

REGIONE CAMPANIA



COMUNE DI COLLE SANNITA

PROVINCIA DI BENEVENTO



OGGETTO: REALIZZAZIONE IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE EOLICA, AI SENSI DEL D.LGS N. 387 DEL 2003, COMPOSTO DA N° 2 AEROGENERATORI, PER UNA POTENZA COMPLESSIVA DI 6 MW, SITO NEL COMUNE DI COLLE SANNITA (BN), IN LOCALITA' "MONTE FREDDO".

ELABORATO	DESCRIZIONE	SCALA DI RAPP.
Elab-4_1	RELAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE SULLE FONDAZIONI	
data: 12/2016		Revisione n° 00

Progettazione:
Ing. Sandro Ruopolo

REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
Ing. Sandro Ruopolo	Ing. Giuseppe De Masi	Ing. Sandro Ruopolo
Ing. Giuseppe De Masi	Ing. Giuseppe Delli Priscoli	
Ing. Viviana Criscuolo		
Geom. Danilo Sgambati		



Sommario

1. <u>PREMESSA</u>	2
2. <u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	2
3. <u>PROPRIETÀ FISICHE E MECCANICHE DEI TERRENI</u>	3
3.1 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	4
4. <u>CARATTERISTICHE SISMICHE</u>	6
5. <u>INDAGINI DA ESEGUIRE</u>	7
6. <u>CRITERI DI PROGETTO E MODELLAZIONE GEOTECNICA - VERIFICHE</u>	10
6.1 FONDAZIONI DIRETTE	12
6.2 FONDAZIONI PROFONDE	14

1. Premessa

Nella presente relazione è descritto, in via preliminare e indicativamente, il dimensionamento delle fondazioni degli aerogeneratori del parco eolico in progetto, ubicato nel territorio del Comune di Colle Sannita, in Provincia di Benevento, Regione Campania.

In particolare tale parco eolico, costituito in totale da n° 2 aerogeneratori, coinvolge un'areale di territorio omogeneo ed in particolare costituito dalle stesse caratteristiche geologiche e litostratigrafiche, per cui è stata prevista la medesima geometria per le fondazioni per entrambi gli aerogeneratori.

Le elaborazioni di seguito proposte sono da considerare indicative e dovranno essere necessariamente supportate in una fase successiva da indagini in sito e di laboratorio, per meglio caratterizzare i litotipi presenti nel sottosuolo delle diverse aree interessate e individuarne le caratteristiche geotecniche e meccaniche.

2. Normativa di riferimento

- **DM 14.01.2008**, Norme tecniche per le costruzioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, **Circolare 2 febbraio 2009**;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Pericolosità sismica e criteri
- **Eurocodice 8** (1998) parte 5, Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- **Eurocodice 7.1** (1997), Progettazione geotecnica - parte 1 Regole generali;
- **Eurocodice 7.2** (2002), Progettazione geotecnica - parte 2 Progettazione assistita da prove di laboratorio;
- **Eurocodice 7.3** (2002), Progettazione geotecnica - parte 3 Progettazione assistita con prove in sito;

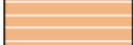


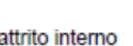
3. Proprietà fisiche e meccaniche dei terreni

Il sottosuolo dell'intera area, su cui sono previsti come da progetto i due aerogeneratori, appare caratterizzato nel complesso dalla presenza in parte di calcari detritici, argille e marne, attribuiti per lungo tempo nella letteratura scientifica (Selli, 1962 – 1964) alla Formazione di Santa Croce (Formazione comprendente a sua volta due facies: Facies S. Lupo e Frasso e Facies di Campolattaro), ed in parte di molasse quarzose e terreni flyschoidi, attribuiti alla Formazione Molinara.

Scendendo ad un maggior dettaglio le aree in esame appaiono caratterizzate dalla presenza nel sottosuolo di argille e marne con selce appartenenti alla Facies di Campolattaro e quindi alla già citata Formazione Santa Croce.

A copertura di detti terreni, sia quelli carbonatici sia quelli argilloso-marnosi e arenacei, sono presenti orizzonti di alterazione (suoli) la cui composizione appare intimamente legata alla natura della roccia madre (substrato) ed il cui spessore appare variabile da zona a zona, in relazione al diverso grado di “vulnerabilità” all'erosione ed all'alterazione dei singoli litotipi. In relazione alla caratterizzazione geomeccanica dei terreni affioranti nelle diverse aree d'interesse si può fare riferimento alla seguente stratigrafia geotecnica derivante da uno studio bibliografico relativo a lavori ed indagini geognostiche (in situ e di laboratorio geotecnico) eseguite in aree similari dal punto di vista geologico.

Si precisa che la stratigrafia geotecnica sotto riportata va considerata come la “verticale tipo” più “scadente” riscontrabile nelle aree d'interesse, ove il litotipo prevalente nel sottosuolo sia rappresentato per gran parte da argille e argille marnose:

STRATIGRAFIA GEOTECNICA SCHEMATICA										
n° strato	Profondità media base strato (m)	Simbolo	Descrizione	Parametri						
				γ_n	γ_{sat}	ϕ'	$\phi'^{(R)}$	E'	Eed	C
1	4.0-6.0		Limo argilloso - sabbioso	1,894	1,957	26,0	22,0	35	30	0,14
2	8.0-10.0		Argilla limosa	1,916	1,936	23,0	20,0	72	67	0,38
3	17.0-20.0		Argille	1,942	1,949	22,0	21,0	160	147	0,95
4	30,0		Argille mamose	1,933	1,939	32,0	31,0	155	143	0,48

ϕ' (°) = angolo d'attrito interno
 $\phi'^{(R)}$ = angolo d'attrito interno residuo
E' (kg/cm²) = modulo di Young
Eed (kg/cm²) = modulo edometrico
C (kg/cm²) = coesione drenata
 γ_{sat} (t/m³) = peso unità di volume saturo
 γ_n (t/m³) = peso unità di volume naturale

Figura 1 - Stratigrafia del suolo

Per un maggiore dettaglio degli strati costituenti l'area oggetto di esame, si rimanda all'elaborato denominato "RELAZIONE GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA", redatto dal geol. Dott. Alfonso Pappalardo.

3.1 Caratteristiche geotecniche dei terreni

Per quanto riguarda l'individuazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni costituenti il sottosuolo del territorio in esame, esse sono state qui desunte, in mancanza di prove geognostiche svolte direttamente sui diversi siti di interesse (siti aerogeneratori, porzioni di territorio attraversate dal tracciato del cavidotto, ecc.), da dati derivanti da lavori svolti nel tempo in aree ricadenti nello stesso territorio o ad esso assimilabili dal punto di vista geologico e litostratigrafico, unitamente a dati presenti nella letteratura scientifica riguardanti sia i terreni di copertura (terreno pedogenizzato e orizzonte di alterazione del substrato roccioso locale) e quelli detritici superficiali (detriti di versante, depositi eluvio-colluviali, depositi caotici di frana, ecc.) sia le caratteristiche litologiche e geotecniche dei terreni litoidi costituenti i diversi substrati di base locali.

Sulla base dell'analisi dei suddetti dati è possibile assegnare genericamente, ed in via approssimativa e cautelativa, ai terreni presenti nei primi orizzonti più superficiali (terreni di copertura e terreni detritici superficiali) del sottosuolo del territorio in esame i seguenti parametri geotecnici:

Peso unità di volume naturale γ_n (t/m ³)	Peso unità di volume saturo γ_{sat} (t/m ³)	Angolo d'attrito ϕ (°)	Coesione C (Kg/cm ²)
1.50-1.60	1.70-1.80	21-23	0.02-0.10

Per quanto riguarda il substrato di base ascrivibile al complesso argillosocallcareo- pelitico (Flysch Rosso, Formazione di Corleto Perticara, ecc.) presente nel territorio, ad esso genericamente, pur presentandosi nell'insieme come un ammasso roccioso, seppur costituito da rocce parzialmente disgregabili, e quindi da parametrizzare con metodi diversi, e possibile assegnare in via cautelativa i seguenti parametri geotecnici, propri pero di depositi in realtà sciolti:

Peso unità di volume naturale γ_n (t/m ³)	Angolo d'attrito ϕ (°)	Coesione C (Kg/cm ²)
2.00-2.10	25-26	1.0-2.0

Per quanto riguarda, invece, il substrato di base ascrivibile al complesso arenaceo-argilloso-calcareo (Flysch Numidico, Formazione Paola Doce, ecc.) presente nel territorio, ad esso genericamente, pur presentandosi anch'esso nell'insieme come un ammasso roccioso da parametrizzare con metodi diversi, è possibile assegnare in via cautelativa i seguenti parametri geotecnici, anche qui propri di depositi in realtà sciolti:

Peso unità di volume naturale γ_n (t/m ³)	Angolo d'attrito ϕ (°)	Coesione C (Kg/cm ²)
2.10-2.20	26-27	0.5-0.8

Ovviamente la suddetta parametrizzazione risulta essere una mera rappresentazione di massima, e molto generica, delle caratteristiche dei terreni presenti sul territorio in esame. Un'estesa campagna geognostica (sondaggi geognostici, prove penetrometriche SPT, prelievo campioni per analisi di laboratorio, ecc.) andrà necessariamente svolta in una fase successiva rispetto a questa di

studio preliminare sui singoli siti e/o aree coinvolte dal progetto, al fine di stabilire con precisione la natura litologica reale dei terreni presenti nei diversi sottosuoli e le relative caratteristiche geotecniche.

