Enel Green Power	Divisione Generazione ed Energy Management Progetti Eolici & Geo Progettazione Nuove Realizzazioni	IDENTIFICAZIONE R.E36.86.00.051.01 FOGLIO 1 di 30

IMPIANTO EOLICO DI "MONTE PORALE"

COMUNI DI VOLTAGGIO (AL) E RONCO SCRIVIA (GE)

RELAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE

Documento elaborato da ISMES – Divisione Ambiente e Territorio di CESI S.p.A.

PUBBLICATO B1011176 (PAD - 1462230)

DISTRIBUZIONE

DESTINATARIO	NUMERO COPIE

REVISIONE	DESCRIZIONE
0	Emissione

REVISIONE	SCOPO	DATA	REDAZIONE	COLLABORAZIONI	INCARICATO	CONTROLLO	VISTO	APPROVATO
00		31 MARZO 2011						

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI BERGAMO – DOTTORE INGEGNERE RITA PELLEGRINI – ISMES – CESI SPA

PROGETTO:	VALIDO PER IMPIANTI	IDENTIFICAZIONE
Relazione Geotecnica	MONTE PORALE	TIPO: R – ARGOMENTO: E 3 6 – IMPIANTO: 8 6 – SISTEMA: 0 0 – PROGRESSIVO: 0 5 1 – REV: 0 0

CLASSIFICAZIONE

Questo documento contiene informazioni di proprietà di Enel SpA e deve essere utilizzato esclusivamente dal destinatario in relazione alle finalità per le quali è stato ricevuto.
E' vietata qualsiasi forma di riproduzione o di divulgazione senza l'esplicito consenso di Enel SpA.

Cliente ENEL GREEN POWER S.p.A.

Oggetto Integrazione e revisione di alcuni elaborati del progetto definitivo e dello studio d'impatto ambientale relativi all'impianto eolico "Monte Porale" nei comuni di Voltaggio (AL) e di Ronco Scrivia (GE).

Relazione geotecnica preliminare

Ordine Contratto Ordine quadro n.8400011875 Attingimento n.4000256342 del 29.06.2010

Note Rev. 00 – AG10SRC026 – Lettera di trasmissione B1011236

PUBBLICATO B1011176 (PAD - 1462331)

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.



N. pagine 30 **N. pagine fuori testo** -

Data 06/04/2011

Elaborato SCE - Pellegrini Rita
B1011176 115018 AUT

Verificato SCE - Stigliano Paolo Giuseppe
B1011176 4991 VER

Approvato SCE - Gatti Fabrizio (Project Manager)
B1011176 114965 APP

Mod. RISM v. 04

Indice

1 COLLABORAZIONI 3

2 INTRODUZIONE 3

3 RIFERIMENTI 3

3.1 Relazioni tecniche 3
3.2 Normativa tecnica 4

4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-TECNICA DEL SITO 4

5 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA 5

6 ANALISI DI STABILITÀ 6

6.1 Metodo di analisi 6
6.2 Risultati 7

7 FONDAZIONI SUPERFICIALI 10

7.1 Dimensioni delle fondazioni e carichi di progetto 10
7.2 Analisi di capacità portante 10
7.3 Verifica allo scorrimento 12
7.4 Cedimenti e rotazioni 13
7.5 Considerazioni conclusive 15

8 FONDAZIONI PROFONDE 16

8.1 Generalità 16
8.2 Capacità portante dei pali soggetti a carichi assiali 16
8.2.1 Criteri di verifica 16
8.2.2 Verifiche di resistenza 19
8.3 Capacità portante dei pali soggetti a carichi trasversali 21

9 STABILITÀ DEL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE 25

9.1 Metodo di calcolo 25
9.2 Sezioni analizzate e risultati 25

10 CONCLUSIONI 28

11 BIBLIOGRAFIA 30

© Copyright 2011 by CESI. All rights reserved - Activity code AG10SRC026

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	06/04/2011	B1011176	Prima emissione

1 COLLABORAZIONI

Le valutazioni tecniche contenute nel presente documento sono state sviluppate con la collaborazione dell'Ing. Riccardo Previtali.

2 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica relativa alle opere civili del progetto definitivo finalizzato alla realizzazione dell'impianto eolico "Monte Porale", ubicato all'interno dei territori comunali di Voltaggio (AL), Ronco Scrivia (GE) e, per una modesta parte, che riguarda la viabilità d'accesso, di Franconalto (AL).

Il progetto prevede l'installazione di n. 10 aerogeneratori di media taglia da 850 kW, aventi altezza da terra del mozzo di 55 m, ciascuno realizzato all'interno di un'apposita piazzola. Gli aerogeneratori V1,V2, V3, V4, V5 e V6 sono posti in Comune di Voltaggio (AL), mentre gli aerogeneratori R1, R2, R3 ed R4 in Comune di Ronco Scrivia (GE). L'aerogeneratore tipo è illustrato nella tavola di progetto D E36.86.00.041.00 .

Per il progetto geotecnico delle fondazioni si farà riferimento alle proprietà geomeccaniche indicate nella relazione geologica del progetto e ai criteri di calcolo di seguito descritti.

I carichi utilizzati si riferiscono ad una macchina di caratteristiche coerenti alle scelte del progetto. Questo aerogeneratore, di potenza di picco 850kW, altezza al mozzo 55m, prodotta da un costruttore certificato di dimensioni internazionali, GAMESA, è già stata installata da ENEL in zona montana di elevata ventosità e sismicità (Molise).

La presente relazione geotecnica è stata redatta nel rispetto della Normativa vigente. Le elaborazioni sono effettuate secondo gli ordinari metodi della Scienza delle Costruzioni e della Meccanica delle Terre e le tecniche normalmente impiegate per il tipo di opere in progetto.

Essa peraltro riveste carattere preliminare, dovendosi perfezionare le verifiche principalmente sulla base dell'esito dei sondaggi che si condurranno sul luogo e, in via subordinata, dalla definizione puntuale dei carichi dovuti dal vento per la macchina prescelta.

3 RIFERIMENTI

3.1 Relazioni tecniche

[1] Impianto eolico "Monte Porale". Comuni di Voltaggio (Provincia di Alessandria – Regione Piemonte) e di Ronco Scrivia (Provincia di Genova – Regione Liguria). Progetto Definitivo. Relazione geologica. Doc R.E36.86.00.025.02

[2] Impianto eolico “Monte Porale”. Comuni di Voltaggio (Provincia di Alessandria – Regione Piemonte) e di Ronco Scrivia (Provincia di Genova – Regione Liguria). Progetto Definitivo. Relazione Tecnica Descrittiva. Doc R.E 36.86.00.024.01

[3] Impianto eolico di “Serra Tre Confini”. Comune di San Pietro Avellana (IS). Progetto esecutivo delle opere civili. Relazione Geotecnica. Doc R.E 36.36.15.013.00

3.2 Normativa tecnica

[4] Decreto Ministeriale 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”

[5] SLIDE, Rocscience, 31 Balsam Avenue, Toronto, Ontario, M4E 3B5 - Codice di calcolo per l’analisi di stabilità dei pendii.

[6] CALIF, ISMES, Codice di calcolo per l’analisi della Capacità Limite di Fondazioni Superficiali

[7] CEDI, ISMES, Codice di calcolo per l’analisi dei cedimenti.

[8] Associazione Geotecnica Italiana, Dicembre 1984, “Raccomandazione sui pali di fondazione”

4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-TECNICA DEL SITO

Dal punto di vista litostratigrafico le fondazioni poseranno su di un substrato costituito dai conglomerati della Formazione di Molare dalle caratteristiche fisico-meccaniche variabili, a seconda della pezzatura dello scheletro, della granulometria e grado di cementazione della matrice e delle condizioni di alterazione. Lungo i crinali sede dell’impianto di progetto, non sono generalmente segnalate importanti manifestazioni di instabilità legate a processi gravitativi. Tuttavia si segnalano processi gravitativi quiescenti di natura composita o legata a colamenti lenti a nord della Costa del Bagascio e tra la stessa Costa del Bagascio e il Monte Alpe.

Si indica, sulla base del rango indicato per le caratteristiche geomeccaniche attese dei terreni di fondazione, di natura conglomeratica, che è possibile ricorrere alla soluzione fondale di tipo diretto

Le principali problematiche connesse all’installazione degli aerogeneratori riguardano la potenziale interazione delle fondazioni con impluvi o corpi detritici in potenziale evoluzione. In particolare si segnalano nel già citato documento geologico le seguenti postazioni eoliche:

- Postazione **V5**: dispone di uno spazio limitato con versanti acclivi sia a E che a O ed è collocata nelle vicinanze del movimento gravitativo composito situato a nord della Costa del Balascio.
- Postazione **R2**: si trova nelle vicinanze della testata del ripido impluvio che raggiunge il crinale, impluvio che manifesta condizioni di dubbia stabilità. E’ quindi necessario che la postazione si mantenga a distanza di sicurezza dalla testata dell’impluvio stesso.
- Postazione **R3**: si trova nelle stesse condizioni della posizione R2 anche se le condizioni di stabilità delle sponde d’impluvio sono migliori. Anche per questa postazione è consigliato che ci si mantenga a distanza di sicurezza dalla testata d’impluvio, da determinarsi in seguito alle indagini integrative.

Per le problematiche descritte, tali situazioni potrebbero rendere necessaria una diversificazione del sistema di fondazione da impiegare oppure, solo in seconda istanza, la protezione della fondazione a

soluzione diretta con opere di intercettazione del potenziale arretramento del ciglio instabile[1] , tipicamente palificate.

In particolare si esaminano in questo documento le caratteristiche di fondazioni su pali di lunghezza opportuna, che consentano di disaccoppiare il comportamento statico della macchina eolica da quello del terreno superficiale circostante.

Le proprietà meccaniche dei materiali presenti in sito sono assunte del valore minimo rispetto all'intervallo indicato nella relazione geologica del progetto definitivo (Rif.[1]) e precisamente:

- Peso di volume naturale: $\gamma = 20$ kN/m^3
- Angolo d'attrito: $\phi' = 25°$
- Coesione: c' = 100 kPa

Si ritiene plausibile che le fondazioni degli aerogeneratori non siano interessate dalla presenza di corpi idrici superficiali.

