IMPIANTO EOLICO "NULVI" **COMUNE DI NULVI**

PROPONENTE

Sardegna Nulvi 1 Srl
Via Nazionale n. 39
09024 - Nuraminis (SU)

IMPIANTO EOLICO "NULVI" NEL COMUNE DI NULVI

CODICE ELABORATO

NL_SIA_A014all

OGGETTO:
Relazione di calcolo geotecnico

COORDINAMENTO

BIA srl
P.IVA 03983480926
cod. destinatario KRRH6B9
+ 39 347 596 5654
energhiabia@gmail.com
energhiabia@pec.it
piazza dell'Annunziata n. 7
09123 Cagliari (CA) | Sardegna

GRUPPO DI LAVORO S.I.A.

Dott.ssa Geol. Cosima Atzori
Dott. Giulio Casu
Dott.Archeol. Fabrizio Delussu
Dott. Ing. Ivano Distinto
Dott.ssa Ing. Silvia Exana
Dott.Nat. Vincenzo Ferri
Dott. Ing. Carlo Foddis
Dott.ssa Ing. Ilaria Giovagnorio
Dott. Nat. Giorgio Lai
Dott. Federico Loddo
Dott. Ing. Giovanni Lovigu
Dott. Ing Bruno Manca
Dott. Nat. Nicola Manis
Dott. Nat. Maurizio Medda
Dott.ssa Ing. Alessandra Scalas
Federica Zaccheddu

REDATTORE

Dott.ssa Geol. Cosima Atzori

00	Novembre 2023	Emissione per procedura VIA
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE

Sommario

1. Calcolo portanza e cedimenti di fondazioni superficiali

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 NTC2018 e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti g_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 g_F (og_E)**	**EQU**	**(A1)**	**(A2)**
Carichi permanenti G_1	Favorevole	g_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	g_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	g_{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 ·g_{G1}

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali ˙g_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	**Coefficiente parziale**
	(R3)
Carico limite	g_R= 2.3
Scorrimento	g_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 g_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i g_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite

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 g_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 g_R può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa
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 g_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali g_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:

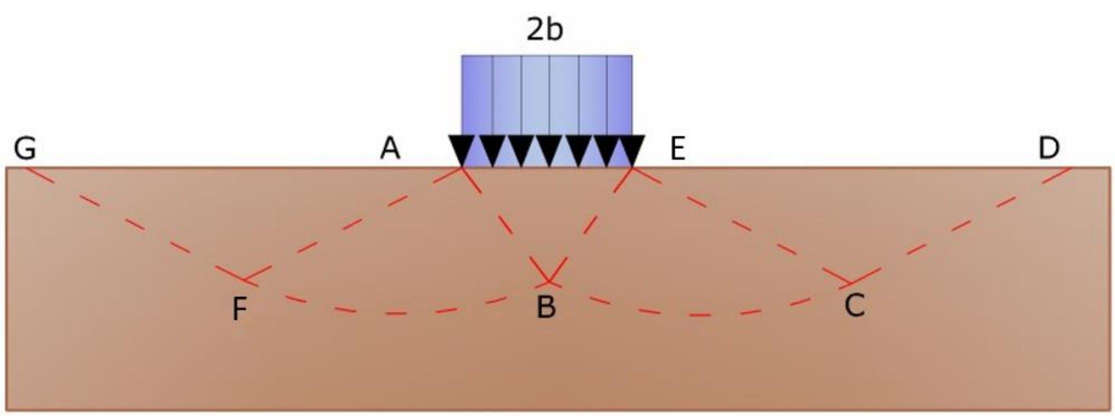
$\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi$ *valida anche per i terreni.*

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

- Materiale privo di peso e quindi *g=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°+j/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 *± (45°+ j/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 j del terreno.

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

Per j=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, g¹0) 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*: g¹0, j=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 *y* rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di y in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.
L'ipotesi g2 =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 j del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo j 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:

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

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:

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

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

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

dove:

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

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b¡ che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g¡ 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 j=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 j=0.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2\frac{B}{L}$$
$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$$
$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastriformi}$$
$$s_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\varphi$$
$$s_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$$

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):

$$b'_c = \frac{\eta°}{147°}$$
$$b_c = 1 - \frac{\eta°}{147°}$$
$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan\varphi)$$

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 Ng 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 ≤ 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:

$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{sen}\varphi'$	per forma rettangolare
$s_q = 1 + \text{sen}\varphi'$	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.

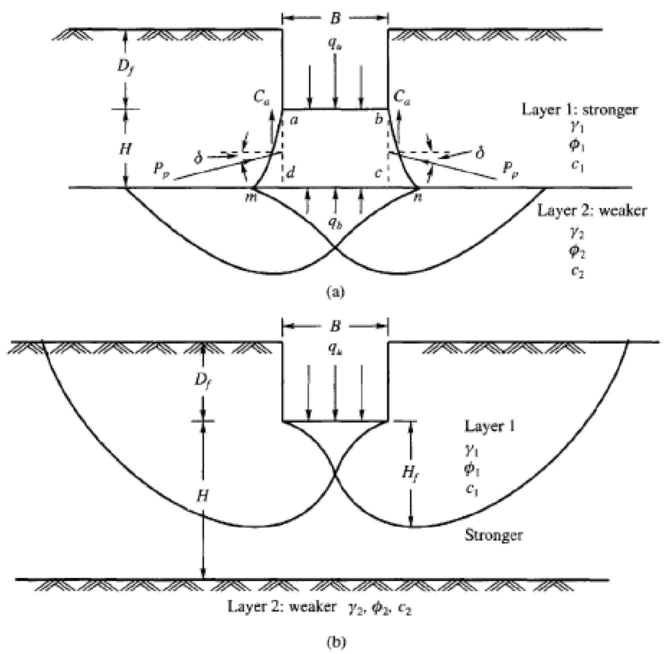


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

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_{g1} = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio j_1
- N_{c2}, N_{g2} = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio j_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;
- d= 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:

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

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

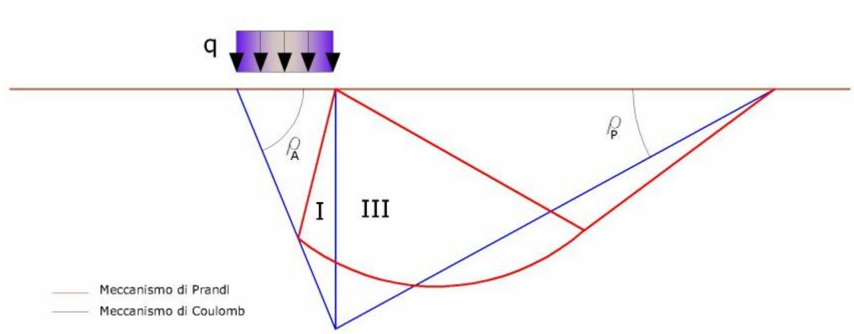
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 r_A e r_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 d 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 f=0.5d, 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 g e k_v g. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ra e rp, nonché di K_A e K_P, rispettivamente indicate come r_{AE} e r_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

