

Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 17-01-2018 paragrafo 10.2.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, in allegato a questo documento, al fine di verificare la validità delle procedure di calcolo ed effettuare le procedure di controllo con altri strumenti di calcolo.

I software **GeoStru** sono dotati di sistemi di controllo dei dati di input e di output molto sofisticati i quali sono in grado di rilevare errori gravi tali da non consentire le corrette elaborazioni.

MP

Versione: 2017

| | |
|--|----|
| 1 – Individuazione dei campi di impiego del programma. | 3 |
| 2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma | 3 |
| 2.1 - Carico limite verticale. | 3 |
| 2.2 - Resistenza unitaria alla punta..... | 3 |
| 2.2.1 - Metodo di Terzaghi | 3 |
| 2.2.2 - Metodo di Berezantzev..... | 4 |
| 2.2.3 - Metodo di Vesic | 4 |
| 2.2.4 - Metodo di Janbu..... | 5 |
| 2.2.5 - Metodo di Hansen | 5 |
| 2.3 - Resistenza del fusto | 6 |
| 2.4 - Attrito negativo..... | 8 |
| 2.5 - Fattore di correzione in condizioni sismiche. | 8 |
| 2.5.1 - Criterio di Vesic | 8 |
| 2.5.2 - Criterio di Sano..... | 9 |
| 2.6 - Cedimenti | 9 |
| 2.7 - Carico limite orizzontale | 10 |
| 2.8 - Palo in condizioni d'esercizio..... | 10 |
| 2.9 – Metodo di Bustamante e Doix per micropali..... | 12 |
| Esempio 16.3 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX16.3 - Bowles] | 13 |
| Esempio 16.10 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX16.10 - Bowles] | 14 |
| Esempio 5.9 – Engineering Design in Geotechnics (Fethi Azizi) [FILE: Ex5_9_Azizi.pmp] | 15 |
| Esempio 9 – Metodo di Bustamante e Doix [FILE: Ex9_Micropalo.pmp] | 16 |
| Conclusioni | 18 |

1 – Individuazione dei campi di impiego del programma.

MP è un programma per il calcolo della capacità portante per un palo o un reticolo di micropali gravati da una qualsiasi distribuzione di carichi (momento, sforzo normale e taglio); esegue inoltre il calcolo strutturale di ogni elemento dimensionandone l'armatura longitudinale e la staffatura.

2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma.

2.1 - Carico limite verticale.

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10 \quad \text{[nei pali infissi]}$$

$$\phi' = \phi - 3 \quad \text{[pali trivellati]}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto. Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

2.2 - Resistenza unitaria alla punta.

2.2.1 - Metodo di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_q = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

2.2.2 - Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

- γ peso unità di volume del terreno;
- L lunghezza del palo;
- N_c e N_q fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

2.2.3 - Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo. Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno. Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr}=I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

| TERRENO | I_r |
|----------------|-------------------------|
| Sabbia | 75-150 |
| Limo | 50-75 |
| Argilla | 150-250 |

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

2.2.4 - Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

2.2.5 - Metodo di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan\phi(1 - \sin\phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

| D/B | 0 | 1 | 1.1 | 2 | 5 | 10 | 20 | 100 |
|--------|---|------|------|------|------|------|------|------|
| d'_c | 0 | 0.40 | 0.33 | 0.44 | 0.55 | 0.59 | 0.61 | 0.62 |

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan\phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan\phi(1 - \sin\phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

2.3 - Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan\delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

| Palo | K | |
|-----------------|-----------------|---------------|
| | Terreno sciolto | Terreno denso |
| Acciaio | 0.5 | 1 |
| Calcestr. Pref. | 1 | 2 |
| Legno | 1 | 3 |

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = \tan \frac{3}{4} \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

| Coefficiente α per palo infisso | |
|--|-----------------|
| $2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$ | $\alpha = 1.00$ |
| $5 \leq c < 10$ | $\alpha = 0.70$ |
| $10 \leq c < 15$ | $\alpha = 0.50$ |
| $15 \leq c < 20$ | $\alpha = 0.40$ |
| $c \geq 20$ | $\alpha = 0.30$ |

2.4 - Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

2.5 - Fattore di correzione in condizioni sismiche.

2.5.1 - Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però

trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

2.5.2 - Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctan\left(\frac{a_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_{\max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di Vesic, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di Q_{lim} .