5 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

In accordo a quanto previsto dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) (Rif [4]), per la definizione dell'azione sismica di progetto si è fatto ricorso a un approccio semplificato, basato sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Rispetto a questa classificazione, il sottosuolo di riferimento può essere identificato nell'ambito della categoria C (depositi di terreni a grana fina mediamente consistenti, $70 < c_{u,30} < 250$ kPa, e terreni a grana grossa mediamente addensati, $15 < N_{SPT,30} < 50$).

Operando con la mappa interattiva messa a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, l'azione sismica è stata calcolata con riferimento al Comune di Ronco Scrivia. Pertanto:

- Lat = 44.614 Lon = 8.952

Assunto

-	vita nominale della struttura[2]:	$V_N = 50$ anni
-	classe d'uso:	II
-	coefficiente di amplificazione topografica :	$S_T = 1.4$
-	probabilità di eccedenza nel periodo di rif.:	$P_{V_R} = 10$ %

si calcolano

-	periodo di riferimento per l'azione sismica:	$V_R = 50$ anni
-	periodo di ritorno:	$T_R = 475$ anni

Per il periodo di ritorno $T_R = 475$ anni, dalla tabella allegata alle NTC si ricava:

-	accelerazione orizzontale massima al sito:	$a_g = 0.9025$ m^2/s
-	val. max fattore di amplif. spettro in accelerazione orizzontale:	$F_0 = 2.441$
-	periodo inizio tratto a velocità costante spettro accel. orizzontale:	$T^*_C = 0.275$ s

Si calcola infine il coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_S), che vale:

[1] Si ricorda che in sede di selezione del layout di impianto si esclude che gli areogeneratori vengano posizionati all'interno di un corpo litico a potenziale instabilità. Le situazioni evidenziate si pongono nelle vicinanze del bordo di testa di potenziali instabilità.

[2] Gli impianti eolici non rientrano nella lista di Edifici e Infrastrutture strategici e rilevanti di interesse statale di cui all'elenco A ed Elenco B del Decreto n.3685 del 21/10/2003 del Capo Dipartimento della Protezione Civile emanato con OPCM del 21/10/2003 e pubblicato su GU 252 del 29/10/2003.

- sottosuolo di categoria C: $S_S = 1.50$

6 ANALISI DI STABILITÀ

6.1 Metodo di analisi

Nel presente capitolo vengono riportati i risultati delle analisi di stabilità sia del fronte di scavo provvisionale per il getto delle fondazioni sia del rilevato che costituirà i fianchi della piazzola.
Le analisi di stabilità sono state eseguite con il codice di calcolo SLIDE 5.0, sviluppato dalla Rocscience (Rif.[5]).
L'approccio di verifica di stabilità allo scorrimento utilizzato in questo lavoro è quello convenzionale previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/2008 (Rif.[4]) per le Opere di Materiali Sciolti e Fronti di Scavo, basato sull'ipotesi di comportamento rigido plastico dei materiale costituenti e sull'esistenza di una potenziale superficie di scorrimento, lungo la quale la resistenza a taglio viene calcolata con il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
Le verifiche di stabilità in esame sono state svolte con il metodo di Bishop semplificato, considerando superfici di scorrimento di forma circolare.

Per le analisi è stata presa a riferimento la postazione V1 che, per la particolare configurazione acclive del versante nelle immediate vicinanze della piazzola, vuole un'altezza di scavo e di rilevato maggiore (Figura 1).

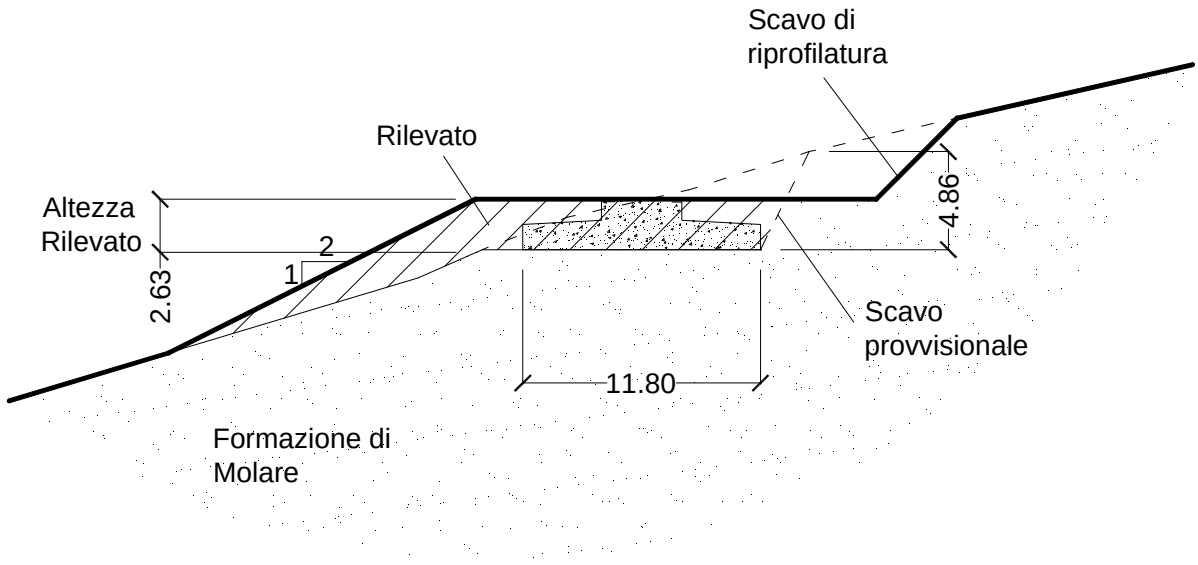


Figura 1: *Piazzola V1, sezione presa a riferimento per le analisi di stabilità*

Sono state svolte le seguenti verifiche:

- Analisi di stabilità del fronte di scavo provvisionale a monte (per il getto delle fondazioni degli aerogeneratori) in condizioni statiche.
- Analisi di stabilità del nuovo profilo topografico (Rilevato di valle e Scavo di Riprofilatura di monte) finalizzato all'installazione degli aerogeneratori, in condizioni statiche e sismiche.

Gli effetti sismici sono stati valutati in conformità con la normativa vigente (D.M. 14/01/2008) mediante analisi statica equivalente, assumendo una relazione di proporzionalità diretta tra la forza inerziale sismica e il peso della massa in scivolamento.

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

$$k_h = \beta_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

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

essendo

F_h F_v	risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile
k_h k_v	coefficienti sismici orizzontale e verticale
W	peso del volume di terreno potenzialmente instabile
β_S	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
S_S	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	coefficiente di amplificazione topografica
a_g	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Conseguentemente, le azioni inerziali della massa strutturale sono state valutate assumendo pari a 0.0386 il coefficiente di intensità sismica relativo alle forze orizzontali e uguale a 0.0193 quello relativo alle forze verticali.

I parametri meccanici del materiale che costituisce il rilevato sono assunti pari a :

- Peso di volume naturale: $\gamma = 20.50$ kN/m^3
- Angolo d'attrito: $\phi' = 34°$
- Coesione: c' = 3 kPa

Il modesto valore adottato per la coesione rappresenta l'effetto atteso della compattazione del materiale del rilevato.

Al fine di individuare la situazione più gravosa, le analisi sono state condotte considerando le forze inerziali verticali dirette sia verso l'alto che verso il basso; la forza orizzontale è stata considerata sempre diretta verso l'esterno del pendio.

6.2 Risultati

I risultati delle verifiche sono sintetizzati nella Tabella 1, e nelle figure 2, 3 e 4 dove sono rappresentate le superfici di minima sicurezza individuate.

Fs minimo secondo D.M. 14.01.2008 = 1.1		
	Condizioni statiche	**Condizioni sismiche**
Scavo provvisionale - monte	4.42	-
Rilevato - valle	1.44	1.32
Scavo di riprofilatura - monte	5.78	5.26

Tabella 1: *Risultati delle analisi di stabilità svolte*

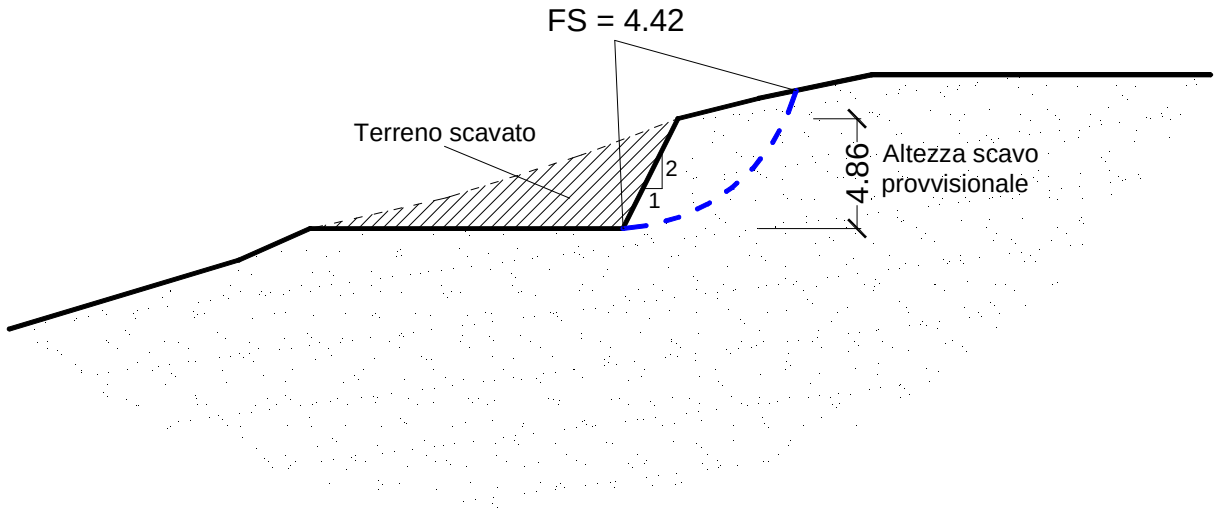


Figura 2: *Analisi di stabilita dello scavo provvisionale per il getto delle fondazioni – Condizioni statiche*

