

Sibilla Wind S.r.l.

**Parco Eolico "Sibilla" sito nei comuni di:
Canino e Montalto di Castro (VT) - Manciano (GR)**

Relazione Geotecnica

Novembre 2022



Regione LAZIO comuni di:



Canino (VT)



Montalto di Castro (VT)



Regione TOSCANA comune di:



Manciano (GR)

Committente:

Sibilla Wind S.r.l.

Sibilla Wind S.r.l.

Via Sardegna, 40
00187 Roma
P.IVA/C.F. 16422481008

Titolo del Progetto:

**Parco Eolico "Sibilla" sito nei Comuni di:
Canino e Montalto di Castro (VT) - Manciano (GR)**

Documento:

Relazione Geotecnica

N° Documento:

IT-VESSIB-TEN-SPE-TR-05

Progettista:



sede legale e operativa

San Martino Sannita (BN) Località Chianarile snc Area Industriale

sede operativa

Lucera (FG) via Alfonso La Cava 114

P.IVA 01465940623

Azienda con sistema gestione qualità Certificato N. 50 100 11873




Progettista

Dott. Ing. Nicola FORTE




Rev	Data Revisione	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
00	NOVEMBRE 2022	Richiesta AU	MMG	SC	NF

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	IT-VESSIB-TEN-SPE-TR-05 09/12/2022 09/12/2022 00 1 di 12
---	-----------------------------	---	--

INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	4
3.1.	Idrogeologia.....	5
4.	MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO.....	6
4.1.	Modellazione geotecnica fondazioni profonde.....	6
4.1.1	Calcolo - Analisi ad elementi finiti	6
4.1.2	Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti	6
4.2.	Pericolosità sismica.....	7
5.	SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	8
6.	VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI PROFONDE.....	8
6.1	Analisi dei pali	9
6.2	Capacità portante di punta	10
6.3	Capacità portante per resistenza laterale	10
7.	VERIFICHE GEOTECNICHE	11

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	IT-VESSIB-TEN-SPE-TR-05 09/12/2022 09/12/2022 00 2 di 12
---	-----------------------------	---	--

1. PREMESSA

Il progetto descritto nella presente relazione riguarda la realizzazione di un impianto eolico costituito da 9 aerogeneratori della potenza di 7.2 MW ciascuno, per una potenza di 64,8 MW da installare nei comuni di Montalto di Castro (VT) e Canino (VT) in località “Parco San Nicola” e “Villa Abbado”, con opere di connessione alla rete di trasmissione nazionale ricadenti nel comune di Manciano (GR) in località “Cerquanella”. Proponente dell’iniziativa è la società Sibilla Wind Srl.

L’area d’installazione si colloca a nord est del centro di Montalto di Castro da cui dista circa 5 km in linea d’area, e a sud/est del centro di Canino dal quale dista circa 8,5 km in linea d’aria. Nel dettaglio, gli aerogeneratori denominati T01-T03-T04-T05-T06-T07-T08-T09 ricadono sul territorio di Montalto di Castro interessando i fogli catastali n.33-34-55, mentre l’aerogeneratore denominato T02 ricade sul territorio di Canino interessando il foglio catastale n.85.

Gli aerogeneratori sono collegati tra di loro mediante un cavidotto in media tensione interrato a 30 kV che sarà posato principalmente al di sotto di viabilità esistente di progetto e trasferirà l’energia prodotta dall’impianto alla sottostazione di trasformazione 30/132 kV prevista sul territorio del comune di Montalto di Castro sulla particella n.239 del foglio n.55.


Dalla sottostazione di trasformazione si sviluppa il cavidotto in alta tensione a 132 kV che percorre principalmente il tracciato della viabilità esistente fino a raggiungere la stazione elettrica in condivisione con altri produttori. Quest’ultima sarà collegata in antenna a 132 kV sulla sezione 132 kV della futura Stazione Elettrica (SE) della RTN a 380/132 kV da inserire in entra – esce sulla linea RTN esistente 380 kV “Montalto – Suvereto”.

