

PROPONENTE
Repower Renewable Spa
Via Lavaredo, 44
30174 Mestre (VE)

PROJECT MANAGER : Dott.Giuseppe Caricato

REPOWER
L'energia che ti serve.

PROGETTAZIONE



Sinergo Spa - via Ca' Bembo 152
30030 - Maerne di Martellago - Venezia - Italy
tel 041.3642511 - fax 041.640481
sinergospa.com - info@sinergospa.com

Progettista :
Ing. Filippo Bittante



TENPROJECT

Tenproject Srl -via De Gasperi 61
82018 S.Giorgio del Sannio (BN)
t +39 0824 337144 - f +39 0824 49315
tenproject.it - info@tenproject.it

Numero di commessa interno progettazione: 20041

N° COMMESSA

1416

NUOVO PARCO EOLICO "SERRACAPRIOLA "
PROVINCIA DI FOGGIA E CAMPOBASSO
COMUNI DI SERRACAPRIOLA (FG) E ROTELLO (CB)

PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE

ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA

CODICE ELABORATO

0.10

NOME FILE

1416-PD_A_0.10_REL_r00

00	30/11/2020	PRIMA EMISSIONE	Geol. G. Nichilo	Geom. E. Cossalter	Ing. Filippo Bittante
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICA	APPROVAZIONE

INDICE

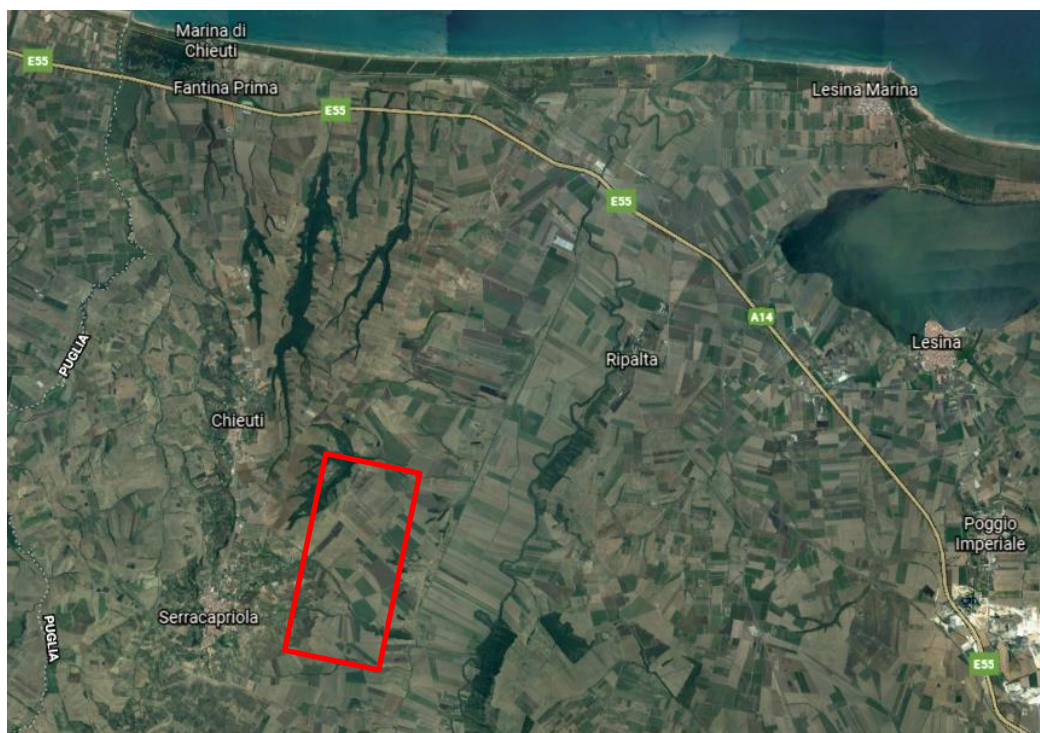
1. INTRODUZIONE	3
2. INDAGINI GEOGNOSTICHE	5
2.1. Indagini svolte	5
2.2. Sondaggi geognostici e piezometri	5
2.3. Prove penetrometriche dinamiche	10
2.3.1. Prove penetrometriche dinamiche SPT	10
2.3.2. Sondaggi penetrometrici DPSH	15
2.4. Prove geotecniche di laboratorio	21
2.5. MASW	22
2.6. Tomografie elettriche	26
3. MODELLO GEOLOGICO	30
4. MODELLO GEOTECNICO	31
5. VINCOLISTICA E FATTIBILITA'	32
6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	33
6.1. Sismicità storica	33
6.2. Azione sismica	34
6.3. Pericolosità sismica	35
6.4. Stati limite	38
6.5. Categoria del sottosuolo	38
7. STABILITA' DEL PENDIO	40
7.1. Criteri di verifica	40
7.2. Condizioni di analisi	41
7.3. Parametri di progetto	42
7.4. Programmi di calcolo	42
7.5. Sezione 1	44
7.6. Sezione 2	46
7.7. Sezione 3	47
8. LIQUEFAZIONE	49
8.1. Esclusione della verifica a liquefazione	49

RELAZIONE GEOLOGICA

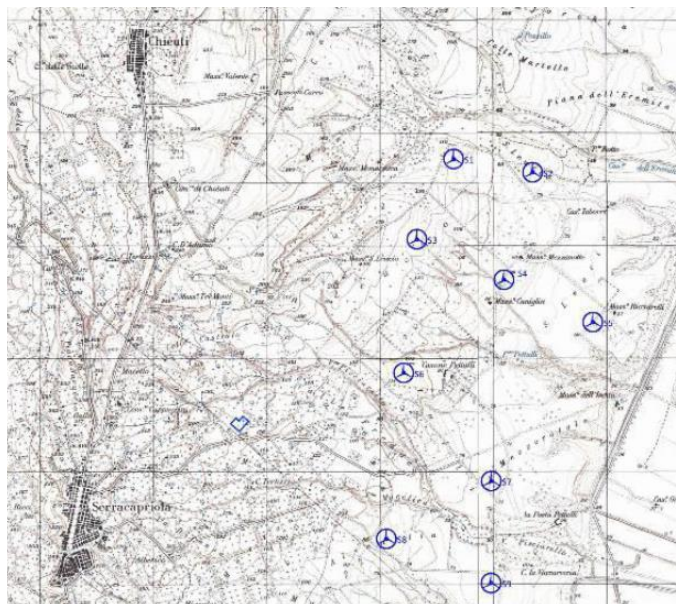
1. INTRODUZIONE

L'intervento in oggetto riguarda la possibilità di realizzazione da parte di Repower S.p.a. di un impianto eolico in località San Leucio - Alvanella all'interno del territorio comunale di Serracapriola, in provincia di Foggia. Il layout progettuale prevede l'installazione di 9 aerogeneratori di grande taglia, tipo Vestas V150, con diametro del rotore fino a 150 metri ed altezza al mozzo di 125 metri. In totale, si prevede una potenza installata di 50,4 MW. La stazione SSE è invece prevista nel territorio comunale di Rotello, in provincia di Campobasso, alla quale il parco eolico sarà collegato da un cavidotto MT di lunghezza pari a circa 17 km.

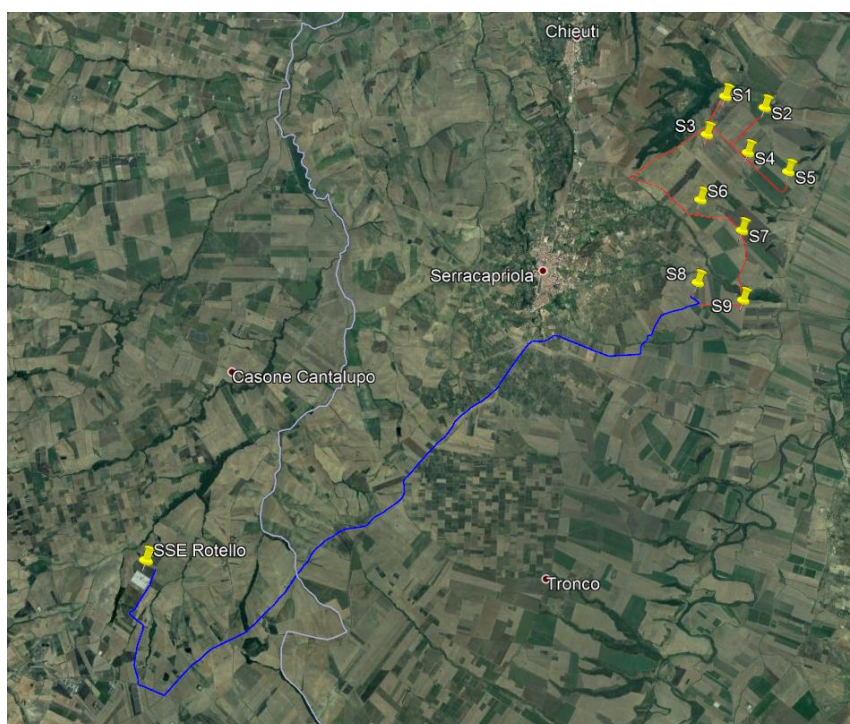
Il presente documento costituisce la relazione geotecnica dei terreni presenti nell'area interessata dal parco eolico. Tale relazione è stata redatta a valle di indagini geognostiche realizzate. Nelle seguenti figure è rappresentato dapprima l'intero territorio comunale di Serracapriola su ortofoto, con indicata l'area di interesse, la quale è successivamente riprodotta in dettaglio.



Inquadramento area di progetto - Ortofoto



Area di intervento su stralcio base cartografica regionale



Planimetria generale di progetto parco eolico-cavidotto-SSE

2. INDAGINI GEOGNOSTICHE

2.1. Indagini svolte

Nel mese di ottobre 2020 si è svolta presso l'area in esame la campagna di indagini geognostiche previste per la caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni di fondazione. Tutte le prove in situ sono state eseguite dalla società "GeoService – Servizi Geologici" di Lucera, nella persona del Dott. Geol. Stefano Finamore.

Le indagini svolte sono le seguenti:

- n.2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo lunghi 28,50 metri (B1) e 15,00 metri (B2);
- n.4 prove di permeabilità Lefranc in foro;
- n.4 prove penetrometriche SPT in foro e n.3 penetrometriche DPSH fino ad una profondità di 10 metri dal piano campagna;
- n.3 prelievi di campioni indisturbati da sottoporre a test di laboratorio;
- n.2 tomografie elettriche;
- n.2 MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), di cui una nei pressi della stazione SSE.

2.2. Sondaggi geognostici e piezometri

I sondaggi geognostici sono stati eseguiti a rotazione con carotaggio integrale del terreno, secondo le modalità previste dalle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" AGI del 1977. Le percentuali di recupero sono state sempre superiori al 90%. La perforazione, realizzata mediante sonda cingolata CASAGRANDE C6, è stata a secco ed è stata seguita dal rivestimento provvisorio del foro del diametro di 127 mm fino a 13 metri di profondità per entrambe le perforazioni. Di seguito si riporta planimetria delle posizioni di perforazione.



Posizioni di realizzazione dei sondaggi geognostici

Sondaggio B1

Il sondaggio B1 è stato eseguito nei pressi della posizione prevista per la torre S1 fino ad una profondità di 28,50 metri dal piano campagna ed all'interno del foro sono state eseguite n.2 prove penetrometriche SPT alle profondità di 9,50 m e 18,50 m dal piano campagna, e n.2 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile alle profondità di fondo foro di 8,00 m e 15,00 m.

Di seguito si riportano la scheda stratigrafica riassuntiva e le foto delle carote estratte, opportunamente conservate in apposite cassette catalogatrici in PVC.

Committente		Repower Renewable S.p.a.		SONDAGGIO		FOGLIO				
Cantiere		Progetto Definitivo P.E. Serracapriola		S1						
Località		Serracapriola (FG)		Il geologo		Dott. S. Finamore				
Data Inizio		30/10/2020		Data Fine		30/10/2020				
Scala 1:150	Profondità*	Falda	Stratigrafia	Descrizione	Piezometro	Rivestimento	Campioni	N° colpi SPT	Prof. SPT	Carotaggio
1	0.90			Rilevato stradale, di natura sabbioso ciottolosa avano giallastro.						
2	1.70			Terreno Vegetale, di colore grigio nerastro, di natura limoso argillosa, plastico e compressibile.						
3	2.60									
4										
5				Limo argilloso, debolmente sabbioso, di colore avano giallastro, con venature grigiastre, talora con livelletti più sabbiosi giallastri, nella parte alta presenza di flocculi farinosi biancastri di alterazione, mediamente plastico e consistente.						
6	6.00					13.000	S1 C1 6.00 6.50			
7										
8										
9	8.60									
10				Limo argilloso sabbioso, marnoso, di colore grigio azzurro, con venature e livelletti sabbiosi, consistente.						
11								13	10 15	9.50
12										
13										
14										
15							S1 C2 14.00 14.50			
16										
17										
18	19.40									
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28	28.00									
29	28.50			Sabbia media e grossa, marnosa, di colore grigio azzurra.				11	16	18.50
30	0.50									

Sondaggio geognostico S1 – Stratigrafia

Sondaggio Geognostico S1



S1 0.00-5.00 m



S1 5.00-10.00 m



S1 10.00-15.00 m



S1 15.00-20.00 m



S1 20.00-25.00 m



S1 25.00-28.510 m

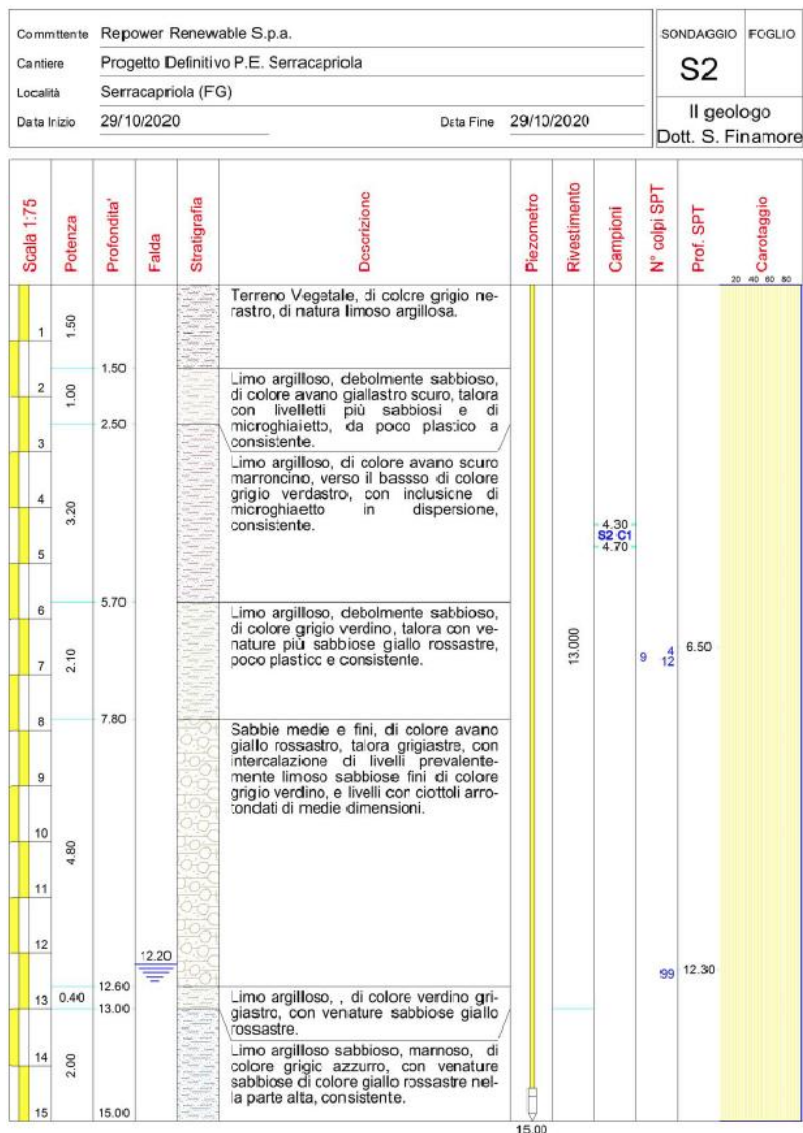
Sondaggio geognostico S1 – Foto cassette catalogatrici

Al fine di determinare le caratteristiche dei terreni, sono stati prelevati n.2 campioni:

- Campione S1-C1: limo argilloso debolmente sabbioso alla profondità 6.00-6.50 m dal piano campagna;
- Campione S1-C2: limo argilloso sabbioso, marnoso alla profondità di 14.00-14.50 m dal piano campagna.