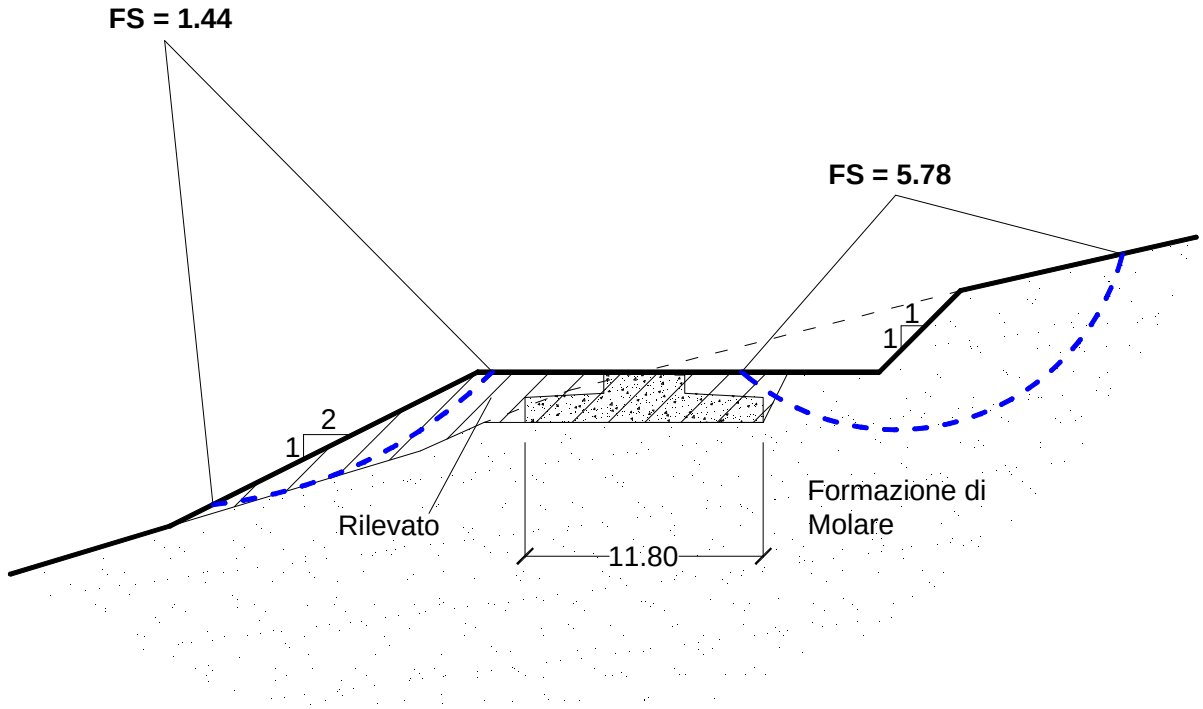


Figura 3: *Analisi di stabilita del rilevato e del paramento di monte riprofilato - Condizioni statiche*

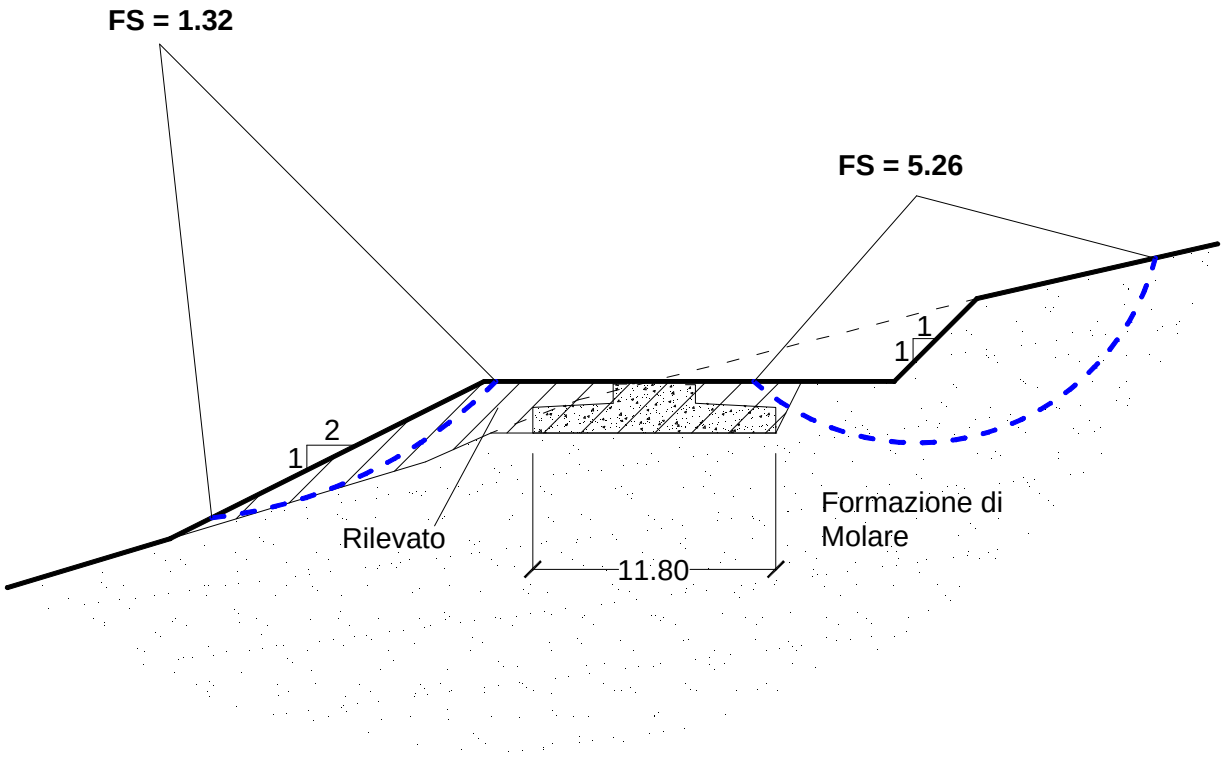


Figura 4: *Analisi di stabilita del rilevato e del paramento di monte riprofilato - Condizioni sismiche*

Con riferimento agli elaborati del progetto definitivo, si vuole sottolineare che

- La pendenza prevista per il rilevato nel progetto definitivo, pari a 2:3, è stata modificata in quanto le verifiche di stabilità non risultavano soddisfatte in condizioni sismiche. La nuova pendenza, cui corrispondono valori di FS>1.1 è pari a 2:1.
- Dalle analisi di stabilità dello scavo provvisionale per il getto delle fondazioni, si evince che la pendenza indicata come 1:2 garantisce un FS ben più elevato del minimo previsto dalla normativa.

Sotto queste condizioni le verifiche risultano sempre soddisfatte.

7 FONDAZIONI SUPERFICIALI

7.1 Dimensioni delle fondazioni e carichi di progetto

Per gli aerogeneratori si prevede adeguato l'utilizzo di fondazioni a plinto isolato a base quadrata in calcestruzzo armato (dimensione in pianta 11.80m x 11.80 m, altezza1,25 m), realizzate su uno strato di magrone di sottofondazione dello spessore di 0.15 m (quota imposta plinto –2.35 m rispetto al piano della piazzola; quota imposta magrone –2.50 m). Le fondazioni degli aerogeneratori sono descritte nel documento di cui al Rif. [2].

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di seguito riportate sono state svolte considerando i carichi in fondazione di Tabella 2. In assenza dei carichi di progetto specifici per le condizioni di vento e sismiche locali[3], si è fatto riferimento ai carichi valutati dal progettista in accordo ai criteri definiti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008 per gli aerogeneratori dell'impianto eolico di "Serra Tre Confini" in San Pietro Avellana (IS) (Rif. [3]). L'aerogeneratore impiegato è il GAMESA G 52, con altezza al mozzo di 55m e potenza di picco 850 kW. Considerata la superiore sismicità della zona rispetto al sito di Monte Porale (Zona 1 secondo OPCM 3274/2003) e la ventosità non inferiore a quella di Porale[4], questi carichi sono ritenuti adatti per questa valutazione geotecnica.

		Sollecitazioni SLU alla base del plinto di fondazione		
		(A1)*	**(A2)***	**Sisma****
Carico verticale massimo	(kN)	10842	8303	8600
Carico verticale minimo	(kN)	8303	8303	8006
Taglio	(kN)	558	484	938
Momento flettente	(kNm)	27773	24028	27205

* *Carichi relativi alla condizione di vento estremo (V_{e1} = 52.5 m/s).*

** *Carichi relativi alla condizione di vento operativo (V = 27 m/s) + sisma.*

Note: Secondo il tipo di verifica effettuata può risultare più gravosa la condizione di carico verticale minimo oppure massimo. Nelle analisi svolte di seguito, la condizione si sollecitazione più gravosa corrisponde a quella con carico verticale minimo, alla quale si farà riferimento.

Tabella 2: *Azioni SLU all'imposta del plinto di fondazione*

Nelle analisi di cedimento (SLE) si farà inoltre riferimento al carico strutturale di plinto, terreno di copertura, torre ed elica valutato complessivamente in 8303 kN.

7.2 Analisi di capacità portante

Le verifiche di capacità portante sono state svolte con l'impiego del codice di calcolo CALIF, sviluppato da ISMES (Rif.[6]). La pressione limite applicabile alle fondazioni superficiali è stata calcolata facendo riferimento alla formulazione generale di Brinch Hansen (1970), che consente di tenere conto della forma della fondazione, delle modalità di applicazione del carico, dell'approfondimento del piano di posa della fondazione. L'espressione assume la forma:

[3] Questi carichi vengono specificati dal produttore della macchina che verrà installata.
[4] Questo aerogeneratore è in Classe 1° secondo IEC61400-1.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

q_{lim}	= pressione limite sulla fondazione
γ'	= peso di volume del terreno al netto della sottospinta idrostatica
B	= dimensione minima della fondazione
c	= coesione
q'	= tensione verticale efficace all'esterno dell'area di fondazione
N_γ, N_c, N_q	= fattori di capacità portante
s_γ, s_c, s_q	= fattori di forma della fondazione
i_γ, i_c, i_q	= fattori di inclinazione del carico
d_γ, d_c, d_q	= fattori di profondità del piano di posa
b_γ, b_c, b_q	= fattori di inclinazione del piano di fondazione
g_γ, g_c, g_q	= fattori di inclinazione del terreno

Nell'analisi il fattore di forma è stato trascurato poiché, secondo quanto suggerito da Bowles (1982), esso non può essere usato in combinazione con i fattori di inclinazione.

