Finanziato dall'Unione europea

NextGenerationEU

COMUNE DI CASTENASO (BO)

PNRR - MISSIONE 5 COMPONENTE 2
INVESTIMENTO/SUBINVESTIMENTO 2.1 "RIGENERAZIONE URBANA"

PISTA CICLABILE MARANO E IMPIANTO DI ATLETICA
*VIA DELLO SPORT*INTERVENTO COORDINATO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA PER LA MOBILITÀ SOSTENIBILE CON RIGENERAZIONE E RIFUNZIONALIZZAZIONE DI SPAZI OUTDOOR
CUP E97HH21001140001

Il Committente

COMUNE DI CASTENASO
U.O. LAVORI PUBBLICI E MANUTENZIONI
Area Tecnica Patrimonio
Piazza Raffaele Bassi, 2
lavori.pubblici@comune.castenaso.bo.it

Responsabile unico del procedimento
Ing. Silvia Malaguti

Il Progettista e Direttore dei lavori

Ing. Lisa Giuliani
via Nuova, 15/A - 40127 Bologna
Ordine degli Ingegneri della provincia di Bologna
N° iscrizione 7885/A

Collaboratore
Ing. Concezio Roberto Di Rocco

Coordinatore sicurezza in fase di progettazione ed esecuzione
Ing. Giancarlo Di Rocco

PROGETTO ESECUTIVO - rev. 01

Data 03.07.2023

Oggetto
RELAZIONE GEOTECNICA

scala

Elaborato numero

ST.07

Città di Castenaso

LISA GIULIANI
INGEGNERE
VIA NUOVA, 15/A
40127 - BOLOGNA
339 3772507
e-mail lisa_giulia@yahoo.it
C.F. GLNLSI78H46A944Q
PARTITA IVA 02918301207

E' vietata la riproduzione e diffusione in qualsiasi forma. Tutti i diritti sono riservati nei termini di legge al Comune di Castenaso

INDICE

1 RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI.....3

1.1 Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 3

1.2 Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modello del volume di terreno significativo.....3

1.2.1 Trave di fondazione 90x80h – Verifica GEO..... 30

1 RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

1.1 RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Si veda la relazione geologica a firma della dott. geol. Raffaella Fustini redatta nel mese di febbraio 2023.

1.2 RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLO DEL VOLUME DI TERRENO SIGNIFICATIVO

Normative di riferimento

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F ($o\gamma_E$)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti $\cdot\gamma_{G1}$

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali $\cdot\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	γ_R= 2.3
Scorrimento	γ_R= 1.1

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

Dove:

- Ed, valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- Cd, valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari (f_k = f_d): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k, Eed_k).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando

le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. **Se, nel calcolo del carico limite,** si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, ***si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.***

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verfica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi$$ *valida anche per i terreni.*

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

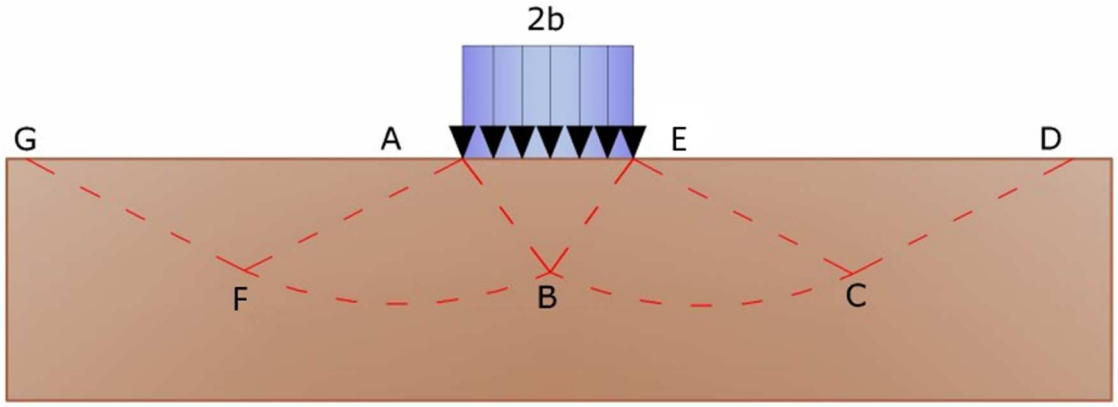
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza 2b
  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD.*