I valori di Nq e Ng sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli r_{AE} e r_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo q 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:
j = 30° d = 15°

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per j=30°

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_g	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·L’= area ridotta;

Fondazioni quadrate o rettangolari

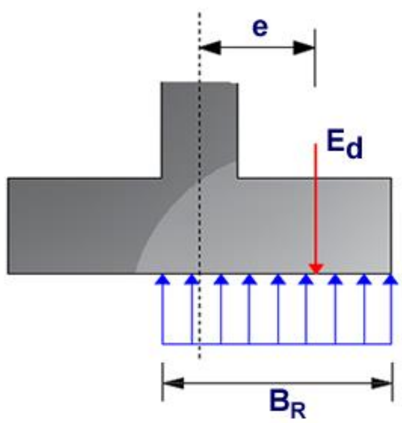
L'area ridotta risulta essere:

A_{ef}=B'·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

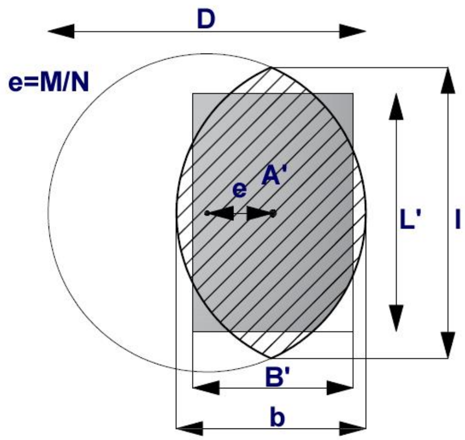
Fondazioni circolari

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,d 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 j.

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 m Parametri elastici del terreno.

I_i Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B', spessore dello strato H, coefficiente di Poisson m, 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 s'_p ($s'_p + Ds_v < s'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($s'_{v0} = s'_p$) 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;
- s'_{v0}: Tensione verticale efficace prima dell’applicazione del carico;
- Ds_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 (s'_0 +Ds_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:

- Dq: 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:

- s'_{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;
- D_{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:

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

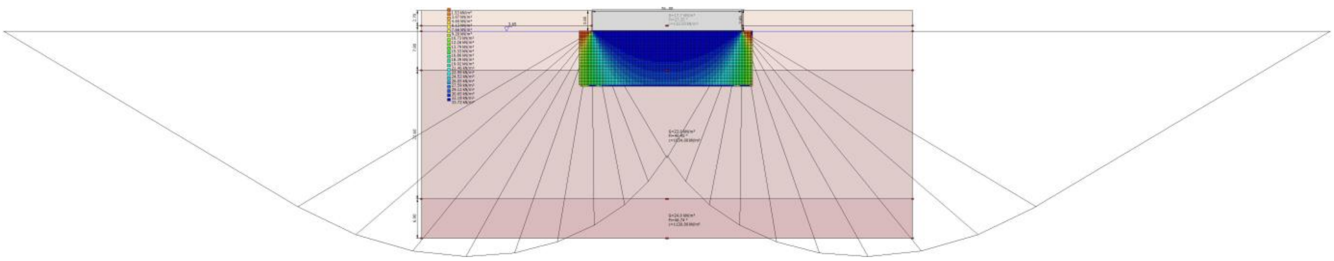
$$f_H = \frac{H}{z_i}\left(2 - \frac{H}{z_i}\right)$$

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

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.

MODELLO GEOTECNICO 01



DATI GENERALI

==

Normativa NTC_2018
Zona NULVI
Lat./ Long. [WGS84]40.789249420166/8.74297142028809
Diametro della fondazione 26.0 m
Profondità piano di posa 3.65 m
Profondità falda 3.65
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza 0.1/0.1 m
Correzione parametri

==

SISMA

==

Accelerazione massima (amax/g) 0.05
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale 0.01

==

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe IV
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: E
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.249	2.685	0.3
S.L.D.	101.0	0.307	2.73	0.307
S.L.V.	949.0	0.587	2.976	0.371
S.L.C.	1950.0	0.693	3.061	0.393

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.3984	0.2	0.0081	0.0041
S.L.D.	0.4912	0.2	0.01	0.005
S.L.V.	0.9392	0.2	0.0192	0.0096
S.L.C.	1.1088	0.2	0.0226	0.0113

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
2.7	17.65	18.63	27.25	132.0	0.0	28000.0	0.0	0.33	0.0	0.0	S1
7.8	19.61	20.59	28.54	250.0	0.0	65000.0	0.0	0.33	0.0	0.0	S2
22.6	23.04	23.04	40.45	1034.0	0.0	204000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S3
6.9	24.03	24.03	46.74	1120.0	0.0	310000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S4

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A2+M2+R2	100.00	24767.00	152100.00	16178.00	-7017.00	1367.00	Progetto
2	Sisma	100.00	24767.00	152100.0	16178.00	-7017.00	1367.00	Progetto

				0				
3	S.L.E.	100.00	24767.00	152100.00	16178.00	-7017.00	1367.00	Servizio
4	A(1)+M(2)+R(2)	100.00	24767.00	152100.00	16178.00	-7017.00	1367.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
4	Si	1.25	1	1.25	1	1	1.8	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2
Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult] 254.14 kN/m²
Resistenza di progetto[Rd] 141.19 kN/m²
Tensione [Ed] 100.0 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 2.54
Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 10165.75 kN/m³

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)
===

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
===
Peso unità di volume 19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo 20.59 kN/m³
Angolo di attrito 0.0 °
Coesione 178.5714 kN/m²
===
Fattore [Nq] 1.0
Fattore [Nc] 5.14
Fattore forma [Sc] 0.22
Fattore profondità [Dc] 0.06
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.03
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

```
=========================================================
Carico limite                          831.68 kN/m²
Resistenza di progetto                 462.04 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]        Verificata
=========================================================

Autore: TERZAGHI (1955)   (Condizione non drenata)
 =========================================================

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
=========================================================
Peso unità di volume                    19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo             20.59 kN/m³
Angolo di attrito                         0.0 °
Coesione                              178.5714 kN/m²
=========================================================
Fattore [Nq]                              1.0
Fattore [Nc]                              5.7
Fattore forma  [Sc]                       1.3
Fattore forma  [Sg]                       0.6
Fattore correzione sismico inerziale [zq]     1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]     1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]     1.0
=========================================================
Carico limite                          952.84 kN/m²
Resistenza di progetto                 529.35 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]        Verificata
=========================================================

Autore: MEYERHOF (1963)   (Condizione non drenata)
 =========================================================

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
=========================================================
Peso unità di volume                    19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo             20.59 kN/m³
Angolo di attrito                         0.0 °
Coesione                              178.5714 kN/m²
=========================================================
Fattore [Nq]                              1.0
Fattore [Nc]                             5.14
Fattore forma  [Sc]                      1.22
Fattore profondità  [Dc]                 1.03
Fattore inclinazione carichi  [Ic]       0.68
Fattore forma  [Sq]                       1.0
Fattore profondità  [Dq]                  1.0
Fattore inclinazione carichi  [Iq]       0.68
```