Completano il quadro delle opere da realizzare una serie di adeguamenti temporanei alle strade esistenti necessari a consentire il passaggio dei mezzi eccezionali di trasporto delle strutture costituenti gli aerogeneratori e per consentire l’accesso alla SE di Utenza.

In fase di realizzazione dell’impianto sarà necessario predisporre un’area logistica di cantiere con le funzioni di stoccaggio materiali e strutture, ricovero mezzi, disposizione dei baraccamenti necessari alle maestranze (fornitore degli aerogeneratori, costruttore delle opere civili ed elettriche) e alle figure deputate al controllo della realizzazione (Committenza dei lavori, Direzione Lavori, Coordinatore della Sicurezza in fase di esecuzione, Collaudatore).

Al termine dei lavori di costruzione dell’impianto, l’area di cantiere, le opere temporanee di adeguamento della viabilità e quelle funzionali alla realizzazione dell’impianto saranno rimosse ed i luoghi saranno ripristinati come ante operam.

La presente relazione geotecnica riguarda la modellazione geotecnica del “volume significativo” che interessa i siti di realizzazione dell’impianto eolico. Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati dalle indagini, i cui risultati sono evidenziati nella relazione “*Relazione geologica*” a firma del geologo Stefano Finamore.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	IT-VESIB-TEN-SPE-TR-05 09/12/2022 09/12/2022 00 3 di 12
---	-----------------------------	---	---

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica

- Roma 1981.

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)


“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018”.

- **Eurocodice 7 - “Progettazione geotecnica” - EN 1997-1** per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 *“Norme Tecniche per le Costruzioni”*.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	IT-VESSIB-TEN-SPE-TR-05
		Data creazione	09/12/2022
		Data ultima modif.	09/12/2022
		Revisione	00
		Pagina	4 di 12

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Come illustrato nella “Relazione geologica”, la situazione litostratigrafica, geotecnica, geosismica ed idrogeologica dell’area oggetto di studio, è stata ricostruita sulla base dei dati ottenuti dai sondaggi geognostici pregressi effettuati in aree adiacenti al sito in esame, opportunamente completate dai dati e delle notizie ricavati dalla cartografia ufficiale, dalla letteratura tecnico-scientifica.

Di seguito si riportano le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti e la stratigrafia di progetto:

Tabella 1 – Terreni area parco_condizione non drenata

Descrizione	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	Parametri	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [kPa]
1° complesso	19,000	19,000	Caratteristici	35.00	23.33	5,0	2,5
			Minimi	35.00	23.33	5,0	2,5
			Medi	35.00	23.33	5,0	2,5
2° complesso	20,000	20,000	Caratteristici	0.00	0.00	100,0	100,0
			Minimi	0.00	0.00	100,0	100,0
			Medi	0.00	0.00	100,0	100,0

Simbologia adottata

Descrizione	terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kPa]
ca	Adesione del terreno espressa in [kPa]

Tabella 2 – Terreni area parco_condizione drenata

Descrizione	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	Parametri	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [kPa]
1° complesso	19,000	19,000	Caratteristici	35.00	23.33	5,0	2,5
			Minimi	35.00	23.33	5,0	2,5
			Medi	35.00	23.33	5,0	2,5
2° complesso	20,000	20,000	Caratteristici	24.00	16.00	25,0	12,5
			Minimi	24.00	16.00	25,0	12,5
			Medi	24.00	16.00	25,0	12,5

Simbologia adottata

Descrizione	terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kPa]
ca	Adesione del terreno espressa in [kPa]

Tabella 3 – Stratigrafia area parco


N	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno
1	-12,2	-12,2	-12,2	1° complesso
2	-35,0	-35,0	-35,0	2° complesso

Simbologia adottata

N	Identificativo strato
Z1	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno	Terreno associato allo strato

TEN Project

Sede legale ed operativa: Località Chianarile snc Area Industriale, 82010 San Martino Sannita (BN) - Sede Operativa: Via Alfonso La Cava 114 - 71036 Lucera (FG)

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	IT-VESIB-TEN-SPE-TR-05 09/12/2022 09/12/2022 00 5 di 12
---	-----------------------------	---	---

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno “*equivalente*” con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità “*significativa*” (stabilita come “*Multiplo della dimensione Significativa della fondazione*”).


