



REGIONE
MOLISE



COMUNE DI
CASACALENDA



COMUNE DI
MORRONE DEL SANNIO



COMUNE DI
SANT'ELIA A PIANISI



COMUNE DI
RIPABOTTONI

--

<i>Committente:</i>	RWE	RWE RENEWABLES ITALIA S.R.L. via Andrea Doria, 41/G - 00192 Roma P.IVA/C.F. 06400370968 PEC: rwerenewablesitaliasrl@legalmail.it
---------------------	-----	---

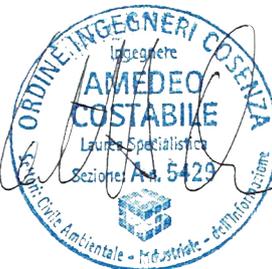
<i>Titolo del Progetto:</i>	PARCO EOLICO "SANT'ELIA"
-----------------------------	--------------------------

<i>Documento:</i>	PROGETTO DEFINITIVO	<i>N° Documento:</i>	PESE_EGCR_13
-------------------	---------------------	----------------------	--------------

ID PROGETTO	PESE	DISCIPLINA:	PD	TIPOLOGIA:	R	FORMATO:	A4
-------------	------	-------------	----	------------	---	----------	----

<i>Elaborato:</i>	Relazione geotecnica preliminare
-------------------	----------------------------------

FOGLIO:	1 di 1	SCALA:	-	NOME FILE:	PESE_EGCR_13_Relazione geotecnica preliminare.pdf
---------	--------	--------	---	------------	---

<i>Progettisti:</i>    <p>dott.ing. Giovanni Guzzo Foliaro dott.ing Amedeo Costabile dott. Ing. Francesco Meringolo</p>	<i>Progettazione:</i>  NEWDEVELOPMENTS  NEW DEVELOPMENTS srl piazza Europa, 14 - 87100 Cosenza (CS)
<i>Gruppo di lavoro:</i> dott.ing Denise Di Cianni dott.ing Diego De Benedittis dott.ing Pasquale Simone Gatto dott.geol. Martina Petracca	

Rev:	Data Revisione:	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
00	12/04/2023	PRIMA EMISSIONE	New. Dev.	RWE	RWE

Indice

Premessa e inquadramento normativo	2
1. Caratterizzazione Geologica	2
2. Caratterizzazione geotecnica.....	3
2.1 Indagini eseguite.....	3
2.1.1 Prove Penetrometriche dinamiche continue DPM.....	3
2.1.2 MASW	4
2.2 Parametri geotecnici.....	5
3. Verifiche geotecniche	5
3.1 Articolazione del progetto.....	5
3.2 Verifica di sicurezza	5
3.3 Azioni.....	7
3.3.1 Azioni Statiche.....	7
3.3.2 Azioni sismiche.....	7
3.4 Resistenza	8
3.5 Fondazioni superficiali.....	9
3.5.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	9
3.5.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	10
3.6 Fondazioni profonde	11
3.7 Verifiche di stabilità globale pendii	14
3.7.1 Verifica di stabilità in condizioni sismiche	15
Conclusioni.....	15

Premessa e inquadramento normativo

La presente relazione definisce i metodi e le norme da utilizzarsi in fase di progettazione esecutiva per il dimensionamento e le verifiche delle opere geotecniche presenti nel progetto per la realizzazione e l'esercizio di un impianto eolico denominato "**Sant'Elia**" ubicato nel territorio dei comuni di **Sant'Elia a Pianisi** (CB), **Ripabottoni** (CB), **Casacalenda** (CB) e **Morrone del Sannio** (CB).

La presente relazione riassume inoltre i risultati rinvenuti dalla campagna d'indagine svolta, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo delle aree in esame, per come riportati nella relazione geologica allegata al progetto definitivo.

Il quadro normativo di riferimento è il seguente:

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento alle "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7;
- Decreto Ministeriale 14.01.2008 (G.U. 4 febbraio 2009 n. 29 – Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le costruzioni";
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. del 26 febbraio 2009, n. 47);
- "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" – ENV 1997 – 1.

1. Caratterizzazione Geologica

Dalla relazione geologica allegata al presente progetto definitivo si evince che l'area in esame, ricadente nei Fogli 162 (CAMPOBASSO) e 154 (LARINO) della Carta Geologica d'Italia (scala 1: 100.000), è ubicata sull'arco appenninico Molisano, una catena a pieghe e sovrascorrimenti, risultato della continua convergenza con conseguente collisione continentale avvenuta tra il Miocene ed il Pleistocene inferiore. L'attuale strutturazione geometrica della catena centro-meridionale appenninica è il risultato di una serie di eventi deformativi, di carattere compressivo, avvenuti dal Miocene Inferiore al Pliocene Superiore con migrazione

di scollamenti e sovrascorrimenti dalle zone interne a quelle esterne della catena. Le Unità Molisane costituiscono un sistema di strutture tettoniche est-vergenti, estese dai Monti Frentani in Molise ai Monti della Daunia in Puglia.