La presenza del momento M è stata considerata attraverso una riduzione delle dimensioni della fondazione secondo le modalità indicate in Figura 5. Il momento M è stato considerato agente nella direzione della diagonale della fondazione, essendo questa la condizione di carico più sfavorevole per la fondazione quadrata.

Le verifiche di capacità portante sono state svolte seguendo sia l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) delle Norme Tecniche per le Costruzioni, sia l'Approccio 2 (A1+M1+R3), con riferimento a condizioni drenate (lungo termine). Per la combinazione sismica, le analisi sono state svolte di nuovo con riferimento a condizioni drenate, in quanto, come sottolineato in precedenza, si ritiene plausibile che le fondazioni degli aerogeneratori non siano interessate dalla presenza di corpi idrici superficiali.
La pressione ammissibile di progetto (q_d) è calcolata applicando alla pressione limite (q_{lim}) il coefficiente parziale delle resistenze (γ_R):

$$q_d = \frac{q_{lim}}{\gamma_R}$$

I risultati sono sintetizzati nella Tabella 3. In tutte le situazioni analizzate, la resistenza di progetto del sistema geotecnico, rappresentata dalla pressione (q_d), risulta superiore al valore di progetto dell'effetto dell'azione, identificata nella pressione convenzionale equivalente (q) e nella pressione massima (q_{max}) sul piano di fondazione. La verifica di capacità portante risulta pertanto soddisfatta.

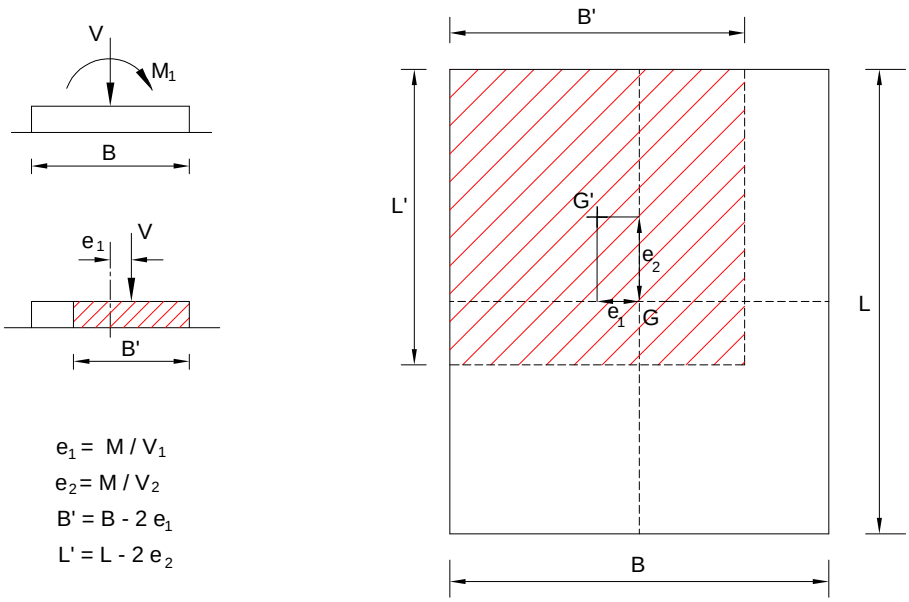


Figura 5: *Dimensioni efficaci equivalenti di una fondazione rettangolare soggetta a carico eccentrico.*

VERIFICA SECONDO NTC D.M. 14/01/2008							
Approccio	Terreno di fondazione	Inc. terr. (°)	Tipo di analisi	q_{lim} (kPa)	q_d (kPa)	q (kPa)	q_{max} (kPa)
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)	Formazione di Molare	16 (V1)	Statica drenata Sismica	922.6 855.4	512.6 475.2	139.7 163.7	205.9 244.0
Approccio 2 (A1+M1+R3)	Formazione di Molare	16 (V1)	Statica drenata Sismica	1608.2 1540.6	699.2 669.8	166.1 163.7	247.5 244.0

Inc. terr. Inclinazione del terreno nella zona di installazione della fondazione. E' utilizzato il valore massimo osservato e relativo alla postazione indicata tra parentesi.
q_{lim} Pressione limite sul piano di fondazione.
q_d Pressione ammissibile di progetto sul piano di fondazione.
q Pressione convenzionale equivalente sul piano di fondazione: si richiede $q_d \geq q$.
q_{max} Pressione massima sul piano di fondazione: si richiede $q_d \geq q_{max}$.

Tabella 3:*Risultati delle analisi di capacità portante*

7.3 Verifica allo scorrimento

La resistenza allo scorrimento delle fondazioni (H_{lim}) è stata calcolata nel modo seguente:

$$H_{lim} = V \cdot \frac{tan\,\delta}{\gamma_{\phi'}}$$

dove δ definisce l'angolo di resistenza al taglio al contatto fondazione-terreno e $\gamma_{\phi'}$ è il coefficiente di sicurezza parziale. A favore di sicurezza, considerando l'inevitabile disturbo connesso con la preparazione del piano di posa della fondazione, il calcolo è stato svolto facendo riferimento al valore di resistenza corrispondente al raggiungimento dello stato critico del terreno, assumendo:

$\delta = \phi'_{cs} = 25^\circ$

La resistenza di progetto (H_d) è stata calcolata applicando al valore limite (H_{lim}) il coefficiente parziale delle resistenze (γ_R):

$$H_d = \frac{H_{lim}}{\gamma_R} = \frac{H_{lim}}{1.1}$$

Le verifiche di scorrimento sono state svolte seguendo sia l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) delle Norme Tecniche per le Costruzioni, sia l'Approccio 2 (A1+M1+R3).
I risultati sono sintetizzati nella Tabella 4. In tutte le situazioni analizzate, la resistenza di progetto del sistema geotecnico (H_d) risulta superiore al valore del taglio in fondazione (H). Le verifiche di scorrimento sul piano di posa risultano pertanto soddisfatte.

VERIFICA SECONDO NTC D.M. 14/01/2008
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Approccio	Terreno di fondazione	Tipo analisi	H_{lim} (kN)	H_d (kN)	H (kN)
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)	Formazione di Molare	Statica Sismica	3097.4 2986.6	2815.8 2715.1	484 938
Approccio 2 (A1+M1+R3)	Formazione di Molare	Statica Sismica	3871.8 3733.3	3519.8 3393.9	558 938

H_{lim} resistenza allo scorrimento limite.
H_d resistenza allo scorrimento di progetto.
H taglio in fondazione: si richiede $H_d \geq H$.

Tabella 4: *Risultati delle analisi di scorrimento*

7.4 Cedimenti e rotazioni

Per l'analisi di cedimento è stato utilizzato il codice di calcolo CEDI, sviluppato da ISMES (Rif.[7]).

Il calcolo è stato effettuato attraverso l'integrazione delle deformazioni estesa sino alla profondità di 30 m dal piano campagna (strato uniforme, "Formazione di Molare"):

$$s = \int_{0\,m}^{30\,m} \varepsilon_z \cdot dz = \int_{0\,m}^{30\,m} \frac{\Delta\sigma_z}{E} \cdot dz$$

Il software opera nel modo seguente:

- calcolo delle tensioni indotte nel terreno dai carichi di fondazione mediante l'impiego della soluzione elastica in forma chiusa di Boussinesq, con le assunzioni di superficie di carico infinitamente flessibile e semispazio elastico, lineare ed isotropo;
- calcolo dei cedimenti mediante l'equazione:

$$\Delta H = H_0 \cdot \frac{(1+\nu)\cdot\Delta\sigma - 3\cdot\nu\cdot\Delta\sigma_m}{E'}$$

dove :
ΔH = cedimento dello strato

H_0 = spessore iniziale dello strato
$\Delta\sigma$ = variazione della tensione verticale
$\Delta\sigma_m$ = variazione della tensione media, pari a 1/3 ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)
E' = modulo di Young drenato
ν = coefficiente di Poisson.

In assenza di alcun dato disponibile per poter valutare il modulo di Young e il coefficiente di Poisson, sono stati assunti in prima approssimazione e con cautela i seguenti valori:
E' = 100 MPa
ν = 0.20

I cedimenti calcolati per il centro e il bordo dell'impronta di carico flessibile sono stati successivamente utilizzati per la valutazione del cedimento della fondazione rigida applicando la relazione (valida per fondazioni rettangolari; Poulos e Davis, 1974):

$$S_{fond.rigida} = \frac{1}{3} \cdot \left(2 \cdot S_{centro} + S_{spigolo}\right)_{fond.flessibile}$$

I cedimenti finali delle fondazioni sono stati calcolati considerando i pesi strutturali (torre, elica, fondazione, terreno di copertura) della macchina non in funzione.
Il carico unitario sul piano di fondazione dovuto ai pesi di fondazione, terreno di copertura, torre e elica vale:

$$q = \frac{8303}{11.8^2} = 59.6 \ kPa$$

Il cedimento calcolato è pari a 5 mm. Tale valore è inferiore al valore massimo ammissibile definito in Rif. [3] dal costruttore degli aerogeneratori e pari a 30 mm.

Infine è stata effettuata una stima della possibile rotazione delle fondazioni scrivibile ai carichi operativi di esercizio. Si è fatto riferimento alla seguente espressione:

$$\tan\theta = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta$$

essendo:
θ = angolo di rotazione
M = momento applicato nella direzione di verifica (vedi Tabella 2, condizione SLE / A2)
B = dimensione della fondazione reale nella direzione di verifica
L = dimensione della fondazione reale nella direzione ortogonale a quella di verifica
E = modulo di deformabilità del terreno
ν = coefficiente di Poisson del terreno (si è assunto ν = 0.2)
I_θ = coefficiente di influenza (si è assunto I_θ = 4.17; Bowles 1982)

La rotazione così stimata è pari a 0.024°.

