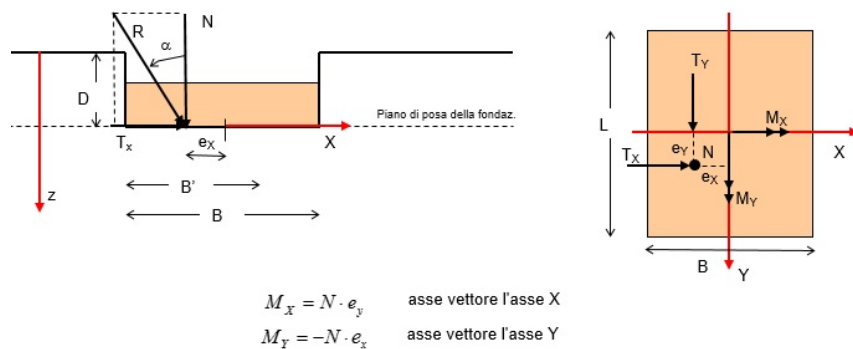


CaricoLim.Az

**Software per le verifiche geotecniche e il calcolo dei cedimenti delle
fondazioni superficiali e delle tensioni indotte nel sottosuolo**

(versione 8.0)



Validazione del software

Autore

Ing. Ciro Azzara

Via E. Majorana, 8 – 90035 Marone (PA)

Cell. 348 1514947

Email ing.azzara@libero.it azzara.ciro@gmail.com

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Validazione del software	Pag. 2 di 15
---	---------------------------------	--------------

INDICE

1. PREMESSA	3
2. ESEMPI DI VALIDAZIONE DEL CODICE	3
Test di verifica n. 1 – Carico limite fondazione nastriforme, terreno omogeneo a grana grossa, carico inclinato	3
Test di verifica n. 2 – Carico limite fondazione quadrata, terreno omogeneo a grana fina in condizioni non drenate, carico eccentrico	5
Test di verifica n. 3 – Carico limite fondazione nastriforme, terreno omogeneo incoerente, carico inclinato ed eccentrico	7
Test di verifica n. 4 – Tensioni indotte nel sottosuolo	8
Test di verifica n. 5 – Cedimenti terreno a grana grossa, metodo di Burland e Burbridge	10
Test di verifica n. 6 – Cedimenti terreno a grana grossa, metodo di Schmertmann	11
Test di verifica n. 7 – Cedimenti terreni a grana fina, metodo edometrico o di terzaghi	13
3. BIBLIOGRAFIA	15

1. PREMESSA

Di seguito vengono riportati alcuni esempi al fine di dare ulteriori chiarimenti sull'uso del software e per validare il codice di calcolo confrontando i risultati con quelli ottenuti manualmente e/o riscontrabili in letteratura tecnica e/o utilizzando altri software di comprovata affidabilità.

La taratura dei vari algoritmi di calcolo implementati, al fine di dimostrare l'attendibilità dei risultati, è una operazione fondamentale che va a tutela e garanzia dell'utente finale ed è espressamente prevista dalle NTC di cui al D.M. 14/01/2008 e al D.M. 17/01/2018 (capitolo 10), fermo restando che il progettista resta sempre e comunque unico responsabile dell'intera progettazione, come espressamente previsto dal penultimo comma del capitolo 10.1 dei citati Decreti Ministeriali.

Il progettista deve controllare l'affidabilità dei codici di calcolo utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti.

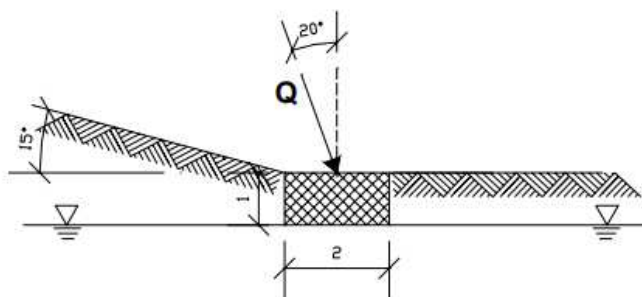
2. Esempi di validazione del codice

TEST DI VERIFICA N. 1 – CARICO LIMITE FONDAZIONE NASTRIFORME, TERRENO OMOGENEO A GRANA GROSSA, CARICO INCLINATO

Si riproduce l'esercizio n. 2 (19 febbraio 2003) del documento [1] citato in bibliografia, di cui è nota la soluzione.

ESERCIZIO 2 (19 febbraio 2003)

Con riferimento alla fondazione nastriforme di figura si determini il valore del carico ammissibile Q . Si assuma un valore del peso specifico del calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ ed i seguenti valori delle caratteristiche fisiche e meccaniche della sabbia: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0$ e $\phi' = 37^\circ$. Per i coefficienti di carico limite e per quelli correttivi per inclinazione del carico e del piano di campagna si consideri: $N_q = 42.92$, $N_\gamma = 66.19$, $\xi_{qi} = (1 - H'/V')^2$, $\xi_{\gamma i} = (1 - H'/V')^3$, essendo V ed H le componenti verticale ed orizzontale del carico Q , e $\xi_{qg} = \xi_{\gamma g} = (1 - \tan \alpha)^2$, dove α è l'inclinazione del piano campagna. Si suggerisce di assumere in prima approssimazione una inclinazione del carico efficace applicato alla base della fondazione pari a quella del carico esterno Q .



