



COMUNI DI SAN SEVERO - LUCERA
PIETRAMONTECORVINO - TORREMAGGIORE
CASTELNUOVO DELLA DAUNIA
PROVINCIA DI FOGGIA



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO EOLICO

RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE UNICA

D.Lgs. 387/2003

**PROCEDIMENTO UNICO
AMBIENTALE (PUA)**

**VALUTAZIONE DI IMPATTO
AMBIENTALE (VIA)**

D.Lgs. 152/2006 ss.mm.ii. (Art.27)
"Norme in materia ambientale"

| | |
|----------|--------|
| PROGETTO | FENICE |
|----------|--------|

| | |
|-------|-------------------|
| DITTA | NVA Fenice S.r.l. |
|-------|-------------------|

| |
|-------|
| REL08 |
| |

Titolo dell'allegato:

RELAZIONE GEOTECNICA

| 0 | EMISSIONE | 02/02/2024 |
|-----|-------------|------------|
| REV | DESCRIZIONE | DATA |
| | | |
| | | |
| | | |

CARATTERISTICHE GENERALI D'IMPIANTO

GENERATORE

IMPIANTO

- Altezza mozzo: fino a 175 m
- Diametro rotore: fino a 172 m
- Potenza unitaria: fino a 7,2 MW
- Numero generatori: 51
- Potenza complessiva: fino a 367,2 MW

Il proponente:

NVA Fenice S.r.l.
Via Lepetit, 8
20045 Lainate (MI)
nvafigurella@legalmail.it

Il progettista:

ATS Engineering srl
P.zza Giovanni Paolo II, 8
71017 Torremaggiore (FG)
0882/393197
atseng@pec.it

Il tecnico:

Geo Tecnologie s.r.l.





FENICE

| | | | | |
|--|--------------------------|--|--------------------------|-------------------|
| <p>IMPIANTO EOLICO COMPOSTO DA 51 AEROGENERATORI PER UNA POTENZA COMPLESSIVA DI 367,2 MW UBICATO NEI COMUNI DI CASTELNUOVO DELLA DAUNIA - PIETRAMONTECORVINO - SAN SEVERO - LUCERA - TORREMAGGIORE</p> | | | <p>Data:</p> | <p>02/02/2024</p> |
| | | | <p>Revisione:</p> | <p>1</p> |
| | | | <p>Codice Elaborato:</p> | <p>REL 08</p> |
| <p>Società:</p> | <p>NVA Fenice S.r.l.</p> | | | |

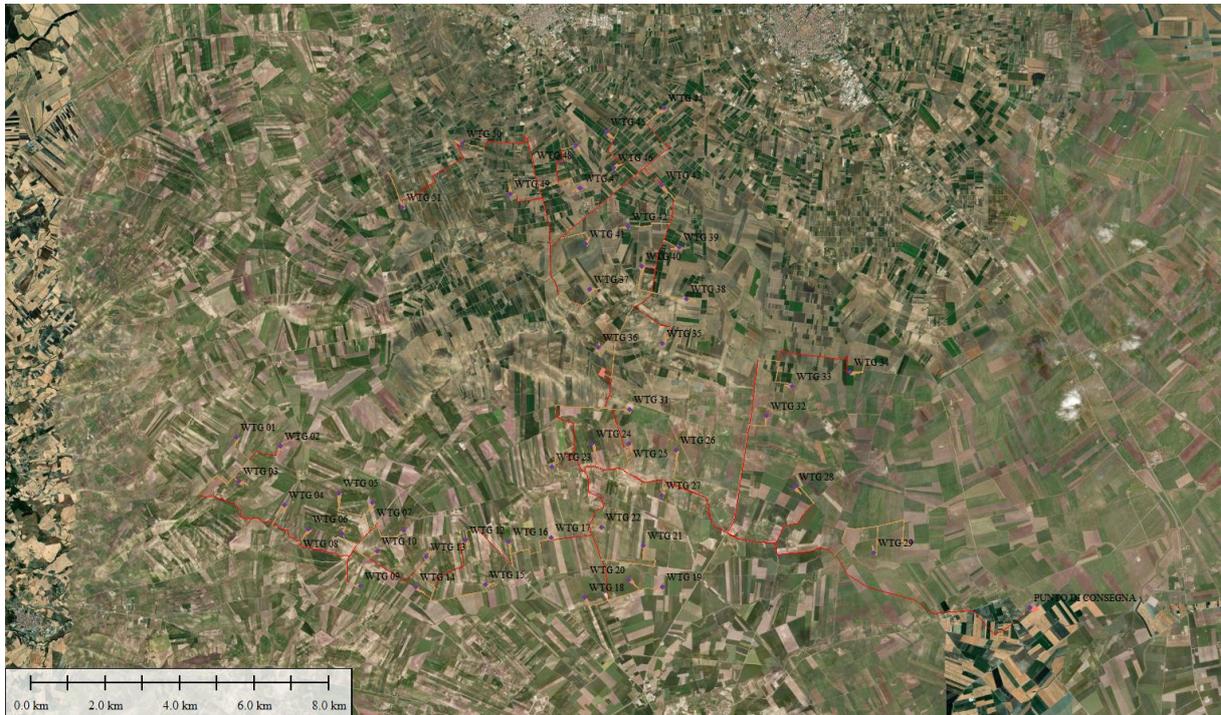
| Elaborato da: | Data | Approvato da: | Data Approvazione | Rev | Commenti |
|-----------------------|------------|-----------------------|-------------------|-----|----------|
| Geo Tecnologie s.r.l. | 02/02/2024 | ATS Engineering S.r.l | 02/02/2024 | 1 | |
| | | | | | |
| | | | | | |