Sondaggio B2

Il sondaggio S2 è stato eseguito nei pressi della prevista posizione della torre S9 fino ad una profondità di 15,00 metri dal piano campagna ed all'interno del foro sono state eseguite n.2 prove penetrometriche SPT alle profondità di 6,50 m e 12,30 m dal piano campagna, e n.2 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile alle profondità di fondo foro di 5,00 m e 10,50 m. Durante la perforazione si è rinvenuta la falda ad una profondità di 12.30 metri dal piano campagna. Al fine di monitorare l'andamento del livello della falda nei mesi a seguire l'esecuzione del sondaggio, per l'intera lunghezza dello stesso è stato installato un piezometro a tubo aperto, con chiusino e lucchetto in superficie. Di seguito si riportano la scheda stratigrafica riassuntiva e le foto delle carote estratte, opportunamente conservate in apposite cassette catalogatrici in PVC.



Sondaggio geognostico S2 – Stratigrafia

Sondaggio Geognostico S 2



S2 0.00-5.00 m

S2 5.00-10.00 m



S2 10.00-15.00 m

Sondaggio geognostico S2 – Foto cassette catalogatrici

Al fine di determinare le caratteristiche dei terreni, è stato prelevato n.1 campione:

- Campione S2-C1: limo argilloso alla profondità 4.30-4.70 m dal piano campagna.

2.3. Prove penetrometriche dinamiche

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si sono svolte due tipologie di prove penetrometriche dinamiche in situ, sia mediante prove Standard Penetration Test in foro, sia realizzando sondaggi penetrometrici Dynamic Probing Super Heavy.

2.3.1. Prove penetrometriche dinamiche SPT

Le prove penetrometriche dinamiche SPT sono state eseguite secondo standard ASTM a diverse profondità. Con questo tipo di prova in foro si ha l'obiettivo di determinare la resistenza che il terreno oppone alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso nel terreno a partire dal fondo del foro di sondaggio. La resistenza è funzione delle caratteristiche geomeccaniche e litologiche del terreno.

La prova è consistita nel far cadere un maglio di 63,5 kg da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissa alla sommità di una batteria di aste, alla cui estremità è avvitato il campionatore di dimensioni standardizzate (diametro punta da 51 mm, angolo punta di 60°, area della base della punta conica di 20.43 cm²). Il numero di colpi (N) necessario per una penetrazione del campionatore pari a 300 mm (dopo l'eventuale penetrazione quasi-statica per gravità e dopo 150 mm di infissione dinamica per il posizionamento) è il dato assunto come indice di resistenza alla penetrazione (Nspt). Prima dell'esecuzione di ogni singola prova, dal fondo del foro di sondaggio vengono eliminati eventuali sedimenti che potrebbero inficiare l'esito della prova.

Per calcolare il valore di resistenza r_d , si usa la seguente formula:

$$r_d = \frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e}$$

dove M è la massa del maglio, g è l'accelerazione gravitazionale, H l'altezza di caduta, A è l'area della sezione trasversale della base della punta conica ed e è la penetrazione media per colpo.

Il numero di colpi registrato affinché si verificasse l'infissione nel terreno del campionatore per 30 cm necessita di alcune normalizzazioni come di seguito esposto.

Normalizzazione rispetto alla pressione del terreno

La resistenza alla penetrazione aumenta in modo lineare con la profondità, dunque, ammettendo che la densità relativa sia costante, all'aumentare della tensione verticale efficace si deve operare una correzione, riportando i valori di N relativi al numero dei colpi, ad una pressione verticale efficace di 1 kg/cm²:

$$N_1 = C_N \cdot N$$

con N numero di colpi misurati, N_1 rispettivo valore riferito ad una tensione verticale efficace, $C_N = 1/\sigma'_{v0}{}^{(n)}$, dove n è pari a 0.5 (Liao e Whitman, 1985).

Si può utilizzare anche la relazione di Skempton (1986), la quale enfatizza meno i valori di C_N per bassi valori di pressione efficace:

$$C_N = \frac{2}{1 + \sigma'_{v0}/100} \quad \text{per sabbie fini;}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \sigma'_{v0}/100} \quad \text{per sabbie grossolane;}$$

Normalizzazione rispetto al dispositivo di battitura

Normalmente il rendimento dei dispositivi utilizzati per le prove SPT è pari al 60% dell'energia cinetica nominale (473.4 Joule) della massa di un maglio di 63.5 kg che cade da un'altezza di 760 mm. Nel caso delle prove penetrometriche in oggetto, il rendimento raggiunge valori pari all'80% e quindi si rende indispensabile effettuare una correzione secondo la relazione:

$$N_{60} = \frac{ER_{IM}}{60} \cdot N$$

dove N_{60} è il numero di colpi corretto per riferirlo ad un rendimento del 60%, ed ER_{IM} è il rendimento espresso in percentuale.

Normalizzazione rispetto alla lunghezza delle aste

Una possibile causa di dispersione dell'energia può essere legata alla lunghezza delle aste: se questa è superiore ai 10 metri, non si deve applicare alcuna correzione, mentre se la lunghezza è inferiore ai 10 metri, per la sabbia si possono applicare le seguenti correzioni:

Lunghezza aste	> 10	6 - 10	4 - 6	3 - 4
Fattore di correzione λ	1.0	0.95	0.85	0.75

Effettuate le normalizzazioni di cui sopra è possibile ricavare i seguenti parametri geotecnici per gli strati interessati dalle prove, sfruttando le numerose correlazioni presenti in letteratura.

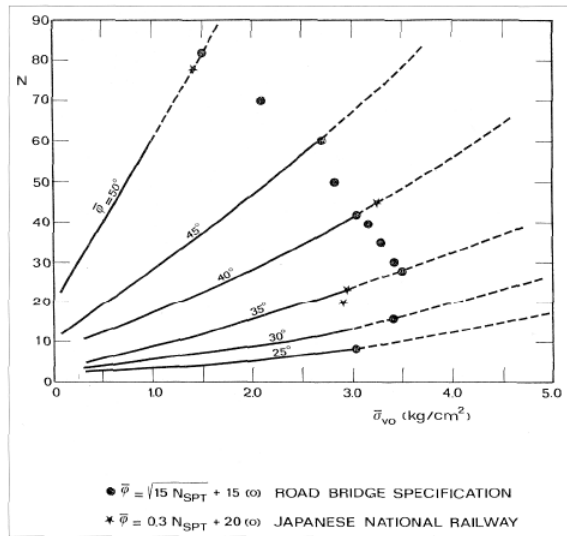
Densità relativa (DR)

Ottenuto il valore normalizzato di NSPT è possibile ricavare il valore della densità relativa servendosi della correlazione proposta da Terzaghi e Peck (1948) e da Skempton (1986):

$$(N_1)_{60}/D_r^2 = 60 \quad \text{per } Dr > 35\%$$

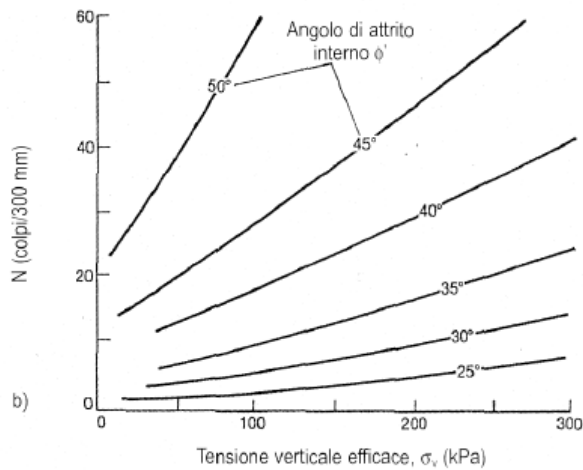
Angolo di attrito efficace (ϕ')

Utilizzando il grafico proposto da De Mello (1971), è possibile definire l'angolo di attrito efficace ϕ' in relazione al valore di NSPT ed allo sforzo verticale efficace. Tale relazione è valida per sabbie moderatamente compressibili, quarzose, non cementate. Si noti, comunque, che per valori di pressione efficace inferiori a 10 kPa, l'angolo di attrito risulta sopravvalutato, così come per $\phi' > 38^\circ$.



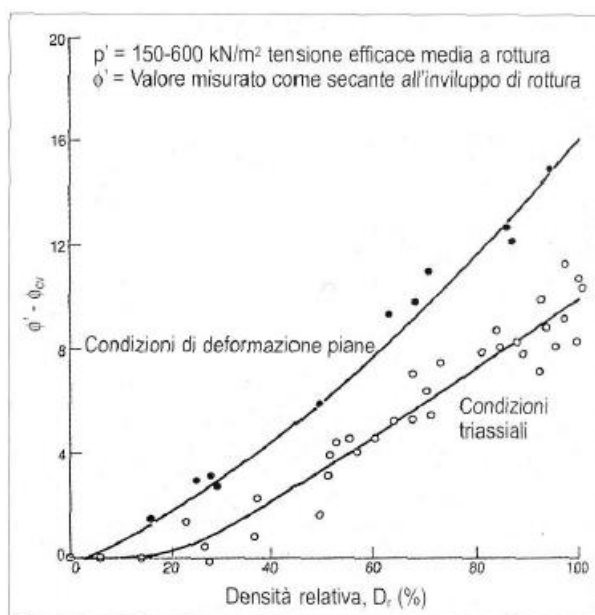
Correlazione di De Mello (1971)

Di seguito si propone un'ulteriore correlazione (Mitchell 1978) che mette in relazione il valore di N con l'angolo di resistenza al taglio, tenendo conto delle tensioni verticali efficaci.



Correlazione di Mitchell (1978)

Nel determinare l'angolo di resistenza al taglio, è importante tenere in considerazione i caratteri di deformabilità dei terreni a grana grossa. La resistenza al taglio dei terreni grossolani dipende dall'angolo a volume costante Φ'_{cv} , che è l'angolo di attrito con densità relativa praticamente nulla, dalla componente dovuta al contributo della dilatanza ($\phi' - \phi'_{cv}$), funzione del mutuo incastro delle particelle e legato direttamente alla densità relativa, dal livello tensionale e dalla cementazione. Il diagramma di Bolton (1986) mostra il legame esistente tra la densità relativa e la componente dilatante dell'angolo di resistenza al taglio; è valido, in particolare, per sabbie quarzose non cementate e recenti, con valori di angolo di resistenza al taglio ricavati in condizioni triassiali e in condizioni di deformazione piana, questi ultimi utilizzati per la maggior parte dei problemi pratici di progettazione.

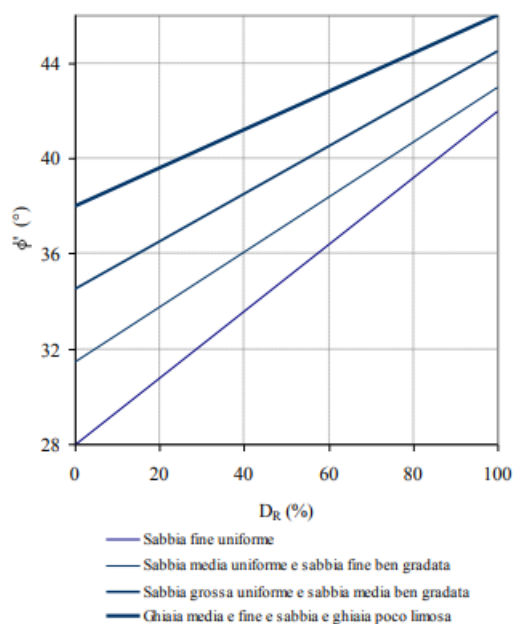


Correlazione di Bolton (1986)

In definitiva, una volta calcolato il valore della densità relativa, per stimare l'angolo di resistenza al taglio dei terreni si è utilizzata la correlazione proposta da Schmertmann (1977), per diverse granulometrie.

$\phi'(^{\circ}) = 28 + 0,14 \cdot D_R$	Sabbia fine uniforme
$\phi'(^{\circ}) = 31,5 + 0,115 \cdot D_R$	Sabbia media uniforme e sabbia fine ben gradata
$\phi'(^{\circ}) = 34,5 + 0,10 \cdot D_R$	Sabbia grossa uniforme e sabbia media ben gradata
$\phi'(^{\circ}) = 38 + 0,08 \cdot D_R$	Ghiaia media e fine e sabbia e ghiaia poco limosa

Correlazione di Schmertmann (1977)



Stima di ϕ' da DR per differenti granulometrie secondo Schmertmann (1977)

Di seguito si riporta un sommario delle prove penetrometriche dinamiche SPT realizzate in foro, mentre per i parametri geotecnici ottenuti si rimanda al modello geotecnico, definito nel relativo capitolo della presente relazione.

Sondaggio B1:

SPT1/1

Profondità: 9,50 – 9,95 m da piano campagna

Numero colpi: 10/13/15

SPT1/2

Profondità: 18,50 – 18,95 m da piano campagna

Numero colpi: 8/11/16

Sondaggio B2:

SPT2/1

Profondità: 6,50 – 6,95 m da piano campagna

Numero colpi: 4/9/12

SPT2/2

Profondità: 18,50 – 18,95 m da piano campagna

Numero colpi: rifiuto per presenza di trovante di grandi dimensioni

2.3.2. Sondaggi penetrometrici DPSH

I sondaggi penetrometrici Dynamic Probing Super Heavy DPSH rappresentano dei sistemi di indagine molto rapidi ed utili, seppure forniscano informazioni solo puntuali circa il sottosuolo. La prova ha svolgimento analogo a quanto descritto per le prove SPT e consiste nell'infissione nel terreno di una punta metallica conica, avente caratteristiche standardizzate, quali superficie di 20 cm², angolo di 90°, mediante la caduta di un maglio dal peso di 63,5 kg da una altezza fissa di 750 mm. Si registra, quindi, il numero di colpi necessario ad infiggere la punta per 20 cm.

Di seguito si riportano la planimetria dei punti di indagine ed i risultati delle prove DPSH eseguite.