$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_i^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato}, i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato}, i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

con $i = 1, \dots, n$ (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

3.1. Idrogeologia

Le indicazioni riportate nella “*Relazione geologica*” evidenziano che l’elevata permeabilità delle diverse formazioni favorisce la formazione di falde principali profonde, oltre i 100 metri di profondità dal p.c..

Da sondaggi geognostici pregressi effettuati in aree adiacenti al sito in esame (Catalogo Sondaggi ed Indagini del sito istituzionale dell’ISPRA), non è stata rinvenuta alcuna falda idrica sotterranea fino alla profondità di 27.00-30.00 metri dal p.c..

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	IT-VESSIB-TEN-SPE-TR-05 09/12/2022 09/12/2022 00 6 di 12
---	-----------------------------	---	--

4. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Come evidenziato nella "Relazione geologica" il sito potrebbe sismicamente classificarsi di tipo:

- **C [Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s].**

4.1. Modellazione geotecnica fondazioni profonde

4.1.1 Calcolo - Analisi ad elementi finiti

Per l'analisi platea si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale w e le rotazioni intorno agli assi x e y , ϕ_x e ϕ_y , legati allo spostamento w tramite relazioni:

$$\phi_x = -dw/dy$$

$$\phi_y = dw/dx$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidità dell'elemento \mathbf{k}_e ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento \mathbf{p}_e .

La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidità globale della struttura \mathbf{K} ed il vettore dei carichi nodali \mathbf{p} . La soluzione del sistema:


$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali \mathbf{u} .

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni M_x , M_y ed M_{xy} . I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidità pari alla rigidità verticale del palo. Per l'analisi tipo lastra (analisi della piastra soggetta a carichi nel piano) vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. Gli spostamenti nodali sono gli spostamenti u e v nel piano XY . L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della lastra σ_x , σ_y e τ_{xy} . Dalle tensioni è possibile ricavare, noto lo spessore, gli sforzi normali N_x , N_y e N_{xy} . Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione X e Y aventi rigidità pari alla rigidità orizzontale del palo.

4.1.2 Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	IT-VESIB-TEN-SPE-TR-05
		Data creazione	09/12/2022
		Data ultima modif.	09/12/2022
		Revisione	00
		Pagina	7 di 12

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.


4.2. Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe delle opere e la vita nominale, in particolare è stata considerata una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **4**.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

Tabella 4 - Parametri pericolosità area parco

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,047	2,526	0,256
SLD	101	0,058	2,540	0,267
SLV	949	0,127	2,560	0,292
SLC	1950	0,156	2,591	0,298

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	IT-VESIB-TEN-SPE-TR-05
		Data creazione	09/12/2022
		Data ultima modif.	09/12/2022
		Revisione	00
		Pagina	8 di 12

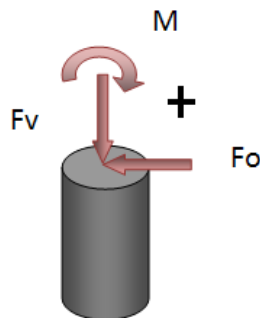
5. SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno ed alle azioni agenti sulle strutture. Per il progetto in esame sono previste **fondazioni indirette** per le fondazioni delle turbine eoliche.

6. VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI PROFONDE


Le verifiche sono state sviluppate considerando solo gli SLU di tipo geotecnico che si attingono in seguito al raggiungimento del carico limite del palo. Al riguardo si deve osservare che per la geometria e le caratteristiche strutturali della fondazione (plinto circolare ad elevata rigidezza come riportato nella relazione tecnica di calcolo strutturale) e per la posizione dei pali (distribuiti lungo una circonferenza a ridosso del bordo esterno del plinto) si esclude la verifica a stabilità globale.