| | | |
|-----|--|----|
| 1 | DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA..... | 2 |
| 2 | INDAGINI GEOGNOSTICHE..... | 2 |
| 3 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO | 4 |
| 3.1 | Caratterizzazione geotecnica | 4 |
| 3.2 | Modellazione geotecnica | 5 |
| 3.3 | Pericolosità sismica | 5 |
| 4 | SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE | 7 |
| 5 | VERIFICHE DI SICUREZZA | 7 |
| 5.1 | Carico limite per i pali | 9 |
| 6 | CARICO LIMITE ASSIALE..... | 16 |

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera / terreno ai fini del dimensionamento delle fondazioni delle turbine a servizio del parco eolico ricadente nel Comune di San Severo (FG), nel Comune di Torremaggiore (Fg), nel Comune di Lucera (FG) e nel Comune di Pietramontecorvino (FG).



2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame. Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

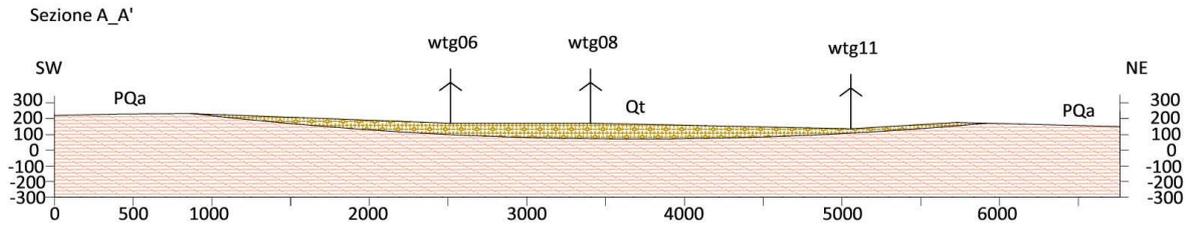
Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.



Legenda

- Depositi alluvionali prevalentemente sabbiosi, con livelletti di ciottolame siliceo
- Argille scistose, argille marnose grigio-azzurrognole, sabbie argillose con frequenti associazioni di Bulimia, Bolivina, Cassidulina

Sezione Geologica alla scala 1:25.00



3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

I dati in possesso, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **del terreno** basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

3.1 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

TERRENI

| Terreni | | | | | | | | | | | | | |
|---------|-----------------------------------|--------|---------------------|--------------------------|--------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------|
| N | Descrizione | Tv | γ | γ_{saturo} | ϕ | Cu | C' | Ed | Costante di sottofondo | | | E _{cu} | A _{S-B} |
| | | | | | | | | | X | Y | Z | | |
| | | | [N/m ³] | [N/m ³] | [°] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/cm ³] | [N/cm ³] | [N/cm ³] | [N/mm ²] | |
| 1 | Argilla sciltosa, argilla marrone | Medio | 21000 | 21000 | 0 | 0,100 | 0,100 | 10 | 22 | 22 | 65 | 0 | 0 |
| | | Minimo | 21000 | 21000 | 0 | 0,100 | 0,100 | 10 | 22 | 22 | 65 | | |
| 3 | Deposito fluviale | Medio | 19000 | 19000 | 24 | 0,010 | 0,010 | 15 | 10 | 10 | 30 | 0 | 0 |
| | | Minimo | 19000 | 19000 | 24 | 0,010 | 0,010 | 15 | 10 | 10 | 30 | | |