Fattore forma [Sg] 1.0
Fattore profondità [Dg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
===
Carico limite 550.95 kN/m²
Resistenza di progetto 306.08 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
===

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)
===

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
===
Peso unità di volume 19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo 20.59 kN/m³
Angolo di attrito 0.0 °
Coesione 178.5714 kN/m²
===
Fattore [Nq] 1.0
Fattore [Nc] 5.14
Fattore forma [Sc] 0.22
Fattore profondità [Dc] 0.06
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.97
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
===
Carico limite 254.14 kN/m²
Resistenza di progetto 141.19 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
===

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)
===

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
===
Peso unità di volume 19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo 20.59 kN/m³
Angolo di attrito 0.0 °
Coesione 178.5714 kN/m²
===
Fattore [Nq] 1.0
Fattore [Nc] 5.14

Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.98
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

==

Carico limite	788.13 kN/m²
Resistenza di progetto	437.85 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

==

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

==

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	9.13
Fattore [Nc]	18.69
Fattore [Ng]	1.69

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	68.36
Fattore [Nc]	79.01
Fattore [Ng]	24.82

Carico limite strato 2 (qb)	176021.2 kN/m²
Carico limite strato 1 (qt)	8123.76 kN/m²

Incremento carico limite strato 1	168.91 kN/m²
Coefficiente di punzonamento (ks)	3.63
Rapporto (q1/q2)	21.62

==

Carico limite	8123.76 kN/m²
Resistenza di progetto	4513.2 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

==

VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

==

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m²
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	8870.23 kN
Sollecitazione di progetto	7148.91 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
==
Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)
==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
==

Peso unità di volume	19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	178.5714 kN/m²

==

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.06
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.03
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

==

Carico limite	831.68 kN/m²
Resistenza di progetto	462.04 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
==

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)
==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
==

Peso unità di volume	19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	178.5714 kN/m²

==

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

==

Carico limite	952.84 kN/m²

Resistenza di progetto 529.35 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
==

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)
==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
==

Peso unità di volume	19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	178.5714 kN/m²

==

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.22
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.68
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.68
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

==

Carico limite	550.95 kN/m²
Resistenza di progetto	306.08 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
==

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)
==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
==

Peso unità di volume	19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	178.5714 kN/m²

==

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.06

Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.97
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
===
Carico limite 254.14 kN/m²
Resistenza di progetto 141.19 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
===

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)
===

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
===
Peso unità di volume 19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo 20.59 kN/m³
Angolo di attrito 0.0 °
Coesione 178.5714 kN/m²
===
Fattore [Nq] 1.0
Fattore [Nc] 5.14
Fattore forma [Sc] 1.2
Fattore profondità [Dc] 1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.98
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
===
Carico limite 788.13 kN/m²
Resistenza di progetto 437.85 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
===

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)
===
Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1
Fattore [Nq] 9.13
Fattore [Nc] 18.69
Fattore [Ng] 1.69

Fattori di capacità portante strato 2
Fattore [Nq] 68.36

Fattore [Nc]	79.01
Fattore [Ng]	24.82

Carico limite strato 2 (qb)	176021.2 kN/m²
Carico limite strato 1 (qt)	8123.76 kN/m²

Incremento carico limite strato 1	168.91 kN/m²
Coefficiente di punzonamento (ks)	3.63
Rapporto (q1/q2)	21.62

===

Carico limite	8123.76 kN/m²
Resistenza di progetto	4513.2 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

===

VERIFICA A SCORRIMENTO (Sisma)

===

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m²
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	8870.23 kN
Sollecitazione di progetto	7148.91 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

===

A(1)+M(2)+R(2)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

===

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

===

Peso unità di volume	19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m²

===

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.06
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.03
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

===

Carico limite	925.69 kN/m²
Resistenza di progetto	514.27 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
==

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)
==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
==
Peso unità di volume	19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m²

==
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

==
Carico limite	1059.22 kN/m²
Resistenza di progetto	588.46 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
==

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)
==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
==
Peso unità di volume	19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.0 kN/m²

==
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.22
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.68
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.68
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
===
Carico limite 611.68 kN/m²
Resistenza di progetto 339.82 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
===

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)
===

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
===
Peso unità di volume 19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo 20.59 kN/m³
Angolo di attrito 0.0 °
Coesione 200.0 kN/m²
===
Fattore [Nq] 1.0
Fattore [Nc] 5.14
Fattore forma [Sc] 0.22
Fattore profondità [Dc] 0.06
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.97
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
===
Carico limite 274.3 kN/m²
Resistenza di progetto 152.39 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
===

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)
===

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
===
Peso unità di volume 19.61 kN/m³
Peso unità di volume saturo 20.59 kN/m³
Angolo di attrito 0.0 °
Coesione 200.0 kN/m²
===
Fattore [Nq] 1.0
Fattore [Nc] 5.14
Fattore forma [Sc] 1.2
Fattore profondità [Dc] 1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.98

Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
===
Carico limite 876.72 kN/m²
Resistenza di progetto 487.07 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
===

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)
===
Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1
Fattore [Nq] 9.13
Fattore [Nc] 18.69
Fattore [Ng] 1.69

Fattori di capacità portante strato 2
Fattore [Nq] 68.36
Fattore [Nc] 79.01
Fattore [Ng] 24.82

Carico limite strato 2 (qb) 176021.2 kN/m²
Carico limite strato 1 (qt) 9935.53 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 195.25 kN/m²
Coefficiente di punzonamento (ks) 3.63
Rapporto (q1/q2) 17.51
===
Carico limite 9935.53 kN/m²
Resistenza di progetto 5519.74 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
===

VERIFICA A SCORRIMENTO (A(1)+M(2)+R(2))
===
Adesione terreno fondazione 19.9 kN/m²
Angolo di attrito terreno fondazione 0 °
Frazione spinta passiva 0 %
Resistenza di progetto 10928.13 kN
Sollecitazione di progetto 7148.91 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
===

CEDIMENTI PER OGNI STRATO
***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto 92.0 kN/m²
Cedimento dopo T anni 7.0
Distanza 7.63 m
Angolo 253.51 °
Cedimento totale 0 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws:Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m²)	Dp (kN/m²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4.8	0	0	Schmertmann	0	--	0
3	8.05	0	0	Schmertmann	0	--	0
4	20	0	0	Schmertmann	0	--	0