2. Caratterizzazione geotecnica

2.1 Indagini eseguite

Nell'area in esame sono state eseguite le seguenti indagini indicate nella Carta ubicazione prove geologiche:

- Cinque prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro DPM30;
- Tre stendimenti sismici a rifrazione tipo MASW.

2.1.1 Prove Penetrometriche dinamiche continue DPM

Sull'area di interesse sono state eseguite cinque prove penetrometriche dinamiche continue tipo DPM30.

Le prove sono state ubicate nel seguente modo: una in corrispondenza della sottostazione di trasformazione, una in prossimità della PESE.06, un'altra in prossimità della PESE.01, un'altra ancora in prossimità della PESE.08 e infine in prossimità della PESE.05.

Le prove penetrometriche, delle quali si allegano a parte il risultato, hanno fornito i diversi valori di resistenza dinamica del terreno all'attraversamento delle aste. Tale dato è di fondamentale importanza, non solo perché fornisce al progettista la portanza del terreno di fondazione alle varie profondità attraversate, ma anche perché i valori di resistenza sono utilizzabili in alcune relazioni analitiche che, attraverso una prima correlazione con lo standard delle prove SPT, ci permette di risalire a diversi valori significativi del terreno di fondazione quali:

- il modulo di Poisson,
- i parametri geotecnici principali (Angolo di attrito, Coesione e Peso di Volume),
- i moduli (Young, Edometrico, deformazione di taglio).

Sulla base delle indagini effettuate, dalla consultazione di carte tematiche e di referti bibliografici sui litotipi affioranti, è stato possibile produrre il seguente **Modello Geologico** del sito in esame.

- **Terreno di copertura vegetale** poco consistente con spessore di circa 1 m;
- **Depositi argillo/limosi**, poco consistenti, con spessori variabili da 3 a 4 m;

- **Depositi argillo/limosi**, mediamente consistenti, a partire da 4,5 / 5,5 m di profondità dal Piano Campagna.

2.1.2 MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Qui di seguito si sintetizzano gli esiti delle indagini compiute sui due siti di interesse, la relazioni complete sono allegate in fondo alla relazione.

MASW 1

Profondità piano di posa [m]	5.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	421.18
Categoria del suolo	B

Suolo di tipo 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.

MASW 2

Profondità piano di posa [m]	5.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	542.94
Categoria del suolo	B

Suolo di tipo 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.

MASW 3

Profondità piano di posa [m]	5.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	511.21
Categoria del suolo	B

Suolo di tipo 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.

2.2 Parametri geotecnici

Il modello geotecnico che qui si propone è un compendio di tutte le prove e le indagini storiche esaminate oltre che delle risultanze di quelle eseguite ex novo in situ. Nella tabella sono riportati i parametri geotecnici che meglio caratterizzano i terreni in loco.

Strato	ϕ (°)	Cu (Kg/cm ²)	γ
	Picco	Picco	(t/m ³)
Terreno di copertura vegetale			
poco consistente	17 – 19	0,01 – 0,05	1,45 - 1,60
Depositi argillo/limosi			
poco consistenti	21 – 23	0,05 – 0,1	1,65 - 1,70
Depositi argillo/limosi			
mediamente consistenti	25 - 27	0,1 – 0,25	1,75 - 1,90

3. Verifiche geotecniche

3.1 Articolazione del progetto

Il progetto delle opere e degli interventi si articola nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. scelta del tipo di opera o di intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3. caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
4. definizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
6. programmazione delle attività di controllo e monitoraggio

3.2 Verifica di sicurezza

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate nelle NTC'18 al § 2.6.

6.2.4.1.

VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante. La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori JF riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.1. Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \text{ [6.2.1]}$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in unione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto γ_R può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$. In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] 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) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica

combinazione di gruppi di coefficienti. Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

3.3 Azioni

3.3.1 Azioni Statiche

I coefficienti parziali γ_f relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. NTC2018.

Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità. Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2. Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

3.2.2 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono in funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. 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 (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_0 e T^*C , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) di cui al § 3.2.1; quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD) di cui allo stesso § 3.2.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali γ_F sulle azioni e γ_M sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

3.4 Resistenza

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. Il e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi 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.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	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 τ_R un coefficiente parziale $\gamma_{\tau_R} = 1,0$ (M1) e $\gamma_{\tau_R} = 1,25$ (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

3.5 Fondazioni superficiali

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali. Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua. In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese. In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui alle NTC'18 § 7.11.5.3.1.

