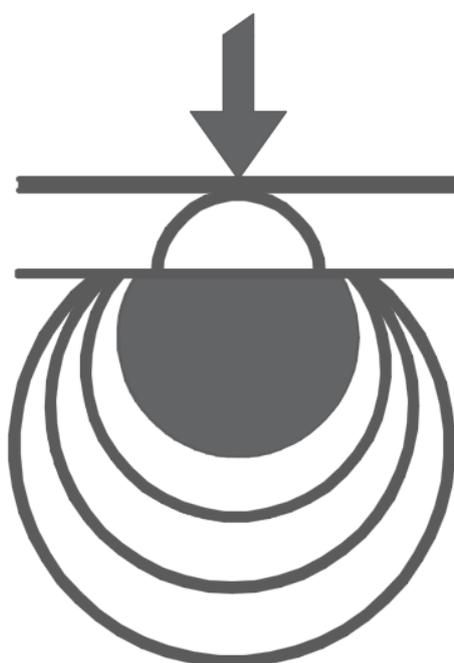


Validazione del codice di calcolo

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.



LOADCAP

INDICE

Premessa.....	3
1 – Individuazione dei campi di impiego del programma.	3
2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma.	3
2.1 – Carico limite.....	3
2.1.1 – Metodo di Terzaghi.....	4
2.1.2 – Metodo di Meyerhof.....	5
2.1.3 – Metodo di Hansen	6
2.1.4 –Metodo di Vesic.....	8
Esempio 4.7 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX4.7Bowles.fon].....	9
2.2 – Cedimenti elastici	10
Esempio 5.6 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX5.6 - Bowles]	11
2.3 – Cedimenti edometrici.....	12
2.3.1 – Cedimenti secondari.....	13
Esempio 5.7 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX5.7 - LancellottaCalavera.FON]	14
2.4 – Cedimenti di Schmertmann	14
Esempio 5.9 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX5.9 LancellottaCalavera.fon].....	15
2.5 – Cedimenti di Burland e Burbidge	16
Esempio 5.8 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera)[FILE: EX5.8 - LancellottaCalavera.fon].....	17
Conclusioni	17

Premessa

Alla luce di quanto prescritto dalla norma D.M. 14 gennaio 2018, al punto 10.2, il presente report di validazione vuole dimostrare la affidabilità del programma LoadCap. La norma sopra citata richiede esplicitamente che siano discussi i seguenti punti:

- Individuazione dei campi di impiego del programma;
- Descrizione delle basi teoriche;
- Sperimentazione del programma attraverso l'ausilio di casi di prova completamente risolti e commentati.

1 – Individuazione dei campi di impiego del programma.

Il programma LoadCap esegue il calcolo del carico limite delle fondazioni su terreni sciolti secondo Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic, Brinch–Hansen e di fondazioni su roccia con i metodi di Terzaghi e Zienkiewicz.

Il programma esegue altresì il calcolo dei cedimenti elastici (Timoshenko e Goodier), di Schmertmann, Burland e Burbidge ed edometrici con il loro decorso nel tempo.

Per ogni metodo di calcolo il programma permette di eseguire l'analisi in condizioni drenate e non drenate (fondazioni su terreni sciolti).

Per l'analisi in condizioni sismiche sono proposte le correzioni sismiche inerziali e viene eseguita la verifica a liquefazione, secondo le direttive dell'Eurocodice e della normativa italiana.

2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma.

2.1 – Carico limite

Prima di procedere con la descrizione dei vari approcci per il calcolo del carico limite, è bene sottolineare che allo stato attuale non c'è alcun metodo che permette di determinare in modo molto preciso il carico limite di una fondazione, mentre vari sono i metodi che permettono di stimare in modo approssimato, ma qualitativamente corretto, il carico limite.

I metodi utilizzati nel programma LoadCap sono quelli elencati al punto 1.

