

C 1 - PALOTIRANTI Geopal®: INTRODUZIONE

Come precedentemente detto, i palotiranti Geopal® sono caratterizzati da viti destrogire, singole o continue. Queste ultime resistono notevolmente sia a compressione che a trazione.

I palotiranti a vite proposti da Geopalitalia sono, per lo più, di tre tipologie e vengono prodotti in versioni singole o combinate, con dimensioni e spessori variabili in relazione al tipo di esigenze di progetto e di carico, ai tipi di terreno da attraversare, alle profondità da raggiungere e, ovviamente, alla funzione da svolgere.

Si ricorda, inoltre, che questo palotirante è stato brevettato presso il Ministero dello Sviluppo Economico Italiano e il suo nome è registrato come marchio europeo.

C 1.1 - PALO P2G

Il palotirante a vite P2G è un palo a minima invasività ed elevata tecnologia in grado di penetrare il terreno senza rimuoverlo e di autoancorarsi rapidamente.

Generalmente viene impiegato dove i banchi portanti sono mediamente profondi e quelli intermedi piuttosto scadenti.

Fra le tre tipologie di pali, questa è la meno costosa.

C 1.2 - PALO PVD

Il palotirante a viti distanziate PVD è un palo ad alto tonnellaggio, in quanto sfrutta al meglio la consistenza dei terreni. Ideato come palo sospeso, viene armato con viti distanziate lungo il fusto che consentono di sfruttare al meglio le

caratteristiche geotecniche e idrogeologiche del sito.

Il suo impiego è prevalentemente in terreni fini e non omogenei.

Il suo costo è generalmente intermedio fra quello del P2G e del PVC.

C 1.3 - PALO PVC

Il palotirante a vite continua PVC, detto anche palo galleggiante, è strutturato meccanicamente per dissipare grandi carichi su terreni prevalentemente coesivi e inconsistenti ($R_p < 10 \text{ kg/cm}^2$), dove il cilindro di terra da mobilitare interessa tutte le viti, resistendo così ad elevati sforzi di trazione, compressione e taglio.

L'utilizzo di elicoidi/viti di grande diametro in banchi di terreni fini, per lo più saturi, consente al palo di raggiungere portate geotecniche particolarmente elevate.

Il suo costo, in genere, è superiore ai pali P2G e PVD.

C 2 - METODI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE E A TRAZIONE

La capacità portante a compressione e a trazione dei palotiranti a vite Geopal® è, tendenzialmente, la stessa (Figura C.1 e C.2), purché, quando agisce a trazione, il rapporto tra la profondità e il diametro della vite superiore sia maggiore di 5.

Per la determinazione della capacità portante geotecnica dei pali a vite esistono due possibili metodi di calcolo:

- quello che utilizza le "formule geotecniche classiche", il quale a sua volta si divide in due metodi:

1. Metodo del **"Carico Individuale"** (Hoyt e Clemence, 1989);
 2. Metodo del **"Taglio Cilindrico"** (Narasimha Rao et al., 1993);
- quello che utilizza i valori rilevati con il penetrometro statico, resistenza di punta R_p e laterale R_L :
1. Metodo geotecnico **" R_p-R_L "** (Meyerhof, 1976).

Per quanto riguarda la capacità portante strutturale del palotirante in acciaio, il metodo adottato si riconduce, attraverso un'analisi agli elementi finiti, al contrasto geotecnico indotto dal terreno sull'elica sollecitata.

Tale metodo è quindi basato sulla resistenza di punta R_p rilevata con il penetrometro statico.

Senza entrare in merito all'attendibilità dei due metodi geotecnici, "formule classiche" e metodo " R_p-R_L ", rispettivamente basati su parametri empirici e su prove strumentali dirette, si suggerisce di utilizzare, per quanto possibile, il metodo " R_p-R_L ", perché più immediato e diffuso.

Dato che tale metodo considera valori ricavati direttamente in situ con strumentazioni oggigiorno attendibili, esso consente di limitare all'opportuno i coefficienti di sicurezza.

Resta come sempre al progettista il compito di valutare quale metodologia adottare.

C 2.1 - CAPACITÀ PORTANTE GEOTECNICA

C 2.1.1 - Metodo geotecnico " R_p-R_L "

Il metodo " R_p-R_L " (Meyerhof, 1953) si basa sui valori della resistenza meccanica alla punta e laterale, che si ricavano dalle prove penetrometriche CPT (et al.).

In modo semplificato, la capacità portante di un palo si ricava dal prodotto della resistenza unitaria misurata sulla verticale di un sito e l'area reagente del corpo incassato.

Il fatto che il metodo " R_p-R_L " si basi sui cosiddetti dati di campagna,

Figura C.1 - Schema di carico a compressione di un palo P2G.