4. Caratteristiche sismiche

Come già detto in precedenza l'area su cui è previsto l'intervento in esame risulta posta nel territorio comunale di Colle Sannita, nella Provincia di Benevento e, quindi nella Regione Campania.

Sulla base della D.G.R. n° 5447 del 2002 il territorio comunale di Colle Sannita risulta classificato dal punto di vista sismico come Zona 1.



Inoltre, nell'ambito dell'Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 2003 lo stesso territorio comunale di Colle Sannita risulta collocato dal punto di vista sismico nella Zona 1 sulla base dei valori di accelerazione orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (vedasi tabella sottostante). Sulla base di tali classificazioni macrosismiche il valore di accelerazione orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, da assegnare al territorio di Colle Sannita è di 0.35 g. Per una stima più puntuale di a_g nell'ambito del territorio di Colle Sannita è possibile ricorrere agli elaborati grafici prodotti nell'ambito del Progetto DCP-INVG S1 relativo alle valutazioni di a_g (16mo, 50mo e 84mo percentile) con le seguenti probabilità di superamento in 50 anni: 81%, 63%, 50%, 39%, 30%, 22%, 5%, 2%, rispettivamente corrispondenti a periodi di ritorno di 30, 50, 72, 100, 140, 200, 975 e 2475 anni.

I valori di pericolosità sismica riportati dalle seguenti carte sono espressi in termini di accelerazione massima del suolo (a_g = frazione della accelerazione di gravità), riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s ovvero cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005), con probabilità di eccedenza in 50 anni pari a: 81%, 63%, 50%, 39%, 30%, 22%, 5% e 2%.

Si ribadisce che in questa fase i valori di a_g sono prettamente statistici, in fase esecutiva di progetto, per valutare la reale corrispondenza di tali valori bisognerà ricorrere alla procedura di analisi contenuta nella Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.

Per eseguire l'analisi mediante i dettami dell'NTC 2008, sarà necessario eseguire le indagini sismiche puntuali, così come sopra riportato, da cui ricavare il parametro V_{s30} del sottosuolo. La conoscenza di tale parametro permetterà di attribuire alla zona interessata dal progetto, una determinata categoria di suolo, così come previsto dalla tabella 3.2 II – Categorie di sottosuolo NTC 2008.

5. Indagini da eseguire

Nella presente relazione sono riportate le indagini che si intendono effettuare in fase esecutiva ai fini di una dettagliata caratterizzazione dei terreni e definire così, mediante prove di laboratorio, i parametri fisici e meccanici, utili al dimensionamento della fondazione degli aerogeneratori di progetto.

Nel dettaglio, ogni singola area sarà interessata da indagini geologiche e geotecniche commisurate all'entità dell'area da indagare. Per il progetto in esame si prevede la realizzazione di n°2 sondaggi in corrispondenza delle fondazioni da realizzare.

Le indagini geotecniche che si andranno a realizzare sono del tipo diretto e indiretto.

- 1) Le indagini di tipo diretto consentono di indentificare la successione lito-stratigrafica del sottosuolo a profondità di interesse ingegneristico, stimare le caratteristiche geotecniche dei terreni attraverso la realizzazione di prove geotecniche in sito, monitorare i parametri geologici e geotecnici in grado di condizionare il sistema opera – terreno (pressioni neutre, cedimenti, spostamento lungo piano di frana , ecc.).

Si prevedono per questa tipologia:

- **Sondaggi verticali** a carotaggio continuo (figura 2) da realizzare fino ad una profondità di 30 metri utilizzando carotiere con punta scelta in funzione della tipologia di terreno indagato. Questo permetterà di estrarre carote e campioni indisturbati da sottoporre a prove geotecniche e di laboratorio. Le prove di laboratorio permetteranno di individuare le caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno indagato.



Figura 2 - In foto la realizzazione di un sondaggio verticale con carotiere

- 2) Sondaggi di tipo indiretti, sono per lo più indagini geofisiche, nel dettaglio tecniche di indagine, capaci di fornire un'immagine globale e continua del sottosuolo sulla base della distribuzione dei parametri fisici misurati.

Si prevedono per questa tipologia:

- **Indagine sismiche “ Down Hole”** (figura 3) consistenti nella determinazione della velocità di propagazione delle onde di volume (compressione onde P e di taglio S), misurando il tempo che esse impiegano nel tragitto tra la sorgente e i ricevitori, posti all'interno dei fori di sondaggio, considerando nota la distanza sorgente-ricevitori.



Figura 3 - Indagine sismica - Down Hole

- **Indagini sismica a rifrazione** consistenti nella ricostruzione areale delle geometrie e degli spessori dei depositi di copertura, la profondità del substrato, la verifica di eventuali discontinuità laterali nonché di determinare le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali attraverso la determinazione dei moduli elastici dinamici. Nel dettaglio verrà posizionata una sorgente di onde elastiche e successivamente si stenderanno geofoni lungo un profilo, a questo giungeranno onde dirette, onde riflesse, onde coniche o bi-fratte (head-wave). I contrasti sismici individuati nel sottosuolo permetteranno di ricostruire la geometria dei vari “sismostrati” su superfici di ampia estensione.

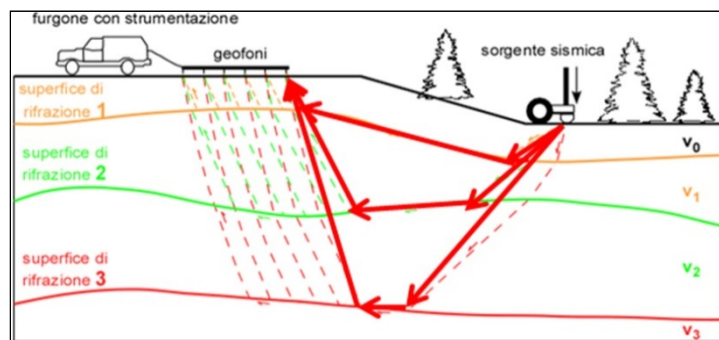


Figura 3 - Esempio di prospezione sismica a rifrazione. L'energia rifratta sulle differenti superfici di discontinuità, misurata in superficie da specifici geofoni, fornirà informazioni circa le velocità sismiche dei corpi presenti nel sottosuolo. (fonte - www.siripro.it).

AREA INTERESSATA DALL'INDAGINE	N° INDAGINI DIRETTE	N°INDAGINI INDIRETTE
CS01	N°1 Sondaggio in corrispondenza della fondazione di progetto	N°2 Indagini a rifrazione nell'area che intercorre tra il primo e il secondo sondaggio. N°1 Indagine "DOWN – HOLE – in corrispondenza della fondazione in progetto
CS02	N°1 Sondaggio in corrispondenza della fondazione di progetto	N°1 Indagini a rifrazione in area prossima alla fondazione in progetto

6. Criteri di progetto e modellazione geotecnica - Verifiche

In questa fase si ipotizza la progettazione di un fondazione su plinti di forma quadrangolare con una larghezza e lunghezza pari a 20,00 m ed una altezza massima di 3.45 m, poggianti su pali trivellati aventi una lunghezza di 30,00m.

Le torri eoliche in progetto, per semplicità di calcolo, si ipotizzano poggianti su terreni aventi tutti la stessa tipologia di progetto.