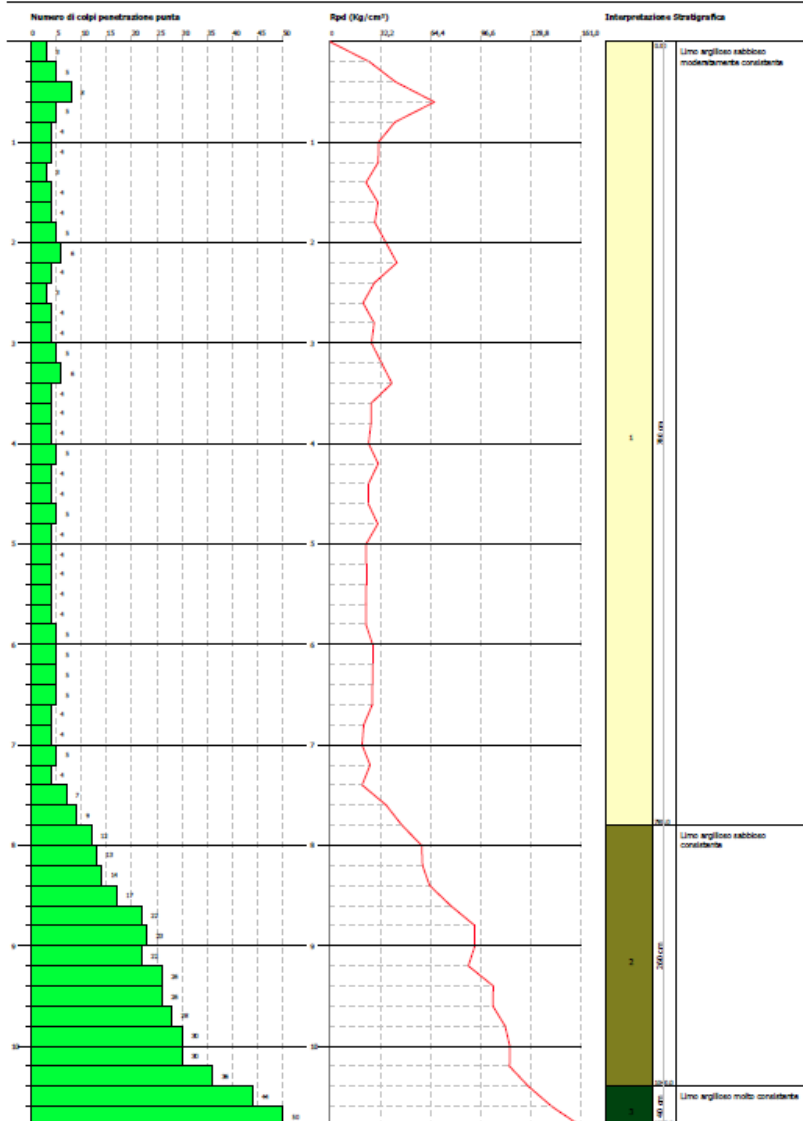
Posizioni di realizzazione delle prove penetrometriche pesanti DPSH

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 1
 Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente : Ripower Renewable S.p.a.
 Cantiere : Progetto Definitivo P.E. Serracapriola
 Località : Serracapriola (FG)

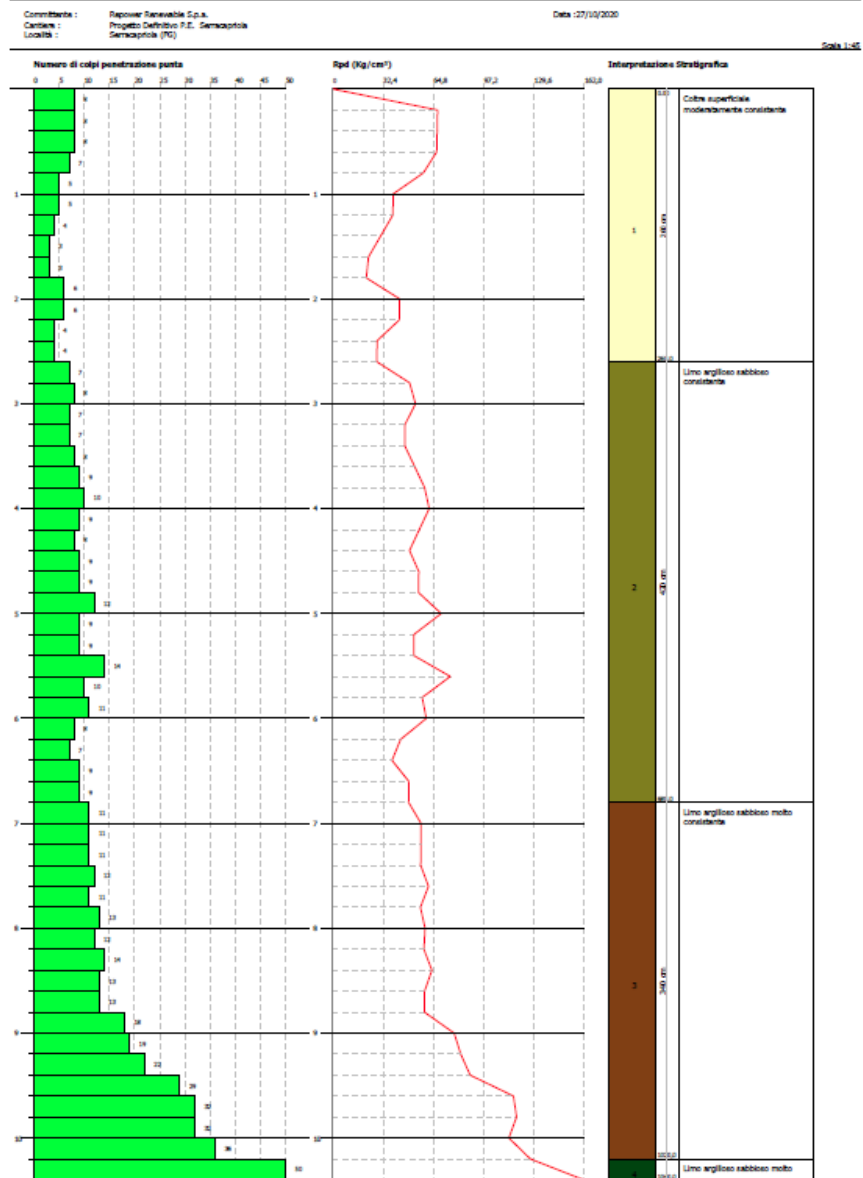
Data: 27/10/2020

Scala: 1:25

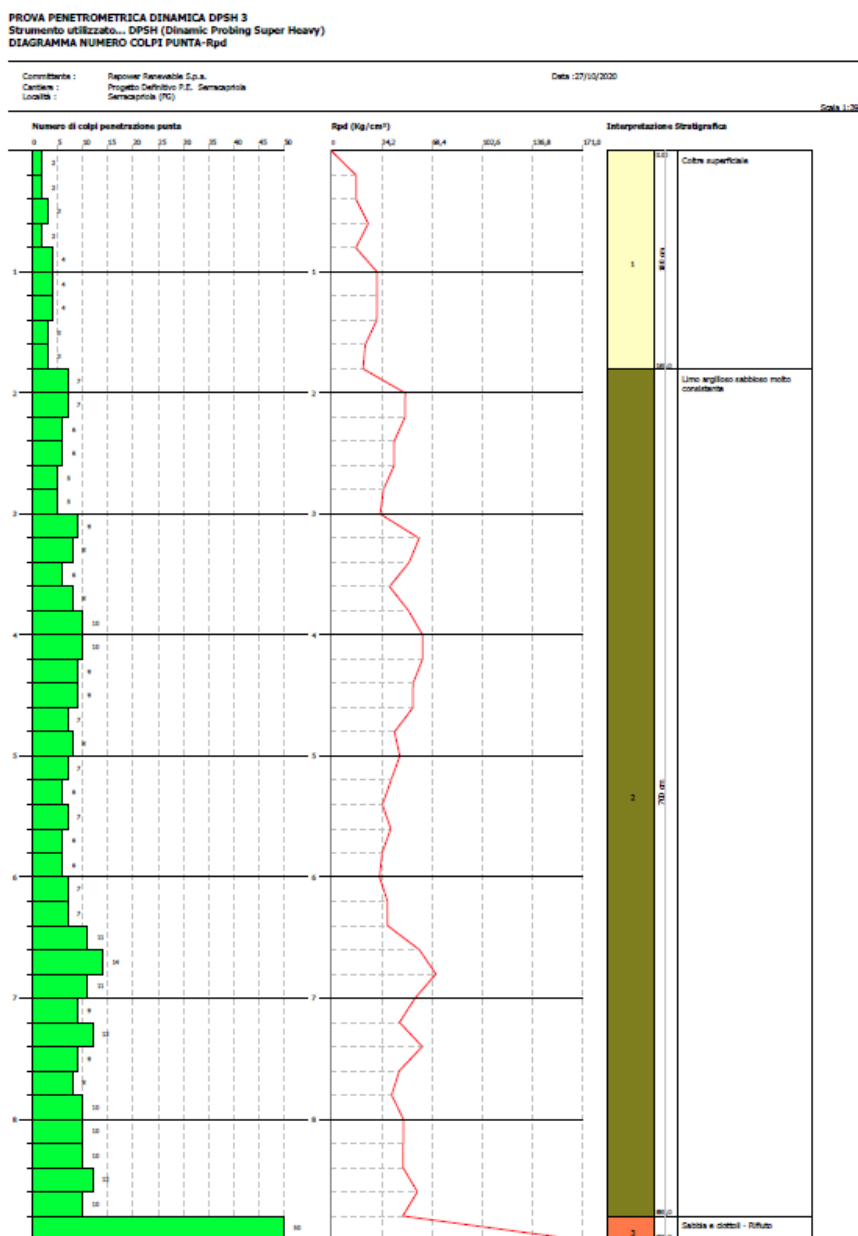


Risultati prova penetrometrica DPSH n.1

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 2
 Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)
 DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd



Risultati prova penetrometrica DPSH n.2



Risultati prova penetrometrica DPSH n.3

Per l'interpretazione della prova DPSH vi sono due possibilità. Un primo metodo prevede di mettere in relazione il numero di colpi della prova non standard (N_{DP}) con il relativo numero di colpi per prova penetrometrica standard (N_{SPT}) secondo la seguente formulazione di LaCroix e Horn (1973), la quale permette di considerare le diverse energie prodotte da ogni sistema di prova anche in virtù del tipo di attrezzatura utilizzata:

$$N_{SPT} = \left(\frac{W \cdot H}{6.2 \cdot D^2 \cdot L} \right) N$$

con W il peso del maglio in kg, H l'altezza di caduta in cm, D il diametro del cono in cm^2 , L la penetrazione standard in cm, N il numero di colpi misurato nella prova non standard.

Un secondo metodo prevede che, calcolando dalla prova DP la resistenza dinamica r_d o q_d , si possa risalire alla resistenza statica alla punta $q_c(eq)$, propria della prova penetrometrica statica CPT, in modo da poter applicare le relative correlazioni.

$$q_c(eq) = \alpha r_d$$

Dunque, dagli istogrammi affondamento punta/numero di colpi si risale alla litologia, mentre utilizzando il peso del maglio e l'altezza di caduta, mediante *Formula degli Olandesi*, si ricava la resistenza statica dinamica alla punta R_d :

Resistenza dinamica alla punta (per prove eseguite con rivestimento):

$$r_d = \frac{M \cdot H}{e \cdot A}$$

Resistenza dinamica alla punta (per prove eseguite senza rivestimento):

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

dove M è il peso del maglio in kg, H l'altezza di caduta in cm, A l'area della base del cono in cm^2 , Q il peso totale della testa di battuta e della batteria di aste in kg, e la penetrazione standard in cm.

Il valore del coefficiente α , invece, dipende dalla litologia attraversata, secondo la classificazione USCS.

Una volta ricavato mediante correlazioni il valore della resistenza statica alla punta $q_c(eq)$, propria della prova CPT, è possibile caratterizzare gli strati identificati mediante i seguenti parametri e le relative formulazioni.

Modulo di Poisson

Il modulo di Poisson è l'unico parametro geotecnico non calcolato partendo dalla resistenza alla punta registrata durante la prova penetrometrica. Infatti, esso è stato ottenuto mediante prove geofisiche MASW, per i risultati delle quali si rimanda agli allegati della relazione geologica.

Modulo elastico

Il modulo elastico è stato calcolato mediante la formula di Schmertmann, ponendo α pari a 2,5:

$$E = \alpha q_c$$

Come si nota, tale formulazione del modulo elastico mette in diretta correlazione il modulo di Young con la resistenza alla punta misurata in situ.

Modulo elastico non drenato

Per il calcolo del modulo elastico non drenato vi è una prima possibilità che permette di calcolarlo mediante la correlazione di Stroud (1989), valida per tutti i tipi di suolo, in funzione del numero di colpi N_{spt} :

$$E_u = (6,3/10,4) \cdot N_{spt}$$

Un'altra possibilità prevede di calcolare il modulo elastico non drenato partendo dal modulo elastico E e conoscendo il modulo di Poisson del suolo:

$$E_u = \frac{3 \cdot E'}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

Modulo edometrico

Per il calcolo del modulo edometrico si è utilizzata la formulazione di Mitchell e Gardner, con le pressioni misurate in kg/m²:

$$M = \alpha q_c$$

con $\alpha=5$ se $q_c < 7.1371$, $\alpha=3,5$ se $7.1371 \leq q_c \leq 20.394$ e $\alpha=1,7$ per $q_c \geq 20.394$.

Un'altra possibilità è quella di calcolare il modulo edometrico partendo dal modulo elastico di Young e conoscendo il modulo di Poisson del singolo strato, come di seguito riportato.

$$M = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

con E modulo elastico e ν modulo di Poisson.

Modulo di taglio

Il modulo di taglio è stato calcolato secondo la teoria dell'elasticità. In questo modo si può ricavare il modulo di taglio considerando il modulo elastico E ed il coefficiente di Poisson ν , secondo la seguente formula:

$$G = E/2(1 - \nu)$$

Coesione non drenata

Per il calcolo della coesione non drenata la resistenza alla punta q_c deve essere corretta per tener conto della pressione interstiziale dell'acqua u_2 . Inoltre, si deve considerare anche il rapporto α fra l'area della parte di cono che agisce direttamente sulla cella di carico e l'area della proiezione inferiore del cono ($\alpha = A_n/A_c$), ed il fattore di cono N_k , considerato pari a 14:

$$C_u = \frac{q_t - q_c}{N_k}$$

$$\text{con } q_t = q_c + (1 - \alpha)u_2$$

Angolo di resistenza al taglio

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio di picco si sono utilizzate quattro diverse teorie, qui esplicitate.

Durgunoglu e Mitchell

$$\phi' = 14.4 + 4.8 * \ln q_c - 4.5 * \ln \sigma'_v$$

Caquot

$$\phi' = 9.8 + 4.96 * \ln \left(\frac{q_c}{\sigma'_v} \right)$$

Koppejan

$$\phi' = 5.8 + 5.21 * \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

De Beer

$$\phi' = 5.9 + 4.76 * \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

dove q_c rappresenta il valore di resistenza alla punta misurato ad una data profondità durante l'esecuzione delle prove penetrometriche, mentre σ'_v è la tensione efficace alla stessa profondità.

Una volta calcolato l'angolo di resistenza al taglio con le quattro formulazioni, per la definizione della capacità portante si è scelto il valore minimo tra quelli ottenuti, in modo da considerare il valore più cautelativo.