Il carico limite calcolato manualmente dall'autrice è pari a $q_{lim}=483,4 \text{ kPa}$, per cui il carico limite complessivo ammissibile considerando un coefficiente di sicurezza pari a 3 (DM 1988) è pari a $Q_{lim} = q_{lim} / 3 * B = 322,2 \text{ kN/m}$.

Inseriamo i dati in *CaricoLim.Az 8.0* tenendo conto che:

- il terreno è omogeneo ($N_{str}=1$) con $\gamma=\gamma_{sat}=19 \text{ kN/m}^3$
- $D=H_w=1 \text{ m}$; peso unità di volume dell'acqua $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Validazione del software	Pag. 4 di 15
---	---------------------------------	--------------

- inclinazione pendio a sinistra $i_v = -15^\circ$, a destra $i_m = 0^\circ$
- si crea una combinazione di carico con un carico a piacere $Q = 200 \text{ kN/m}$ (le cui componenti sono pertanto pari a $N = Q \cdot \cos 20^\circ = 187,94 \text{ kN/m}$, $T_x = Q \cdot \sin 20^\circ = 68,40 \text{ kN/m}$, $M_y = 0$)
- si assume il coefficiente di carico limite N_γ di Vesic
- si trascura l'effetto della resistenza del terreno superficiale (fattori di profondità) e dell'attrito sul piano di posa della fondazione
- si assumono i fattori di inclinazione del carico di Vesic

A calcolo effettuato si ottiene:

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g_1 = 19 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $\phi_1 = 37^\circ$

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2 = 9 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $\phi_2 = 37^\circ$

coesione terreno di fondazione, $c_2 = 0 \text{ kN/mq}$

Fattori del carico limite

$N_c = 55,63$

$N_q = 42,92$

$N_{\gamma} = 66,192$

fatt. inclinaz. carico, $i_c = 0,39$

fatt. inclinaz. carico, $i_q = 0,405$

fatt. inclinaz. carico, $i_{\gamma} = 0,257$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_c = 1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_q = 1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_{\gamma} = 1$

fatt. forma fondazione, $f_c = 1$

fatt. forma fondazione, $f_q = 1$

fatt. forma fondazione, $f_{\gamma} = 1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_c = 1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_q = 1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_{\gamma} = 1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_c = 1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_q = 1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_{\gamma} = 1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B' = 2 \text{ m}$

Carico limite unitario, $q_{lim} = \mathbf{4,83 \text{ daN/cm}^2}$

Sottospinta, $S_w = 0,00 \text{ kN/m}$

Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Q_{lim} = R_k = 966,42 \text{ kN/m}$

Resistenza di progetto, $R_d = R_k / \gamma_{Q_{lim}} = \mathbf{322,14 \text{ kN/m}}$

Carico applicato (azione di progetto), $E_d = N_d - S_w = 187,94 \text{ kN/m}$

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. <i>Ciro Azzara</i>)	Validazione del software	Pag. 5 di 15
---	---------------------------------	--------------

Verifica al carico limite soddisfatta ($E_d \leq R_d$)

Coeff. di sicurezza al carico limite, $R_d/E_d=1,71$

Come si può notare, i risultati forniti dal software sono perfettamente corrispondenti a quelli riportati nel citato riferimento bibliografico.

TEST DI VERIFICA N. 2 – CARICO LIMITE FONDAZIONE QUADRATA, TERRENO OMOGENEO A GRANA FINA IN CONDIZIONI NON DRENATE, CARICO ECCENTRICO

Si riproduce l'esercizio n. 2 (15 gennaio 2004) del documento [1] citato in bibliografia, di cui è nota la soluzione.

ESERCIZIO 2 (15 gennaio 2004)

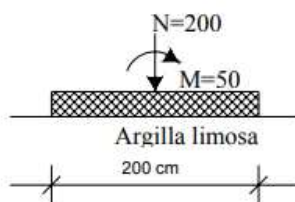
Si deve costruire un plinto di fondazione con base quadrata di lato pari a 200 cm.

Il terreno di fondazione è una argilla limosa. Il cui comportamento a rottura è ben rappresentato dai seguenti parametri:

$c_u=30$ kPa; ($N_\gamma=0$; $N_q=1$; $N_c=5,14$)
 $c'=5$ kPa e $\phi'=26^\circ$ ($N_\gamma=12,54$; $N_q=11,85$; $N_c=22,25$)

La falda coincide con il piano di campagna.

Sulla base del plinto agiscono un carico verticale $N=200$ kN e un momento (parallelo a uno dei lati della base) $M=50$ kNm.



