



REGIONE  
SICILIANA



COMUNE DI  
CONTESSA ENTELLINA



COMUNE DI SANTA  
MARGHERITA DI BELICE



COMUNE DI  
SAMBUCA DI SICILIA



COMUNE DI  
MENFI



Committente:



CONTESSA ENTELLINA  
ENERGY & INFRASTRUCTURE

CONTESSA ENTELLINA S.R.L.  
P.IVA 1329980960  
VIA DANTE 7 MILANO C.A.P. 20123

Titolo del Progetto:

**Progetto per la realizzazione e l'esercizio di un parco eolico denominato "Contessa Entellina" di 39,6 MW con sistema di accumulo di 12 MW e le relative opere connesse da svilupparsi nei comuni di Contessa Entellina (PA), Santa Margherita di Belice (AG), Sambuca di Sicilia (AG) e Menfi (AG)**

Documento:

**PROGETTO DEFINITIVO**

N° Tavola:

REL0005

Elaborato:

**Relazione geotecnica preliminare**

SCALA:

-

FOGLIO:

1 di 1

FORMATO:

A4

folder: Relazioni progetto civile

Nome File: RS06REL0005A0.pdf

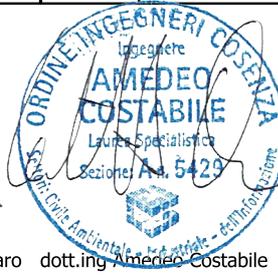
Progettazione:



Progettisti



dott.ing. Giovanni Guzzo Foliaro



dott.ing. Amedeo Costabile



dott. Ing. Francesco Meringolo

Gruppo di lavoro:

dott.ing. Denise Di Cianni

dott.ing. Diego De Benedittis

dott.ing. Pasquale Simone Gatto

Rev:	Data Revisione:	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
00	11/12/2023	PRIMA EMISSIONE	New Dev.	CONTESSA ENTELLINA	CONTESSA ENTELLINA



**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 .....	6
3.1 Articolazione del progetto.....	6
3.2 Verifica di sicurezza .....	6
3.3 Azioni.....	8
3.3.1 Azioni Statiche.....	8
3.3.2 Azioni sismiche .....	8
3.4 Resistenza .....	9
3.5 Fondazioni superficiali .....	10
3.5.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	10
3.5.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	11
3.6 Fondazioni profonde .....	12
3.7 Verifiche di stabilità globale pendii .....	15
3.7.1 Verifica di stabilità in condizioni sismiche .....	16
Conclusioni.....	16



## 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 con sistema di accumulo denominato "**Contessa Entellina**" ubicato nel territorio dei comuni di **Contessa Entellina (PA)**, **Santa Margherita di Belice (AG)**, **Sambuca di Sicilia (AG)** e **Menfi (AG)** proposto dalla società **Contessa Entellina s.r.l.**

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 nel Foglio 619 "Santa Margherita di Belice" della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000), è ubicata nella zona occidentale della Sicilia, caratterizzato da affioramenti di formazioni bio-calcareniche e marnose di età Aquitaniano. Il basamento dell'area in esame è costituito da formazioni argillose e marnose risalenti al Miocene Medio – Inferiore. L'evoluzione tettonico sedimentaria dell'intero bacino ha portato dapprima



alla deposizione una Formazione gessosa solfifera e alla successiva deposizione di sabbie e conglomerati per poi passare a depositi alluvionali Ocolenici.

## 2. Caratterizzazione geotecnica

### 2.1 Indagini eseguite

Nell'area in esame sono state eseguite n°3 **prove sismiche** di tipo **MASW** e n° 5 **prove penetrometriche DPM30** in prossimità dell'area degli aerogeneratori e n° 1 **prova DPM30** e n° 1 **prova MASW** nell'area dell'impianto di accumulo limitrofo alla futura Stazione elettrica.

#### 2.1.1 Prove Penetrometriche dinamiche continue DPM

Sull'area di interesse sono state eseguite quattro prove penetrometriche dinamiche continue tipo DPM30. Le prove sono state ubicate in corrispondenza dei siti degli aerogeneratori dove affiorano in modo omogeneo le litologie prevalenti.

Le prove penetrometriche 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).

In generale, per l'area degli aerogeneratori si segnala in affioramento un terreno di copertura con spessore di circa 4 m mentre un secondo cambio significativo nelle caratteristiche meccanico/sismiche dei terreni si incontra in genere intorno ai 7/8 m di profondità rispetto al piano campagna.

