

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

SOMMARIO

| | |
|---|----------|
| SOMMARIO..... | 1 |
| BASI TEORICHE..... | 4 |
| 1 CAPACITÀ PORTANTE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE..... | 4 |
| 1.1 <i>Introduzione</i> | 4 |
| 1.2 PORTANZA DEL TERRENO ATTRAVERSO RELAZIONI ANALITICHE..... | 4 |
| 1.2.1 <i>Introduzione</i> | 4 |
| 1.2.2 <i>Formula di Terzaghi (1943)</i> | 6 |
| 1.2.3 <i>Formula di Meyerhof (1951)</i> | 7 |
| 1.2.4 <i>Formula di Brinch Hansen (1970)</i> | 9 |
| 1.2.5 <i>Formula di Vesic (1973)</i> | 11 |
| 1.2.6 <i>Formula di Brinch Hansen modificata</i> | 12 |
| 1.2.7 <i>Formula di Froelich (1935)</i> | 12 |
| 1.2.7 <i>Determinazione del carico d'esercizio o di progetto</i> | 13 |
| 1.2.7.1 Metodo deterministico (tensioni ammissibili)..... | 13 |
| 1.2.7.2 Metodo probabilistico..... | 14 |
| 1.2.7.3 Metodo semiprobabilistico (stato limite ultimo)..... | 15 |
| 1.2.8 <i>Fondazioni con carichi eccentrici</i> | 18 |
| 1.2.9 <i>Calcolo del valore $\gamma_1 \times D$</i> | 18 |
| 1.2.10 <i>Calcolo della capacità portante in terreni stratificati</i> | 19 |
| 1.2.11 <i>Effetti sulla portanza della variazione di B e D</i> | 22 |
| 1.2.12 <i>Correzione di Terzaghi della portanza limite</i> | 22 |
| 1.2.13 <i>Fondazioni su roccia</i> | 24 |
| 1.2.14 <i>Correzioni da applicare in condizioni sismiche</i> | 24 |
| Effetti cinematici sul terreno di fondazione..... | 24 |
| Effetti inerziali sulle sovrastrutture (inclinazione dei carichi)..... | 28 |
| Eccentricità della componente verticale del carico..... | 28 |
| 1.3 VERIFICA ALLO SLITTAMENTO (SCORRIMENTO)..... | 29 |
| 1.4 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE..... | 30 |
| 1.5 DISTRIBUZIONE DEL SOVRACCARICO NEL TERRENO DI FONDAZIONE..... | 31 |
| 1.5.1 <i>Introduzione</i> | 31 |
| 1.5.2 <i>Metodo di Newmark con le equazioni di Boussinesq</i> | 31 |
| 1.5.3 <i>Metodo di Newmark con le equazioni di Westergaard</i> | 33 |
| 1.6 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRENO DI FONDAZIONE..... | 33 |
| 1.6.1 <i>Introduzione</i> | 33 |
| 1.6.2 <i>Cedimenti nei terreni incoerenti</i> | 34 |
| 1.6.2.1 Teoria dell'elasticità..... | 34 |
| 1.6.2.2 Metodo di Schmertmann(1978)..... | 35 |
| 1.6.2.3 Metodo di Salgado (2008)..... | 37 |
| 1.6.2.4 Metodo di Lee et al. (2008)..... | 37 |
| 1.6.2.5 Metodo di Klein e Sperling (cedimenti indotti da un sisma)..... | 38 |
| 1.6.3 <i>Cedimenti nei terreni coesivi</i> | 39 |

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

| | |
|--|-----------|
| 1.6.3.1 Teoria dell'elasticità..... | 39 |
| 1.6.3.2 Metodo basato sulle prove edometriche..... | 39 |
| 1.6.3.4 Tempo di consolidazione di uno strato coesivo..... | 40 |
| <i>1.6.4 Cedimenti assoluti e differenziali.....</i> | <i>41</i> |
| 1.7 SOLLEVAMENTO IN TERRENI RIGONFIANTI..... | 43 |

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

Basi teoriche

1 Capacità portante di una fondazione superficiale.

1.1 Introduzione.

Per fondazione s'intende una struttura adatta a trasmettere il peso del fabbricato e le altre forze agenti sulla sovrastruttura al terreno. I carichi trasmessi da una struttura al terreno di fondazione non devono superare la massima resistenza al taglio mobilitabile dal terreno stesso. Nel caso ciò avvenisse la conseguenza sarebbe la rottura degli strati portanti, che si manifesterebbe con ampie deformazioni non tollerabili dalla sovrastruttura. Il valore della resistenza al taglio massima mobilitabile, e quindi il carico massimo teorico che può essere applicato dal fabbricato, viene definito capacità portante limite del terreno di fondazione.

Vengono definite superficiali le fondazioni in cui sia verificata la disuguaglianza:

$$D < 4 \times B;$$

in cui D è la profondità di posa della fondazione dal piano campagna e B la dimensione del lato corto della fondazione stessa. Dove la relazione non è soddisfatta si parla invece di fondazioni profonde.

1.2 Portanza del terreno attraverso relazioni analitiche.

1.2.1 Introduzione.

Il comportamento teorico del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico viene generalmente schematizzato secondo le indicazioni di Terzaghi (1943). Si suppone quindi che, per una fondazione ruvida, nel terreno caricato del peso del fabbricato si possano individuare tre zone a comportamento meccanico e reologico differente:

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

I) zona, geometricamente assimilabile ad un cuneo, in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti, solidalmente con la fondazione; questo cuneo forma un angolo uguale a φ

(φ = angolo di resistenza al taglio del terreno su cui poggia la fondazione) rispetto all'orizzontale secondo Terzaghi, uguale a $45^\circ + \varphi/2$ secondo Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen;

II) zona di scorrimento radiale, rappresentabile graficamente da una serie di archi di spirale logaritmica per $\varphi > 0$ o di cerchio per $\varphi = 0$, dove avviene la trasmissione dello sforzo applicato dal cuneo di materiale che costituisce la zona I alla zona III;

III) zona che si oppone alla penetrazione del cuneo della zona I nel terreno; si assume teoricamente che assuma la forma di un triangolo isoscele con un'inclinazione dei due lati uguali rispetto all'orizzontale di $45^\circ - \varphi/2$; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.

Si ha la rottura del terreno di fondazione quando il carico applicato dal cuneo della zona I supera la resistenza passiva della zona III. In questo caso la zona I penetrerà nel terreno di fondazione, che tenderà a rifluire lateralmente lungo la zona di scorrimento plastico, dando luogo a rigonfiamenti superficiali.

Si può giungere alla rottura del terreno attraverso tre modalità differenti:

a) rottura di tipo generalizzato: in terreni addensati e/o consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta rapidamente per piccoli incrementi di deformazione; al superamento della portanza limite il terreno si rompe e subisce grosse deformazioni; riportando in grafico gli sforzi applicati e le deformazioni relative risulta facilmente identificabile il valore della resistenza al taglio massima;

b) rottura di tipo locale: in terreni sciolti e/o scarsamente consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta gradualmente in relazione a

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

significativi incrementi di deformazione; risulta difficile individuare in questo caso di resistenza al taglio massima, superata la quale si ha la rottura del terreno, in quanto qui il fenomeno avviene con maggiore gradualità;

c) rottura di tipo intermedio: presenta caratteristiche intermedie fra la rottura di tipo generalizzato e locale.

Numerose sono le relazioni analitiche proposte per valutare la capacità portante di una fondazione superficiale. Le più utilizzate, e attendibili, sono quelle di Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen.