3.5.1 Verifiche agli stati limite 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 meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e 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 alle condizioni 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, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - o collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - o collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - o stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - o raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

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

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

3.5.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione

devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

3.6 Fondazioni profonde

Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, secondo le modalità esposte al p.to 6.4.3 NTC 2018.

MODELLO DI CALCOLO DEL PALO

CARICO LIMITE VERTICALE

La valutazione del carico limite verticale del palo è effettuata attraverso le formule statiche. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S :

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \int_0^L s(z) dz$$

dove con 'p' si indica la resistenza unitaria alla punta, con 's' la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con 'd' il diametro e con 'L' la lunghezza del palo. La suddivisione è convenzionale in quanto gli sforzi laterali ed alla punta vengono mobilitati con il cedimento secondo leggi alquanto diverse e non necessariamente mono tonicamente crescenti; pertanto non è detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P ed S . Nel calcolo di 'p' e 's' si prescinde dall'interazione dei due fenomeni di rottura.

RESISTENZA ALLA PUNTA

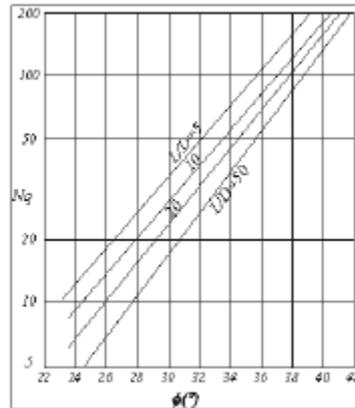
Come per le fondazioni dirette si pone:

$$p = N_q \sigma_{vl} + N_c c$$

dove σ_{vl} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità L , e cioè quella che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo. Per N_c vale la formula di trasformazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$$

Il valore di N_q è dato dall' abaco di Berentzantzev:



Esso è valido per pali di piccolo diametro.

RESISTENZA LATERALE

Detta $\sigma_h = k\sigma'_{vz}$ la tensione normale orizzontale agente alla profondità z si pone:

$$s = \alpha + k\mu\sigma'_{vz}$$

nella quale ' α ' è un termine coesivo, μ un coefficiente di attrito tra palo e terreno, ' k ' un coefficiente di spinta e σ'_{vz} la tensione effettiva litostatica alla profondità z .

Il coefficiente μ dipende dalla scabrezza dell'interfaccia tra palo e terreno ed ha come limite superiore $\tan(\phi)$,

I valori di ' k ' adottati sono individuati nella tabella seguente:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	Sciolto	denso	
Prefabbricato	1	2	$\tan(3\phi/4)$
Gettato in opera	1	3	$\tan(\phi)$
Trivellato	0,5	0,4	$\tan(\phi)$
Trivellato - pressato con elica continua	0,7	0,9	$\tan(\phi)$

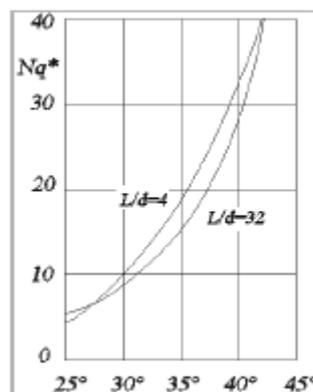
Per il termine coesivo si assume:

$s = \alpha c$ con α dato da:

Tipo di palo	Valori di c (kPa)	Valori di α
Battuto	$c \leq 25$	1,0
	$25 < c < 70$	$1 - 0,011(c - 25)$
	$c > 70$	0,5
Trivellato	$C \leq 25$	0,7
	$25 < c < 70$	$0,7 - 0,008(c - 25)$
	$c > 70$	0,35

CARICO LIMITE DI PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO

Per pali trivellati di grande diametro si adotta l'abaco ridotto delle norme AGI. Si è osservato che la resistenza laterale dei pali raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti del palo relativamente ridotti dell'ordine di 1-2 cm ed indipendenti dal diametro del palo. La resistenza alla punta al contrario si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro pari a circa il 10% di questo per pali battuti ed al 25% per i pali trivellati. Nel caso di pali trivellati di grande diametro, pertanto, la resistenza alla punta si mobilita per spostamenti dell'ordine di 15-20 cm. In corrispondenza di spostamenti così elevati la resistenza laterale potrebbe addirittura assumere valori minori di quelli massimi, nel caso di andamento instabile. In ogni caso, applicando gli usuali valori dei coefficienti di sicurezza al carico limite calcolato come somma di P + S sotto i carichi di esercizio il palo avrebbe dei cedimenti troppo elevati. Per questi motivi il progetto dei pali di grande diametro è basato sulla considerazione di uno stato limite di servizio e non di rottura, pertanto, il carico limite del palo di grande diametro non è tanto quel carico che produrrebbe la rottura del terreno, ma quello che produrrebbe cedimenti troppo elevati incompatibili con la stabilità della struttura.