2.4. Prove geotecniche di laboratorio

Durante le operazioni di realizzazione dei sondaggi geognostici sono stati prelevati n.3 campioni indisturbati, due dal sondaggio B1, alle profondità di 6,00-6,50 e 14,00-14,50 metri dal piano campagna, ed un dal sondaggio B2 ad una profondità di 4,30-4,70 metri dal piano campagna. Le prove di laboratorio sono state eseguite da "Soil Project s.a.s." sita in Calvi in provincia di Benevento. Di seguito si riepilogano le prove eseguite per ogni campione prelevato:

- **Campione C1 – Sondaggio B1**

- Analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione;
- Definizione caratteristiche fisico-volumetriche;
- Definizione dei Limiti di Atterberg;
- Prova di taglio diretto;
- Taglio residuo;
- Prova di compressione a espansione laterale libera.

- **Campione C2 – Sondaggio B1**

- Analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione;
- Definizione caratteristiche fisico-volumetriche;
- Definizione dei Limiti di Atterberg;
- Prova di taglio diretto;
- Prova di compressione triassiale non consolidata non drenata.

- **Campione C1 – Sondaggio B2**

- Analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione;
- Definizione caratteristiche fisico-volumetriche;
- Definizione dei Limiti di Atterberg;
- Prova di taglio diretto;
- Prova di compressione a espansione laterale libera.

I risultati delle prove di laboratorio eseguite, allegati alla presente relazione, sono stati utilizzati per la definizione del modello geotecnico di riferimento. Di seguito si riporta un sommario dei suddetti risultati.

Campione	Peso di volume (kN/m³)	Peso specifico grani (kN/m³)	Contenuto d'acqua (%)	Analisi granulometriche				Limiti di Atterberg			Taglio diretto		Compressione a espansione laterale libera	Taglio residuo		Triassiale UU
				Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	C' (kN/m²)	φ' (°)	Cu (kPa)	C' (kN/m²)	φ' (°)	Cu (kN/m²)
C1-B1	20,48	26,30	20,33	4	14	64	18	44	24	20	25,25	26,47	210,06	6,04	11,41	-
C2-B1	20,93	26,43	17,47	0	0	29	71	54	19	35	29,96	20,54	-	-	-	226,00
C1-B2	19,12	26,33	28,76	0	3	54	43	44	15	29	26,30	23,88	190,51	-	-	-

Sommario risultati prove di laboratorio

2.5. MASW

Ai fini della determinazione della categoria di suolo, in ottemperanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018, sono state svolte n.2 indagini geofisiche per la definizione delle caratteristiche sismo-stratigrafiche dei terreni. Mediante un profilo di sismica a rifrazione con tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), si è proceduto quindi a ricavare il parametro VS equivalente ($V_{s_{eq}}$) sia nell'area del parco eolico a Serracapriola che nella zona della futura sottostazione, nel territorio comunale di Rotello (CB). La procedura MASW rappresenta un sistema d'indagine indiretta, non invasiva, del sottosuolo. Essa si basa sulla determinazione delle onde di superficie mediante un profilo sismico: sul terreno vengono disposti dei geofoni ad intervallo costante, collegati ad un sismografo, i quali registrano l'impulso causato da una vibrazione generata artificialmente. Il contributo maggiore è dato dalle onde di Rayleigh, la cui velocità di trasmissione è legata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato come qualsiasi sottosuolo investigato, si verifica la dispersione, secondo cui le onde con diversa lunghezza d'onda si propagano con diverse velocità di fase e di gruppo.

L'elaborazione dei dati acquisiti mediante MASW si riconduce a quattro fasi:

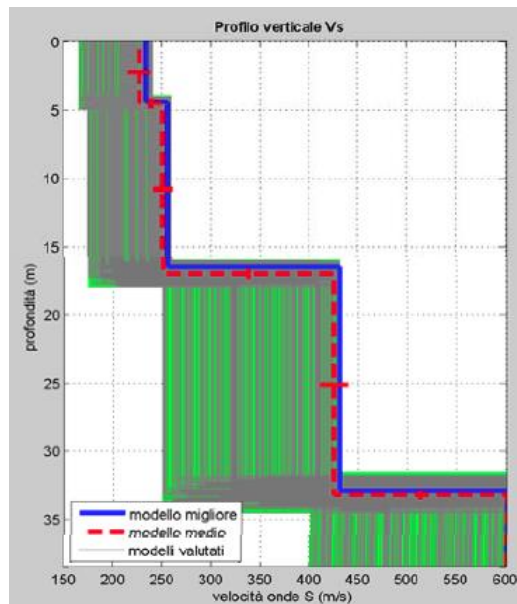
- trasformazione delle serie temporali registrate nel dominio frequenza (f) – numero d'onda (k), mediante trasformata di Fourier;
- individuazione delle coppie f-k cui corrispondono i massimi spettrali di energia, in modo da risalire alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh;
- calcolo della curva di dispersione teorica attraverso la formulazione del profilo di velocità delle onde di taglio Vs, andando a modificare opportunamente i valori di spessore, densità di massa e velocità delle onde di taglio Vs e di compressione Vp degli strati costituenti il sottosuolo investigato;
- modifica della curva teorica fino al raggiungimento del fit ottimale tra la curva di dispersione teorica e quella sperimentale.

La MASW è stata realizzata utilizzando 24 geofoni con frequenza propria di 4.5 Hz e distanza intergeofonica di 2.0 metri, definendo uno stendimento di 46 metri. Di seguito si riportano la planimetria delle indagini MASW eseguite ed i risultati ottenuti.

MASW 1 – Parco Eolico Serracapriola



Posizione MASW1 PE Serracapriola



MASW1 PE Serracapriola: profilo di velocità delle onde S

I parametri dinamici del terreno ed il modello di velocità delle onde S per il sito in esame sono i seguenti:

Strato	Vs (m/s)	Spessore (m)	Vp stimata (m/s)	Stima densità (gr/cm3)	Stima mod. Poisson (-)	Stima modulo taglio (MPa)	Stima modulo compressione (MPa)	Stima modulo Young (MPa)	Stima modulo Lamè (MPa)
1	227	4,5	506	1,89	0,37	97	354	268	289
2	251	12,5	554	1,91	0,37	120	426	330	346
3	424	16,2	1186	2,10	0,43	377	2445	1075	2194
4	600	Inf.	1641	2,17	0,42	783	4811	2227	4289

MASW1 PE Serracapriola: parametri dinamici del terreno

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Spessore (m)
1	506	227	4,5
2	554	251	12,5
3	1186	424	16,2
4	1641	600	Inf.

MASW1 PE Serracapriola: modello di velocità delle onde S

Alla luce dei risultati sopra esposti e di quanto definito nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17/01/18), per il sito ricadente all'interno dell'area del parco eolico si ha la seguente classificazione:

$V_{s,eq} = 299$ m/s

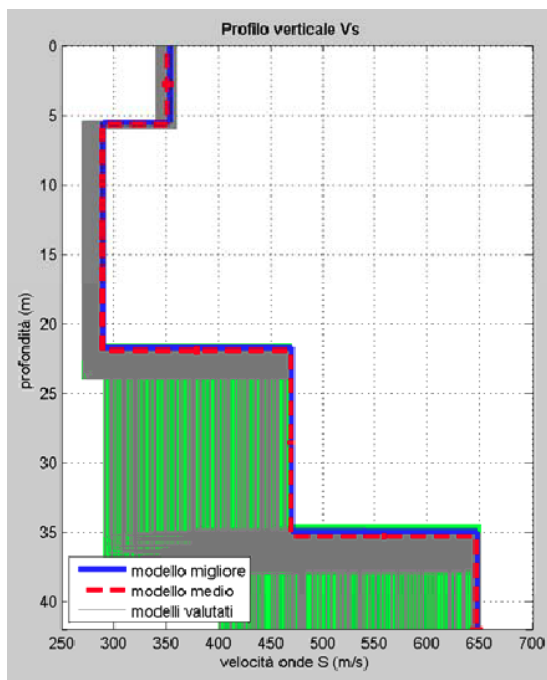
Categoria di sottosuolo: C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori della velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s."

Categoria topografia: T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ "

MASW 2 – SSE Rotello



Posizione MASW2 SSE Rotello



MASW2 SSE Rotello: profilo di velocità delle onde S

I parametri dinamici del terreno ed il modello di velocità delle onde S per il sito in esame sono i seguenti:

Strato	Vs (m/s)	Spessore (m)	Vp stimata (m/s)	Stima densità (gr/cm3)	Stima mod. Poisson (-)	Stima modulo taglio (MPa)	Stima modulo compressione (MPa)	Stima modulo Young (MPa)	Stima modulo Lamè (MPa)
1	351	5,7	757	1,99	0,36	245	812	667	649
2	289	16,3	641	1,95	0,37	163	583	446	475
3	469	13,3	1039	2,06	0,37	454	1622	1245	1320
4	646	Inf.	1738	2,19	0,42	913	5392	2593	4784

MASW2 SSE Rotello: parametri dinamici del terreno

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Spessore (m)
1	757	351	5,7
2	641	289	16,3
3	1039	469	13,3
4	1738	646	Inf.

MASW2 SSE Rotello: modello di velocità delle onde S

$V_{s,eq} = 335 \text{ m/s}$

Categoria di sottosuolo: C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori della velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s."

Categoria topografia: T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ "

2.6. Tomografie elettriche

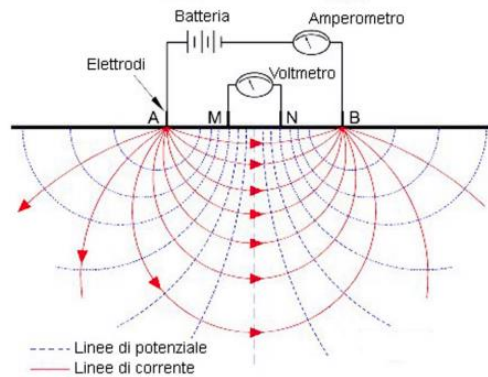
Dopo una prima campagna di ricognizione geologica in sito si sono notate le evidenze di piccoli smottamenti del terreno lungo il vialetto di campagna sito nelle vicinanze della torre S1, all'estremità settentrionale del parco eolico. Per investigare tale fenomeno in maggiore dettaglio, in modo da scongiurare l'eventuale presenza di superfici di scivolamento nel sottosuolo, si è deciso di realizzare n.2 tomografie geoelettriche nell'area, come di seguito rappresentato (in verde la tomografia elettrica n.1, in arancione la tomografia elettrica n.2).



Planimetria tomografie elettriche realizzate

Il metodo geoelettrico prevede l'energizzazione del terreno con corrente continua o alternata ed una misura diretta sulla superficie del suolo della differenza di potenziale. Il sottosuolo non è omogeneo ed isotropo, quindi quello che si ottiene è un modello di resistività apparente del sottosuolo, definita come la resistività di un semispazio elettricamente omogeneo ed isotropo che presenti gli stessi rapporti misurati tra la corrente applicata e la differenza di potenziale per una data disposizione e spaziatura degli elettrodi. Dal modello di resistività apparente si ottiene, per inversione, il modello di resistività reale.

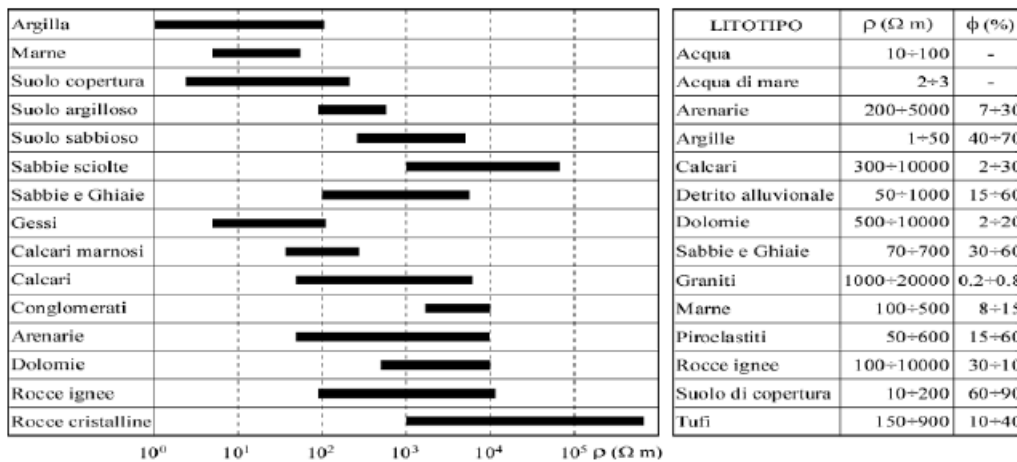
Per la realizzazione delle misure si utilizzano degli elettrodi conduttivi (convenzionalmente A e B), energizzanti, che permettono l'immissione nel terreno della corrente elettrica, ed a distanza nota, degli elettrodi di misura (convenzionalmente M ed N): tale configurazione è detta quadripolo.



Schema tipo prospezione geoelettrica

Le cariche nel passare da A a B percorrono linee di corrente a profondità diverse, e maggiore è la distanza tra i due elettrodi di corrente, maggiore è la diffusione nel terreno, e minore la differenza di potenziale registrata in superficie agli elettrodi di potenziale. Allargando dopo ogni misura i quattro elettrodi, ma mantenendo invariato il centro del quadripolo, si ottiene un sondaggio elettrico verticale (SEV), mentre per ottenere un profilo di resistività è necessario spostare i quattro elettrodi lungo un allineamento orizzontale, mantenendo così costante la profondità di indagine. Avendo realizzato in superficie uno stendimento di numerosi elettrodi è possibile, variando ripetutamente la scelta degli elettrodi di corrente e di quelli di potenziale, ottenere una pseudosezione, nonché una sezione 2D di resistività apparente. Mediante processi di inversione è possibile ottenere un modello 2D di resistività del sottosuolo, chiamato tomografia elettrica.

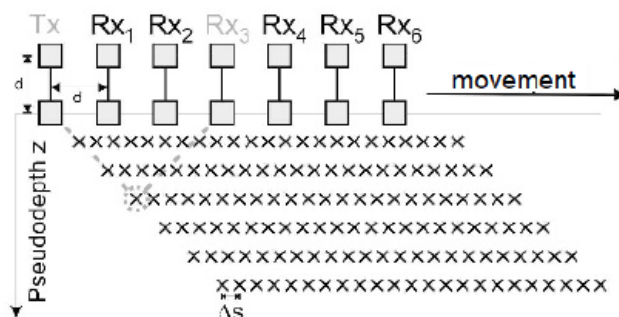
La resistività elettrica fornisce numerose informazioni circa lo stato delle rocce o terreni nel sottosuolo, ma va ricordato che come per tutti i metodi geofisici, non è possibile effettuare una ricostruzione univoca del sottosuolo. Infatti, la resistività dipende da numerosi fattori quali porosità, presenza di fluidi, composizione mineralogica, grado di fratturazione, grado di saturazione ed eventuale presenza di sostanze organiche, dunque si ha una grande variabilità anche all'interno della stessa litologia. Generalmente i sedimenti non consolidati hanno resistività inferiore rispetto alle circostanti rocce sedimentarie, ed i terreni argillosi hanno minore resistività di quelli sabbiosi.



Tipici intervalli di resistività per litologia

Le prospezioni geoelettriche realizzate hanno visto l'utilizzo di apparecchiature a corrente alternata a bassa frequenza (60-120 Hz), eliminando così la necessità di utilizzare elettrodi non polarizzabili. Tale corrente alternata viene accoppiata in modo capacitivo nel terreno ad una frequenza specifica (16.5 Hz) da un voltaggio alternato applicato dal trasmettitore: la misura viene effettuata sul risultante voltaggio accoppiato al ricevitore, il quale sarà proporzionale alla resistività del terreno che separa i due dipoli ed alla corrente emessa dal trasmettitore. Il trasmettitore ed il ricevitore sono disposti secondo la configurazione dipolo-dipolo, in cui entrambi sono posizionati lungo un allineamento e separati da interi o frazioni della lunghezza del dipolo stesso

Lo strumento utilizzato, sfruttando il metodo dipolo-dipolo, non utilizza picchetti metallici, acquisisce in continuo e permette di ottenere sezioni ad alta risoluzione sino a circa 30 metri di profondità. Per ottenere una ricostruzione tomografica della sezione verticale del profilo del terreno, tramite elaborazioni agli elementi finiti (FEM), si è effettuata in sito una tomografia geoelettrica capacitiva con il metodo move-out in array dipolo-dipolo, come spiegato dalla seguente figura.