1.2.2 Formula di Terzaghi (1943).

La formula di Terzaghi ha la seguente forma:

$$Q = c \times N_c \times s_c + y_1 \times D \times N_q + 0.5 \times y_2 \times B \times N_y \times s_y;$$

in cui: N_c, N_q, N_y = fattori adimensionali di portanza legati rispettivamente al contributo di terreni con coesione, al terreno posto sopra al piano di posa della fondazione e agli strati di coesione nulla;

Terzaghi per questi fattori propone le seguenti relazioni:

$$N_q = a^{2 / [2 \times \cos^2(45 + \varphi/2)]}$$

$$\text{dove } a = \exp[(0.75 \times \pi - \varphi/2) \times \text{tg}(\varphi)];$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \text{cotg}(\varphi)$$

$$N_y = [\text{tg}(\varphi)/2] \times [(K_p/\cos^2(\varphi)) - 1]$$

dove: K_p =fattore di portanza proposto da Terzaghi, approssimabile con la seguente relazione:

$$K_p = A_0 + A_1 \times \varphi + A_2 \times \text{Phi}^2 + A_3 \times \text{Phi}^3 + A_4 \times \text{Phi}^4;$$

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

in cui:

A0,A1,A2,A3,A4=fattori del polinomio interpolatore.

(si tenga presente però che lo stesso Terzaghi consiglia di utilizzare il valore di N_y ricavato da Meyerhof [vedi paragrafo successivo]);

c = coesione del terreno;

y_1 =peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa;

y_2 =peso di volume sotto il piano di posa;

B =larghezza della fondazione (dimensione del lato corto);

D =profondità di posa della fondazione;

s_c, s_y =fattori di forma dati da:

$s_c = 1.0$ per fondazioni nastriformi;

$s_c = 1.3$ per fondazioni quadrate;

$s_y = 1.0$ per fondazioni nastriformi;

$s_y = 0.8$ per fondazioni quadrate.

La formula di Terzaghi fornisce generalmente valori di portanza sovrastimati tranne nel caso di terreni coesivi sovraconsolidati; deve essere utilizzata solo per fondazioni molto superficiali, dove cioè sia verificata la disuguaglianza:

$$D < B.$$

1.2.3 Formula di Meyerhof (1951).

Simile alla relazione di Terzaghi, introduce un fattore di forma s_q legato al fattore di portanza N_q , tre fattori legati all'approfondimento del piano di posa della fondazione e tre fattori correttivi per carichi inclinati. Ha la seguente espressione:

$$Q = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c + s_q \times y_1 \times D \times N_q \times d_q \times i_q + 0.5 \times y_2 \times B \times N_y \times s_y \times d_y \times i_y;$$

in cui: N_c, N_q, N_y =fattori adimensionali di portanza dati dalle relazioni:

PROGRAM GEO - QSB ver.3 per Windows

$$Nq = \exp[\text{Pi} \times \text{tg}(\varphi)] \times \text{tg}^2(45 + \varphi/2);$$

$$Nc = (Nq - 1) \times \text{cotg}(\varphi);$$

$$Ny = (Nq - 1) \times \text{tg}(1.4 \times \varphi);$$

sc,sq,sy=fattori di forma, dati da:

$$sc = 1 + 0.2 \times Kp \times B/L;$$

dove $Kp = \text{tg}^2(45 + \varphi/2)$ e L=lato lungo della fondazione;

$$sq = sy = 1 + 0.1 \times Kp \times B/L \text{ per } \varphi > 0;$$

$$sq = sy = 1 \text{ per } \varphi = 0;$$

dc,dq,dy=fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:

$$dc = 1 + 0.2 \times \text{sqr}(Kp) \times D/B;$$

$$dq = dy = 1 + 0.1 \times \text{sqr}(Kp) \times D/B \text{ per } \varphi > 0;$$

$$dq = dy = 1 \text{ per } \varphi = 0;$$

ic,iq,iy=fattori correttivi per l'inclinazione dei carichi, dati da:

$$ic = iq = (1 - I^\circ/90);$$

dove I° =inclinazione del carico rispetto alla verticale;

$$iy = (1 - I^\circ/\varphi^\circ)^2 \text{ per } \varphi > 0;$$

$$iy = 0 \text{ per } \varphi = 0.$$

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Meyerhof può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a $D = 4 \times B$. Non può essere utilizzata per fondazioni su pendio, per fondazioni con base ruotata e nel caso in cui si abbia $D > B$.

1.2.4 Formula di Brinch Hansen (1970).

Deriva dalla formula di Meyerhof , dalla quale differisce per i valori dei fattori correttivi di forma, di approfondimento, d'inclinazione dei carichi e per il fattore di portanza N_y e per l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazione su pendio e di fondazioni con base ruotata. Ha la seguente espressione:

$$Q = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + s_q \times y_1 \times D \times N_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0.5 \times y_2 \times B \times N_y \times s_y \times d_y \times i_y \times b_y \times g_y \text{ (per } \varphi > 0);$$

$$Q = 5.14 \times C_u \times (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + y_1 \times D \text{ (per } \varphi = 0);$$

in cui: N_c, N_q, N_y = fattori adimensionali di portanza, dove N_c e N_q hanno la stessa forma dei corrispondenti parametri della relazione di Meyerhof e N_y è dato da:

$$N_y = 1.5 \times (N_q - 1) \times \text{tg}(\varphi);$$

s_c, s_q, s_y = fattori di forma, dati da:

in presenza di carichi inclinati:

$$s_c = 0.2 \times (1 - i_c) \times B/L \text{ per } \varphi = 0;$$

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L) \text{ per } \varphi > 0;$$

$$s_q = 1 + (B \times i_q/L) \times \text{tg}(\varphi);$$

$$s_y = 1 - 0.4 \times (B \times i_y/L);$$

i_c, i_q, i_y = fattori correttivi per carichi inclinati;

con carichi esclusivamente verticali:

$$s_c = 0.2 \times B/L \text{ per } \varphi = 0;$$

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L) \text{ per } \varphi > 0;$$

$$s_q = 1 + (B/L) \times \text{tg}(\varphi);$$

$$s_y = 1 - 0.4 \times (B/L);$$

d_c, d_q, d_y = fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:

PROGRAM GEO - QSB ver.3 per Windows

$$\begin{aligned}dc &= 0.4 \times k \text{ per } \varphi=0; \\ \text{dove } k &= D/B \text{ per } D/B \leq 1 \text{ e } k = \text{atang}(D/B) \text{ per } D/B > 1 \\ dc &= 1 + 0.4 \times k; \\ dq &= 1 + 2 \times \text{tg}(\varphi) \times [1 - \text{sen}(\varphi)]^2 \times k; \\ dy &= 1.\end{aligned}$$

ic,iq,iy=fattori correttivi per carichi inclinati, dati da:

$$\begin{aligned}ic &= 0.5 - 0.5 \times \text{sqr}[1 - H/(A \times c)] \text{ per } \varphi=0; \\ ic &= iq - (1 - iq)/(Nq - 1) \text{ per } \varphi>0; \\ iq &= [1 - 0.5 \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\varphi))]^5; \\ iy &= [1 - 0.7 \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\varphi))]^5 \text{ per } b^\circ=0; \\ iy &= [1 - (0.7-b^\circ/450) \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\varphi))]^5 \text{ per } b^\circ>0; \\ \text{dove } H &= \text{componente longitudinale del carico}; \\ V &= \text{componente assiale del carico}; \\ b^\circ &= \text{inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale}; \\ A &= \text{area effettiva della fondazione};\end{aligned}$$

bc,bq,by=fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:

$$\begin{aligned}bc &= b^\circ/147 \text{ per } \varphi=0; \\ bc &= 1 - b^\circ/147 \text{ per } \varphi>0; \\ bq &= \exp[-2 \times b(\text{rad}) \times \text{tg}(\varphi)]; \\ by &= \exp[-2.7 \times b(\text{rad}) \times \text{tg}(\varphi)];\end{aligned}$$

gc,gq,gy=fattori correttivi per fondazioni su pendio, dati da:

$$\begin{aligned}gc &= p^\circ/147 \text{ per } \varphi=0; \\ gc &= 1 - p^\circ/147 \text{ per } \varphi>0; \\ gq &= gy = (1 - 0.5 \times \text{tg } p^\circ)^5.\end{aligned}$$

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Brinch Hansen può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a $D= 4 \times B$. Può essere utilizzata inoltre per fondazioni su pendio o per fondazioni con base ruotata.