Con riferimento alle condizioni a breve termine si determini:

1. il carico limite:

$Q_{lim} = \dots\dots\dots$ kN

2. il carico ammissibile:

$Q_{amm} = \dots\dots\dots$ kN

3. il coefficiente di sicurezza η per rottura a carico limite:

$\eta = \dots\dots\dots$

Il carico limite calcolato manualmente dall'autrice è pari a $q_{lim}=177$ kPa, per cui il carico limite complessivo è pari a $Q_{lim}=q_{lim} \times B' \times L'=531$ kN, mentre il carico limite complessivo ammissibile, considerando un coefficiente di sicurezza pari a 3 (DM 1988), è pari a $Q_{amm}=Q_{lim}/3=177$ kN, minore del carico applicato $N=200$ kN (verifica non soddisfatta).

Inseriamo i dati in *CaricoLim.Az 8.0* tenendo conto che:

- il terreno è omogeneo ($N_{str}=1$) con $\gamma=\gamma_{sat}=20$ kN/m³
- le condizioni di rottura sono non drenate
- $D=H_w=0$ m; peso unità di volume dell'acqua $\gamma_w=9,81$ kN/m³
- si crea una combinazione di carico con $N=200$ kN, $T_x=0$, $M_y=-50$ kNm
- si assume il coefficiente di carico limite N_γ di Vesic
- si trascura l'effetto dell'attrito sul piano di posa della fondazione

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Validazione del software	Pag. 6 di 15
--	---------------------------------	--------------

- si assumono i fattori di forma della fondazione di Vesic

A calcolo effettuato si ottiene:

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Verifica a breve termine in condizioni non drenate

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2=20 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $\phi_2=0^\circ$

coesione terreno di fondazione, $C_2=30 \text{ kN/mq}$

Fattori del carico limite

$N_c = 5,142$

$N_q = 1$

$N_{\gamma} = 0$

fatt. inclinaz. carico, $i_c=1$

fatt. inclinaz. carico, $i_q=1$

fatt. inclinaz. carico, $i_{\gamma}=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_c=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_q=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_{\gamma}=1$

fatt. forma fondazione, $f_c=1,146$

fatt. forma fondazione, $f_q=1$

fatt. forma fondazione, $f_{\gamma}=0,7$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_c=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_q=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_{\gamma}=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_c=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_q=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_{\gamma}=1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B'=1,5 \text{ m}$

lunghezza ridotta della fondazione, $L'=2 \text{ m}$

Carico limite unitario, $q_{lim}=1,77 \text{ daN/cm}^2$

Sottospinta, $S_w=0,00 \text{ kN}$

Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Q_{lim}=R_k=530,24 \text{ kN}$

Resistenza di progetto, $R_d=R_k/gQ_{lim}=176,75 \text{ kN}$

Carico applicato (azione di progetto), $E_d=N_d-S_w=200,00 \text{ kN}$

Attenzione, verifica al carico limite non soddisfatta ($E_d > R_d$)

Coeff. di sicurezza al carico limite, $R_d/E_d=0,88$

Come si può notare, i risultati forniti dal software sono perfettamente corrispondenti a quelli riportati nel citato riferimento bibliografico.

TEST DI VERIFICA N. 3 – CARICO LIMITE FONDAZIONE NASTRIFORME, TERRENO OMOGENEO INCOERENTE, CARICO INCLINATO ED ECCENTRICO

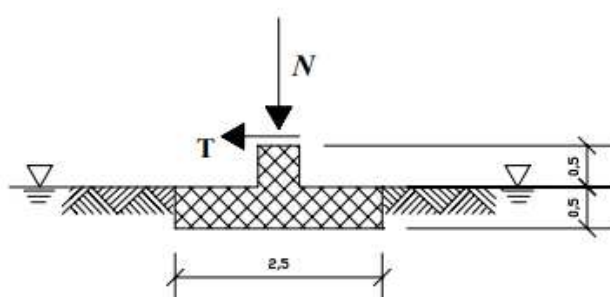
Si riproduce l'esercizio n. 2 (16 febbraio 2005) del documento [1] citato in bibliografia, di cui è nota la soluzione.

ESERCIZIO 2 (16 febbraio 2005)

Si esegua la verifica a carico limite, a lungo termine, della fondazione nastriforme riportata in figura.

La forza verticale N vale 500 kN/m, la forza orizzontale T vale 30 kN/m.

Si assuma un coefficiente di sicurezza, espresso in termini di pressione netta, $\eta = 3$.



TERRENO:
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 $c' = 0 \text{ kPa}$
 $\Phi' = 35^\circ$

$N_c = 46,12$
 $N_q = 33,30$
 $N_\gamma = 48,03$

cls:
 $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

ACQUA:
 $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$

Il carico limite calcolato manualmente dall'autrice è pari a $q_{lim} = 620,91 \text{ kPa/m}$, per cui il carico limite complessivo è pari a $Q_{lim} = q_{lim} \times B' = 620,91 \times 2,38 = 1.477,77 \text{ kN/m}$, mentre il carico limite complessivo ammissibile, considerando un coefficiente di sicurezza pari a 3 (DM 1988), è pari a $Q_{amm} = Q_{lim}/3 = 492,59 \text{ kN/m}$, minore del carico applicato $N = 500 \text{ kN/m}$ (verifica non soddisfatta).