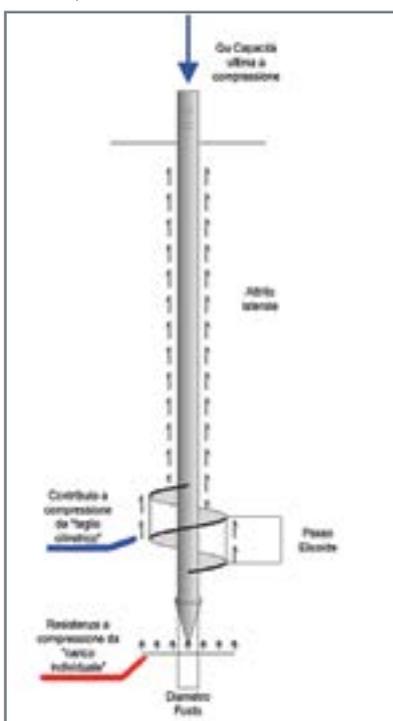
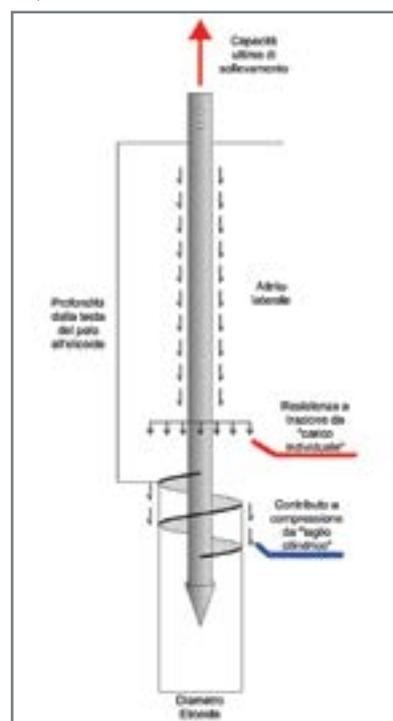


Figura C.2 - Schema di carico a trazione di un palo P2G.



lo rende l'approccio più utilizzato poiché di facile applicazione e immediato riscontro per un progettista. Allo stesso tempo, però, tale metodo non rappresenta le reali resistenze offerte dal terreno penetrato, cioè quelle a cui corrisponde una capacità portante geotecnica tale da garantire un cedimento accettabile del palo caricato.

Le cause di questa differenza sono essenzialmente legate alla metodologia delle prove penetrometriche. In particolare, la velocità di penetrazione impressa alla punta dello strumento, la quale, convenzionalmente, è di 2 cm/s, risulta essere molto superiore a quella di un palo sottoposto a prova di carico o, meglio, del tempo di realizzazione dell'opera. Inoltre la similitudine geometrica assunta tra penetrometro e palo è abbastanza forzata vista la tipica punta conica dello strumento; punta che, se presente, è totalmente diversa da quella dei pali a vite.

Ne consegue che le modifiche indotte dal penetrometro nella struttura del terreno, e quindi le conseguenti deformazioni, non sono paragonabili a quelle causate dal palo.

Benché gli strumenti e le attrezzature per le indagini geotecniche negli anni si siano molto evolute, non vi è stata una pari evoluzione degli studi teorici mirati a definire formule che considerino, in modo adeguato, il legame che intercorre fra la capacità portante di un palo fondazionale e il suo cedimento geotecnico.

Essendo cosa assai difficile da determinare, molti autori preferiscono non trattarla, limitandosi a disquisire su argomenti più teorici che pratici.

È verosimile il fatto che, il più delle volte, la capacità portante calcolata per un palo con le formule proposte dai vari cultori della geotecnica, comporti cedimenti talora esagerati e spesso anche inaccettabili per i progettisti.

Ciononostante le indagini in situ rivestono un ruolo fondamentale, anzi insostituibile, nella progettazione di qualsiasi opera edile. Esse, infatti, interessano grandi volumi di terreno e consentono di riconoscere la litostratigrafia dei materiali, le cui caratteristiche sono essenziali per le fondazioni su pali. Inoltre costituiscono l'unico mezzo efficace per misurare la caratterizzazione meccanica dei terreni incoerenti, il cui campionamento "indisturbato" è molto difficile.

Naturalmente è compito del progettista scegliere con oculatezza le tecniche di indagine più adatte al sito, come pure decidere il numero adeguato di indagini geotecniche da fare, le quali, a nostro avviso, non dovrebbero mai essere inferiori a 3.

Il progettista dovrebbe inoltre assicurarsi che almeno una prova geognostica sia svolta all'interno dell'impronta dello zoccolo fondazionale e nel raggio massimo di un metro dal punto di infissione del palo pilota.

C 2.1.1.1 - Portata a compressione

Procedendo nel calcolo della capacità portante di punta a compressione, si pone la regola per il calcolo della R_p media all'altezza di una vite: bisogna mediare i valori della R_p tra la profondità di $1 \phi_{vite}$ sopra la vite e $2 \phi_{vite}$ sotto la stessa.

Ciò, per ovviare alla possibile mancanza di precisione nell'individua-

zione stratigrafica o nell'infissione del palo.

In definitiva questo approccio permette di calcolare la capacità portante di punta come:

$$Q_P = \sum_1^N (A_n \cdot R_{Pn}) \quad (1)$$

dove:

N = numero di viti-elicoidei;

n = indice da 1 a N;

A_n = area dell'elicoide n (sarà l'area totale, se si tratta dell'elicoide di punta, o l'area netta, senza l'area del fusto, se si tratta di un elicoide intermedio);

$$A_{totale} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{netta} = \frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi d^2}{4}$$

D = diametro vite-elicoide di punta;

d = diametro del fusto del palo;

R_{Pn} = resistenza alla punta media, alla profondità dell'elicoide n.

Per quanto riguarda l'apporto di capacità portante dato dalla resistenza laterale R_L , si deve sommare la portata laterale offerta dai singoli strati che il palo attraversa. Bisognerà quindi considerare la $R_{L\text{ media}}$ del singolo strato, facendo attenzione alle lunghezze utili del fusto ai fini dell'attrito laterale.