1.2.5 Formula di Vesic (1973).

Deriva dalla formula di Brinch Hansen, dalla quale differisce per i valori dei fattori correttivi per carichi inclinati, per fondazioni su pendio, per fondazioni con base ruotata e per una diversa definizione del fattore di portanza N_y . Ha la seguente espressione:

$$Q = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + s_q \times y_1 \times D \times N_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0.5 \times y_2 \times B \times N_y \times s_y \times d_y \times i_y \times b_y \times g_y \text{ (per } \varphi > 0);$$

$$Q = 5.14 \times C_u \times (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + y_1 \times D \text{ (per } \varphi = 0);$$

in cui: N_c, N_q, N_y = fattori adimensionali di portanza, dove N_c e N_q hanno la stessa forma dei corrispondenti parametri della relazione di Meyerhof e N_y è dato da:

$$N_y = 2 \times (N_q + 1) \times \text{tg}(\varphi);$$

s_c, s_q, s_y = fattori di forma di valore uguale a quelli proposti da Brinch Hansen;

d_c, d_q, d_y = fattori correttivi per l'approfondimento di valore uguale a quelli proposti da Brinch Hansen;

i_c, i_q, i_y = fattori correttivi per carichi inclinati, dati da:

$$\begin{aligned} i_c &= 1 - m \times H / (A \times c \times N_c) \text{ per } \varphi = 0; \\ \text{dove } m &= (2 + B/L) / (1 + B/L) \text{ per } H \text{ parallelo a } B; \\ m &= (2 + L/B) / (1 + L/B) \text{ per } H \text{ parallelo a } L; \\ i_c &= i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) \text{ per } \varphi > 0; \end{aligned}$$

PROGRAM GEO - QSB ver.3 per Windows

$$i_q = [1 - H / (V + A \times c \times \cotg(\varphi))]^m;$$
$$i_y = [1 - H / (V + A \times c \times \cotg(\varphi))]^{(m+1)};$$

bc,bq,by=fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:

$$bc = b^\circ/147 \text{ per } \varphi=0;$$
$$bc = 1 - b^\circ/147 \text{ per } \varphi>0;$$
$$bq = by = (1 - b \times \tg(\varphi))^2;$$

gc,gq,gy=fattori correttivi per fondazioni su pendio, dati da:

$$gc = p^\circ/147 \text{ per } \varphi=0;$$
$$gc = 1 - p^\circ/147 \text{ per } \varphi>0;$$
$$gq = gy = (1 - \tg p^\circ)^2.$$

La relazione di Vesic fornisce risultati non dissimili da quelli ottenibili con la formula di Brinch Hansen, anche se quest'ultima risulta essere più diffusa e usata.

1.2.6 Formula di Brinch Hansen modificata.

In letteratura spesso si trova una variante della forma di Brinch Hansen che differisce dall'originale per una diversa definizione del fattore N_y e del fattore di forma sq .

N_y e sq sono dati dalle seguenti espressioni:

$$N_y = 2 \times (N_q - 1) \times \tg(\varphi);$$
$$sq = 1 + (B/L)\text{sen}(\varphi).$$

1.2.7 Formula di Froelich (1935).

A differenza delle relazioni viste nei precedenti paragrafi la formula di Froelich non fornisce la capacità portante limite della fondazione bensì quella

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

critica. Per portanza critica s'intende quel carico oltre il quale si hanno i primi fenomeni di plasticizzazione del terreno, con deformazioni significative. E' applicabile in particolare in terreni di fondazione con rottura di tipo locale. La formula ha la seguente espressione:

$$Q_{crit} = N_{crit} \times [y_1 \times D + C \times \cotg(\varphi)] \text{ per } \varphi > 0;$$

con $N_{crit} = \frac{\pi}{[\cotg(\varphi) - (\frac{\pi}{2} - \varphi)]}$ (con φ in radianti);
 $\pi = \pi$ greco;
 $D =$ profondità di posa
 $Q_{crit} = \pi \times c$ per $\varphi = 0$.

1.2.7 Determinazione del carico d'esercizio o di progetto.

1.2.7.1 Metodo deterministico (tensioni ammissibili)

Nel calcolo della capacità portante ammissibile di una fondazione con il criterio delle tensioni ammissibili si procede, com'è noto, secondo il seguente schema:

1. si effettua una stima *ragionata* dei valori medi dei parametri geotecnici del terreno che influenzano la resistenza al taglio del materiale terra, e cioè dell'angolo di attrito interno e della coesione, se presente;
2. s'inseriscono le grandezze c e φ così determinate in una delle formule di calcolo della portanza disponibili in letteratura (Brinch Hansen, Vesic, Terzaghi, Meyerhof, ecc.), ricavando la portanza limite della fondazione;
3. si divide la capacità portante calcolata per un coefficiente di sicurezza, che per Legge e per consuetudine viene posto almeno uguale a **3**, ottenendo la capacità portante ammissibile.

Le incertezze insite nella misura dei parametri di resistenza al taglio e nella semplificazione del modello del terreno adottato per il calcolo vengono assorbite dall'elevato valore del coefficiente di sicurezza utilizzato.

Lo svantaggio principale di questo approccio consiste nel fatto che i valori di portanza ammissibile ottenuti sono estremamente cautelativi. Lo testimonia il fatto che raramente si sono osservate situazioni di collasso del terreno per il superamento del carico di rottura. Molto più comune invece il caso di opere lesionate a causa della sottostima dei cedimenti del terreno di

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

fondazione. Ovviamente una sottovalutazione della portata del terreno implica un sovradimensionamento delle opere di fondazione con il relativo onere economico. I vantaggi insiti nel criterio delle tensioni ammissibili sono essenzialmente due: la semplificazione del calcolo e l'elevato margine di sicurezza concesso al geotecnico che comporta un valore così elevato del coefficiente di sicurezza.

1.2.7.2 Metodo probabilistico

La verifica di una fondazione superficiale al collasso consiste, com'è noto, nel confronto fra il carico con il quale la struttura sollecita il terreno e la resistenza che quest'ultimo oppone al collasso. Si è riconosciuto che sia l'azione della struttura sia la resistenza del terreno sono grandezze aleatorie, cioè grandezze dotate di variabilità il cui comportamento può essere descritto attraverso una legge di probabilità. In altre parole, sia le sollecitazioni trasmesse sul terreno di fondazione sia le proprietà meccaniche di quest'ultimo sono affette da un certo grado di incertezza, incertezza che può essere trattata in termini matematici con gli strumenti della teoria della probabilità.

Per quanto riguarda il carico esercitato sul terreno di fondazione va ricordato che oltre ai carichi permanenti, come al peso proprio della struttura, il progettista dovrà tenere conto anche di quelli ciclici, intermittenti e accidentali di determinazione meno sicura. Una progettazione eseguita secondo un criterio probabilistico conduce alla individuazione quindi di un intervallo continuo di sollecitazioni possibili ognuna con un grado di probabilità differente.

Un ancora più elevato grado di indeterminazione è insito nei parametri di resistenza al taglio del terreno di fondazione. La naturale disomogeneità dei depositi sciolti, l'errore insito nelle procedure e nelle tecniche di misura delle proprietà geotecniche in sito o in laboratorio, l'approssimazione collegata alle metodologie di calcolo e la schematizzazione del modello del terreno utilizzato per l'elaborazione, portano anche in questo caso ad una dispersione dei valori di resistenza possibili.

Scegliendo una distribuzione della probabilità, per esempio di tipo gaussiano, è possibile farsi un'idea il grado di sicurezza dell'opera valutando la distanza che separa la curva di probabilità dei carichi (C) da

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

quella della resistenza del terreno (R): maggiore è la separazione, maggiore è il grado di sicurezza dell'opera. Tranne casi eccezionali, cioè in presenza di terreni con elevate caratteristiche meccaniche e carichi indotti dall'opera molto bassi, le due curve tendono a sovrapporsi. Questo significa che esistono dei valori di carico con probabilità non nulla superiori ad alcuni valori possibili di capacità portante del terreno di fondazione. Quindi vi è una probabilità maggiore di zero che si abbia il collasso del terreno di fondazione.