Inseriamo i dati in *CaricoLim.Az 8.0* tenendo conto che:

- il terreno è omogeneo ($N_{str} = 1$) con $\gamma = \gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$
- condizioni di rottura drenate e $H_w = 0 \text{ m}$
- $D = 0,5 \text{ m}$; peso proprio della fondazione $37,5 \text{ kN/m}$
- una combinazione di carico con $N = 500 + 37,5 = 537,5 \text{ kN}$, $T_x = -30 \text{ kN/m}$, $M_y = -T_x \times 1 \text{ m} = 30 \text{ kNm/m}$
- si assume il coefficiente di carico limite N_γ di Vesic
- si trascura l'effetto dell'attrito sul piano di posa della fondazione e della resistenza del terreno superficiale (fattori di profondità)
- si assumono i fattori di inclinazione del carico di Vesic

A calcolo effettuato si ottiene:

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g_1 = 10 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $\Phi_1 = 35^\circ$

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2 = 10 \text{ kN/mc}$

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Validazione del software	Pag. 8 di 15
---	---------------------------------	--------------

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $\phi_2=35^\circ$

coesione terreno di fondazione, $C_2=0 \text{ kN/mq}$

Fattori del carico limite

$N_c = 46,124$

$N_q = 33,296$

$N_{\gamma} = 48,029$

fatt. inclinaz. carico, $i_c=0,888$

fatt. inclinaz. carico, $i_q=0,891$

fatt. inclinaz. carico, $i_{\gamma}=0,842$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_c=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_q=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_{\gamma}=1$

fatt. forma fondazione, $f_c=1$

fatt. forma fondazione, $f_q=1$

fatt. forma fondazione, $f_{\gamma}=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_c=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_q=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_{\gamma}=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_c=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_q=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_{\gamma}=1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B'=2,39 \text{ m}$

Carico limite unitario, $q_{lim}=6,31 \text{ daN/cm}^2$

Sottospinta, $S_w=12,50 \text{ kN/m}$

Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Q_{lim}=R_k=1.507,52 \text{ kN/m}$

Resistenza di progetto, $R_d=R_k/gQ_{lim}=502,51 \text{ kN/m}$

Carico applicato (azione di progetto), $E_d=N_d-S_w=525,00 \text{ kN/m}$

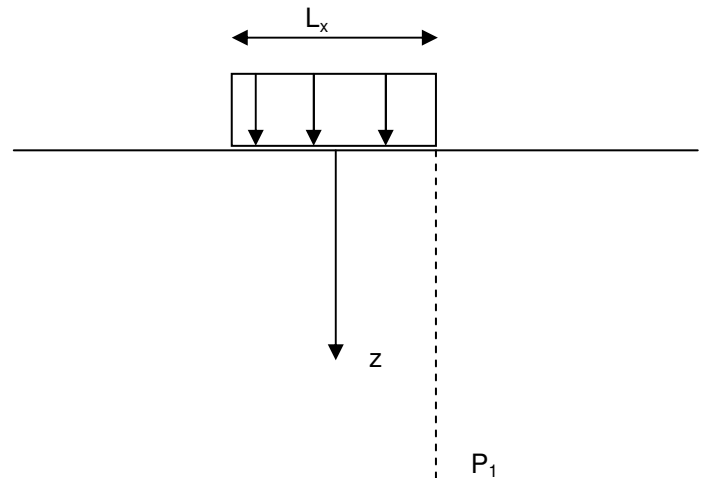
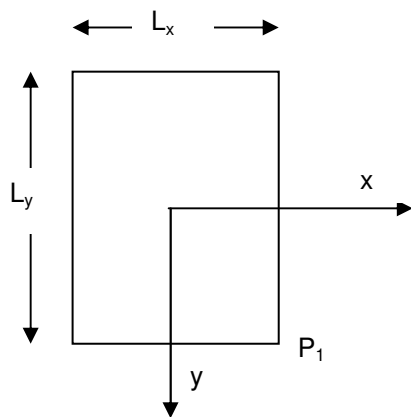
Attenzione, verifica al carico limite non soddisfatta ($E_d > R_d$)

Coeff. di sicurezza al carico limite, $R_d/E_d=0,96$

Come si può notare, i risultati forniti dal software sono coerenti con quelli riportati nel citato riferimento bibliografico. La leggera differenza è legata alla circostanza che nel testo viene calcolata l'eccentricità del carico tenendo conto pure del contributo della sottospinta S_w , mentre *CaricoLim.Az* considera il solo carico proveniente dalla sovrastruttura e tiene conto della sottospinta nel calcolo dell'azione di progetto $E_d=N_d-S_w$. In entrambi i casi la verifica non risulta soddisfatta.