LEGENDA Terreni

| | |
|-------------------------------|---|
| N | Numero identificativo del terreno. |
| Descrizione | Descrizione del terreno. |
| Tv | Indica i valori minimi e medi dei parametri del terreno. |
| γ | Peso per unità di volume [N/m ³]. |
| γ_{saturo} | Peso per unità di volume saturo [N/m ³]. |
| ϕ | Angolo di attrito [°ssdc]. |
| Cu | Coesione [N/mm ²]. |
| C' | Coesione Efficace [N/mm ²]. |
| Ed | Modulo edometrico [N/mm ²]. |
| Costante di sottofondo | Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X, Y, e Z. |
| E_{cu} | Modulo elastico in condizioni non drenate [N/mm ²]. |
| A_{S-B} | Parametro A si Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali. |



3.2 *Modellazione geotecnica*

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

\$NRM_ANSM\$

3.3 *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 dell'edificio e la vita nominale.

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



DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica

| TP | S _T | β _s | β _{m, SLV} | β _{m, SLD} | K _{Stbl} (K _{h,1}) | K _{Muro SLV} (K _{h,2 SLV}) | K _{Muro SLD} (K _{h,2 SLD}) |
|----|----------------|----------------|---------------------|---------------------|---------------------------------------|---|---|
| C | 1,00 | 0,28 | 1,00 | 1,00 | 0,0805 | 0,2874 | 0,1057 |

| Classe | Vita Nominale | Periodo di Riferimento | Latitudine | Longitudine | Altitudine |
|--------|---------------|------------------------|----------------|----------------|------------|
| [adim] | [anni] | [anni] | [gradi] | [gradi] | [gradi] |
| 2 | 50 | 50 | 41° 41' 21.00" | 15° 17' 33.00" | 169 |

| SL | T _r | a _g /g | S _s | F ₀ | T*c |
|--------|----------------|-------------------|----------------|----------------|-------|
| [adim] | [anni] | [adim] | [adim] | [adim] | [s] |
| SLO | 30 | 0,0577 | 1,500 | 2,470 | 0,280 |
| SLD | 50 | 0,0758 | 1,500 | 2,495 | 0,290 |
| SLV | 475 | 0,2060 | 1,395 | 2,466 | 0,340 |
| SLC | 975 | 0,2715 | 1,302 | 2,441 | 0,347 |

LEGENDA Dati generali analisi sismica

| | |
|---|--|
| TP | Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 delle Norme tecniche per le costruzioni. [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m. |
| S_T | Coefficiente di amplificazione topografica. |
| β_s | Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Verifica di stabilita'. |
| β_m | Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Muro di sostegno allo SLV e allo SLD. |
| K_{Stbl} (K_{h,1}) | Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilita'. |
| K_{Muro} (K_{h,2}) | Coefficiente per il calcolo della spinta per Muro di sostegno allo SLV e allo SLD. |
| Latitudine | Latitudine geografica del sito [gradi]. |
| Longitudine | Longitudine geografica del sito [gradi]. |
| Altitudine | Altitudine geografica del sito sul livello medio del mare [m]. |
| SL | Stato limite. |
| T_r | Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni |
| a_g/g | Coefficiente di accelerazione al suolo. |
| S_s | Coefficiente di amplificazione stratigrafica. |
| F₀ | Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale. |
| T*c | Periodo di inizio del tratto a velocita' costante dello spettro in accelerazione orizzontale. |

4 SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da fondazioni indirette di tipo a pali

5 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**APPROCCIO 2 Combinazione (A1+M1+R3)**, sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente parziale γ_F (o γ_E) | A1 (STR) |
|----------------------------|-------------|--|----------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 1.0 |
| | Sfavorevole | | 1.3 |
| Permanenti non strutturali | Favorevole | γ_{G2} | 0.8 |
| | Sfavorevole | | 1.5 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0.0 |
| | Sfavorevole | | 1.5 |

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2018, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera come specificato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018.

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

| PARAMETRO | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_M | M1 |
|--|--|--|-----------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1.0 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1.00 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1.00 |

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

| VERIFICA | Coefficiente parziale γ_R (R3) |
|------------------------------------|---|
| Capacità portante della fondazione | 1.4 |
| Scorrimento | 1.1 |
| Ribaltamento | 1.15 |
| Resistenza del terreno a valle | 1.4 |

Nelle verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

| VERIFICA | Coefficiente parziale γ_R |
|------------------------------------|--|
| Capacità portante della fondazione | 1.2 |
| Scorrimento | 1.0 |
| Ribaltamento | 1.0 |
| Resistenza del terreno a valle | 1.2 |

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

5.1 Carico limite per i pali

Calcolo del carico limite verticale

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale Q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale P_l e della resistenza alla punta P_p :

$$Q_{lim} = P_p + P_l$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente).