Per quanto riguarda il segno dei carichi esso adotta la seguente convenzione:



Convenzione positiva dei carichi

Nel dettaglio le verifiche agli SLU sono state sviluppate secondo gli approcci indicati dalla normativa **Ai+Mi+Ri** dove con A_i sono indicati i fattori di combinazione dei carichi, con M_i quelli riduttivi dei parametri caratteristici del terreno e R_i quelli di riduzione della resistenza caratteristica. I coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni sono riportati nella tabella 6.2.I del cap.6 (progettazione geotecnica) della norma, i coefficienti di sicurezza da applicare ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nella tabella 6.2.II e sono unitari. I coefficienti di sicurezza da applicare alle resistenze sono maggiori dell'unità e sono riportati nella tabella 6.4.II. La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.); il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati di seguito (Tab. 6.4.IV NTC 18) in funzione del numero n di verticali di indagine

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	IT-VESSIB-TEN-SPE-TR-05
		Data creazione	09/12/2022
		Data ultima modif.	09/12/2022
		Revisione	00
		Pagina	9 di 12

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

$$R_{t,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_2	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II della norma riportata di seguito.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Per i carichi trasversali si adottano i seguenti coefficienti:

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_t = 1,0$	$\gamma_t = 1,6$	$\gamma_t = 1,3$

6.1 Analisi dei pali


Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare, bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T portanza totale del palo

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	IT-VESSIB-TEN-SPE-TR-05 09/12/2022 09/12/2022 00 10 di 12
---	-----------------------------	---	---

Q_P portanza di base del palo

Q_L portanza per attrito laterale del palo

W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

6.2 Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c , N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Sono stati utilizzati i coefficienti di Hansen con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

6.3 Capacità portante per resistenza laterale


La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	IT-VESIB-TEN-SPE-TR-05
		Data creazione	09/12/2022
		Data ultima modif.	09/12/2022
		Revisione	00
		Pagina	11 di 12

7. VERIFICHE GEOTECNICHE

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito riportati i risultati sotto forma di grafici sintetici o tabelle.

Di seguito i risultati maggiormente significativi:

Tabella 5 - carico limite condizioni drenate

n°	Oggetto	N [kN]	Pd [kN]	FS _v	T [kN]	Td [kN]	FS _o
1	Plinto 1	4767,99	8676,86	1.820 (8)	203,98	250,59	1.228 (106)

Simbologia adottata

n°	Indice palo
Oggetto	Oggetto di appartenenza del palo (Piastra, Plinto o Trave)
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS _v	Fattore di sicurezza (Pd/N). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.
T	Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Td	Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
FS _o	Fattore di sicurezza (Vd/V). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