Tutti i metodi descritti nel seguito si riferiscono al seguente schema geometrico, che di volta in volta sarà modificato per allinearsi alle ipotesi dei vari autori:

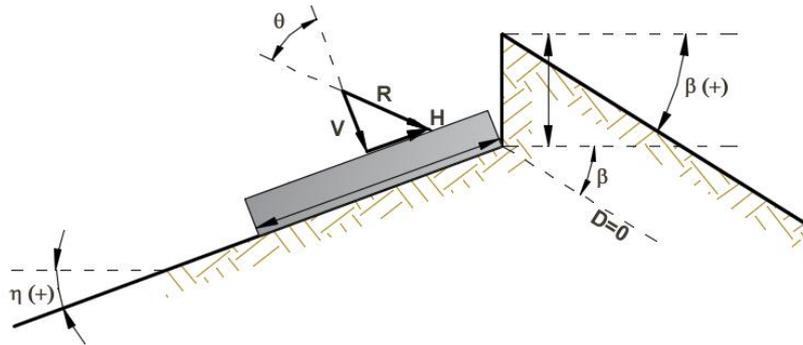


Figura 1: Schema per il calcolo del carico limite

2.1.1 – Metodo di Terzaghi

La formula di Terzaghi (proposta nel 1943) assume le seguenti ipotesi:

- Fondazione nastriforme, in modo che si possa parlare di problema piano nelle deformazioni;
- Carico applicato alla fondazione baricentrico e centrato;
- Piano di posa della fondazione e piano campagna completamente orizzontali;
- Ipotesi sulla forma della superficie di scorrimento (superficie di rottura a spirale sotto la fondazione).
-

Lo schema geometrico cui fare riferimento per la soluzione di Terzaghi è il seguente:

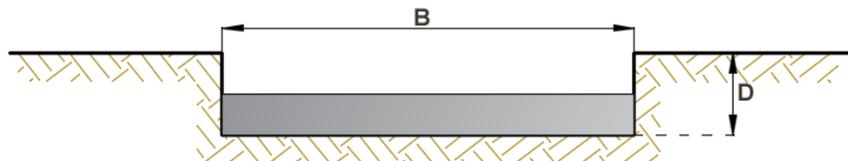


Figura 2: Schema assunto nella soluzione di Terzaghi

La struttura della formula di Terzaghi è la seguente:

$$q_c = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot + \bar{q} \cdot N_q \cdot + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

Dove i vari coefficienti che compaiono assumono i seguenti valori:

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

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

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_{\gamma} = \frac{\tan \varphi}{2} \cdot \left(\frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

I fattori s sono dei coefficienti che tengono conto della forma della fondazione e valgono:

Fattore	Fond. Nastriforme	Fond. Circolare	Fond. Quadrate
s_c	1.0	1.3	1.3
s_{γ}	1.0	0.6	0.8

2.1.2 – Metodo di Meyerhof

La formula proposta da Meyerhof non è molto diversa dalla formula di Terzaghi. Le sostanziali differenze stanno nel fatto che Meyerhof introdusse un fattore di forma s_q nel termine che tiene conto della profondità N_q .

Inoltre egli introdusse dei fattori di profondità (d_i), e di pendenza (i_i) per il caso in cui il carico trasmesso dalla fondazione è inclinato sulla verticale.

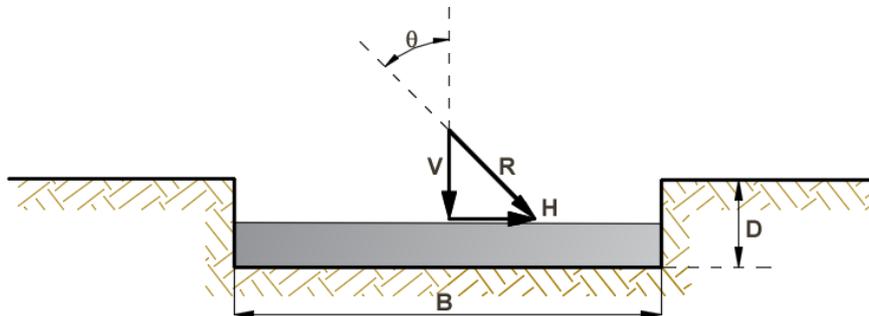


Figura 3: Schema assunto nella soluzione di Meyerhof

La forma generale della formula di Meyerhof cambia a seconda che il carico sia considerato perfettamente verticale o inclinato:

$$q_c = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \bar{q} \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \quad [\text{carico verticale}]$$

$$q_c = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + \bar{q} \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \quad [\text{carico inclinato}]$$

Dove i vari coefficienti assumono i seguenti valori:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

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

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

Mentre:

Fattori di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{se } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{se } \varphi = 0$$

Fattori di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} \quad [\forall \varphi]$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{se } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{se } \varphi = 0$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 \quad [\forall \varphi]$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{se } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{se } \varphi = 0$$

2.1.3 – Metodo di Hansen

Il metodo di Hansen è valido nel caso più generale rappresentato schematicamente nella Figura 1.