7.5 Considerazioni conclusive

A seguito dei risultati ottenuti è possibile trarre le seguenti considerazioni:

- Per i carichi di progetto si è fatto riferimento ai carichi valutati dal progettista in accordo ai criteri definiti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008 per gli aerogeneratori dell'impianto eolico di "Serra Tre Confini" in San Pietro Avellana (IS): trattasi di aerogeneratori con caratteristiche geometriche e di potenza congruenti con le scelte di progetto, posti in località montana, con elevata sismicità e ventosità. Tali carichi sono ritenuti non inferiori a quelli che verranno specificati in sede esecutiva per gli aerogeneratori
- Relativamente ai parametri meccanici della *Formazione di Molare* sono stati utilizzati i valori più cautelativi tra quelli indicati nella relazione geologica.

Gli elevati margini di sicurezza ottenuti del carico limite nei confronti sia della pressione convenzionale equivalente sia del valore della pressione massima sul piano di fondazione lasciano presupporre un esito positivo delle verifiche anche qualora, a seguito delle indagini geognostiche da eseguirsi i valori dei parametri meccanici del terreno risultino inferiori (soprattutto per quanto riguarda il valore della coesione (c')) rispetto a quelli utilizzati nelle presenti analisi.

8 FONDAZIONI PROFONDE

8.1 Generalità

Per alcune postazioni eoliche si potrà far ricorso a fondazioni profonde, utilizzando pali trivellati in calcestruzzo armato di sezione e lunghezza minima da definirsi in base alle caratteristiche del terreno.
Pertanto è stata valutata la capacità portante verticale e orizzontale del gruppo di pali al variare della lunghezza dei pali stessi. Ciascuna fondazione, del tipo 'a soletta su pali' , della larghezza di 11,80mx 11,80m, utilizzerà n. 16 pali di diametro 800 mm, posti ad interasse di 3.0 m.
Le sollecitazioni massime sui pali corrispondono di nuovo a quelle valutate dal progettista per l'impianto eolico di "serra Tre Confini" in San Pietro Avellana (IS):

Carico verticale massimo sulla palificata	10376 kN	(combinazione SLU statica (A1))
Carico orizzontale massimo sulla palificata	1113 kN	(combinazione SLU sismica)
Carico massimo di compressione sul singolo palo	1246 kN	(combinazione SLU statica (A1))
Carico massimo di trazione sul singolo palo	249 kN	(combinazione SLU statica (A1))

Tabella 5: *Sollecitazioni di progetto*

I criteri di dimensionamento della palificata dovranno tenere conto di quanto suggerito dall'Associazione Geotecnica Italiana in "Raccomandazioni sui pali di fondazione" del dicembre 1984 (Rif. [8]), e soddisfare quanto indicato dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008. In ogni caso sarà buona regola limitare il valore massimo della tensione di compressione nel calcestruzzo dei pali trivellati a 4.5 MPa.

8.2 Capacità portante dei pali soggetti a carichi assiali

8.2.1 Criteri di verifica

8.2.1.1 Portata del palo singolo

La portata totale limite del palo singolo soggetto a carico assiale di compressione (Q_{tot}^{lim}) è valutata dalla somma due contributi di portanza di base (Q_{base}^{lim}) e di attrito laterale lungo il fusto (Q_{lat}^{lim}), tenendo conto del peso del palo (W_p):

$$Q_{tot}^{lim} + W_p = Q_{base}^{lim} + Q_{lat}^{lim}$$

essendo :

$$Q_{lat}^{lim} = \pi \cdot D \cdot \sum_{i}^{n} \tau_i \cdot h_i$$

$$Q_{base}^{lim} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} q_{base}^{lim}$$

dove :

D	= diametro del palo
h_i	= spessore dello strato i-esimo
τ_i	= aderenza unitaria nello strato i-esimo
n	= numero di strati di terreno a contatto con il palo
q_{base}^{lim}	= portata unitaria di base
W_p	= peso proprio del palo, al netto della spinta idraulica

8.2.1.1.1 Portata lungo il fusto

Nei terreni granulari costituiti, come in questo caso, da sabbie, la portata unitaria per attrito laterale (τ_i) per pali di grande diametro è ricavabile, come suggerito da AGI (Rif. [8]), dalla seguente espressione:

$$\tau_i = k_i \cdot \sigma'_{vo\,i} \cdot \tan \delta'_i$$

essendo :

k_i = coefficiente di spinta del terreno ≅ 0.4÷0.7
$\sigma'_{vo\,i}$ = pressione verticale efficace geostatica
δ'_i = angolo di attrito palo-terreno ≅ f' nell'ipotesi di pali trivellati

8.2.1.1.2 Portata alla base

In assenza di correlazioni basate direttamente sui dati ricavati da prove in sito, la capacità portante di base è stata calcolata attraverso la formula proposta da Berezantzev (1965), valida per pali trivellati di grande diametro in terreni incoerenti:

$$q_{base} = N^*_q \cdot \sigma'_{vo} + c' \cdot N^*_c$$

dove

s'_{vo} = tensione verticale efficace in sito in corrispondenza della profondità della base del palo;
N_q^* = coefficiente relativo al contributo dovuto al sovraccarico laterale proposto da Berezantzev (1965) e diagrammato in (Figura 6). Il coefficiente è in funzione del rapporto D/L (L= lunghezza del palo in metri, D =diametro del palo) e del valore dell'angolo d'attrito del terreno f' [°].

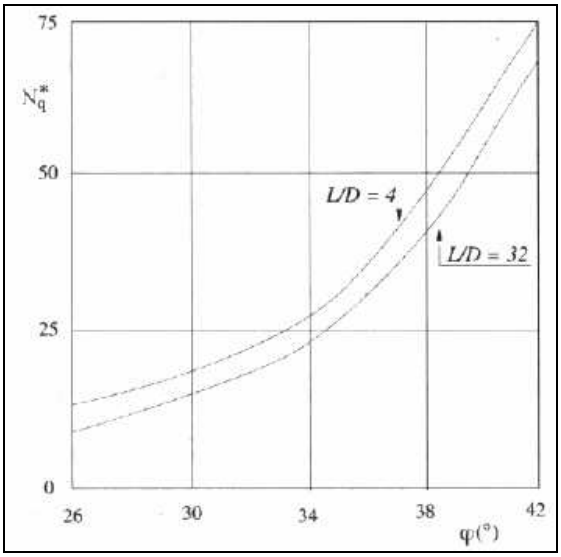


Figura 6: *Capacità portante di base da Berezantzev (1965)*

In questo modo la capacità portante di base corrisponde al valore dello sforzo che provocherebbe cedimenti compresi fra 6÷10% del diametro del palo e tali da innescare le prime deformazioni plastiche del terreno.

Dato l'elevato contributo fornito dalla coesione alla resistenza, si preferisce non trascurare l'effetto di quest'ultima sulla capacità portante alla base, pertanto:

$N_c^* = (N_q^* - 1)ctg\phi'$
c' = coesione del materiale

8.2.1.2 Portata dei pali di gruppo

Il comportamento del palo in gruppo può essere diverso da quello del palo isolato, a seconda della natura del terreno ed anche delle modalità costruttive. Ciò viene posto in evidenza esprimendo la resistenza di una palificata (R_d^{gruppo}) con una formula del tipo:

$$R_d^{gruppo} = \varepsilon \cdot n \cdot R_d$$

essendo ε il coefficiente di efficienza della palificata, "n" il numero dei pali del gruppo e R_d la resistenza del singolo palo.

Nel caso dei pali trivellati, i pochi casi disponibili in letteratura dimostrano che il coefficiente d'efficienza è di norma maggiore dell'unità per palificate in terreni incoerenti e interassi usuali. Nel caso in esame si ritiene appropriato assumere per il gruppo di pali trivellati un valore di efficienza pari a 1, come suggerito da AGI.

8.2.1.3 Portata dei pali soggetti a trazione

La resistenza ultima a trazione P_{ut} può essere espressa dalla seguente relazione:

$$P_{ut} = \sum P_{si} + W$$

ove

$\sum P_{si} = \pi \cdot D \cdot \sum_i^n \tau_i \cdot h_i$ rappresenta la resistenza laterale dei diversi strati di terreno lungo il fusto, precisamente:

$$\tau_i = k_i \cdot \sigma'_{vo\,i} \cdot \tan \delta'_i$$

essendo :

k_i = coefficiente di spinta del terreno
$\sigma'_{vo\,i}$ = pressione verticale efficace geostatica
δ'_i = angolo di attrito palo-terreno $\cong \phi'$ nell'ipotesi di pali trivellati

Il valore del coefficiente di spinta k_i è stato assunto pari a quello utilizzato per pali soggetti a carichi di compressione mentre

W rappresenta il peso del palo al netto della spinta idraulica.

8.2.1.4 Resistenze di progetto

La resistenza di progetto (R_d) del singolo palo soggetto a compressione è stata calcolata facendo riferimento all'Approccio 2 delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (Rif. [4]), che prevede la seguente combinazione dei coefficienti parziali: (A1+M1+R3). La resistenza (R_d) è calcolata risolvendo l'equazione:

$$R_{Cd} = \frac{Q_{lat}^{\lim}}{\xi_3 \cdot \gamma_{R,lat}} + \frac{Q_{base}^{\lim}}{\xi_3 \cdot \gamma_{R,base}} - \gamma_F \cdot W_p$$

essendo :

ξ_3 = fattore di correlazione, funzione del numero di verticali indagate
γ_R = coefficiente parziale da applicare alle resistenze
γ_F = coefficiente parziale da applicare alle forze

La resistenza di progetto (R_d) del singolo palo soggetto a trazione è stata calcolata risolvendo l'equazione che segue e con riferimento all'Approccio 2 delle nuove N.T.C - D.M. 14/01/2008:

$$R_{Td} = \frac{P_{tu}}{\xi_3 \cdot \gamma_{R,lat}} + \gamma_F \cdot W_p$$

8.2.2 Verifiche di resistenza

L'analisi di capacità portante del palo singolo è stata svolta con riferimento a pali trivellati di diametro di 800 mm e a condizioni drenate.
I valori dei parametri meccanici utilizzati per i materiali di fondazione sono quelli indicati nel Capitolo 3:

- Peso di volume, $\gamma = 20$ kN/m^3
- Angolo d'attrito interno, $\phi' = 25°$
- Coesione, c' =100 kPa

E' stato ipotizzato che la falda freatica si attesti a profondità più elevate rispetto alla base dei pali.