Gli aerogeneratori secondo progetto saranno ubicati per gran parte sulle aree sommitali dei vari rilievi collinari presenti nell'intera area in esame. In tali zone di "crinale" la copertura di alterazione (suolo) del substrato "roccioso" può in taluni casi presentarsi con uno spessore più ridotto rispetto alle zone di versante, così come in generale i crinali appaiono zone più stabili.

Ove il substrato "roccioso integro" sarà rinvenuto a breve profondità dal piano campagna (tali condizioni potranno essere analizzate solo dopo opportune indagini geognostiche in situ) le strutture fondali delle opere in progetto sia esse di tipo superficiale (platea) sia di tipo profondo (pali) dovranno interessare ("essere attestate") tale substrato roccioso locale "inalterato". Si tratterà, quindi, di realizzare in ogni caso fondazioni su substrato roccioso, anche se di natura flyschoidale.

Nel caso di **fondazioni superficiali** su substrato roccioso, sia esso carbonatico, arenaceo e argilloso (argille sovraconsolidate), la resistenza della roccia base in situ, come riportato da alcune pubblicazioni a carattere tecnico-scientifico, è probabilmente dello stesso ordine di grandezza di quella del calcestruzzo di fondazione. Questo se la roccia è integra.

Nel caso di rocce non integre, la presenza di fratture (ancor più di diverse famiglie di fratture) o una profonda alterazione (pedogenizzazione, argillificazione, ecc.) può determinare un aumento drastico della compressibilità delle masse rocciose. Il grado di influenza nel caso per esempio di un substrato roccioso carbonatico interessato da “fatturazione” appare legato alla suddivisione e alla dimensione delle fratture, alla larghezza delle fratture stesse (nel caso di fratture beanti) e al fatto se esse siano riempite o meno da sedimenti compressibili. Per tenere conto della possibilità che la roccia non sia integra è consuetudine usare coefficienti di sicurezza elevati (ad esempio da 6 a 10 rispetto alla resistenza a compressione uniassiale q_u) e, nel caso in cui si verifica la situazione di un semplice contatto tra calcestruzzo e roccia, di usare non più della resistenza a compressione del calcestruzzo come capacità portante della roccia.

In generale la capacità portante nel caso di fondazioni superficiali in roccia si esprime come:

$$q_0 = C * q_u$$

ove C può essere solitamente dell'ordine di 0,2-0,3.

Per quanto attiene il caso di un substrato roccioso flyschoidale, costituito da alternanze di calcari, argille, marne ed arenarie, da vari lavori presenti nella letteratura scientifico-tecnica e riguardanti la caratterizzazione geomeccanica di diversi ammassi rocciosi, con diversi gradi di fatturazione e di alterazione, è possibile attribuire ad esso un valore medio di resistenza a compressione uniassiale pari a circa 1-2 MPa. Per quanto attiene il caso di fondazioni su roccia di tipo profondo (pali) la letteratura scientifico-tecnica propone di considerare la “capacità portante ultima strutturale” del palo stesso V_s che può essere espressa come:

$$V_s = \Phi * P$$

ove P è la resistenza massima di un pilastro sottoposto a compressione semplice e Φ un fattore di riduzione della capacità del palo che varia in funzione dei differenti tipi di palo, dalle incertezze ed imprecisioni proprie nella costruzione dei pali e delle distorsioni degli assi del palo.

Nel caso in cui, invece, il sottosuolo dell'area, su cui è prevista la realizzazione di uno degli aerogeneratori, risulti caratterizzato al di sotto del primo orizzonte di alterazione (suolo) dalla presenza di terreni prevalentemente argillosi, argilloso-marnosi o argilloso-sabbiosi, o nel caso in cui il substrato “integro” sia molto profondo, è possibile procedere con metodi più cautelativi ed applicare le formule canoniche per i terreni sciolti (sabbie, ghiaie sabbie limose e limi sabbiosi) e/o coesivi (argille, argille marnose e limi argillosi) per il calcolo della capacità portante. In tal caso è possibile considerare per la porzione più superficiale dei terreni interessati i parametri geotecnici

riportati nella tabella seguente. Si precisa che la stratigrafia geotecnica utilizzata nelle calcolazioni, e sotto riportata (derivata da uno studio bibliografico relativo a lavori ed indagini geognostiche -in situ e di laboratorio geotecnico eseguite in aree similari dal punto di vista geologico), va considerata come la “verticale tipo” più “scadente” riscontrabile nelle aree d’interesse:

STRATIGRAFIA GEOTECNICA SCHEMATICA

n° strato	Profondità media base strato (m)	Simbolo	Descrizione	Parametri						
				γ_n	γ_{sat}	ϕ'	$\phi'^{(R)}$	E'	Eed	C
1	4.0-6.0		Limo argilloso - sabbioso	1,894	1,957	26,0	22,0	35	30	0,14
2	8.0-10.0		Argilla limosa	1,916	1,936	23,0	20,0	72	67	0,38
3	17.0-20.0		Argille	1,942	1,949	22,0	21,0	160	147	0,95
4	30,0		Argille marmose	1,933	1,939	32,0	31,0	155	143	0,48

ϕ' (°) = angolo d'attrito interno
 $\phi'^{(R)}$ = angolo d'attrito interno residuo
 E' (kg/cm²) = modulo di Young
 Eed (kg/cm²) = modulo edometrico
 C (kg/cm²) = coesione drenata
 γ_{sat} (t/m³) = peso unità di volume saturo
 γ_n (t/m³) = peso unità di volume naturale

Onde tener conto di tale possibile situazione sono stati eseguite delle calcolazioni relativamente a fondazioni sia di tipo diretto sia di tipo profondo.

6.1 Fondazioni dirette

Onde poter valutare l’ipotesi di adozione di fondazioni di tipo diretto, è stata presa in esame una fondazione a “platea generale”. Utilizzando i parametri geotecnici dei litotipi presenti nell’area, così come sono emersi dalla ricerca bibliografica, è stata fatta una prima valutazione del carico di esercizio ammissibile Q_{amm} dell’insieme “terreno-fondazione” per una “fondazione tipo” impostata a profondità $D = 4.0$ mt dal piano campagna attuale locale. In appendice sono allegati i listati e i grafici relativi alle calcolazioni effettuate e ad essi si rimanda per il valore di Q_{amm} e delle ipotesi adottate nella elaborazione per pervenire a tali risultati. In merito c’è da dire che i valori di coesione, angolo di attrito e peso di volume medi sono calcolati dal programma come media pesata rispetto

alla potenza dei singoli strati nella sezione verticale di terreno compresa tra la profondità “D” del piano di posa della fondazione e

$$D + 0.5B \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right).$$

La tensione efficace al piano di posa è calcolata in base ai pesi di volume tra il piano campagna e “D”. Si fa presente inoltre che le calcolazioni sono state eseguite adottando la teoria di *Terzaghi* nell'ipotesi di *rottura generale* del terreno di fondazione.

Gli algoritmi adoperati per le calcolazioni sono quelli di *Terzaghi* (1943), *Meyerhof* (1963), di *Hansen* (Brinch-Hansen 1970) che costituisce una estensione della equazione di *Buisman* (1935), di *Terzaghi* (1943) e di *Meyerhof* (1951), e infine l'algoritmo di *Vesic* (1974) che è sostanzialmente simile a quello di Hansen da cui si differenzia solo per un diverso modo di calcolare il fattore N_{γ} . Essi sono riassumibili nella formulazione generale (che le ingloba tutte):

$$Q_{ult} = q N_q \zeta_{qc} \zeta_{qi} \zeta_{qt} \zeta_{qg} \zeta_{qd} + c N_c \zeta_{cc} \zeta_{ci} \zeta_{ct} \zeta_{cg} \zeta_{cd} + 0.5 \gamma B N_{\gamma} \zeta_{\gamma c} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g}$$

in cui:

- ◇ Q_{ult} = pressione di rottura;
- ◇ B = larghezza della fondazione;
- ◇ c = coesione;
- ◇ $q = \gamma D$ = tensione verticale effettiva al piano di posa;
- ◇ γ = peso di volume del terreno;
- ◇ N_q, N_c, N_{γ} sono fattori di capacità portante, mentre $\zeta_q, \zeta_c, \zeta_{\gamma}$, ecc.. sono fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione e dell'eccentricità dei carichi, della forma della fondazione, della inclinazione della base della fondazione e del piano campagna e della profondità del piano di posa e delle caratteristiche dei terreni.