Le correzioni di Sano e di Vesic si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

2.6 - Cedimenti

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di Davis-Poulos, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito. Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = \left(\frac{\tau_j}{E}\right) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

- τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia
- E = Modulo elastico del terreno
- B = Diametro del palo
- $I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando W_{ij} per tutte le j aree

2.7 - Carico limite orizzontale

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d ; avendo indicato con:

- c_u = Coesione non drenata,
- B = Diametro del palo
- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot z \cdot B$$

avendo indicato con:

- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
- K_p = Coefficiente di spinta passiva;
- γ = Peso unità di volume del terreno;
- z = Profondità;
- B = Diametro del palo.

2.8 - Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con P la matrice delle forze nodali esterne, con F quella delle forze interne e con A la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni e (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni X (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice B è dimostrato essere la trasposta della matrice A .

D'altra parte, le forze interne F sono legate agli spostamenti interni e dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SA^T X$$

e quindi

$$P = AF = A SA^T X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $A SA^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X :

$$X = (A SA^T)^{-1} P$$

Noti, quindi, gli spostamenti X è possibile ricavare le forze interne F necessarie per il progetto della struttura. La matrice $A SA^T$ è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterne nodali. Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti. Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}\left(\frac{Z}{B}\right)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori

$$k_s = \frac{q_{ult}}{\Delta H} = C \cdot (cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$k_s = \frac{q_{ult}}{\Delta H} = C \cdot (\gamma N_q Z^{-1})$$

correttivi s_i , d_i , e i_i pari a

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

2.9 – Metodo di Bustamante e Doix per micropali

Le formulazioni di Bustamante e Doix richiedono come parametro di input la p_{lim} , che rappresenta la pressione di iniezione.

Il metodo fa una distinzione in base alla litologia degli strati in cui il bulbo del micropalo risulta immerso.

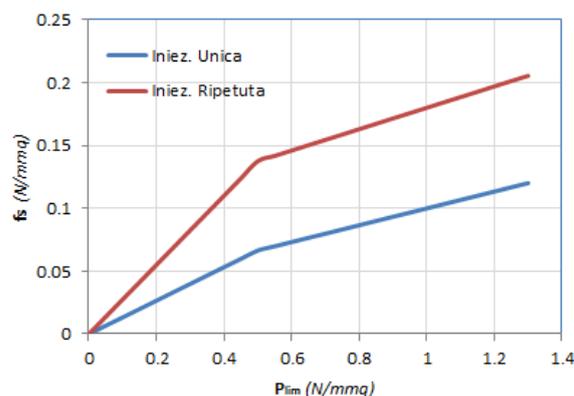
Il valore limite della tensione tangenziale lungo il tratto iniettato può essere assunta mediamente pari a:

$$f_s = \frac{p_{lim}}{10} \quad \text{Terreni sabbiosi}$$

$$f_s = 0.033 + 0.067 \cdot p_{lim} \quad \text{(iniezione unica) Terreni argillosi}$$

$$f_s = 0.095 + 0.085 \cdot p_{lim} \quad \text{(iniezione ripetuta) Terreni argillosi}$$

Le relazioni precedenti si applicano per pressioni limite superiore a 0.5 N/mm^2 , per valori inferiori (caratteristici delle argille tenere) si può immaginare che la relazione tra la tensione tangenziale e la pressione limite sia rappresentata da una retta passante per l'origine del sistema di riferimento e per l'estremo rappresentativo delle due equazioni precedenti che legano la pressione limite al valore della tensione tangenziale (vedi immagine).



Integrando la tensione tangenziale sulla superficie laterale del bulbo si ottiene la portanza laterale.

$$Q_{laterale} = \sum_i \pi \cdot D_s \cdot L_i \cdot f_{si}$$

L'indice "i" rappresenta i-esimo strato in cui il bulbo risulta immerso, L_i la lunghezza lunghezza.

Il valore D_s dipende innanzitutto dal diametro D_d di perforazione, ma anche dalla natura e compattezza del suolo e dal metodo di sigillatura, IRG o IGU, che viene utilizzato.

Questo valore viene assunto pari a :

$$D_s = \alpha \cdot D_d$$

I valori indicativi per il coefficiente α sono riportati in tabella.