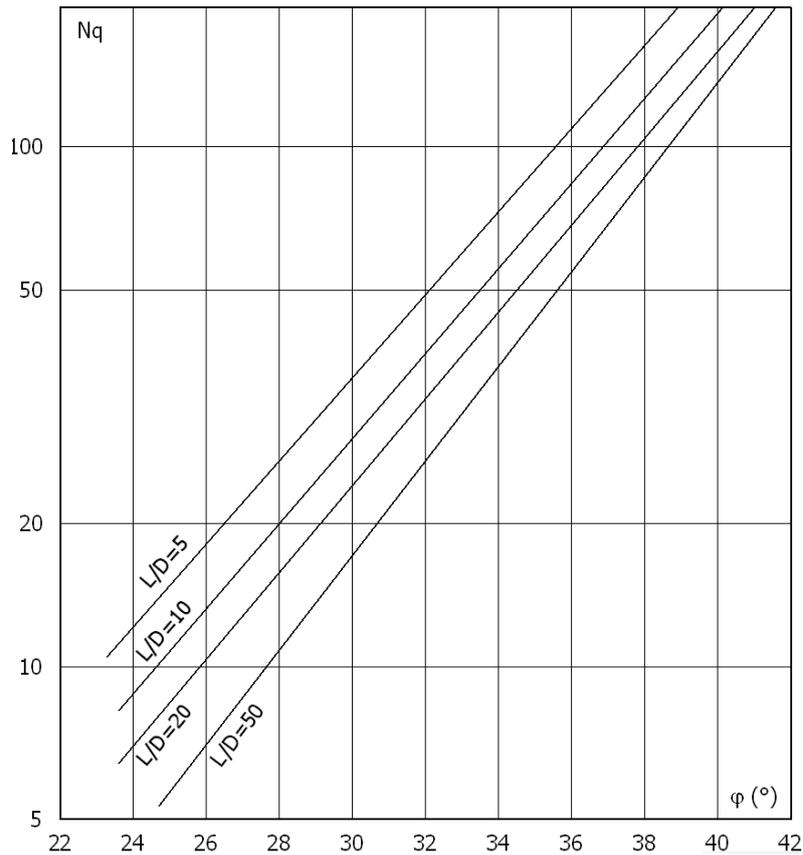
In particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La resistenza alla punta P_p si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

dove:

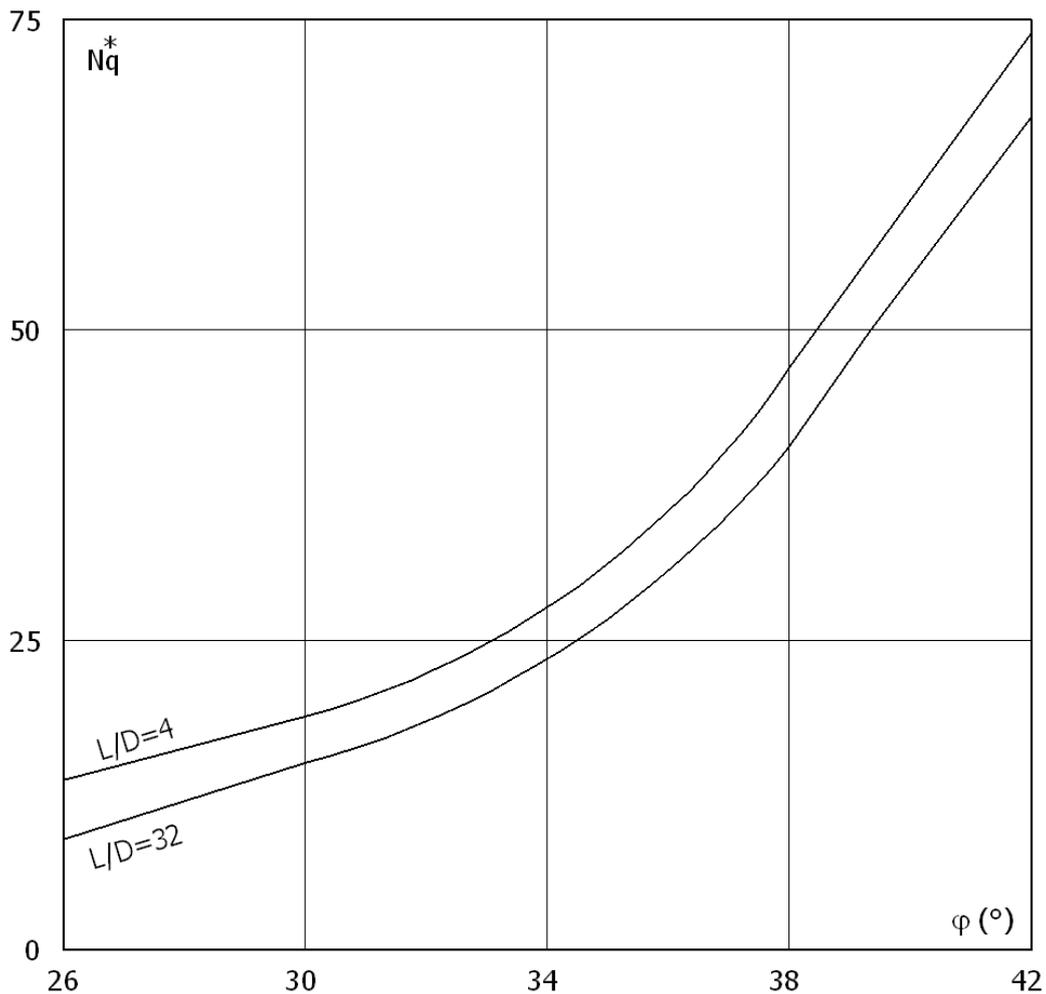
- Per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantzev $N_q = N_q(L/D; \phi)$
in cui L è lunghezza del palo, D il diametro e ϕ l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cotg(\phi)$;
- c è la coesione;
- q è la pressione litostatica alla punta del palo.



Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate. In caso di condizioni drenate si assume $c=c'$ (coesione efficace) e q calcolata per pressioni effettive. In condizioni non drenate si assume $q=q_{tot}$ (pressione totale), $c=c_u$ (coesione non drenata), $\phi=0$ e $N_c=9$.

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato).

La portanza viene valutata portando in conto che la resistenza alla punta di un palo si mobilita per determinati valori di cedimento proporzionali al diametro del palo. Pertanto, viene fatta la distinzione fra pali di medio e grande diametro (>80 cm), per i quali la resistenza alla punta non viene mobilitata se non dopo un cedimento che può essere notevole (in tal caso si utilizza un valore di N_q^* ridotto rispetto a N_q).



Per il calcolo della resistenza laterale si usa invece la formula:

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \cdot s$$

in cui **s** è la somma di un termine di adesione **a** indipendente dalla tensione normale (orizzontale σ_h) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato, ...):

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu$$

con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In condizioni drenate si assume $a = 0$, pertanto, $s = \sigma_h \cdot \mu$ (con $\mu = A \cdot \tan \phi$, dove A è il coefficiente riduttivo relativo all'attrito palo-terreno). In condizioni non drenate si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui $a = \alpha c_u$ con α dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.

In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).

Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.

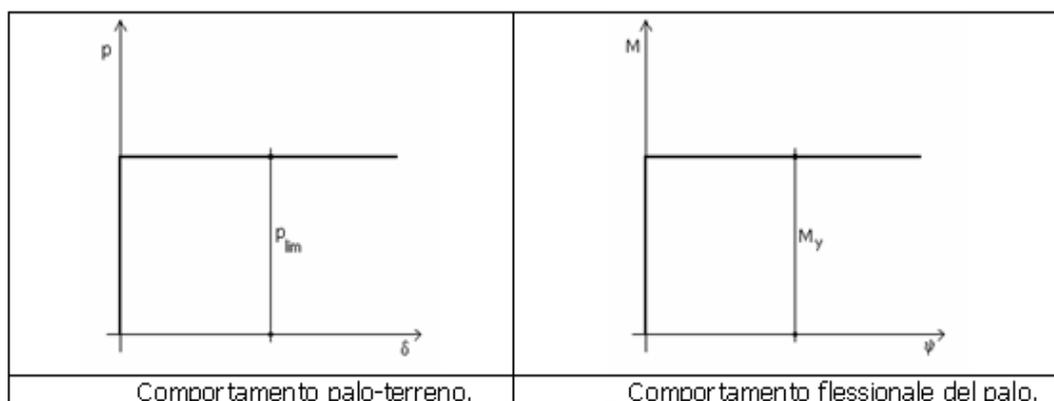
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

Calcolo del Carico Limite Orizzontale

Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

1. comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
2. forma del palo influente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
3. in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
4. anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