Le differenze nei valori di Q_{amm} ottenute sono legate principalmente alla diversa metodologia di calcolo dei fattori correttivi addizionali di influenza e di capacità portante prima menzionati. Si precisa che i valori del *carico normale* (ipotizzati, in questo caso, dal sottoscritto in base ai dati strutturali delle opere a realizzarsi), dei *momenti* ecc., qualora introdotti in fase di input dei dati,

vengono automaticamente e opportunamente aumentati dal programma di calcolo tenendo conto dell'incremento dovuto alle azioni sismiche. Il *fattore di sicurezza (FS)* relativo alle condizioni di carico effettive è determinato raffrontando la tensione verticale effettiva, cioè il rapporto tra il carico normale e l'area efficace, con la pressione ultima di rottura sul terreno.

Si ricorda che con il termine *area efficace* si intende far riferimento ad un'area ridotta per effetto della presenza di momenti applicati alla fondazione, a causa dei quali il carico verticale risulta eccentrico. L'*area utile* è quella simmetrica rispetto al punto di applicazione del carico verticale, quindi ogni lato della fondazione risulta, nei calcoli, proporzionalmente ridotto rispetto a quella reale.

6.2 Fondazioni profonde

Per quanto attiene gli aerogeneratori che andranno ad attestarsi nel substrato “substrato flyshoide”, vista sia la situazione stratigrafica e geomeccanica dei terreni di sedime sia le caratteristiche strutturali dell'opera in progetto si ritiene che per essa la soluzione fondale più idonea sia, in tale situazione, l'adozione di fondazioni di tipo profondo.

Tale struttura fondale potrà essere realizzata tramite una palificata costituita da pali di grande diametro armati per tutto il loro sviluppo per la presenza di carichi orizzontali (sisma) e di lunghezza tale da andarsi ad attestare almeno a partire dalla quota di 25.0/30 mt dal piano campagna laddove si rinvenivano litotipi con caratteristiche geomeccaniche idonee.

Prendendo in esame in prima analisi pali trivellati è stato calcolato il valore del carico assiale limite (Q_{lim}) assumendo per il singolo palo un diametro $\varnothing = 1.0$ mt. Per il valore del carico verticale di esercizio “N” si fa presente che è stato assunto un valori di “N” = 2265 KN (= 231 t).

Il metodo di calcolo utilizzato dal programma permette di valutare separatamente, anche in terreni stratificati, sia la componente di *resistenza di punta* Q_p che la componente di *resistenza laterale* Q_s , la cui somma contribuisce alla determinazione del *carico limite* Q_{lim} . Il programma calcola inoltre, così come per le fondazioni superficiali, il *fattore di sicurezza (FS)* per le condizioni di carico previste dal progetto. Per pali trivellati di grande diametro viene invece utilizzata la relazione proposta da Berezantzev:

$$Q_p = N_q \cdot Q_l$$

dove:

- $N_{q\sim}$ è una funzione dell'angolo di attrito definita attraverso una curva sperimentale.

In terreni coerenti è espressa invece dalla relazione:

$$Q_p = (Q_t + 9 \cdot c_u) \cdot A_p$$

dove:

- Q_t = tensione totale alla profondità della punta. La tensione totale ad una certa profondità è data dalla somma dei pesi di volume naturali o saturi moltiplicati per gli spessori degli strati sovrastanti;
- c_u = coesione non drenata.

La resistenza laterale del palo " Q_s " è calcolata, per pali con area della superficie laterale " A_s ", in terreni incoerenti, tramite l'espressione:

$$Q_s = (Q_a + m \cdot k \cdot Q_l) \cdot A_s$$

dove:

- Q_a (\leq coesione) = coefficiente di adesione tra terreno e palo;
- Q_l = tensione verticale efficace alla profondità data. La tensione efficace ad una certa profondità è data dalla somma dei pesi di volume naturali moltiplicati per gli spessori degli strati per la zona aerata, e dei pesi di volume saturi alleggeriti per la zona sommersa;
- m = coefficiente di attrito tra terreno e palo;
- k = coefficiente di spinta.

In terreni coerenti vale invece la relazione:

$$Q_s = Q_a \cdot A_s$$

dove:

- Q_a (\leq coesione) = coefficiente di adesione tra terreno e palo. Deriva, tramite relazioni sperimentali, dal valore di coesione non drenata e dal tipo di palo.

La Q_s viene calcolata per via numerica, come somma dei contributi delle singole sezioni elementari del palo. Il carico limite Q_{lim} viene calcolato sulla base della geometria del palo e delle caratteristiche del terreno. È dato dalla somma della resistenza di punta Q_p e della resistenza laterale Q_s .

Infine il fattore di sicurezza FS è dato dall'espressione:

$$FS = Q_{lim} / (N + P_p)$$

dove:

- Q_{lim} = carico limite del palo;
- N = carico verticale di esercizio;
- P_p = peso proprio del palo, prodotto del volume del palo per il peso di volume del calcestruzzo, calcolato automaticamente dal programma.

In appendice sono allegati i tabulati di calcolo ed i relativi grafici (“*carichi limite e carichi ammissibili*” e “*carico limite e coefficienti di sicurezza*”) in cui sarà possibile valutare con precisione le caratteristiche geometriche e/o costruttive dei pali che meglio si prestano allo scopo dal punto di vista tecnico ed economico.

Va comunque precisato che per verificare la rispondenza tra i valori di Q_{lim} emersi dalle calcolazioni effettuate e quelli che si potrebbero riscontrare nella realtà si eseguiranno delle prove di carico su pali appositamente realizzati e rispondenti alle caratteristiche “geometriche” di progetto. In genere le modalità di calcolo della Q_{lim} sono, infatti, di natura semiempirica e non sempre nella pratica vengono confermate le previsioni di progetto, che restano pur sempre una “stima” dei valori in oggetto, potendo essere queste talora cautelative e talora sovradimensionate rispetto alla reale “portanza” del complesso “palo-terreno”.