In un approccio strettamente probabilistico il progettista dovrà di conseguenza:

1. determinare la distribuzione di probabilità che meglio approssima la dispersione individuata dei carichi e della resistenza del terreno (normale, lognormale, triangolare, ecc.);
2. calcolare la probabilità di rottura, cioè la probabilità che l'azione esercitata dalla struttura superi la resistenza a rottura del terreno;
3. valutare, in base alle caratteristiche, agli scopi e alla durata prevista per l'opera in progetto, se tale probabilità sia accettabile o meno.

Scompare di conseguenza il concetto di coefficiente di sicurezza, visto come rapporto fra la resistenza a rottura del terreno di fondazione e il carico applicato.

Tale procedura, nota in letteratura come metodo di livello 3 (o di livello 2, nel caso si prescindano dalla legge di distribuzione), ha come vantaggio una trattazione rigorosa del problema del grado di sicurezza dell'opera, ma come evidente svantaggio l'eccessivo onere che tale trattazione comporterebbe per il progettista e per il geotecnico nell'ambito della progettazione corrente.

1.2.7.3 Metodo semiprobabilistico (stato limite ultimo)

L'Eurocodice 7 prevede, per la definizione del grado di sicurezza di una struttura relativamente alla possibilità di rottura del terreno di fondazione, un approccio di tipo semiprobabilistico, o di livello 1, adottando il concetto di stato limite ultimo.

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per la quale è stata

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

progettata. Si parla di **stato limite ultimo** nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la portanza del terreno di fondazione. Il termine **stato limite di esercizio** viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non avendosi il collasso, l'opera subisca lesioni tali da renderla inutilizzabile. Nel caso di una fondazione superficiale ciò può verificarsi, quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

Si parla di criterio semiprobabilistico in quanto, a differenza dell'approccio rigorosamente probabilistico, compare il concetto di coefficiente sicurezza, anche se di tipo differenziato a seconda del parametro preso in esame.

La procedura da adottare per calcolare la capacità portante del terreno dovrà essere la seguente:

1. ipotizzando che sollecitazioni applicate e portanza siano fra loro indipendenti, si determinano i valori caratteristici dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno; per **valore caratteristico** s'intende, se si adotta un approccio statistico, quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento; assumere, per esempio, un valore caratteristico di 30° dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5%, vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore *reale* dell'angolo di attrito sia inferiore a 30° ;
2. per tenere conto di eventuali altre cause d'indeterminazione, si applicano ai valori caratteristici dei coefficienti di sicurezza parziali in funzione dello stato limite considerato;
3. s'introducono i valori così ridotti di c e φ in una delle formula di calcolo della portanza disponibili in letteratura (Brinch Hansen, Vesic, Terzaghi, Meyerhof, ecc.), ricavando la portanza della fondazione; al valore ottenuto si applica un ulteriore coefficiente di sicurezza globale, variabile in funzione dell'approccio di calcolo scelto;
4. si confronta il valore del carico di progetto con il valore di portanza ottenuto, controllando che, ovviamente, non sia superiore.

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

I valori caratteristici di c e φ sono determinabili con la seguenti relazioni nel caso di azioni non compensate (opere che coinvolgono limitati volumi di terreno)

$$(1a) \varphi_k = \varphi_m (1 + \chi V_\varphi)$$

$$(2a) c_k = c_m (1 + \chi V_c)$$

dove:

φ_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

c_k = valore caratteristico della coesione;

φ_m = valore medio dell'angolo di attrito;

c_m = valore medio della coesione;

V_φ = coefficiente di variazione di φ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di φ ;

V_c = coefficiente di variazione di c , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c ;

χ = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiana, un valore di χ uguale a $-1,645$. Di conseguenza le relazioni (1a) e (2a) diventano:

$$(3) \varphi_k = \varphi_m (1 - 1,645 V_\varphi)$$

$$(4) c_k = c_m (1 - 1,645 V_c)$$

Nel caso di azioni compensate (opere che coinvolgono elevati volumi di terreno) le relazioni da usare sono le seguenti.

$$(1b) \varphi_k = \varphi_m - t_{n-1}^{0,05} \left(\frac{S_\varphi}{\sqrt{n}} \right)$$

$$(2b) c_k = c_m - t_{n-1}^{0,05} \left(\frac{S_c}{\sqrt{n}} \right)$$

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

dove:

| | |
|------------------|---|
| φ_k, c_k | = valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione; |
| φ_m, c_m | = valore medio dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione; |
| n | = numero di misure; |
| S_φ, S_c | = deviazione standard del campione; |
| $t_{n-1}^{0.05}$ | = t di Student per n-1 gradi di libertà e probabilità di superamento del 5% |

I valori di progetto di c e φ da adottare nel calcolo si ottengono dividendo i valori caratteristici per un coefficiente riduttivo parziale.

1.2.8 Fondazioni con carichi eccentrici.

Nel caso alla fondazione siano applicati dei momenti il carico non risulta più centrato, ma eccentrico. Se con Q indichiamo il valore del carico applicato alla fondazione e con Mb e Ml i momenti agenti rispettivamente lungo il lato corto e lungo della fondazione, l'eccentricità del carico sarà data da:

$$\begin{aligned} e_b &= M_b/Q; \\ e_l &= M_l/Q; \end{aligned}$$

con e_b = eccentricità lungo il lato corto della fondazione;
 e_l = eccentricità lungo il lato lungo della fondazione.

Il calcolo della capacità portante in questo caso andrà eseguito, utilizzando le formule viste nei paragrafi precedenti, inserendo però nel calcolo, come suggerito da Meyerhof, i valori di B e L corretti come segue:

$$\begin{aligned} B' &= B - 2 \times e_b; \\ L' &= L - 2 \times e_l. \end{aligned}$$

1.2.9 Calcolo del valore $y_1 \times D$.

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

Nel caso il profilo del terreno sia irregolare, per cui si abbiano spessori di terreno differenti lungo i due lati della fondazione (rispetto al lato corto della stessa) o nel caso in cui vi sia la presenza di sovraccarichi, come fabbricati, terrapieni, ecc., in prossimità della fondazione, il prodotto $\gamma_1 \times D$ (peso di volume del terreno sopra il piano di posa della fondazione per la profondità di posa della stessa) diventa di più difficile valutazione. In questi casi si consiglia di procedere come segue:

- a) si calcolino i 2 valori medi dei prodotti $\gamma_1 \times D$ (P1 e P2) lungo i due lati della fondazione;
- b) si trasformino eventuali sovraccarichi in altezza di terra equivalente e si sommino ai prodotti $\gamma_1 \times D$ già calcolati;
- c) si introduca nel calcolo della capacità portante il valore minore fra P1 e P2.

1.2.10 Calcolo della capacità portante in terreni stratificati.

La profondità sotto il piano di posa della fondazione da prendere in considerazione nel calcolo della portanza può essere stimata dalla relazione (Meyerhof, 1953):

$$H = 0.5 \times B \times \text{tg}(45 + \varphi/2);$$

H è in pratica la profondità a cui si spinge il cuneo di terreno solidale con la fondazione (zona I). Se all'interno di questo intervallo di profondità ricadono più strati, la scelta dei parametri geotecnici da introdurre nel calcolo della portanza diventa più problematica.

Per un terreno di fondazione multistrato vanno distinti in generale tre casi:

- a) caso in cui gli strati sono costituiti da terreni dotati di sola coesione ($\varphi=0$);
- b) caso in cui gli strati siano costituiti da terreni con $\varphi>0$ e $c>0$;
- c) caso in cui gli strati siano costituiti da un'alternanza di terreni coesivi ($\varphi=0$) e incoerenti ($\varphi>0$).

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

Caso a).