È buona regola escludere dal calcolo di Q_L il primo tratto superficiale di 1,50 m in quanto di dubbia efficacia ai fini della capacità laterale. In definitiva questo approccio permette di calcolare la capacità portante laterale come:

$$Q_L = \sum_1^N (A_{Ln} \cdot R_{Ln}) \quad (2)$$

N = numero degli strati di terreno;

n = indice da 1 a N;

A_{Ln} = area della superficie laterale n-esima del fusto.

Indicativamente:

$$A_{laterale\ 1} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot l_1$$

r = raggio del fusto del palo;

l_1 = spessore dello strato 1 utile ai fini dell'attrito laterale;

R_{Ln} = resistenza laterale media dello strato n-esimo.

È importante ricordare, inoltre, che la capacità laterale misurata su un palo a vite strumentato risulterà generalmente inferiore a quella calcolata con le misure in campagna utilizzando il penetrometro.

È opportuno quindi inserire, nel calcolo della Q_L , un coefficiente correttivo che riduca la Q_L del 25-30%. Al termine si andranno a sommare i due apporti di capacità portante:

$$Q = Q_P + Q_L \quad (3)$$

Per ottenere il carico ammissibile Q_{LM} , la capacità portante determinata deve essere ulteriormente ridotta secondo i coefficienti ξ e γ_R delle NTC 2018.

C 2.1.1.2 - Portata a trazione

Per quanto riguarda questa metodologia di calcolo basata su R_p ed R_L , il caso in trazione è del tutto simile a quello in compressione. Sono tre le differenze che andranno a modificare i conteggi:

- la R_p media si deve calcolare secondo criterio contrario a quello in compressione, perciò si esegua la media del valore a profondità di $2 \phi_{\text{vite}}$ sopra la vite e $1 \phi_{\text{vite}}$ sotto la stessa;
- l'apporto di capacità portante di punta a trazione è dato dalla sola area netta dell'elicoide-vite;
- come da regola, la lunghezza della testa del palo non utile ai fini dell'attrito laterale, in trazione vale $5 \phi_{\text{vite}}$.

Ciò andrà a modificare lo spessore dello strato più superficiale nel calcolo della capacità portante laterale.

Considerando queste modifiche, si effettuerà il medesimo procedimento sopra esposto per il caso in compressione.

C 2.1.2 - Considerazioni sul metodo geotecnico "R_p-R_L"

La capacità portante calcolata con il metodo "R_p-R_L", come esposto al C 2.1.1, risulta sovrastimata rispetto a quella dedotta dalle prove di carico assiale condotte sui pali, nelle quali la capacità portante è definita come il carico corrispondente al massimo cedimento ammesso (compreso tra i 13 ed i 25 mm secondo il Prof. Howard A. Perko della *Colorado State University*).

A tal proposito si ricorda che l'efficienza di una struttura fondazionale non si valuta in relazione alla sola capacità portante del terreno e della struttura stessa, ma anche in funzione dei cedimenti che si verificano nelle normali condizioni di esercizio dell'opera (come sostenuto anche da Mohamed A. Shain nell'articolo "*Load-settlement modeling of axially loaded steel driven piles using CPT-based recurrent neural networks*", 2014).

Risulta quindi non utilizzabile quel carico ammissibile determinato che produce al palo un cedimento incompatibile con le esigenze della soprastante struttura.

Preso atto di questa discrepanza tra "teoria e pratica", Geopalitalia ha commissionato uno studio sulle possibili correlazioni che intercorrono tra le prove penetrometriche e le prove di carico assiale eseguite su pali ad eliche distanziate.

A riguardo, la bibliografia italiana è assai carente, fatta eccezione per l'articolo presentato al Quinto

Convegno di Geotecnica dell'AGI (Palermo, 1961) da Arturo Pellegrino: "*Il penetrometro statico nello studio delle palificate e dei terreni di fondazione*".

Condividendo pienamente quanto asserito dal Prof. Ing. Pellegrino, si ritiene che la notevole differenza riscontrata tra le capacità portanti, valutate con i due diversi modi, non sia attribuibile ad un errore sistematico sui valori misurati con il penetrometro.

Piuttosto, tale differenza è imputabile alla metodologia con la quale vengono svolte le prove penetrometriche e, in particolare, all'effetto dinamico dovuto alla velocità di infissione che produce un incremento nella lettura della resistenza alla punta e, di conseguenza, della correlata capacità portante.

Aspetto non secondario è anche quello riguardante la diversa mobilitazione dei meccanismi di rottura che si verificano sulla punta e lungo la superficie laterale.

Nel palo i due fenomeni avvengono in contemporanea, per cui non è possibile individuare il passaggio dalla mobilitazione della capacità portante laterale a quella di punta.

Preso atto che il penetrometro, di fatto, fornisce misure amplificate della resistenza dei terreni, Geopalitalia ha ritenuto opportuno approfondire alcuni aspetti del problema, prendendo in considerazione alcune prove di carico tra quelle realizzate nei numerosi collaudi eseguiti nel corso degli anni e ha individuato dei coefficienti correttivi da applicare alla resistenza penetrometrica R_p.

Riducendo opportunamente il valore di R_p si riesce ad avere un valore

di capacità portante inferiore, ma più realistico, e tale da consentire un riscontro del cedimento compatibile con le esigenze di progetto.

