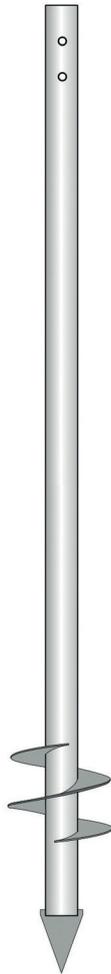
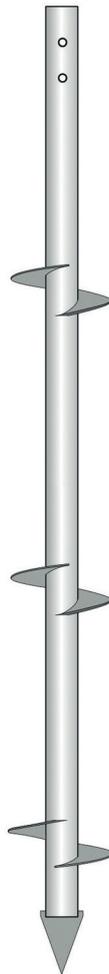


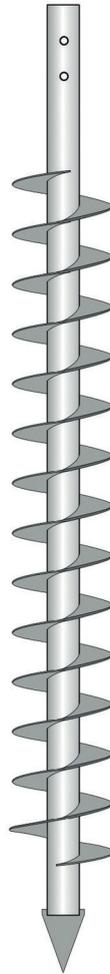
mod. P2G



mod. PVD



mod. PVC



Tir-AP



Gian Pietro **Frare**

Calcolo della capacità portante
e determinazione del costo dei
pali fondazionali a vite Geopal®

Fin dalla preistoria gli uomini hanno usato i pali come strutture fondazionali per le loro opere.

L'innovazione delle attrezzature e delle tecniche costruttive e l'esigenza di edificare anche in aree poco consistenti hanno favorito, nel tempo, l'utilizzo di materiali diversi dal legno, come il calcestruzzo e l'acciaio, e lo sviluppo di nuove tipologie di palo.

Questa pubblicazione si pone un obiettivo ambizioso: fare chiarezza sulla possibilità di utilizzo, in sicurezza ed economicità, di queste strutture tanto importanti quanto poco conosciute dagli operatori del settore, che spesso dimenticano che le fondazioni sono per un'opera ciò che i piedi sono per l'uomo.

Indice

1	PREFAZIONE	9
1.1	OBIETTIVI.....	9
1.2	UN CONFRONTO CON LO STATO DELL'ARTE	9
1.3	IL PROGRAMMA DI CALCOLO PIÙ ADATTO	11
1.4	GLI INGREDIENTI NECESSARI ALL'AVVIO DEL PROGETTO.....	11
1.5	I PRIMI RISULTATI INCORAGGIANTI.....	12
2	IL METODO ADOTTATO	13
2.1	CENNI ILLUSTRATIVI.....	13
2.2	SCELTA DEL PALO A VITE GEOPAL® DA UTILIZZARE	13
	GLI ELEMENTI CHE COMPONGONO UN PALO A VITE	14
2.3	DATI DI INPUT.....	14
	2.3.1 LEGENDA: SIMBOLOGIA E SIGNIFICATO DEI TERMINI DI INPUT (E OUTPUT).....	16
	2.3.2 PRECISAZIONI SU ALCUNI SIMBOLI E TERMINI UTILIZZATI	16
2.4	GLI ELICOIDI.....	17
2.5	PORTATA DEL FUSTO	17
2.6	PORTATA DEGLI ELICOIDI	18
2.7	DATI DI OUTPUT	18
3	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI UN PALO-TIRANTE A VITE GEOPAL®	
mod. PVD	20
3.1	CASO A: PALO-TIRANTE A VITE GEOPAL® mod. PVD.114.8.9000.400.8.150/5V PER UN CANTIERE SITO A CODIGORO (FE)	20
3.2	CASO A: DATI GEOGNOSTICI, DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PALO	20
3.3	OSSERVAZIONI E NOTE CONCLUSIVE	26
4	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI UN PALO-TIRANTE A VITE GEOPAL®	
mod. PVC	27
4.1	IL PALO A VITE CLASSICO	27
	ANALISI FEM DEL COMPORTAMENTO DEL PALOTIRANTE GEOPAL®	
mod. PVC 90 IN TERRENO COESIVO	27
	ANALISI NUMERICA AGLI ELEMENTI FINITI.....	28
	ANALISI DEI RISULTATI	30
	INDICAZIONI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN TERRENI COESIVI	32

4.2	CASO CASI B e C: PALO-TIRANTI A VITE GEOPAL® RICHIESTI PER CANTIERI SITI A CAORLE (VE) e GRIGNANO POLESINE (RO).....	34
4.3	CASO B: DATI GEOGNOSTICI, DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PALO	36
4.4	CASO C: DATI GEOGNOSTICI, DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PALO	44
5	COSTI PALO FONDAZIONALE PREFABBRICATO METALLICO A VITE GEOPAL®: ANALISI TECNICO ECONOMICA E COMPARAZIONE CON MICROPALO TRADIZIONALE IN C.A. REALIZZATO IN CANTIERE.....	50
5.1	PREMESSA	50
5.2	DIMENSIONAMENTO E QUOTAZIONE ECONOMICA DI UN MICROPALO D'ACCIAIO PREFABBRICATO A VITE E DI UNO EQUIVALENTE IN C.A. REALIZZATO IN CANTIERE, AVENTE LA STESSA PORTATA	51
5.2.1	DIMENSIONAMENTO DI UN MICROPALO FONDAZIONALE METALLICO A VITE PREFABBRICATO IN ACCIAIO S 355 DI CAPACITÀ PORTANTE PARI A kg 12.000	51
5.2.2	QUOTAZIONE ECONOMICA DI UN MICROPALO FONDAZIONALE METALLICO A VITE PREFABBRICATO IN ACCIAIO S 355 DI CAPACITÀ PORTANTE PARI A kg 12.000	52
5.2.3	DIMENSIONAMENTO DI UN MICROPALO IN C.A. ESEGUITO IN OPERA SECONDO DESCRIZIONE DI CAPITOLATO E NEL RISPETTO DELLA NORMATIVA VIGENTE	54
5.2.4	QUOTAZIONE ECONOMICA DELLA PALIFICATA FONDAZIONALE REALIZZATA CON 50 MICROPALI DI C.A. LUNGHI 15 m CON DIAMETRO NOMINALE DI 22 cm	54
5.3	CONSIDERAZIONI TECNICO-ECONOMICHE SUI RISULTATI OTTENUTI	56
6	CONCLUSIONE.....	58
	Appendice A - Documentazione fotografica.....	59
	BIBLIOGRAFIA	63

1 PREFERENZE

1.1 OBIETTIVI

In un periodo di pandemia, in cui ci siamo tutti trovati ad affrontare un problema sanitario senza precedenti, che ha imposto un lockdown globale, non mi è rimasto che fermarmi ed attendere tempi migliori occupandomi magari di quei progetti chiusi nel cassetto, in attesa di essere realizzati alla prima occasione.

Vista la situazione, in mancanza di alternative ho approfittato per avviare un disegno ambizioso, relativo allo studio e alla realizzazione di un procedimento informatizzato in grado di eseguire l'analisi e il calcolo della capacità portante a compressione e a trazione nonché l'analisi economica dei pali fondazionali metallici a vite Geopal®. Procedimento destinato a trovare il suo completamento con l'elaborazione dei dati di input attraverso un programma di calcolo facile da utilizzare, efficace ed assolutamente attendibile.

Qualcosa, insomma, che mi consentisse di verificare in tempi brevi la portata ottimale di un palo utilizzando i dati rilevati in campagna attraverso le prove penetrometriche e di quantificare con comprovata attendibilità il valore del conseguente cedimento primario Δw conseguente all'applicazione di un carico.

Come è normale accada in questi casi, dubbi ed incertezze non sono mancati. Alla fine però, sono prevalsi la decisione, l'ottimismo e l'entusiasmo di affrontare una sfida di rilevante impegno ed importanza per il settore in cui opero.

La mia principale preoccupazione era, fin dall'inizio, la consapevolezza di dover realizzare qualcosa di semplice, comprensibile, accessibile anche ai *non addetti ai lavori* ma soprattutto assolutamente attendibile nei risultati che si sarebbero ottenuti. Un metodo di analisi, di elaborazione e di studio del dimensionamento e delle verifiche di progettazione che fosse testabile nei risultati in ogni momento, così da poter soddisfare le esigenze di qualsiasi progettista.

1.2 UN CONFRONTO CON LO STATO DELL'ARTE

Ciò che spesso non viene evidenziato da chi si è trovato in circostanze simili, ovvero quando si decide di utilizzare un metodo di analisi diverso dal convenzionale, è la necessità di operare fin da subito delle chiare scelte di indirizzo, attraverso le quali dimostrare la validità del metodo scelto, ovvero dei postulati e dei teoremi assunti, attraverso i quali vengono sviluppati e descritti i vari ragionamenti, le ipotesi ed enunciazioni e, quindi, i risultati ottenuti.

Muovendomi in ambienti universitari di nota fama ho dovuto prendere atto delle tante diver-

genze e rivalità che esistono all'interno del mondo accademico, dove spesso valgono più le opinioni di taluni che i buoni risultati di altri. Quello che non riesco ad accettare quando frequento questi ambienti intrisi di *accademica sapienza* è che, nelle tante pubblicazioni prodotte dai vari *luminari*, non si trova mai, o quasi mai, traccia del percorso di analisi seguito per ricavare un certo risultato, espresso magari attraverso una formula empirica di dubbio valore. In un simile contesto, di *maestro/discepolo*, quella che si legge è la formula della... *verità*, ci si deve fidare e basta!

In un processo di analisi qualitativa ma ancor più nell'interpretazione dei dati da essa derivanti viene spesso consentito a chi scrive le relazioni un certo spazio interpretativo che spinge inevitabilmente il lettore ad accettare passivamente il *pressapochismo* di certe formule. Nella progettazione di fondazioni capita quindi di dover utilizzare, in mancanza di risorse migliori, delle formule empiriche o semi-empiriche legate a coefficienti non verificabili, di dubbio valore. Il loro utilizzo viene assimilato ad un *atto di fede*... in cui, se il risultato risulta inaffidabile, la colpa è solo e solamente dell'utilizzatore, mai del proponente inventore!

Nella mia lunga carriera di professionista ed imprenditore ho avuto modo in varie occasioni di verificare la validità di talune di queste formule, riportate nei libri di testo di certi autori che, nel rappresentarle, ostentavano sicurezza ed affidabilità. Formule che, in geotecnica classica, vengono confinate nello spazio *fantascientifico*, distinto da un linguaggio esoterico!

Figura 1. Formula

180 Chapter 6 Capacity-to-Torque Ratio

This method took into account downward pressure during installation, helical bearing plate configuration, helix pitch, different soil types, and shaft radius. The final result of Perko's energy equivalency is the rather cumbersome equation for the ultimate axial capacity of a helical pile in compression or tension given by

$$P_u = \frac{12\delta(2\pi T + Fp) [r_s^2 + \sum_n (R_n^2 - r_s^2)]}{3 [2r_s^3 p + \sum_m (R_m^2 - r_s^2) r_m^2] + 16\pi\alpha_s [3r_s^3\lambda_s + \sum_n (R_n^3 - r_s^3) t_n]} \quad (6.3)$$

Where

- δ is pile deflection at ultimate capacity
- F is crowd force on the pile during installation
- p is helix pitch
- r_s is the effective radius of the shaft
- n is the number of helical bearing plates
- m is the number of helical bearing plates that cut a new path through the soil (i.e. do not follow another helix)
- R is helical bearing plate radius
- t is helical bearing plate thickness
- α_s is the ratio between side friction and penetration stress in the soil, and
- λ_s is the effective shaft length subject to friction.

The model compares well with empirical work by Hoyt and Clemence (1989). The model indicates that K_t is largely independent of crowd force during installation, final installation torque, number of helical bearing plates, and helix pitch

A riprova di quanto asserisco su talune formule empiriche di dubbia validità e poco accessibili ai comuni mortali, riporto l'estratto di pag. 180 del testo originale del prof. Howard A. Perko dal titolo *Helical piles* che, ad avviso dello scrivente, non lascia dubbi sulla complessità e impenetrabilità di una relazione prodotta, a dire dell'autore, per calcolare la capacità portante di un palo a vite.

1.3 IL PROGRAMMA DI CALCOLO PIÙ ADATTO

Ritornando all'opportunità di informatizzare il procedimento di analisi e verifica dei numerosi dati di input indispensabili per la progettazione di una struttura fondazionale, la prima cosa che mi è venuta in mente, dopo essermi confrontato con alcuni colleghi, è stata quella di scegliere il metodo più idoneo per eseguire le calcolazioni in modo comprensibile e facilmente controllabile.

Dopo qualche esperienza con programmi di calcolo piuttosto complessi e laboriosi, dai risultati spesso troppo approssimativi, ho interpellato alcuni progettisti ingegneri conoscitori della materia che hanno suggerito, per il caso di specie, l'impiego di fogli di calcolo Excel opportunamente interfacciati anziché di un codice di calcolo agli elementi finiti. Quest'ultimo, infatti, pare risulti ai più di non facile utilizzo, essendo essenzialmente un metodo nato per risolvere equazioni differenziali e, quindi, atto a scomporre la geometria di un solido in tanti piccoli elementi finiti di forma semplice, così da essere calcolati con maggior facilità e precisione. Queste operazioni richiedono però una buona conoscenza del metodo FEM e la disponibilità di una sufficiente quantità di dati di input prodotti con altrettante analisi di cui non sempre è possibile disporre. A questo va aggiunta una buona dose di esperienza professionale maturata nel campo della progettazione geotecnica, che molti tecnici spesso mostrano di non possedere.

Di qui la scelta di sviluppare il procedimento di calcolo attraverso l'impiego di fogli Excel, organizzati in modo da essere interconnessi fra loro.

1.4 GLI INGREDIENTI NECESSARI ALL'AVVIO DEL PROGETTO

Ciò che maggiormente mi ha spinto in questa avventura è stata la certezza di poter reperire, dagli archivi di Geopalitalia, azienda leader nella produzione ed installazione di pali fondazionali a vite, una preziosa quantità di dati sul comportamento di questi pali, una volta messi in opera. Dati che sono stati raccolti, selezionati, documentati ed archiviati con estrema cura e competenza, tanto da poterne garantire l'assoluta affidabilità.

A questo importante particolare va aggiunta la variegata casistica documentata, sempre in modo completo ed esaustivo, che forma la preziosa *collana* di collaudi statici archiviati nella stessa banca dati.

Garantita la base di partenza da cui attingere i dati essenziali da analizzare ed elaborare, ho studiato il percorso formulistico da utilizzare per ottenere correttamente dei risultati attendibili, verificabili e facilmente gestibili.

Data la delicatezza e particolarità dell'argomento vorrei ricordare a coloro che meno praticano questo settore dell'ingegneria geotecnica e fondazionale che i dati ricavati con i collaudi eseguiti in cantiere costituiscono, di fatto, una base reale e concreta sulla quale poter verificare la validità dei risultati ottenuti in fase di progettazione: il confronto fra i due risultati ottenuti, quello teorico di progetto e quello di collaudo misurato in cantiere, consente di apprezzare la validità di un metodo rispetto ad altri e, quindi, della formulistica adottata.

Nella fattispecie ho selezionato dall'archivio una cinquantina di casi significativi tra centinaia di pratiche disponibili. Dopo averne minuziosamente esaminato il contenuto, ho predisposto delle tabelle cumulative dei risultati selezionati, così da poter mettere a confronto valori con parametri compatibili.

Preso atto del quadro informativo disponibile e dopo essermi confrontato con alcuni cultori della materia, dei quali conosco il livello di preparazione, ho definito il percorso da seguire e verificato la sua validità.

1.5 I PRIMI RISULTATI INCORAGGIANTI

Dopo aver svolto alcune verifiche sulla validità del metodo approntato e dei dati utilizzati, ho potuto constatare con vivo piacere e grande interesse che il percorso seguito era quello giusto.

Di fatto, il percorso era stato tracciato. I risultati non lasciavano dubbi: è possibile determinare preventivamente, in via teorica e con buona approssimazione, sia la capacità portante geotecnica del palo di progetto che il valore del suo cedimento, per un certo carico (Q) applicato.

Risultato che, tradotto in termini di normativa vigente, significa compatibilità con quanto previsto dalle NTC-2018 in materia.

2 IL METODO ADOTTATO

2.1 CENNI ILLUSTRATIVI

Il metodo adottato per determinare le giuste dimensioni e caratteristiche geometriche di un palo fondazionale metallico a vite Geopal® prende in considerazione innanzitutto i valori di q_c e f_s ricavati con l'esecuzione di prove penetrometriche statiche (CPT) eseguite in un *intorno significativo* del sito da palificare.

Per *intorno significativo* si intende uno spazio inferiore o al massimo uguale ad un'area di raggio non superiore a 5,0 m fra palo da collaudare e prova geognostica (CPT) considerata, all'interno del quale si ritengono poco probabili variazioni litostratigrafiche significative.

Il tecnico addetto alle operazioni in campagna dovrà preoccuparsi di eseguire anche la rilevazione delle quote piano-altimetriche della CPT rappresentativa e del palo da collaudare e, quindi, di riportare le letture di q_c e f_s alla situazione litostratigrafica schematizzata nella sezione verticale di profondità.

Questi accorgimenti sono fondamentali in quanto i pali a vite incrementano la loro capacità portante a seconda della consistenza dei banchi e/o delle lenti di materiale che attraversano.

Partendo dal presupposto che i due metodi di infissione (aste del penetrometro e fusto cilindrico del palo) sfruttano lo stesso principio di avanzamento a secco, dove la penetrazione nel sottosuolo per entrambi i metodi è dovuta alla pressione esercitata sulla testa di ogni singolo elemento, le correlazioni fra i risultati conseguiti con i due metodi sono del tutto compatibili ed equiparabili fra loro.

Questo importante aspetto, di fatto, permette di semplificare notevolmente il percorso di analisi e verifica preventiva, riducendo notevolmente i margini di errore possibile.

2.2 SCELTA DEL PALO A VITE GEOPAL® DA UTILIZZARE

La scelta del palo a vite da utilizzare nel caso di specie è di fondamentale importanza.

Essa dipende, generalmente, dai seguenti fattori:

1. la caratterizzazione geologica, idrogeologica e geofisica del sottosuolo da palificare;
2. la litostratigrafia e consistenza dei terreni fondali;
3. la caratterizzazione geotecnica ricavata con prove penetrometriche statiche eseguite puntualmente sul sito;
4. l'entità dei carichi gravanti sulle teste di pali;
5. il tipo di struttura in elevazione da sostenere;
6. il valore del cedimento richiesto in sede progettuale.

Nel caso dei pali a vite Geopal® è possibile scegliere, in relazione ai suddetti parametri ambientali e di progetto, la tipologia di palo, la sua lunghezza e diametro, il numero di elicoidi, le dimensioni, lo spessore, il passo ed il distanziamento fra gli stessi, posizionati lungo il fusto.

GLI ELEMENTI CHE COMPONGONO UN PALO A VITE

Un palo fondazionale metallico a vite Geopal® è generalmente composto da tre parti essenziali che lo caratterizzano rispetto ad altri tipi di palo e che gli conferiscono le proprietà fondamentali:

1. il fusto tubolare cilindrico, costituito da un elemento unico o da vari elementi giuntabili in cantiere, al quale vengono praticati due fori passanti ad un'estremità per consentirne l'aggancio, la movimentazione e l'infissione;
2. la puntazza, costituita da una piastra triangolare di note dimensioni e caratteristiche, da saldare ad una estremità del palo allo scopo di facilitarne l'infissione;
3. l'elicoide singolo, costituito da un settore circolare di dimensioni note, da posizionare e saldare lungo il fusto secondo le indicazioni di progetto, o la spirale continua, applicata in alternativa ad una batteria di elicoidi ravvicinati, costituita da una lamina nastriforme pressopiegata in continuo, mediante calandratura di una lamiera (cois), saldata lungo il fusto del palo e opportunamente rastremata per evitare il trascinarsi dei materiali attraversati.

Ciò che rende unico e diverso il palo a vite dalle altre tipologie di palo, è la possibilità di poterlo utilizzare sia come palo-puntone sia come palo-tirante, grazie alla geometria speculare posseduta dalle viti.

Nella trattazione che segue sarà dato riscontro anche a quest'interessante peculiarità.

La tabella e le figure nella pagina a fianco indicano come orientarsi nella scelta del palo più idoneo al caso di specie e come definire, fin da subito, le sue caratteristiche dimensionali, per poi procedere con le necessarie verifiche.

2.3 DATI DI INPUT

Come capita ogni volta che si ha la necessità di procedere con il dimensionamento di una qualsiasi struttura, il progettista inserisce in uno spazio di facile accesso tutti i dati di input necessari e sufficienti per eseguire le calcolazioni indispensabili al conseguimento dei risultati e le verifiche del caso.

Ciò che non va mai dimenticato è l'attendibilità dei dati di input poiché il loro inserimento nel circuito delle calcolazioni è determinante per ottenere la validazione del risultato.

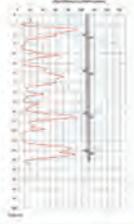
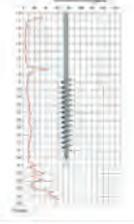
Tipo di palo	Ambito di applicazione	Caratteristiche
P2G	RP > 50 kg/cm² 	Palo che si consiglia intestarne la punta su strati terrosi ad elevata capacità portante. Dissipa il suo carico attraverso la vite 2G, posta nella punta, e per attrito laterale del fusto con il terreno.
PVD	10 < RP < 50 kg/cm² 	Consigliato nei terreni fini dove gli strati portanti si alternano a strati con scarsa capacità portante. Il carico viene dissipato attraverso le vite distanziate presenti lungo il fusto e per attrito laterale.
PVC	RP < 10 kg/cm² 	Consigliato nei terreni coesivi di bassa capacità portante aventi una c_u significativa. La vite continua, che si sviluppa lungo il fusto, dissipa il carico radialmente, ovvero lungo la superficie cilindrica della vite indotta alla mobilitazione.