La struttura della formula utilizzata da Hansen per calcolare il carico limite nel caso generale è la seguente:

$$q_c = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \bar{q} \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad \text{se } \varphi > 0$$

$$q_c = 5.14 \cdot s_u (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + \bar{q} \quad \text{se } \varphi = 0$$

Dove i fattori N_i di capacità portante assumono i seguenti valori:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

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

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi$$

I fattori correttivi invece assumono il seguente valore:

Fattori di forma:

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

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \varphi$$

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

Fattori di profondità:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot k$$

$$d_\gamma = 1$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

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

Fattori di inclinazione del carico:

$$i_c = 0.5 - 0.5 \cdot \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \quad \text{se } \varphi = 0$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad \text{se } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 1 - \left(\frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad \text{se } \eta = 0$$

$$i_\gamma = 1 - \left(\frac{(0.7 - \eta^\circ / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad \text{se } \eta > 0$$

Fattori di inclinazione del terreno:

$$g_c = \frac{\beta}{147} \quad \text{se } \varphi = 0$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{se } \varphi > 0$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione:

$$b_c = \frac{\beta}{147} \quad \text{se } \varphi = 0$$

$$b_c = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{se } \varphi > 0$$

$$b_q = \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7 \cdot \eta \cdot \tan \varphi)$$

2.1.4 – Metodo di Vesic

Le formule di Vesic coincidono praticamente con le formule di Hansen se non per delle piccole modifiche applicate ad un coefficiente di capacità portante e ad alcuni coefficienti di correzione.

Nel seguito saranno elencate solo le modifiche rispetto al caso di Hansen:

Fattori di capacità portante:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \tan \varphi \quad \text{se } \varphi > 0$$

$$N_\gamma = -2 \cdot \sin \beta \quad \text{se } \varphi = 0$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c} \quad \text{se } \varphi = 0$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad \text{se } \varphi > 10$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^m$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^{m+1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad \text{se } H \text{ è parallelo a } B$$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \quad \text{se } H \text{ è parallelo a } L$$

Fattori di inclinazione del terreno:

$$g_c = \frac{\beta}{147} \quad \text{se } \varphi = 0$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{se } \varphi > 0$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \cdot \tan \varphi)^2$$

Esempio 4.7 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX4.7Bowles.fon]

Si deve realizzare una fondazione quadrata su terreno incoerente, soggetta a carico verticale centrato. La geometria e i dati del problema sono mostrati nella seguente figura:

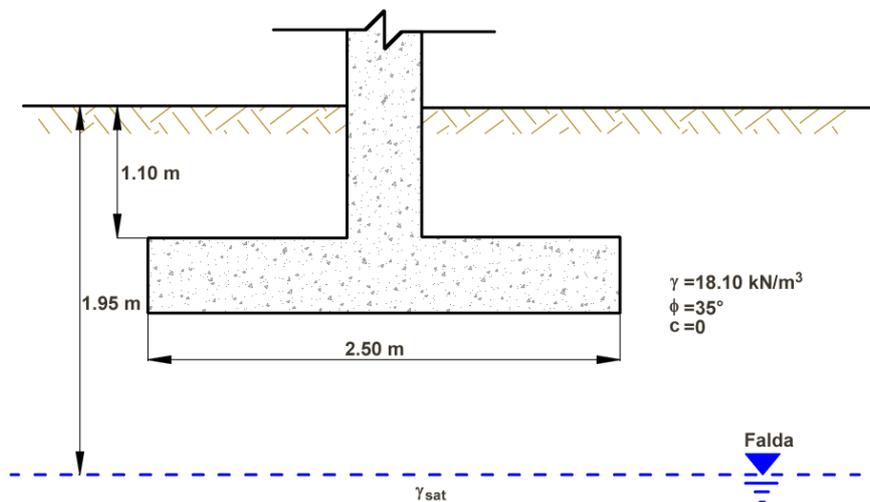


Figura 4: Dati dell'esempio 4.7

Determinare la capacità portante della fondazione utilizzando la formula di Hansen.