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45°+\varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF e EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di de famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG e ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45°+\varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.
Si arriva quindi ad una equazione q =B·c, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g\varphi\left[e^{\pi tg\varphi}tg^2(45°+\varphi/2)-1\right]$$

Per φ=0 il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi q=5.14·c.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione (c=0, γ≠0) risulta q=0, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente. Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.
Infatti ***Caquot*** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h, con h ≤ 2b; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche*: γ≠0, φ=0, c=0, rappresenta* un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.
Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.
Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto ***Terzaghi*** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.
L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.
Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull' effettivo comportamento del terreno.
Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.
In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).
In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q, fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c\cdot N_c\cdot s_c\cdot d_c + \gamma\cdot D\cdot N_q\cdot s_q\cdot d_q + 0.5\cdot\gamma\cdot B\cdot N_\gamma\cdot s_\gamma\cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c\cdot N_c\cdot s_c\cdot d_c\cdot i_c + \gamma\cdot D\cdot N_q\cdot s_q\cdot d_q\cdot i_q + 0.5\cdot\gamma\cdot B\cdot N_\gamma\cdot s_\gamma\cdot d_\gamma\cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi-\varphi/2)}\cdot\tan^2(45+\varphi/2)$$

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \qquad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \qquad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \qquad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \qquad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

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

$$i_\gamma = 0 \qquad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$
- θ = *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

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

Per valori di D/B <1:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1-\sin\varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori D/B >1:

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

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1-\sin\varphi)^2 \cdot \tan^{-1}\frac{D}{B}$$

Nel caso φ=0

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

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando φ=0.

Fattore di forma:

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

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

$s_c = 1$ per fondazioni nastriformi

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

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

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1-\frac{H}{A_f \cdot c_a}}.$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1-\frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi}\right)^5$$

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

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

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con Nq ed Nc come per la formula di Meyerhof ed Nγ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di

inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$Vd \leq Rd$$

Dove Vd è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd, nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2+\pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

- A' = B' L' area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u= coesione non drenata;
- q= pressione litostatica totale sul piano di posa
- s_c = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari
- i_c= Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0.5 + 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}.$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 (45 + \varphi'/2)$$

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Fattori di forma:

$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \operatorname{sen} \varphi'$	per forma rettangolare
$s_q = 1 + \operatorname{sen} \varphi'$	per forma quadrata o circolare
$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'}$	per forma rettangolare
$s_\gamma = 0.7$	per forma quadrata o circolare
$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$	per forma rettangolare, quadrata o circolare

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}.$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

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

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'}\right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} \qquad \text{con} \quad H \,//\, .B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]}. \qquad \text{con} \quad H \,//\, .L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L', l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)
Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per c = 0 e si dimostrerà che sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B e profondità D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza H non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello mn. Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