Meyerhof e Brown (1969) propongono di adottare la seguente procedura:

1) si esegue il rapporto fra la coesione del primo strato sotto il piano di posa della fondazione e quello immediatamente successivo:

$$R_c = c_1/c_2;$$

2) se R_c è minore di 1 si calcola il nuovo valore del fattore di portanza N_c come segue:

$$N_c = (1.5 \times d/B) + 5.14 \times R_c \quad (N_c \leq 5.14);$$

in cui: d =spessore dello strato 1;

3) se R_c è maggiore o uguale a 1, vanno calcolati i due fattori parziali:

$$N_{c1} = 4.14 + (0.5 \times B/d);$$

$$N_{c2} = 4.14 + (1.1 \times B/d);$$

e quindi se ne fa una media per ottenere il fattore N_c :

$$N_c = 2 \times [N_{c1} \times N_{c2} / (N_{c1} + N_{c2})].$$

4) il fattore N_c calcolato va quindi inserito nelle formule di calcolo della capacità portante di Meyerhof, Vesic o Brinch Hansen.

5) il valore di Q_{lim} calcolato va quindi confrontato con il carico di schiacciamento del primo strato dato dalla relazione:

$$Q_{pz} = 4 \times c_1 + \gamma_1 \times D;$$

si adotta come capacità portante il minore dei due valori.

La formula assume generalmente valori molto bassi solo nel caso di strati coesivi scarsamente consolidati.

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

Caso b).

Purushothamaray et alii (1974) nel caso di un terreno a due strati propone la seguente soluzione:

1) si calcola un valore di φ medio del terreno dato da:

$$\varphi' = [d \times \text{Phi1} + (H - d) \times \text{Phi2}] / H;$$

in cui: Phi1 e Phi2 = angolo d'attrito dello strato 1 e 2;

2) si calcola un valore medio di c :

$$c' = [d \times c1 + (H - d) \times c2] / H;$$

in cui: $c1$ e $c2$ = coesione degli strati 1 e 2;

3) s'inseriscono i valori di c' e φ' in una delle equazioni per il calcolo della portanza viste in precedenza;

4) nel caso il primo strato presentasse delle caratteristiche meccaniche scadenti, si esegue la verifica allo schiacciamento e si confronta il risultato con il valore di Q_{lim} calcolato nel punto 3), adottando come capacità portante il minore dei due valori.

La procedura ovviamente può essere estesa ad un numero qualsiasi di strati.

Caso c).

Bowles (1974) propone la seguente procedura nel caso di terreno a due strati:

1) si calcola, con i metodi visti, la Q del primo strato (quello immediatamente sotto il piano di posa della fondazione) ($Q1$);

2) si calcola la Q del secondo strato ($Q2$), usando i valori di c e φ del secondo strato e introducendo nel prodotto $y1 \times D$ il peso di volume del primo strato ed il suo spessore;

3) si calcola la Q complessiva dei due strati attraverso la relazione:

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

$$Q' = Q_2 + [p \times P_v \times K \times \text{tg}(\varphi)/A] + (p \times d \times c/A);$$

in cui: A =area della fondazione= $B \times L$;

p =perimetro della fondazione= $2 \times B + 2 \times L$;

d =spessore del primo strato;

P =pressione efficace dal piano di posa della fondazione al tetto dello strato inferiore;

$$K = \text{tg}(45 + \varphi/2)^2;$$

4) si confronta il valore di Q_1 con Q' e si adotta come portanza il minore dei due.

Anche in questo caso il procedimento può essere esteso a tre e più strati.

1.2.11 Effetti sulla portanza della variazione di B e D.

Dall'osservazione dell'equazioni proposte da Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen e Vesic per il calcolo della capacità portante si può notare che generalmente all'aumentare di B e D la Q tende a crescere. In particolare a piccoli incrementi di D, mantenendo invariato B, corrispondono spesso notevoli aumenti della Q. Quest'effetto è più vistoso nei terreni incoerenti, dove il termine dell'equazione legato a N_c è nullo e quello legato a N_q diventa dominante.

Gli incrementi di Q all'aumentare di B sono invece più contenuti in quanto il termine legato a N_y spesso è trascurabile. Da notare però che in terreni stratificati si può anche verificare che ad un incremento di B segua una diminuzione di Q: ciò accade in presenza di strati con caratteristiche meccaniche scadenti posti sotto strati con caratteristiche migliori. In questi casi è consigliabile effettuare il calcolo della portanza, utilizzando un range abbastanza ampio di valori di B, per individuare la Q_{lim} massima e minima in funzione del lato corto della fondazione.

1.2.12 Correzione di Terzaghi della portanza limite.

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

Tutte le equazioni per il calcolo della capacità portante presentate in precedenza si basano sul presupposto che il terreno di fondazione abbia un comportamento descrivibile dalla legge di Coulomb:

$$T = c + P_{ef} \times \operatorname{tg}(\varphi);$$

in cui: T=resistenza al taglio del terreno;

P_{ef} =pressione efficace del terreno.

I dati sperimentali confermano che il campo di validità della relazione è limitato all'intervallo di Q che va, indicativamente, da 0 a 0.45 MPa circa. Oltre i 0.45 MPa la relazione sforzi - resistenza al taglio non è più di tipo lineare, come nell'eq. 74, ma assume una forma più complessa. L'uso delle formule per il calcolo della portanza fuori dal campo di validità della legge di Coulomb conduce a valori della Q sovrastimati.

Terzaghi (1943) ha proposto una correzione da applicare ai parametri coesione e angolo d'attrito del terreno, nei casi in cui risulti dal calcolo una $Q > 0.45$ MPa, per tener conto della non linearità della relazione sforzi - resistenza al taglio. In pratica ha suggerito di utilizzare nel calcolo valori ridotti di φ e c, calcolati come segue:

$$c' = (2/3) \times c;$$
$$\varphi' = \operatorname{atang}[(2/3) \times \varphi].$$

Lo stesso tipo di correzione viene proposta da Terzaghi per terreni dove è prevedibile una rottura del terreno di tipo locale. Nella pratica per distinguere fra terreni con rottura di tipo locale e generale si può utilizzare il seguente criterio:

a) rottura di tipo locale: probabile nei terreni che abbiano una densità relativa ($D_r\%$) inferiore a 20 e/o una coesione (c) minore di 0.025 MPa; in questo caso si consiglia di procedere al calcolo della Q adottando i valori ridotti di c e φ :

$$c' = (2/3) \times c;$$
$$\varphi' = \operatorname{atang}[(2/3) \times \varphi];$$

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

b) rottura di tipo generale: probabile nei terreni che abbiano una $Dr\% \geq 70$ e/o una coesione maggiore o uguale a 0.1 MPa; in questo caso nel calcolo vanno impiegati i valori reali di c e φ ;

c) rottura di tipo intermedio: probabile nei terreni con $Dr\% \geq 20$ e < 70 e/o con una $c \geq 0.025$ MPa e $c < 0.1$ MPa: in questo caso si procede a interpolazione fra i valori ridotti c' e φ' e quelli reali c e φ .

1.2.13 Fondazioni su roccia.

Per valutare la capacità portante di fondazioni superficiali poggianti su roccia si può utilizzare il criterio suggerito da Stagg e Zienkiewicz (1968). Secondo quanto proposto dai due Autori la portanza può essere valutata con uno dei metodi già visti, impiegando i seguenti fattori di portanza:

$$\begin{aligned}N_q &= \text{tg}^6(45 + \varphi/2); \\N_c &= 5 \times \text{tg}^4(45 + \varphi/2); \\N_y &= N_q + 1.\end{aligned}$$

Il valore della Q_{lim} ottenuto va poi ridotto in base al valore del parametro RQD:

$$Q' = Q \times (RQD\%/100)^2.$$

Il limite di questo procedimento è nella difficoltà di ottenere per ammassi rocciosi valori attendibili di φ e c . D'altra parte raramente la Q è un fattore limitante nel caso di fondazioni su roccia.

1.2.14 Correzioni da applicare in condizioni sismiche.

Effetti cinematici sul terreno di fondazione.

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo della portanza, anche degli effetti cinematici sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.

Vesic e Sano & Okamoto hanno proposto di quantificare il problema introducendo nel calcolo della portanza un angolo d'attrito ridotto (φ dinamico).

a) Criterio di Vesic.

Secondo questo Autore per tener conto degli effetti cinematici 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 accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

b) Criterio di Sano.

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

$$\Delta\varphi = \arctg\left(\frac{a_g}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_g è l'accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni.