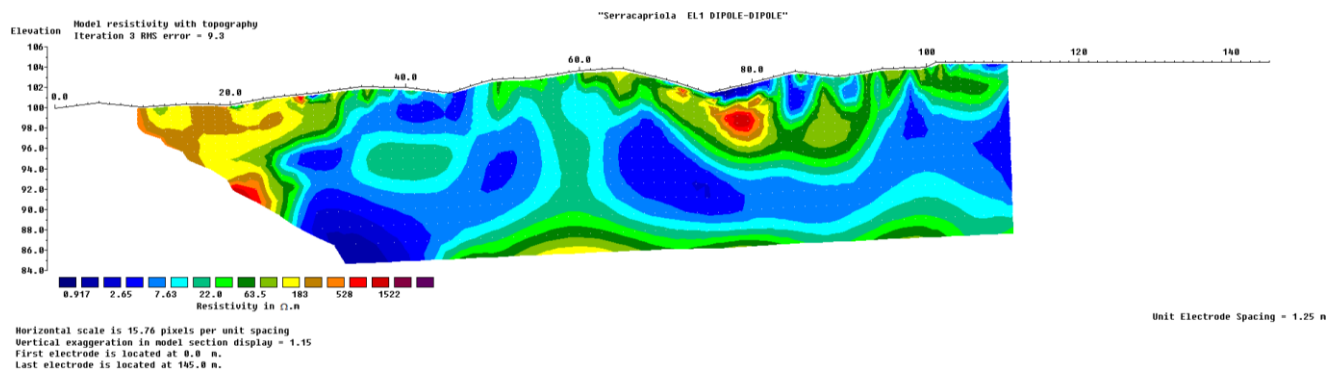


Configurazione tomografia geoelettrica

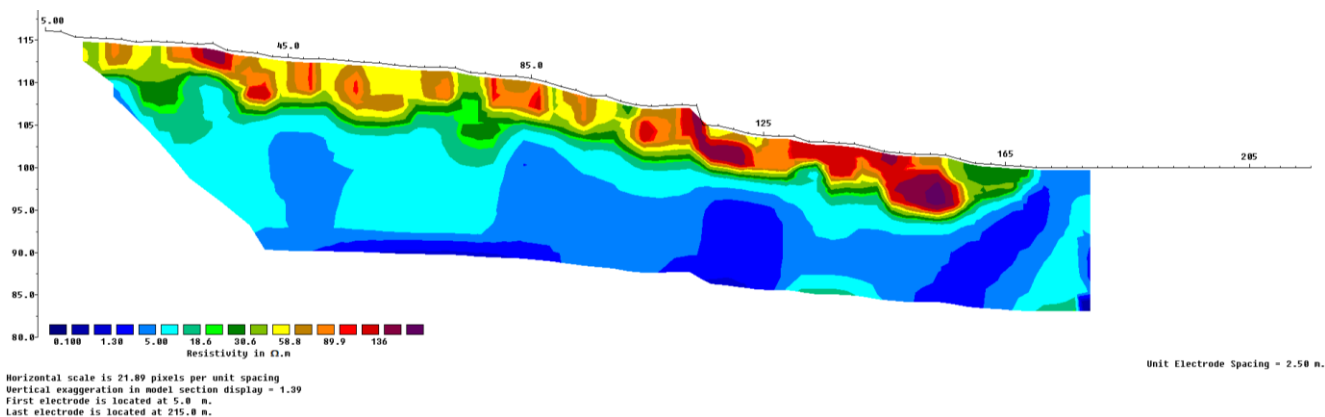
All'interno dell'area del parco eolico di Serracapriola si sono osservati piccoli fenomeni di dissesto nell'area a nord della torre eolica S1. Per tale ragione, si è deciso di investigare la zona mediante n.2 tomografie geoelettriche:

- Tomografia geoelettrica n1: realizzata sull'area in dissesto, perpendicolarmente alla linea di massima pendenza del pendio;
- Tomografia geoelettrica n.2: realizzata sull'area in dissesto, lungo la linea di massima pendenza del pendio, partendo approssimativamente dall'area in cui è prevista la realizzazione della torre S1.

Di seguito si riportano i modelli di resistività ottenuti dai dati misurati in sito, mediante utilizzo del software Res2DInv. Per i dettagli relativi alle indagini ed ai risultati si rimanda agli allegati.



Modello 2D di resistività (Tomografia geoelettrica n.1)



Modello 2D di resistività (Tomografia geoelettrica n.2)

Visti i risultati sopra rappresentati, si è confermata la natura strettamente superficiale del disturbo, probabilmente legato ad una compattazione del terreno o ad un effetto causato dalle acque di circolazione nel primo strato di sottosuolo e superficiale, ritenuta disordinata a causa di una mancanza di canalizzazione delle stesse. Tale situazione ha fatto sì che le acque, scorrendo in superficie ed infiltrandosi, abbiano causato una compattazione del materiale limoso ed argilloso (caratterizzato come "argille inorganiche a media plasticità" dalla carta di plasticità di Casagrande, come riportato nell'allegato relativo alle prove di laboratorio). Tale situazione è stata appesantita anche dalla presenza di un tratturo abbastanza trafficato, il cui basamento è stato realizzato direttamente sul terreno. Dunque, alla luce di quanto esposto, si ritiene che il fenomeno sia circoscritto e non rappresenti pericolo alcuno per il progetto.

3. MODELLO GEOLOGICO

Data l'estensione areale del parco eolico, sono stati eseguiti n.2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, uno ricadente nell'area settentrionale del parco, alle quote topografiche maggiori, ed uno nella zona meridionale, alle minori quote. Partendo dai risultati dei suddetti sondaggi geognostici si sono definiti rispettivamente due diversi modelli geologici, nei quali l'assetto litostratigrafico è stato definito anche col supporto dei risultati ottenuti dalle prove penetrometriche DPSH eseguite.

Come si ha modo di osservare, entrambi i modelli presentano dei limi argillosi a vario contenuto di componente sabbiosa e di strati o livelli di sabbie medie e fini a diverse profondità.

Nello specifico, si riportano le stratigrafie ricavate, con indicazione dei diversi litotipi e relative profondità.

Profondità (m)		Spessore (m)	Descrizione
0,0	0,9	0,9	Rilevato stradale
0,9	2,6	1,7	Terreno vegetale
2,6	8,6	6	Limo argilloso debolmente sabbioso
8,6	28,5	19,9	Limo argilloso sabbioso
28,5	30,0	1,5	Sabbie medie e fini

Profilo litostratigrafico sondaggio S1

Profondità (m)		Spessore (m)	Descrizione
0,0	1,5	1,5	Terreno vegetale
1,5	2,5	1	Limo argilloso debolmente sabbioso
2,5	5,7	3,2	Limo argilloso
5,7	7,8	2,1	Limo argilloso debolmente sabbioso
7,8	12,6	4,8	Sabbie medie e fini
12,6	13,0	0,4	Limo argilloso
13,0	15,0	2	Limo argilloso sabbioso

Profilo litostratigrafico sondaggio S2

I modelli stratigrafici indicati in questa fase progettuale rappresentano un'indicazione di massima della stratigrafia attesa. Si sottolinea come, nell'eventualità di un progetto esecutivo, rimane la necessità di procedere alla definizione di un accurato modello litostratigrafico per ogni torre eolica che si andrà a realizzare.

4. MODELLO GEOTECNICO

Seguendo lo stesso approccio spiegato precedentemente nella definizione di due diversi modelli geologici, si sono definiti due diversi modelli geotecnici, nei quali si sono accorpati livelli e strati appartenenti a litologie dalle caratteristiche granulometriche e geotecniche simili. Nello specifico, per la definizione dei caratteri geotecnici dei diversi strati, si sono utilizzati:

- risultati delle prove di laboratorio per i parametri quali peso specifico (γ), coesione (C'), coesione non drenata (C_u) ed angolo d'attrito (ϕ');
- risultati delle MASW per il modulo di Poisson (ν);
- risultati delle prove penetrometriche mediante le correlazioni precedentemente riportate per la definizione dei moduli elastico (E), modulo elastico non drenato (E_u), modulo edometrico (E_d) e modulo di taglio (G).

Di seguito si riportano i modelli definiti: il modello geotecnico n.1 si riferisce al sondaggio B1, mentre il modello geotecnico deriva dal sondaggio B2.

Profondità (m)		Spessore (m)	Descrizione	Poisson (-)	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	C' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	E_u (MPa)	E_d (MPa)	G (MPa)
0,0	1,0	1,0	Rilevato stradale/Terreno vegetale	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,0	7,8	6,8	Limo argilloso debolmente sabbioso	0,37	20,48	210	25,25	26	3,48	7,15	6,15	1,10
7,8	28,5	20,7	Limo argilloso sabbioso consistente o molto consistente	0,42	20,93	226	29,96	21	13,75	29,29	35,10	3,99

Modello geotecnico n.1

Profondità (m)		Spessore (m)	Descrizione	Poisson (-)	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	C' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	E_u (MPa)	E_d (MPa)	G (MPa)
0,0	1,5	1,5	Coltre alterata	0,37	19,10	25	-	20	2,26	4,64	4,00	0,71
1,5	7,8	6,3	Limo argilloso debolmente sabbioso	0,37	19,12	190	26,30	24	10,50	21,58	18,57	3,31
7,8	12,6	4,8	Sabbie medie e fini molto addensate	0,37	25,00	-	-	43	115,22	236,78	203,79	36,29
12,6	15,0	2,4	Limo argilloso sabbioso	0,42	19,12	190	26,30	24	10,50	22,37	26,80	3,05

Modello geotecnico n.2

5. VINCOLISTICA E FATTIBILITA'

Per conto di Repower S.p.a., la società Tenproject ha redatto a febbraio 2020 uno Studio di Fattibilità Tecnico-Economica (Relazione Generale – Studio di fattibilità di un impianto eolico nel comune di Serracapriola (FG)).

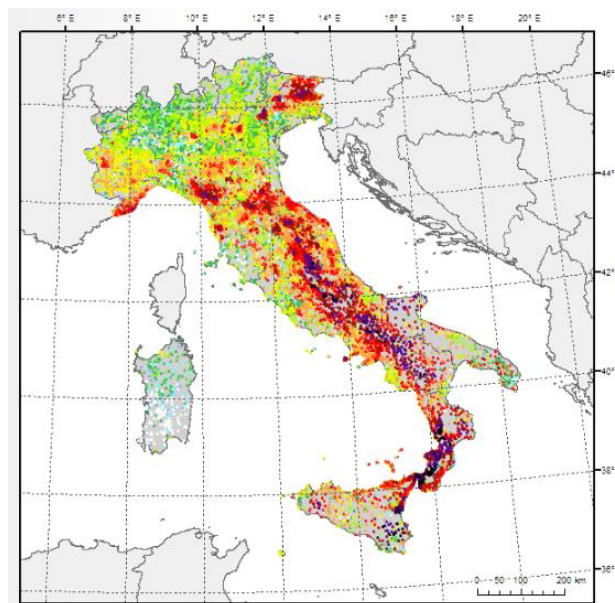
Per completezza, di seguito si riporta una sintesi relativa agli aspetti vincolistici e di fattibilità trattati nel suddetto documento.

- Dagli strumenti di pianificazione del territorio non sono emersi vincoli ostativi per la realizzazione dell'impianto eolico. Si evidenzia, tuttavia, che il sito risulta prossimo al corso del Fiume Fortore e quindi dalle aree naturali ad esso correlate, in particolare il Parco regionale del Medio Fortore.
- Nell'area di studio sono presenti recettori rispetto ai quali è necessario effettuare una valutazione di impatto acustico ed una valutazione del rischio di incidenti/danni in caso di rottura di una pala del rotore. Si evidenzia che le distanze degli aerogeneratori dai recettori sono tali per cui non si ravvisano rischi per tali aspetti.
- Nelle vicinanze dell'area di sviluppo sono presenti impianti eolici esistenti, autorizzati o in iter autorizzativo, sia di grande che di piccola taglia. Le distanze da tali impianti sono sempre superiori a 9 volte in diametro del rotore, per cui non si ravvisano problematiche di "effetto selva".
- Le caratteristiche morfologiche e di accessibilità dell'area ben si prestano alla realizzazione dell'opera, anche in relazione alle possibilità di accesso alle postazioni degli aerogeneratori con i mezzi di trasporto eccezionale. Ovviamente saranno necessari diversi interventi alla viabilità pubblica esistente.
- Dall'analisi cartografica e dalla ricognizione in sito, sono emerse possibili criticità relative alle interferenze con infrastrutture a rete interrate, in particolare acquedotti e condotte irrigue.

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

6.1. Sismicità storica

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia nel 2015 ha prodotto il Database Macrosismico Italiano (*Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). Database Macrosismico Italiano (DBMI15). Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>*), il quale fornisce un set di dati di intensità macrosismica relativo ai terremoti italiani nella finestra temporale dall'anno 1000 al 2014, aventi intensità massima ≥ 5 .



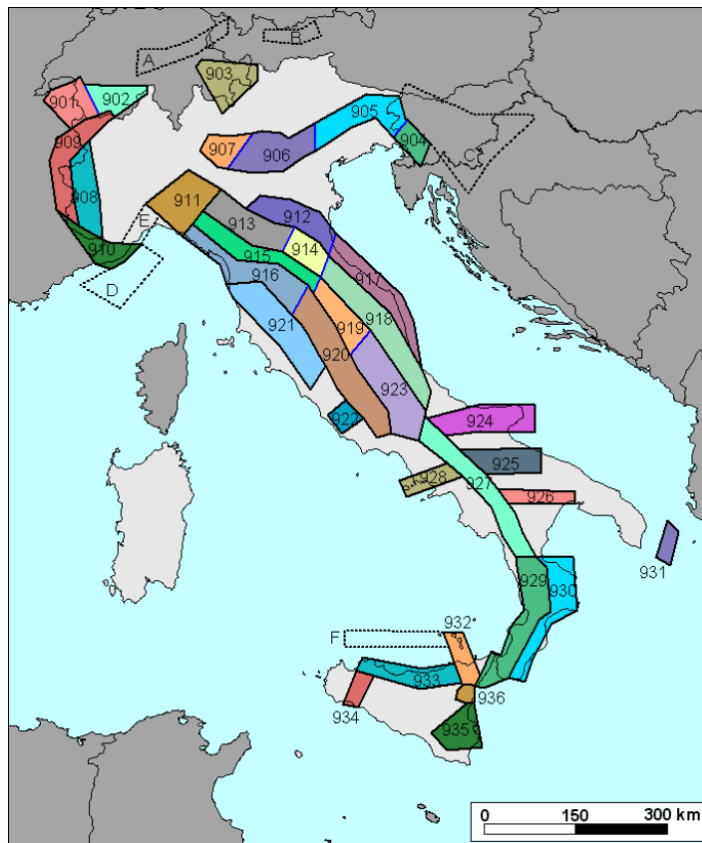
Distribuzione delle intensità massime osservate sul territorio italiano (fonte: DBMI15)

Riducendo la ricerca al solo comune di Serracapriola si ha che lo stesso è stato interessato da 48 eventi sismici, dal 1627 al 2006, dei quali il più forte è stato il terremoto della Marsica del 1915, avente Mw pari a 7.08.