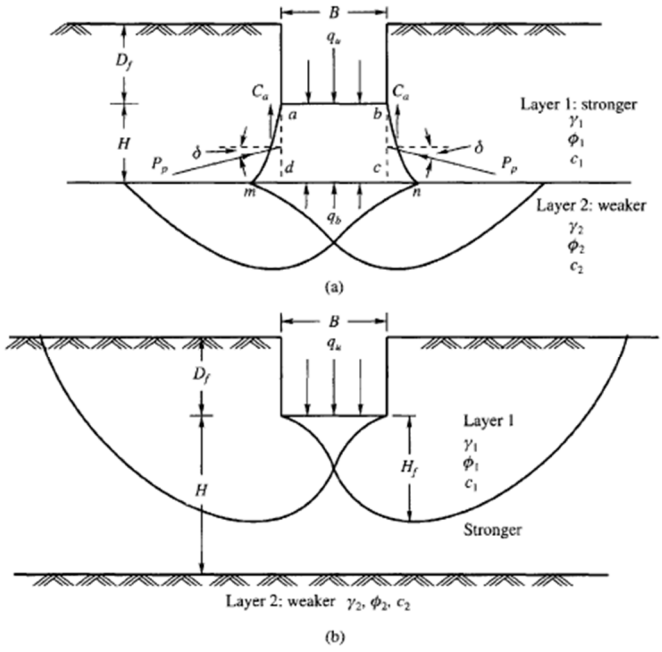


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2}\gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2}\gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma 2}$$

Dove:

- N_{c1}, $N_{\gamma 1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio φ_1
- N_{c2}, $N_{\gamma 2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio φ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2}\gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Se q_1 è maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin\delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

- q_b= carico limite nello strato 2;
- Pp= spinta passiva;
- C_a= adesione;
- δ= inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2\cos\delta}\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \cdot K_p$$

Metodo di Richards et al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2\cos\delta}\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)\cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

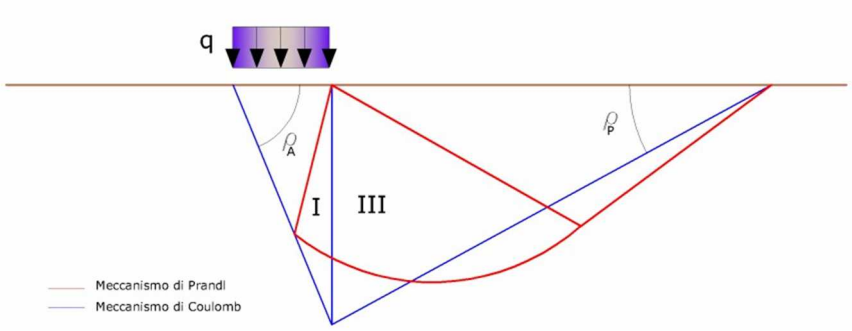
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = \left(N_q - 1\right)\cdot \cot\left(\phi\right)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1\right)\cdot \tan\left(\rho_{AE}\right)$$

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1}\cdot\left\{\frac{\sqrt{\tan\varphi\cdot(\tan\varphi\cdot\cot\varphi)\cdot(1+\tan\delta\cdot\cot\varphi)}-\tan\varphi}{1+\tan\delta\cdot(\tan\varphi+\cot\varphi)}\right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1}\cdot\left\{\frac{\sqrt{\tan\varphi\cdot(\tan\varphi\cdot\cot\varphi)\cdot(1+\tan\delta\cdot\cot\varphi)}+\tan\varphi}{1+\tan\delta\cdot(\tan\varphi+\cot\varphi)}\right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta)\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni k_h g e k_v g, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h\,\gamma$ e $k_v\,\gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρa e ρp, nonché di K_A e K_P, rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi-\theta) + \tan^{-1}\cdot\left\{\frac{\sqrt{(1+\tan^2(\varphi-\theta))\cdot[1+\tan(\delta+\theta)\cdot\cot(\varphi-\theta)]}-\tan(\varphi-\theta)}{1+\tan(\delta+\theta)\cdot(\tan(\varphi-\theta)+\cot(\varphi-\theta))}\right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi-\theta)+\tan^{-1}\cdot\left\{\frac{\sqrt{\left(1+\tan^2(\varphi-\theta)\right)\cdot\left[1+\tan(\delta+\theta)\cdot\cot(\varphi-\theta)\right]}-\tan(\varphi-\theta)}{1+\tan(\delta+\theta)\cdot\left(\tan(\varphi-\theta)+\cot(\varphi-\theta)\right)}\right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos(\theta)\cdot\cos(\delta+\theta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos(\theta)\cdot\cos(\delta+\theta)\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right\}^2}$$