CEDIMENTI ELASTICI

===
Pressione normale di progetto 92.0 kN/m²
Spessore strato 6.0 m
Profondità substrato roccioso 10.0 m
Modulo Elastico 203500.0 kN/m²
Coefficiente di Poisson 0.3
===
Coefficiente di influenza I1 0.04
Coefficiente di influenza I2 0.07
Coefficiente di influenza Is 0.09
===
Cedimento al centro della fondazione 0.46 mm
===
Coefficiente di influenza I1 0.01
Coefficiente di influenza I2 0.05
Coefficiente di influenza Is 0.04
Cedimento al bordo 0.1 mm
===

2. Verifica di stabilita’ dei fronti di scavo

Definizione
Per pendio s’intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s’intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità
La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.
Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

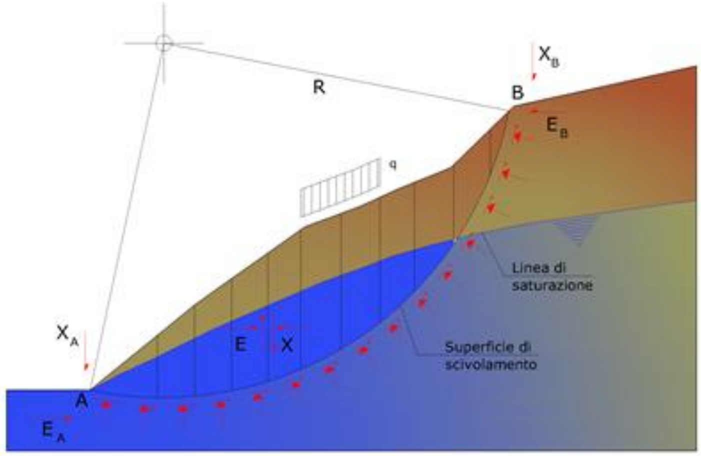
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (j), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la resistenza disponibile (t_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).
Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci
La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n, il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i;
- (n-1) forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- (n-1) forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i;
- (n-1) valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F.

Complessivamente le incognite sono (6n-2).
Mentre le equazioni a disposizione sono:

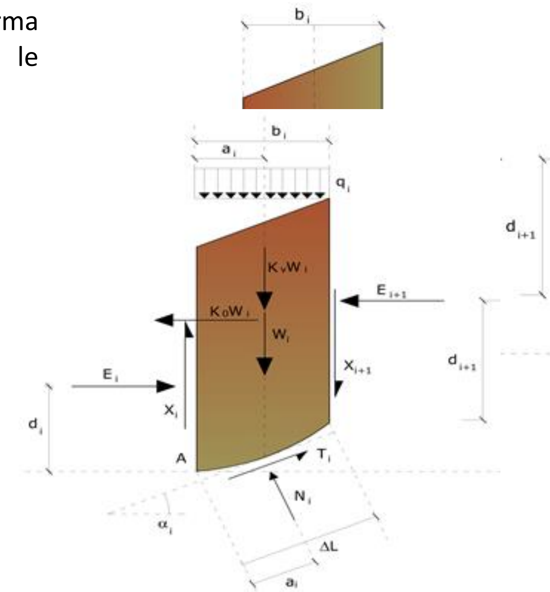
- equazioni di equilibrio dei momenti n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n;
- equazioni relative al criterio di rottura n.

Totale numero di equazioni 4n.
Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)
Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:



- n valori delle forze normali N_i;
- n valori delle forze da taglio T_i;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite (2n+1).
Le equazioni a disposizione sono:

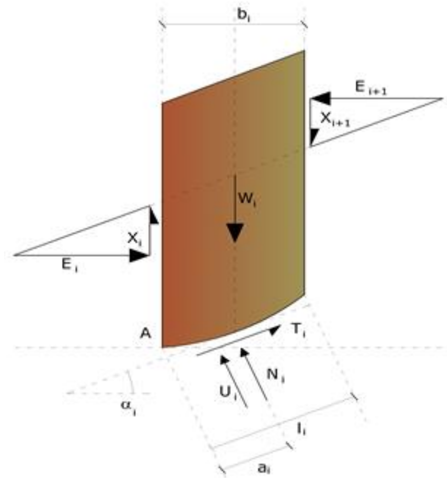
- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\Sigma\{\ c_i \times l_i + (W_i \times \cos\alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan\varphi_i\}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:



$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \qquad \textbf{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\Sigma\left\{c_i \times b_i + \left(W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i\right) \times \tan\varphi_i\right\} \times \dfrac{\sec\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

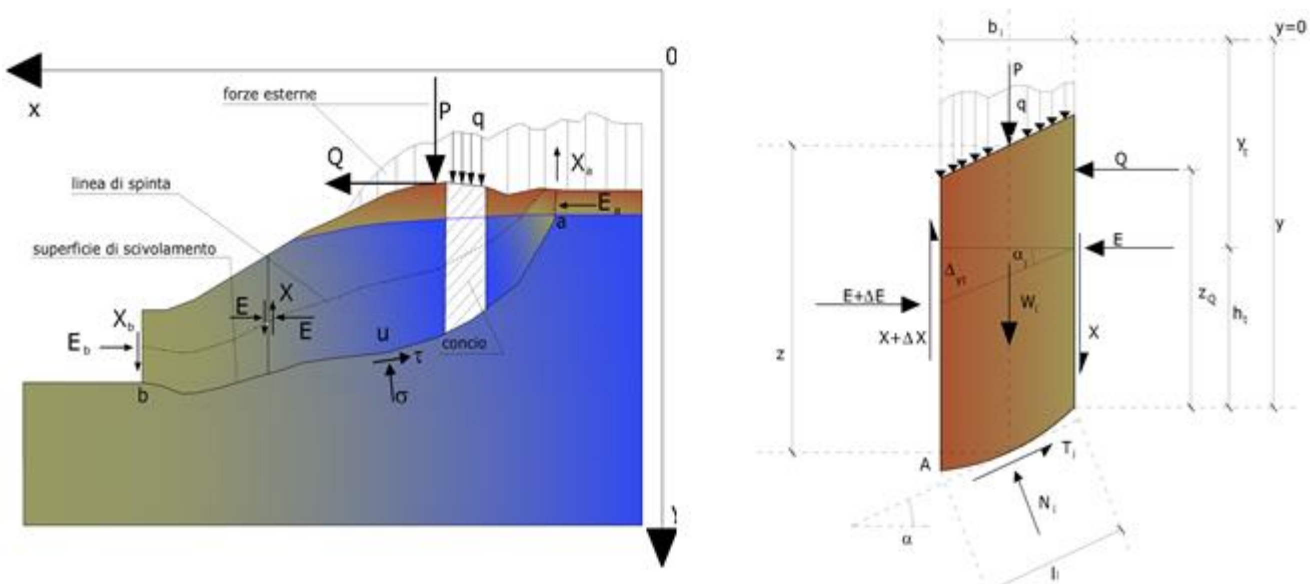
I valori di F e di DX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre DX = 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di Bishop ordinario, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l’equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\Sigma\left\{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\varphi_i\right\} \times \dfrac{\sec^2\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \tan\alpha_i}$$