Tabella 1. Caratteristiche principali dei tre modelli di palo Geopal®

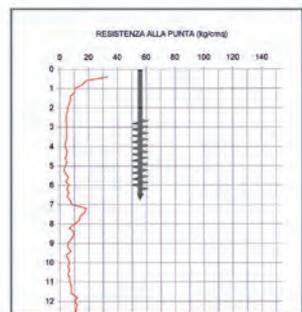
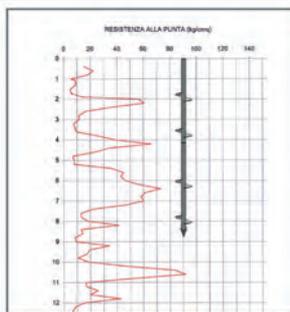
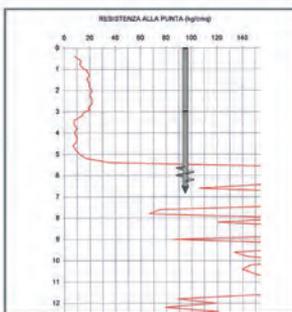
Tipologie di palo Geopal®

in fase di infissione

Figura 2. mod. P2G

Figura 3. mod. PVD

Figura 4. mod. PVC



Ecco perché, fin dalla premessa, ho messo in guardia il lettore dall'inserire nel calcolo dati non verificabili o di dubbia origine, ricavati magari da formule coefficientate e con tante variabili.

Ciò premesso, prima di procedere è necessario che l'operatore conosca la simbologia e la terminologia usata per poter comprendere al meglio lo svolgimento delle operazioni.

2.3.1 LEGENDA: SIMBOLOGIA E SIGNIFICATO DEI TERMINI DI INPUT (E OUTPUT)

QT = portata totale del palo, allo SLU, espressa in kg

L = lunghezza totale del palo (cm)

fs = forza di attrito laterale misurata con il penetrometro statico (kg/cmq)

qc = pressione unitaria a compressione misurata con il penetrometro (kg/cmq)

QB_{GEO} = portata geotecnica di base del palo (kg)

QL_e = portata laterale efficace (kg)

$QB_{str e}$ = portata strutturale elicoide (kg)

Qg_{ei} = portata geotecnica elicoide intermedio (kg)

Qg_{ep} = portata geotecnica elicoide di punta (kg)

$Q_{str f}$ = portata strutturale del fusto (kg)

AL_e = area laterale efficace del fusto (cmq)

At_{eb} = area totale efficace di base (cmq)

A_{pp} = area piena elicoide di punta (cmq)

A_{nei} = area netta elicoide intermedio (cmq)

Δw_p = cedimento di progetto (cm)

Δw_e = cedimento di esercizio (cm)

γ_R e ξ coefficienti delle NTC-2018

θ , λ e τ = coefficienti a discrezione

2.3.2 PRECISAZIONI SU ALCUNI SIMBOLI E TERMINI UTILIZZATI

QT = **portata totale**: indica la portata massima assegnata al palo, da verificare in sede di collaudo con una prova di carico assiale prevista dalla normativa.

fsm = **fs media di analisi**: è la forza attritica unitaria media, espressa in kg/cmq, che viene misurata sulla verticale indagata ogni 20 cm di avanzamento del manicotto del penetrometro, durante le operazioni di campagna. L'unità di misura utilizzata è il kg/cmq.

fsp = **fs di progetto**: è il valore, da utilizzare nei calcoli, che il progettista può assegnare discrezionalmente alla forza attritica media fsm , che viene localizzata lungo tutta la verticale del palo come valore unico costante. Il suo inserimento prevale sulla fsm .

γ_R e ξ : sono i due coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa vigente (NTC) per eseguire i dimensionamenti e le verifiche di fondazioni profonde.

λ : è un coefficiente numerico ≥ 1 che l'operatore inserisce a discrezione per poter ridurre

ulteriormente la portata laterale del fusto.

Questo fattore viene utilizzato soprattutto in presenza di terreni particolarmente saturi, poco addensati, dove il valore di (f_s) risulta sensibilmente variabile sulla verticale. Un contributo importante nella scelta corretta di questo parametro lo dà, spesso, l'esperienza acquisita dall'operatore in materia e la sua sensibilità nell'attribuire valori compatibili con i dati ricavati e/o desunti dalle indagini geognostiche.

τ : con (tau) viene indicata la pressione tangenziale unitaria di progetto, ovvero la pressione che il progettista determina con la coefficientazione della f_s di analisi e che utilizza come dato di input, per determinare la portata laterale efficace. È un parametro importante che deve essere determinato con assoluta coerenza, in quanto da esso dipende la portata residua da compensare con gli elicoidi.

2.4 GLI ELICOIDI

Una volta scelta la tipologia di palo da utilizzare per il caso in esame, il progettista dovrà indicare il numero di elicoidi necessari ad armare il palo che andrà a verificare.

Quindi dovrà provvedere a posizzarli, con il cursore predisposto a video, alle varie distanze stabilite lungo il fusto.

Quest'operazione, tutt'altro che banale, consentirà di ripartire equamente il carico trasmesso sulle superfici degli elicoidi, consentendo agli stessi di interagire in modo uguale e distinto con il terreno su cui insistono. Anche in questo caso è soprattutto l'esperienza e la conoscenza della materia che aiutano il progettista ad armare il palo correttamente, senza *abundare né deficere*.

È importante non dimenticare che, per il posizionamento degli elicoidi, si deve tener conto soprattutto di tre fattori fondamentali:

- a. la consistenza e litologia dei materiali attraversati dal palo;
- b. l'eventuale interferenza fra i *bulbi di pressione* generati dai singoli elicoidi;
- c. la gerarchia delle resistenze che, se non rispettata, porterà inevitabilmente ad annullare la funzione portante di alcuni elicoidi, sovraccaricando inevitabilmente gli altri.

2.5 PORTATA DEL FUSTO

La portata laterale del fusto è data dal prodotto fra l'area laterale efficace (AL_e) e la pressione tangenziale unitaria tau (τ). Di fatto, è la portata effettiva che contribuirà a determinare la portata totale del palo.

La differenza fra la portata totale richiesta (QT) e la portata laterale efficace (QL_e) permette di ottenere la portata residua (QR), da compensare con gli elicoidi.

2.6 PORTATA DEGLI ELICOIDI

Gli elicoidi posizionati lungo il fusto del palo sono delle corone circolari in acciaio, di dimensioni note, che vengono solitamente posizionate in corrispondenza degli strati più resistenti, conferendo maggior capacità portante al palo.

Mentre per il primo elicoido di punta l'area della superficie interagente con il sottosuolo è quella di un cerchio, le aree degli elicoidi successivamente distribuiti lungo il fusto sono quelle delle corone circolari ovvero dei cerchi pieni ai quali è stata sottratta l'area del fusto. È importante evidenziare questo aspetto perché, se utilizziamo il palo come tirante anziché come puntone, l'elicoido di punta interagirà con il terreno soprastante nello stesso modo degli altri settori soprastanti, ovvero con una superficie di contatto pari a quella di una corona circolare e non di un disco pieno. Benché la differenza fra i due risultati sia generalmente minima, essa diventa significativa nel caso di pali corti, armati con elicoidi di diametro poco superiore a quello del fusto e tale da ridurre sensibilmente la superficie di contrasto a trazione.

Dopo aver compilato correttamente le tre colonne verticali (qc-fs-cu) che compaiono a sinistra dello schermo, l'operatore dovrà inserire, negli appositi spazi, i valori dei coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa (γ_R e ξ) e quindi, in modo discrezionale, anche quello di θ che consente di ridurre ulteriormente la pressione unitaria agente sugli elicoidi, in funzione al cedimento Δw_p che si vuole ottenere dal palo quando verrà collaudato. Il valore da assegnare a θ dovrà essere ovviamente maggiore di uno (1), poiché ad esso è stato associato un parametro correttivo opportunamente tarato, ricavato attraverso i risultati conseguiti con le prove di carico eseguite su parecchi pali cantierizzati.

2.7 DATI DI OUTPUT

Dopo aver inserito i dati di input, il programma consente di leggere una serie di dati di output che permettono al progettista di valutare la situazione nel suo complesso ed eventualmente modificare alcuni parametri inseriti provvisoriamente in via preliminare.

La circostanza che spesso la pressione normale di progetto risulti superiore a quella normale di esercizio che compare nel riquadro della "Portata effettiva degli elicoidi e cedimento indicativo di esercizio" è dovuta al fatto che, in prima battuta, la superficie degli elicoidi a corona necessari e sufficienti a compensare la portata residua, è inferiore a quella che risulta dal numero intero di elicoidi effettivamente utilizzati nella realizzazione del palo. Infatti se per ipotesi l'area necessaria e sufficiente a soddisfare la portata residua dovesse corrispondere a quella di 3,5 elicoidi, nella costruzione del palo verrebbero utilizzati 4,0 elicoidi, con conseguente aumento della superficie destinata al contrasto verticale del carico e diminuzione della pressione unitaria di esercizio sugli elicoidi applicati.

Per lo stesso motivo anche il cedimento Δw , in proporzione, si riduce di valore.

Alla parte di programma fin qui illustrata va aggiunta quella di ingegneria strutturale con la quale è stato possibile redigere le tabelle di dati interfacciate con i fogli di calcolo predisposti per la progettazione geotecnica.

Oltre a questi moduli, poi, ne sono stati elaborati ed interfacciati altri riguardanti l'analisi economica e la formulazione di preventivi.

Infine, per quanto riguarda l'accesso ai dati da utilizzare nelle analisi e verifiche da svolgere sulla capacità portante strutturale degli elicoidi utilizzati per il dimensionamento e la produzione dei pali a vite, si rimanda a quanto riportato nel Manuale-Catalogo pubblicato da Geopalitalia.

3 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI UN PALO-TIRANTE A VITE GEOPAL® mod. PVD

3.1 CASO A: PALO-TIRANTE A VITE GEOPAL® mod. PVD.114.8.9000.400.8.150/5V PER UN CANTIERE SITO A CODIGORO (FE)

Allo scopo di comprendere meglio l'attività di analisi ed elaborazione dati richiesta dal dimensionamento e dalla verifica della capacità portante associata al cedimento richiesto, si ritiene opportuno illustrare con un caso pratico il percorso seguito per determinare la portata del palo da impiegare come fondazione profonda su cui collegare gli appoggi di una condotta adacquatrice progettata dal Consorzio di Bonifica di quel territorio.

Il carico massimo da considerare in testa ad ogni palo è di kg 7.000 a compressione e di kg 3.000 a trazione.

Nel progetto strutturale viene indicato come cedimento accettabile dalla nuova struttura da realizzare il valore massimo di 10 mm, dovendosi collegare necessariamente il nuovo impianto con uno già esistente.

Come si evince chiaramente dai due diagrammi delle prove penetrometriche di seguito riportati, i terreni attraversati dai 20 pali previsti sono di natura perlopiù argillosa e limo-sabbiosa, poco addensati e di bassa/bassissima consistenza e capacità portante.

Con tali parametri, si rende necessario raggiungere e penetrare con le viti il banco più compatto rilevato dopo sette (7 m) metri di profondità.

In alternativa ad un palo PVD lungo 9,0 metri e armato con 5 elicoidi distanziati si potrebbe impiegare un palo PVC a vite continua lungo 6,0 metri, la cui portata sarebbe decisamente maggiore a parità di cedimento. Il suo costo, però, sarebbe superiore di circa il 40% e, quindi, non giustificato per la soluzione richiesta.

La soluzione ottimale per un caso di questo tipo non è semplice né speditiva, in quanto serve anche una buona dose di esperienza per poter valutare preventivamente le scelte più opportune sotto il profilo economico così come sotto quello della sicurezza.

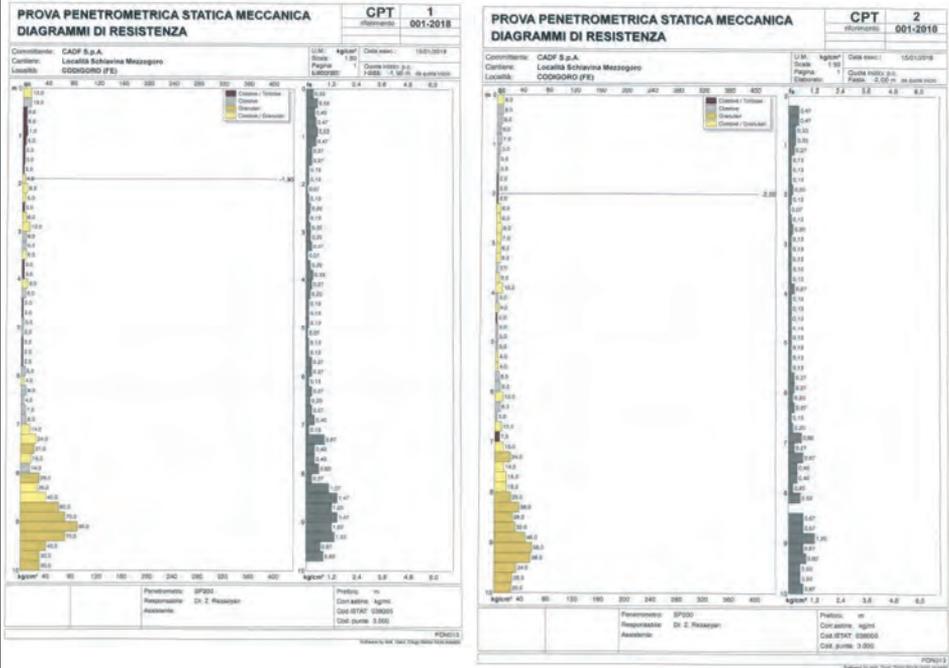
È infatti noto ai progettisti e ai costruttori il rischio in cui possono incorrere nel sottovalutare gli effetti derivanti dal cedimento di fondazioni mal dimensionate o mal eseguite, che causano nel tempo pericolose lesioni e dissesti sulle opere realizzate.

3.2 CASO A: DATI GEOGNOSTICI, DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PALO

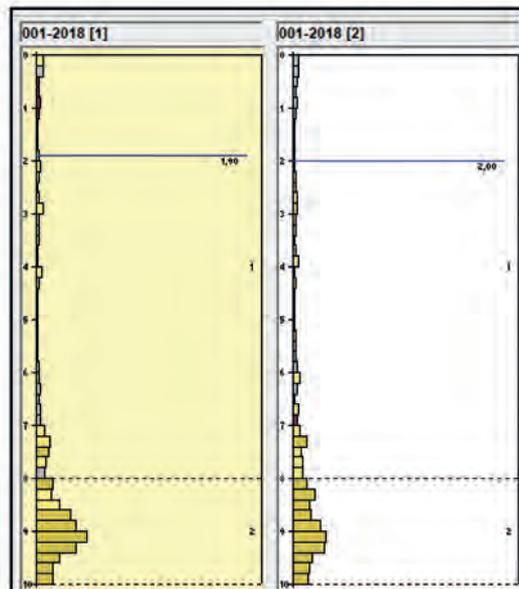
Di seguito si riportano i diagrammi dei dati penetrometrici geognosticati e l'analisi svolta per la progettazione e verifica dei pali del caso in esame.

RAFFRONTO DELLE DUE PROVE PENETROMETRICHE CPT-1 E CPT-2

Le colonne colorate rappresentano i valori di qc mentre quelle grigio scuro i valori di fs.



Da notare i bassi valori di qc ed fs fino alla profondità di circa 7,20 m dal p.c.



DATI DI PROGETTO - VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE GEOTECN. A COMPRESIONE PALO GEOPAL MODELLO PVD 114.8.9000.400.8.150/5V

portata totale richiesta - $Q_{T\text{PROGETTO}}$ 7.000,00 kq (DATI DI INPUT = inserire solo in celle azzurre e con frecce)

FUSTO

lunghezza totale - L	900 cm	fs media di analisi	0,20 kq/cmq
quota di testa rispetto al p.c. - z	-100 cm	fs di progetto (se assente si applica fs media)	0,20 kq/cmq
lunghezza fuori terra - h1	4,0 cm	coefficiente di sicurezza $\gamma_{R\text{fusto}}$	1,15
quota fondo scavo	-140 cm	coefficiente di sicurezza ξ_{fusto}	1,65
quota falda acquifera	-200 cm	coefficiente di riduzione λ_{hotta} (facoltativo)	
diametro - d	11,43 cm	pressione tangenziale unitaria $\tau = fs / (\gamma_{R\text{fusto}} \xi_{\text{fusto}} \lambda)$	0,11 kq/cmq
spessore	0,80 cm	portata strutturale max SLU fusto	86.200,00 kq

ELICOIDI

numero	5	qc	20,00 kq/cmq
passo	15,0 cm	coefficiente di sicurezza $\gamma_{R\text{elicoidi}}$	1,15
diametro - D	40,00 cm	coefficiente di sicurezza ξ_{elicoidi}	1,65
spessore	0,80 cm	coefficiente di riduzione θ_{elicoidi}	5,00
		pressione normale unitaria progetto $\sigma_{GEO} = qc / (\gamma_{R\text{elicoidi}} \xi_{\text{elicoidi}} \theta)$	2,11 kq/cmq
		cedimento indicativo Δw di progetto	0,50 cm

PORTATA DEL FUSTO

fs media di analisi	0,20 kq/cmq	tra quota -329 cm e quota -1000 cm	area laterale efficace
fs di progetto	0,20 kq/cmq		evidenziata nel grafico
lunghezza fuori terra - h1	4,0 cm		
lunghezza diametri fusto - ϕ_1 - h2	114 cm		
lunghezza passi elicoidi - h3	75 cm		
lunghezza porzione scarto - H	229 cm	tra quota -100 cm e quota -329 cm	porzione di scarto
lunghezza efficace - L_e	671 cm		evidenziata nel grafico
area laterale totale - AL	32.301,18 cmq		
area laterale porzione scarto	8.229,62 cmq		
area laterale efficace - AL_e	24.071,56 cmq		
portata laterale - QL	4.814,31 kq		
portata laterale efficace - QL_e	2.537,19 kq		
portata residua da compensare - QR	4.462,81 kq		

PORTATA DEGLI ELICOIDI

area piena elicoidi di punta - A.p.p.	1.256,00 cmq
area netta 1 elicoidi intermedio - A.n.	1.153,44 cmq
area totale efficace di base - At.e.b.	5.869,78 cmq

numero elicoidi	dist. testa palo	quota
1 = elicoidi di punta	860 cm	-960 cm
elicoidi 2 (intermedio)	780 cm	-880 cm
elicoidi 3 (intermedio)	740 cm	-840 cm
elicoidi 4 (intermedio)	660 cm	-760 cm
elicoidi 5 (intermedio)	600 cm	-700 cm

NB: I valori di θ e λ dipendono dal cedimento Δw che si vuole assegnare preventivamente al palo, in forma cautelativa, fermo restando il valore di qc scelto dal progettista come resistenza penetrometrica localizzata lungo la verticale.

portata strutturale 1 elicoidi - QB _{STR}	5.700 kq	pressione normale unitaria di progetto < pressione unitaria strutturale
pressione unitaria strutturale σ_{STR}	4,94 kq/cmq	
portata di base di progetto - QB_{GEO}	12.373,70 kq	portata di base di progetto < portata strutturale elicoidi

VERIFICA

$Q_{L_e} + Q_{B_{GEO}} - Q_{T\text{PROGETTO}}$	+ 7.910,89 kq	QT di verifica > QT di progetto
$Q_{T\text{VERIFICA}} = Q_{L_e} + Q_{B_{GEO}}$	+ 14.910,89	QT di verifica < portata strutturale max SLU fusto

PORTATA EFFETTIVA DEGLI ELICOIDI E CEDIMENTO INDICATIVO DI ESERCIZIO

pressione norm. un. eser. $\sigma_{OR} = QR / (A.n.)$	0,76 kq/cmq	pressione normale unitaria esercizio < pressione normale unitaria progetto
cedimento indicativo Δw di esercizio	0,20 cm	cedimento indicativo di esercizio < cedimento indicativo di progetto
portata di base effettiva - QB_e	4.462,81 kq	portata di base effettiva < portata strutturale elicoidi