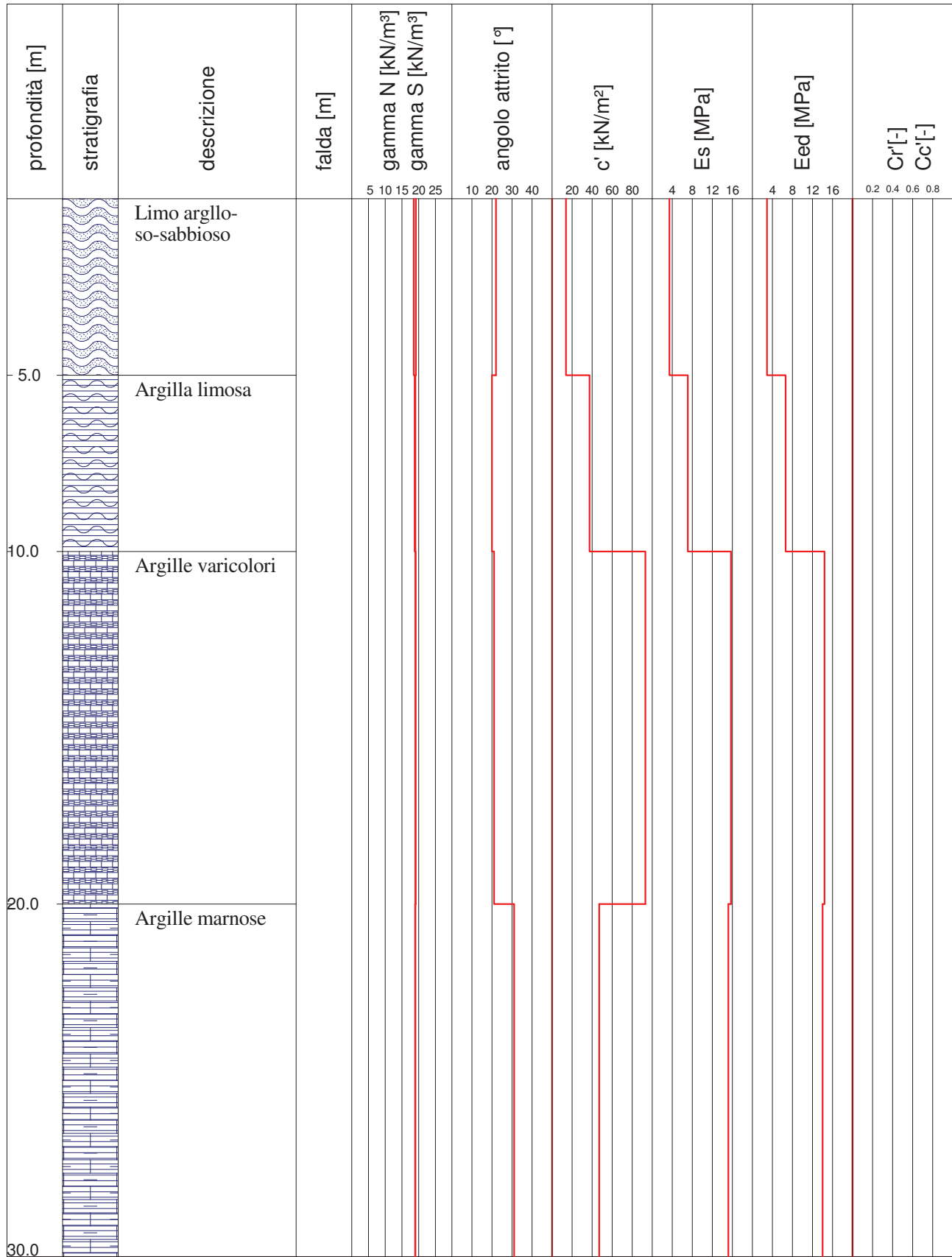
Capacità Portante Fondazione a Platea

lavoro: realizzazione campo eolico

località: comune di Colle Sannita (BN)

comm.te: Cogein Energy S.r.l.

DESCRIZIONE STRATIGRAFICO-GEOTECNICA



Capacità Portante Fondazione a Platea

lavoro: realizzazione campo eolico

località: comune di Colle Sannita (BN)

comm.te: Cogein Energy S.r.l.

PARAMETRI GEOTECNICI

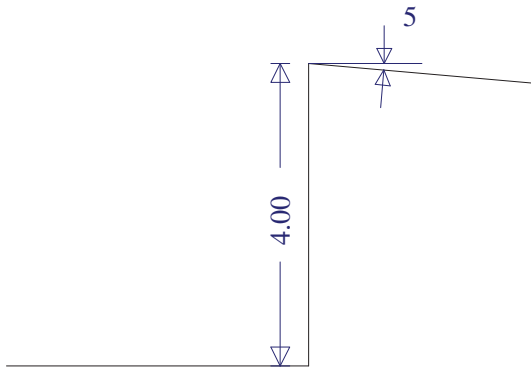
Peso di volume: 18.88 [kN/m³]

Coesione efficace: 60.05 [kN/m²]

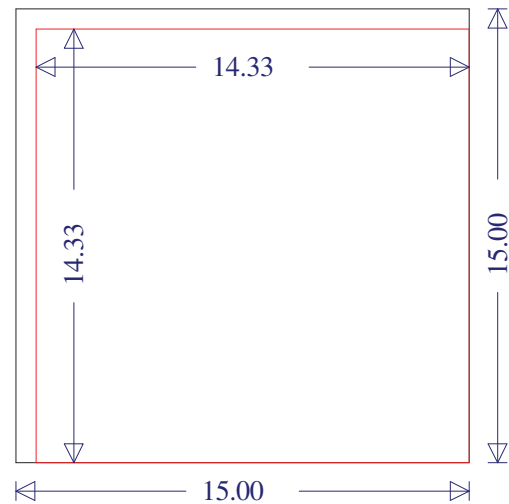
Falda: assente

Angolo di attrito: 20.63°

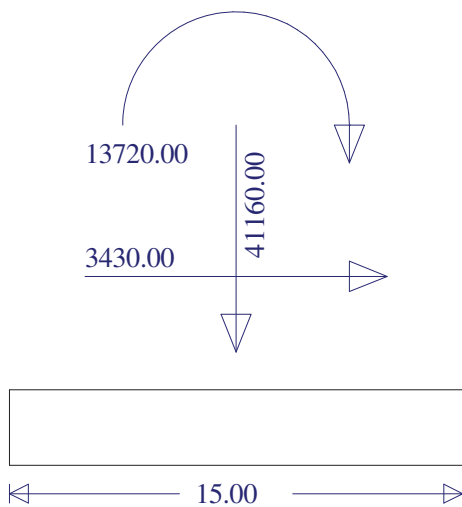
Resistenza a taglio non drenata: 60.05 [kN/m²]



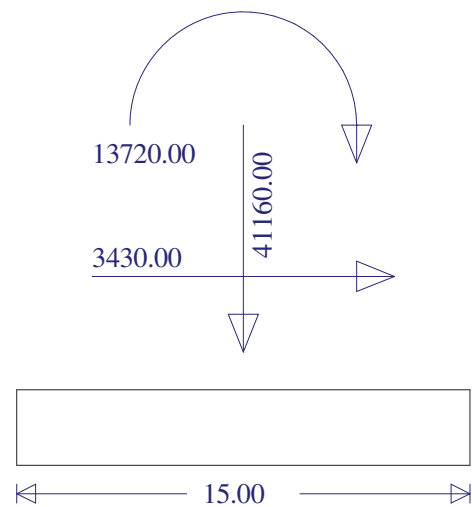
PIANO DI POSA



FONDAZIONE EFFETTIVA



CARICHI (FRONTALE)



CARICHI (LATERALE)

Area effettiva= 205.44 [m²]

Tensione verticale effettiva= 200.35 [kN/m²]

Metodo	Qult [kN/m ²]		Qamm [kN/m ²]		F.S. [-]	
	Dren.	Non Dren.	Dren.	Non Dren.	Dren.	Non Dren.
Terzaghi	2449.32		816.44		12.23	
Meyerhof	1510.05		503.35		7.54	
Hansen	1465.00		488.33		7.31	
Vesic	1850.99		617.00		9.24	

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Capacità Portante Fondazione a Platea
lavoro: realizzazione campo eolico
località: comune di Colle Sannita (BN)
comm.te: Cogein Energy S.r.l.

CALCOLO DELLA FONDAZIONE SECONDO TERZAGHI

$$Q_{ult} = c' * N_c * S_c + q' * N_q + .5 * g' * B * N_g * S_g$$

(condizioni drenate)

$$\begin{array}{lll} \mathbf{N_c= 18.455} & \mathbf{N_q= 7.948} & \mathbf{N_g= 3.864} \\ S_c= 1.300 & & S_g= 0.800 \end{array}$$

$$Q_{ult}= 2449.3 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$Q_{amm}= 816.44 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ (per } F_s=3.00\text{)}$$

CALCOLO DELLA FONDAZIONE SECONDO MEYERHOF

$$Q_{ult} = c' * N_c * I_c * D_c + q' * N_q * I_q * D_q + .5 * g' * B * N_g * I_g * D_g$$

(condizioni drenate)

$$\begin{array}{lll} \mathbf{N_c= 15.442} & \mathbf{N_q= 6.814} & \mathbf{N_g= 3.207} \\ S_c= 1.418 & S_q= 1.209 & S_g= 1.209 \\ D_c= 1.077 & D_q= 1.039 & D_g= 1.039 \\ I_c= 0.856 & I_q= 0.856 & I_g= 0.455 \end{array}$$

$$Q_{ult}= 1510.0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$Q_{amm}= 503.35 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ (per } F_s=3.00\text{)}$$

CALCOLO DELLA FONDAZIONE SECONDO BRINCH-HANSEN

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * I_c * G_c * B_c + q' * N_q * D_q * I_q * G_q * B_q + \\ + 0.5 * g' * B * N_g * D_g * I_g * G_g * B_g$$

(condizioni drenate)

$$\begin{array}{lll} \mathbf{N_c= 15.442} & \mathbf{N_q= 6.814} & \mathbf{N_g= 3.283} \\ S_c= 1.441 & S_q= 1.376 & S_g= 0.600 \\ D_c= 1.107 & D_q= 1.084 & D_g= 1.000 \\ I_c= 0.820 & I_q= 0.846 & I_g= 0.791 \end{array}$$

Nc= 15.442 Nq= 6.814 Ng= 3.283
 Gc= 0.966 Gq= 0.800 Gg= 0.800
 Bc= 1.000 Bq= 1.000 Bg= 1.000