Serracapriola									
PlaceID	IT_62246								
Coordinate (lat, lon)	41.806, 15.160								
Comune (ISTAT 2015)	Serracapriola								
Provincia	Foggia								
Regione	Puglia								
Numero di eventi riportati	48								
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	MNDP	Io Mw
9-10	1627	07	30	10	50		Capitanata	64	10 6.66
9	1627	08	07	16	40		Capitanata	5	9 6.03
8-9	1646	05	31				Gargano	35	10 6.72
6-7	1647	05	05	12	30		Gargano	5	7-8 5.69
HF	1731	03	20	03			Tavoliere delle Puglie	49	9 6.33
6	1805	07	26	21			Molise	220	10 6.68
6	1851	08	14	13	20		Vulture	103	10 6.52
4-5	1852	12	09	21	15		Gargano	12	5 4.31
2	1881	06	06	08	40		Isernino	50	7 5.20
4-5	1889	12	08				Gargano	122	7 5.47
NF	1893	08	10	20	52		Gargano	69	8 5.39
5	1894	03	25				Gargano	27	6-7 4.90
2-3	1905	11	26				Irpinia	122	7-8 5.18
NF	1908	01	08	21	41		Isole Tremiti	3	5 4.16
4-5	1910	06	07	02	04		Irpinia-Basilicata	376	8 5.76
3	1912	07	02	07	34		Tavoliere delle Puglie	49	5 4.55
5	1913	10	04	18	26		Molise	205	7-8 5.35
4	1915	01	13	06	52	4	Marsica	1041	11 7.08
5	1919	10	21	00	24		Gargano	24	5-6 5.03
6	1930	07	23	00	08		Irpinia	547	10 6.67
6	1937	07	17	17	11		Tavoliere delle Puglie	40	6 4.96
4	1951	01	16	01	11		Gargano	73	7 5.22
3	1956	09	22	03	19	3	Gargano	57	6 4.64
5-6	1962	03	21	18	19		Irpinia	562	9 6.15
NF	1970	01	21	18	36	2	Gargano	14	5 4.34
4	1971	05	06	03	45	0	Irpinia	68	6 4.83
4-5	1972	02	29	20	34	1	Gargano	21	6 4.71
6	1980	11	23	18	34	5	Irpinia-Basilicata	1394	10 6.81
4	1984	05	07	17	50		Monti della Meta	912	8 5.86
4	1984	05	11	10	41	4	Monti della Meta	342	7 5.47
4	1989	03	11	21	05		Gargano	61	5 4.34
NF	1990	02	01	06	24	1	Isole Tremiti	27	4 4.3
3-4	1990	05	05	07	21	2	Potentino	1375	5.77
NF	1991	05	26	12	25	5	Potentino	597	7 5.08
NF	1992	11	05	13	34	2	Gargano	32	5 4.34
5	1995	09	30	10	14	3	Gargano	145	6 5.15
5	1996	11	10	23	23	1	Tavoliere delle Puglie	55	5-6 4.35
4-5	2001	07	02	10	04	4	Tavoliere delle Puglie	26	5 4.26
5	2002	10	31	10	32	5	Molise	81	7-8 5.74
5	2002	11	01	15	09	0	Molise	639	7 5.72
5	2002	11	12	09	27	4	Molise	174	5-6 4.57
3	2003	01	27	04	03	4	Molise	60	5 3.84
4-5	2003	06	01	15	45	1	Molise	501	5 4.44
4-5	2003	12	30	05	31	1	Molise	326	4-5 4.53
NF	2005	03	01	05	41	3	Molise	136	4 3.68
5	2006	03	29	02	20	0	Gargano	384	4.64
NF	2006	10	04	17	34	2	Adriatico centrale	98	4-5 4.30
3	2006	12	10	11	03	4	Adriatico centrale	54	4.48

Estratto storia sismica comune di Serracapriola (fonte: DBMI15)

Altra importante fonte per definire la sismicità di una determinata zona è la Zonazione Sismogenetica ZS9, la quale utilizzando modelli geodinamici e sismotettonici, oltre ad un aggiornato catalogo sismico, individua le aree sismogenetiche del territorio italiano. Come si evince da tale zonazione, il comune di Serracapriola, così come gran parte della provincia di Foggia, rientra all'interno della zona sismogenetica 924, denominata "Molise-Gargano", la quale fa parte delle zone-sorgente dell'Appennino meridionale, settore compreso tra la Majella ed il Pollino.



Zonazione Sismogenetica ZS9 del territorio italiano (fonte: INGV)

La zona sismogenetica 924 si trova sul confine tra la catena appenninica e la Puglia, dove si hanno le aree di avanfossa e dell'avampese apulo. È orientata in direzione E-W, è dotata di cinematica trascorrente destra ed include la faglia di Mattinata, generalmente ritenuta attiva con cinematica simile a quella del terremoto del Molise del 2002. Le caratteristiche sismogenetiche della piattaforma apula fanno ipotizzare che le zone di rottura E-W siano tipiche anche delle zone sismogenetiche 925 e 926, interessanti il territorio pugliese centrale, e che quindi non siano limitate alla sola area garganica.

Alla zona sismogenetica 924 è associata una magnitudo massima M_w pari a 6.83.

6.2. Azione sismica

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente ($S_e(T)$), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel

periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

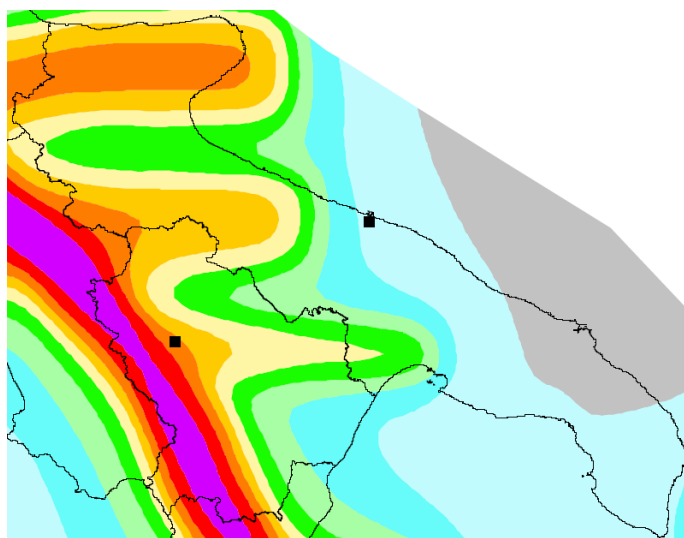
6.3. Pericolosità sismica

L'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n. 3274 ha pubblicato una classificazione sismica dei comuni del territorio italiano, con la novità dell'eliminazione della categoria "non classificato" e l'inserimento di tutti i comuni in quattro diverse zone. Il comune di Serracapriola, secondo l'aggiornamento al 31 gennaio 2019 della stessa classificazione, risulta essere inserito nella zona sismica 2, zona in cui terremoti definiti forti sono possibili. Tale classificazione è stata recepita dalla Regione Puglia con Delibera del Consiglio Regionale n.153 del 2 marzo 2004.

L'aggiornamento del 28 aprile 2006 dell'OPCM ha introdotto degli intervalli di accelerazione (a_g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni:

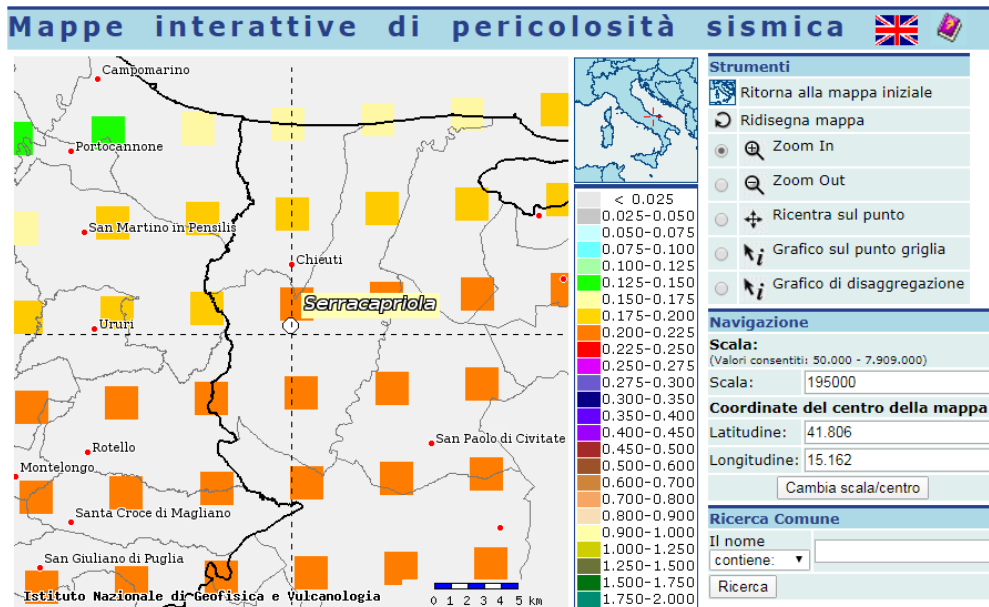
- Zona 1 $a_g > 0.25$
- Zona 2 $0.15 < a_g \leq 0.25$ g
- Zona 3 $0.05 < a_g \leq 0.15$ g
- Zona 4 $a_g \leq 0.05$ g

Le Norme Tecniche per le Costruzioni hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto ed in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali. Si è quindi redatta una mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.08.2005).



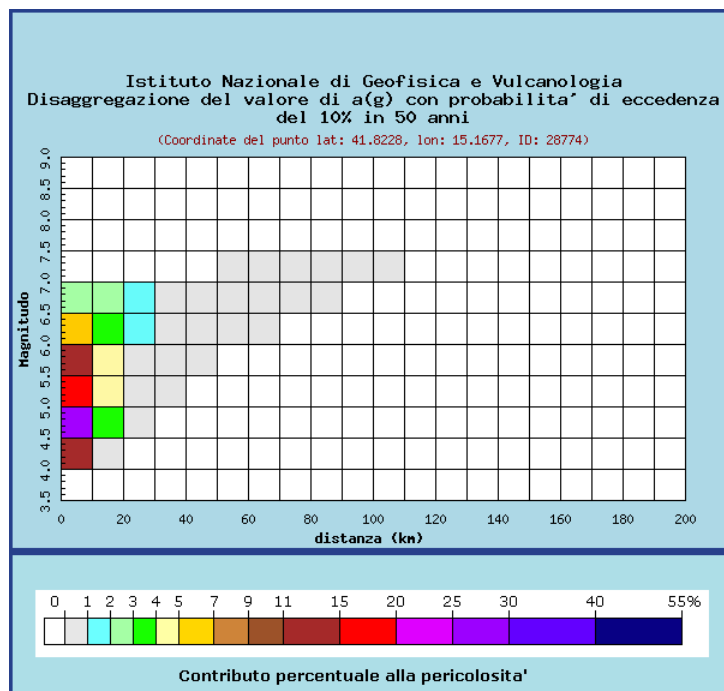
Carta stralcio pericolosità sismica Puglia con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (fonte: INGV)

In considerazione della mappa di pericolosità sismica del territorio italiano, il comune di Serracapriola ricade in un'area per la quale si deve considerare un'accelerazione compresa tra 0.200 e 0.225 g, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.



Pericolosità sismica comune di Serracapriola con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (fonte: INGV)

Di seguito si riportano inoltre i risultati delle analisi di disaggregazione. La disaggregazione della pericolosità sismica (McGuire, 1995; Bazzurro and Cornell, 1999) è un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito, la cui forma più comune è quella bidimensionale relazionata alla magnitudo M ed alla distanza R , che permette di valutare il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M . Tale processo di disaggregazione fornisce dunque il terremoto dominante lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso. Da questa analisi bidimensionale è possibile passare ad una tridimensionale mediante il numero di deviazioni standard per cui lo scuotimento devia dal valore mediano predetto da una data legge di attenuazione dati M ed R . Il Gruppo di Lavoro MPS 2004 ha condotto l'analisi di disaggregazione per oltre 16 mila siti corrispondenti ai nodi della griglia adottata per la redazione delle mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale.



Disaggregazione del valore di a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (fonte: INGV) (1/2)

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 41.8228, lon: 15.1677, ID: 28774)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	11.900	26.000	18.400	11.000	5.620	2.510	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	0.657	3.130	4.600	4.730	3.820	2.500	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.014	0.357	0.897	1.160	1.100	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.001	0.111	0.298	0.387	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.058	0.124	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.073	0.055	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.092	0.167	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.024	0.117	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.048	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.290	7.950	0.877

Disaggregazione del valore di a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (fonte: INGV) (2/2)

Dall'analisi dei risultati della disaggregazione di a(g) per il nodo della griglia adottata per la redazione delle mappe di pericolosità sismica del territorio italiano più prossimo al sito di interesse, risulta che il terremoto di scenario ha magnitudo momento da 4.0 a 7.0, distanza compresa tra 0 e 30 km, mentre i valori medi sono rispettivamente di Mw 5.29, distanza 7.95 km e deviazione standard di 0.877.

6.4. Stati limite

Riguardo le prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti, sono individuati, nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU):

- **Stati limite di esercizio (SLE):**
 - Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi. Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R dell'81%.
 - Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature. Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R del 63%.

- **Stati limite ultimi (SLU):**
 - 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R del 10%.
 - Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture 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. Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R del 5%.

6.5. Categoria del sottosuolo

Le Norme Tecniche per le Costruzioni indicano le modalità di esecuzione delle analisi specifiche per definire l'azione sismica di progetto. In alternativa, viene stabilito un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s), qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie di seguito descritte.

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

Categorie di sottosuolo per l'utilizzo dell'approccio semplificato (fonte: NTC2018)

Si nota, dunque, che i valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo. I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove e la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), 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 avente V_S non inferiore a 800 m/s.

Altro parametro fondamentale nella definizione della risposta sismica locale è dato dalle condizioni topografiche. Le NTC indicano quattro categorie differenti, così definite:

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 $i > 30^\circ$

Condizioni topografiche per l'utilizzo dell'approccio semplificato (fonte: NTC2018)

Per il sito in esame, alla luce delle indagini geognostiche eseguite, è stato possibile classificare il sottosuolo alla categoria C sia l'area del parco eolico che quella della sottostazione. In entrambi i casi la superficie topografica è ricaduta nella classe T1.

7. STABILITA' DEL PENDIO

Dato che l'area di progetto del parco eolico ricade in un territorio collinare costituito da materiale argilloso/limoso, e che la morfologia dell'area risulta caratterizzata da diverse incisioni del reticolo idrografico, si è deciso di procedere alla verifica della stabilità dei pendii interessati dal progetto. Nello specifico, si sono scelte le aree più prossime alle zone caratterizzate dalle maggiori pendenze.