RACCOMANDAZIONI

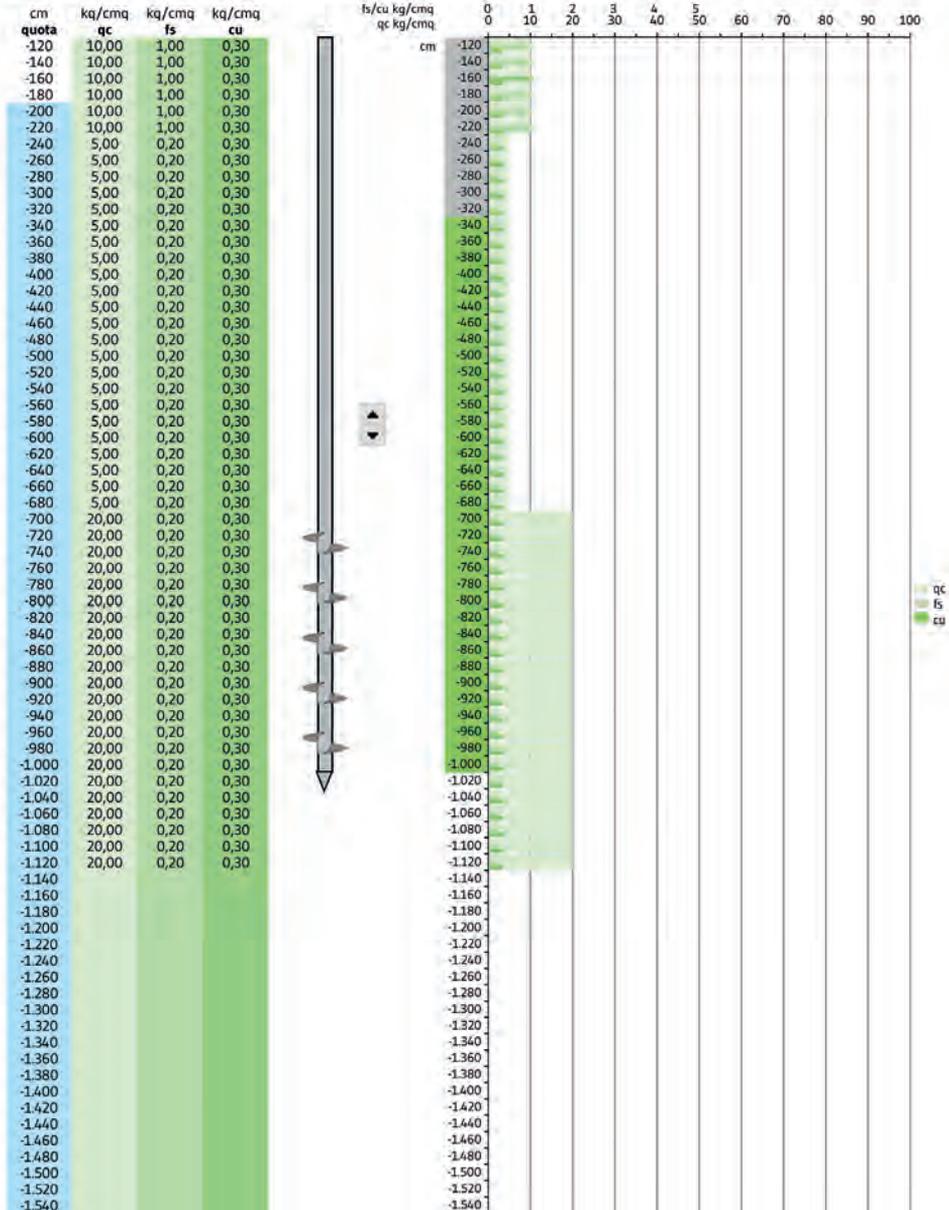
Il programma di calcolo precedentemente illustrato è stato realizzato da tecnici specialisti, in esclusiva per Geopalitalia srl, allo scopo di produrre le analisi tecnico-economiche finalizzate alle preventivazioni dei pali da fornire ai clienti. Data la finalità per la quale è stato realizzato e la complessità della materia trattata, il suo utilizzo è riservato ai soli tecnici di Geopalitalia o a personale autorizzato dalla medesima.

Trattandosi di elaborazioni prodotte attraverso l'utilizzo di dati geognostici forniti dai clienti, Geopalitalia declina ogni responsabilità sui risultati ottenuti. È fatto divieto di utilizzare i fogli di calcolo prodotti con il suddetto programma, anche se semplicemente destinati a supporto di altre relazioni tecniche, senza l'esplicita autorizzazione dalla casa madre per il loro impiego. In quanto materiale prodotto in originale ad esclusivo uso aziendale, l'uso improprio dello stesso e/o dei risultati ottenuti sarà punito a norma di Legge.

ELICOIDI Geopal					PILATI Geopal					DATI STRUTTURALI ELEMENI								
Ø int [cm]	Passo [cm]	Spessore [mm]	Area elicoidi di punta [cm²]	Area elicoidi intermedio [cm²]	Ø [mm]	Spessore Ø [mm]	Area lorda del Anello [mm²]	Portata strutturale max SLL totale [kg]	spes. min/max [kg/cm²]	Ø strutturale max SLL elicoidi di punta [kg/cm²]	Ø strutturale max SLL elicoidi intermedio [kg/cm²]	Portata strutturale max SLL [kg]	Ø strutturale max SLL elicoidi di punta [kg/cm²]	Ø strutturale max SLL elicoidi intermedio [kg/cm²]	Portata strutturale max SLL elicoidi di punta [kg]	Ø strutturale max SLL elicoidi intermedio [kg/cm²]	Portata strutturale max SLL elicoidi di punta [kg]	Ø strutturale max SLL elicoidi intermedio [kg/cm²]
40	14,0	0,80	1,086	1,154	31,43	0,80	301	84.200	3,01	1.800	1,25	4,54	3.700	6,94	14.500	14,500	14,500	14,500

INDAGINI PENETROMETRICHE

ELICOIDI



DATI DI PROGETTO - VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE GEOTECN. A TRAZIONE PALO GEOPAL MODELLO PVD 114.8.9000.400.8.150/5V

portata totale richiesta - QT_{PROGETTO} 3.000,00 kq DATI DI INPUT = inserire solo in celle azzurre e con frecce

FUSTO

lunghezza totale - L	900 cm	fs media di analisi	0,20 kq/cmq
quota di testa rispetto al p.c. - z	-100 cm	fs di progetto (se assente si applica fs media)	0,20 kq/cmq
lunghezza fuori terra - h1	4,0 cm	coefficiente di sicurezza $\gamma_{R, fusto}$	1,15
quota fondo scavo	-140 cm	coefficiente di sicurezza ξ_{fusto}	1,65
quota falda acquifera	-200 cm	coefficiente di riduzione λ_{fusto} (facoltativo)	
diametro - d	11,43 cm	pressione tangenziale unitaria $\tau = fs / (\gamma_{R, fusto} \cdot \xi_{fusto})$	0,11 kq/cmq
spessore	0,80 cm	portata strutturale max SLU fusto	86.200,00 kq

ELICOIDI

numero	5	qc	20,00 kq/cmq
passo	15,0 cm	coefficiente di sicurezza $\gamma_{R, elicoidi}$	1,15
diametro - D	40,00 cm	coefficiente di sicurezza $\xi_{elicoidi}$	1,65
spessore	0,80 cm	coefficiente di riduzione $\theta_{elicoidi}$	5,00
		pressione normale unitaria progetto $\sigma_{R, GEO} = qc / (\gamma_{R, elicoidi} \cdot \xi_{elicoidi} \cdot \theta)$	2,11 kq/cmq
		cedimento indicativo Δw di progetto	0,50 cm

PORTATA DEL FUSTO

fs media di analisi	0,20 kq/cmq	tra quota -329 cm e quota -1000 cm	area laterale efficace evidenziata nel grafico
fs di progetto	0,20 kq/cmq		
lunghezza fuori terra - h1	4,0 cm		
lunghezza diametri fusto - ϕ_1 - h2	114 cm		
lunghezza passi elicoidi - h3	75 cm		
lunghezza porzione scarto - H	229 cm	tra quota -100 cm e quota -329 cm	porzione di scarto evidenziata nel grafico
lunghezza efficace - L _e	671 cm		
area laterale totale - AL	32.301,18 cmq		
area laterale porzione scarto	8.229,62 cmq		
area laterale efficace - AL _e	24.071,56 cmq		
portata laterale - QL	4.814,31 kq		
portata laterale efficace - QL _e	2.537,19 kq		
portata residua da compensare - QR	462,81 kq		

PORTATA DEGLI ELICOIDI

area piena elicoidi di punta - A.p.p.	1.256,00 cmq
area netta 1 elicoidi intermedio - A.n.	1.153,44 cmq
area totale efficace di base - A.t.e.b.	5.767,22 cmq

numero elicoidi	dist. testa palo	quota
1 = elicoidi di punta	860 cm	-960 cm
elicoidi 2 (intermedio)	780 cm	-880 cm
elicoidi 3 (intermedio)	740 cm	-840 cm
elicoidi 4 (intermedio)	660 cm	-760 cm
elicoidi 5 (intermedio)	600 cm	-700 cm

NB: I valori di θ e λ dipendono dal cedimento Δw che si vuole assegnare preventivamente al palo, in forma cautelativa, fermo restando il valore di qc scelto dal progettista come resistenza penetrometrica localizzata lungo la verticale.

portata strutturale 1 elicoidi - QB _{STR}	5.700 kq	pressione normale unitaria di progetto < pressione unitaria strutturale
pressione unitaria strutturale σ_{STR}	4,94 kq/cmq	portata di base di progetto < portata strutturale elicoidi
portata di base di progetto - QB _{GEO}	12.157,51 kq	

VERIFICA

QL _e + QB _{GEO} - QT _{PROGETTO}	+ 11.694,70 kq	QT di verifica > QT di progetto
QT _{VERIFICA} = QL _e + QB _{GEO}	+ 14.694,70	QT di verifica < portata strutturale max SLU fusto

PORTATA EFFETTIVA DEGLI ELICOIDI E CEDIMENTO INDICATIVO DI ESERCIZIO

pressione norm. un. eser. $\sigma_{OR} = QR / (A.n.)$	0,08 kq/cmq	pressione normale unitaria esercizio < pressione normale unitaria progetto
cedimento indicativo Δw di esercizio	0,20 cm	cedimento indicativo di esercizio < cedimento indicativo di progetto
portata di base effettiva - QB _e	462,81 kq	portata di base effettiva < portata strutturale elicoidi

RACCOMANDAZIONI

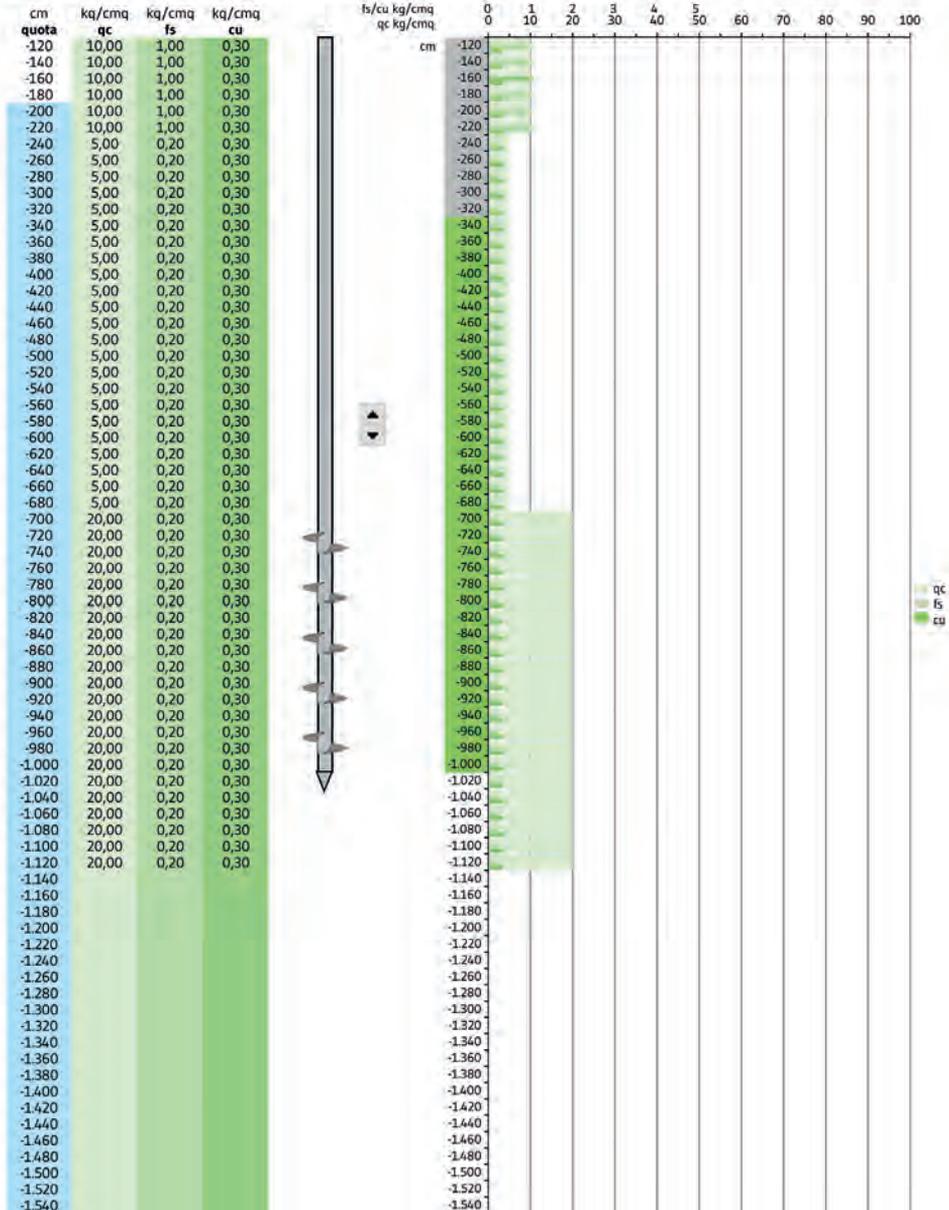
Il programma di calcolo precedentemente illustrato è stato realizzato da tecnici specialisti, in esclusiva per Geopalitalia srl, allo scopo di produrre le analisi tecnico-economiche finalizzate alle preventivazioni dei pali da fornire ai clienti. Data la finalità per la quale è stato realizzato e la complessità della materia trattata, il suo utilizzo è riservato ai soli tecnici di Geopalitalia o a personale autorizzato dalla medesima.

Trattandosi di elaborazioni prodotte attraverso l'utilizzo di dati geognostici forniti dai clienti, Geopalitalia declina ogni responsabilità sui risultati ottenuti. È fatto divieto di utilizzare i fogli di calcolo prodotti con il suddetto programma, anche se semplicemente destinati a supporto di altre relazioni tecniche, senza l'esplicita autorizzazione dalla casa madre per il loro impiego. In quanto materiale prodotto in originale ad esclusivo uso aziendale, l'uso improprio dello stesso e/o dei risultati ottenuti sarà punito a norma di Legge.

ELICOIDI Geopal					PUNTO Geopal					DATI STRUTTURALI ELEMENI										
Ø int [cm]	Passo [cm]	Spessore [mm]	Area elicoidi di punta [cm²]	Area elicoidi intermedio [cm²]	Ø [mm]	Spessore Ø [mm]	Area lorda del Anno [mm²]	Portata strutturale max SLL totale [kg]	spes. min/max [kg/cm²]	Ø strutturale max SLL elicoidi di punta [kg/cm²]	Ø strutturale max SLL elicoidi intermedio [kg/cm²]	Portata strutturale max SLL [kg]	Ø strutturale max SLL elicoidi di punta [kg/cm²]	Ø strutturale max SLL elicoidi intermedio [kg/cm²]	Portata strutturale max SLL elicoidi di punta [kg]	Ø strutturale max SLL elicoidi intermedio [kg/cm²]	Portata strutturale max SLL [kg]	Ø strutturale max SLL elicoidi di punta [kg/cm²]	Ø strutturale max SLL elicoidi intermedio [kg/cm²]	Portata strutturale max SLL [kg]
40	14,0	0,80	1,06	1,55	31,43	0,80	301	84.200	3,01	1.800	1,25	1.800	4,54	3.700	6,94	14.500	16.500	34,00		

INDAGINI PENETROMETRICHE

ELICOIDI



3.3 OSSERVAZIONI E NOTE CONCLUSIVE

Come si può evincere da quanto fin qui esposto, il procedimento illustrato consente al lettore di comprendere, con estrema facilità, quali sono i passaggi indispensabili da considerare per eseguire il corretto dimensionamento e la verifica della portata di progetto di un palo a viti distanziate del tipo Geopal® mod. PVD.

Benché non vi sia la possibilità, almeno per ora, di consentire al pubblico di utilizzare questo nuovo programma di calcolo, realizzato in esclusiva per Geopalitalia S.r.l., sarà comunque possibile, per i progettisti e clienti interessati, acquisire questa parte di documentazione chiedendo all'azienda la fornitura di una consulenza tecnica, al prezzo che sarà indicato. In questo modo il richiedente potrà disporre di documentazione qualificata, i cui dati potranno essere utilizzati per le necessità del caso.*

* Il procedimento di analisi e calcolo adottato dall'autore e la documentazione tecnica qui illustrata sono protetti dai diritti di brevettazione ed esclusiva commerciale in materia di proprietà industriale.

4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI UN PALO-TIRANTE A VITE GEOPAL® mod. PVC

4.1 IL PALO A VITE CLASSICO

Il palo mod. PVC rappresenta sostanzialmente il palo a vite classico, in quanto costituito da una sequenza continua di elicoidi prodotti da un'unica lamina d'acciaio (spira), avvolta con passo costante attorno al fusto.

Diversamente dal precedente modello di palo a vite (PVD), il palo mod. PVC è quindi caratterizzato da una spira elicoidale continua avvolta attorno al fusto, avente passo, diametro e spessore predeterminati.

Si tratta di una struttura per certi versi differente da quella precedentemente descritta (dove gli elementi che concorrono - fusto, elicoidi, puntazza ecc. - hanno funzioni assai diverse) perché differenti sono le modalità di interazione degli elicoidi con il terreno circostante, essendo posti fra loro in sequenza ripetitiva e continua.

Comunque parte di quanto già illustrato nel precedente capitolo consentirà di comprendere meglio le peculiarità di questo modello di palo, dalle grandi potenzialità e risorse.

Trattandosi di una struttura geometricamente complessa, ho ritenuto opportuno illustrare il procedimento seguito per studiare il palo a vite PVC attraverso un'analisi FEM eseguita qualche tempo fa e, quindi, riportare anche alcune formule di corrente impiego utilizzate per il calcolo della sua portata.

ANALISI FEM DEL COMPORTAMENTO DEL PALOTIRANTE GEOPAL® mod. PVC 90 IN TERRENO COESIVO

Il palo Geopal® a vite continua modello PVC è costituito da un elemento tubolare in acciaio, avente diametro esterno pari a 90 mm. In prossimità della punta è poi presente un allargamento, a forma di spirale elicoidale, realizzato con un secondo elemento, anch'esso d'acciaio, unito all'asta centrale mediante saldatura. La spirale presenta un passo verticale coincidente con il diametro esterno della spira stessa.

Le dimensioni della spirale possono variare, sia in relazione allo sviluppo longitudinale, ovvero al numero di giri compiuti dalla spira attorno al fusto, sia in funzione del diametro esterno della vite. La lunghezza assiale (z) della spirale può variare da un minimo di 1.000 mm ad un massimo di 4.500 mm. Il diametro esterno, a sua volta, varia da 350 mm a 450 mm.

La spira presenta una sezione trasversale di tipo trapezoidale, con spessore variabile da un massimo di 12 mm, nella parte interna, in corrispondenza del fusto, ad un minimo di 6 mm in corrispondenza del bordo esterno.

La vite svolge una duplice funzione: dal punto di vista strutturale essa costituisce un allargamento della sezione resistente del palo, consentendo un notevole incremento della capacità portante. Dal punto di vista operativo, essa permette, nel corso delle operazioni d'infissione, un avanzamento del palo in diretta relazione alla rotazione applicata alla sommità del palo stesso, senza asportazione né rimaneggiamento del terreno presente in sito.

Al fine di studiare l'interazione palo-terreno per questa particolare tipologia di pali, si è fatto ricorso ad analisi numeriche agli elementi finiti (FEM). In particolare è stato esaminato il caso di palo *galleggiante*, cioè di palo integralmente infisso in una formazione coesiva. Tale condizione rappresenta uno speciale campo d'impiego dei pali Geopal, particolarmente interessante nei casi in cui non sia presente, a ragionevole profondità, uno strato granulare di adeguata capacità portante, a cui trasferire i carichi applicati al palo.

ANALISI NUMERICA AGLI ELEMENTI FINITI

Vista la peculiare forma geometrica del palo oggetto di studio, il problema è stato affrontato implementando un modello numerico tridimensionale, volto a rappresentare sia la specifica geometria del palo che il terreno ad esso circostante. Al fine di ridurre l'onere computazionale delle analisi, il modello numerico è stato limitato alla sola porzione inferiore del palo, in corrispondenza del puntale. Per la modellazione sono stati adottati elementi tetraedrici a 10 nodi, dotati di 3 gradi di libertà per nodo, corrispondenti agli spostamenti nelle tre direzioni mutuamente ortogonali x, y, z. Tali elementi sono stati utilizzati per discretizzare sia il palo che il terreno.

È stato esaminato un palo caratterizzato da una spirale a 4 giri con diametro esterno pari a 350 mm. L'acciaio, con cui è realizzato il palo, è stato modellato come un mezzo elastico ideale, avente modulo di Young $E = 206 \text{ GPa}$ e rapporto di Poisson $\nu (\nu) = 0,3$. Per quanto riguarda il terreno, visto il campo d'impiego di tale tecnologia, sono stati considerati suoli di natura coesiva. Come è noto, tali terreni mostrano, all'applicazione di un carico, un comportamento di tipo non drenato; per tale motivo le analisi sono state condotte in termini di tensioni totali. Per la descrizione del comportamento meccanico del terreno si è assunta una legge costitutiva elasto-plastica perfetta, con criterio di rottura di von Mises, assumendo una coesione non drenata $c_u = 22 \text{ kPa}$ e parametri elastici $E = 50 \text{ MPa}$ e $\nu (\nu) = 0,49$. Agli elementi terreno è stato inoltre assegnato un peso di volume pari a $19,6 \text{ kN/m}^3$.