Il fattore di correlazione ξ_3, funzione del numero di verticali d'indagine a disposizione, è stato considerato pari a 1.70; per i terreni di fondazione infatti non si dispone di alcun dato sperimentale.

Le resistenze di progetto calcolate sono riportate in Tabella 6 e presentate nella Figura 7 al variare della lunghezza dei pali. Tali resistenze devono essere confrontate con le azioni sui pali valutate utilizzando i coefficienti parziali del gruppo (A1) indicate in Tabella 5.

Diametro palo (mm)	Lunghezza palo (m)	Compressione $R_{d,C}$ (kN)	Trazione $R_{d,T}$ (kN)
800	10	738	374
	11	809	438
	12	885	508
	13	967	582
	14	1 054	662
	15	1 147	747
	16	1 244	836
	17	1 348	930
	18	1 456	1 030
	19	1 571	1 134
	20	1 690	1 243
	21	1 815	1 358
	22	1 945	1 477
	23	2 081	1 601
	24	2 222	1 730
	25	2 368	1 864

Tabella 6: *Resistenze di progetto calcolate per i pali singoli*

Le analisi svolte dimostrano che per lo schema di fondazione adottato risultano soddisfatte le verifiche di sicurezza nei confronti sia del collasso per carico limite di compressione, sia del collasso per carico limite di sfilamento per una lunghezza dei pali superiore ai 16 m, essendo il carico di compressione sul palo più caricato pari a 1246 kN e il carico di trazione massimo 249 kN.

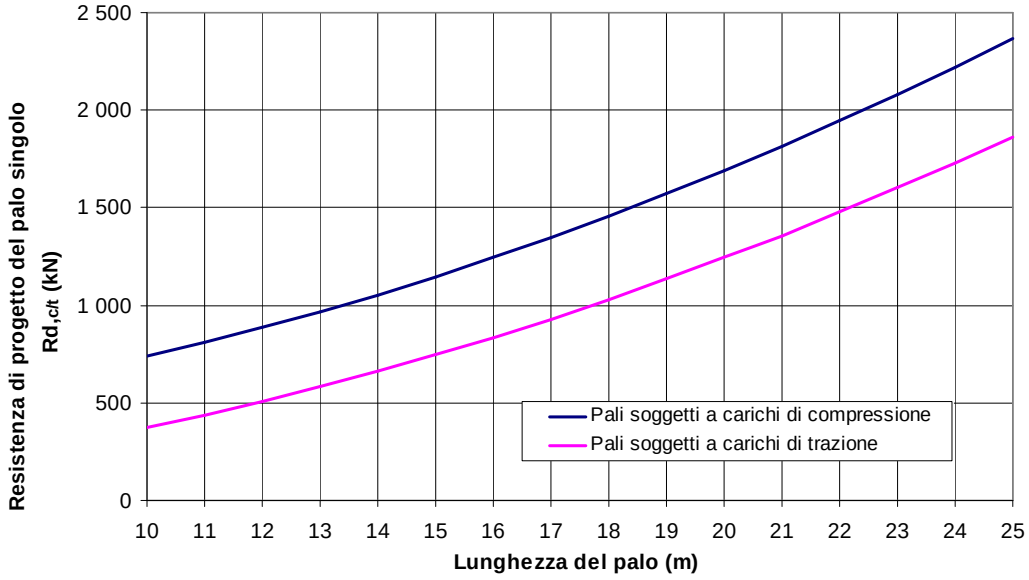


Figura 7:*Resistenze di progetto dei pali soggetti a compressione e a trazione (10 kN =1 t)*

La verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite assiale della palificata risulta sempre soddisfatta, essendo il carico verticale massimo agente (10376 kN) inferiore alla resistenza del pali in gruppo:

Diametro palo (mm)	Lunghezza palo (m)	Compressione $R_{d,C}$ gruppo (kN)
800	10	11807
	11	12942
	12	14163
	13	15471
	14	16864
	15	18345
	16	19911
	17	21564
	18	23303
	19	25128
	20	27040
	21	29037
	22	31122
	23	33292
	24	35549
	25	37892

Tabella 7: *Resistenze di progetto calcolate per la palificata*

8.3 Capacità portante dei pali soggetti a carichi trasversali

La valutazione del massimo carico orizzontale tollerabile dal sistema palo-terreno è stata effettuata secondo la teoria di Broms (1965) che assume che il comportamento del terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, che la forma della sezione trasversale del palo sia ininfluente e che il valore della pressione limite del terreno dipenda solo dal diametro del palo.

Nel caso di pali con rotazione in testa impedita, i possibili meccanismi di rottura sono rappresentati in figura 8 e possono essere indicati come rottura a “palo corto”, “intermedio” e “lungo”. Per pali relativamente corti (o rigidi) il valore di H_{lim} dipende solo dalle caratteristiche geometriche del palo (lunghezza, diametro, braccio della forza orizzontale rispetto al piano campagna) e dalla resistenza del terreno. Per pali lunghi (o flessibili), il valore di H_{lim} dipende invece anche dalle caratteristiche di resistenza del palo, in quanto la rottura avviene con formazione di una cerniera plastica nel palo stesso.

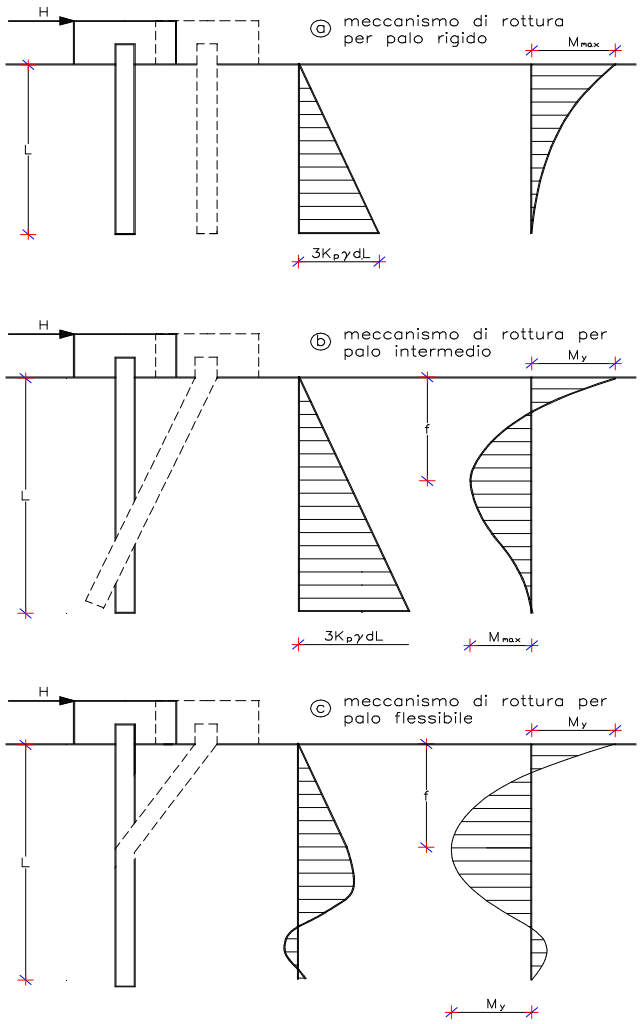


Figura 8: *Palo impedito di ruotare in testa e terreno incoerente: a) palo corto, b) palo intermedio, c) palo lungo.*

Il verificarsi dell'uno o dell'altro dei meccanismi di rottura dipende dai valori dei parametri in gioco. Per determinare il meccanismo di rottura è sufficiente confrontare i valori del massimo carico orizzontale che si ottengono facendo le tre ipotesi dette: il meccanismo di rottura che si instaurerà sarà quello relativo al valore minore calcolato del carico orizzontale.

Le equazioni per il calcolo del carico limite orizzontale nel caso di terreno incoerente e palo con rotazione in testa impedita sono le seguenti:

$$\frac{H_{lim}}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 1.5 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2$$ per "palo corto"

$$\frac{H_{lim}}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 0.5 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \cdot \frac{d}{L}$$ per "palo intermedio"

$$\frac{H_{lim}}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 3\sqrt{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$ per "palo lungo"

dove:

H_{lim} = carico limite orizzontale

k_p = coefficiente di spinta passiva del terreno, $k_p = tan^2\left(45 + \phi/2\right)$

M_y = momento di plasticizzazione del palo

γ = peso dell'unità di volume del terreno (in terreni incoerenti sotto falda è necessario assumere il peso di volume immerso)

d = diametro del palo

L = lunghezza del palo (vedi Figura 8)

La resistenza del palo singolo soggetto a carichi trasversali è stata calcolata di nuovo per pali trivellati di diametro di 800 mm, prendendo a riferimento armature usuali. Il calcolo di H_{lim} è stato svolto facendo riferimento alle equazioni valide per terreno incoerente. Inoltre, l'utilizzo di pali di lunghezza minima 10 m consente di assumere la condizione di "palo lungo". In tal caso, la profondità dal piano di fondazione alla quale si forma la cerniera plastica vale:

$$f = \sqrt{\frac{2 \cdot H_{lim}}{3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d}}$$ per terreni incoerenti

La resistenza di progetto ($R_{tr,d}$) del singolo palo è stata calcolata facendo riferimento all'Approccio 2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, che prevede la seguente combinazione dei coefficienti parziali: (A1+M1+R3). La resistenza ($R_{tr,d}$) è calcolata risolvendo l'equazione:

$$R_{tr,d} = \frac{H_{lim}}{\xi_3 \cdot \gamma_T}$$

essendo :

ξ_3 = fattore di correlazione, funzione del numero di verticali indagate

γ_T = coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Il fattore di correlazione ξ_3, funzione del numero di verticali d'indagine a disposizione, è stato considerato pari a 1.70; per i terreni di fondazione infatti non si dispone di alcun dato sperimentale.