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:

#### Area in cui saranno ubicati gli aerogeneratori

- **Terreno di copertura**, poco consistente con spessore di circa 4 m;
- **Depositi sedimentari arenacei marnosi** mediamente consistenti, con spessori di circa 3 - 4 m;
- **Depositi sedimentari arenacei marnosi** maggiormente consistenti rinvenibili a partire da 7-8 m di profondità rispetto al piano campagna;



### Area in cui sarà ubicato l'impianto di accumulo e la stazione elettrica

- **Terreno di copertura** poco consistente, con spessore di circa 60 cm con presenza di piccoli clasti calcarei lapidei;
- **Basamento calcareo** dapprima fratturato e successivamente compatto/lapideo.

#### 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

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	0.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	374.99
<b>Categoria del suolo</b>	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

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	0.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	377.39
<b>Categoria del suolo</b>	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

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	0.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	395.62
<b>Categoria del suolo</b>	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 4

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	715.51
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 ridotti cautelativamente del 10% rispetto alle risultanze delle prove penetrometriche dpm\_30 effettuate.

I parametri del terzo strato non derivano dalle risultanze delle prove penetrometriche in quanto il rifiuto strumentale non ha consentito di investigare gli stessi a mezzo dpm\_30.

### AREA DEGLI AEROGENERATORI

Strato	$\phi$ (°) Picco	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> ) Picco	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )
Terreno di copertura (spessore 4 m circa) poco consistente	22 – 24	0,10 – 0,20	1,70 - 1,80
Depositi sedimentari arenacei marnosi (spessore 3/4 m circa) mediamente consistenti	25 – 27	0,25 – 0,30	1,85 - 1,95
Depositi sedimentari arenacei marnosi (a partire da 7/8 m circa) maggiormente consistenti	28 – 30	0,30 – 0,35	2,00 - 2,05



### AREA DELL'IMPIANTO DI ACCUMULO E DELLA STAZIONE ELETTRICA

Strato	$\phi$ (°) Picco	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> ) Picco	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )
Terreno di copertura (0 – 0,50 m) poco consistente	22 – 24	0,10 – 0,20	1,70 - 1,80
Basamento calcareo lapideo	34 - 40	-	2,00 – 2,40

## 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.I. 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:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

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 funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k / \gamma_M$  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  $\gamma_R$  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  $\gamma_F$  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  $\psi_{ij}$  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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

#### 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  $V_R$ , 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  $\gamma_F$  sulle azioni e  $\gamma_M$  sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i  $\gamma_R$  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  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2. Il e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_Y$	$\gamma_Y$	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  $\tau_R$  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  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tab. 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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*

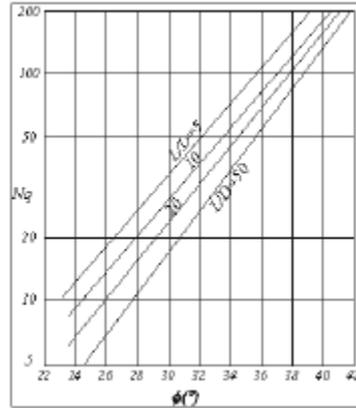
Come per le fondazioni dirette si pone:

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

dove  $\sigma_{vl}$  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:

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

nella quale 'a' è un termine coesivo,  $\mu$  un coefficiente di attrito tra palo e terreno, 'k' un coefficiente di spinta e  $\sigma'_{vz}$  la tensione effettiva litostatica alla profondità  $z$ .

Il coefficiente  $\mu$  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 $\mu$
	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	$\tan(\phi)$

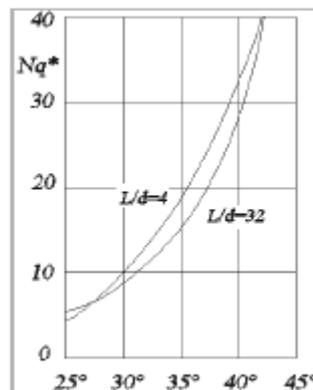
Per il termine coesivo si assume:

$s = \alpha c$  con  $\alpha$  dato da:

Tipo di palo	Valori di c (kPa)	Valori di $\alpha$
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  $\phi$  da introdurre nei calcoli sarà  $\phi = \phi' - 3^\circ$ , dove  $\phi'$  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 "Contessa Entellina", 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)