Valeurs des coefficients α pour le calcul du diamètre moyen du scellement d'un tirant ou micropieu injecté

| SOLS | Coefficient α | | Quantité minimale de coulis conseillée V_s |
|-----------------------------|----------------------|-----------|--|
| | IRS* | IGU** | |
| Grève | 1,8 | 1,3 à 1,4 | 1,5 V_s |
| Grève sableuse | 1,6 à 1,8 | 1,2 à 1,4 | 1,5 V_s |
| Sable graveleux | 1,5 à 1,6 | 1,2 à 1,3 | 1,5 V_s |
| Sable grossier | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable moyen | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable fin | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable limoneux | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | { 1,5 à 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU |
| Limon | 1,4 à 1,6 | 1,1 à 1,2 | { 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU |
| Argile | 1,8 à 2 | 1,2 | { 2,5 à 3 V_s pour IRS 1,5 à 2 V_s pour IGU |
| Marne | 1,8 | 1,1 à 1,2 | 1,5 à 2 V_s pour couche compacte |
| Marne-calcaire | 1,8 | 1,1 à 1,2 | |
| Craie altérée ou fragmentée | 1,8 | 1,1 à 1,2 | 2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée |
| Rocher altéré ou fragmenté | 1,2 | 1,1 | 1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée |

V_s : volume du bulbe de scellement.
IRS : injection répétitive et sélective.
IGU : injection globale en presse unifiée.

* : avec $\rho_1 \geq \rho_2$
** : avec $0,5 \rho_1 < \rho_2 < \rho_1$

Esempio 16.3 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX16.3 - Bowles]

Stimare la capacità portante ultima di un palo circolare in calcestruzzo di 23 m con un diametro di 300 mm. Il palo è collocato in ambiente off-shore e 23 m rappresenta la sola parte interrata. Il profilo del terreno indica che la resistenza media a compressione non confinata vale 24 kPa. Il peso specifico sommerso del terreno viene stimato pari a 8.15 kN/m³.

I risultati, in termini di carico limite di punta, carico limite laterale e carico limite netto, sono i seguenti:

$$P_{pu_MP} = 7.6325 \text{ kN}$$

$$P_{pu_Testo} = 7.6340 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{pu_MP} - P_{pu_Testo}}{P_{pu_Testo}} \% = -0.0196\%$$

[Carico limite di punta]

$$P_{L_MP} = 260.071 \text{ kN}$$

$$P_{L_Testo} = 260.11 \text{ kN}$$

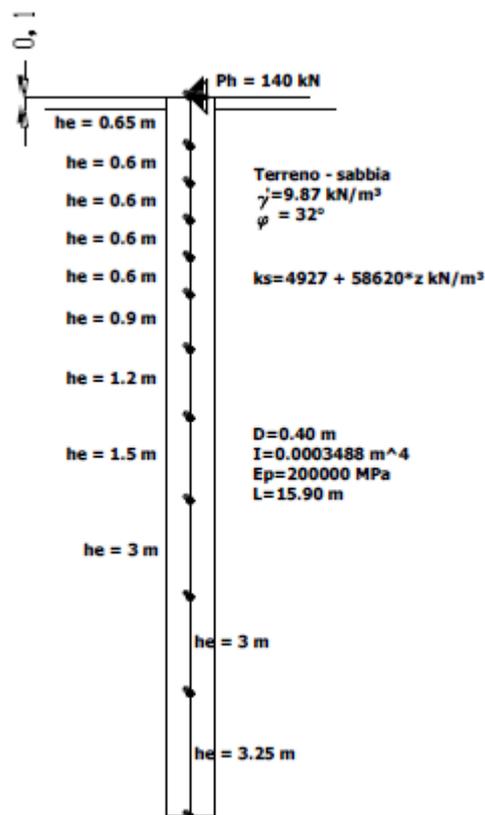
$$\frac{P_{L_MP} - P_{L_Testo}}{P_{L_Testo}} \% = -0.0149\%$$

[Carico limite laterale]

Esempio 16.10 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX16.10 - Bowles]

Determinare il massimo momento flettente e lo spostamento trasversale in superficie per il palo N. 2 della serie di prove dell'Arkansa per un carico trasversale $Ph=140 \text{ kN}$.