Questo criterio, rispetto a quello di Vesic, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica.

Altri Autori suggeriscono un approccio diverso, caratterizzato dall'applicazione di coefficienti riduttivi ai fattori di portanza N_q , N_c e N_γ . Paolucci e Pecker, per esempio, introducono i seguenti fattori:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{tg\varphi}\right)^{0.35}$$

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

$$z_c = 1 - 0.32k_{hk}$$

dove k_{hk} è il coefficiente sismico orizzontale riferito al piano di posa delle fondazioni (vedi sotto). I nuovi fattori di portanza saranno quindi dati dalle seguenti espressioni:

$$N_q' = z_q N_q$$

$$N_\gamma' = z_\gamma N_\gamma$$

$$N_c' = z_c N_c.$$

Nella pratica si suggerisce di applicare la correzione, con le formule viste sopra, solo al fattore N_γ , ponendo quindi $z_q = z_c = 1$.

Per quanto riguarda la coesione (drenata e non), le osservazioni confermano che le sollecitazioni sismiche vi inducono effetti del tutto trascurabili.

Per quanto riguarda la stima di k_{hk} , si riporta di seguito quanto previsto dal dalle NTC2018.

Il valore a_g (accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni), si ricava dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{bedrock}$$

dove $a_{bedrock}$ è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock che va ricavato direttamente dall'allegato relativo alla pericolosità sismica del decreto.

Questi valori devono essere moltiplicati per un fattore correttivo S_s (amplificazione stratigrafica) e per un fattore S_t (amplificazione topografica).

Per il calcolo del fattore S_s vengono identificate 5 classi, A, B, C, D e E. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito, secondo le NTC2018, è il seguente:

| Classe | Descrizione | S_s |
|--------|--|---|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{seq} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m. | 1.00 |
| B | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{seq} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s | $1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{bedrock} \leq 1.20$ |

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

| | | |
|---|--|---|
| C | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{seq} compresi fra 180 e 360 m/s | $1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} \leq 1.50$ |
| D | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{seq} < 180$ m/s | $0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{bedrock} \leq 1.80$ |
| E | Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m, giacenti su un substrato di riferimento ($V_{seq} > 800$ m/s). | $1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{bedrock} \leq 1.60$ |

F_0 è l'amplificazione spettrale massima, su bedrock orizzontale, e ha un valore minimo di 2.2; si ricava, come $a_{bedrock}$, dalla tabella allegata alle NTC2018.

Il fattore di amplificazione topografica, con il D.M.17/01/2018, S_t si ottiene dal seguente schema:

- $S_t \geq 1.2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_t \geq 1.4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$;
- $S_t \geq 1.2$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $\leq 30^\circ$.

Con il D.M.17/01/2018 S_t si ricava dalla seguente tabella:

| Categoria topografica | Caratteristiche della superficie topografica | Ubicazione dell'opera | S_t |
|-----------------------|---|---------------------------|-------------|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$. | - | 1.00 |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$. | Sommità del pendio | 1.20 |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$. | Cresta del rilievo | 1.20 |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$. | Cresta del rilievo | 1.40 |

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene infine moltiplicando il valore di a_g per un fattore correttivo β :

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

$$k_{hk} = \beta a_g$$

Il parametro β va ricavato dalla seguente tabella:

| | Categoria del sottosuolo | |
|----------------------|--------------------------|---------|
| | A | B,C,D,E |
| | β | β |
| $0.2 < a_g \leq 0.4$ | 0.30 | 0.28 |
| $0.1 < a_g \leq 0.2$ | 0.27 | 0.24 |
| $a_g \leq 0.1$ | 0.20 | 0.20 |

Effetti inerziali sulle sovrastrutture (inclinazione dei carichi).

La componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza, nell'ipotesi che in condizioni statiche il carico sia perfettamente verticale, può essere valutata in modo conservativo con la relazione:

$$\theta = \arctg(a_g)$$

dove:

a_g = accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni;

Un modo più corretto di valutare l'inclinazione del carico dovuta al sisma è quello che passa per la stima dello spettro di progetto dell'opera. Inizialmente si calcola o si misura il periodo di vibrazione fondamentale della struttura, quindi si entra nello spettro di progetto orizzontale, leggendo sull'asse delle ordinate il valore di k_{hi} che corrisponde al periodo T_1 lungo l'asse delle ascisse. L'inclinazione del carico dovuto al sisma è dato, in questo caso, dalla relazione:

$$\theta = \arctg(k_{hi})$$

Eccentricità della componente verticale del carico.

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

Va infine considerata nel calcolo anche l'eccentricità del carico dovuta alla presenza dei momenti indotti dal sisma lungo il lato B e lungo il lato L della fondazione. L'eccentricità si calcola con la relazione:

$$e = \frac{M}{N}$$

dove M è il momento e N la componente verticale del carico applicato sulla fondazione.

1.3 Verifica allo slittamento (scorrimento)

Nelle situazioni in cui la fondazione superficiale si trova a essere sollecitata da forze orizzontali, per esempio per l'azione del sisma, deve essere eseguita la verifica allo slittamento.

In generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$H \leq S + E$$

dove H è la forza orizzontale esterna applicata, S è resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed E è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di H , della fondazione stessa. Normalmente E viene trascurata, perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità dell'opera.

Per la determinazione di S si distinguono due casi.

1) Condizioni drenate ($\varphi > 0$):

$$S = V \operatorname{tg} \delta$$

in cui V è la risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione e δ è l'angolo d'attrito terreno-fondazione; il valore di δ può essere ricavato sulla base del seguente schema:

| Tipologia | Valore di δ |
|---|------------------------|
| Fondazioni di calcestruzzo gettato in opera | $\delta = \varphi$ |
| Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo | $\delta = 2/3 \varphi$ |

Il parametro φ rappresenta l'angolo di resistenza al taglio dello strato di terreno di appoggio della fondazione. La coesione drenata, se presente, deve essere trascurata.

Nel caso di carichi orizzontali dovuti esclusivamente al sisma, la forza H agente sulla fondazione è data da:

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

$$H = V k_{hi}$$

dove k_{hi} è il coefficiente sismico orizzontale della struttura. In terreni incoerenti quindi il coefficiente di sicurezza allo slittamento si ricava semplicemente dalla relazione:

$$F_s = \frac{S}{H} = \frac{tg\delta}{k_{hi}}$$

2) Condizioni non drenate ($\varphi=0$):

$$S = A c_u$$

dove c_u è la coesione non drenata dello strati di appoggio e A è la superficie efficace della base della fondazione data da:

$$A = BL \cos\omega$$

con ω =inclinazione della base rispetto all'orizzontale.

1.4 Calcolo del coefficiente di sottofondazione.

Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione. Per modulo o coefficiente di sottofondazione si definisce la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno, in un terreno alla Winkler, cioè in assenza di diffusione laterale del carico:

$$k = Q/s.$$

Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo k sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida. In questi casi spesso si utilizza una distribuzione di k in funzione della distanza dal centro della fondazione (metodo pseudo-accoppiato), delimitando due o più fasce concentriche. Alla fascia più interna viene attribuita una larghezza pari a metà della larghezza e della lunghezza della fondazione. Alla fascia più interna viene assegnato inoltre un valore di k uguale alla metà di quello della fascia più esterna, con valori di k quindi crescenti dall'interno verso l'esterno.

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

Per il calcolo di k si può impiegare la formula di Vesic semplificata. Vesic (1961) ha proposto la seguente relazione che correla k con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$k \text{ (kg/cm)} = (1/B) \times 0.65 \times [(Et \times B^4)/(Ef \times If)]^{(1/12)} \times Et/(1 - p^2);$$

in cui: Et (kg/cm²)= modulo di deformazione dello strato di fondazione;
 Ef (kg/cm²)= modulo elastico della fondazione;
 If (cm⁴)=momento d'inerzia della fondazione;
 B (cm)=lato corto della fondazione;

p =rapporto di Poisson.