Come anticipato, il modello numerico considera la sola parte terminale del palo, per un'estensione di 2,0 m a partire dalla punta. I contorni sono stati fissati considerando, al di sotto della testa del palo, uno spessore di terreno pari a 1,5 m; il limite laterale del modello, invece, è stato posto ad una distanza di 0,75 m dall'asse del palo stesso.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno, sono stati disposti vincoli a cerniera in corrispondenza della superficie inferiore del modello, mentre sulla superficie laterale sono stati previsti vincoli a carrello che impediscono gli spostamenti orizzontali ma consentono quelli verticali. In corrispondenza della superficie superiore è stata applicata una pressione uniforme, volta a riprodurre gli effetti tensionali del sovraccarico del terreno presente, nella realtà, tra tale piano ed il piano campagna. Complessivamente il modello numerico implementato consta di 20588 elementi e di 22574 nodi. Le simulazioni sono state condotte, instaurando, inizialmente, uno stato tensionale nel terreno di tipo geostatico. Successivamente si è materializzato il palo, senza alterare lo stato tensionale iniziale.

Questa fase corrisponde ad ipotizzare che l'infissione del palo avvenga senza arrecare un significativo disturbo tensionale al terreno in sito. Infine, si è applicata, alla testa del palo, una forza verticale, progressivamente crescente. In tal modo è stato possibile valutare gli stati di sollecitazione e di deformazione, nel palo e nel terreno, per diversi livelli del carico.

In figura 5 si riportano una vista laterale ed una assonometria della mesh utilizzata per discretizzare la testa il palo ed il tratto di spirale elicoidale. In figura 6 si riporta, invece, una vista assonometrica del modello numerico, nella quale la porzione superiore del terreno è stata rimossa al fine di rendere visibile la posizione occupata dal palo, al centro del modello. Infine, in figura 7 si presenta un dettaglio della sezione trasversale della mesh, nella quale è ben visibile la sezione trapezoidale delle ali della spirale.

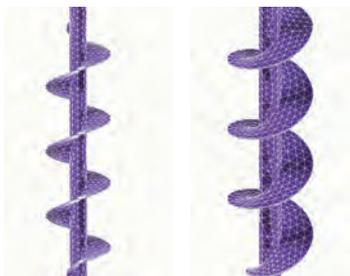


Figura 5. Vista laterale e vista assonometria della mesh utilizzata per modellare la spirale del palo

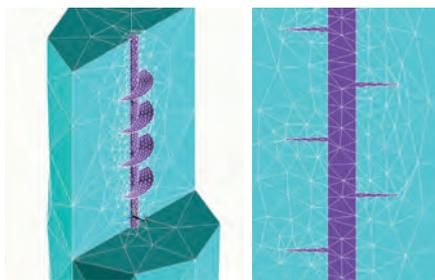


Figura 6. Vista parzialmente esplosa della mesh

Figura 7. Dettaglio della mesh in una sezione trasversale posta in corrispondenza del tratto di spirale elicoidale

ANALISI DEI RISULTATI

Un primo modo di analizzare i risultati ottenuti è quello di considerare la curva carico-cedimento (figura 8). Tale diagramma riporta in ascissa il valore della forza applicata alla testa del palo ed in ordinata il corrispondente abbassamento del palo. Tale curva presenta un tipico andamento: è possibile notare un primo tratto pressoché rettilineo, in corrispondenza del quale le deformazioni nel terreno sono prevalentemente elastiche. Successivamente si osserva un più rapido incremento dei cedimenti al crescere del carico applicato. In questa fase entrano in gioco i processi di plasticizzazione che si fanno via via sempre più estesi, fino a giungere in prossimità del cinematismo di collasso, quando piccoli incrementi di carico comportano elevati cedimenti del palo.

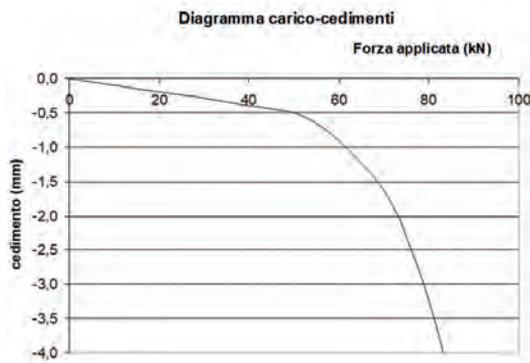


Figura 8. Tipica curva carico-cedimento per un palo in terreno coesivo

Nell'ambito dei carichi di esercizio, ovvero per carichi inferiori al valore di rottura del terreno, si instaura un meccanismo di trasferimento dei carichi dalla spirale elicoidale al terreno che può essere visualizzato analizzando l'andamento delle tensioni principali (figura 9). In tale figura è riportata una sezione trasversale in corrispondenza a due successive ali della spirale. Come si può osservare, le tensioni principali di compressione delineano un andamento delle linee di forza di tipo curvilineo che, partendo dall'ala della spirale, si allarga all'esterno, diffondendo la sollecitazione dalla spirale elicoidale al terreno circostante.

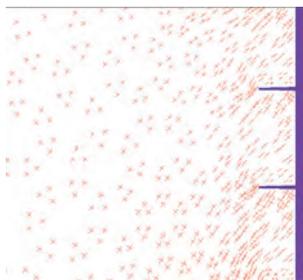


Figura 9. Orientazione delle tensioni principali in una sezione trasversale

Quando il carico applicato al palo si avvicina al valore ultimo di capacità portante, si rende invece manifesto il cinematismo di rottura.

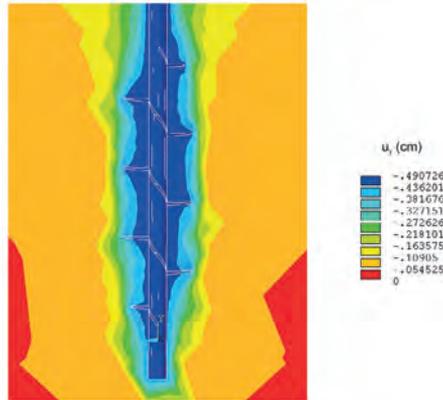


Figura 10. Contour degli spostamenti verticali u_y

A tale proposito si può osservare dalla figura 10, che riporta i contour degli spostamenti verticali, come il cedimento del palo sia associato alla formazione di una superficie di scorrimento, che in prima approssimazione si può considerare cilindrica, esterna alla spirale elicoidale; lungo tale superficie viene raggiunta la resistenza al taglio del terreno.

Nella figura 11 sono riportati, in vista assonometrica e laterale, gli analoghi contour degli spostamenti verticali (u_y), relativi alla testa del palo.

È possibile notare come le ali della spirale tendano a curvarsi verso l'alto in maniera più o meno marcata, in relazione ai diversi livelli di pressione trasmessi al terreno dai diversi giri della spira.

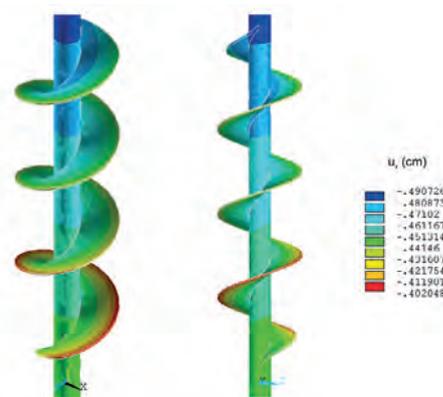


Figura 11. Contour degli spostamenti verticali: vista assonometrica e laterale

Al fine di valutare lo stato di tensione che si instaura nella spirale, si riportano in figura 12 i contour della tensione equivalente secondo von Mises, definita, in funzione delle

tensioni principali, per mezzo della seguente espressione:

$$\sigma_e = \left(\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \right)^{\frac{1}{2}}$$

In tale rappresentazione si può osservare come la porzione di spirale maggiormente sollecitata sia rappresentata dal primo giro, partendo dal basso. I giri successivi mostrano un grado di sollecitazione nettamente inferiore.

Si può ancora osservare come l'ultimo giro della spirale mostri uno stato di sollecitazione maggiore rispetto ai giri immediatamente sottostanti, ma comunque inferiore a quello del primo giro.

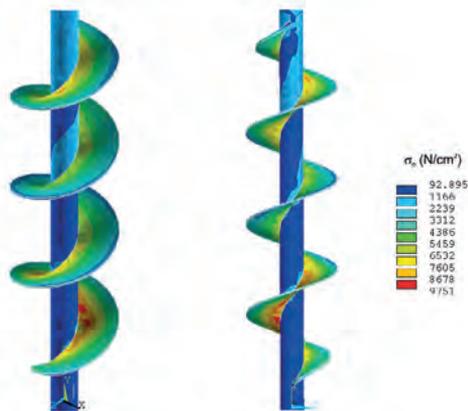


Figura 12. Contour della tensione equivalente secondo von Mises: vista assometrica e laterale

INDICAZIONI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN TERRENI COESIVI

Per quanto visto, il comportamento statico del palo Geopal® in terreno coesivo può essere assimilato a quello di un palo in acciaio, avente una sezione maggiorata in corrispondenza del tratto elicoidale. In tale tratto si può considerare, in prima approssimazione, che il comportamento sia simile a quello di un palo equivalente, avente diametro pari al diametro esterno della spira. La capacità portante può quindi essere valutata come somma di tre termini:

$$Q_{lim} = Q_{base} + Q_{L1} + Q_{L2}$$

dove Q_{base} è la capacità portante data dalla base del palo, Q_{L1} è il contributo legato alla forza di taglio che si sviluppa in corrispondenza del tratto di spira elicoidale ed infine il termine Q_{L2} è dato dall'attrito tra il terreno e la superficie laterale del fusto del palo.

Tali termini possono essere così calcolati:

- **Capacità portante di base** ($Q_{B_{GED}}$)

La capacità portante di base può essere valutata nello stesso modo in cui è stata valutata la $Q_{B_{GED}}$ del palo PVD. In particolare si ricorda l'espressione:

$$QB_{GEO} = A_{pp} \cdot \sigma_{GEO}$$

dove A_{pp} è l'area piena di punta del primo elicoide della spira e σ_{GEO} è la tensione unitaria agente normalmente al primo elicoide di punta.

Si ha pertanto:

$$A_{pp} = \pi D^2/4 \quad \text{dove } D \text{ è il diametro esterno della spira}$$

$$\sigma_{GEO} = \frac{qc}{\gamma_R \xi \vartheta}$$

- **Portata per resistenza a taglio lungo la superficie cilindrica della spirale (Q_{LS})**

Tale termine tiene conto della forza coesiva che si sviluppa lungo la superficie di rottura cilindrica passante immediatamente all'esterno della spira

$$Q_{LS} = \frac{cu}{\gamma_R \xi \vartheta} \cdot A_{LS}$$

nella quale cu è la coesione non drenata ed A_{LS} è la superficie laterale in corrispondenza della spirale del palo. Tale termine può anche essere così riscritto:

$$A_{LS} = \pi D b$$

dove D è il diametro esterno della spira e b la sua estensione longitudinale

- **Portata per attrito laterale lungo l'asta del palo (Q_{Le})**

Per valutare tale termine si può fare riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{Le} = A_{Le} \cdot fs$$

nella quale fs è la resistenza laterale misurata con la prova penetrometrica (RI) e tiene conto degli effetti indotti nel terreno dall'infissione del palo ed A_{Le} è l'area laterale efficace dell'asta del palo.

Come indicato in precedenza, il calcolo della capacità portante ultima del palo può essere effettuato considerando la somma di tre termini:

$$Q_{TOTlim} = Q_{base} + Q_{LS} + Q_{Le}$$

Occorre osservare che il carico limite Q_{TOTlim} rappresenta la massima sollecitazione applicabile al terreno attraverso il palo.

Nel caso in esame il peso del palo è dato dal peso del manufatto d'acciaio e dal peso del volume di terreno compreso tra le spire, che, a rottura, trasla solidalmente al palo stesso. Inoltre, al di sopra della spirale elicoidale agisce una certa aliquota della tensione verticale litostatica, non facilmente valutabile, che comunque incrementa la sollecitazione verticale complessiva. Per tali motivi si può cautelativamente assumere che la sollecitazione supplementare trasmessa alla fondazione sia pari al peso della colonna di terreno sovrastante l'impronta di base della spirale elicoidale.

Generalmente il peso di tale colonna di terreno viene tralasciato in quanto di modesto rilievo e quindi ininfluenza ai fini del risultato.

Non va dimenticato, in ogni caso, l'inserimento dei coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa vigente.

Le varie rappresentazioni in 3D del palo studiato mostrano, chiaramente, come l'ammorramento della vite continua sul materiale penetrato sia significativo e determinante per la portata, tanto da inglobarlo fra gli elicoidi rendendolo solidale ad essi. La sua struttura è stata modellata, studiata e verificata per consentirne un efficace impiego in quei siti geologici caratterizzati da terreni prevalentemente argillosi e limo-sabbiosi, coesivi, saturi, di bassa consistenza e capacità portante ($R_p \leq 10 \text{ kg/cm}^2$).

Anche per questo modello sono stati utilizzati i risultati delle prove di carico eseguite nei vari cantieri dove sono stati installati questi pali, per cui è stato possibile studiare e verificare il procedimento di calcolo adottato per dimensionare e verificare sia la portata a compressione che a trazione di questo modello.

4.2 CASO CASI B e C: PALO-TIRANTI A VITE GEOPAL® RICHIESTI PER CANTIERI SITI A CAORLE (VE) e GRIGNANO POLESINE (RO)

Dopo aver esaminato accuratamente la documentazione geologica e geotecnica prodotta per i due casi in esame nonché quella strutturale riguardante le opere di progetto, considerate le situazioni nel loro complesso si è optato per l'impiego di pali a vite PVC aventi dimensioni e caratteristiche tali da garantire sia la portata del carico assiale previsto sia il valore di cedimento primario compatibile con l'opera di contesto.

A condizionare le scelte sul tipo di palo a vite più adatto al caso di specie, da assumere a progetto, sono state, verosimilmente, la natura e consistenza del sottosuolo, l'entità dei carichi agenti, il tipo di opera da sostenere e il relativo cedimento teorico.

La maggior parte dei progettisti non ama addentrarsi nelle problematiche della geotecnica fondazionale in quanto ciò comporta, inevitabilmente, l'assunzione di responsabilità sui parametri geotecnici da utilizzare nel calcolo delle strutture fondali.

Come ho avuto modo di riscontrare spesso, essi tendono a sovradimensionare le fondazioni fino a farle pesare molto di più di quanto devono sostenere.

Molti progettisti, infatti, utilizzano programmi di calcolo anche molto sofisticati ma non sanno utilizzare correttamente i parametri geotecnici da inserire nel calcolo: sono convinti, per esempio, che la teoria di Winkler sia la soluzione migliore o la più realistica, ma così non è! Soprattutto per i terreni plastici come le argille il sistema a molle non è certo l'ideale e, su questo aspetto, è bene essere prudenti.

Così pure capita di leggere relazioni geognostiche che trattano dati geotecnici ricavati dal terreno attraverso indagini indirette magari di tipo geofisico, proponendo fantasiose correlazioni attraverso abachi poco affidabili, copiati magari da qualche minuscola tesina di laurea.

Ecco perché insisto nel ribadire quanto sia importante seguire schemi di calcolo supportati

da comprovate verifiche ottenute attraverso prove di carico dirette e/o analisi di laboratorio significative e coerenti con l'obiettivo richiesto.

La scelta di una tipologia di palo fondazionale rispetto ad un'altra di diversa concezione fa spesso la differenza, sia sotto l'aspetto tecnico sia sotto quello economico.

I pali di cemento armato, per esempio, pesano molto in rapporto alle loro dimensioni e capacità portante; quelli di legno, plastica armata o acciaio strutturale pesano molto meno, non si fessurano e sono antisismici.

Ritornando ora ai due casi in esame e riporto di seguito il procedimento seguito per la scelta del tipo di palo più adatto a soddisfare le esigenze prospettate, in particolare:

- per Caorle: una palificata atta a sostenere un traliccio metallico montante degli amplificatori per segnali meteo;
- per Grignano Polesine: il consolidamento delle pile di sostegno di una passerella ciclope-donale soggetta a cedimenti differenziali.

Come si può vedere dai fogli di calcolo che seguono, nel caso di Caorle il carico massimo a compressione da considerare era di kg 2.810 mentre quello massimo a trazione di kg 5.320. Pur trattandosi di carichi piuttosto modesti, i terreni fondali su cui era stata prevista l'installazione della nuova struttura presentavano caratteristiche geotecniche assai scadenti, essendo l'area interessata dalla presenza di un paleoalveo del fiume Livenza.

L'impiego di pali corti da 4,00 m, armati con eliche continue di grande diametro ($\varphi = 40$ cm), ha consentito di soddisfare al meglio sia la portata sia il valore richiesto per il cedimento.

Una situazione simile si è verificata per la passerella di Grignano Polesine dove, benché il carico assegnato ad ogni palo fosse di modesta entità, circa kg 3.330 a compressione e kg 2.000 a trazione, i terreni fondali sottostanti l'area risultavano molto cedevoli, essendo perlopiù costituiti da argille grasse poco compatte, di bassa densità.

Anche in questo caso la scelta dei pali PVC ad elica continua ha consentito di garantire in sicurezza la portata richiesta e un cedimento minimale, misurato di valore inferiore ad un millimetro.

L'aspetto che più interessa evidenziare in questa sede è come il nuovo procedimento di calcolo e verifica della capacità portante dei pali dimensionati abbia dato riscontro preventivamente a valori di cedimento Δw assai simili a quelli risultati dalle prove di carico eseguite. I procedimenti di calcolo suggeriti da altri autori, pur di nota fama, hanno dato risultati assai deludenti.

Forse sarebbe bene che certe *formulone* venissero verificate sul campo e non con gli studenti universitari che mai ne contesteranno la validità.

4.3 CASO B: DATI GEOGNOSTICI, DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PALO

		DATA 19/08/2021 TEL./CELL. - E-MAIL - TITOL. INTERVENTO teleripetitore - scariche meteo LOC. CANTIERE Caorle (VE) - loc. Ponte delle Bilance	
RAGIONE SOCIALE REFERENTE			
DATI DI PROGETTO - VERIFICA CAPACITA PORTANTE GEOTECN. A		PALO GEOPAL MODELLO PVC114.8.4000.400.8.200/V300	
portata totale richiesta - QT _{PROGETTO} 2.810,00 kg		DATI DI INPUT - insieme solo in celle azzurre	
FUSTO			
lunghezza totale - L 400 cm quota di testa rispetto al p.c. - z -20 cm lunghezza fuori terra - h1 20 cm quota fondo scavo -40 cm quota falda acquifera -200 cm diametro - d 11,43 cm spessore 0,80 cm	fs media di analisi 0,18 kg/cm² fs di progetto (se assente si applica fs media) 0,18 kg/cm² coefficiente di sicurezza $\gamma_{R, fusto}$ 1,15 coefficiente di sicurezza ξ_{fusto} 1,65 coefficiente di riduzione λ_{fusto} (facoltativo) pressione tangenziale unitaria $\tau = fs / (\gamma_{R, fusto} * \xi * \lambda)$ 0,09 kg/cm ² portata strutturale max SLU fusto 86.200,00 kg		
SPIRALI			
spirali 1 m 0 spirali 1,5 m 0 spirali 2 m 0 spirali 3 m 1 spirali da 4,5 m 0 passo 20,0 cm diametro - D 40,00 cm spessore 0,80 cm	qc 2,00 kg/cm² cu di progetto (se assente si applica cu media) 0,24 kg/cm² coefficiente di sicurezza $\gamma_{R, spirali}$ 1,15 coefficiente di sicurezza $\xi_{spirali}$ 1,65 coefficiente di riduzione $\lambda_{spirali}$ 2,00 coefficiente di riduzione $\xi_{spirali}$ pressione normale unitaria progetto $\sigma_{GEO} = qc / (\gamma_{R, fusto} * \xi * \theta)$ 0,53 kg/cm ² cedimento indicativo Δw di progetto 0,10 cm		
PORTATA DEL FUSTO			
fs media di analisi 0,18 kg/cm ² fs di progetto 0,18 kg/cm ² lunghezza fuori terra - h1 20 cm lunghezza diametri fusto - ϕ_1 - h2 57 cm lunghezza spirali - h3 300 cm lunghezza porzione scarto - H 377 cm lunghezza efficace - L _e 23 cm area laterale totale - AL 14.356,08 cm ² area laterale porzione scarto 13.535,99 cm ² area laterale efficace - AL_e 820,09 cm² portata laterale - QL 147,62 kg portata laterale efficace - QL_e 77,80 kg portata residua da compensare - QR 2.732,20 kg	tra quota -397 cm e quota -420 cm area laterale efficace		
PORTATA DELLE SPIRALI			
area piena elicoidi di punta - A.p.p. ● 1.256,00 cm ² area netta 1 elicoidi intermedio - A.n. ○ 1.153,44 cm ² area totale efficace di base - A.t.e.b. 1.256,00 cm² portata strutturale 1 elicoidi - QB _{STR} 5.700 kg pressione unitaria strutturale σ_{STR} 4,94 kg/cm ² portata di base di progetto - QB_{GEO} 661,92 kg lunghezza complessiva spirali 300,00 cm area laterale complessiva spirali 37.680,00 cm ² portata laterale spirali - QL _{SP} 4.765,85 kg	NB: I valori di θ , λ e ξ dipendono dal cedimento Dw che si vuole assegnare preventivamente al palo, in forma cautelativa, fermo restando il valore di qc scelto dal progettista come resistenza penetrometrica localizzata lungo la verticale. pressione normale unitaria di progetto < pressione unitaria strutturale portata di base di progetto < portata strutturale elicoidi		
VERIFICA			
QL _e + QB _{GEO} + QL _{SP} - QT _{PROGETTO} + 2.695,57 kg QT _{VERIFICA} = QL _e + QB _{GEO} + QL _{SP} + 5.505,57 kg		QT di verifica > QT di progetto QT di verifica < portata strutturale max SLU fusto	
PORTATA EFFETTIVA DELLE SPIRALI E CEDIMENTO INDICATIVO DI ESERCIZIO			
cedimento indicativo Δw di esercizio 0,08 cm		cedimento indicativo di esercizio < cedimento indicativo di progetto	