I valori di Nq e $N\gamma$ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1-k_v}$$

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\varphi = 30° \quad \delta = 15°$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per φ=30°

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente diseguaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- E_d= pressioni agenti alla base della fondazione;
- Rd= capacità portante di calcolo;
- γ_{RV}= coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- N_d= azione normale di progetto;
- A_{ef} $B_R \cdot L'$= area ridotta;

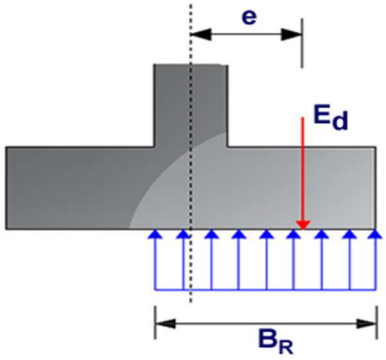
Fondazioni quadrate o rettangolari
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef}=B' \cdot L'$$

$$L' = L - 2e_x ; B' = B - e_y ; e_x = \frac{M_x}{N} ; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" B_R=B-2e.



Dove:

- $e=N_d/M_d$- eccentricità dei carichi

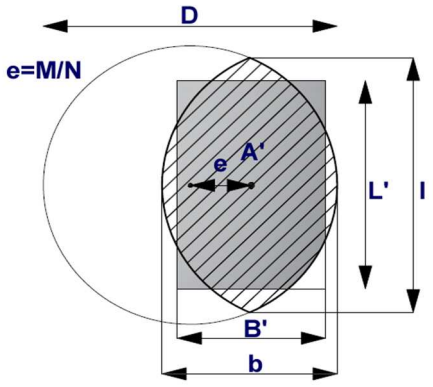
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità e = Md / Nd può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A', può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2}\left(\arccos\frac{2e}{D} - \frac{2e}{D}\sqrt{1-\left(\frac{2e}{D}\right)^2}\right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l, si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} =' \sqrt{\frac{D-2e}{D+2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico.

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente.
La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan\delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale,δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg** e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = 5\tan^4(45 + \varphi/2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult}(RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e φ.

FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim}, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×L posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base aduna equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier, 1951):

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

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

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

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

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox* (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto *L/B*.

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S:

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1-\mu^2}{E_S} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.
Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.
L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

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

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

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

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

dove:

- *RR*: Rapporto di ricompressione;

- *CR*: Rapporto di compressione;
- H_0: Spessore iniziale dello strato;
- σ'_{v0}: Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta\sigma_V$: Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico M; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_0 + \Delta\sigma_V$) significativo per il problema in esame.

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

Le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione vengono utilizzate sia per le argille che per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:
- H_c: altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α: coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- *T*: tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100}: tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. L'autore ha considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.
Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_Z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- Δq: rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_Z: è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di **2B,** per fondazione circolare o quadrata, e a profondità **4B,** per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_Z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

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

e vale

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

Dove:

- σ'_{vi}: rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
- E_i: rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i-esimo considerato nel calcolo;
- Δ_{Zi}: rappresenta lo spessore dello strato i-esimo;
- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

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

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

che tiene conto della profondità del piano di posa.

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

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione **t** rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

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

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + \left(q' - \sigma'_{v0}\right) \cdot B^{0.7} \cdot I_C\right]$$

nella quale:

- q': pressione efficace lorda;
- σ'_{VO}: tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B: larghezza della fondazione;
- Ic: Indice di compressibilità;
- f_S, f_H, f_t: fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità Ic è legato al valore medio Nav di Nspt all'interno di una profondità significativa z:

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

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

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (Nspt - 15)$$

dove N_c è il valore coretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 \cdot Nspt$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H e f_t sono rispettivamente:

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

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

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

Con:

t tempo in anni > 3;