Il diagramma riportato in figura C.3 rappresenta, in forma sintetica e in opportuna scala grafica, la correlazione che si è potuto definire tra i valori di R_p misurati e i cedimenti dei pali a viti distanziate. Le aree più scure, a sinistra e a destra del grafico, rappresentano i campi di applicazione dei pali ad elica continua (mod. PVC) ($R_p < 10$ kg/cmq) e dei pali con due elicoidi di punta

(mod. P2G) ($R_p > 80$ kg/cmq).

Per valori di R_p compresi tra 50 e 80 kg/cmq (zona di transizione) è possibile l'installazione sia di pali ad eliche distanziate che di quelli con doppia vite, pertanto si dovrà valutare caso per caso quale sia la migliore soluzione tecnica da adottare. Utilizzando il grafico "R_p - C.C.", nel calcolo della capacità portante di un palo a vite non si inseriranno più i valori di R_p misurati direttamente con il penetrometro, bensì un valore ridotto nel seguente modo:

$$\overline{R_p} = \frac{R_p}{C.C.} \quad (4)$$

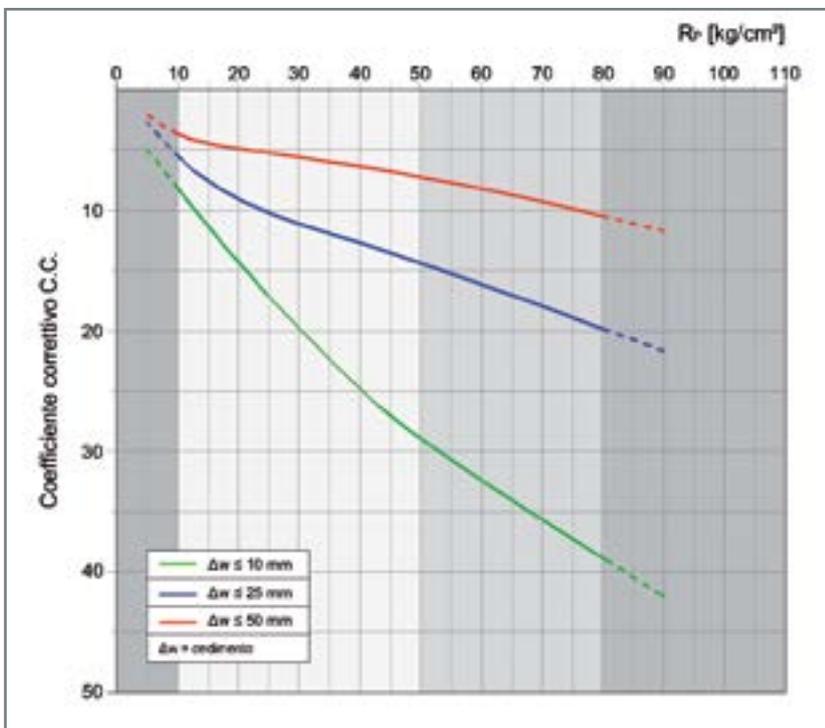


Figura C.3 - Coefficienti correttivi da applicare alla resistenza R_p per limitare il cedimento di un palo a viti distanziate (mod. PVD).

C 2.1.2.1 - Come utilizzare il diagramma "R_p - C.C." - Caso pratico

Preso atto che per calcolare la capacità portante di un palo è opportuno ridurre i valori di R_p misurati in situ per limitare i cedimenti che si avranno al termine della costruzione dell'opera, si illustra con il seguente esempio applicativo come utilizzare il diagramma "R_p - C.C."

Esempio

Si calcoli la capacità portante di un palo a viti distanziate (modello PVD) posto alla base di un plinto di fondazione. Per esigenze di progetto si deve cercare di limitare i cedimenti a circa 10 mm.

Volendo utilizzare il metodo “ R_p-R_L ” si fa riferimento alle prove penetrometriche riportate in figura C.4 dove è anche rappresentata la sezione del palo posto alla quota di progetto.

Nello specifico, il palo PVD scelto è lungo 6 m con diametro del fusto pari a 140 mm. Esso è armato con due viti da ϕ 500 mm e spessore 12 mm.

Le due viti sono state posizionate a favore di portanza su strati di terreno con resistenza maggiore di quella media ($R_{p \text{ medio}} = 20 \text{ kg/cmq}$).

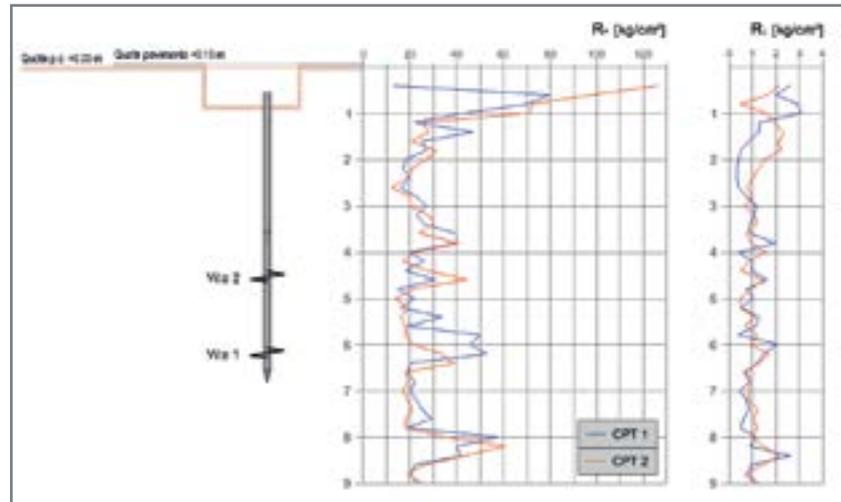


Figura C.4 - Rappresentazione del palo e grafici R_p-R_L .