Il carico limite orizzontale di un gruppo di pali può essere sensibilmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali. Sulla base della limitata evidenza sperimentale disponibile in letteratura, l'efficienza del gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali tende all'unità per un interasse pari a cinque volte il diametro, mentre può ridursi anche fino a 0.5 per interassi minori.

Trattandosi di palo lungo, il momento flettente massimo è pari al suo momento di plasticizzazione M_y

Le resistenze di progetto calcolate per il palo singolo e per il gruppo di pali sono riportate nella Tabella 8. Esse dovranno essere confrontate con le azioni valutate utilizzando i coefficienti parziali (A1) indicate in tabella 5.

Le analisi svolte dimostrano che per lo schema di fondazione adottato risultano soddisfatte la verifiche di sicurezza nei confronti del collasso della palificata per carico limite trasversale, essendo il carico orizzontale massimo agente in fondazione (1113 kN) inferiore alla resistenza del pali in gruppo (coefficiente di efficienza usato pari a 0.5):

Diametro del palo (mm)	Lunghezza del palo (m)	M_y (kNm)	f (m)	H_{lim} (kN)	$R_{tr,d/\ palo\ singolo}$ (kN)	N° Pali	$R_{tr,d\ gruppo}$ (kN)
800	>10 m	994.3	3.12	807	365	16	2923

Tabella 8: *Resistenze di progetto calcolate*

9 STABILITÀ DEL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

9.1 Metodo di calcolo

Come per le analisi svolte nel capitolo 6, le verifiche di stabilità statiche e sismiche dei versanti nelle zone interessate dalle installazioni eoliche sono state effettuate mediante l'ausilio del codice di calcolo Slide v.5.0 della Rocscience Inc. che implementa i metodi convenzionali dell'equilibrio limite. Il codice consente di determinare il coefficiente di sicurezza allo scorrimento lungo potenziali superfici di scivolamento fisicamente definite o generate casualmente, ad arco di cerchio o di forma qualsiasi.

I metodi dell'equilibrio limite sono basati sulla ricerca del grado di stabilità della massa di terreno che è compresa tra la superficie del pendio e la superficie di possibile scorrimento. L'equilibrio di questa massa è studiato assumendo che la resistenza al taglio mobilitata, lungo la superficie di scivolamento, sia quella che mantiene il pendio nelle condizioni di equilibrio limite. Si assume inoltre che il fattore di sicurezza sia costante lungo l'intera superficie di scivolamento; questo significa che si otterrà un valore medio ponderale del fattore di sicurezza.
È opportuno precisare che i metodi di calcolo citati adottano una schematizzazione bidimensionale del problema, assumendo che il pendio sia infinitamente lungo nella terza dimensione.

Le verifiche di stabilità di seguito riportate sono state svolte di nuovo con il metodo di Bishop semplificato, considerando superfici di scorrimento di forma circolare.

Gli effetti sismici sulla stabilità del pendio sono stati valutati mediante analisi statica equivalente, assumendo, secondo quanto previsto dalle NTC 14/01/2008, una relazione di proporzionalità diretta tra la forza inerziale sismica pseudo-statica e il peso del volume di terreno potenzialmente instabile (Vedi Capitolo 6).

9.2 Sezioni analizzate e risultati

Le verifiche di stabilità dei pendii naturali e del sistema pendio-fondazione sono state svolte secondo quanto indicato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M 14/01/2008). In particolare per quest'ultimo caso sono state svolte seguendo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2).

L'identificazione delle sezioni da sottoporre a verifica di stabilità è stata fatta sulla base di criteri morfologici con l'obiettivo di rappresentare le varie situazioni presenti e gli assetti più sfavorevoli. Sono state comparate le postazioni con assetto più sfavorevole: V1, V3, R1, R2, R4.
Più precisamente la sezione trasversale alla piazzola identificata come V1 risulta essere quella con pendenze maggiormente acclivi sia lungo il versante che ospita l'aerogeneratore sia lungo il versante opposto. Per tale sezione è stata condotta la verifica.

Sulla superficie topografica in corrispondenza della fondazione degli aerogeneratori, pensata come diretta, è stata applicata una pressione pari a 15 kPa, calcolata come differenza tra la pressione media sul piano di fondazione e il carico litostatico sul piano di fondazione. La fondazione è pensata come diretta, essendo questa la situazione più penalizzante. La fondazione su pali è progettata, come già si è detto, per non interferire con le condizioni in essere del pendio.

Per la sezione V1 analizzata è stata generata una quantità elevata (pari a 5000) di superfici di potenziale scivolamento che interessano il pendio, individuando tra queste la più critica. Le figure presentate di seguito mostrano le superfici di minima sicurezza individuate per le condizioni statiche e sismiche di ogni sezione; il fattore di sicurezza indicato nelle figure, dato dal rapporto tra la resistenza al taglio mobilitabile e quella mobilitata lungo la superficie di scorrimento, risulta superiore al valore del coefficiente parziale delle resistenze prescritto dalla Normativa (γ_R = 1 per la stabilità del pendio

naturale; γ_R = 1.1 per la stabilità pendio-fondazione). La verifica di stabilità globale delle fondazioni e dei versanti risulta pertanto soddisfatta.

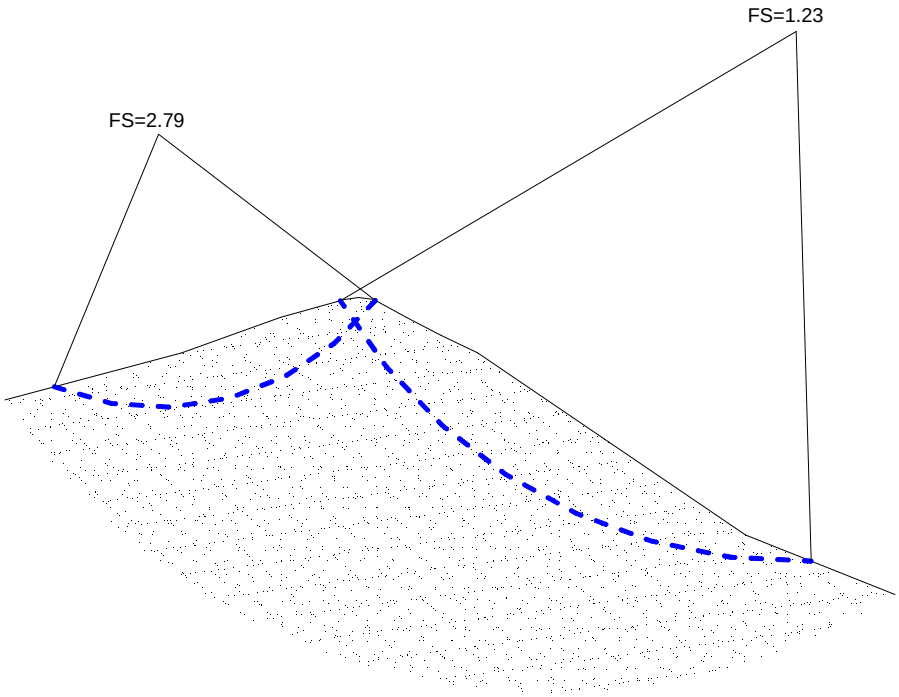


Figura 9: *Analisi di stabilità del pendio naturale - Superfici di scorrimento in condizioni statiche (FS_{min} =1)*

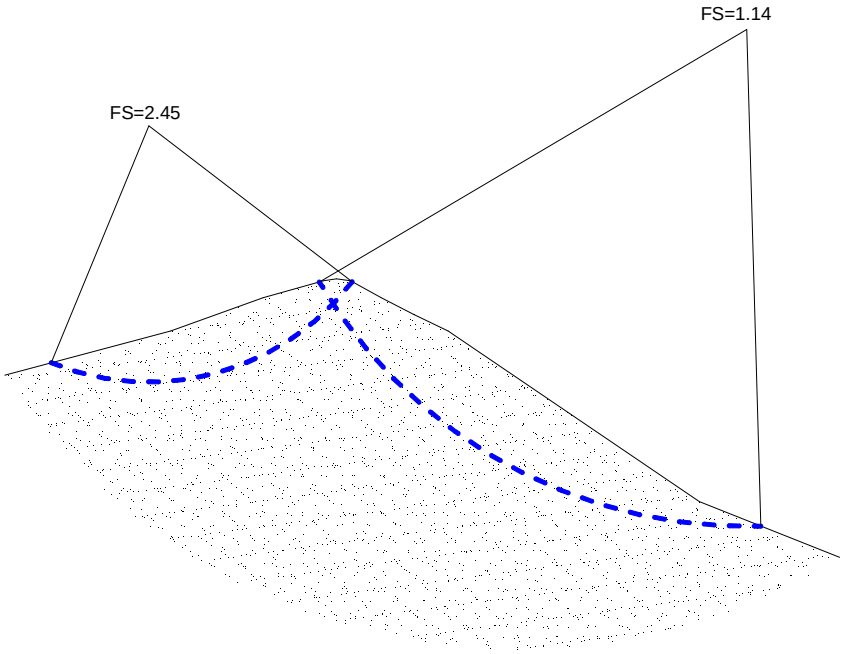


Figura 10: *Analisi di stabilità del pendio naturale - Superfici di scorrimento in condizioni sismiche (FS_{min} =1)*