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

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

1.2.1 Trave di fondazione 90x80h – Verifica GEO

Verifica in condizioni non drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

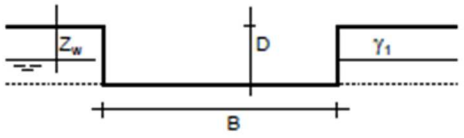
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

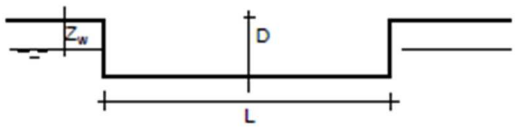
B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

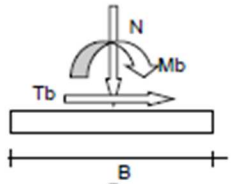
L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

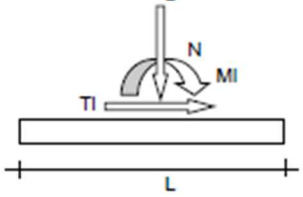
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	qlim	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	◉	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00









(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	0,90	(m)
L	=	20,00	(m)
D	=	0,90	(m)



βf = 0,00 (°)



βp = 0,00 (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	0,10		0,13
Mb [kNm]	0,01		0,01
Ml [kNm]	0,01		0,01
Tb [kN]	0,01		0,01
Tl [kN]	0,00		0,00
H [kN]	0,01	0,00	0,01

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 18,00 (kN/mc)

γ = 18,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 60,00 (kN/mq)

φ' = 0,00 (°)

Valori di progetto

c' = 60,00 (kN/mq)

φ' = 0,00 (°)

Profondità della falda

Zw = 5,00 (m)

e_B = 0,10 (m)

e_L = 0,10 (m)

B* = 0,70 (m)

L* = 19,80 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 16,20 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 18,00 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$

Nq = 1,00

$Nc = (Nq - 1)/\tan\varphi'$

Nc = 5,14

$N\gamma = 2*(Nq + 1)*\tan\varphi'$

Nγ = 0,00

s_o, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B^*Nq / (L^* Nc)$

$s_c =$ 1,01

$s_q = 1 + B^*\tan\varphi' / L^*$

$s_q =$ 1,00

$s_\gamma = 1 - 0{,}4^*B^* / L^*$

$s_\gamma =$ 0,99

i_o, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$ = 1,97

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$ = 1,03

$\theta = \text{arctg}(Tb/Tl)$ = 84,29 (°)

m = 1,96 (-)

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b\sin^2\theta+m_l\cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot g\varphi'))^m$

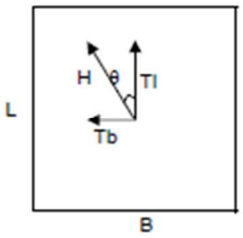
$i_q =$ 1,00

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$

$i_c =$ 1,00

$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot g\varphi'))^{(m+1)}$

$i_\gamma =$ 1,00



d_o, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2\,D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$d_q =$ 1,00

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$

$d_c =$ 1,35

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1,00

b_o, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi')^2$ $\quad \beta_r + \beta_p =$ 0,00 $\quad \beta_r + \beta_p < 45°$

$b_q =$ 1,00

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$

$b_c =$ 1,00

$b_\gamma = b_q$

$b_\gamma =$ 1,00

g_o, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\quad \beta_r + \beta_p =$ 0,00 $\quad \beta_r + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1,00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1,00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1,00

Carico limite unitario

$q_{lim} =$ 436,76 (kN/m^2)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q =$ 0,01 (kN/m^2)

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R =$ 189,89 ≥ $q =$ 0,01 (kN/m^2)

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$Hd =$ 0,01 (kN)

Azione Resistente

$Sd = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$

$Sd =$ 831,60 (kN)

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$Sd / \gamma_R =$ 756 ≥ $Hd =$ 0,01 (kN)