TEST DI VERIFICA N. 4 – TENSIONI INDOTTE NEL SOTTOSUOLO

Calcolare lo stato tensionale nel punto P_1 del sottosuolo che giace sulla verticale passante per lo spigolo del rettangolo di carico segnato in figura ($L_x = 3 \text{ m}$; $L_y = 5 \text{ m}$):



$x_p = 1,5 \text{ m}$; $y_p = 2,5 \text{ m}$; $z_p = 10 \text{ m}$

Il carico uniformemente distribuito è pari a $q = 2.000 \text{ kg/mq}$, mentre il coefficiente di Poisson si assume pari a 0,1.

Utilizzando gli abachi presenti in letteratura ([3] Jappelli R. (1984) – Corso di Geotecnica, Tavole sinottiche - Università di Palermo) si ha:

$m = L_x/z_p = 0,3$ $n = L_y/z_p = 0,5$ $f(m,n) = 0,056$ e quindi $\sigma_z = f q = 0,056 * 2000 = 112 \text{ kg/m}^2$

I risultati che si ottengono, dopo qualche decina di secondi, con il software sono i seguenti:

CALCOLO DELLE (SOVRA)TENSIONI INDOTTE NEL SOTTOSUOLO

stato tensionale nel punto

$\sigma_x = -12,67 \text{ kg/mq}$

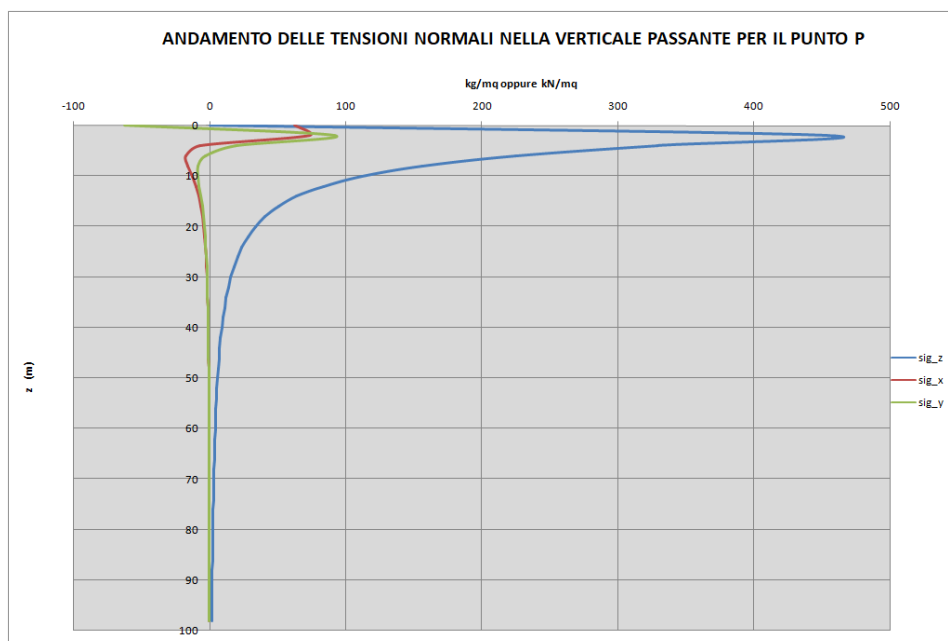
$\sigma_y = -8,95 \text{ kg/mq}$

$\sigma_z = 111,86 \text{ kg/mq}$

$\tau_{xy} = -13,63 \text{ kg/mq}$

$\tau_{xz} = 16,22 \text{ kg/mq}$

$\tau_{yz} = 25,47 \text{ kg/mq}$



CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Validazione del software	Pag. 10 di 15
---	---------------------------------	---------------

Come si può vedere, i risultati corrispondono esattamente con quelli che si ottengono utilizzando gli abachi presenti in letteratura. Il software inoltre consente di ottenere lo stato tensionale **completo** (tensioni normali σ_x σ_y σ_z e tangenziali τ_{xy} τ_{xz} τ_{yz}), e non solo la tensione verticale σ_z . In più, è immediato il calcolo dello stato tensionale anche per punti che si trovano all'esterno all'area di carico; ad es. per il punto P_2 avente coordinate $x_p = 4,5$ m; $y_p = 7,5$ m; $z_p = 10$ m, si ottiene:

stato tensionale nel punto

sig_x = 0,85 kg/mq
sig_y = 8,52 kg/mq
sig_z = 35,75 kg/mq
t_xy = -71,86 kg/mq
t_xz = 15,74 kg/mq
t_yz = 25,29 kg/mq

TEST DI VERIFICA N. 5 – CEDIMENTI TERRENO A GRANA GROSSA, METODO DI BURLAND E BURBRIDGE

Si riproduce l'esercizio n. 2 del documento [3] citato in bibliografia, di cui è nota la soluzione:

Esercizio n.2:

I risultati di una prova SPT eseguita in corrispondenza di un deposito di terreno sabbioso ($\gamma = 18$ kN/m³) sono di seguito riportati.