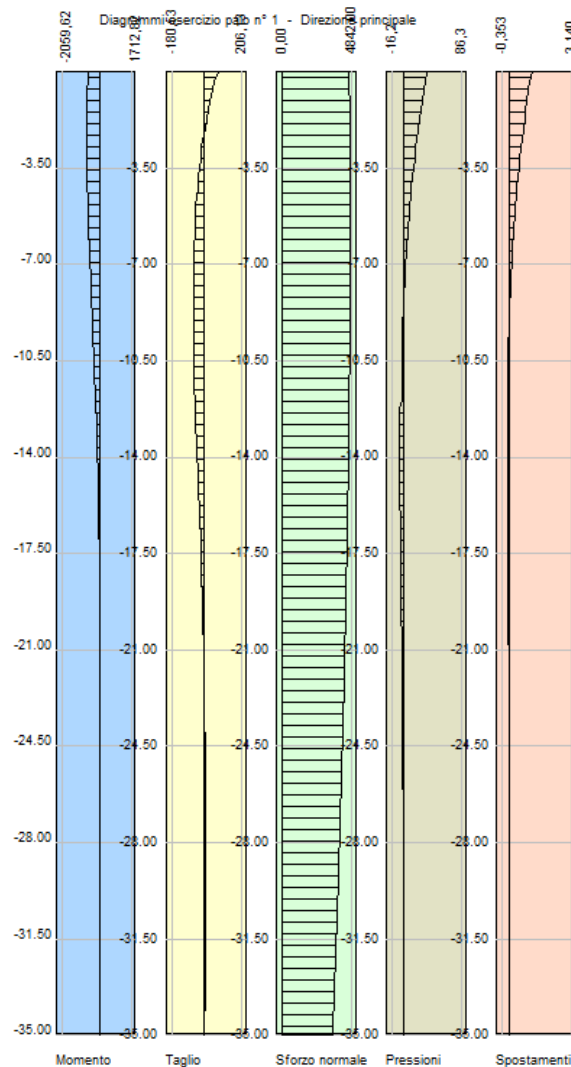


Figura 1 - diagrammi sollecitazioni pali condizione drenata

TEN Project

Sede legale ed operativa: Località Chianarile snc Area Industriale, 82010 San Martino Sannita (BN) - Sede Operativa: Via Alfonso La Cava 114 - 71036 Lucera (FG)


	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	IT-VESSIB-TEN-SPE-TR-05
		Data creazione	09/12/2022
		Data ultima modif.	09/12/2022
		Revisione	00
		Pagina	12 di 12

Tabella 6 - carico limite condizioni non drenate

n°	Oggetto	N [kN]	Pd [kN]	FS _v	T [kN]	Td [kN]	FS _o
1	Plinto 1	4767,99	4813,98	1,010 (8)	203,98	250,59	1.228 (106)

Simbologia adottata

n°	Indice palo
Oggetto	Oggetto di appartenenza del palo (Piastra, Plinto o Trave)
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS _v	Fattore di sicurezza (Pd/N). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.
T	Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Td	Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
FS _o	Fattore di sicurezza (Vd/V). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

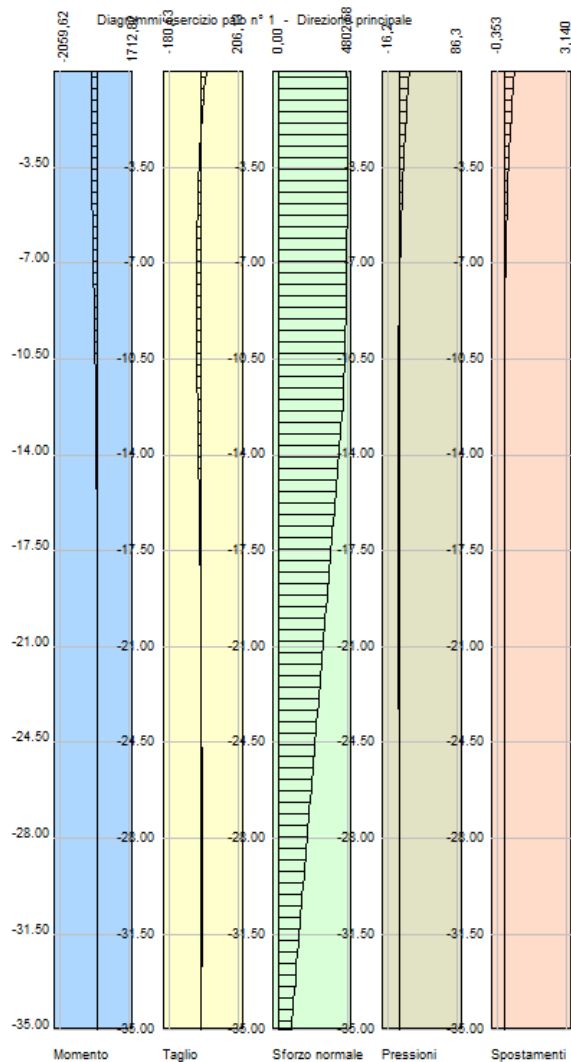


Figura 2 - diagrammi sollecitazioni pali condizione non drenata