RACCOMANDAZIONI

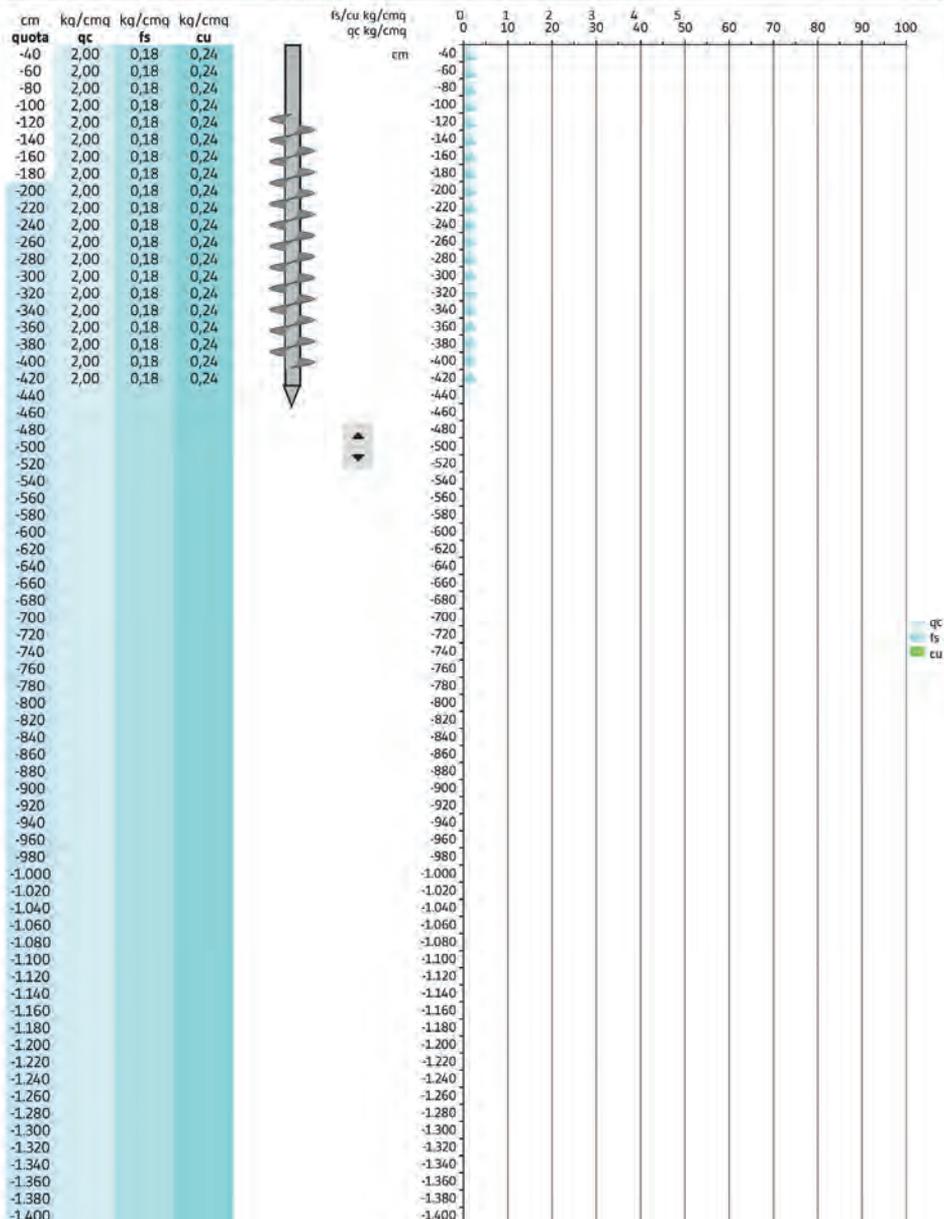
Il programma di calcolo precedentemente illustrato è stato realizzato da tecnici specialisti, in esclusiva per Geopaltalia s.r.l., allo scopo di produrre le analisi tecnico-economiche finalizzate alle preventivazioni dei pali da fornire ai clienti. Data la finalità per la quale è stato realizzato e la complessità della materia trattata, il suo utilizzo è riservato ai soli tecnici di Geopaltalia o a personale autorizzato dalla medesima.

Trattandosi di elaborazioni prodotte attraverso l'utilizzo di dati geognostici forniti dai clienti, Geopaltalia declina ogni responsabilità sui risultati ottenuti. È fatto divieto di utilizzare i fogli di calcolo prodotti con il suddetto programma, anche se semplicemente destinati a supporto di altre relazioni tecniche, senza l'esplicita autorizzazione dalla casa madre per il loro impiego. In quanto materiale prodotto in originale ad esclusivo uso aziendale, l'uso improprio dello stesso e/o dei risultati ottenuti sarà punito a norma di Legge.

DATI STRUTTURALI ELEMENTI																
ELICOIDI Geopalt					FUSTO Geopalt				ELICOIDI Geopalt							
Ø est [cm]	Passo [cm]	Spessore [cm]	Area elicoidi di punta [cm²]	Area elicoidi intermedio [cm²]	Ø [cm]	Spessore Ø [cm]	Area testa sul lato [cm²]	Portata strutturale max SLL [kg]								
60	20,0	0,80	1,258	11,51	31,61	0,80	100	64.200	100	1800	1,25	4,51	5,700	4,06	11,208	14,300

INDAGINI PENETROMETRICHE

SPIRALI





PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.
Viale Benelux, 1/G - 35020 PONTE SAN NICOLÒ (PD)
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - C.F./P.I. 01370550285
R.E.A. 206643 - Capitale sociale I.v. € 15.000,00
Info@geodatapadova.it - PEC: geodatapadova@pec.it - www.geodatapadova.com
 *Laboratorio autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture
e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*



Rapporto di Prova n° 53919	pag. 3/6	emesso il 26/03/19
Verbale di Accettazione n. 13219	data ricevimento campione - - -	data prova 22/03/19

COMMITTENTE: GEOPALITALIA S.r.l. - Treviso

CANTIERE: Località Ponte delle Bilance - Caorle (VE)

PROVA DI CARICO A COMPRESSIONE SU PALO N° 1

Riassunto dati prova

CARICHI ton	CEDIMENTI mm
0,00	0,00
0,44	0,06
0,89	0,14
1,33	0,22
1,77	0,39
0,89	0,31
0,00	0,23
0,44	0,28
0,89	0,29
1,33	0,37
1,77	0,43
2,29	0,57
2,81	0,76
1,77	0,68
0,89	0,56
0,00	0,41

Carico massimo: 2,81 ton Cedimento residuo: 0,41 mm

Cedimento massimo: 0,76 mm Percentuale residuo: 53,9 %

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA GEODATA S.a.s.



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.
Viale Benelux, 1/G - 35020 PONTE SAN NICOLO (PD)
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - C.F. / P.I. 01370550285
R.E.A. 206843 - Capitale sociale I.v. € 15.000,00
info@geodatapadova.it - PEC: geodatapadova@pec.it - www.geodatapadova.com
 Laboratorio autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture
e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001



Rapporto di Prova n° **53919**

pag. 4/6

emesso il 26/03/19

Verbale di Accettazione n. 13219

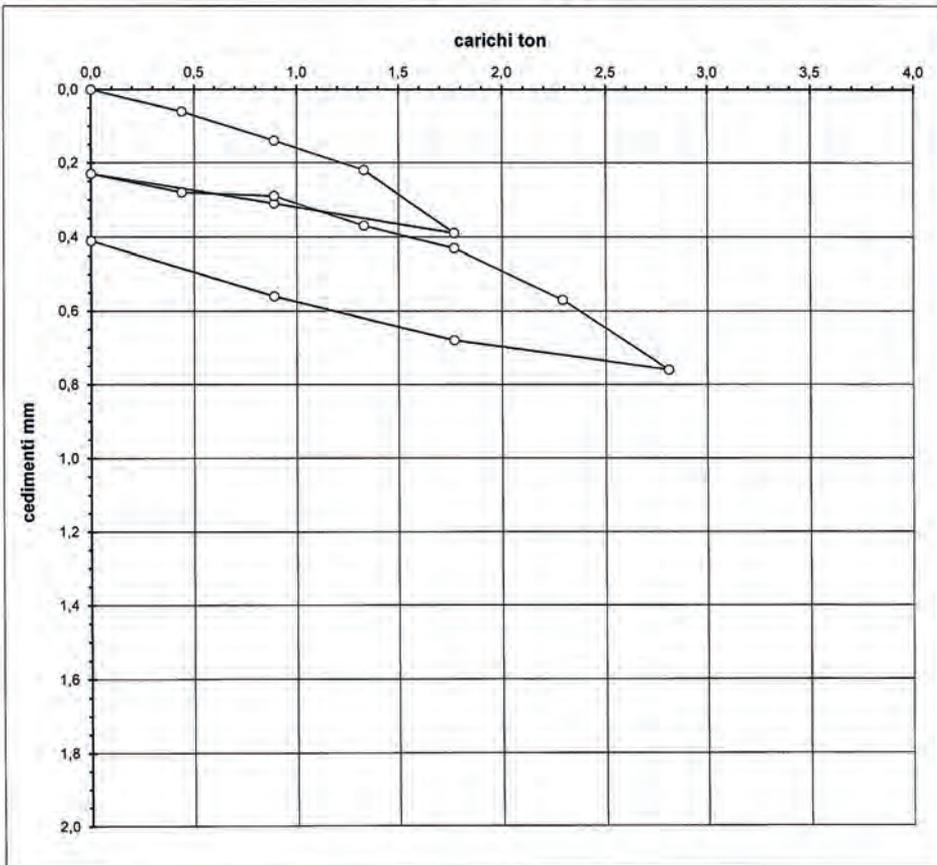
data ricevimento campione ---

data prova 22/03/19

COMMITTENTE: GEOPALITALIA S..r.l. - Treviso

CANTIERE: Località Ponte delle Bilance - Caorle (VE)

PROVA DI CARICO A COMPRESSIONE SU PALO N° 1 grafico carichi-cedimenti



E' VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA GEODATA S.a.s.

DATI DI PROGETTO - VERIFICA CAPACITA PORTANTE GEOTECN. A TRAZIONE PALO GEOPAL MODELLO PVC114.8.4000.400.8.200/V300

portata totale richiesta - QT_{PROGETTO} 5.320,00 kq (DATI DI INPUT = insieme foto in celle azzurre)

FUSTO

lunghezza totale - L	400 cm	fs media di analisi	0,18 kq/cm ²
quota di testa rispetto al p.c. - z	-20 cm	fs di progetto (se assente si applica fs media)	0,18 kq/cm ²
lunghezza fuori terra - h1	20 cm	coefficiente di sicurezza $\gamma_{R, fusto}$	1,15
quota fondo scavo	-40 cm	coefficiente di sicurezza ξ_{fusto}	1,65
quota falda acquifera	-200 cm	coefficiente di riduzione $\lambda_{k,red}$ (facoltativo)	
diametro - d	11,43 cm	pressione tangenziale unitaria $\tau = fs / (\gamma_{Rk} * \xi * \lambda)$	0,09 kq/cm ²
spessore	0,80 cm	portata strutturale max SLU fusto	86.200,00 kq

SPIRALI

spirali 1 m	0	qc	2,00 kq/cm ²
spirali 1,5 m	0	cu di progetto (se assente si applica cu media)	0,24 kq/cm ²
spirali 2 m	0	coefficiente di sicurezza $\gamma_{R, spirali}$	1,15
spirali 3 m	1	coefficiente di sicurezza $\xi_{spirali}$	1,65
spirali da 4,5 m	0	coefficiente di riduzione $\theta_{spirali}$	2,00
passo	20,0 cm	coefficiente di riduzione $\xi_{spirali}$	
diametro - D	40,00 cm	pressione normale unitaria progetto $\sigma_{GEO} = qc / (\gamma_{Rk} * \xi * \theta)$	0,53 kq/cm ²
spessore	0,80 cm	cedimento indicativo Δw di progetto	0,50 cm

PORTATA DEL FUSTO

fs media di analisi	0,18 kq/cm ²	tra quota	-397 cm	e quota	-420 cm	area laterale efficace
fs di progetto	0,18 kq/cm ²					
lunghezza fuori terra - h1	20 cm					
lunghezza diametri fusto - ϕ_1 - h2	57 cm					
lunghezza spirali - h3	300 cm					
lunghezza porzione scarto - H	377 cm					
lunghezza efficace - L_e	23 cm					
area laterale totale - AL	14.356,08 cm ²					
area laterale porzione scarto	13.535,99 cm ²					
area laterale efficace - AL_e	820,09 cm ²					
portata laterale - QL	147,62 kq					
portata laterale efficace - QL_e	77,80 kq					
portata residua da compensare - QR	5.242,20 kq					

PORTATA DELLE SPIRALI

area piena elicoidale di punta - A.p.p. ●	1.256,00 cm ²	NB: I valori di θ , λ e ξ dipendono dal cedimento Dw che si vuole assegnare preventivamente al palo, in forma cautelativa, fermo restando il valore di qc scelto dal progettista come resistenza penetrometrica localizzata lungo la verticale.
area netta 1 elicoidale intermedio - A.n. ○	1.153,44 cm ²	
area totale efficace di base - Ate.b	1.153,44 cm ²	pressione normale unitaria di progetto < pressione unitaria strutturale portata di base di progetto < portata strutturale elicoidi
portata strutturale 1 elicoidale - QB _{STR}	5.700 kq	
pressione unitaria strutturale σ_{STR}	4,94 kq/cm ²	
portata di base di progetto - QB_{GEO}	607,88 kq	
lunghezza complessiva spirali	300,00 cm	
area laterale complessiva spirali	37.680,00 cm ²	
portata laterale spirali - QL_{SP}	4.765,85 kq	

VERIFICA

QL _e + QB _{GEO} + QL _{SP} - QT _{PROGETTO}	+ 131,52 kq	QT di verifica > QT di progetto
QT _{VERIFICA} = QL _e + QB _{GEO} + QL _{SP}	+ 5.451,52 kq	QT di verifica < portata strutturale max SLU fusto

PORTATA EFFETTIVA DELLE SPIRALI E CEDIMENTO INDICATIVO DI ESERCIZIO

cedimento indicativo Δw di esercizio	0,49 cm	cedimento indicativo di esercizio < cedimento indicativo di progetto
--	---------	--

RACCOMANDAZIONI

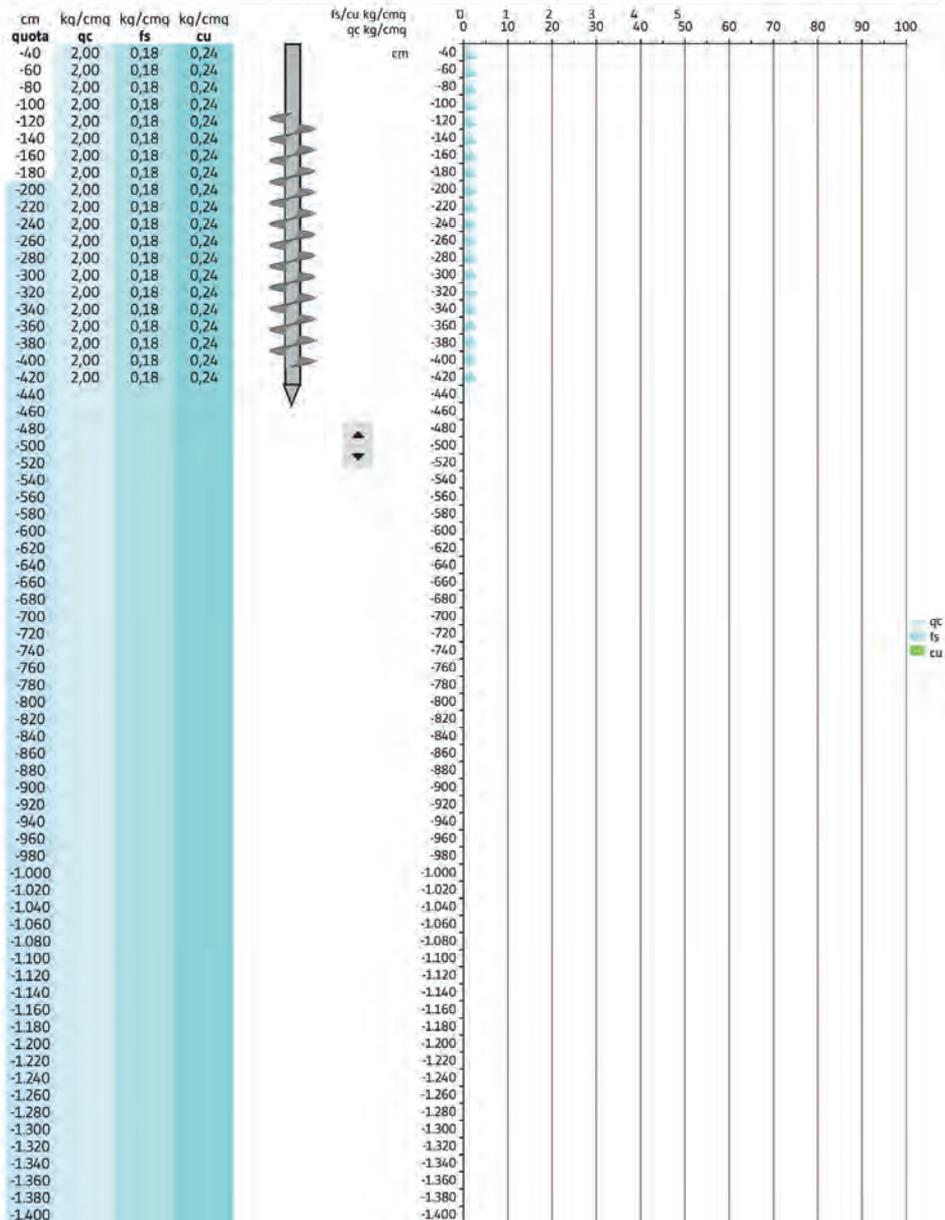
Il programma di calcolo precedentemente illustrato è stato realizzato da tecnici specialisti, in esclusiva per Geopalitalia s.r.l., allo scopo di produrre le analisi tecnico-economiche finalizzate alle preventivazioni dei pali da fornire ai clienti. Data la finalità per la quale è stato realizzato e la complessità della materia trattata, il suo utilizzo è riservato ai soli tecnici di Geopalitalia o a personale autorizzato dalla medesima.

Trattandosi di elaborazioni prodotte attraverso l'utilizzo di dati geognostici forniti dai clienti, Geopalitalia declina ogni responsabilità sui risultati ottenuti. È fatto divieto di utilizzare i fogli di calcolo prodotti con il suddetto programma, anche se semplicemente destinati a supporto di altre relazioni tecniche, senza l'esplicita autorizzazione dalla casa madre per il loro impiego. In quanto materiale prodotto in originale ad esclusivo uso aziendale, l'uso improprio dello stesso e/o dei risultati ottenuti sarà punito a norma di Legge.

ELICOIDI Geopal®					FUSTO Geopal®					DATI STRUTTURALI ELEMENI							
Ø est. (cm)	Press. (cm)	Spessore (cm)	Area elicoidi di punta (cm²)	Area elicoidi intermedio (cm²)	Ø (cm)	Spessore Ø (cm)	Area (onda net. (cm²)	Portata strutturale max SLE kN/m (kg)	Portata visuale di punta spess. min/max (kg/cm²)	Ø strutturale max SLE (kg)	Portata strutturale max SLE (kg)	Ø strutturale max SLE elicoidi elicoidi intermedio (kg/cm²)	Ø strutturale max SLE elicoidi di punta (kg/cm²)	Portata strutturale max SLE (kg)	Ø strutturale max SLE (P'a rottura) elicoidi di punta (kg/cm²)	Portata (struttura max SLE) (P'a rottura) (kg)	Ø strutturale max SLE (P'a rottura) elicoidi intermedio (kg/cm²)
40	200	0,80	1,256	11,54	114,3	0,60	102	86,200	3,03	3800	3,25	4,54	5,700	4,54	3,200	16,500	3,04

INDAGINI PENETROMETRICHE

SPIRALI





PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEO DATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.
Viale Benetux, 1/C - 35020 PONTE SAN NICOLÒ (PD)
Tel. 049 8705675 - Fax 049 7628815 - C.F. / P.I. 01370850285
R.E.A. 206643 - Capitale sociale I.r.: € 15.000,00
info@geodatapadova.it - PEC: geodatapadova@pec.it - www.geodatapadova.com
 Laboratorio autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture
e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001



Rapporto di Prova n° 54019	pag. 2/5	emesso il 26/03/19
Verbale di Accettazione n. 13219	data ricevimento campione - - -	data prova 22/03/19

COMMITTENTE: GEOPALITALIA S..r.l. - Treviso

CANTIERE: Località Ponte delle Bilance - Caorle (VE)

PROVA DI CARICO A TRAZIONE SU PALO N° 1

Riassunto dati prova

CARICHI ton	CEDIMENTI mm
0,00	0,00
1,33	2,04
2,66	3,70
3,99	4,33
5,32	5,04
2,66	4,67
0,00	1,12

Carico massimo: 5,32 ton Cedimento residuo: 1,12 mm
Cedimento massimo: 5,04 mm Percentuale residuo: 22,2 %

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA GEO DATA s.a.s.