Qult= 1465.0 [kN/m²]
 Qamm= 488.33[kN/m²] (per Fs=3.00)

CALCOLO DELLA FONDAZIONE SECONDO VESIC

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * I_c * G_c * B_c + q' * N_q * D_q * I_q * G_q * B_q + 0.5 * g' * B * N_g * D_g * I_g * G_g * B_g$$

(condizioni drenate)

Nc= 15.442 Nq= 6.814 Ng= 5.883
 Sc= 1.441 Sq= 1.376 Sg= 0.600
 Dc= 1.107 Dq= 1.084 Dg= 1.000
 Ic= 0.887 Iq= 0.903 Ig= 0.844
 Gc= 0.966 Gq= 0.833 Gg= 0.833
 Bc= 1.000 Bq= 1.000 Bg= 1.000

Qult= 1850.9 [kN/m²]
 Qamm= 617.00[kN/m²] (per Fs=3.00)

DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE:

Fondazione Quadrata: lato (B) 15.00 [m]

Prof. piano di posa [m]	4.00
Inclinazione piano posa [°]	0.00
Inclinazione p. c. [°]	5.00
Carico normale [kN]	34300.00
Carico trasv. (larg.) [kN]	0.00
Carico trasv. (lung.) [kN]	0.00
Momento (larg.) [kN m]	0.00
Momento (lung.) [kN m]	0.00
Carico normale (sism.) [kN]	41160.00
Carico trasv. (larg.) (sism.) [kN]	3430.00
Carico trasv. (lung.) (sism.) [kN]	3430.00
Momento (larg.) (sism.) [kN m]	13720.00
Momento (lung.) (sism.) [kN m]	13720.00
F.S. richiesto [-]	3.00
Area fondazione [m ²]	225.00

Program CE.CA.P. 32

Area effettiva [m ²]	205.44
Tensione vert. eff. [kN/m ²]	200.35

PARAMETRI GEOTECNICI MEDI:

Angolo di attrito (phi) [°]	20.63
Coesione (c') [kN/m ²]	60.05
Resistenza al taglio n.d. (su) [kN/m ²]	60.05
Peso di volume efficace (g') [kN/m ³]	18.88
Peso di volume totale (gt) [kN/m ³]	18.88
Tensione efficace al piano di posa (q') [kN/m ²]	74.28
Tensione totale al piano di posa (qt) [kN/m ²]	74.28

Coefficiente sismico orizzontale	0.100
Coefficiente sismico verticale	0.200

DESCRIZIONE DELLA STRATIGRAFIA

n.	prof.[m]	Gn[kN/m ³]	Gs[kN/m ³]	phi[°]	c'[kN/m ²]	Su[kN/m ²]	u[kN/m ²]
1	5.00	18.57	19.20	22.00	13.73	0.00	0.00
2	10.00	18.79	19.00	20.00	37.27	0.00	0.00
3	20.00	19.04	19.10	21.00	93.16	0.00	0.00
4	30.00	18.96	19.00	31.00	47.07	0.00	0.00

FATTORI DI SICUREZZA RISULTANTI:

Fattore di sicurezza (Terzaghi - condizioni drenate)	12.23 [-]
Fattore di sicurezza (Meyerhof - condizioni drenate)	7.54 [-]
Fattore di sicurezza (Hansen - condizioni drenate)	7.31 [-]
Fattore di sicurezza (Vesic - condizioni drenate)	9.24 [-]

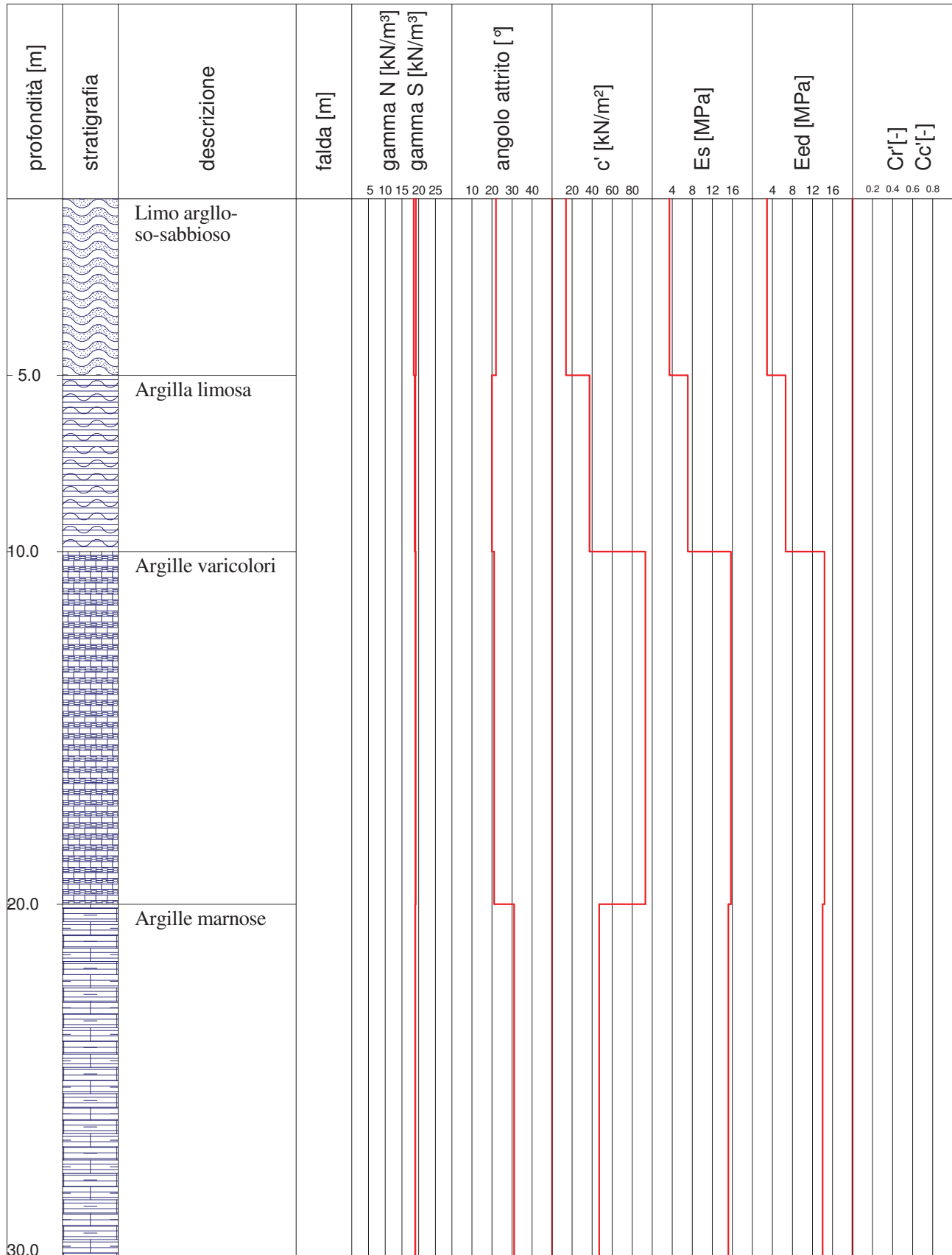
Capacità Portante Pali

lavoro: realizzazione campo eolico

località: comune di Colle Sannita (BN)

comm.te: Cogein Energy S.r.l.