7.1. Criteri di verifica

I metodi di analisi della stabilità dei pendii più diffusi ed utilizzati nella pratica professionale sono metodi all'equilibrio limite, che ipotizzano per il terreno un comportamento rigido-perfettamente plastico. Si immagina quindi che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura, e che, in tali condizioni, la resistenza al taglio si mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate. Da tale ipotesi, fortemente semplificativa, consegue che:

- la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile;
- la massa in frana è un blocco indeformato in moto di roto-traslazione rigida;
- la resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento in condizioni di equilibrio limite è costante nel tempo, indipendentemente dalle deformazioni e, quindi, dai movimenti della frana, nonché ovunque pari alla resistenza a taglio;
- non è possibile determinare né le deformazioni precedenti la rottura, né l'entità dei movimenti del blocco in frana, né la velocità del fenomeno.

L'affidabilità dei risultati dipende quasi esclusivamente dalla corretta schematizzazione del fenomeno e della scelta dei parametri di progetto, che devono essere fissati con grande attenzione e consapevolezza. Le analisi sono sviluppate in accordo con le NTC 2018, le quali indicano che le verifiche consistono nel soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione mentre R_d costituisce il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2: A2+M2+R2 in cui:

- A2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_F da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni;
- M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri del terreno;
- R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_R per le verifiche di sicurezza.

	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 $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (tabella 6.2.I – DM 17/01/2018)

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_V	γ_V	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno – (tabella 6.2.II – DM 17/01/2018)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo – (tabella 6.8.I – DM 17/01/2018)

7.2. Condizioni di analisi

Le verifiche rispetto al raggiungimento della condizione di stato limite ultimo sono sviluppate considerando le seguenti condizioni di analisi:

- Condizione statica drenata;
- Condizione statica non drenata;
- Condizione SISMA + : accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso il basso;
- Condizione SISMA - : accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso l'alto.

Per la stabilità in condizioni sismiche è stato utilizzato il metodo pseudostatico che consente di rappresentare l'azione sismica mediante un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche di Stato Limite Ultimo le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove β_s rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ed è pari, nel nostro caso, a 0,28 ed a_{max} rappresenta l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito, ed è uguale ad a_0 moltiplicato per l'amplificazione di sito nelle sue componenti stratigrafica e topografica.

Nelle verifiche di sicurezza si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.I] NTC) impiegando lo stesso approccio di cui al §6.8.2 delle NTC. Si pongono pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici, mentre si impiegano le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

7.3. Parametri di progetto

Parametri geotecnici dei materiali

Campione	Peso di volume (kN/m³)	Peso specifico grani (kN/m³)	Contenuto d'acqua (%)	Analisi granulometriche				Limiti di Atterberg			Taglio diretto		Compressione a espansione laterale libera	Taglio residuo		Triassiale UU
				Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	C' (kN/m²)	ϕ' (°)	Cu (kPa)	C' (kN/m²)	ϕ' (°)	Cu (kN/m²)
C1-B1	20,48	26,30	20,33	4	14	64	18	44	24	20	25,25	26,47	210,06	6,04	11,41	-
C2-B1	20,93	26,43	17,47	0	0	29	71	54	19	35	29,96	20,54	-	-	-	226,00
C1-B2	19,12	26,33	28,76	0	3	54	43	44	15	29	26,30	23,88	190,51	-	-	-

Parametri sismici

Le analisi di stabilità del pendio sono state svolte in termini di tensioni efficaci (lungo termine) utilizzando i coefficienti sismici previsti dal D.M. 17/01/2018 per la zona di studio, pari a:

$$K_h = 0,0097;$$

$$K_v = 0,0049;$$

Falda

È stata considerata una falda profonda 12 metri dal piano campagna, come osservato nel sondaggio B2 durante le operazioni di perforazione.

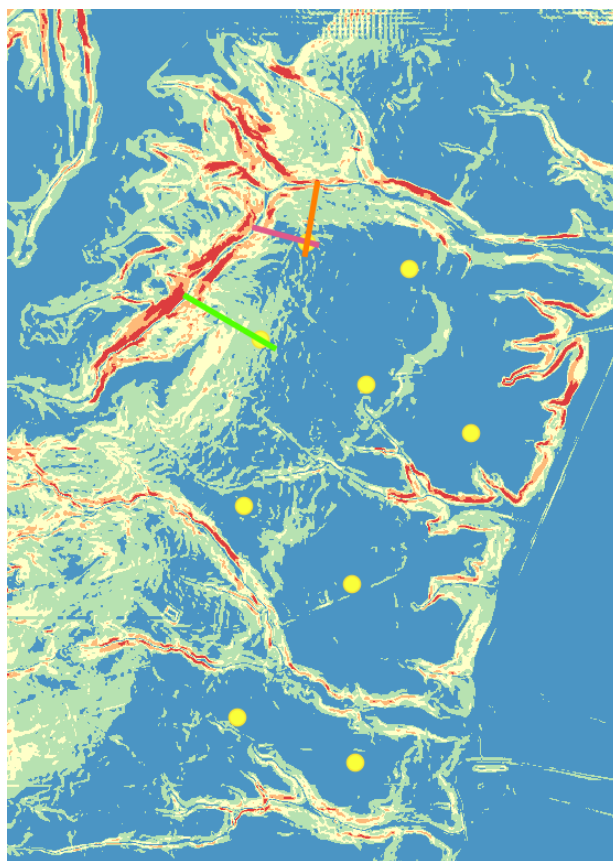
7.4. Programmi di calcolo

Le verifiche di stabilità dei rilevati sono state svolte con un software che implementa il metodo dell'equilibrio limite (LEM). Tale programma consente un'analisi di stabilità all'equilibrio limite tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle pressioni idrostatiche, di sollecitazioni sismiche mediante un'analisi di tipo pseudostatica, di tiranti di ancoraggio e di eventuali altri elementi di rinforzo. Inoltre, esso è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (FS) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scorrimento e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento. I criteri di rottura adottati sono quello di Mohr-Coulomb e quello in condizioni non drenate.

La valutazione del coefficiente di sicurezza è effettuata per tentativi, generando un elevato numero di superfici mediante un algoritmo pseudo-causale, mentre le verifiche di stabilità forniscono il coefficiente di sicurezza secondo differenti teorie presenti in letteratura e riconosciute a livello tecnico e scientifico:

- teoria di Bishop;
- teoria di Janbu
- teoria di Morgenstern-Price (GLE).

Nello specifico, si sono analizzate n.3 sezioni adiacenti alle aree per le quali l'analisi del modello digitale del terreno ha messo in evidenza una maggiore pendenza nella topografia. Si riporta la carta clivometrica precedentemente allegata, su cui sono indicate le tre sezioni di analisi: Sezione 1 (in magenta), Sezione 2 (in arancio) e Sezione 3 (in verde).



Carta clivometrica e sezioni di analisi di stabilità del pendio

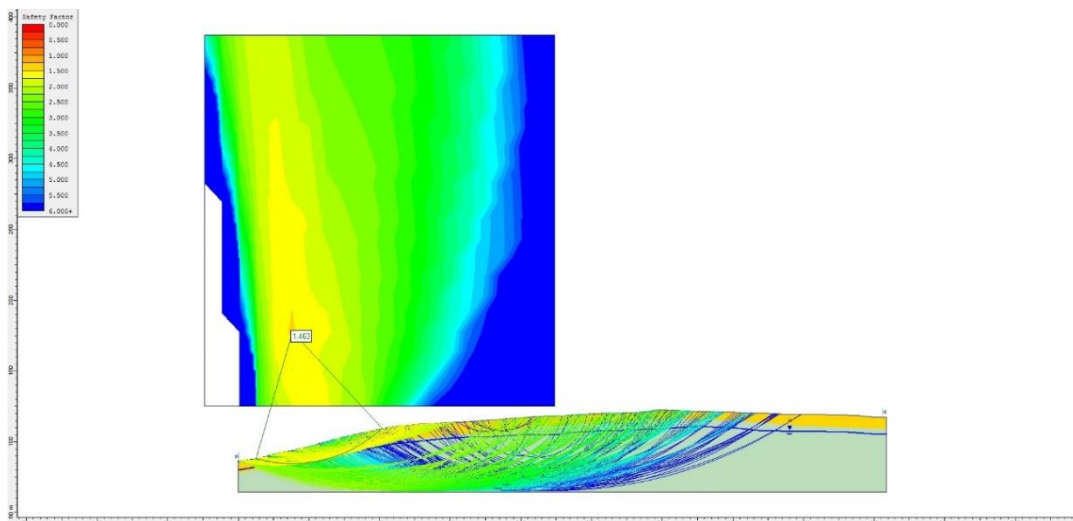
Di seguito si riportano, per ogni sezione, i valori di sicurezza ottenuti mediante ciascuno dei tre metodi precedentemente menzionati, oltre che una rappresentazione grafica dei risultati ottenuti.

7.5. Sezione 1

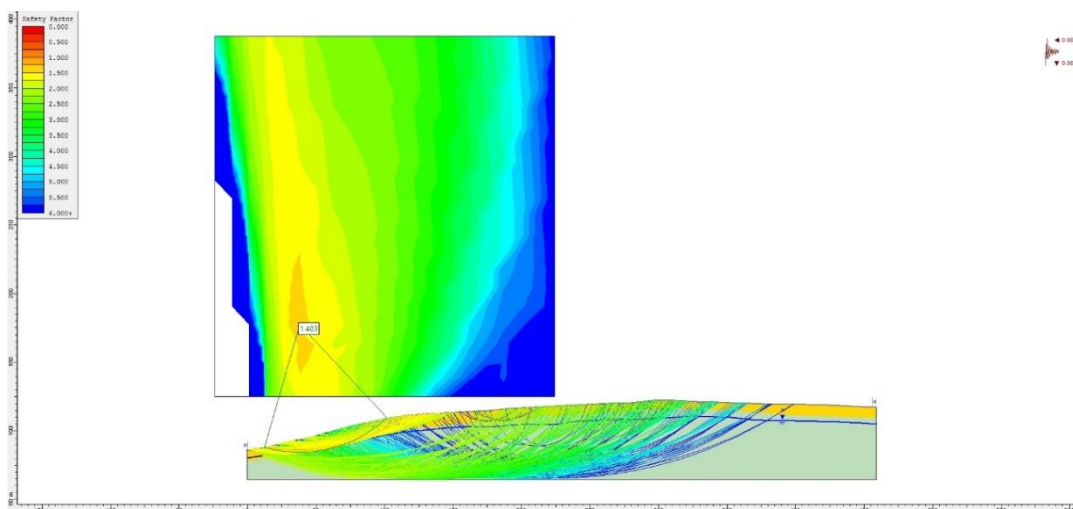
SEZIONE 1				
Criterio di resistenza	Condizioni	Bishop	Janbu	GLE
Mohr - Coulomb	CN	1,527	1,463	1,531
	S+	1,465	1,403	1,469
	S-	1,470	1,408	1,474
Non drenate	CN	3,036	2,833	3,036
	S+	2,888	2,692	2,887
	S-	2,915	2,717	2,914

Sommario risultati analisi stabilità del pendio – Sezione 1

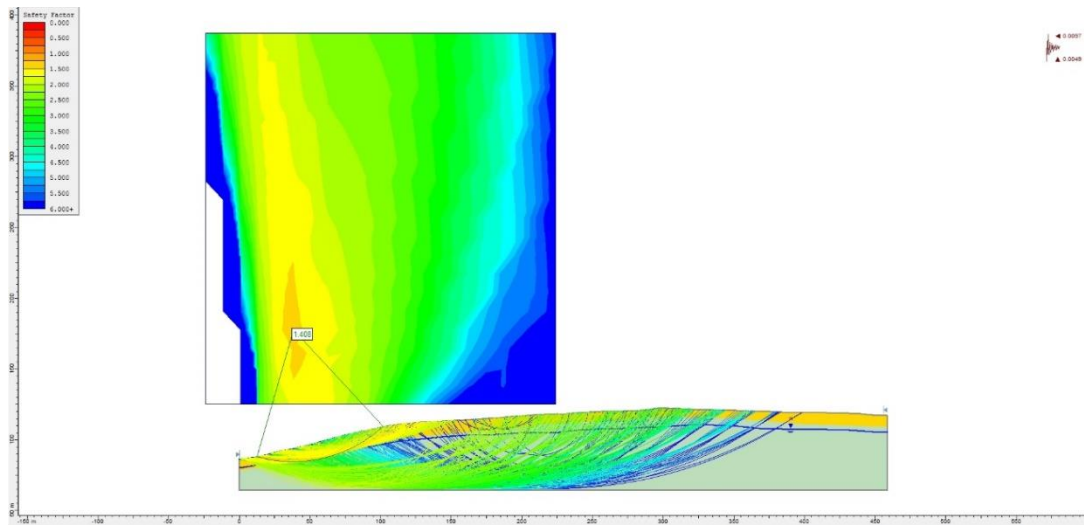
Come si può notare, tutte le verifiche risultano soddisfatte, con valori sempre molto superiori ai limiti fissati da normativa ($FS > 1,1$ in condizioni statiche, $FS > 1,2$ in condizioni dinamiche). Si riportano i risultati più cautelativi, quindi relativi al criterio di Mohr-Coulomb mediante teoria di Janbu.



Sezione 1: analisi stabilità criterio Mohr-Coulomb, teoria di Janbu (condizioni statiche)



Sezione 1: analisi stabilità criterio Mohr-Coulomb, teoria di Janbu (condizioni sisma verso il basso)



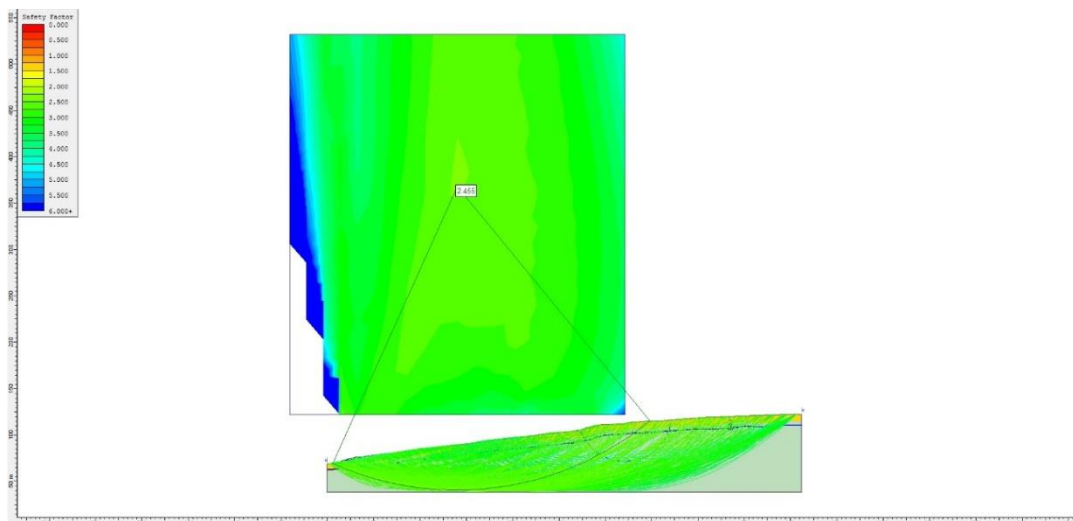
Sezione 1: analisi stabilità criterio Mohr-Coulomb, teoria di Janbu (condizioni sisma verso l'alto)