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.
Viale Benelux, 1/C - 35020 PONTE SAN NICOLÒ (PD)
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - C.F. / P.I. 01370550285
R.E.A. 206643 - Capitale sociale i.v. € 15.000,00
Info@geodatapadova.it - PEC: geodatapadova@pec.it - www.geodatapadova.com
 Laboratorio autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture
e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001



Rapporto di Prova n° **54019**

pag. 3/5

emesso il 26/03/19

Verbale di Accettazione n. 13219

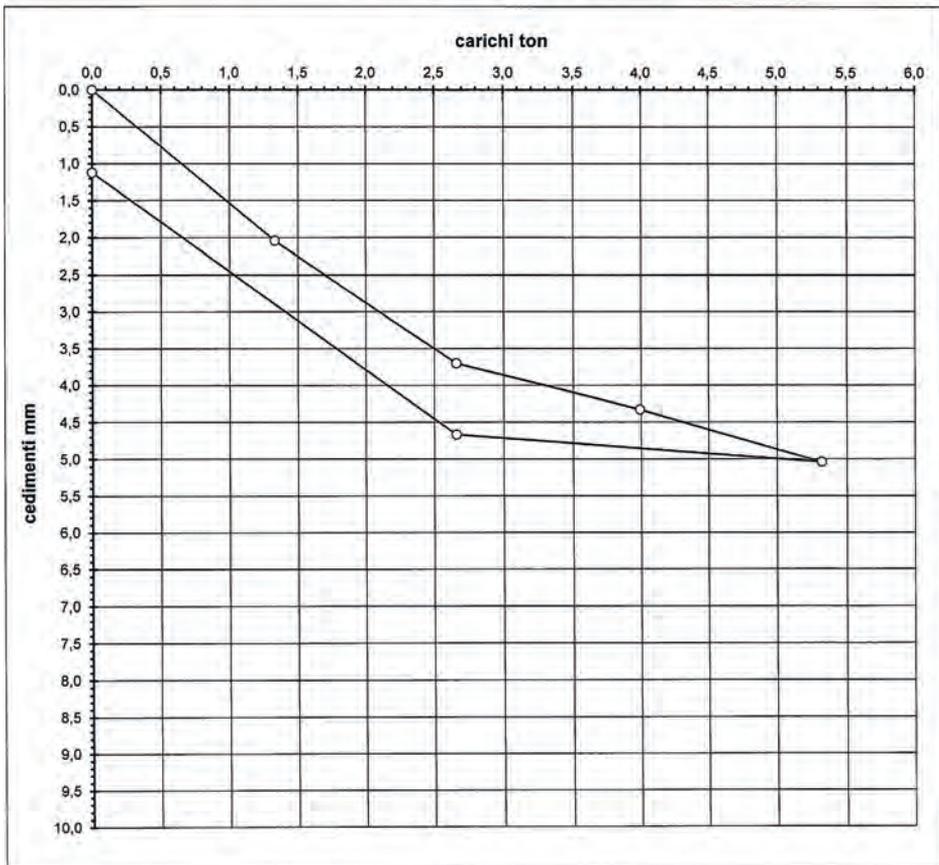
data ricevimento campione ---

data prova 22/03/19

COMMITTENTE: GEOPALITALIA S.r.l. - Treviso

CANTIERE: Località Ponte delle Bilance - Caorle (VE)

PROVA DI CARICO A TRAZIONE SU PALO N° 1 grafico carichi-cedimenti



E' VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA GEODATA S.a.s.

4.4 CASO C: DATI GEOGNOSTICI, DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL PALO

		DATA 19/08/2021 TEL./CELL. - E-MAIL - TIPOL. INTERVENTO passerella ciclabile LOC. CANTIERE Grignano Polesine (RO)	
REGIONE SOCIALE REFERENTE			
DATI DI PROGETTO - VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE GEOTECN. A		COMPRESSORE PALO GEOPAL MODELLO PVC90.8.6000.300.8.150/V300	
portata totale richiesta - QT_{PROGETTO} 3.330,00 kq		DATI DI INPUT = inserire solo in celle grigie	
FUSTO			
lunghezza totale - L 500 cm		fs media di analisi 0,35 kq/cm ²	
quota di testa rispetto al p.c. - z 0 cm		fs di progetto (se assente si applica fs media) 0,35 kq/cm ²	
lunghezza fuori terra - h1 0 cm		coefficiente di sicurezza $\gamma_{R, \text{fusto}}$ 1,15	
quota fondo scavo 0 cm		coefficiente di sicurezza ξ_{fusto} 1,65	
quota falda acquifera 0 cm		coefficiente di riduzione λ_{busto} (facoltativo)	
diametro - d 8,89 cm		pressione tangenziale unitaria $\tau = fs / (\gamma_{R, \text{fusto}} \cdot \xi_{\text{fusto}} \cdot \lambda)$ 0,18 kq/cm ²	
spessore 0,80 cm		portata strutturale max SLU fusto 65.600,00 kq	
SPIRALI			
spirali 1 m 0		qc 6,60 kq/cm ²	
spirali 1,5 m 0		cu di progetto (se assente si applica cu media) 0,49 kq/cm ²	
spirali 2 m 0		coefficiente di sicurezza $\gamma_{R, \text{spirali}}$ 1,15	
spirali 3 m 1		coefficiente di sicurezza ξ_{spirali} 1,65	
spirali da 4,5 m 0		coefficiente di riduzione θ_{spirali} 4,00	
passo 15,0 cm		coefficiente di riduzione δ_{spirali} 2,00	
diametro - D 30,00 cm		pressione normale unitaria progetto $\sigma_{\text{net0}} = qc / (\gamma_{R, \text{spirali}} \cdot \xi_{\text{spirali}} \cdot \theta)$ 0,87 kq/cm ²	
spessore 0,80 cm		cedimento indicativo Δw di progetto 0,20 cm	
PORTATA DEL FUSTO			
fs media di analisi 0,35 kq/cm ²		tra quota -344 cm e quota -600 cm area laterale efficace	
fs di progetto 0,35 kq/cm ²			
lunghezza fuori terra - h1 0 cm			
lunghezza diametri fusto - φ_1 - h2 44 cm			
lunghezza spirali - h3 300 cm			
lunghezza porzione scarto - H 344 cm			
lunghezza efficace - L_e 256 cm			
area laterale totale - AL 16.748,76 cm ²			
area laterale porzione scarto 9.615,18 cm ²			
area laterale efficace - AL_e 7.133,58 cm ²			
portata laterale - QL 2.496,75 kq			
portata laterale efficace - QL_e 1.315,81 kq			
portata residua da compensare - QR 2.014,19 kq			
PORTATA DELLE SPIRALI			
area piena elicoidale di punta - A.p.p. ● 706,50 cm ²		NB: I valori di θ , λ , e δ dipendono dal cedimento Δw che si vuole assegnare preventivamente al palo, in forma cautelativa, fermo restando il valore di qc scelto dal progettista come resistenza penetrometrica localizzata lungo la verticale.	
area netta 1 elicoidale intermedio - A.n. ○ 644,46 cm ²		pressione normale unitaria di progetto < pressione unitaria strutturale	
area totale efficace di base - A.t.e.b. 706,50 cm ²		portata di base di progetto < portata strutturale elicoidi	
portata strutturale 1 elicoidale - QB _{STR} 6.500 kq			
pressione unitaria strutturale σ_{STR} 10,09 kq/cm ²			
portata di base di progetto - QB_{CEO} 614,35 kq			
lunghezza complessiva spirali 300,00 cm			
area laterale complessiva spirali 28.260,00 cm ²			
portata laterale spirali - QL _{SP} 3.648,85 kq			
VERIFICA			
QL _e + QB _{CEO} + QL _{SP} - QT _{PROGETTO} + 2.249,01 kq		QT di verifica > QT di progetto	
QT _{VERIFICA} = QL _e + QB _{CEO} + QL _{SP} + 5.579,01 kq		QT di verifica < portata strutturale max SLU fusto	
PORTATA EFFETTIVA DELLE SPIRALI E CEDIMENTO INDICATIVO DI ESERCIZIO			
cedimento indicativo Δw di esercizio 0,08 cm		cedimento indicativo di esercizio < cedimento indicativo di progetto	

RACCOMANDAZIONI

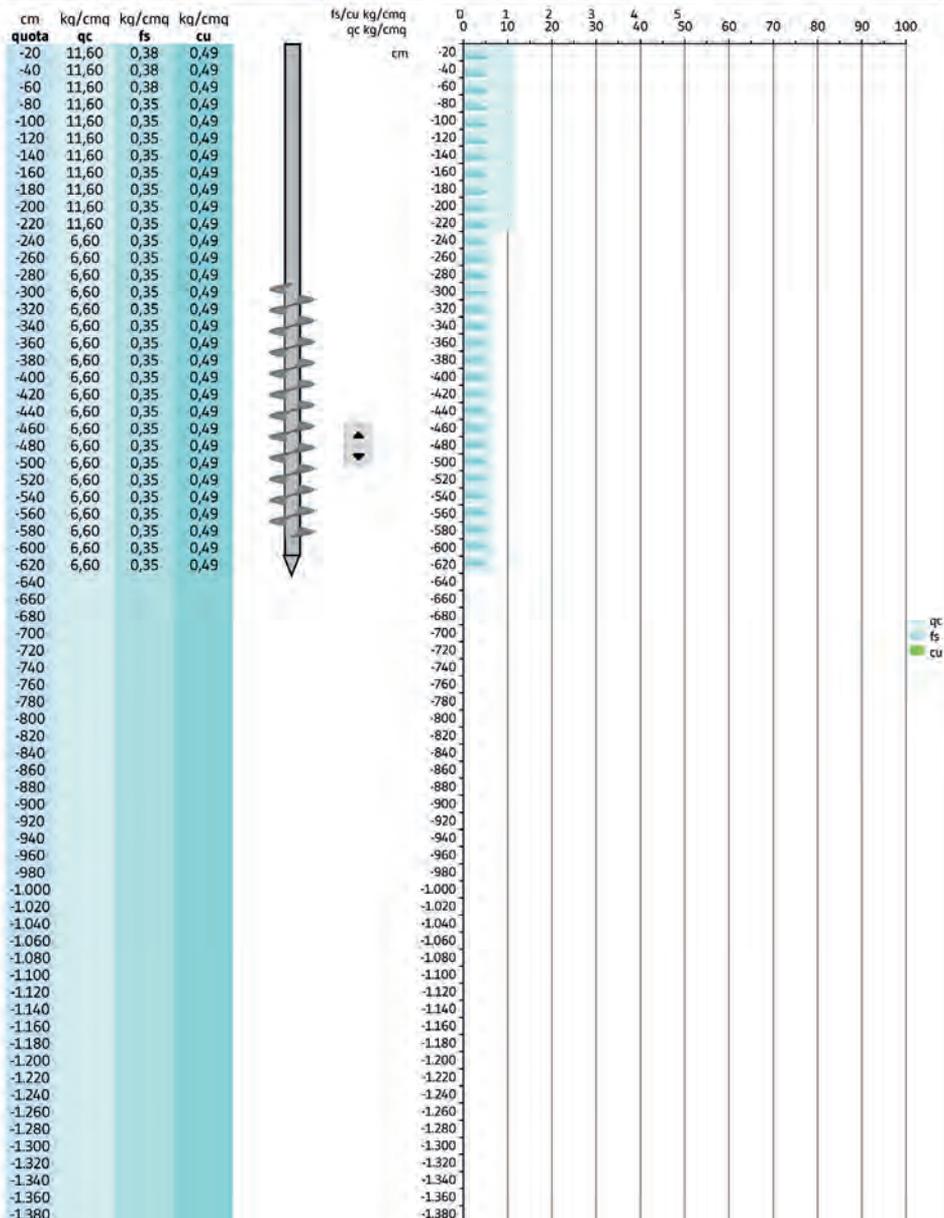
Il programma di calcolo precedentemente illustrato è stato realizzato da tecnici specialisti, in esclusiva per Geopaltalia srl, allo scopo di produrre le analisi tecnico-economiche finalizzate alle preventivazioni dei pali da fornire ai clienti. Data la finalità per la quale è stato realizzato e la complessità della materia trattata, il suo utilizzo è riservato ai soli tecnici di Geopaltalia o a personale autorizzato dalla medesima.

Trattandosi di elaborazioni prodotte attraverso l'utilizzo di dati geognostici forniti dai clienti, Geopaltalia declina ogni responsabilità sui risultati ottenuti. È fatto divieto di utilizzare i fogli di calcolo prodotti con il suddetto programma, anche se semplicemente destinati a supporto di altre relazioni tecniche, senza l'esplicita autorizzazione dalla casa madre per il loro impiego. In quanto materiale prodotto in originale ad esclusivo uso aziendale, l'uso improprio dello stesso e/o dei risultati ottenuti sarà punito a norma di Legge.

ELICOIDI Geopalt*					PISTO Geopalt*			DATI STRUTTURALI ELEMENTI									
Ø est (cm)	Peso (cm)	Spessore (cm)	Area elicoidi di punta (cm²)	Area elicoidi intermedio (cm²)	Ø (cm)	Spessore Ø (cm)	Area senza sol. nato (cm²)	Portata strutturale max SLL Foto (kg)	Portata strutturale max SLL Foto (kg)	Portata strutturale max SLL (kg)	Portata strutturale max SLL (kg)	Portata strutturale max SLL elicoidi intermedio (kg/cm²)	Portata strutturale max SLL elicoidi di punta (kg/cm²)	Portata strutturale max SLL elicoidi intermedio (kg/cm²)	Portata strutturale max SLL elicoidi di punta (kg/cm²)	Portata strutturale max SLL elicoidi intermedio (kg/cm²)	Portata strutturale max SLL elicoidi di punta (kg/cm²)
30	150	6,30	706	444	8,81	0,30	43	41.600	4.01	1.306	4.48	321	4.560	10.01	18.77	12.500	3.000

INDAGINI PENETROMETRICHE

SPIRALI





PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEODATA S.r.l.s. di Pietro Daminato & C.
Viale Benelux, 1/C - 35020 PONTE SAN NICOLÒ (PD)
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7628815 - C.F. / P.I. 01370550285
R.E.A. 209643 - Capitale sociale i.v. € 15.000,00
Info@geodatapadova.it - PEC: geodatapadova@pec.it - www.geodatapadova.com
 Laboratorio autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture
e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001



CERTIFICATO N°	118993	pag.	3/6	emesso il	03/05/21
Verbale di Accettazione n.	11421	data ricevimento campione	- - -	data prova	30/04/21

COMMITTENTE: COMUNE DI ROVIGO

CANTIERE: Lavori inerenti "Riqualificazione della passerella pedonale di Grignano Polesine"
Cantiere di Via Ponte Merlo - Rovigo - CUP: G17H20002160004

PROVA DI CARICO A COMPRESSIONE SU PALO n. 1

Riassunto dati prova

CARICHI ton	CEDIMENTI mm
0,00	0,00
0,52	0,04
1,03	0,12
1,55	0,22
2,14	0,35
2,73	0,52
3,33	0,71
2,14	0,62
1,03	0,44
0,00	0,24

Carico massimo: 3,33 ton

Cedimento residuo: 0,24 mm

Cedimento massimo: 0,71 mm

Percentuale residuo: 33,8 %

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA GEODATA s.r.l.s.



PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO

GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C.
Viale Benelux, 1/C - 35020 PONTE SAN NICOLÒ (PD)
Tel. 049 8705575 - Fax 049 7828815 - C.F. / P.I. 01370590285
R.E.A. 206643 - Capitale sociale I.v. € 15.000,00
info@geodatapadova.it - PEC: geodatapadova@pec.it - www.geodatapadova.it
 Laboratorio autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture
e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001

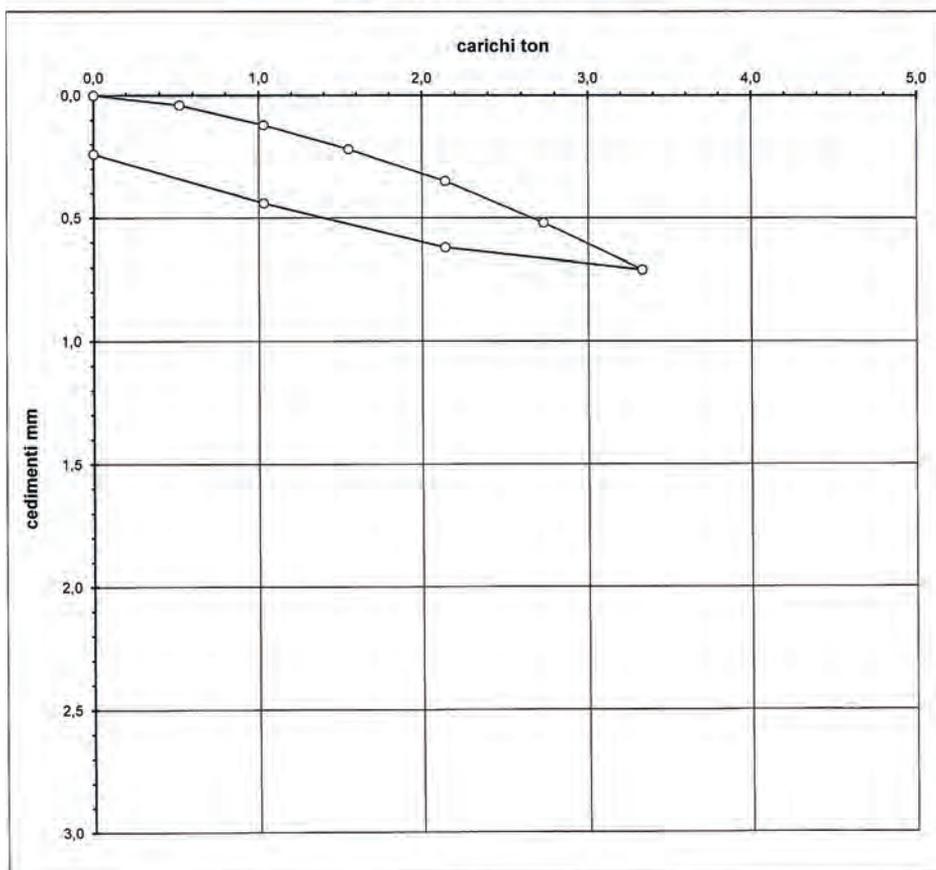


CERTIFICATO N°	118993	pag.	4/6	emesso il	03/05/21
Verbale di Accettazione n.	11421	data ricevimento campione	- - -	data prova	30/04/21

COMMITTENTE: COMUNE DI ROVIGO

CANTIERE: Lavori inerenti "Riqualificazione della passerella pedonale di Grignano Polesine"
Cantiere di Via Ponte Merlo - Rovigo - CUP: G17H20002160004

PROVA DI CARICO A COMPRESIONE SU PALO n. 1
grafico carichi-cedimenti



E' VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA GEODATA s.a.s.