Profondità (m)	0,6	0,9	1,2	1,5	2,1	2,7	3,0	3,3	4,2
Numero di colpi	25	28	33	29	28	29	31	35	41

Utilizzando il metodo di Burland and Burbridge, si effettui una stima del cedimento, s , di una fondazione a base rettangolare (3 m x 4 m) ubicata ad una profondità di 0,6 m dal piano di campagna. Si assuma una tensione ammissibile σ_a di 700 kPa e si trascuri la presenza della falda (molto profonda) ed il cedimento di consolidazione secondaria.

[Soluzione: $s = 2,4$ cm]

Inseriamo i dati in *CaricoLim.Az 8.0* tenendo conto che:

- il carico netto trasmesso dalla fondazione è di 700 kPa ($N=q \cdot B \cdot L=8.400$ kN) mentre il carico lordo, da prendere a riferimento, è pari a $q_L=q+\gamma D=700+18 \cdot 0,6=710,8$ kPa a cui corrisponde un carico centrato da inserire in input di $N=8.529,6$ kN
- lo spessore dello strato di sabbia sotto la fondazione è di 3,6 m (4,2-0,6)
- il valore medio N_m nell'indice della prova SPT, valutato entro la profondità di influenza $Z_{in}=B^{0,763}=2,31$ m, è pari a $N_m=(25+28+33+29+28)/5=28,6$

A calcolo effettuato si ottiene:

COMBINAZ. DI CARICO FONDAMENTALE: Comb1

CALCOLO DEI CEDIMENTI

pressione trasmessa dalla fondazione al terreno, $p=710,8$ kN/mq

pressione efficace litostatica alla profondità del piano di posa della fondazione, $p_o=10,8$ kN/mq

pressione media netta trasmessa dalla fondazione al terreno = 700 kN/mq

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Validazione del software	Pag. 11 di 15
---	---------------------------------	---------------

fattore di forma,

$F_f=1,0526$

profondità di influenza, $z_i=2,31$ m

fattore di spessore, $F_s=1$

indice di compressibilità, $I_c=0,0153$

cedimento iniziale in asse alla fondazione, $w_0=0,0244$ m (**2,44 cm**)

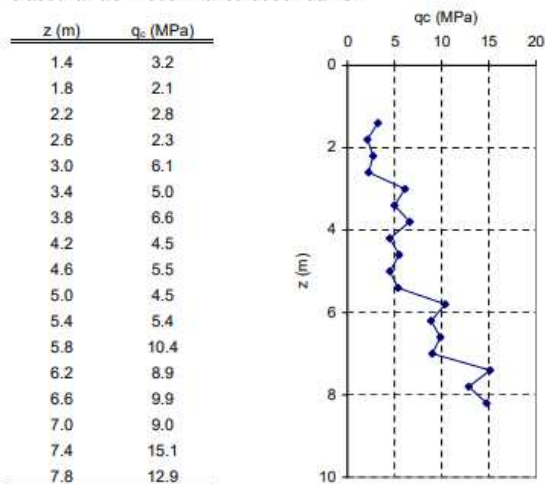
Come si può notare, il risultato fornito dal software è perfettamente corrispondente a quello riportato nel citato riferimento bibliografico.

TEST DI VERIFICA N. 6 – CEDIMENTI TERRENO A GRANA GROSSA, METODO DI SCHMERTMANN

Si riproduce l'esercizio n. 3 del documento [3] citato in bibliografia, di cui è nota la soluzione:

Esercizio n.3:

Una fondazione quadrata di lato $B = 3$ m, posta alla profondità $D = 1.2$ m dal piano campagna, trasmette al terreno una pressione media netta $q' = 130$ kPa. Il terreno di fondazione è sabbia, avente peso di volume $\gamma = 16$ kN/m³ sopra falda e $\gamma_{sat} = 19$ kN/m³ sotto falda. La falda freatica è a profondità di 3 m dal piano campagna. In Tabella e in Figura è rappresentato il profilo della resistenza penetrometrica di punta, q_c . Stimare il cedimento s della fondazione con il metodo di Schmertmann, trascurando il cedimento secondario.



[Soluzione: $s = 2.49$ cm]

Inseriamo i dati in *CaricoLim.Az 8.0* tenendo conto che:

- il carico netto trasmesso dalla fondazione è di 130 kPa mentre il carico lordo, da prendere a riferimento, è pari a $q_L = q + \gamma D = 130 + 16 \cdot 1.2 = 149.2$ kPa a cui corrisponde un carico centrato da inserire in input di $N = 1.342,8$ kN
- lo spessore dei vari strati sotto il p.p. fondazione è costante e pari a 0,4 m
- $1 \text{ Mpa} = 10 \text{ daN/cm}^2$ $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Validazione del software	Pag. 12 di 15
---	---------------------------------	---------------

- per trascurare il cedimento secondario ($C_2=1$) occorre porre $T=0,1$ anni.