Nel caso in esame, livello della falda interno al cuneo di rottura, il peso specifico da utilizzare nel termine $0.5B_\gamma N_\gamma$ deve essere modificato.

L'espressione che si utilizza, nota la dimensione B della fondazione, per stimare il peso specifico medio efficace del terreno nel cuneo sotto la fondazione è:

$$H = \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = 0.5 \cdot 2.5 \cdot \tan \left(45 + \frac{35}{2} \right) = 2.4 \text{ m}$$

$$\gamma_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \gamma + \frac{\gamma'}{H^2} (H - d_w)^2 = (2 \cdot 2.4 - 0.95) \frac{0.95}{2.4^2} 18.1 + \frac{(20.1 - 10)}{2.4^2} (2.4 - 0.95)^2 = 15.18 \text{ m}$$

Fattori di capacità portante:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi \cdot \tan 35} \tan^2 \left(45 + \frac{35}{2} \right) = 33.25$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi = (33.25 - 1) \cot 35 = 46.07$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi = 1.5 \cdot (33.25 - 1) \tan 35 = 33.88$$

I fattori correttivi invece assumono il seguente valore:

Fattori di forma:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} = 1 + \frac{33.25}{46.07} \cdot \frac{2.5}{2.5} = 1.72$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \varphi = 1 + \frac{2.5}{2.5} \cdot \tan 35 = 1.70$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \cdot \frac{2.5}{2.5} = 0.6$$

Fattori di profondità:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k = 1 + 0.4 \cdot 0.40 = 1.16$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot k = 1 + 2 \cdot \tan 35 \cdot (1 - \sin 35)^2 \cdot 0.40 = 1.10$$

$$d_\gamma = 1$$

$$\frac{1}{2.5} \leq 1 \gg k = \frac{1}{2.5} = 0.40$$

$$\begin{aligned} q_{lim} &= c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \bar{q} \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma = \\ &= 0 + 18.1 \cdot 1 \cdot 33.88 \cdot 1.70 \cdot 1.10 + 0.5 \cdot 15.18 \cdot 2.5 \cdot 33.88 \cdot 0.6 \cdot 1 = 1513.64 \text{ kN/m}^2 \\ q_{lim_Loadcap} &= 1517.13 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

I risultati, in termini di carico limite al netto del fattore di sicurezza, sono

$$\frac{q_{lim_Loadcap} - q_{lim}}{q_{lim}} = \frac{1517.13 - 1513.64}{1513.64} \% = 0.20\%$$

2.2 – Cedimenti elastici

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni BxL posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (*Timoshenko e Goodier (1951)*):

$$\Delta H = q_0 \cdot B \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) \cdot I_F$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione netta di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H, coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934) (V. Bowles)*, in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che tengono conto del fatto che il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B . In modo da semplificare l'equazione dei cedimenti si introduce il coefficiente I_s :

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

Esempio 5.6 – Fondazioni (Joseph E. Bowles) [FILE: EX5.6 - Bowles]

Stimare il cedimento della fondazione a “zattera” riportata da Kay e Cavagnaro per l’edificio della “Savings Bank” (Cassa di risparmio utilizzando il procedimento dell’autore). I dati sono i seguenti:

$$Q_0 = 134 \text{ kN/m}^2$$

Fondazione rettangolare B=33.5 m; L=39.5 m

Cedimento misurato circa 18 mm

- Il suolo è costituito, dalla superficie del terreno fino ad un substrato roccioso di arenaria collocato a profondità di 14 m, da argilla stratificata con un giunto di sabbia.
- Il piano di posa della fondazione giace a 3 m sotto la superficie.
- Il modulo elastico E_s del terreno vale 42.5 MPa da 3 a 6 m di profondità, 60 MPa da 6 a 14 m di profondità mentre quello dell’arenaria risulta ≥ 500 MPa.