DATI DI PROGETTO - VERIFICA CAPACITA PORTANTE GEOTECN. A TRAZIONE PALO GEOPAL MODELLO PVC90.8.6000.300.8.150/V300

portata totale richiesta - QT_{PROGETTO} 2.000,00 kg DATI DI INPUT = inserire solo in celle azzurre

FUSTO

lunghezza totale - L	600 cm	fs media di analisi	0,35 kg/cm ²
quota di testa rispetto al p.c. - z	0 cm	fs di progetto (se assente si applica fs media)	0,35 kg/cm ²
lunghezza fuori terra - h1	0 cm	coefficiente di sicurezza $\gamma_{R, fusto}$	1,15
quota fondo scavo	0 cm	coefficiente di sicurezza ξ_{fusto}	1,65
quota falda acquifera	0 cm	coefficiente di riduzione λ_{fusto} (facoltativo)	
diametro - d	8,89 cm	pressione tangenziale unitaria $\tau = fs / (\gamma_{Rf} \xi \lambda)$	0,18 kg/cm ²
spessore	0,80 cm	portata strutturale max SLU fusto	65.600,00 kg

SPIRALI

spirali 1 m	0	qc	6,60 kg/cm ²
spirali 1,5 m	0	cu di progetto (se assente si applica cu media)	0,49 kg/cm ²
spirali 2 m	0	coefficiente di sicurezza $\gamma_{R, spirali}$	1,15
spirali 3 m	1	coefficiente di sicurezza $\xi_{spirali}$	1,65
spirali da 4,5 m	0	coefficiente di riduzione $\theta_{spirali}$	4,00
passo	15,0 cm	coefficiente di riduzione $\xi_{spirali}$	2,00
diametro - D	30,00 cm	pressione normale unitaria progetto $\sigma_{GEO} = qc / (\gamma_{Rf} \xi \theta)$	0,87 kg/cm ²
spessore	0,80 cm	cedimento indicativo Δw di progetto	0,15 cm

PORTATA DEL FUSTO

fs media di analisi	0,35 kg/cm ²	tra quota	-344 cm e quota	-600 cm area laterale efficace
fs di progetto	0,35 kg/cm ²	lunghezza fuori terra - h1	0 cm	
lunghezza diametri fusto - ϕ_1 - h2	44 cm	lunghezza spirali - h3	300 cm	
lunghezza porzione scarto - H	344 cm	lunghezza porzione scarto - H	344 cm	
lunghezza efficace - L_e	256 cm	area laterale totale - AL	16.748,76 cm ²	
area laterale totale - AL	16.748,76 cm ²	area laterale porzione scarto	9.615,18 cm ²	
area laterale porzione scarto	9.615,18 cm ²	area laterale efficace - AL_e	7.133,58 cm²	
area laterale efficace - AL_e	7.133,58 cm²	portata laterale - QL	2.496,75 kg	
portata laterale - QL	2.496,75 kg	portata laterale efficace - QL_e	1.315,81 kg	
portata laterale efficace - QL_e	1.315,81 kg	portata residua da compensare - QR	684,19 kg	
portata residua da compensare - QR	684,19 kg			

PORTATA DELLE SPIRALI

area piena elicoidale di punta - A.p.p.	706,50 cm ²	NB: I valori di θ , λ e ξ dipendono dal cedimento Δw che si vuole assegnare preventivamente al palo, in forma cautelativa, fermo restando il valore di qc scelto dal progettista come resistenza penetrometrica localizzata lungo la verticale.
area netta 1 elicoidale intermedio - A.n.	644,46 cm ²	
area totale efficace di base - AL_{e.b.}	644,46 cm²	pressione normale unitaria di progetto < pressione unitaria strutturale portata di base di progetto < portata strutturale elicoidi
portata strutturale 1 elicoidale - QB _{STR}	6.500 kg	
pressione unitaria strutturale σ_{STR}	10,09 kg/cm ²	
portata di base di progetto - QB_{GEO}	560,40 kg	
lunghezza complessiva spirali	300,00 cm	
area laterale complessiva spirali	28.260,00 cm ²	
portata laterale spirali - QL_{SP}	3.648,85 kg	

VERIFICA

QL _e + QB _{GEO} + QL _{SP} - QT _{PROGETTO}	+ 3.525,06 kg	QT di verifica > QT di progetto
QT _{VERIFICA} = QL _e + QB _{GEO} + QL _{SP}	+ 5.525,06 kg	QT di verifica < portata strutturale max SLU fusto

PORTATA EFFETTIVA DELLE SPIRALI E CEDIMENTO INDICATIVO DI ESERCIZIO

cedimento indicativo Δw di esercizio	0,02 cm	cedimento indicativo di esercizio < cedimento indicativo di progetto
--	---------	--

RACCOMANDAZIONI

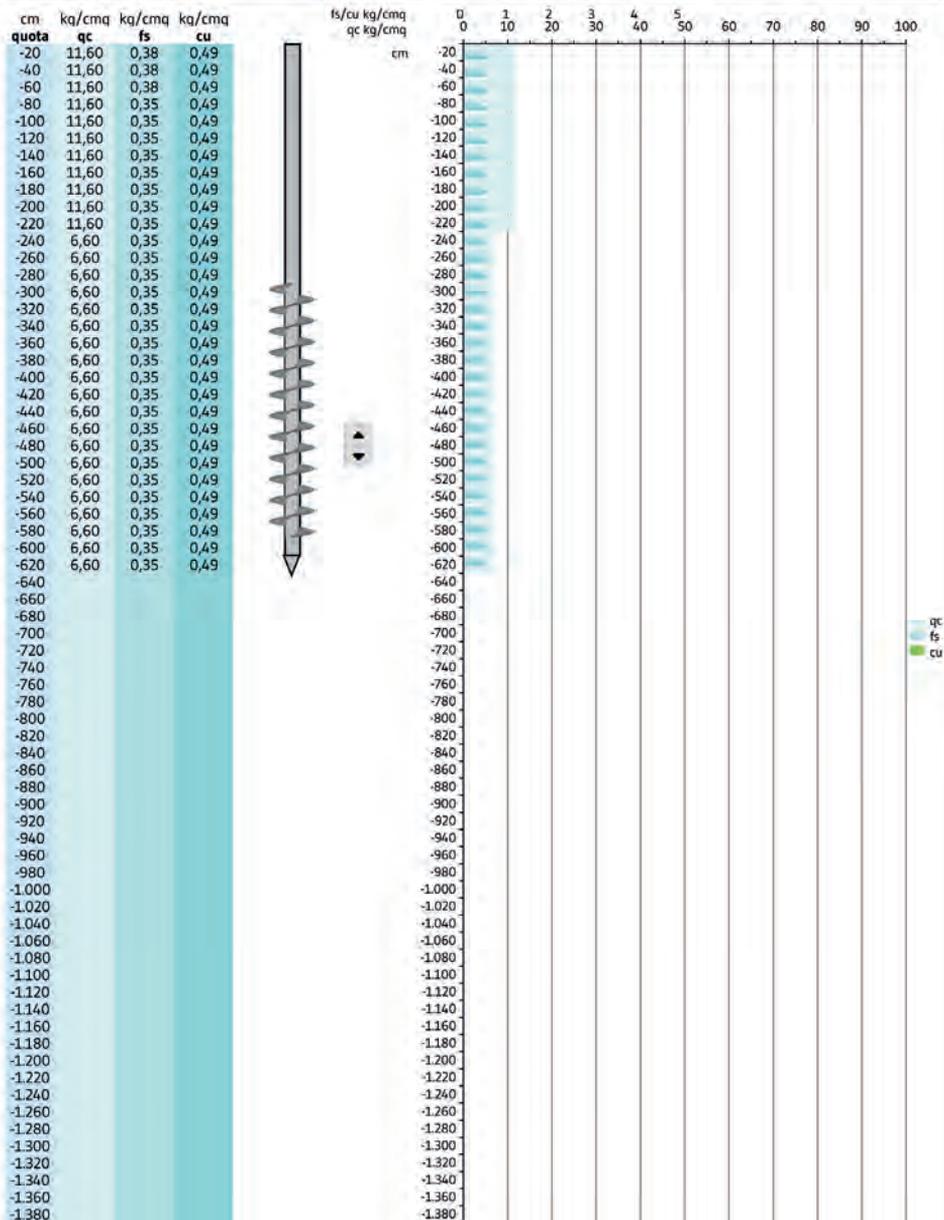
Il programma di calcolo precedentemente illustrato è stato realizzato da tecnici specialisti, in esclusiva per Geopalitalia s.r.l., allo scopo di produrre le analisi tecnico-economiche finalizzate alle preventivazioni dei pali da fornire ai clienti. Data la finalità per la quale è stato realizzato e la complessità della materia trattata, il suo utilizzo è riservato ai soli tecnici di Geopalitalia o a personale autorizzato dalla medesima.

Trattandosi di elaborazioni prodotte attraverso l'utilizzo di dati geognostici forniti dai clienti, Geopalitalia declina ogni responsabilità sui risultati ottenuti. È fatto divieto di utilizzare i fogli di calcolo prodotti con il suddetto programma, anche se semplicemente destinati a supporto di altre relazioni tecniche, senza l'esplicita autorizzazione dalla casa madre per il loro impiego. In quanto materiale prodotto in originale ad esclusivo uso aziendale, l'uso improprio dello stesso e/o dei risultati ottenuti sarà punito a norma di Legge.

DATI GENERALI ELEMENTI																
EUCODI Geopal®				PUNTO Geopal®				EUCODI Geopal®								
Ø est [cm]	Peso [cm]	Spessore [cm]	Area elicoidale di punta [cm²]	Area elicoidale intermedia [cm²]	Ø [cm]	Spessore Ø [cm]	Area lorde nel tutto [cm²]	Portata strutturale max SLE tutto [kg]	Portata strutturale max SLE elicoidale di punta [kg]	Ø strutturale max SLE elicoidale intermedio [kg/cm²]	Portata strutturale max SLE elicoidale di punta [kg]	Ø strutturale max SLE elicoidale intermedio [kg/cm²]	Portata strutturale max SLE elicoidale di punta [kg]	Ø strutturale max SLE elicoidale intermedio [kg/cm²]	Portata strutturale max SLE elicoidale di punta [kg]	Ø strutturale max SLE elicoidale intermedio [kg/cm²]
30	150	0,80	706	644	8,89	0,60	63	65.600	6.09	4.300	6,68	9,21	6.500	10,09	12.900	10,03

INDAGINI PENETROMETRICHE

SPIRALI



5 COSTI PALO FONDAZIONALE PREFABBRICATO METALLICO A VITE GEOPAL®: ANALISI TECNICO ECONOMICA E COMPARAZIONE CON MICROPALO TRADIZIONALE IN C.A. REALIZZATO IN CANTIERE

5.1 PREMESSA

A completamento del discorso su dimensionamento e verifica della capacità portante dei pali fondazionali a vite Geopal® rileva il relativo aspetto economico.

Spesso infatti ciò che più interessa al costruttore edile così come anche al cliente/committente è il costo di un certo prodotto che dovrà acquistare, scritto nel capitolato delle opere.

Nel caso delle fondazioni il costruttore cercherà inevitabilmente la soluzione che, più di altre, gli consentirà di aumentare l'utile d'impresa, grazie anche a prestazioni aggiuntive che dovrà giocoforza eseguire e che, inevitabilmente, saranno riconosciute e conteggiate a parte.

La realizzazione diretta di un'opera in cantiere richiede generalmente una buona ed efficiente organizzazione, oltre a personale specializzato che conosca bene i procedimenti e le tecniche costruttive. Di questi tempi in edilizia non è facile trovare personale specializzato e, tantomeno, progettisti con ampia e comprovata esperienza di cantiere. Molti tecnici che si propongono come consulenti edili spesso accreditano come *valide e a buon mercato* imprese che forniscono preventivi apparentemente vantaggiosi ma che, successivamente, si rivelano ben altro. Diverso è l'ambiente della prefabbricazione dove le varie lavorazioni vengono eseguite in un'ambiente organizzato e controllato da personale specializzato che esegue e verifica contemporaneamente la bontà delle produzioni, sapendo che saranno successivamente ricontrollate e verificate da altri operatori del settore addetti alla posa in opera e da altri ancora addetti al collaudo finale.

È chiaro che i due metodi di produzione sono molto diversi sia nel processo realizzativo sia dal punto di vista economico e della qualità finale del prodotto.

Nel primo caso, ovvero quando si realizza direttamente il manufatto in cantiere, è spesso possibile modificare i dosaggi ed i tempi di lavorazione degli impasti o degli elementi costruttivi, superando agevolmente i controlli e le verifiche della D.L., del committente, del progettista ecc. Nel secondo caso invece è molto più difficile, se non impossibile, sfuggire ai controlli. Quando la merce (in questo caso i pali prefabbricati) arriva in cantiere non c'è molto da preoccuparsi: la relativa quantità e qualità sono documentate ed il controllo sui prodotti acquistati risulta più semplice e speditivo. Tutto avviene in modo chiaro, formale e, come si dice, *alla luce del sole!*

Ciò detto, è lecito pensare come le opere sotterranee, in particolare se costruite in opera come nella maggior parte dei casi, possano essere facilmente soggette alla speculazione di qualche imprenditore interessato a riprendersi quanto *perso* con lo sconto praticato in sede

di offerta. Diversamente non si spiegherebbero certi prezzi.

È cosa risaputa infatti che, fra i due processi costruttivi - quello eseguito in opera e quello prefabbricato - il più sicuro e certificabile nella qualità sia quello prefabbricato poiché riguarda generalmente la realizzazione di prodotti eseguiti in serie, sottoposti a controlli di *routine* oltre che a verifiche esterne occasionali eseguibili per confronto diretto con la scheda tecnica di produzione.

Infine l'esecuzione di una struttura in cantiere, come può essere quella di una fondazione di cemento armato gettata in opera, richiede tempi di maturazione, quindi di consolidamento, di almeno 28 giorni prima di poterla utilizzare in sicurezza. Per una fondazione prefabbricata invece ciò non accade. Il prodotto viene posto in opera già consolidato e, quindi, in grado di essere subito utilizzato per la sua funzione. Anche questo tempo è denaro e va conteggiato.

Ricollegandomi ora a quanto precedentemente illustrato per il dimensionamento e la verifica della portata assiale di un palo a vite, eseguirò il dimensionamento di due pali fondazionali *equivalenti* nella portata di cui uno in cemento armato realizzato in cantiere e l'altro in acciaio strutturale realizzato in stabilimento, che interagiscono nello stesso terreno e ai quali viene assegnato lo stesso carico di progetto.

Seguirà quindi la quotazione economica dei due casi, con riferimento alle caratteristiche dimensionali, tecnico-costruttive e di posa in opera richieste da ciascuno.

I costi riportati per ciascuno dei due pali considerati sono stati determinati sulla base del Listino Prezzi per le opere edili pubblicato dalla Regione del Veneto.

5.2 DIMENSIONAMENTO E QUOTAZIONE ECONOMICA DI UN MICROPALO D'ACCIAIO PREFABBRICATO A VITE E DI UNO EQUIVALENTE IN C.A. REALIZZATO IN CANTIERE, AVENUTE LA STESSA PORTATA

L'analisi di seguito illustrata riguarda la quantità di 50 (cinquanta) micropali fondazionali richiesti a Mesola di Ferrara per un capannone industriale, all'interno del quale sono state previste due nuove linee di pilastri atte a sostenere in sicurezza un carroponete per la movimentazione di macchinari di precisione, macchinari che richiedono una base d'appoggio con cedimenti non superiori a 10 mm.

Sul sito da palificare sono state eseguite tre (3) prove penetrometriche statiche CPT, dalle quali sono stati assunti i valori significativi di q_c , f_s , c_u ecc.

5.2.1 DIMENSIONAMENTO DI UN MICROPALO FONDAZIONALE METALLICO A VITE PREFABBRICATO IN ACCIAIO S 355 DI CAPACITÀ PORTANTE PARI A q_c 12.000

Con riferimento alle relazioni tecniche allegate al progetto, si riportano di seguito i dati di

input ritenuti idonei, necessari e sufficienti per essere inseriti nel programma di calcolo realizzato per dimensionare e verificare il palo tipo rispondente alle esigenze di progetto.

- Dati di progetto:

Q_p portata palo = kg 12.000

terreno fondale: limo-sabbioso

q_c = 25 kg/cmq

f_s = 0,20 kg/cmq

γ_R = 1,15

ξ = 1,65

λ = 1,00

θ = 5,0

- Tipologia di fondazione: micropali da portata installabili senza rimozione di terreno, a secco, per avvitemento con mezzo d'opera: palo mod. PVD.114.8.9000.400.8.150/3V
- Descrizione: struttura metallica prefabbricata costituita da elementi tubolari cilindrici di lunghezza 3,0 m, giuntabili in cantiere mediante bullonatura, realizzati in acciaio S 355 e trattati con vernice anticorrosione per ambiente salmastro.

Nella pagina che segue si riporta l'analisi svolta per la progettazione e verifica dei pali del caso in esame.

5.2.2 QUOTAZIONE ECONOMICA DI UN MICROPALO FONDAZIONALE METALLICO A VITE PREFABBRICATO IN ACCIAIO S 355 DI CAPACITÀ PORTANTE PARI A kg 12.000

Come si evince dal foglio di calcolo, il micropalo a vite modello PVD.114.8.9000.400.8.150/3V di lunghezza nove metri, dimensionato per una portata di 12,0 ton risulta avere un cedimento primario Δw = 5 mm. Cedimento del tutto compatibile con le esigenze di progetto.

Il palo quindi risulta verificato.

Dalla scheda di analisi economica del programma risulta che il suo valore commerciale, franco stabilimento, è di € 932,26 (IVA esclusa).

Il trasporto dalla fabbrica al cantiere di Mesola (110 km), la movimentazione, l'impianto e spianto cantiere, la posa in opera di 50 pali, la trasferta del personale e i vari costi accessori sono stati valutati complessivamente in € 8.000,00 (IVA esclusa).

In definitiva il costo complessivo di fornitura, trasporto e posa in opera di 50 pali prefabbricati a vite aventi capacità portante di kg 12.000, incluso cantieramento e spese accessorie portano il singolo palo a costare € 1.092,00. Un costo la cui incidenza al metro lineare è di €/m 121,33 (IVA esclusa). L'intera fornitura, comprensiva di posa, trasporto e oneri vari, verrà perciò a costare € 54.600,00 (IVA esclusa).

Trattandosi di strutture prefabbricate la cui posa in opera avviene completamente a secco e senza rimozione di terreno possiamo tranquillamente escludere altri eventuali costi e/o oneri aggiuntivi da sostenere.

DATI DI PROGETTO - VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE GEOTECN. A COMPRESSIONE PALO GEOPAL MODELLO PVD 114.8.9000.400.8.150/3V

portata totale richiesta - QT_{PROGETTO} 12.000,00 kg DATI DI INPUT = inserire solo in celle azzurre e con frecce.

FUSTO

lunghezza totale - L	900 cm	fs media di analisi	0,28	kg/cmq
quota di testa rispetto al p.c. - z	-100 cm	fs di progetto (se assente si applica fs media)	0,20	kg/cmq
lunghezza fuori terra - h1	4,0 cm	coefficiente di sicurezza $\gamma_{H_{fusto}}$	1,15	
quota fondo scavo	-14,0 cm	coefficiente di sicurezza ξ_{fusto}	1,65	
quota falda acquifera	-200 cm	coefficiente di riduzione λ_{fusto} (facoltativo)		
diametro - d	11,43 cm	pressione tangenziale unitaria $\tau = (s/\gamma_R \cdot \xi^* \lambda)$	0,11	kg/cmq
spessore	0,80 cm	portata strutturale max SLU fusto	86.200,00	kg

ELICOIDI

numero	3	qc	25,00	kg/cmq
passo	15,0 cm	coefficiente di sicurezza $\gamma_{H_{elicoidi}}$	1,15	
diametro - D	40,00 cm	coefficiente di sicurezza $\xi_{elicoidi}$	1,65	
spessore	0,80 cm	coefficiente di riduzione $\theta_{elicoidi}$	5,00	
		pressione normale unitaria progetto $\sigma_{GEO} = qc/(\gamma_R \cdot \xi^* \theta)$	2,64	kg/cmq
		cedimento indicativo Δw di progetto	0,50	cm

PORTATA DEL FUSTO

fs media di analisi	0,28	kg/cmq	tra quota -299 cm e quota -1000 cm	area laterale efficace
fs di progetto	0,20	kg/cmq		evidenziata nel grafico
lunghezza fuori terra - h1	4,0	cm		
lunghezza diametri fusto - ϕ_1 - h2	114	cm		
lunghezza passi elicoidi - h3	45	cm		
lunghezza porzione scarto - H	199	cm	tra quota -100 cm e quota -299 cm	porzione di scarto
lunghezza efficace - L_e	701	cm		evidenziata nel grafico
area laterale totale - AL	32.301,18	cmq		
area laterale porzione scarto	7.152,92	cmq		
area laterale efficace - AL_e	25.148,26	cmq		
portata laterale - QL	5.029,65	kg		
portata laterale efficace - QL_e	2.650,67	kg		
portata residua da compensare - QR	9.349,33	kg		

PORTATA DEGLI ELICOIDI

area piena elicoidi di punta - A.p.p. ●	1.256,00	cmq
area netta 1 elicoidi intermedio - A.n. ○	1.153,44	cmq
area totale efficace di base - A.t.e.b.	3.562,89	cmq

numero elicoidi	dist. testa palo	quota
1 = elicoidi di punta	860 cm	-960 cm
elicoidi 2 (intermedio)	740 cm	-840 cm
elicoidi 3 (intermedio)	640 cm	-740 cm

NB: I valori di θ e λ dipendono dal cedimento Δw che si vuole assegnare preventivamente al palo, in forma cautelativa, fermo restando il valore di qc scelto dal progettista come resistenza penetrometrica localizzata lungo la verticale.

portata strutturale 1 elicoidi - QB_{STR}	5.700	kg	pressione normale unitaria di progetto < pressione unitaria strutturale
pressione unitaria strutturale σ_{STR}	4,94	kg/cmq	
portata di base di progetto - QB_{GEO}	9.388,37	kg	portata di base di progetto < portata strutturale elicoidi

VERIFICA

$QL_e + QB_{GEO} - QT_{PROGETTO}$	+ 39,05	kg	QT di verifica > QT di progetto
$QT_{VERIFICA} = QL_e + QB_{GEO}$	+ 12.039,05		QT di verifica < portata strutturale max SLU fusto

PORTATA EFFETTIVA DEGLI ELICOIDI E CEDIMENTO INDICATIVO DI ESERCIZIO

pressione norm. un. eser. $\sigma_{OR} = QR/(A.n.)$	2,62	kg/cmq	pressione normale unitaria esercizio < pressione normale unitaria progetto
cedimento indicativo Δw di esercizio	0,50	cm	
portata di base effettiva - QB_e	9.349,33	kg	portata di base effettiva < portata strutturale elicoidi

L'infissione dei pali, peraltro, non richiede neppure l'impiego di strutture temporanee o prestazioni extra e i mezzi d'opera e le attrezzature impiegate sono predisposte per poter operare anche su pavimentazioni *sensibili* e/o in ambienti interni a fabbricati, dove gli spazi possono essere limitati, come in questo caso.