Inizialmente si calcola la capacità portante laterale:

$$R_{L \text{ medio}} = 0,95 \text{ kg/cmq} \quad \text{da } -2,00 \text{ a } -6,55 \text{ metri}$$

$$Q_{LAT} = \pi \cdot D_{fusto} \cdot L \cdot R_{L \text{ medio}} = \pi \cdot 14 \cdot 455 \cdot 0,95 = 19011,35 \text{ kg} \approx 19 \text{ ton}$$

Applicata una riduzione del 25% come prescritto al C 2.1.1.1. si ricava:

$$Q_{LAT \text{ ridotta}} = 19 \cdot 0,75 = 14,25 \text{ ton}$$

Si procede poi con il calcolo della capacità portante delle viti (Q_{VITI}).

In corrispondenza delle viti 1 e 2 la resistenza media è di 22 kg/cmq.

Per poter garantire che il cedimento soddisfi la richiesta di progetto ($\Delta w \leq 10 \text{ mm}$) è necessario ridurre l' $R_{p \text{ medio}}$ con un coefficiente correttivo ricavato dal grafico “ $R_p - C.C.$ ”. Come si osserva in figura C.5, dal valore di $R_{p \text{ medio}}$ si traccia la verticale fino alla curva relativa a $\Delta w \leq 10 \text{ mm}$ e, dal punto di intersezione, si ricava il coefficiente pari a 15,5.

Utilizzando la (4) si ricava la resistenza \overline{R}_p da usare per calcolare la Q_{VITI} :

$$\overline{R}_p = \frac{R_p}{C.C.} = \frac{22}{15,5} = 1,42 \text{ kg/cmq}$$

Considerate le aree reagenti pari a $A_{VITE 1} = 1963,50 \text{ cmq}$ e $A_{VITE 2} = 1809,56 \text{ cmq}$, si ricava la capacità portante con la nota formula (1):

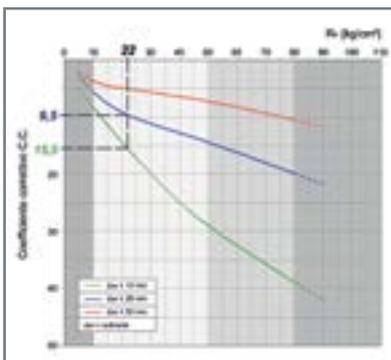
$$Q_{VITI} = (A_{VITE 1} + A_{VITE 2}) \cdot \overline{R}_p = (1963,50 + 1809,56) \cdot 1,42 = 5357,75 \text{ kg} \approx 5,36 \text{ ton}$$

La portata complessiva risulta $Q = 14,25 + 5,36 = 19,61 \text{ ton}$.

A questo punto si applicano i coefficienti di sicurezza prescritti dalle NTC 2018 e si ricava la capacità portante ammissibile che, in questo caso, sarà pari a:

$$Q_{LIM} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{19,61}{1,48 \cdot 1,15} = 11,52 \text{ ton}$$

Figura C.5 - Determinazione del coefficiente correttivo in funzione di R_p e del cedimento limite ammesso.