Verifica in condizioni drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

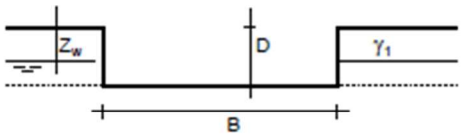
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

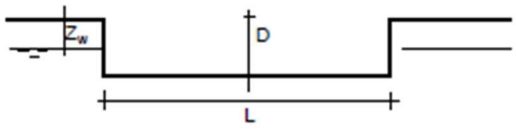
L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

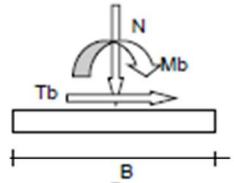
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

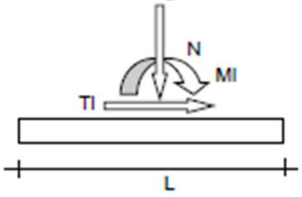
		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	qlim	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1 ○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2 ○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA ○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3 ◉	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA ○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili ○		1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista ○		1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00



γ, c', φ'





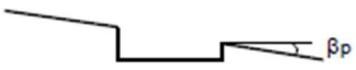


(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 0,90 (m)
L = 20,00 (m)
D = 0,90 (m)



βf = 0,00 (°)



βp = 0,00 (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	0,10		0,13
Mb [kNm]	0,01		0,01
Ml [kNm]	0,01		0,01
Tb [kN]	0,01		0,01
Tl [kN]	0,00		0,00
H [kN]	0,01	0,00	0,01

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 18,00 (kN/mc)

γ = 18,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 27,00 (°)

Valori di progetto

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 27,00 (°)

Profondità della falda

Zw = 5,00 (m)

e_B = 0,10 (m)

e_L = 0,10 (m)

B* = 0,70 (m)

L* = 19,80 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 16,20 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 18,00 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2)*e^{(\pi*tg\varphi')}$

Nq = 13,20

$Nc = (Nq - 1)/\tan\varphi'$

Nc = 23,94

$N\gamma = 2*(Nq + 1)*\tan\varphi'$

Nγ = 14,47

s_o, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B^*Nq / (L^* Nc)$

$s_c =$ 1,02

$s_q = 1 + B^*\tan\varphi' / L^*$

$s_q =$ 1,02

$s_\gamma = 1 - 0{,}4^*B^* / L^*$

$s_\gamma =$ 0,99

i_o, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$ = 1,97

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$ = 1,03

$\theta = \text{arctg}(Tb/Tl)$ = 84,29 (°)

m = 1,96 (-)

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b\sin^2\theta+m_l\cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot g\varphi'))^m$

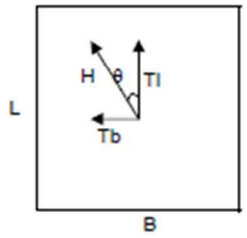
$i_q =$ 0,84

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$

$i_c =$ 0,83

$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot g\varphi'))^{(m+1)}$

$i_\gamma =$ 0,77



d_o, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2\,D\tan\varphi'(1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2\tan\varphi'(1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$d_q =$ 1,28

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$

$d_c =$ 1,30

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1,00

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi')^2$ $\quad \beta_r + \beta_p =$ 0,00 $\quad \beta_r + \beta_p < 45°$

$b_q =$ 1,00

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$

$b_c =$ 1,00

$b_\gamma = b_q$

$b_\gamma =$ 1,00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\quad \beta_r + \beta_p =$ 0,00 $\quad \beta_r + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1,00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1,00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1,00

Carico limite unitario

$q_{lim} =$ 304,02 (kN/m^2)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q =$ 0,01 (kN/m^2)

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R =$ 132,18 ≥ $q =$ 0,01 (kN/m^2)

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

Hd = 0,01 (kN)

Azione Resistente

$Sd = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$

Sd = 0,08 (kN)

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$Sd / \gamma_R =$ 0,07 ≥ Hd = 0,01 (kN)

---000---