Con la consegna dei pali a vite, l'azienda fornisce alla D.L.: la scheda tecnica del prodotto, i certificati di qualità e le garanzie sulle lavorazioni contrassegnate dalla marchiatura CE, che convalida la validità del processo produttivo seguito in fabbrica.

5.2.3 DIMENSIONAMENTO DI UN MICROPALO IN C.A. ESEGUITO IN OPERA SECONDO DESCRIZIONE DI CAPITOLATO E NEL RISPETTO DELLA NORMATIVA VIGENTE

Come detto precedentemente, il mondo delle opere sotterranee e ancor più quello della geotecnica classica, si prestano a molteplici soluzioni, spesso approssimative ma sufficienti per superare il problema del momento. Quello che cercherò di illustrare ora in modo comprensibile, almeno lo spero, è come si possono determinare in modo semplice, rapido ed attendibile, le dimensioni strutturali di un palo fondazionale *tradizionale* in cemento, senza dover incorrere nelle complicate formule (poco gestibili) che si trovano nei soliti *tomi* nozionistici, detti scherzosamente anche a *geometria variabile*.

Per il caso in esame, il palo da definire avrà inevitabilmente una geometria a forma pseudo-cilindrica, quindi non esattamente perfetta, ed il suo diametro nominale sarà comunque quello definito dalle esigenze di progetto e dalle caratteristiche geotecniche del sottosuolo. Trattandosi di micropalo *tradizionale*, il diametro individuato come ottimale nella fattispecie, risulta quello di 22,0 cm. La lunghezza del palo, pertanto, varierà in funzione del carico applicato, della superficie laterale del fusto, della forza attritica considerata e dell'area di punta che si oppone alla pressione normale. Al carico di progetto andrà sommato anche il peso proprio del palo, decurtato però del peso della terra asportata dal foro necessario per poterlo realizzare.

Ciò premesso, considerando che il carico di progetto è sempre di $kg\ 12.000 + Q_{ca} - Q_{ter}$, che il diametro del palo in c.a. è di $\phi\ 22\ cm$, la pressione agente sull'area di punta è $\sigma_{GEO} = 2,64\ kg/cm^2$, la forza attritica coefficientata agente sulla superficie laterale è sempre $\tau = 0,11\ kg/cm^2$, il peso specifico del c.a. (γ_{ca}) è di $kg/mc\ 2.500$ mentre quello della terra asportata dal foro di perforazione risulta essere mediamente (γ_t) pari a $kg/mc\ 1.800$, svolgendo le opportune calcolazioni si otterrà che la lunghezza del palo da realizzare in opera è di $m\ 15,00$ mentre il cedimento previsto sarà di circa $\Delta w = 9\ mm$. Valore, anche in questo caso, compatibile con le esigenze di progetto. Il palo risulta pertanto verificato.

5.2.4 QUOTAZIONE ECONOMICA DELLA PALIFICATA FONDAZIONALE REALIZZATA CON 50 MICROPALI DI C.A. LUNGI 15 m CON DIAMETRO NOMINALE DI 22 cm

Allo scopo di illustrare correttamente ed obiettivamente quali sono le voci di lavorazione che

dovrebbero essere eseguite dall'impresa palificatrice (*il condizionale è d'obbligo*) si riporta l'elenco delle voci del Listino Prezzi pubblicato dalla Regione del Veneto per il 2021.

Figura 13. Listino Prezzi Regione del Veneto 2021

F.01.24 PALI DI PICCOLO DIAMETRO (MICROPALI)			
Pali di piccolo diametro (micropali) per opere di nuova costruzione eseguiti all'aperto senza limitazioni di spazio, anche inclinati, escluso l'impianto di cantiere, l'indennità di discarica il trattamento delle teste dei pali e le prove di la roccia dura, mediante trivellazione a rotazione o rotopercussione senza la presenza delle tubazioni di incamicatura (l'eventuale onere sarà remunerato a parte). Nel prezzo è compreso il carico, scarico e trasporto a discarica del materiale di risulta entro una distanza stradale di km.10, l'onere della presenza di eventuali armature, la successiva iniezione a pressione di malta o miscela cementizia con assorbimento fino a 3 volte il volume teorico del foro, esclusa solo la fornitura e posa in opera del lamierino e dell'armatura. Per tutta la sua lunghezza e con diametro del foro come specificato nei tipi:			
CODICE	DESCRIZIONE	U.M.	PREZZO (in lettere)
F.01.24.a	PALI DI PICCOLO DIAMETRO (MICROPALI) diametro 65 - 90 mm	m	€ 43,56 quarantatre/56
F.01.24.b	PALI DI PICCOLO DIAMETRO (MICROPALI) diametro 100 - 130 mm	m	€ 67,92 sessantasette/92
F.01.24.c	PALI DI PICCOLO DIAMETRO (MICROPALI) diametro 140 - 190 mm	m	€ 81,36 ottantuno/36
F.01.24.d	PALI DI PICCOLO DIAMETRO (MICROPALI) diametro 200 - 220 mm	m	€ 94,35 novantaquattro/35
F.01.24.e	PALI DI PICCOLO DIAMETRO (MICROPALI) diametro 300 mm	m	€ 110,63 centodieci/63
F.01.25 SOVRAPPREZZO PER ESECUZIONE MICROPALI IN ZONA DISAGIATA			
Sovrapprezzo a tutte le voci relative alla esecuzione di pali di piccolo diametro (micropali) per esecuzione in spazi ristretti per la presenza di strutture esistenti ed anche per limitazione di altezza disponibile. Nella misura del 20%.			
CODICE	DESCRIZIONE	U.M.	PREZZO (in lettere)
F.01.25.00	SOVRAPPREZZO PER ESECUZIONE MICROPALI IN ZONA DISAGIATA: NELLA MISURA DEL 20%		€ 0,00 zero/00
F.01.26 SOVRAPPREZZO PER UTILIZZO DI RIVESTIMENTO PROVVISORIO PER ESECUZIONE MICROPALI			
Compenso alla voce "Pali di piccolo diametro (micropali)" per l'impiego di tubazione provvisoria di rivestimento da valutarsi per i tratti di effettiva incamicatura esclusa la fornitura del lamierino. Per ogni metro di palo rivestito. Nella misura del 16%.			
CODICE	DESCRIZIONE	U.M.	PREZZO (in lettere)
F.01.26.00	SOVRAPPREZZO PER ESECUZIONE MICROPALI PER L'UTILIZZO DI TUBAZIONE PROVVISORIA DI RIVESTIMENTO: NELLA MISURA DEL 16%		€ 0,00 zero/00
F.01.27 ARMATURA DEI MICROPALI			
Fornitura in opera di armatura per micropali costituita da barre, profili commerciali o tubi di primo impiego anche valvolati, in acciaio della qualità indicata nei tipi, compresi gli oneri di filettatura, dei manicotti di giunzione, saldature e tagli, formazione di valvole ed ogni altro onere. I tubi saranno congiunti tra loro a mezzo di appositi manicotti filettati, muniti di finestrature costituite da 2 coppie di fori di opportuno diametro, a due a due diametralmente opposti e situati, per ogni coppia, in piani orizzontali distanziati tra loro di circa mm 60 lungo l'asse del tubo; ogni gruppo di fori sarà distanziato di circa m 1,50 lungo l'asse del tubo e sarà ricoperto da idoneo manicotto di gomma di adeguata lunghezza. La posa in opera dell'armatura è da considerarsi già compresa nella voce di base F.1.24.			
CODICE	DESCRIZIONE	U.M.	PREZZO (in lettere)
F.01.27.a	ARMATURA DEI MICROPALI CON TUBO IN ACCIAIO S355 (a norma EN10219) NON VALVOLATO	kg	€ 1,88 uno/88
F.01.27.b	ARMATURA DEI MICROPALI CON TUBO IN ACCIAIO S355 (a norma EN10219) VALVOLATO	kg	€ 2,52 due/52
F.01.27.c	ARMATURA DEI MICROPALI CON PROFILATI TIPO NP o IPE DI QUALSIASI SEZIONE IN ACCIAIO S355	kg	€ 1,88 uno/88
F.01.28 INIEZIONI DI PRIMO TEMPO PER MICROPALI ECCEDENTI IL VOLUME TEORICO			
Iniezioni primarie di miscela di cemento ed acqua oltre ad eventuali additivi da pagarsi a parte, eseguita in una fase unica attraverso le valvole predisposte sui tubi di armatura, per la quantità eccedente il volume corrispondente a 3 volte il volume teorico del foro. Per ogni kg 100 di cemento iniettato			
CODICE	DESCRIZIONE	U.M.	PREZZO (in lettere)
F.01.28.00	INIEZIONI DI PRIMO TEMPO IN MICROPALI ECCEDENTI IL VOLUME TEORICO	100kg	€ 18,15 diciotto/15
F.01.29 INIEZIONI DI SECONDO TEMPO PER MICROPALI			
Iniezioni di secondo tempo di miscela di cemento ed acqua oltre ad eventuali additivi da pagarsi a parte, eseguita attraverso le valvole predisposte sui tubi di armatura. Per ogni kg 100 di cemento iniettato			
CODICE	DESCRIZIONE	U.M.	PREZZO (in lettere)
F.01.29.00	INIEZIONI DI SECONDO TEMPO PER MICROPALI	100kg	€ 20,19 venti/19

Su questo elenco sono riportati, oltre ai prezzi, anche le attività e i materiali da impiegare in cantiere che, oltre ad essere differenti, hanno costi sensibilmente superiori a quelli di fornitura e posa in opera dei pali prefabbricati.

Per il caso in esame sarà considerato come costo di fornitura del micropalo da 220 mm l'importo di €/m 94,35 riportato nel preziario, a cui va aggiunto il costo dell'armatura, costituita da tubo in acciaio S 355 valvolato, il cui prezzo (messo in opera) è di €/kg 2,52. Essendo l'area dell'armatura richiesta a progetto pari a circa cmq 27,0 potranno essere utilizzati dei profili tubolari di diametro $\varphi = 114,3$ mm e spessore 8,0 mm, il cui peso nominale risulta essere di circa 21,0 kg/m.

Alle voci di fornitura e posa in opera dei materiali va poi aggiunto l'impianto e lo spianto del cantiere che, a pagina 571 del preziario regionale, paragrafo F.01.01. rigo e troviamo quantificato in € 3.573,00 (IVA esclusa).

Va inoltre aggiunto quantomeno il costo supplementare riguardante la distanza del cantiere dalla sede dell'impresa palificatrice che, similmente ai pali prefabbricati, consideriamo essere di circa 100 km. Il viaggio di andata e ritorno, al costo medio di 5,0 €/km, comporta un'aggiunta di altri € 1.000,00 (IVA esclusa).

Pertanto se consideriamo sufficienti le voci di fornitura fin qui elencate e lasciando in opzione quelle ulteriormente previste nel preziario regionale ai punti F.01.25 – F.01.26 – F.01.28 e F.01.29 di pagina 578, l'ammontare dei costi risulterà il seguente

- a. relativamente alla voce F.01.24: € 94,35 x 15 m x 50 pali = € 70.792,00
- b. relativamente alla voce F.01.27.b: kg 21 x 15 m x 50 pali x €/kg 2,52 = € 39.690,00
- c. relativamente all'impianto cantiere: € 3.573,00
- d. relativamente alla maggior distanza dalla sede al cantiere: € 1.000,00

L'ammontare teorico del costo complessivamente previsto per la realizzazione della palificata dimensionata sarà pertanto di € 115.025 (IVA esclusa).

Il costo medio al metro lineare di palificazione risulterà di €/m 153,36.

5.3 CONSIDERAZIONI TECNICO-ECONOMICHE SUI RISULTATI OTTENUTI

Emerge chiaramente che, a parità di capacità portante, i micropali in cemento armato realizzati in cantiere con il metodo tradizionale, ovvero rispettando tutte le regole di lavorazione richieste per realizzare dei buoni manufatti, verrebbero a costare più del doppio dei pali prefabbricati realizzati in stabilimento.

Oltretutto, i micropali di cemento armato richiedono tempi di cantieramento molto più lunghi e costosi ed un periodo di maturazione cementizia di circa un mese (28 gg).

Da un punto di vista della sicurezza poi, il micropalo di cemento eseguito in opera quasi sempre mostra avere delle irregolarità strutturali non di poco conto come: un diverso diametro del fusto lungo la verticale; l'interruzione della continuità verticale del fusto a causa del

dilavamento di acque di falda circolanti nel sottosuolo che asportano il cemento, la perdita di pressione durante l'iniezione cementizia, la miscelazione del cemento con la terra di perforazione e così via. Tutte cose che non accadono con l'infissione di un palo prefabbricato. Tuttalpiù, se dovesse lesionarsi durante l'infissione, lo si potrebbe sostituire.

Ciò nonostante sul mercato edilizio vengono proposti micropali di cemento a prezzi sempre più bassi, che lasciano pensare come *certa matematica* sia diventata veramente un'opinione.

Ma tant'è!

Siccome ciò che finisce sotto terra (si sa) poi non sarà più visto, ecco che qualcuno pensa di essere commercialmente più competitivo riducendo i dosaggi del cemento o la quantità del ferro nelle armature e, se non bastasse, accorciando magari la lunghezza dei pali. Tanto chi andrà mai a controllare le lunghezze dei pali realizzati in un cantiere? Vi assicuro... nessuno! Se dopo qualche tempo, finiti i lavori, si cominceranno a riscontrare su alcuni muri delle vistose crepe ramificate il direttore dei lavori dirà che sono dovute ai *normali assestamenti* dell'edificio. Niente di più fuorviante, la causa va dimostrata!

Ma non basta: alla prima scossa di terremoto il cosiddetto *assestamento* diventerà ancora più vistoso dato che quei pali, sotto effetto sismico, sprofonderanno ulteriormente aumentando il cedimento.

La colpa di ogni dissesto, da quel momento, sarà attribuita solo al terremoto. Nessuno penserà più a quelle *fondazioni scadenti* realizzate magari *a basso prezzo* qualche anno prima e al loro precario equilibrio a causa di un assestamento in atto.

6 CONCLUSIONE

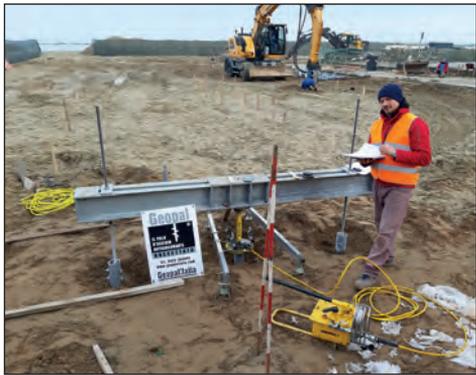
Personalmente ritengo che un'opera sotterranea importante come può essere una fondazione non possa essere sottovalutata nelle sue funzioni primarie. Trattandosi di una parte strutturale dell'opera principale non deve essere oggetto di alcuna speculazione. L'esecuzione delle fondazioni, in particolare quelle profonde come i pali, va controllata seriamente da un tecnico competente, di comprovata esperienza, che documenti ogni fase esecutiva che andrà poi *sepolta*.

Con questa pubblicazione ho voluto offrire l'opportunità di conoscere un altro modo di affrontare il mondo delle costruzioni sotterranee. In Italia, purtroppo, siamo ancora legati tecniche costruttive praticate perlopiù nel secolo scorso. Vengono usati materiali che spesso costa poco produrre ma che, messi in opera, subiscono aumenti di costo veramente significativi.

L'aver realizzato un nuovo programma di calcolo per il dimensionamento e la verifica di compatibilità carico-cedimento di un micropalo fondazionale metallico a vite Geopal®, con relativa analisi economica, oltre ad avermi gratificato molto per tutto il tempo dedicato alla fase di analisi, elaborazione e studio delle soluzioni da utilizzare e informatizzare, visti anche i brillanti risultati ottenuti, ritengo abbia consentito di produrre, per chi lo vorrà leggere, non solo uno strumento significativo sotto il profilo dell'innovazione tecnica ma anche un'occasione per riflettere sullo stato dell'arte e del futuro delle costruzioni nel nostro paese.

Appendice A - Documentazione fotografica









BIBLIOGRAFIA

Associazione Geotecnica Italiana (AGI), *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*, 1977, Roma.

Associazione Geotecnica Italiana (AGI), *Raccomandazioni sui pali di fondazione*, 1984, Roma.

LANCELLOTTA RENATO, *Geotecnica*, Zanichelli Editore S.p.A., 2004, Bologna.

COLOMBO PIETRO, COLLESELLI FRANCESCO, *Elementi di geotecnica*, Zanichelli Editore S.p.A., 1996, Bologna.

MARINO NUZIANTE, *Manuale di geotecnica per l'ingegneria civile - aggiornato agli Eurocodici 7 e 8*, Maggioli Editore, 2006.

TANZINI MAURIZIO, *Fondazioni: Caratterizzazione geotecnica Verifiche geotecniche Dimensionamento*, Dario Flaccovio Editore, 2006.

MINISTERO DEI LL.PP. - DM 14/01/2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni in zone sismiche (NTC 2008)*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29.

GRAFILL, *ISTRUZIONI PER LE APPLICAZIONE DELLE NORME TECNICHE - Circolare Ministeriale 2 Febbraio 2009, n. 617, 2009.*

SANSONI RENATO, *Pali e fondazioni su pali*, Ulrico Hoepli Editore S.p.A., 1988.

CESTELLI GUIDI CARLO, *Geotecnica e tecnica delle Fondazioni vol. 1 e vol. 2*, Ulrico Hoepli editore S.p.A., 1981, Milano.

FACCIORUSSO J., MADIAI C., VANNUCCHI G., *Dispense di geotecnica*, Università degli Studi di Firenze, 2009, Firenze.

VIGGIANI CARLO, *Fondazioni*, Ed. CUEM, 1999, Napoli.

MONACO S. G., *Liquefazione dei terreni in condizioni sismiche*, EPC LIBRI, 2014.

CARBONELLA R., RISPOLI F., FRANCESCHINI M., *Fondazioni superficiali* (quaderno di approfondimento alle Linee Guida NTC 08-Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi), 2012.

FRANCESCHINI M., *Corso breve "Le fondazioni superficiali con le NT2008 - teoria ed esempi pratici di progettazione"*, Ordine dei geologi della Regione Veneto, 2009.

TERZAGHI K., PECK R. B., *Geotecnica*, UTET, 1984, Torino.

CERONI EUGENIO, *Micropali, Pali di fondazione, Sottopassi e tunnel, Plinti bassi Quadrati*, Dario Flaccovio Editore, 2002.

GULLI ROBERTO, LACAGNINA GERARDO, *Guida alla relazione geologica*, Dario Flaccovio Editore, 2000, Palermo.

FOTI DORA, MONGELLI MICHELE, *Isolatori sismici per edifici esistenti e di nuova costruzione*, Dario Flaccovio Editore, 2011, Palermo.

UNIVAC WELLPOINT, *Drenaggio dei terreni*, 1976, Mestre.

MARIO COMO, GIORGIO LANNI, *Elementi di costruzioni antisismiche*, Edizioni Scientifiche A. Cremonese, 1979, Roma.

DAVID J. DOWRICK, *Progettazione antisismica*, Ulrico Hoepli Editore, 1981, Milano.

FERRUCCIO CESTARI, *Indagini geognostiche in sito*, Dario Flaccovio Editore, 2013, Palermo.

GIUSEPPE TROPEANO, *Corso di Integrato di Sismica Applicata e Geotecnica – Modulo di Geotecnica*, Università della Calabria, Arcavacata di Rende.

PAOLO RUGARLI, *Norme tecniche per le costruzioni 2018*, EPC EDITORE, 2018.

HOWARD A. PERKO, *Helical Piles - A Practical Guide to Design and Installation*, Wiley, 2009.

HOWARD A. PERKO E R.A. DONER, *Full-Displacement, Augered Friction Piles and a Method for Estimating Capacity*, Proceedings of the 34th Annual Conference of the Deep Foundation Institute, Kansas City, MO.

HOWARD A. PERKO E S. RUIPIPER, *Helical Pile Engineering Handbook*, Manufacturer technical Literature, Larkspur, CO, Precision Pier USA, 2002.

RAO, S.N. E Y.V.S.N. PRASAD, *Estimation of Uplift Capacity of Helical Anchors in Clays*, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 2, pp. 352-357, 1993.

RAO, S.N., Y.V.S.N. PRASAD E C.V. PRASAD, *Experimental Studies on Model Screw Pile Anchors*, Proceedings of the Indian Geotechnical Conference, Vol. 1, Bombay, pp. 465-468, 1990.

RAO, S.N., Y.V.S.N. PRASAD E M.D. SHETTY, *Behavior of Model Screw Piles in Cohesive Soils*, Soils and Foundations, Vol. 31, No. 2, pp. 35-50, 1991.

K.M. TAPPENDEN, *Predicting the Axial Capacity of Screw Piles Installed in Western Canadian Soils*, Master's Thesis, University of Alberta, Edmonton, Alberta, 2004.

SAILER E D. E B. SOTH, *Helical Pier Foundations for Problem Sites*, Journal of Light Construction, May 2004.

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato. Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso dell'art.68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n.633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.