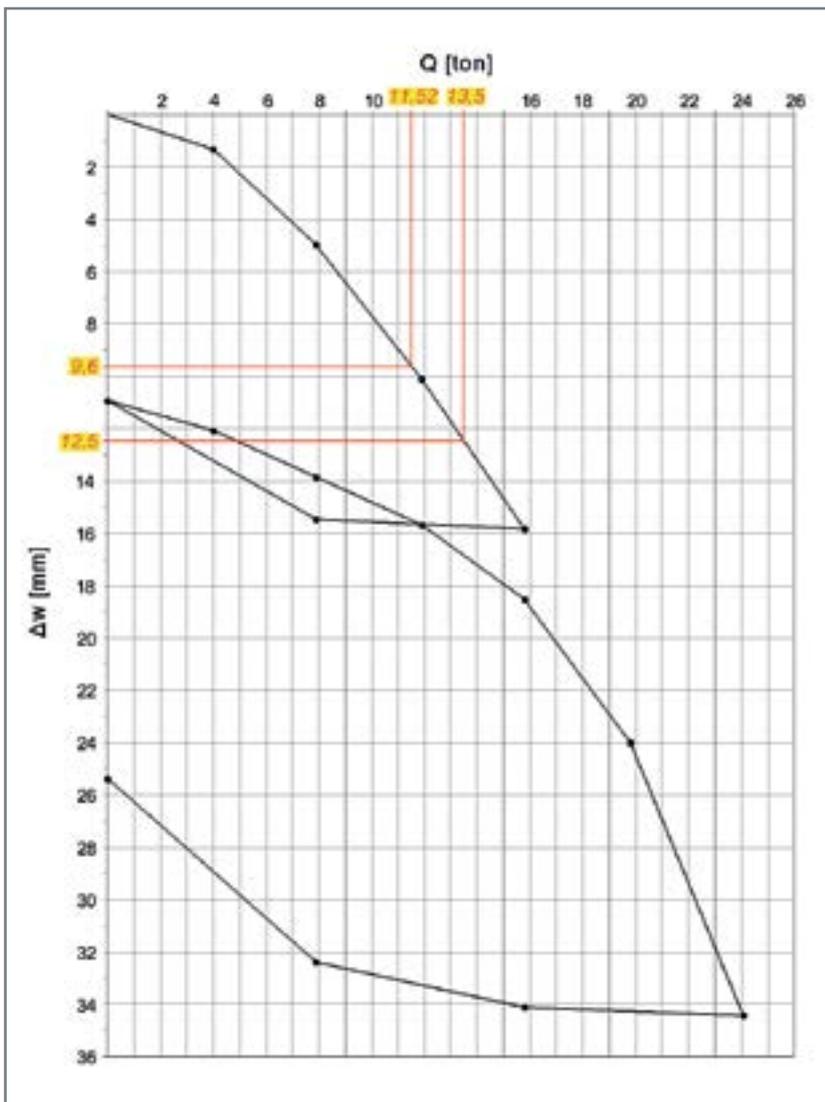


Il palo così calcolato nella portata geotecnica è stato sottoposto successivamente a prova di carico assiale (figura C.6) e si è verificato che al carico Q_{LIM} corrisponde un cedimento $\Delta w \approx 9,6$ mm. Valore questo che soddisfa le esigenze di progetto richieste.

Nell'ipotesi che il cedimento non dovesse superare 1" ovvero i 25 mm, dal diagramma "R_p - C.C." si sarebbe ricavato un coefficiente riduttivo pari a circa 9,5 che, applicato alla formula (4), fornisce una \bar{R}_p di 2,32 kg/cmq. Procedendo con il calcolo risulterebbe $Q_{VITI} = 8,75$ ton e $Q_{TOT} = 23$ ton, valore questo ultimo che, diviso per i fattori di sicurezza previsti dalle NTC 2018, ci condurrebbe al valore finale di $Q_{LIM} = 13,5$ ton. A tale carico corrisponderebbe un cedimento Δw di 12,5 mm, inferiore al cedimento ammissibile inizialmente fissato (25 mm).

Ricordando le tante variabili che entrano in gioco per determinare questi parametri, il progettista dovrà considerare i valori dei cedimenti Δw , determinati con questo nuovo metodo, come valori indicativi, anche se di buona approssimazione rispetto quanto potrà poi misurare in cantiere.

Figura C.6 - Grafico Q- Δw della prova di carico assiale eseguita sul palo PVD oggetto del caso studio sovraesposto.



C 2.2 - CAPACITÀ PORTANTE STRUTTURALE

La capacità portante strutturale di un palotirante a vite dipende strettamente dalle dimensioni geometriche di quest'ultimo e dai materiali utilizzati, ma si è stati in grado di correlarla anche alla resistenza di punta R_p e quindi alla pressione agente sulle viti.

Un'attenta analisi agli Elementi Finiti svolta con il programma STRAUS7 e conforme alla Normativa NTC 2018 ha permesso di valutare la resistenza meccanica ultima di una vite (o elicoide), in differenti configurazioni palo-elicoide, al crescere del carico verticale applicato in corrispondenza del fusto.

Per individuare le resistenze meccaniche correlate alle tipologie di terreno, lo studio è stato svolto assumendo il modello di suolo elastico alla Winkler, il quale ipotizza che la pressione esercitata dalla fondazione sul terreno sia proporzionale all'abbassamento del suolo.

Il modulo di Winkler è espresso come una pressione in rapporto ad uno spostamento [kg/cm² o ton/mc]; non è una proprietà del terreno (Viggiani, 1999) ma è strettamente legato alla natura dello stesso. In genere aumenta con il crescere della granulometria e del valore della R_p .

In questo modo si è potuto correlare direttamente i valori della resistenza di punta, R_p , con i tipi di terreno, il modulo di Winkler e, quindi, la deformazione strutturale.

Per ciascuna configurazione palo-elicoide prodotta sono state fornite le curve carico applicato-deformazione elica, con l'individuazione dei

relativi valori del carico per il quale si verifica il primo snervamento e la rottura dell'elica.

Di conseguenza è stata fatta l'ipotesi, opportunamente ragionata e giustificata dal voler limitare i cedimenti complessivi del sistema palo-terreno, di limitare le deformazioni agli estremi dell'elica. In questa maniera si sono individuati i limiti di 8 mm di deformazione per Winkler 1'000 t/mc e 12 mm per Winkler 10'000 t/mc (fatta eccezione per i pali dal fusto di piccolo diametro (48,3 - 60,3 - 76,1 - 88,9 mm) per i quali si è individuata la deformazione massima di 7,5 mm, per entrambi i valori estremi di Winkler).

Con questa metodologia di calcolo il caso in trazione è del tutto simile al caso in compressione. Infatti i valori andranno a modificarsi solo per effetto della variazione di alcune condizioni al contorno quali il calcolo della R_p media e l'uso dell'area netta dell'elicoide (vedasi C. 2.1.1.2).

Detto ciò, per ciascuna configurazione palo-elicoide prodotta da Geopalitalia, conoscendo il valore della resistenza di punta R_p in cui va a ricadere l'elicoide, si ricava immediatamente la portata strutturale di ogni singolo elemento.

Per ogni tipologia di palotirante prodotto in stabilimento, Geopalitalia fornisce, oltre ai certificati di legge, anche i valori della capacità portante strutturale delle viti ricavati da analisi FEM.