7.6. Sezione 2

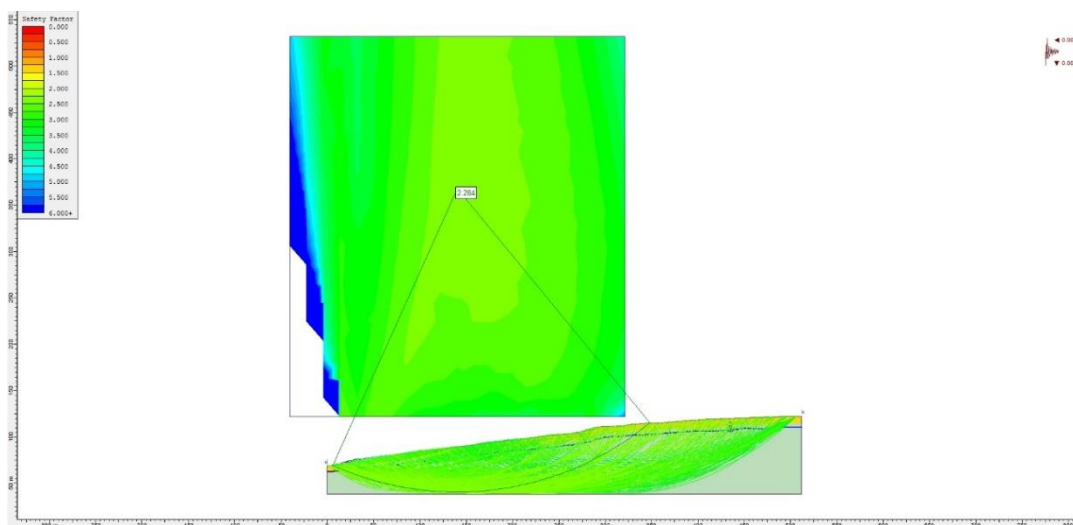
SEZIONE 2				
Criterio di resistenza	Condizioni	Bishop	Janbu	GLE
Mohr - Coulomb	CN	2,610	2,455	2,608
	S+	2,430	2,287	2,427
	S-	2,421	2,277	2,418
Non drenate	CN	2,584	2,500	2,587
	S+	2,376	2,297	2,378
	S-	2,397	2,318	2,400

Sommario risultati analisi stabilità del pendio – Sezione 2

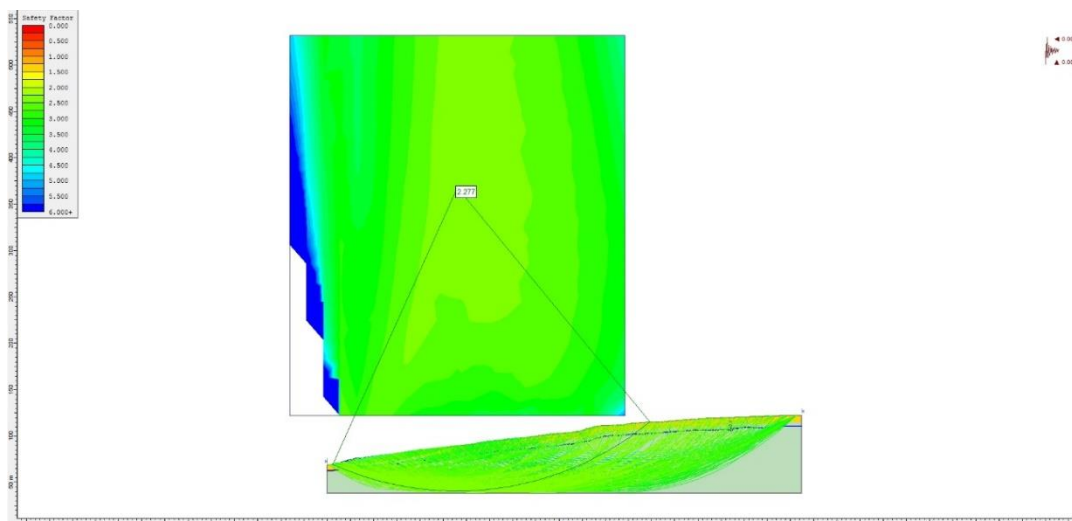
Come si può notare, tutte le verifiche risultano soddisfatte, con valori sempre molto superiori ai limiti fissati da normativa ($FS > 1,1$ in condizioni statiche, $FS > 1,2$ in condizioni dinamiche). Si riportano i risultati più cautelativi, quindi relativi al criterio di Mohr-Coulomb mediante teoria di Janbu.



Sezione 2: analisi stabilità criterio Mohr-Coulomb, teoria di Janbu (condizioni statiche)



Sezione 2: analisi stabilità criterio Mohr-Coulomb, teoria di Janbu (condizioni sisma verso il basso)



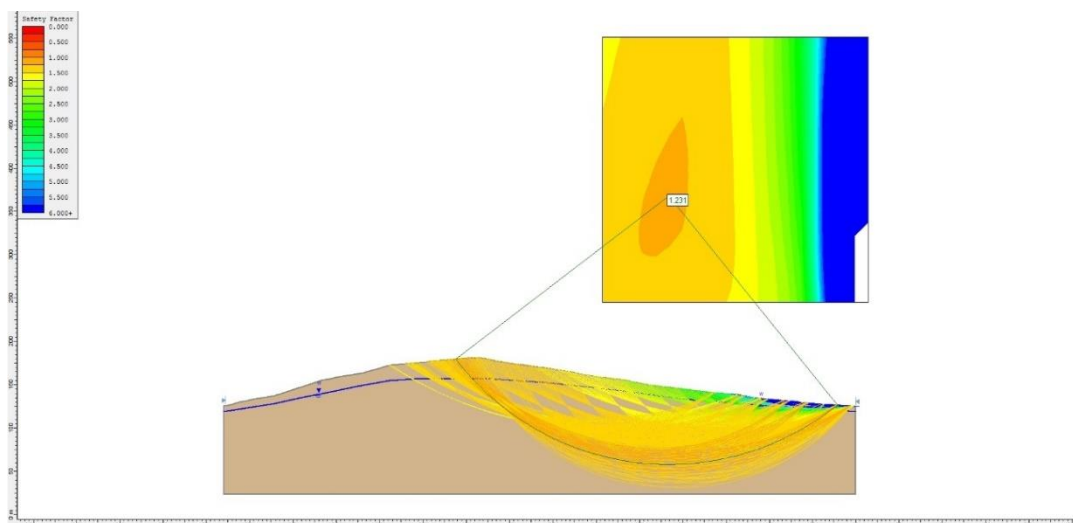
Sezione 2: analisi stabilità criterio Mohr-Coulomb, teoria di Janbu (condizioni sisma verso l'alto)

7.7. Sezione 3

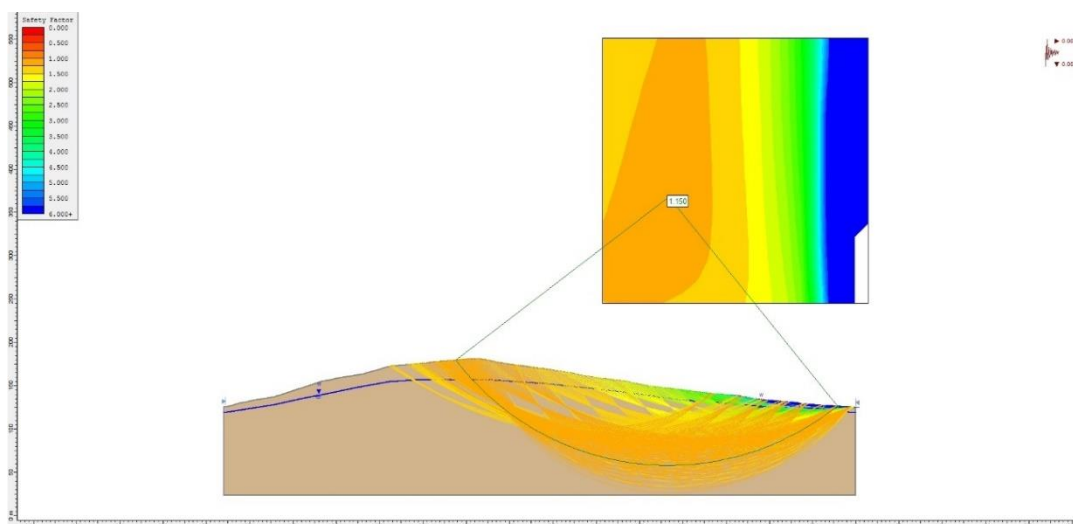
SEZIONE 3				
Criterio di resistenza	Condizioni	Bishop	Janbu	GLE
Mohr - Coulomb	CN	1,345	1,221	1,343
	S+	1,242	1,127	1,240
	S-	1,253	1,137	1,252
Non drenate	CN	1,345	1,231	1,345
	S+	1,255	1,150	1,256
	S-	1,251	1,145	1,251

Sommario risultati analisi stabilità del pendio – Sezione 3

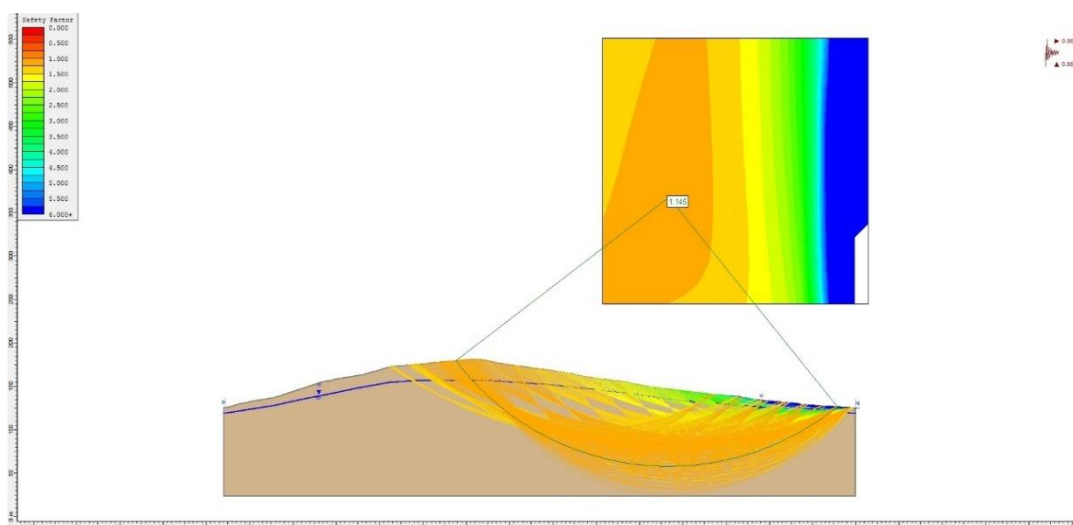
Come si evince dalla tabella allegata, le analisi di stabilità sono verificate in tutti i casi riguardanti le condizioni statiche, sia con il criterio Mohr-Coulomb che con quello non drenato, per tutte le teorie considerate. Invece, per quanto concerne le condizioni dinamiche, per entrambi i criteri, con la teoria di Janbu il fattore di sicurezza risulta essere inferiore a 1,2. Nonostante tali risultati, si ritiene che il pendio considerato possa essere considerato stabile in virtù di diversi fattori: in prima battuta in quanto la teoria di Janbu risulta essere spesso eccessivamente conservativa, anche alla luce dei risultati delle ulteriori due teorie utilizzate che forniscono valori superiori a 1,2; in secondo luogo, si crede che la superficie di rottura individuata dalla teoria di Janbu sia poco realistica, con uno sviluppo lineare del corpo di frana lungo oltre 400 metri, in un ambiente in cui attualmente non vi sono evidenti tracce di frane o smottamenti di dimensioni tali o paragonabili, presenti o passati. Alla luce di quanto esposto, si ritiene verificata l'analisi anche per la sezione 3. Ad ogni modo, per completezza di informazione, si riportano i risultati grafici delle verifiche non soddisfatte.



Sezione 3: analisi stabilità criterio Mohr-Coulomb, teoria di Janbu (condizioni statiche)



Sezione 3: analisi stabilità criterio Mohr-Coulomb, teoria di Janbu (condizioni sisma verso il basso)



Sezione 3: analisi stabilità criterio Mohr-Coulomb, teoria di Janbu (condizioni sisma verso l'alto)

8. LIQUEFAZIONE

In fase di progettazione e di verifiche sismiche di un edificio o di un qualsiasi manufatto, è necessario che si riscontri la stabilità dello stesso alla liquefazione. La stessa definisce quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

8.1. Esclusione della verifica a liquefazione

Nel caso si manifesti almeno una delle circostanze indicate dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, la verifica a liquefazione può essere omessa. Di seguito sono indicate le condizioni di riferimento:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g.

Per il calcolo dell'accelerazione massima vanno considerate l'accelerazione di base a_g e l'amplificazione S , data dal prodotto tra l'amplificazione stratigrafica S_s e quella topografica S_t :

$$a_{max} = a_g * S = a_g * S_s * S_t$$

Dagli studi di pericolosità sismica l'accelerazione al suolo è pari a 0,258 g, i quali vengono ad essere moltiplicati per S_s e per S_t . il sottosuolo appartiene alla categoria C, quindi il fattore di amplificazione stratigrafica S_s sarà pari a 1,323 mentre S_t sarà pari ad 1,0 essendo in categoria T1. Così, il valore di a_{max} assumerebbe valore pari a 0,341 g, quindi superiore al limite definito. Dunque questa circostanza risulta non verificata.

2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali.

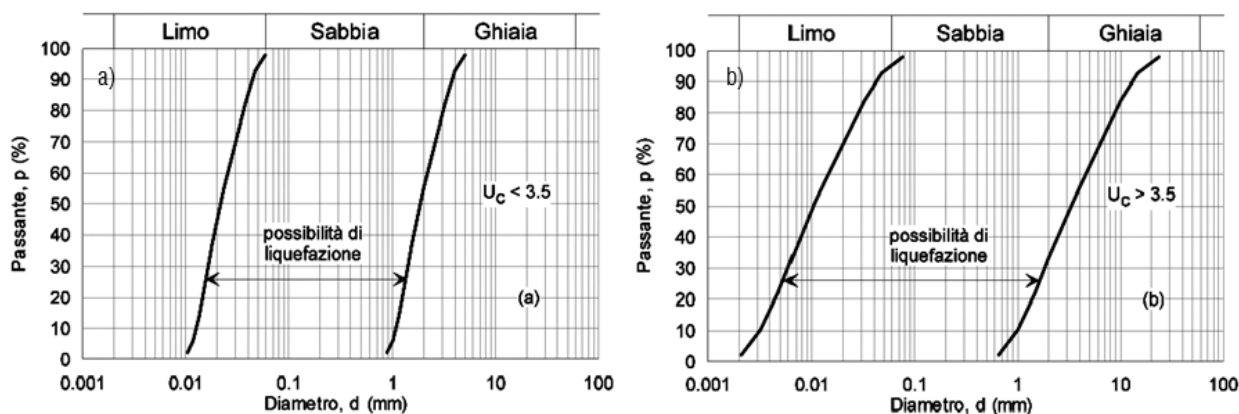
Circostanza non verificata in quanto a seguito delle operazioni di realizzazione del sondaggio B2 si è riscontrata la presenza della falda ad una profondità di circa 12 metri dal piano campagna.

3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

La circostanza non risulta verificata in quanto, verificando il valore della resistenza normalizzato $(N_1)_{60}$ non risulta essere sempre maggiore del valore soglia di 30 indicato.

4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura seguente (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nella figura seguente (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Dalle analisi granulometriche eseguite si è dedotto che il sottosuolo è caratterizzato perlopiù da argille e limi, a diverso contenuto sabbioso. Quindi si considera questa circostanza verificata.



Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione (fonte: NTC2018)

Come descritto, una delle quattro circostanze definite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 risulta essere verificata. Dunque, allo stato attuale della progettazione, non è richiesta la verifica a liquefazione per l'area di progetto.