Per la fondazione in esame I_F si assume pari a 0.95 (Fox 1948), mentre i coefficienti I_1 , I_2 si stimano sfruttando la Tab 5.2 (Bowles):

$$I_1 = 0.0815$$

$$I_2 = 0.086$$

Si determina l’altezza dello strato comprimibile:

$$H = 14 - 3 = 11 \text{ m (dal substrato roccioso al piano di posa)}$$

Si calcola la media pesata E_s nello spessore dello strato $z=H$:

$$E_{s(\text{medio})} = \frac{H_1 \cdot E_{s1} + H_2 \cdot E_{s2} + \dots + H_n \cdot E_{sn}}{H} = \frac{3 \cdot 42.5 + 8 \cdot 60}{11} = 55 \text{ Mpa}$$

Avendo posto:

$$I_s = 0.0815 + \frac{1-2 \cdot 0.35}{1-0.35} 0.086 = 0.121$$

L’espressione del cedimento è a rigore valida per fondazioni flessibili, per tenere conto della rigidità viene ridotto il coefficiente di influenza I_s del 7% circa.

Sostituendo i valori nell'espressione generale e considerando il contributo di 4 spigoli della fondazione di larghezza $B'/2$ si ottiene il cedimento al centro della fondazione:

$$\Delta H = q_0 \cdot B \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot I_s \cdot I_F = 134 \cdot 4 \cdot 16.75 \frac{1-0.35^2}{55000} \cdot 0.121 \cdot 0.93 \cdot 0.95 = 15.34 \text{ mm}$$

$$\Delta H_{\text{Loadcap}} = 12.60 \text{ mm}$$

I risultati, in termini di cedimento netto del fattore di sicurezza, sono

$$\frac{\Delta H_{\text{Loadcap}} - \Delta H}{\Delta H} = \frac{|12.60 - 15.34|}{12.60} \% = 5.9\%$$

La differenza riscontrata nel risultato è giustificata dalla seguente considerazione:

Il calcolo dei coefficienti I_1 , I_2 e I_F è eseguito in maniera analitica dal programma LoadCap, mentre nel libro di testo utilizzato per il confronto, il calcolo dei coefficienti viene eseguito per interpolazione su valori tabellati.

N.B. Loadcap decurta alla pressione di progetto lo scarico tensionale ($\Delta q = \gamma \cdot H = 17 \cdot 3 = 51$ kPa), pertanto il valore della pressione di progetto da considerare è $q_0 = 185$ kPa.

2.3 – Cedimenti edometrici

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita.

Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica. Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- Calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- Valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

'se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$). Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR= Rapporto di ricomprensione;

CR= Rapporto di compressione;

H_0 = spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

$\Delta\sigma_v$ = incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- La suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m); - La stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato; - Il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione.

Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

2.3.1 – Cedimenti secondari

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

Esempio 5.7 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX5.7 - LancellottaCalavera.FON]

Si vuole determinare il cedimento di una fondazione circolare flessibile, posta a 3.00 m dal piano campagna, nell'ipotesi che essa trasmetta al terreno un carico unitario di 170 kPa.

Il livello della falda nello strato argilloso superiore è a quota -1.50 m, e nello strato di sabbia inferiore è a quota 0.00 m.

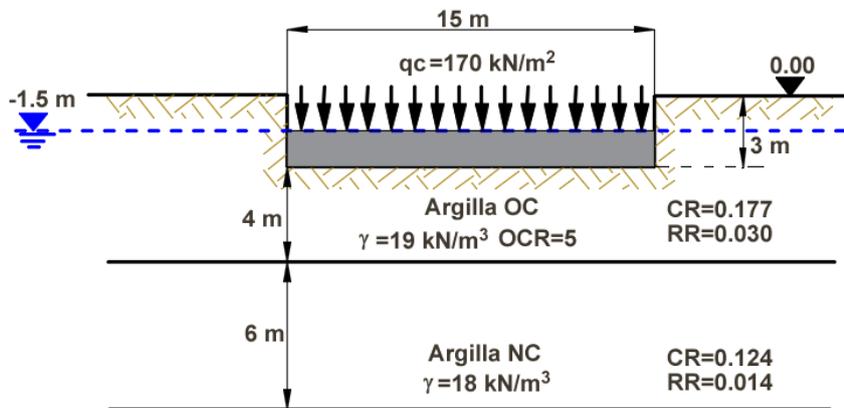


Figura 5: Dati dell'esempio 5.7

Il risultato in termini di cedimento immediato è il seguente:

$$\frac{\Delta H_{\text{Loadcap}} - \Delta H_{\text{testo}}}{\Delta H_{\text{testo}}} = \frac{|26.6 - 27|}{27} \% = 1.51\%$$

2.4 – Cedimenti di Schmertmann

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione.

Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari. Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di 2B, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità 4B, per fondazione nastriforme. Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

B/2 per fondazione circolare o quadrata B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi. E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B . Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT. Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q}$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

Che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario. Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

Esempio 5.9 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX5.9 LancellottaCalavera.fon]

Calcolare il cedimento della fondazione dell'esercizio 5.8 (successivo) nell'ipotesi che si disponga dei risultati di prove penetrometriche statiche.

I risultati, in termini di cedimento immediato e di cedimento dopo 30 anni è il seguente:

$$\Delta H_{\text{Loadcap}} = 22.7 \text{ mm}$$

$$\Delta H_{\text{testo}} = 22.60 \text{ mm}$$

[cedimento immediato]

$$\frac{\Delta H_{\text{Loadcap}} - \Delta H_{\text{testo}}}{\Delta H_{\text{testo}}} = \frac{|22.7 - 22.60|}{22.60} \% = 0.44\%$$

$$\Delta H_{\text{Loadcap}} = 34.1 \text{ mm}$$

$$\Delta H_{\text{testo}} = 34 \text{ mm}$$

[cedimento dopo 30 anni]

$$\frac{\Delta H_{\text{Loadcap}} - \Delta H_{\text{testo}}}{\Delta H_{\text{testo}}} = \frac{|34.1 - 34|}{34} \% = 0.44\%$$

2.5 – Cedimenti di Burland e Burbidge

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$\Delta H = f_s \cdot f_H \cdot f_t \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione; I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948).

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

Esempio 5.8 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera)[FILE: EX5.8 - LancellottaCalavera.fon]

Con riferimento alla seguente figura calcolare il cedimento del plinto quadrato nell'ipotesi che il carico unitario trasmesso al terreno sia pari a 250 kPa.

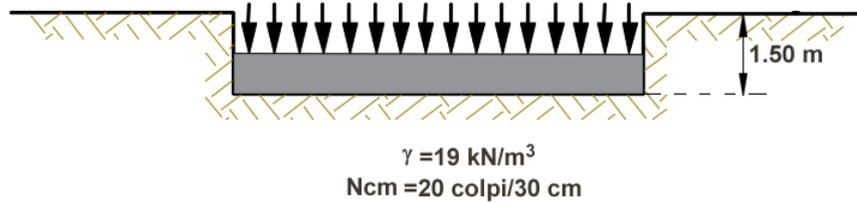


Figura 6: Dati dell'esempio 5.8

I risultati, in termini di cedimento immediato e di cedimento dopo 30 anni sono stati ottenuti applicando il metodo di Burland e Burbidge:

$$\Delta H_{\text{Loadcap}} = 15.689 \text{ mm}$$

$$\Delta H_{\text{testo}} = 15.87 \text{ mm}$$

[cedimento immediato]

$$\frac{\Delta H_{\text{Loadcap}} - \Delta H_{\text{testo}}}{\Delta H_{\text{testo}}} = \frac{|15.689 - 15.87|}{15.87} \% = 1.14\%$$

$$\Delta H_{\text{Loadcap}} = 23.533 \text{ mm}$$

$$\Delta H_{\text{testo}} = 23.81 \text{ mm}$$

[cedimento dopo 30 anni]

$$\frac{\Delta H_{\text{Loadcap}} - \Delta H_{\text{testo}}}{\Delta H_{\text{testo}}} = \frac{|23.533 - 23.81|}{23.81} \% = 1.16\%$$

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.