Diversamente dall'analisi della capacità portante strutturale di un palotirante Geopal® con il metodo FEM, di seguito si vuole riportare la procedura d'analisi classica che determina la capacità resistente mas-

sima di una vite continua, ovvero di una spirale.
Questo metodo della calcolazione alfanumerica consente, in modo forse più evidente, un approccio diretto e comprensibile nel determinare le tensioni indotte sugli elementi elicoidali di una struttura dedicata.

Si parte dall'ipotesi che la portanza di punta venga messa all'attivo dell'equilibrio in virtù dell'elica posta alla base, la quale pertanto dovrà essere tassativamente a due spire, delle quali la mediana completa si intende geotecnicamente efficace, mentre la mezza in entrata e la mezza in uscita si intendono dedicate unicamente all'instaurazione della continuità statica per il campo di sollecitazione della voluta interposta.

Eventuali eliche disposte lungo il fusto del micropalo, ad una spira, se introdotte in quanto ritenute utili nel caso di specie, apportano i seguenti ulteriori benefici:

1. recupero di portanza laterale, nello stile dei pali di grande diametro;
2. stabilizzazione del fusto del palo se allocato in attraversamento a spessi strati molto soffici e plastici.

L'elica si intende connessa per saldatura in tutta la sua interferenza all'attacco con il tubo. Le risultanze dell'articolo del Prof. Ing. Osvaldo Zanoboni, "Travi ad elica e travi ad asse circolare orizzontale", comparso in Il Cemento Armato - Le Industrie del Cemento, n. 2, febbraio 1939, XVII, permettono di considerare come sezione resistente quella controllata dalla larghezza orizzontale della sezione nell'attacco piuttosto che lo spessore all'attacco della struttura a lamina elicoidale.

Ciò premesso, siano:

- p: il passo dell'elica,
- ϕ_e : il diametro esterno della struttura a lamina elicoidale,
- ϕ_p : il diametro del tubo del micropalo,
- s: lo spessore della struttura a lamina elicoidale all'attacco col tubo.

Per le ipotesi fatte, e sulla base dei simboli introdotti, si ha, per quanto riguarda la caratterizzazione geometrico-inerziale del sistema, quanto segue:

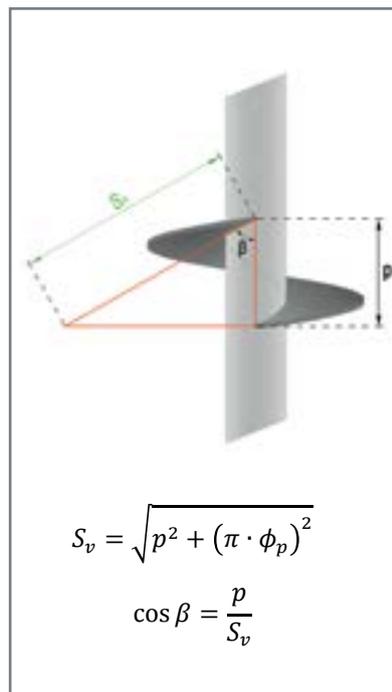
$$\cos \beta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + (\pi \cdot \phi_p)^2}}$$

$$S_{eq} = \frac{s}{\cos \beta}$$

$$W = \frac{1}{6} \cdot S_{eq} \cdot p^2$$

Si suppone, a favore di sicurezza, che la forza limite applicata alla spira staticamente efficace agisca a $(2/3) \cdot (\phi_e/2 - \phi_p/2)$ dall'attacco col tubo, cioè si fa riferimento ad una distribuzione triangolare, piuttosto che trapezoidale, delle forze ad unità di lunghezza contata lungo il raggio da $\phi_p/2$ a $\phi_e/2$.

Figura C.7 - Rappresentazione schematica di un elicoide della spira.



Si ha allora:

$$M_{lim} = \frac{2}{3} \cdot (\phi_e - \phi_p) \cdot \frac{1}{2} \cdot T_{lim} = \frac{1}{3} \cdot T_{lim} \cdot (\phi_e - \phi_p)$$

Nel prosieguo, al solo scopo di ottenere un algoritmo speditivo per il dimensionamento, si fa riferimento al metodo delle tensioni ammissibili, il quale, per come delineato, si incentra su formule tutte agevolmente invertibili, diversamente da come è noto accade con gli attuali metodi agli Stati Limite. Questi ultimi dovranno rimanere univoci ed irrinunciabili nelle verifiche finali, anche perché non venga disattesa la dovuta ottemperanza alle leggi vigenti.

Si ha allora:

$$\tau = \frac{1,5 \cdot T_{lim}}{S_{eq} \cdot p}$$

essendo T_{lim} il massimo sforzo di taglio ammissibile in esercizio.

In base all'enunciato delle tensioni ideali, e sostituendo le formule prima indicate, si ha:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{\left(\frac{M_{lim}}{W}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{1,5 \cdot T_{lim}}{S_{eq} \cdot p}\right)^2} = T_{lim} \cdot \sqrt{\left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\phi_e - \phi_p}{W}\right]^2 + 3 \cdot \left[\frac{1,5}{S_{eq} \cdot p}\right]^2}$$