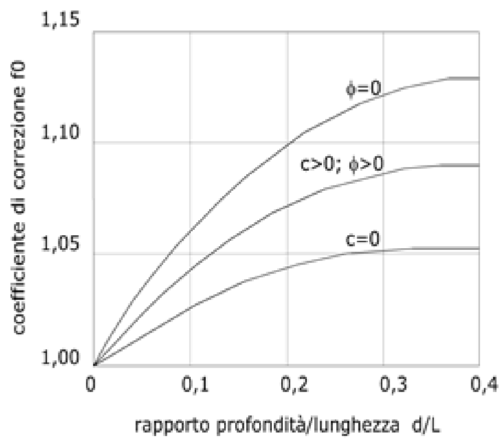


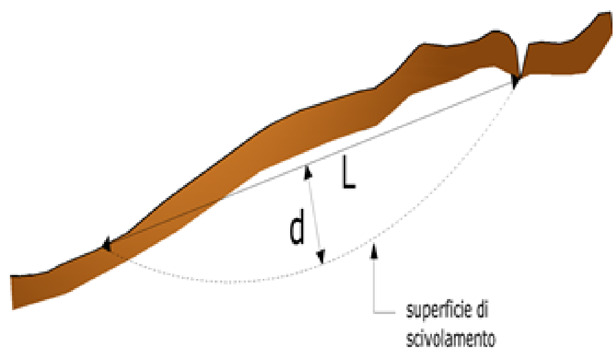
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $DX_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{corretto} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.





Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W, le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali K_xW e K_zW, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio s e t agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

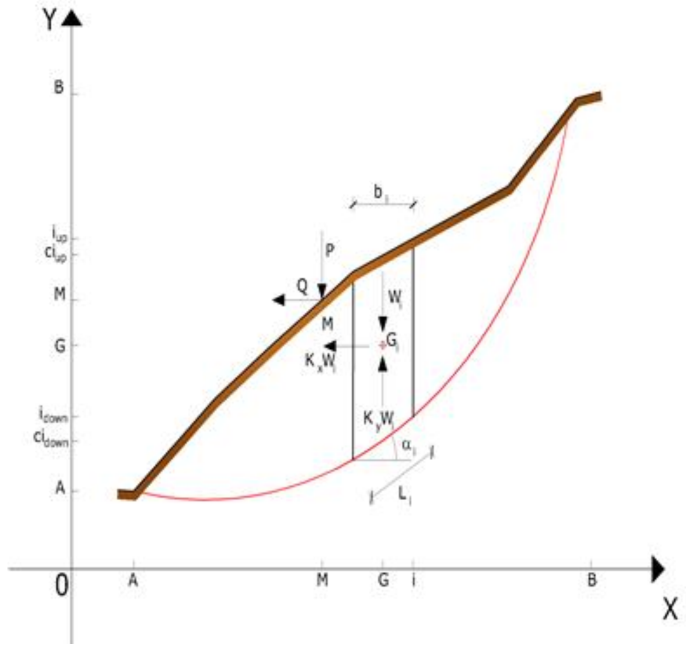
Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l’introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un’estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell’i-esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + \left(N_i - u_{ci} L_i\right) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:
F = il fattore di sicurezza;
c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell’i-esimo concio;
f_i = l’angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell’i-esimo concio;
L_i = la lunghezza della base dell’i-esimo concio;
u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell’i-esimo concio.



L’equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all’origine.
Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1(1-K_z)\frac{W_i \cos\alpha_i}{L_i}\right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell’equazione include l’espressione:

$W_i \cos\alpha_i / L_i$ = **valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci**

Il secondo termine dell’equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi\left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0}\right)$$

dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell’ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l’ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.
Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_z g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore (1 - K_z).
Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F, sostituendo l’espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3. Qualsiasi coppia di valori del

fattore di sicurezza nell’intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.
Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di Sarma (1973)
Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l’analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l’ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l’usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.
Si tratta di un metodo basato sul principio dell’equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l’equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l’assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.
Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

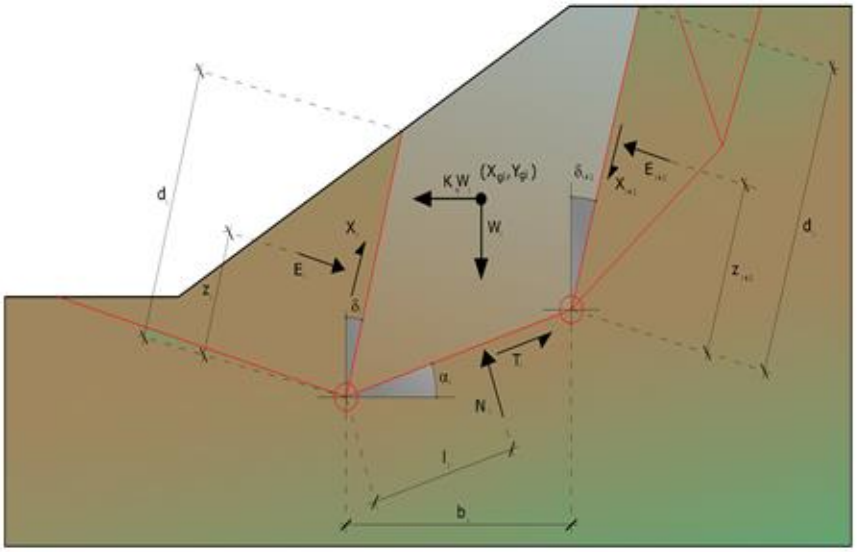
Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos\alpha_i + T_i \sin\alpha_i = W_i - \Delta X_i$$
$$T_i \cos\alpha_i - N_i \sin\alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell’ammasso si ha:

$$SDE_i = 0$$
$$SDX_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico i.
L’equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell’intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel metodo di Sarma la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



Azioni sull' iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot tg(\psi_i' - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot \left[(y_{mi} - y_G) \cdot tg(\psi_i' - \alpha') + (x_i' - x_G)\right] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l’approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di K (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell’accelerazione K corrispondente al fattore di sicurezza F = 1 , ossia l’accelerazione critica.
Si ha pertanto:

K=Kc	Accelerazione critica se F=1
F=Fs	Fattore di sicurezza in condizioni statiche se K=0

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l’equilibrio del concio e quello globale dell’intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.
E’ stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i:

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

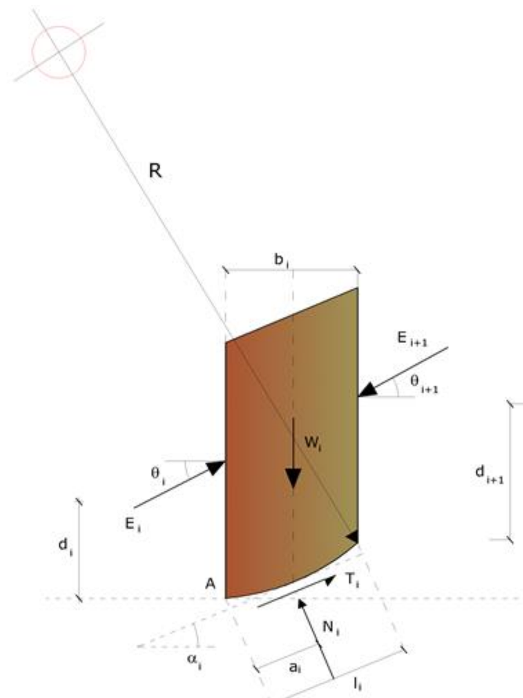
dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i-esima faccia del concio i, e l rappresenta un’incognita.
La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_C, l e F, che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull’assunzione:

1. le forze d’interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all’orizzontale di un angolo q;
2. tutti i momenti sono nulli M_i =0 con i=1…..n.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale ametodo di Morgenstern e Price quando la funzione f(x) = 1. Imponendo l’equilibrio dei momenti rispetto al centro dell’arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:



1) $$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s}\left(W\cos\alpha - \gamma_w hl\sec\alpha\right)\frac{tg\alpha}{F_s} - Wsen\alpha}{\cos(\alpha-\theta)\left[\frac{F_s + tg\varphi tg(\alpha-\theta)}{F_s}\right]}$$

forza d’interazione fra i conci;
R = raggio dell’arco di cerchio;
θ = angolo d’inclinazione della forza Q_i rispetto all’orizzontale.
Imponendo l’equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum(Q_i \cos\theta) = 0$$
$$\sum(Q_i sen\theta) = 0$$

Con l’assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

2) $$\sum Q_i = 0$$

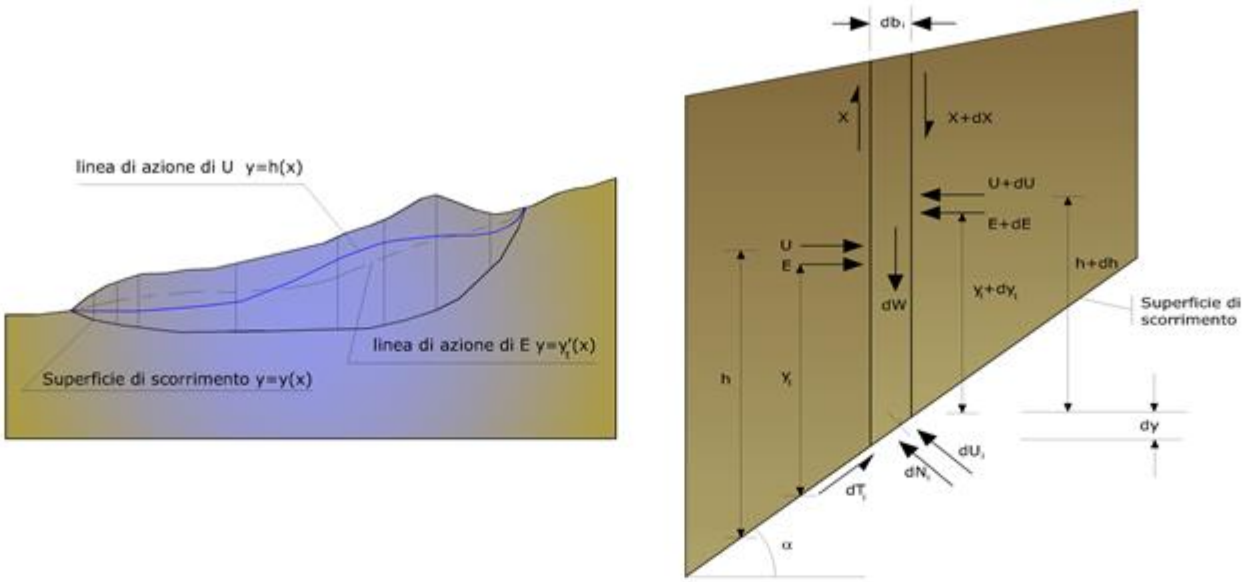
Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all’equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all’equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell’angolo θ, considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

Metodo di Morgenstern e Price (1965)
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo X = λ f(x)E, dove λ è un fattore di scala e f(x), funzione della posizione di E e di X, definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza

E all’interno della massa scivolante. La funzione f(x) è scelta arbitrariamente (costante, sinusoide, semisinusoide, trapezia, spezzata…) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.
La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d’interfaccia incognite E, X, il coefficiente di sicurezza F_S, il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU.
Si ottiene la cosiddetta “equazione delle forze”:

$$c'\sec^2\frac{\alpha}{F_s}+\mathrm{tg}\varphi'\left(\frac{dW}{dx}-\frac{dX}{dx}-\mathrm{tg}\alpha\frac{dE}{dx}-\sec\alpha\frac{dU}{dx}\right)=$$
$$=\frac{dE}{dx}-\mathrm{tg}\alpha\left(\frac{dX}{dx}-\frac{dW}{dx}\right)$$



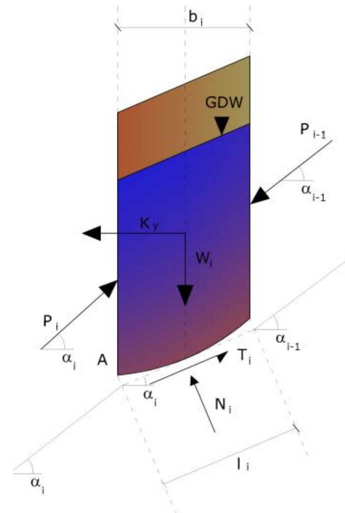
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta “equazione dei momenti”, viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X=\frac{d(E_\gamma)}{dx}-\gamma\frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.
Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l’uso di un calcolatore.

Metodo di Zeng e Liang (2002)



Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all’asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l’influenza sulla formazione dell’effetto arco di alcuni parametri come l’interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l’interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell’effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a (8n-4), ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.
Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

-Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da (n-1) a (7n-3);
-Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a (6n-3);
-La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell’altezza media dell’inter-striscia e riduce le incognite da (n-1) a (5n-2);
-Le forze (Pi-1) e Pi si assumono parallele all’inclinazione della base della striscia
(αi), riducendo il numero di incognite da (n-1) a (4n-1);
-Si assume un’unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a (3n-1);

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a (3n), da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R, chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l’interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell’effetto arco.