A calcolo effettuato si ottiene:

COMBINAZ. DI CARICO FONDAMENTALE: Comb1

CALCOLO DEI CEDIMENTI

pressione trasmessa dalla fondazione al terreno, $p=149,2$ kN/mq

pressione efficace litostatica alla profondità del piano di posa della fondazione, $p_0=19,2$ kN/mq

pressione media netta trasmessa dalla fondazione al terreno = 130 kN/mq

profondità significativa (dal piano di posa fondaz.), $z_1=1,5$ m

profondità significativa che contribuisce al cedimento (dal piano di posa fondaz.), $z_2=6$ m

fattore di influenza della deformazione verticale media sul p.p. della fondazione, $I_{z0}=0,1$

fattore di influenza massimo della deformazione verticale media, $I_{zmax}=0,6735$

fattore funzione della profondità del p.p. fondazione, $C_1=0,9262$

fattore di viscosità, $C_2=1$

fattore funzione della forma dell'area di carico, $C_3=2,5$

tensione verticale efficace alla profondità z_1 , $s'_z(z_1)=43,2$ kN/mq

strato	sp (m)	z (m)	qc (daN/cm ²)	Iz	E' (daN/cm ²)	w (m)
1	0,4	1,4	32	0,17646	80	0,0011
2	0,4	1,8	21	0,32939	52,5	0,003
3	0,4	2,2	28	0,48231	70	0,0033
4	0,4	2,6	23	0,63524	57,5	0,0053
5	0,4	3	61	0,62857	152,5	0,002
6	0,4	3,4	50	0,56871	125	0,0022
7	0,4	3,8	66	0,50885	165	0,0015
8	0,4	4,2	45	0,44898	112,5	0,0019
9	0,4	4,6	55	0,38912	137,5	0,0014
10	0,4	5	45	0,32925	112,5	0,0014
11	0,4	5,4	54	0,26939	135	0,001
12	0,4	5,8	104	0,20952	260	0,0004
13	0,4	6,2	89	0,14966	222,5	0,0003
14	0,4	6,6	99	0,0898	247,5	0,0002
15	0,4	7	90	0,02993	225	0,0001
16	0,4	7,4	151	0	377,5	0
17	0,4	7,8	129	0	322,5	0

Ht = 6,8 m

cedimento finale, $w_f=0,025$ m (**2,5 cm**)

Come si può notare, il risultato fornito dal software è perfettamente corrispondente a quello riportato nel citato riferimento bibliografico.

TEST DI VERIFICA N. 7 – CEDIMENTI TERRENI A GRANA FINA, METODO EDOMETRICO O DI TERZAGHI

Si riproduce l'esercizio n. 7 del documento [4] citato in bibliografia, di cui è nota la soluzione:

Esercizio 7

Stimare il cedimento di consolidazione edometrica dello strato di argilla normalmente consolidata sottostante la fondazione circolare indicata in figura.

Dati:

$B = 2b = 1.8 \text{ m}$
 $D = 0.9 \text{ m}$

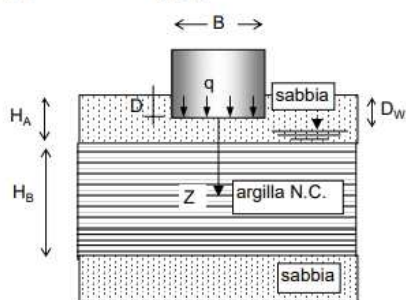
$H_A = 1.8 \text{ m}$
 $H_B = 4 \text{ m}$
 $q = 100 \text{ kPa}$
 $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$

Strato A di sabbia:

$\gamma_A = 16.8 \text{ kN/m}^3$ sopra falda
 $\gamma_{A,\text{sat}} = 18.9 \text{ kN/m}^3$ sotto falda
 $D_w = 1.4 \text{ m}$

Strato B di argilla N.C.:

$\gamma_B = 18.3 \text{ kN/m}^3$
 $C_c = 0.15$
 $e_0 = 0.8$



Soluzione:

Divido lo strato di argilla in 5 sottostrati di eguale spessore e calcolo la pressione verticale efficace iniziale a metà di ciascuno di essi (l'origine dell'asse è alla profondità del piano di fondazione):

$$\Delta H = H_B / 5 = 0.8 \text{ m}$$

sotto-strato i	$Z_i \text{ (m)}$		
1	1.3	$\sigma'_{v01} = \gamma_A D_w + (\gamma_{A,\text{sat}} - \gamma_w) (H_A - D_w) + (\gamma_B - \gamma_w) \Delta H / 2 =$	30.55 kPa
2	2.1	$\sigma'_{v02} = \sigma'_{v01} + (\gamma_B - \gamma_w) \Delta H =$	37.34 kPa
3	2.9	$\sigma'_{v03} = \sigma'_{v02} + (\gamma_B - \gamma_w) \Delta H =$	44.14 kPa
4	3.7	$\sigma'_{v04} = \sigma'_{v03} + (\gamma_B - \gamma_w) \Delta H =$	50.93 kPa
5	4.5	$\sigma'_{v05} = \sigma'_{v04} + (\gamma_B - \gamma_w) \Delta H =$	57.72 kPa