DESCRIZIONE STRATIGRAFICO-GEOTECNICA



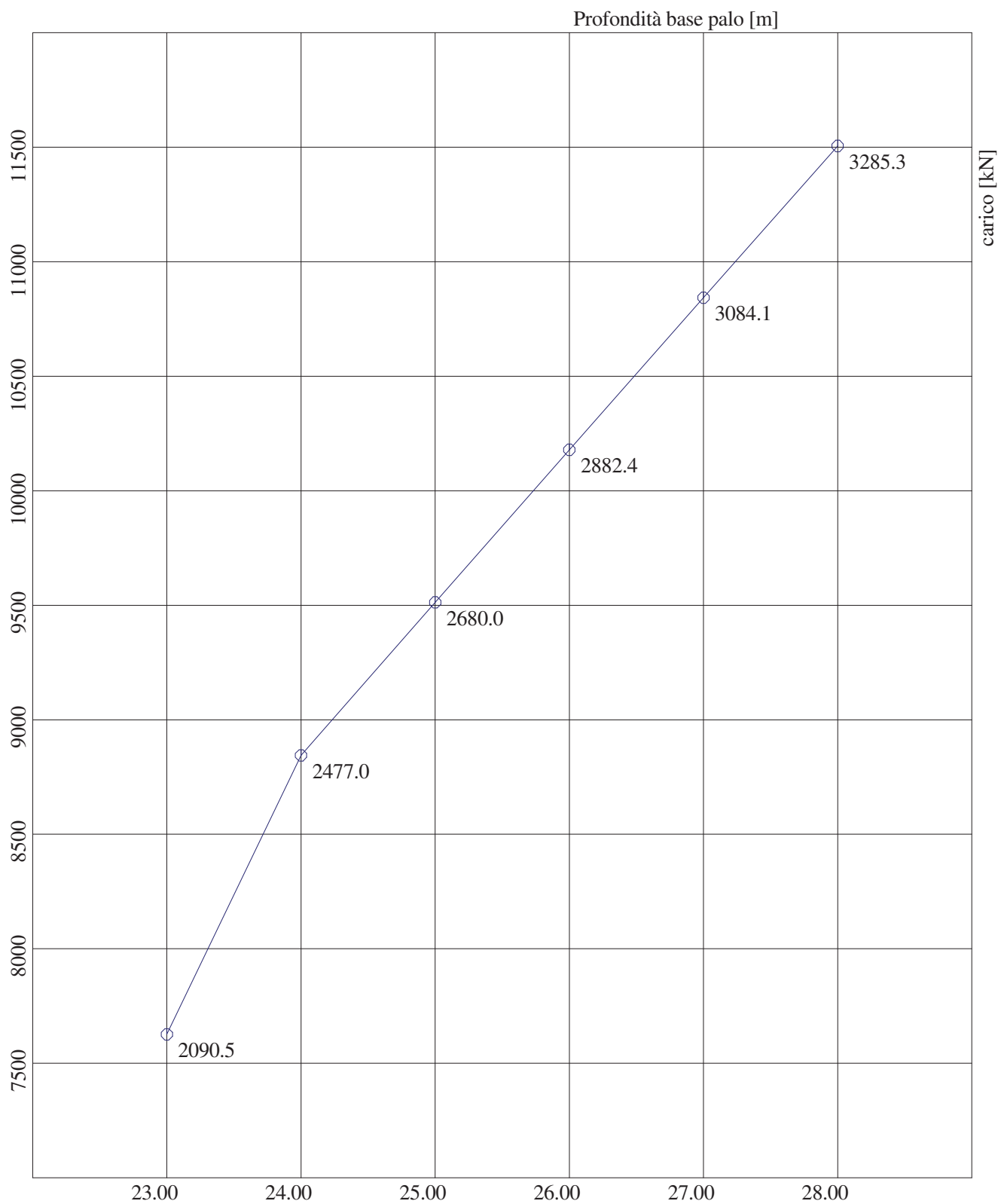
Capacità Portante Pali

lavoro: realizzazione campo eolico

località: comune di Colle Sannita (BN)

comm.te: Cogein Energy S.r.l.

CARICHI LIMITE E CARICHI AMMISSIBILI



⊙ Diametro = 1 m

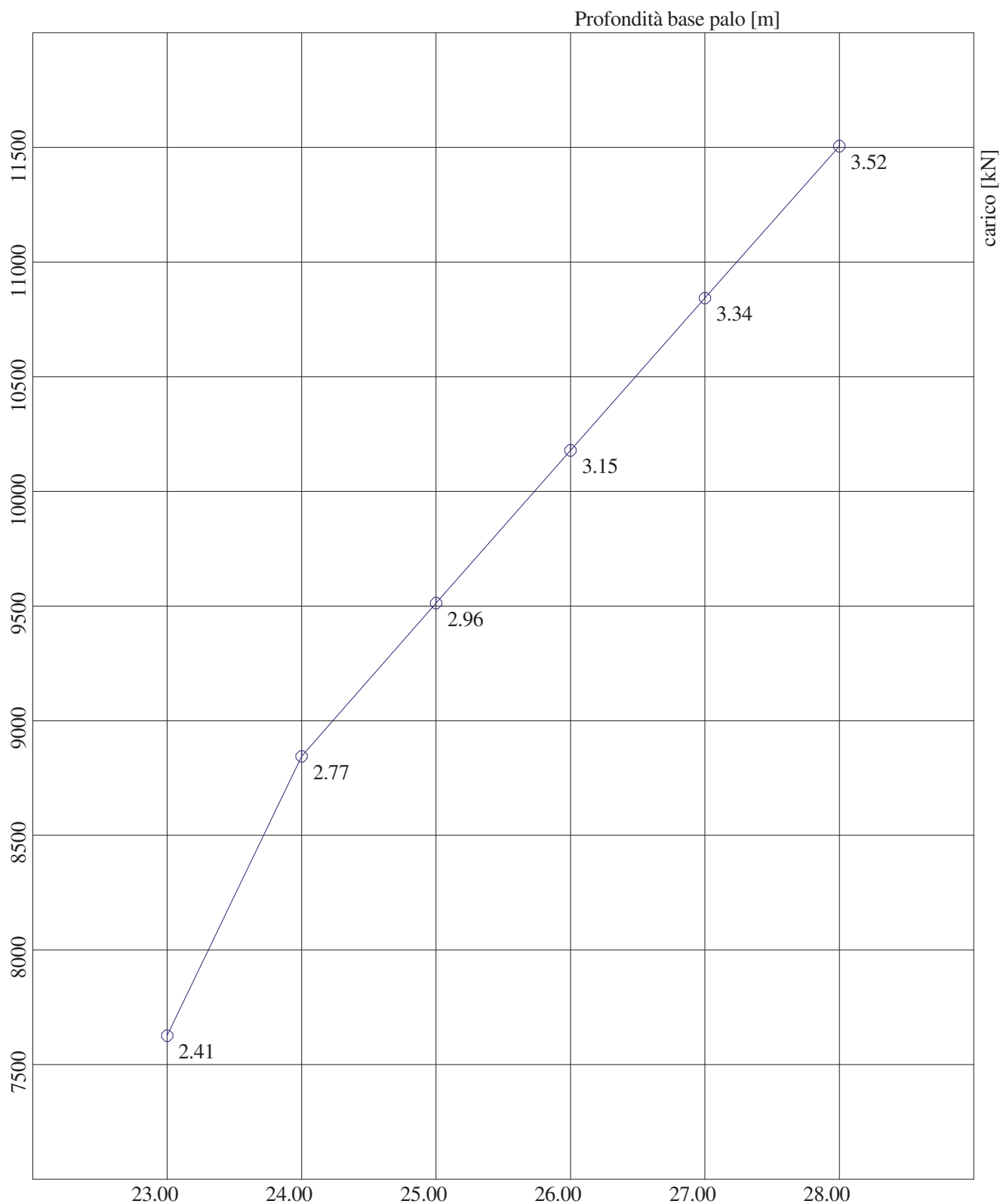
Capacità Portante Pali

lavoro: realizzazione campo eolico

località: comune di Colle Sannita (BN)

comm.te: Cogein Energy S.r.l.

CARICHI LIMITE E COEFFICIENTI DI SICUREZZA



⊙ Diametro = 1 m

CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

Capacità Portante Pali
lavoro: realizzazione campo eolico
località: comune di Santa Croce (BN)
comm.te: Compagnia Generale Investimenti S.r.l.

Carico di esercizio (escluso peso palo): 2265.0 [kN]

Carico di esercizio (cond. sismiche): 2718.0 [kN]

Profondità falda: 99.00 [m] da p.c.

Modalità realizzative del palo: Palo trivellato

DESCRIZIONE DELLA STRATIGRAFIA

n.	prof.[m]	Gn[kN/m ³]	Gs[kN/m ³]	phi[°]	c'[kN/m ²]	Su[kN/m ²]	u[kN/m ²]
1	5.00	18.57	19.20	22.00	13.73	0.00	0.00
2	10.00	18.79	19.00	20.00	37.27	0.00	0.00
3	20.00	19.04	19.10	21.00	93.16	0.00	0.00
4	30.00	18.96	19.00	31.00	47.07	0.00	0.00

Calcolo effettuato in termini di tensioni efficaci
Tensioni verticali calcolate a partire da testa palo
Profondità della testa del palo da piano campagna [m]: 4.00

Fattore di sicurezza richiesto per la portanza laterale [-]: 3.00
Fattore di sicurezza richiesto per la portanza di punta [-]: 3.00

Valore limite della resistenza di taglio lungo il fusto dei pali trivellati [kN/m²]: 170.