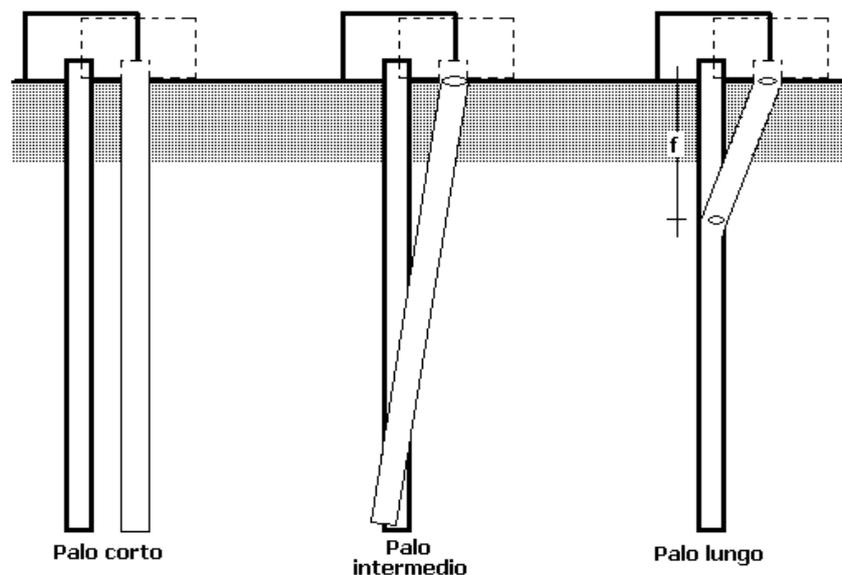


La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale. necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

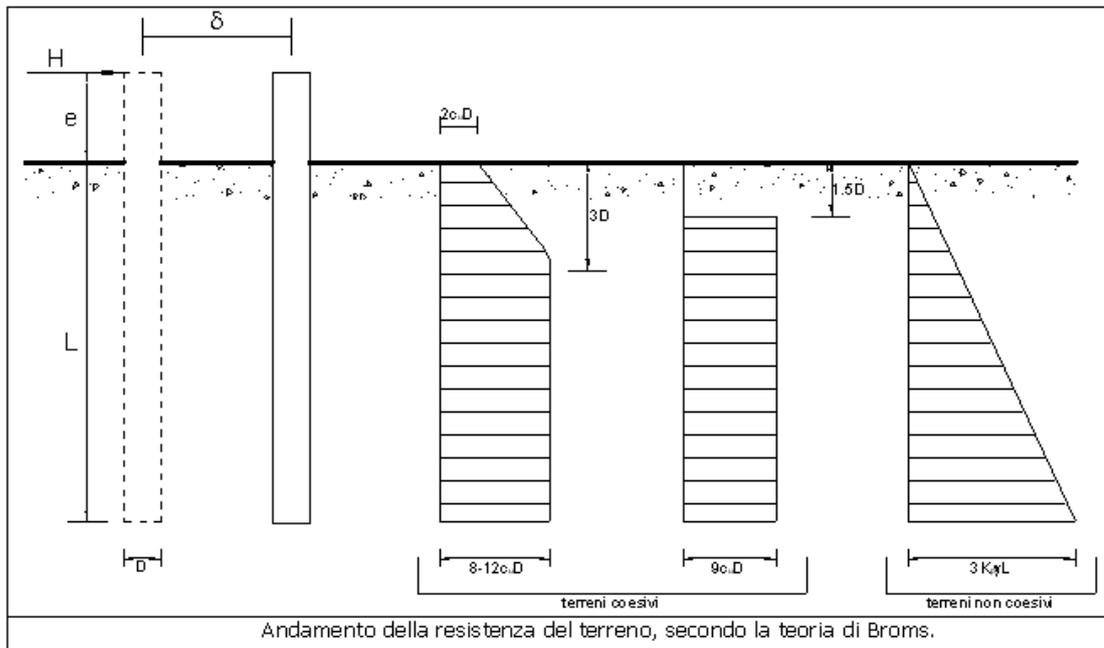
Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).



La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

- terreni **coesivi** o **coerenti** (rottura non drenata);
- terreni **non coesivi** o **incoerenti** (rottura drenata).



Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

- *Palo corto* ⇒ (plasticizzazione terreno);
- *Palo intermedio* ⇒ (plasticizzazione palo).
- *Palo lungo*

Nel caso di terreni **non coesivi** ($c=0$), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p=0$ (in testa) fino al valore $p=3k_p \times \gamma \times L$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva.

Per quanto riguarda i terreni **coesivi** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p=2c_uD$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p=8-12c_uD$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p=0$ fino alla profondità $1.5D$ e con valore costante e pari a $9c_uD$ per tutta la lunghezza del palo.

La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati il programma effettua un controllo sul tipo di comportamento per capire quale sia la tipologia prevalente ed i parametri meccanici medi. In base a tali parametri viene poi condotto il calcolo.

Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente ed è fondamentale per il calcolo delle sezioni che si plasticizzano. Di ciò viene tenuto correttamente conto. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su pali eseguite per i seguenti stati limite:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

Si precisa che i valori relativi alle colonne Q_{lim} , di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d (determinato come sopra esposto e diviso per il valore del coefficiente parziale γ_R). Nel caso in esame tali valori, come indicato nelle tabelle 6.4.II. 6.4.VI delle NTC 2018, sono sinteticamente riportati nelle seguenti tabelle:

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi assiali

| Resistenza | Simbolo | Pali infissi | Pali trivellati | Pali ad elica continua |
|--------------------------|---------------|--------------|-----------------|------------------------|
| | γ_R | (R3) | (R3) | (R3) |
| Base | γ_b | 1.15 | 1.35 | 1.30 |
| Laterale in compressione | γ_s | 1.15 | 1.15 | 1.15 |
| Laterale in trazione | γ_{st} | 1.25 | 1.25 | 1.25 |
| Totale ^(*) | γ_t | 1.15 | 1.30 | 1.25 |

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

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV delle NTC 2018, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_k = \min \left\{ \frac{(R_{cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Fattori di correlazione ξ per il calcolo della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----------|
| ξ_3 | 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 |

Coefficiente parziale γ_T da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

| |
|-----------------|
| γ_T (R3) |
| 1.30 |

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia Q_{max} e Q_{lim} è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).



6 CARICO LIMITE ASSIALE

Numero verticali di indagine: 1

Coeff. Sic. Portanza alla Punta: 1.35

da applicare al carico ultimo caratteristico. Approccio 2 (§ 6.4.3.1.1 NTC)

Coeff. Sic. Portanza Laterale: 1.15

da applicare al carico ultimo caratteristico. Approccio 2 (§ 6.4.3.1.1 NTC)

FORMULE IMPIEGATE NEL CALCOLO

Strati Non Drenati:

Somm[Perim * H * Alfa * Cu]

$$Q_{ult} = Q_{punta} + Q_{laterale} = A_b [p + 9 C_{ub}] +$$

in cui: A_r = area sez. palo;

C_{ub} = coesione non drenata alla base del palo; C_u =

coesione nello strato

$\eta = N_c$ = fattore di portanza alla base del palo

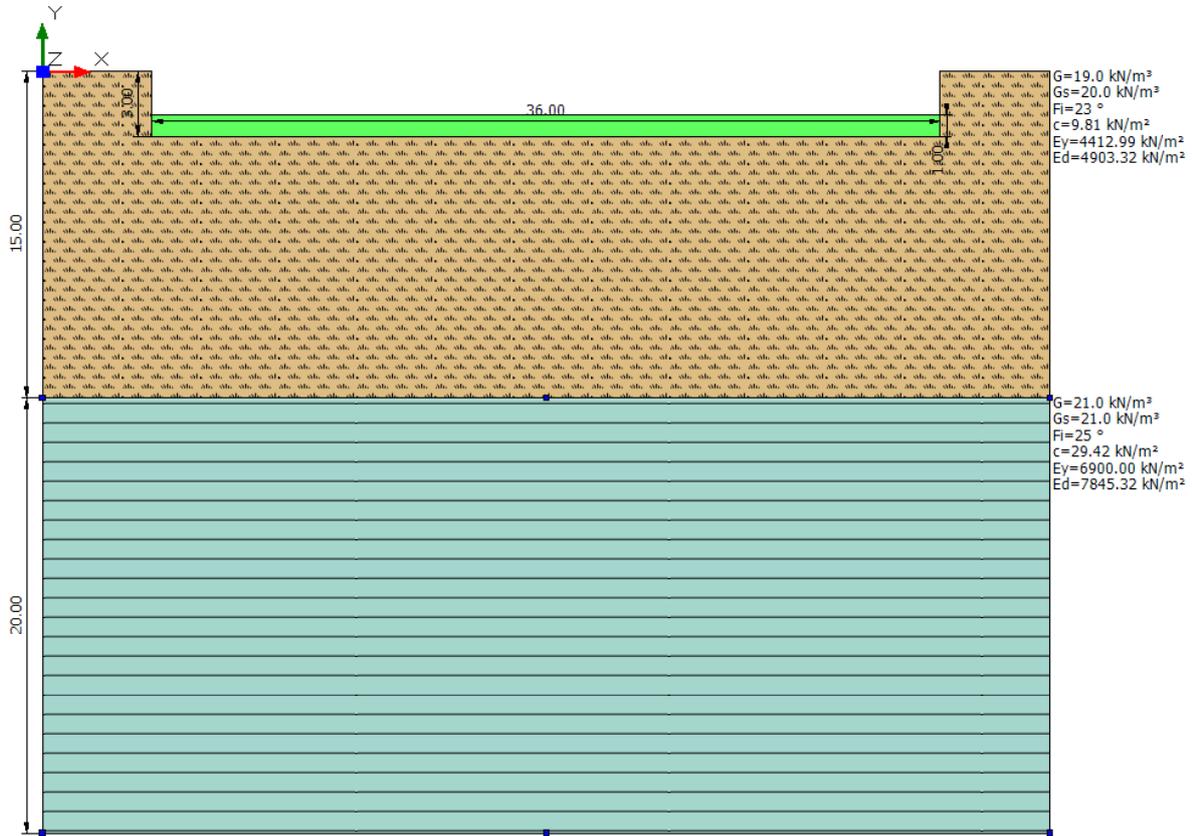
Alfa = aliquota di C_u (funzione di C_u); variabile da 0.07 a