La geometria del sistema palo-terreno è indicata nella figura 16.24 del testo utilizzato per il confronto.



a 1: Schema geometrico dell'esempio 16.10

Il risultato, in termini di momento massimo e di spostamento massimo in testa è il seguente:

[Risultati ottenuti per k_s calcolato con Bowles]:

$$M_{\max - MP} = -120.25 \text{ kNm}$$

$$M_{\max - Testo} = -120.470 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\max - MP} - M_{\max - Testo}}{M_{\max - Testo}} \% = -0.18\%$$

[Momento massimo]

$$\Delta_{\max - MP} = 0.0084 \text{ m}$$

$$\Delta_{\max - Testo} = 0.00823 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta_{\max - MP} - \Delta_{\max - Testo}}{\Delta_{\max - Testo}} \% = 2.06\%$$

[Spostamento massimo in testa]

Esempio 5.9 – Engineering Design in Geotechnics (Fethi Azizi) [FILE: Ex5_9_Azizi.pmp]

Si supponga di dover determinare il cedimento di un palo in calcestruzzo armato, soggetto ad una forza verticale pari a 600kN. Lo schema per il quale eseguire il calcolo è il seguente:

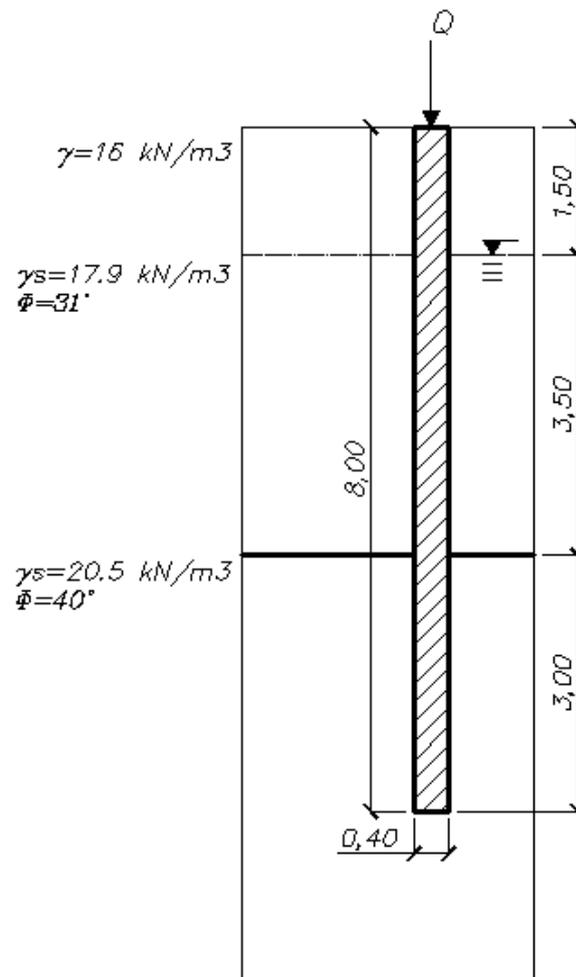


Figura 2: Schema per il calcolo del cedimento

I parametri di input per il calcolo dei cedimenti assumono il seguente valore:

Q (Carico applicato) = 600 kN;

Q_{su} (Carico limite laterale) = 100 kN;

Q_{bu} (Carico limite di punta) = 1870 kN;

L (Lunghezza palo) = 8 m;

D_s (Diametro testa) = 0.40 m;

D_b (Diametro punta) = 0.40 m;

E_c (Modulo elastico sezione) = 3.0×10^7 kN/m²;

K_e (Punto applicazione risultante resistenza passiva) = 0.45;

L_a (Tratto ad attrito laterale nullo) = 1.50 m;

M_s (Fattore flessibilità terreno) = 1.0×10^{-3} ;

E_b (Modulo elastico terreno corrispondente a $Q_b/4$) = 2.0×10^5 kN/m²;

I cedimenti calcolati con il programma assumono i seguenti valori:

S_e (Accorciamento elastico) = 1.18 mm;

S_t (Cedimento rigido) = 5.22 mm;

Alla pag. 232 del libro "Engineering Design in Geotechnics" - Fethi Azizi si trovano i seguenti risultati:

S_e (Accorciamento elastico) = 1.20 mm;