Determino l'incremento di tensione verticale indotta a metà di ogni sotto-strato dalla pressione uniforme q applicata su un'area circolare di raggio b nell'ipotesi di semispazio elastico, omogeneo e isotropo con l'equazione:

$$\Delta \sigma'_{vi} = q \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{b}{Z_i} \right)^2}} \right\}$$

sotto-strato i	$Z_i \text{ (m)}$	$\Delta \sigma'_{vi} \text{ (kPa)}$
1	1.3	44.42
2	2.1	22.35
3	2.9	12.88
4	3.7	8.26
5	4.5	5.71

Calcolo il cedimento di ciascun sottostrato con l'equazione:

$$s_i = \Delta H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_{vi}}{\sigma'_{v0}} \right)$$

sotto-strato i	$s_i \text{ (cm)}$
1	2.60
2	1.36
3	0.74
4	0.44
5	0.27

il cedimento di consolidazione totale risulta: $s = \sum s_i = 5.41 \text{ cm}$

Inseriamo i dati in *CaricoLim.Az 8.0* tenendo conto che:

- il numero degli strati è 3
- il carico netto trasmesso dalla fondazione è di 100 kPa mentre il carico lordo, da prendere a riferimento, è pari a $q_L = q + \gamma D = 100 + 16.8 \cdot 0.9 = 115.12 \text{ kPa}$ a cui corrisponde un carico centrato da inserire in input di $N = 292.945 \text{ kN}$
- si utilizza il metodo di calcolo dei cedimenti edometrico o di Terzaghi

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Validazione del software	Pag. 14 di 15
---	---------------------------------	---------------

- lo spessore H_t è pari a 4,9 m
- il punto in cui calcolare il cedimento è il centro della fondazione ($X_p=Y_p=0$ m)
- si divide il banco H_t in 6 straterelli
- per evitare di mettere in conto il cedimento della sabbia (primo strato) si assume il suo coefficiente di compressibilità C_c pari a zero.

A calcolo effettuato si ottiene:

COMBINAZ. DI CARICO FONDAMENTALE: Comb1

CALCOLO DEI CEDIMENTI

pressione media trasmessa dalla fondazione al terreno, $q=115,12$ kN/mq

tensione efficace verticale litostatica alla profondità del piano di posa fondaz. = 15,12 kN/mq

pressione media netta trasmessa dalla fondazione al terreno, $q_n=100$ kN/mq

calcolo del cedimento immediato

w_o

$w_o = 0$ m (0 cm)

calcolo del cedimento finale w_f

tensione di preconsolidazione strato 1 (OCR=1) = 7,56 kN/mq

tensione di preconsolidazione strato 2 (OCR=1) = 44,14 kN/mq

tensione di preconsolidazione strato 3 (OCR=1) = 61,12 kN/mq

n°	Hstr (m)	z (m)	s'zo	szf	e0	e1	wed (m)	Eed	szf/s'zo
1	0,82	1,31	21,98	92,95	0,6	0,6	0	0	4,23
2	0,82	2,12	29,92	47,66	0,82534	0,76326	0,02777	14	1,59
3	0,82	2,94	36,85	23,38	0,81176	0,77974	0,01443	13,2	0,63
4	0,82	3,76	43,78	13,22	0,80052	0,78333	0,0078	13,8	0,3
5	0,82	4,58	50,72	8,37	0,79095	0,781	0,00454	15,1	0,16
6	0,82	5,39	57,65	5,73	0,7826	0,77642	0,00283	16,5	0,1
$w_f = 0,0574$ m (5,74 cm)									

cedimento di consolidazione w_c

$w_c = w_f - w_o = 0,0574$ m (**5,74 cm**)

Come si può notare, il risultato fornito dal software è molto prossimo a quello riportato nel citato riferimento bibliografico. La differenza è sicuramente da attribuire alle approssimazioni di calcolo e all'uso di formule semplificate per il calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo da parte dell'autore del testo bibliografico citato.

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Validazione del software	Pag. 15 di 15
---	---------------------------------	---------------

3. BIBLIOGRAFIA

- [1] Simeoni Lucia – *Esercizi di esame risolti, 6. Problemi al collasso: carico limite di fondazioni e stabilità muri di sostegno* – Università degli Studi di Trento – Corsi di Geotecnica 1, Geotecnica 2 e Meccanica delle terre e delle rocce, <http://www.ing.unitn.it/~simeoni1/Esercizi.html> oppure <http://astolfialessio.altervista.org/MATERIALE/Esercizi%20di%20calcolo%20muri%20e%20fondazioni%20in%20c.a.pdf>
- [2] Jappelli R. (1984) – *Corso di Geotecnica, Tavole sinottiche* - Università di Palermo
- [3] https://geotecnica.dicea.unifi.it/class_ced.pdf *Esercitazioni di Geotecnica*
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Firenze
- [4] http://people.dicea.unifi.it/johannf/exer_ced.pdf *Esercizi da esami* (1996-2003)

Data revisione documento: **Novembre 2021**