Poichè il prodotto $0.65 \times [(Et \times B^4)/(Ef \times If)]^{(1/12)}$ ha generalmente un valore prossimo all'unità, la (85) può essere semplificata come segue:

$$k \text{ (kg/cm)} = (1/B) \times Et/(1 - p^2).$$

1.5 Distribuzione del sovraccarico nel terreno di fondazione.

1.5.1 Introduzione.

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento. Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B =lato corto della fondazione).

E' importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti.

1.5.2 Metodo di Newmark con le equazioni di Boussinesq.

Si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semiinfinito a comportamento perfettamente elastico,

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

omogeneo e isotropo. Deriva dall'integrazione su un'area rettangolare o quadrata di dimensioni B x L (B=lato corto della fondazione, L=lato lungo della fondazione) delle equazioni di Boussinesq.

In pratica l'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area BxL, è dato da:

$$p_z = [Q/(4 \times \text{Pi})] \times (m_1 + m_2);$$

in cui: $m_1 = [2 \times M \times N \times \text{sqr}(V) \times (V + 1)] / [(V + V_1) \times V];$

$m_2 = \text{atang}[(2 \times M \times N \times \text{sqr}(V))/(V_1 - V)];$

dove $M = B/z;$

$N = L/z;$

$V = M^2 + N^2 + 1;$

$V_1 = (M \times N)^2;$

$\text{Pi} = \text{Pi greco}.$

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, occorre dividere l'area B x L in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale, calcolare e quindi sommare i contributi delle singole aree.

Il metodo di Newmark basato sulle equazioni di Boussinesq è ampiamente utilizzato e fornisce generalmente risultati a favore della sicurezza. In alcuni casi però, in particolare in terreni stratificati incoerenti o con alternanze di strati coesivi e incoerenti, dove cioè ci si allontana notevolmente da un comportamento perfettamente elastico del terreno, i valori ottenibili con Boussinesq risultano eccessivamente cautelativi. In questi casi si consiglia di utilizzare il metodo di Westergaard.

1.5.3 Metodo di Newmark con le equazioni di Westergaard.

Rispetto ai metodi descritti in precedenza, quello di Westergaard ha il pregio di considerare nel calcolo anche le caratteristiche meccaniche del terreno, precisamente il coefficiente di Poisson. Quindi andrebbe utilizzato in tutti quei casi in cui si abbia a che fare con alternanze di tipi litologici con comportamento meccanico differente (per esempio sabbie e argille).

L'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area $B \times L$, è dato da:

$$pz = [Q/(2 \times \text{Pi} \times z^2)] \times \tan^{-1} \{(M \times N) / [a^{1/2} (M^2 + N^2 + a)^{1/2}]\}$$

dove:

$$M = M=B/z, N=L/z;$$

$$a = (1-2m)/(2-2m) \text{ con } m=\text{coefficiente di Poisson.}$$

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, occorre dividere l'area $B \times L$ in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale, calcolare e quindi sommare i contributi delle singole aree.

1.6 Calcolo dei cedimenti del terreno di fondazione.

1.6.1 Introduzione.

Anche se la pressione esercitata sul terreno di fondazione non supera il valore calcolato, si possono, in alcuni casi, manifestare delle deformazioni nel terreno non tollerabili dall'opera.

I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione).

Poichè le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti.

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di cedimento assoluto; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di cedimento differenziale.

Il cedimento assoluto totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$Stot = S_{imm} + S_{con} + S_{sec};$$

in cui:

S_{imm} =cedimento immediato, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);

S_{con} =cedimento di consolidazione, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);

S_{sec} =cedimento secondario, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

Proprio per le differenti modalità con cui si manifestano i cedimenti nei terreni coesivi ed incoerenti, i due casi vanno trattati separatamente.

1.6.2 Cedimenti nei terreni incoerenti.

1.6.2.1 Teoria dell'elasticità.

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento. La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Qz / Ed;$$

in cui: DH=spessore dello strato;

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

Q_z =incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato, calcolabile con uno dei metodi descritti nel precedente capitolo;

E_d =modulo di deformazione dello strato.

Il procedimento fornisce in genere valori sovrastimati e va quindi controllato con metodi più completi. Il cedimento calcolato corrisponde alla sola componente immediata, quella secondaria viene considerata trascurabile. Il valore del cedimento calcolato è valido per fondazioni flessibili; per fondazioni rigide questo valore va moltiplicato per un fattore generalmente posto uguale a 0.93. Inoltre il metodo va applicato solo negli strati dove è soddisfatta la condizione:

$$DH < B;$$

con B =lato corto della fondazione.

1.6.2.2 Metodo di Schmertmann(1978).

E' stato ideato per calcolare il cedimento immediato e secondario di terreni incoerenti utilizzando direttamente i dati delle prove penetrometriche statiche (CPT). Ha la seguente espressione:

$$Stot = C1 \times C2 \times Q \times DH \times \text{sommatoria}(Iz/E);$$

in cui:

Q =carico netto applicato sulla fondazione;

$C1$ =fattore correttivo per tener conto dell'approfondimento della fondazione:

$$C1 = 1 - 0.5 \times (P/Q);$$

dove P =Pressione efficace al piano di posa della fondazione;

$C2$ =fattore correttivo per tener conto del cedimento secondario:

$$C2 = 1 + 0.21 \times \text{Log} (T/0.1);$$

dove:

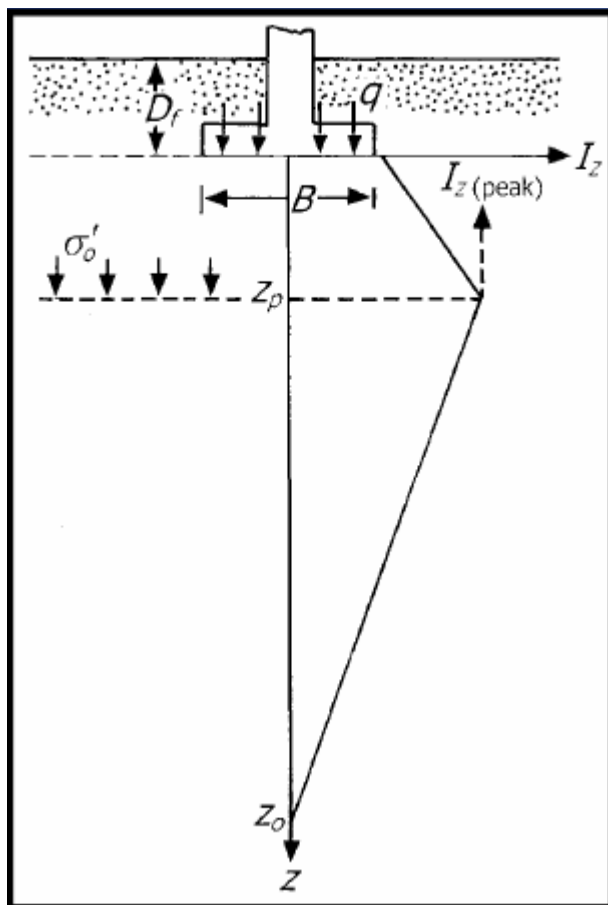
T =tempo di calcolo del cedimento in anni;

DH =spessore dello strato;

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

E =modulo di deformazione dello strato;

I_z =fattore d'influenza per tener conto della diffusione del carico netto applicato sulla fondazione nel terreno; ha una distribuzione di tipo triangolare che dipende dalla geometria della fondazione.



| | $L/B=1$ | $L/B \geq 10$ |
|---------------|-----------|---------------|
| I_z a $z=0$ | 0.1 | 0.2 |
| Z_p/B | 0.5 | 1.0 |
| Z_0/B | 2.0 | 4.0 |
| E | $2.5 q_c$ | $3.5 q_c$ |

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

Il parametro I_z parte da un valore iniziale corrispondente al caso $z=0$ e aumenta fino a raggiungere un valore di picco dato da:

$$I_{z(\text{picco})}=0.5+0.1(Q/\sigma_0)^{0.5}$$

Alla profondità Z_0 la grandezza I_z si annulla.

Nel caso di fondazioni rettangolari si risolvono i due casi precedenti e si prende un valore interpolato.