Ponendo la tensione ideale uguale alla tensione ammissibile, si ha:

$$\begin{aligned} T_{lim} &= \frac{\sigma_{id,amm}}{\sqrt{\left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\phi_e - \phi_p}{W}\right]^2 + 3 \cdot \left[\frac{1,5}{S_{eq} \cdot p}\right]^2}} = \frac{\sigma_{id,amm}}{\sqrt{\left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\phi_e - \phi_p}{\frac{1}{6} \cdot S_{eq} \cdot p^2}\right]^2 + 3 \cdot \left[\frac{1,5}{S_{eq} \cdot p}\right]^2}} \\ &= \frac{\sigma_{id,amm}}{\sqrt{\left[\frac{2 \cdot (\phi_e - \phi_p)}{S_{eq} \cdot p^2}\right]^2 + 6,75 \cdot \left[\frac{1}{S_{eq} \cdot p}\right]^2}} \end{aligned}$$

Ricordando che è:

$$S_{eq} = \frac{s}{\cos \beta} = s \cdot \frac{\sqrt{p^2 + (\mu \cdot \phi_p)^2}}{p}$$

$$S_{eq} \cdot p = s \cdot \sqrt{p^2 + (\pi \cdot \phi_p)^2}$$

Si ottiene:

$$T_{lim} = \frac{\sigma_{lim} \cdot s \cdot \sqrt{p^2 + (\pi \cdot \phi_p)^2}}{\sqrt{6,75 + 4 \cdot \left(\frac{\phi_e - \phi_p}{p}\right)^2}}$$

Si ricordi allora che il palo è ben sfruttato quando le sue risorse statiche come struttura si equivalgono alle sue risorse geostatiche come oggetto interferente col terreno. T_{lim} deve allora essere eguagliato al rapporto tra la potenza consentita dal terreno e dalla geometria generale del palo e il coefficiente di sicurezza prescritto dalla vigente normativa.

Dalla geotecnica classica si evince che la portata del palo è data da:

$$Q_f = A_b \cdot (C \cdot N_c + \gamma_t \cdot D \cdot N_q) = \frac{\pi}{4} \cdot \phi_e^2 \cdot (C \cdot N_c + \gamma_t \cdot D \cdot N_q)$$

Ne segue, per quanto detto:

$$T_{lim} = \text{carico ammissibile in esercizio}$$

$$T_{lim} = \frac{Q_f}{\eta} = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\phi_e^2}{\eta} \cdot (C \cdot N_c + \gamma_t \cdot D \cdot N_q)$$

$$\frac{4 \cdot \eta \cdot T_{lim}}{\pi \cdot \phi_e^2} = C \cdot N_c + \gamma_t \cdot D \cdot N_q$$

Per un assegnato coefficiente di sicurezza η si può isolare la profondità D a cui va fermato il micropalo:

$$\left[\frac{4 \cdot \eta \cdot T_{lim}}{\pi \cdot \phi_e^2} - C \cdot N_c \right] \cdot \frac{1}{\gamma_t \cdot N_q} = D$$

C 3 - ESEMPI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALOTIRANTI

C 3.1 - PREMESSA

Come esempio dimostrativo, si pone l'obiettivo di determinare la capacità portante di una fondazione su pali a vite posizionati alla base di un campanile, in condizioni litostratigrafiche diverse (Figure C.8, C.9 e C.10).

Lungo il perimetro del campanile sono presenti anche dei tiranti di ancoraggio, realizzati con analoghe caratteristiche, che svolgono la funzione di contenere le azioni simiche e del vento, essendo l'opera già affetta da cedimenti differenziali. Si tiene conto delle diverse litologie attraversate dai suddetti palotiranti nella verticale, per le quali deve essere associato il relativo parametro geotecnico di riferimento.

Si vuole calcolare, quindi, la capacità portante a compressione e a trazione rispettivamente dei palopuntoni e dei palotiranti agli Stati Limite Ultimi, opportunamente coefficientati secondo quanto previsto dalle NTC 2018.

Le tre litologie indicate negli esempi determinano la scelta del tipo di palotirante più adatto allo scopo. Si eseguono quindi le relative verifiche con le tre tipologie di palo: P2G - PVD - PVC.

Figura C.8 - P2G.

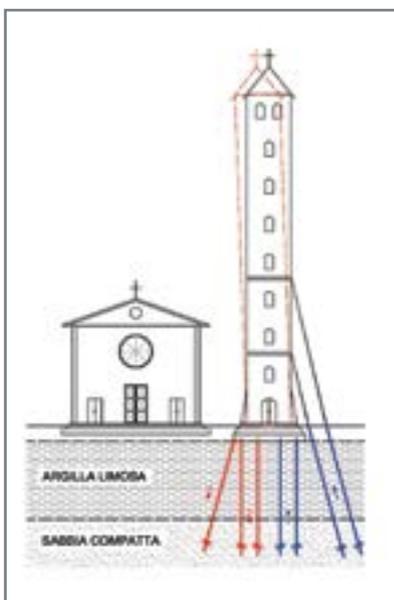


Figura C.9 - PVD.

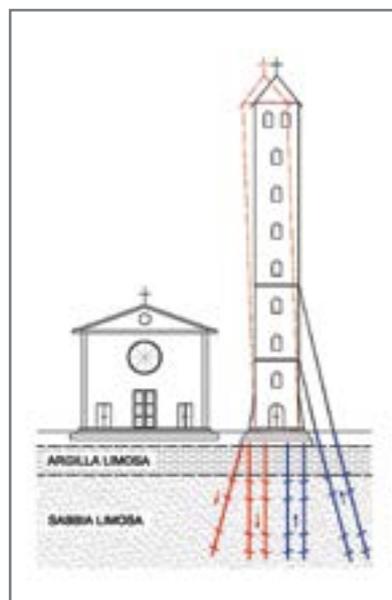


Figura C.10 - PVC.