0.035 Mpa (Viggiani)

CARATTERISTICHE DEL PALO

Lunghezza del palo: 2500 cm

Diametro sezione palo: 100 cm





DATI GEOTECNICI RIFERITI ALLE SINGOLE VERTICALI DI INDAGINE

| | | |
|-----------|-------------------|---|
| N.Vert. | | Numero d'ordine della Verticale d'indagine |
| Strati | cm | Numero d'ordine e spessore strati dall'alto verso il basso |
| Condiz. | | Strato DRENATO (strato terreno incoerente) o NON DRENATO (strato terreno coesivo) |
| Gamma | kN/m ³ | Peso unità volume del terreno |
| Gamma Sat | kN/m ³ | Peso unità volume del terreno saturo |
| Ø'° | ° | Angolo Attrito efficace (ridotto di 3°) del terreno incoer. in gradi sessadecimali |
| Cu | N/mm ² | Valore Coesione per terreno di tipo coesivo |
| Alfa Cu | | Coefficiente di adesione espresso come aliquota efficace di Cu (Viggiani) |
| K | | Coeff. K empirico (terr. incoerente) da stimare in base alla tipologia esecutiva del palo (Viggiani) |
| μ | | Coeff. attrito laterale del terreno incoerente (di solito posto pari a tang(Ø')) |
| Nq | | Fattore resistenza alla punta (Berezantev) |
| Dw | cm | Profondità falda dal Piano Campagna (P.C.) (Dw = 0 indica che la falda interessa tutti gli strati fino al P.C.) |

| Strato | spess. | Condiz. | Gamma | Gamma Sat | Ø' | Cu | Alfa | K | μ | Nq | Dw |
|------------|--------|-----------|-------|-----------|----|-------|-------|-----|-----|-----|----|
| Dep. Fluv. | 1500 | NON DREN. | 19.00 | 20.1 | 23 | 0.010 | 0.700 | --- | --- | --- | 0 |
| Argilla | 2000 | NON DREN. | 21.00 | 21.00 | 25 | 0.100 | 0.350 | --- | --- | --- | |

RESISTENZE ULTIME Qbase e Qlaterale PER SINGOLA VERTICALE DI INDAGINE

| N.Verticale | Qbase [kN] | Qlaterale [kN] |
|-------------|------------|----------------|
| 1 | 765.76 | 1429.42 |

RISULTATI FINALI CALCOLO RESISTENZE R

| | | | |
|----------------------------------|--------|----|--|
| R media alla punta: | 765.76 | kN | Valore medio tra quelli esposti nella precedente tabella |
| Fatt.correl. R media punta: | 1.700 | | Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali |
| R min alla punta: | 765.76 | kN | Valore minimo tra quelli esposti nella precedente tabella |
| Fatt.correlaz. R min alla punta: | 1.700 | | Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di |



verticali

R caratteristico alla punta:450.45 kN Minimo tra Rmed e Rmin alla punta ridotte dei fatt. correl.

R media laterale: 1429.42 kN Valore medio tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt.correl. R media later.:1.700 Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali

R min Laterale: 1429.42 kN Valore minimo tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt.correlaz. R min laterale:1.700 Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali

R caratteristica laterale =840.84 kN Minimo tra Rmed e Rmin lat. ridotte dei rispettivi fatt. correl.

R di progetto alla punta =333.67 kN Resistenza di progetto alla punta (Valore caratt./coeff. di sicurezza punta)

R progetto laterale = 731.16 kN Resistenza di progetto laterale (Valore caratt./coeff. sicurezza later.)

R progetto al lordo P.Palo =1064.83kN Somma delle resistenze progetto alla punta e laterale

R progetto finale = 573.96 kN Resistenza a compressione di progetto al netto del peso del palo

Per pali in gruppo (ad es. plinti su pali) è possibile assumere come resistenza di progetto quella caratteristica al netto del peso palo (§ 6.4.3.1.1.1 NTC)