Analogamente ai pali di piccolo diametro il valore di 'p' è dato dalla relazione:

$$p = N_q^* \sigma_{vl} + N_c c$$

In entrambi i casi, in condizioni non drenate, si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$.

Per pali trivellati il valore dell'angolo ϕ da introdurre nei calcoli sarà $\phi = \phi' - 3^\circ$, dove ϕ' rappresenta l'angolo di attrito del terreno.

CARICHI ORIZZONTALI

Il calcolo del carico limite orizzontale del palo è condotto attraverso la teoria di Broms, essa assume che il comportamento dell'interfaccia palo terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, inoltre il valore della

pressione mobilitata sia indipendente dalla forma della sezione ma dipenda solo dalla dimensione trasversale 'd' (diametro del palo, lato di una sezione quadrata ecc.). Immaginando di imprimere una traslazione orizzontale al palo per effetto della resistenza mobilitata nel terreno, lungo il fusto del palo si destano momenti flettenti e la rottura del complesso terreno palo può presentare diverse caratteristiche anche in funzione del vincolo che si ha in testa al palo.

Se il momento di plasticizzazione del palo è talmente grande che in nessun punto del fusto viene superato dal valore massimo del momento flettente, il comportamento è di ' Palo Corto ' ; se il palo è libero di ruotare in testa e se il momento massimo supera il momento di plasticizzazione della sezione del palo, lungo il fusto si forma una cerniera plastica ed il comportamento del palo è quello di ' Palo Lungo ' ; per i pali impediti di ruotare in testa, invece, se si forma una sola cerniera plastica in testa, il palo ha comportamento di ' Palo Intermedio', mentre se si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto si ha il comportamento di ' Palo lungo ' .

La valutazione della pressione di contatto palo-terreno è valutata secondo la relazione:

$$p = 9cd + 3k_p \gamma d$$

il primo termine, costante, è esteso tra le profondità 1,5d ed L; il secondo variabile linearmente è esteso tra 0 ed L. Il valore di k_p (coefficiente di spinta passiva) è dato dalla relazione $k_p = \tan(45 + \phi/2)$. In condizioni non drenate si porrà $c=c_u$ e $\phi=0$, quando si individua che $\phi=0$ si trascura automaticamente il secondo termine (esso potrebbe essere trascurato imponendo $\gamma=0$, ma il calcolo automatico condurrebbe ad una errata valutazione del carico limite verticale), per terreni incoerenti si porrà $c=0$.

3.7 Verifiche di stabilità globale pendii

In riferimento alle verifiche di stabilità globale dei pendii si rimanda alla progettazione esecutiva delle opere, avendo preventivamente valutato già in questa fase il soddisfacimento della stabilità sia nello stato ante operam che post operam con l'introduzione degli scarichi teorici derivanti dalle strutture di elevazione e per come riportate nella relazione geologica allegata al presente progetto.

Nella fase di progettazione esecutiva, supportata dalla caratterizzazione geotecnica dei terreni risultante dalla futura campagna di più specifiche prove in sito (carotaggi puntuali), nonché a seguito della definizione delle forzanti e degli scarichi desumibili dalle analisi strutturali e conseguente dimensionamento definitivo delle opere di fondazioni (plinto e palificata), si procederà alla dettagliata verifica post operam.

3.7.1 Verifica di stabilità in condizioni sismiche

Le analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche si rimandano alla progettazione esecutiva delle opere. Al fine di determinare le azioni sismiche di progetto si è effettuata una caratterizzazione sismica del sito che individua la pericolosità sismica locale, riportata nella relazione geologica allegata al presente progetto.

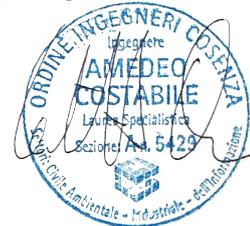
Conclusioni

Alla luce di quanto esposto nella successiva fase di progettazione esecutiva, per il dimensionamento e le verifiche di sicurezza delle opere geotecniche necessarie al progetto per la realizzazione dell'esercizio del parco eolico "Sant'Elia", saranno utilizzati i metodi e le norme elencate nella presente relazione preliminare.

I progettisti



(dott. ing. Giovanni Guzzo Foliaro)



(dott. ing. Amedeo Costabile)



(dott. ing. Francesco Meringolo)