Valutazione dell’azione sismica
La stabilità dei pendii nei confronti dell’azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l’azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.
Ai fini della valutazione dell’azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$
$$F_V = K_y W$$

Essendo:
- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d’inerzia applicata al baricentro del concio;

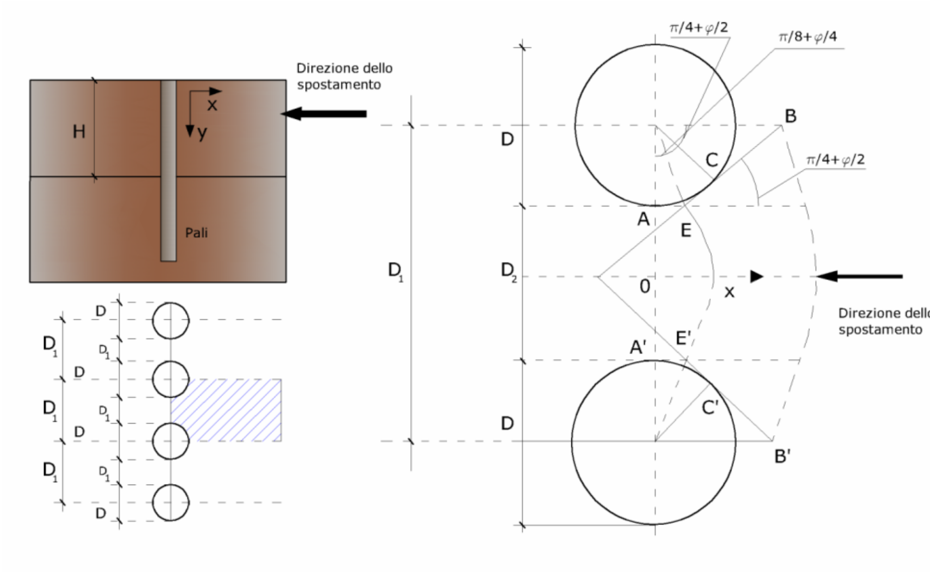
- W peso concio;
- K_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica
In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.
Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m´n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l’utilizzo di pali
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L’intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l’allineamento di pali.
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull’elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra “sbarramento” e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l’integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l’interazione (palo–terreno).

Carico limite relativo all’interazione fra i pali ed il terreno laterale
Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l’effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l’altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l’azione della spinte attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A’E’B;
- Le direzioni EB ed E’B’ formano con l’asse x rispettivamente angoli +(45 + ϕ/2) e –(45 + ϕ/2);
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB’E’A’ ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l’applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A’;
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k1} \left[1 \Big/ \left(N_\varphi \mathrm{tag}\varphi \right) \left(e^{k2} - 2 \left(N_\varphi \right)^{1/2} \mathrm{tag}\varphi - 1 \right) + K3 \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 \Big/ \left(N_\varphi \right)^{1/2} \right] + \gamma Z \Big/ N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:
C = coesione terreno;
ϕ = angolo di attrito terreno;
γ = peso specifico terreno;
D_1 = interasse tra i pali;
D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

$N_\phi = tag^2(\pi/4 + \phi/2)$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} tag\varphi + N_\varphi - 1$$
$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\varphi tag(\pi/8 + \varphi/4)$$
$$K_3 = \left[2tag\varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1/(N_\varphi)^{1/2}\right] / \left[(N_\varphi)^{1/2} tag\varphi + N_\varphi - 1\right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l’espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere c = 0, l’espressione diventa:

$$P = 1/2\,\gamma \cdot H^2 / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2\right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\phi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C\left[D_1(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 tag\,\pi/8) - 2(D_1 - D_2)\right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$
$$P = \int_0^H P(Z)dZ$$
$$P = C \cdot H\left[D_1(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 tag\,\pi/8) - 2(D_1 - D_2)\right] + 1/2\,\gamma H^2(D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l’integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell’espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D2/D1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0$ P→ ∞ e $D_2 = D_1$ P→ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

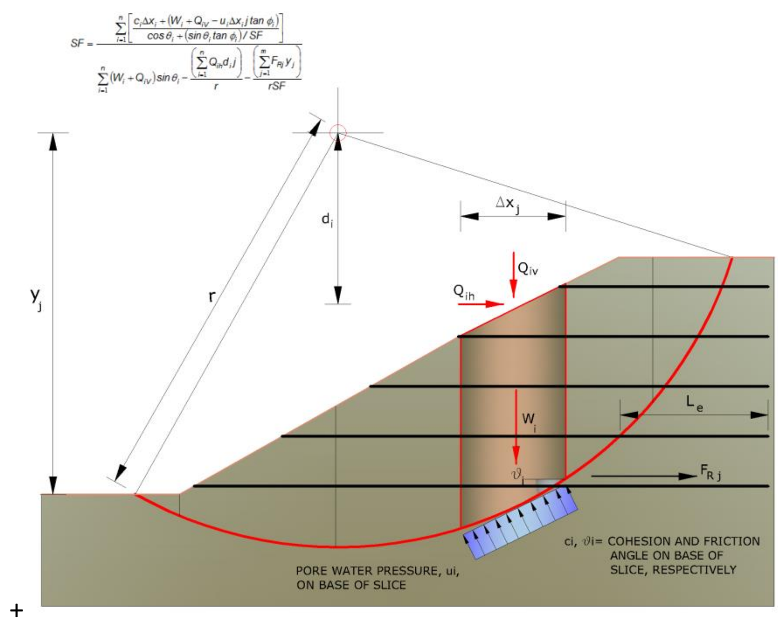
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all’asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (Momento di plasticizzazione).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento .

Se l’elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall’elemento entra nell’equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l’elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell’ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell’elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (Pullout). Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo, T_{Allow}, si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell’aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.

L’ altro parametro è la resistenza a sfilamento (Pullout) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot Le \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)}$$

dove:

d Rappresenta l’angolo di attrito tra terreno e rinforzo;

$T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all’interno della parte stabile del terreno;

L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all’interno della parte stabile;

f_b Coefficiente di Pullout;

σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T’.

Ancoraggi

Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un’adeguata connessione al terreno.

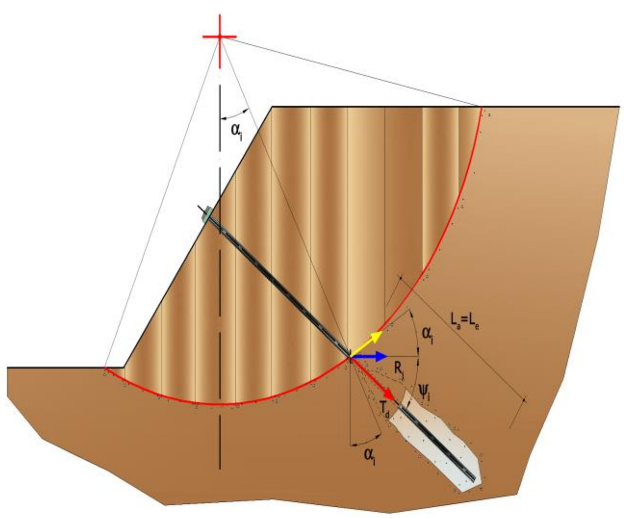
Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