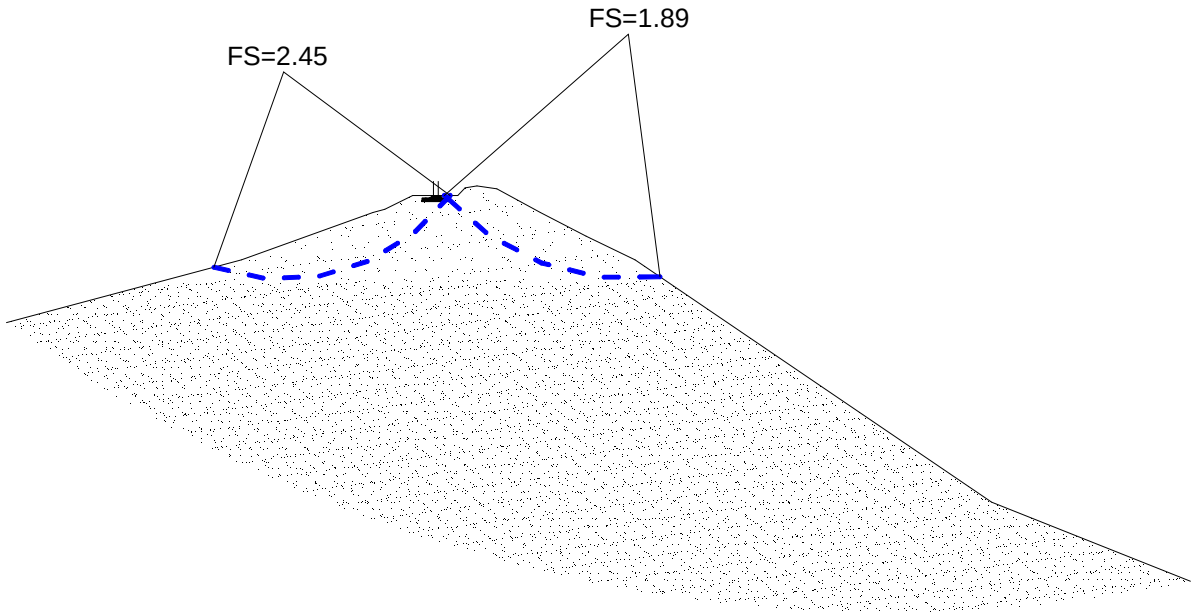


Figura 11: *Analisi di stabilità globale pendio-fondazione - Superfici di scorrimento in condizioni statiche (FS_{min} =1.1)*

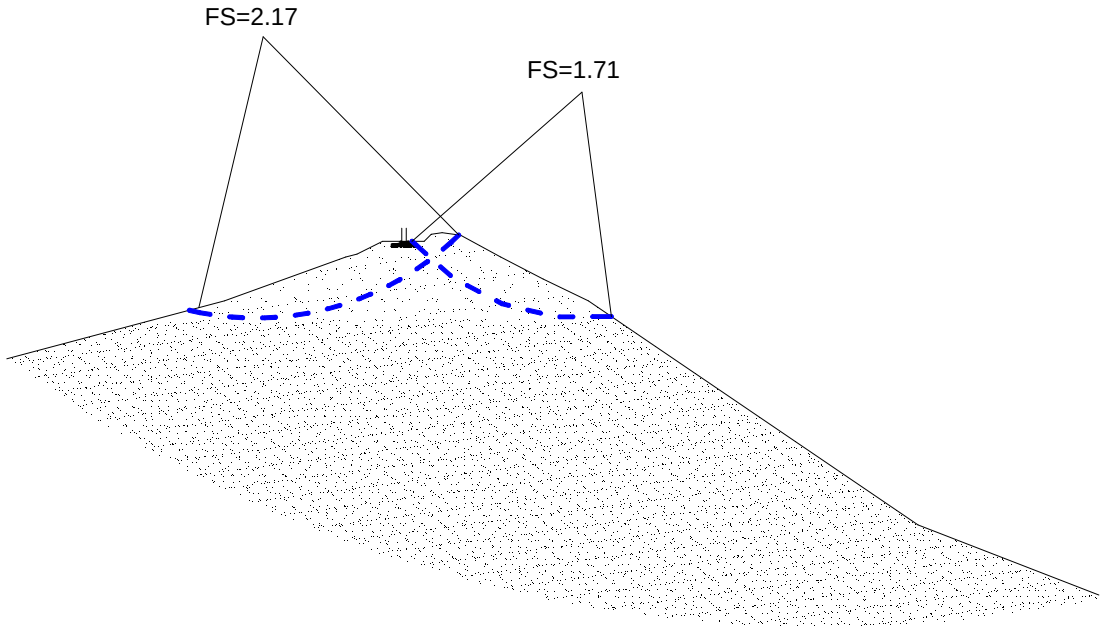


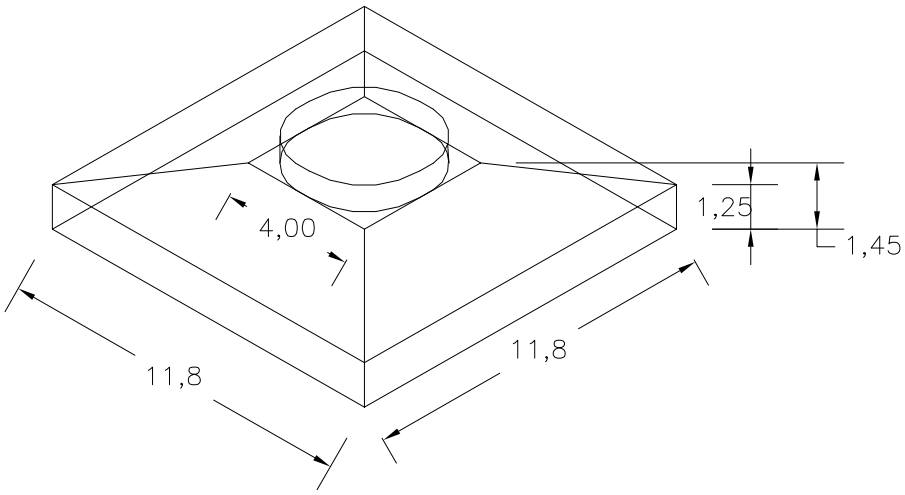
Figura 12: *Analisi di stabilità globale pendio-fondazione - Superfici di scorrimento in condizioni sismiche (FS_{min} =1.1)*

10 CONCLUSIONI

In questo documento sono state sviluppate alcune valutazioni geotecniche di interesse per gli interventi previsti per la realizzazione di un campo eolico in località Monte Porale nei Comuni di Voltaggio (AL) e Ronco Scrivia (GE). Gli interventi sono :

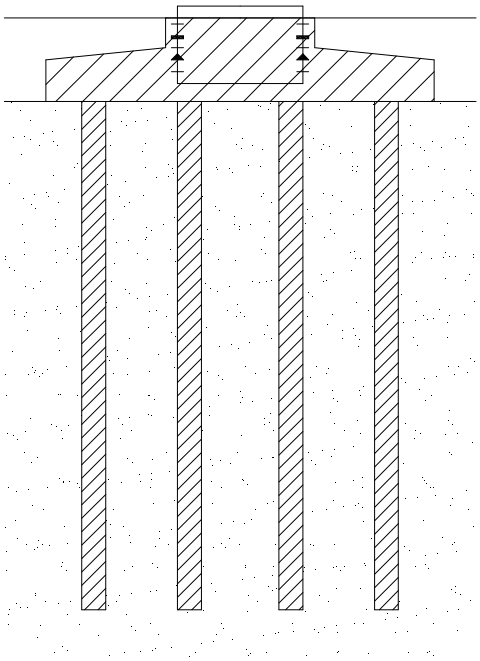
- Stabilità di scavi e rilevati
- Stabilità e cedimenti delle fondazioni eoliche, sia per la soluzione a fondazione diretta che per quella su pali.
- Stabilità del sistema terreno-fondazione

Per le suddette valutazioni sono state considerate le caratteristiche plano-altimetriche di progetto, le caratteristiche geomeccaniche dei conglomerati della Formazione del Molare, come definite nella relazione geologica, ed i carichi ambientali del luogo.
Le combinazioni di carico dimensionanti per le verifiche geotecniche delle strutture di fondazione sono state mutuate da aerogeneratori da 850kW di caratteristiche geometriche simili già in servizio nell'Impianto eolico ENEL Green Power di Serra Tre Confini in Comune di San Pietro Avellana (IS), posto in zona montana, in una fascia di 1200-1360 m s.l.m., di sismicità elevata e intensità di vento non inferiore a quella del sito di Monte Porale.
Le fondazioni verificate sono delle dimensioni in pianta di 11,8m x11,80m e altezza 1,25m. Vengono completamente interrate e posizionate in modo da poter insistere solo su terreno in posto, non su riporti.
Le verifiche sono abbondantemente soddisfatte così da poter ritenere che, anche in presenza di caratteristiche più modeste, con riferimento in particolare alla coesione, dei terreni di fondazione che potessero essere definite in seguito agli accertamenti di sito, la soluzione fondale individuata è appropriata e possibilmente ottimizzabile come dimensioni in pianta.



Plinto di fondazione ottenuto per i carichi precedentemente indicati

Per il caso con pali, si deve evidenziare che essi rispondono alla sola esigenza di difendere la fondazione da un insoddisfacente contenimento laterale dovuto a terreni molto acclivi, o indeboliti da episodi di mobilizzazione di cigli .
Si è in questo caso verificato che una soluzione a soletta con pali, illustrata nello schema seguente, sostenuta da 16 pali trivellati del diametro 800mm distanziati di 3,0m e di lunghezza pari a 16m è in grado di soddisfare le verifiche geotecniche sia statiche che sismiche.



Si vuole evidenziare inoltre che le verifiche di stabilità dei pendii naturali, nella situazione ex-ante, e del sistema terreno fondazione, nella situazione di progetto, fondate su base morfologica hanno fornito sempre esito positivo, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Le verifiche geotecniche troveranno perfezionamento principalmente alla luce degli accertamenti geognostici di campo e in seconda batttuta disponendo dei carichi pertinenti alle macchine eoliche che verranno finalmente installate.

11 BIBLIOGRAFIA

Berezantzev, V.G. (1965). *Design of deep foundations.* VI ICSMFE, Montreal 1965, Vol. II

Bowles, J.E. (1982). *Foundation analysis and design.* McGraw-Hill Book Company, N.Y.

Brinch Hansen, J., (1970). *A revised and extended formula for bearing capacity.* Bulletin n. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.

Broms, B.B. (1965). *Design of laterally loaded piles.* Proc. ASCE, Journ. Soil Mech. Found. Div., Vol. 91, SMM, pp. 79-99.

Poulos, H.G., Davis, E.H. (1974). *Elastic Solutions for Soils and Rock Mechanics.* John Wiley and Sons. Inc.

Viggiani, C. (1993). *Fondazioni*. CUEN, Napoli