Criterio di valutazione di Nq: Berezantzev (cedimento ammissibile)

Viene considerato l'effetto della coesione di punta
Viene considerato l'effetto della adesione laterale

---oooOOOooo---

DIAMETRO PALO: 1.00 [m] PROFONDITA' BASE 23.00 [m]

CALCOLO RESISTENZA DI PUNTA

$$q_p = N_q(\text{Berezantzev}) * q'$$

Angolo di attrito drenato medio [°]	29.45
Coesione drenata media [kN/m ²]	54.75
Tensione verticale efficace [kN/m ²]	359.80
Coefficiente N _q (Berezantzev) [-]	8.67
Coefficiente N _c [-]	13.59

CALCOLO RESISTENZA LATERALE

$$q_s = m * k * q'$$

strato	sigma' letto [kN/m²]	coeff. spinta (k) [-]	coeff. attr. (m) [-]	Qs [kN]
1	92.85	0.70	0.40	74.2
2	186.80	0.70	0.36	559.6
3	377.20	0.70	0.38	2380.5
4	434.08	0.70	0.60	1576.8

FATTORI DI SICUREZZA E CARICO AMMISSIBILE

Carico limite punta [kN]	3035.10
Carico limite laterale [kN]	4591.20
Carico limite totale [kN]	7626.30
FATTORE DI SICUREZZA RISULTANTE [-]	2.41
CARICO AMMISSIBILE [kN]	2090.50

---oooOOOooo---

DIAMETRO PALO: 1.00 [m] PROFONDITA' BASE 24.00 [m]

CALCOLO RESISTENZA DI PUNTA

$$q_p = N_q(\text{Berezantzev}) * q'$$

Angolo di attrito drenato medio [°]	31.00
Coesione drenata media [kN/m ²]	47.07
Tensione verticale efficace [kN/m ²]	378.76
Coefficiente N _q (Berezantzev) [-]	10.53
Coefficiente N _c [-]	15.86

CALCOLO RESISTENZA LATERALE

$$q_s = m * k * q'$$

strato	sigma' letto [kN/m ²]	coeff. spinta (k) [-]	coeff. attr. (m) [-]	Qs [kN]
1	92.85	0.70	0.40	74.2
2	186.80	0.70	0.36	559.6
3	377.20	0.70	0.38	2380.5
4	453.04	0.70	0.60	2110.9

FATTORI DI SICUREZZA E CARICO AMMISSIBILE

Carico limite punta [kN]	3719.20
Carico limite laterale [kN]	5125.20
Carico limite totale [kN]	8844.50
FATTORE DI SICUREZZA RISULTANTE [-]	2.77
CARICO AMMISSIBILE [kN]	2476.90

---oooOOOooo---

DIAMETRO PALO: 1.00 [m] PROFONDITA' BASE 25.00 [m]

CALCOLO RESISTENZA DI PUNTA

$$q_p = N_q(\text{Berezantzev}) * q'$$

Angolo di attrito drenato medio [°]	31.00
Coesione drenata media [kN/m ²]	47.07
Tensione verticale efficace [kN/m ²]	397.72
Coefficiente Nq (Berezantzev) [-]	10.47
Coefficiente Nc [-]	15.76

CALCOLO RESISTENZA LATERALE

$$q_s = m * k * q'$$

strato	sigma' letto [kN/m ²]	coeff. spinta (k) [-]	coeff. attr. (m) [-]	Qs [kN]
1	92.85	0.70	0.40	74.2
2	186.80	0.70	0.36	559.6
3	377.20	0.70	0.38	2380.5
4	472.00	0.70	0.60	2645.0

FATTORI DI SICUREZZA E CARICO AMMISSIBILE

Carico limite punta [kN]	3853.10
Carico limite laterale [kN]	5659.30
Carico limite totale [kN]	9512.50
FATTORE DI SICUREZZA RISULTANTE [-]	2.96
CARICO AMMISSIBILE [kN]	2679.90

---oooOOOooo---

DIAMETRO PALO: 1.00 [m] PROFONDITA' BASE 26.00 [m]

CALCOLO RESISTENZA DI PUNTA

$$q_p = N_q(\text{Berezantzev}) * q'$$

Angolo di attrito drenato medio [°]	31.00
Coesione drenata media [kN/m ²]	47.07
Tensione verticale efficace [kN/m ²]	416.68
Coefficiente N _q (Berezantzev) [-]	10.41
Coefficiente N _c [-]	15.66

CALCOLO RESISTENZA LATERALE

$$q_s = m * k * q'$$

strato	sigma' letto [kN/m ²]	coeff. spinta (k) [-]	coeff. attr. (m) [-]	Qs [kN]
1	92.85	0.70	0.40	74.2
2	186.80	0.70	0.36	559.6
3	377.20	0.70	0.38	2380.5
4	490.96	0.70	0.60	3179.1

FATTORI DI SICUREZZA E CARICO AMMISSIBILE

Carico limite punta [kN]	3985.10
Carico limite laterale [kN]	6193.40
Carico limite totale [kN]	10178.0
FATTORE DI SICUREZZA RISULTANTE [-]	3.15
CARICO AMMISSIBILE [kN]	2882.30

---oooOOOooo---

DIAMETRO PALO: 1.00 [m] PROFONDITA' BASE 27.00 [m]

CALCOLO RESISTENZA DI PUNTA

$$q_p = N_q(\text{Berezantzev}) * q'$$

Angolo di attrito drenato medio [°]	31.00
Coesione drenata media [kN/m ²]	47.07
Tensione verticale efficace [kN/m ²]	435.64
Coefficiente N _q (Berezantzev) [-]	10.35
Coefficiente N _c [-]	15.56

CALCOLO RESISTENZA LATERALE

$$q_s = m * k * q'$$

strato	sigma' letto [kN/m ²]	coeff. spinta (k) [-]	coeff. attr. (m) [-]	Qs [kN]
1	92.85	0.70	0.40	74.2
2	186.80	0.70	0.36	559.6
3	377.20	0.70	0.38	2380.5
4	509.92	0.70	0.60	3713.1

FATTORI DI SICUREZZA E CARICO AMMISSIBILE

Carico limite punta [kN]	4115.30
Carico limite laterale [kN]	6727.50
Carico limite totale [kN]	10842.0
FATTORE DI SICUREZZA RISULTANTE [-]	3.34
CARICO AMMISSIBILE [kN]	3084.10

---oooOOOooo---

DIAMETRO PALO: 1.00 [m] PROFONDITA' BASE 28.00 [m]

CALCOLO RESISTENZA DI PUNTA

$$q_p = N_q(\text{Berezantzev}) * q'$$

Angolo di attrito drenato medio [°]	31.00
Coesione drenata media [kN/m ²]	47.07
Tensione verticale efficace [kN/m ²]	454.60
Coefficiente N _q (Berezantzev) [-]	10.29

Coefficiente Nc [-] 15.45

CALCOLO RESISTENZA LATERALE

$$q_s = m * k * q'$$

strato	sigma' letto [kN/m ²]	coeff. spinta (k) [-]	coeff. attr. (m) [-]	Qs [kN]
1	92.85	0.70	0.40	74.2
2	186.80	0.70	0.36	559.6
3	377.20	0.70	0.38	2380.5
4	528.88	0.70	0.60	4247.2

FATTORI DI SICUREZZA E CARICO AMMISSIBILE

Carico limite punta [kN]	4243.70
Carico limite laterale [kN]	7261.50
Carico limite totale [kN]	11505..0
FATTORE DI SICUREZZA RISULTANTE [-]	3.52
CARICO AMMISSIBILE [kN]	3285.30

TABELLA RIASSUNTIVA DEI CARICHI LIMITE

L[m]\D[m]	1.00
23.0	7626.30
24.0	8844.50
25.0	9512.50
26.0	10178..0
27.0	10842..0
28.0	11505..0

TABELLA RIASSUNTIVA DEI FATTORI DI SICUREZZA

L[m]\D[m]	1.00
23.0	2.41
24.0	2.77
25.0	2.96
26.0	3.15
27.0	3.34
28.0	3.52