- testata: indica l’insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;

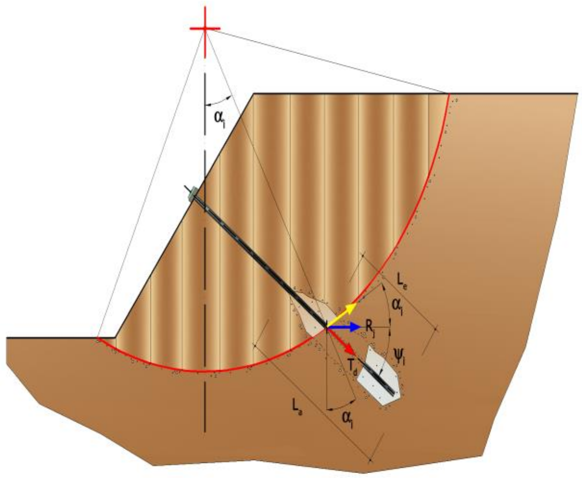
- fondazione: indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene
realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L’anima dell’ancoraggio è costituita da un’armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

– per i tiranti di tipo attivo, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$Fs = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos\alpha_i}}$$

– per tiranti di tipo passivo e per i chiodi, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$Fs = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos\alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell’ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos\Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i}\right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a}\right)$$

dove:

T_d tiro esercizio;

Y_i inclinazione del tirante rispetto all’orizzontale;

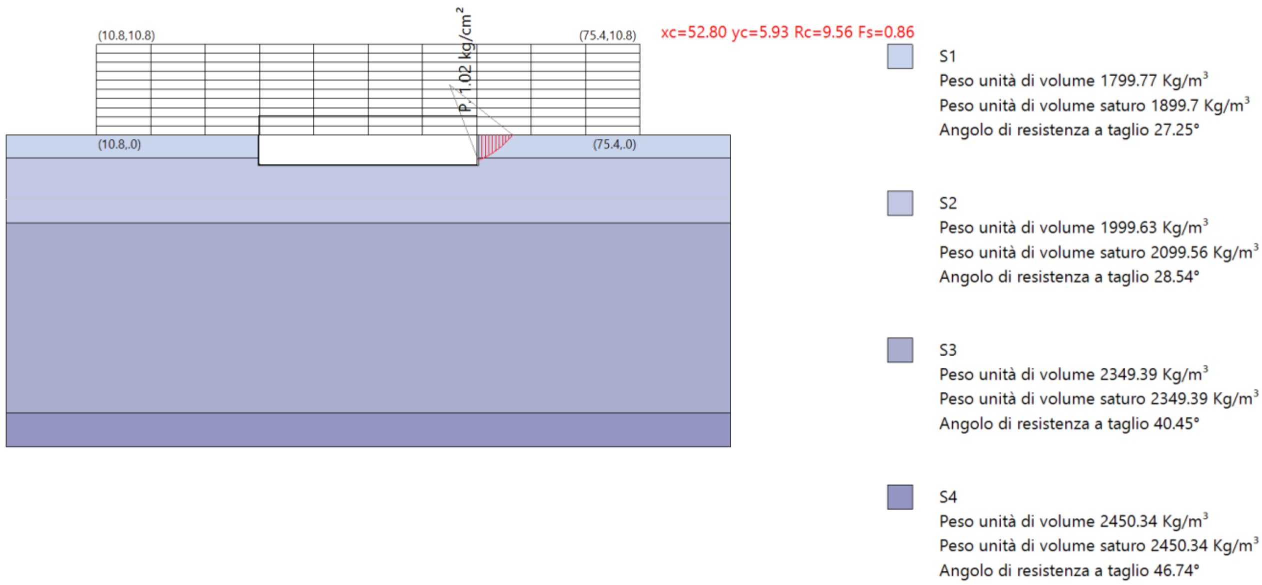
i interasse;

Le lunghezza efficace;

La lunghezza d’ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l’i-esimo concio e il j-esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell’i-esimo concio.

MODELLO GEOTECNICO 02 – Fronte di scavo fondazione



Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955)

==

Calcolo eseguito secondo	
Numero di strati	4.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

==

Maglia dei Centri

==

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	10.78 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	0.0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	75.43 m
Ordinata vertice destro superiore ys	10.78 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

==

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	0.0	0.0
3	30.0	0.0
4	30.0	-3.65
5	56.2	-3.65
6	56.2	0.0
7	56.2	0.0
8	86.2	0.0

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	-2.7
2	30.0	-2.7
3	30.0	-3.65
4	56.2	-3.65
5	56.2	-3.65
6	56.2	-2.7
7	86.2	-2.7

Vertici strato 2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	-10.5
2	86.2	-10.5

Vertici strato 3

N	X (m)	y (m)
1	0.0	-33.1
2	86.2	-33.1

Coefficienti parziali azioni
==
Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0
Favorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0
==

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno
==
Tangente angolo di resistenza al taglio 1.0
Coesione efficace 1.0
Coesione non drenata 1.0
Riduzione parametri geotecnici terreno No
==

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm²)	Coesione non drenata (kg/cm²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m³)	Peso unità di volume saturo (Kg/m³)	Litologia	
1	0		27.25	1799.77	1899.7	S1	
2	0		28.54	1999.63	2099.56	S2	
3	0		40.45	2349.39	2349.39	S3	
4	0		46.74	2450.34	2450.34	S4	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm²)
1	30.1	-3.55	56.1	-3.55	1.02

Risultati analisi pendio

==

Fs minimo individuato 0.86
Ascissa centro superficie 52.8 m
Ordinata centro superficie 5.93 m
Raggio superficie 9.56 m

==

xc = 52.798 yc = 5.926 Rc = 9.559 Fs=0.861

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0.41	26.7	0.52	169.47	0.0	0.0	0.0	28.5	0.0	1842.7	1164.5
2	0.41	24.9	0.52	023.66	0.0	0.0	0.0	28.5	0.0	1725.0	1090.1
3	0.41	27.6	0.51	871.47	0.0	0.0	0.0	27.3	0.0	1608.5	962.6
4	0.41	30.4	0.51	704.42	0.0	0.0	0.0	27.3	0.0	1462.6	875.3
5	0.41	33.3	0.51	517.21	0.0	0.0	0.0	27.3	0.0	1303.1	779.8
6	0.41	36.3	0.51	307.89	0.0	0.0	0.0	27.3	0.0	1127.3	674.6
7	0.41	39.4	0.51	073.91	0.0	0.0	0.0	27.3	0.0	931.8	557.6
8	0.41	42.7	0.6	811.9	0.0	0.0	0.0	27.3	0.0	711.7	425.9
9	0.41	46.1	0.6	517.37	0.0	0.0	0.0	27.3	0.0	460.1	275.3
10	0.41	49.8	0.6	183.99	0.0	0.0	0.0	27.3	0.0	166.9	99.9