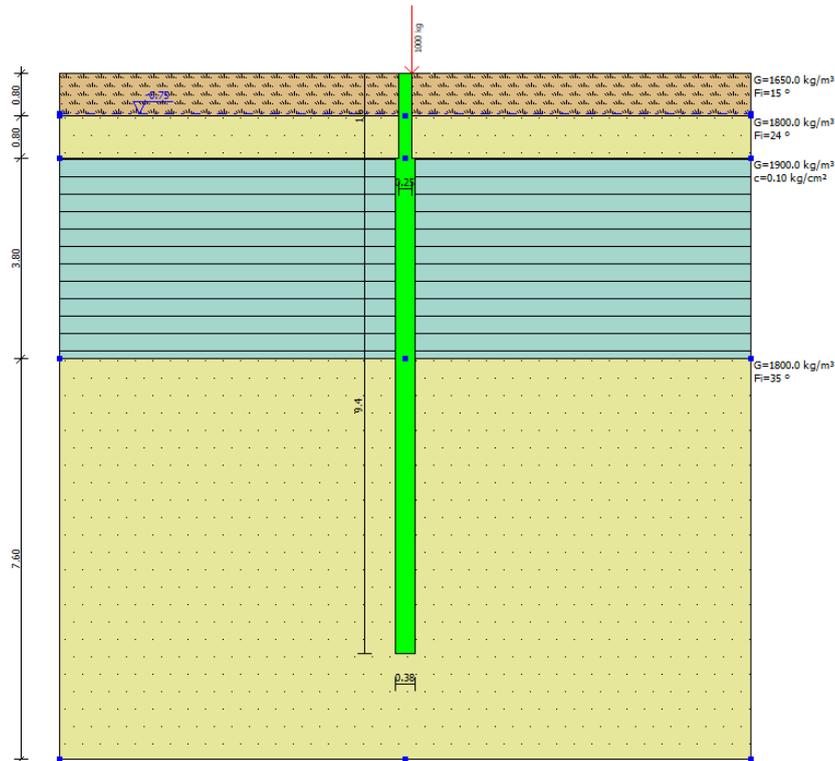
S_t (Cedimento rigido) = 5.22 mm;

I due gruppi di risultati sono praticamente coincidenti. Per maggiori ragguagli in merito alla teoria di calcolo del cedimento si rimanda al manuale del programma MP.

Esempio 9 – Metodo di Bustamante e Doix [FILE: Ex9_Micropalo.pmp]

Occorre determinare il carico limite laterale del micropalo tubifix rappresentato in figura.

Il calcolo viene eseguito manualmente applicando le relazioni riportate nella prima parte di questo documento e si confrontano I risultati tra il calcolo manual e quello ottenuto tramite software.



Dati generali

| | |
|--------------------------|--|
| Lunghezza bulbo | 9.4 m |
| Spessore strato argilla | 3.8 m |
| Spessore strato sabbia | 5.6 m |
| Diametro di perforazione | 0.25m |
| Diametro iniezione | $0.25 \cdot 1.5 = 0.375$ m |
| $p_{lim_{iniezione}}$ | $2 \text{ kg/cm}^2 = 0.0981 \cdot 2 = 0.1962 \text{ N/mm}^2$ |

Calcolo tensione laterale tangenziale (Bustamante e Doix)

Strato sabbia

$$f_s = p_{lim} / 10 = 0.1962 / 10 = 0.01962 \text{ N/mm}^2 = 0.01962 \cdot 101970 = 2000 \text{ Kg/m}^2$$

Strato argilla

$$f_s = 0.095 + 0.085 \cdot p_{lim} = 0.095 + 0.085 \cdot 0.1962 = 0.111677 \text{ N/mm}^2$$

Poichè $f_s < 0.5 \text{ N/mm}^2$ allora occorre apportare la seguente correzione

$$f_s = 0.275 \cdot p_{lim} = 0.275 \cdot 0.1962 = 0.053955 \cdot 101970 = 5501 \text{ Kg/m}^2$$

Calcolo del carico limite laterale

$$Q_l = Q_{l_{sabbia}} + Q_{l_{argilla}}$$

$$Q_{l_{sabbia}} = 3.14 \cdot \text{Spessore strato sabbia} \cdot f_{s_{sabbia}} \cdot D_{iniezione} = 3.14 \cdot 5.6 \cdot 2000 \cdot 0.375 = 13188 \text{ Kg}$$

$$Q_{l_{argilla}} = 3.14 \cdot \text{Spessore strato argilla} \cdot f_{s_{argilla}} \cdot D_{iniezione} = 3.14 \cdot 3.8 \cdot 5501 \cdot 0.375 = 24614 \text{ Kg}$$

$$Q_{l_{manuale}} = Q_{l_{sabbia}} + Q_{l_{argilla}} = 13363 + 24942 = \mathbf{37802 \text{ kg}}$$

$$Q_{l_{software}} = \mathbf{37829.19 \text{ kg}}$$

A meno di errori di approssimazioni il risultato coincide con quello fornito in output dal programma.

Conclusioni

Si evidenzia dai test effettuati l'affidabilità del software in oggetto. Il massimo scarto riscontrato nei risultati è attribuibile all'impiego di abachi e tabelle nei testi della bibliografia di riferimento e quindi connesso all'interpretazione dell'autore.