Il procedimento di Schmertmann fornisce risultati attendibili purchè si utilizzino i valori di E proposti dall'Autore e venga impiegato per fondazioni rigide. Il cedimento calcolato va visto come il massimo cedimento teorico prevedibile in funzione del carico netto applicato.

1.6.2.3 Metodo di Salgado (2008).

E' una variante della formula di Schmertman, in cui i valori di I_z assumono i valori tabellati di seguito.

| | I_z |
|---------------|-----------------------------|
| I_z a $z=0$ | $0.1+0.0111(L/B)\leq 2$ |
| Z_p/B | $0.5+0.0555(L/B - 1)\leq 1$ |
| Z_0/B | $2.0+0.222(L/B - 1)\leq 4$ |

1.6.2.4 Metodo di Lee et al. (2008).

E' una variante della formula di Schmertman, in cui i valori di I_z assumono i valori tabellati di seguito.

| | I_z |
|---------------|--|
| I_z a $z=0$ | 0.2 |
| Z_p/B | $0.5+0.11(L/B - 1)\leq 1$ |
| Z_0/B | $0.95\cos\{[(\pi/5)(L/B - 1)] - \pi\}+3\leq 4$ |

Con un valore di I_z dato da:

$$I_{z(\text{picco})}=0.5$$

1.6.2.5 Metodo di Klein e Sperling (cedimenti indotti da un sisma).

In terreni incoerenti sciolti le vibrazioni prodotte da un evento sismico possono condurre ad un aumento del grado di addensamento degli strati su cui poggia a fondazione. Un metodo semplificato per stimare il cedimento immediato conseguente è quello di Klein e Sperling (2003) basato sulla seguente relazione:

$$s(mm) = \frac{e_k - e}{1 - e} H$$

dove:

| | |
|-------|---|
| e_k | <p>= $e_{\min} + (e_{\max} - e_{\min})^{-0.75a}$ con e_{\min}=indice dei vuoti minimo del terreno; e_{\max}=indice dei vuoti massimo del terreno; a=accelerazione sismica orizzontale (in g); Per quest'ultima grandezza va tenuta in considerazione una sua diminuzione con la profondità secondo la relazione:</p> $a = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} r_d$ <p>con a_{\max} l'accelerazione sismica orizzontale in superficie e r_d un fattore correttivo per la profondità valutabile secondo il seguente schema: $r_d = 1 - 0.00765z$ per $z \leq 9.15$ m $r_d = 1.174 - 0.0267z$ per $9.15 < z \leq 23$ m $r_d = 0.774 - 0.008z$ per $23 < z \leq 30$ m $r_d = 0.5$ per $z > 30$ m</p> |
| e | = indice dei vuoti naturale del terreno di fondazione. |
| H | = spessore dello strato (in metri). |

1.6.3 Cedimenti nei terreni coesivi.

1.6.3.1 Teoria dell'elasticità.

Ha la stessa espressione e limiti visti per il procedimento relativo a terreni incoerenti; al posto del modulo di deformazione va utilizzato però il modulo edometrico definito come segue:

$$E_d = 1/mv;$$

con mv =modulo di compressibilità volumetrica dello strato.

1.6.3.2 Metodo basato sulle prove edometriche.

Consente il calcolo del cedimento di consolidazione; ha la seguente espressione:

$$S_c = DH \times [C_c/(1 + e_0)] \times \text{Log}[(P_f + dp)/P_f]$$

(strati normalmente consolidati);

$$S_c = DH \times [C_c/(1 + e_0)] \times \text{Log}[(P_f + dp)/P_f]$$

(strati sovraconsolidati con $dp < P_c$);

$$S_c = D_h \times [C_c/(1 + e_0)] \times \text{Log}(P_c / P_f) + DH \times [C_r/(1 + e_0)] \times \text{Log}[(P_f + dp)/ P_c]$$

(strati sovraconsolidati con $dp > P_c$);

in cui: DH =spessore dello strato;

C_c =indice di compressione vergine;

C_r =indice di ricompressione vergine;

P_f =pressione efficace a metà strato;

P_c =pressione di sovraconsolidazione a metà strato;

dp =incremento di pressione a metà strato dovuto al carico applicato sulla fondazione;

e_0 =indice naturale dei vuoti;

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

In presenza di terreno multistrato il procedimento va applicato ad ogni singolo strato coesivo ed i risultati sommati.

Per il calcolo del cedimento secondario si utilizza la seguente espressione:

$$S_s = DH \times C_s \times \text{Log}(1 + T);$$

in cui: C_s =indice di compressione secondario;

T =tempo di calcolo del cedimento secondario in anni.

va tenuto presente che il procedimento considera che le deformazioni indotte dal sovraccarico applicato sulla fondazione siano di tipo assiale, trascurando quelle laterali; ciò può essere considerato ammissibile solo dove sia verificata la relazione:

$$DH < B;$$

con B =lato corto della fondazione.

Il metodo fa riferimento a fondazioni flessibili; per calcolare il cedimento per fondazioni rigide il valore calcolato va moltiplicato per un fattore correttivo, generalmente posto uguale a 0.93.

1.6.3.4 Tempo di consolidazione di uno strato coesivo.

La consolidazione sotto carico di uno strato coesivo avviene in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno. Il tempo necessario perchè una determinata percentuale del cedimento di consolidazione totale si sia verificato può essere stimato sulla base della seguente relazione:

$$t = T \times H^2 / c_v;$$

in cui: T =fattore tempo tabellato in funzione della distribuzione della pressione dei pori nello strato;

$$H = DH/2$$

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

nel caso in cui il drenaggio sia consentito da ambedue i lati dello strato;

$$H=DH$$

nel caso il drenaggio sia consentito da un solo lato dello strato;

cv=coefficiente di consolidazione verticale, fornito dalle prove edometriche.

Per un tempo corrispondente ad una consolidazione del 50% la relazione può essere riscritta come segue:

$$t = 0.197 \times H^2 / cv.$$

1.6.4 Cedimenti assoluti e differenziali.

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera. Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di 2,5 cm in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e 4 cm in terreni coesivi (limi e argille). La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in quest'ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno.

Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$Dang = (S2 - S1) / L12;$$

con

Dang=distorsione angolare;

S2=cedimento assoluto nel punto 2;

S1=cedimento assoluto nel punto 1;

L12=distanza fra i punti 1 e 2.

PROGRAM GEO – QSB ver.3 per Windows

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a $1/600$ per strutture in muratura e a $1/1000$ per strutture in calcestruzzo.

1.7 Sollevamento in terreni rigonfianti.

In particolari condizioni climatiche, e precisamente in regioni aride o semiaride, strati argillosi poco profondi possono essere soggetti a fenomeni di rigonfiamento nel momento in cui assorbono acqua. Il sollevamento del terreno prodotto da questo fenomeno può causare danni considerevoli alle sovrastrutture.

Una stima di massima delle dimensioni del fenomeno può essere ottenuta applicando alcuni metodi empirici, basati su parametri geotecnici di facile determinazione, come il contenuto d'acqua naturale e il limite liquido dello strato rigonfiante.

In assenza di carichi gravanti sul livello rigonfiante, il sollevamento S può essere ottenuto con la formula di Johnson e Snethen (1979):

$$\text{Log}_{10} S (\%) = 0,0367 w_l - 0,0833 w_n + 0,458$$

oppure con la relazione di O'Neill e Ghazzaly (1977):

$$S (\%) = 2,27 + 0,131 w_l - 0,27 w_n$$

dove w_l è il limite liquido dello strato e w_n il contenuto naturale d'acqua.

In presenza di carichi agenti sullo strato il sollevamento deve essere corretto per tener conto dell'azione di confinamento dovuto al carico stesso:

$$S' (\%) = S(1 - 0,0735 q_v^{1/2})$$

Dove q_v è il carico, in kPa, applicato sul tetto dello strato.

Il valore del sollevamento ottenuto è in percentuale rispetto allo spessore totale dello strato. Quindi per determinare il sollevamento complessivo bisogna applicare la relazione:

$$s (\text{mm}) = (S'/100) D$$

dove D è lo spessore dello strato rigonfiante.