

COMUNI DI SAN SEVERO E RIGNANO

GARGANICO

PROVINCIA DI FOGGIA



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO EOLICO

RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE UNICA

D.Lgs. 387/2003

**PROCEDIMENTO UNICO
AMBIENTALE (PUA)**

**VALUTAZIONE DI IMPATTO
AMBIENTALE (V.I.A.)**

D.Lgs. 152/2006 ss.mm.ii. (Art.27)
"Norme in materia ambientale"



PROGETTO

FLORIO

DITTA

NVA S.r.l.

REL 33

Titolo dell'allegato:

RELAZIONE GEOTECNICA

1	EMISSIONE	21/06/2023
REV	DESCRIZIONE	DATA

CARATTERISTICHE GENERALI D'IMPIANTO

GENERATORE - Altezza mozzo: fino a 175 m
Diametro rotore: fino a 172 m
Potenza unitaria: fino a 7,2 MW

IMPIANTO - Numero generatori: 32
Potenza complessiva: fino a 230,4 MW

Il proponente:

NVA S.r.l.
Via Lepetit, 8
20045 Lainate (MI)
info@nvarenewables.com
nva.srl@pecimprese.it

Il progettista:

ATS Engineering Srl
P.zza Giovanni Paolo II, 8
71017 Torremaggiore (FG)
0882/393197
atseng@pec.it

Il tecnico:

Ing. Eugenio Di Gianvito
atsing@atsing.eu



FLORIO		
IMPIANTO EOLICO COMPOSTO DA 32 AEROGENERATORI PER UNA POTENZA COMPLESSIVA DI 230,4 MW UBICATO NEI COMUNI DI SAN SEVERO E RIGNANO GARGANICO	Data:	21/06/2023
	Revisione:	1
	CodiceElaborato:	REL 33
Società:	NVA S.r.l.	

Elaborato da	Data	Approvato da	Data Approvazione	Rev	Commenti
Geo Tecnologie S.r.l	21/06/2023	ATS Engineering S.r.l	21/06/2023	1	

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	INQUADRAMENTO	5
3.1	Geologico.....	5
3.2	Indagini.....	6
4	GEOTECNICA	9
4.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
4.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	10
4.3	STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	11
4.4	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI	12
4.4.1	METODO DI TERZAGHI (1955).....	13
4.4.2	FORMULA DI MEYERHOF (1963).....	15
4.4.3	FORMULA DI HANSEN (1970)	16
4.4.4	FORMULA DI VESIC (1975)	18
4.4.5	FORMULA BRICH-HANSEN (EC 7 – EC 8)	18
4.4.6	MEYERHOF E HANNA (1978).....	21
4.4.7	METODO DI RICHARDS ET AL.....	23
4.5	VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)	26
4.5.1	FONDAZIONI CIRCOLARI	27
4.5.2	VERIFICA A SLITTAMENTO.....	27
4.5.3	FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)	28
4.5.4	CEDIMENTI ELASTICI	28
5	DATI INPUT	30

1 PREMESSA

Con riferimento al progetto per la realizzazione di un impianto eolico costituito da 32 aerogeneratori, di cui due nel territorio comunale di Rignano Garganico a SO rispetto al centro abitato in prossimità della Strada Provinciale 28, le altre sono posizionate nella porzione a SE rispetto al centro abitato di San Severo. per una potenza complessiva in immissione di 230.4 MW.

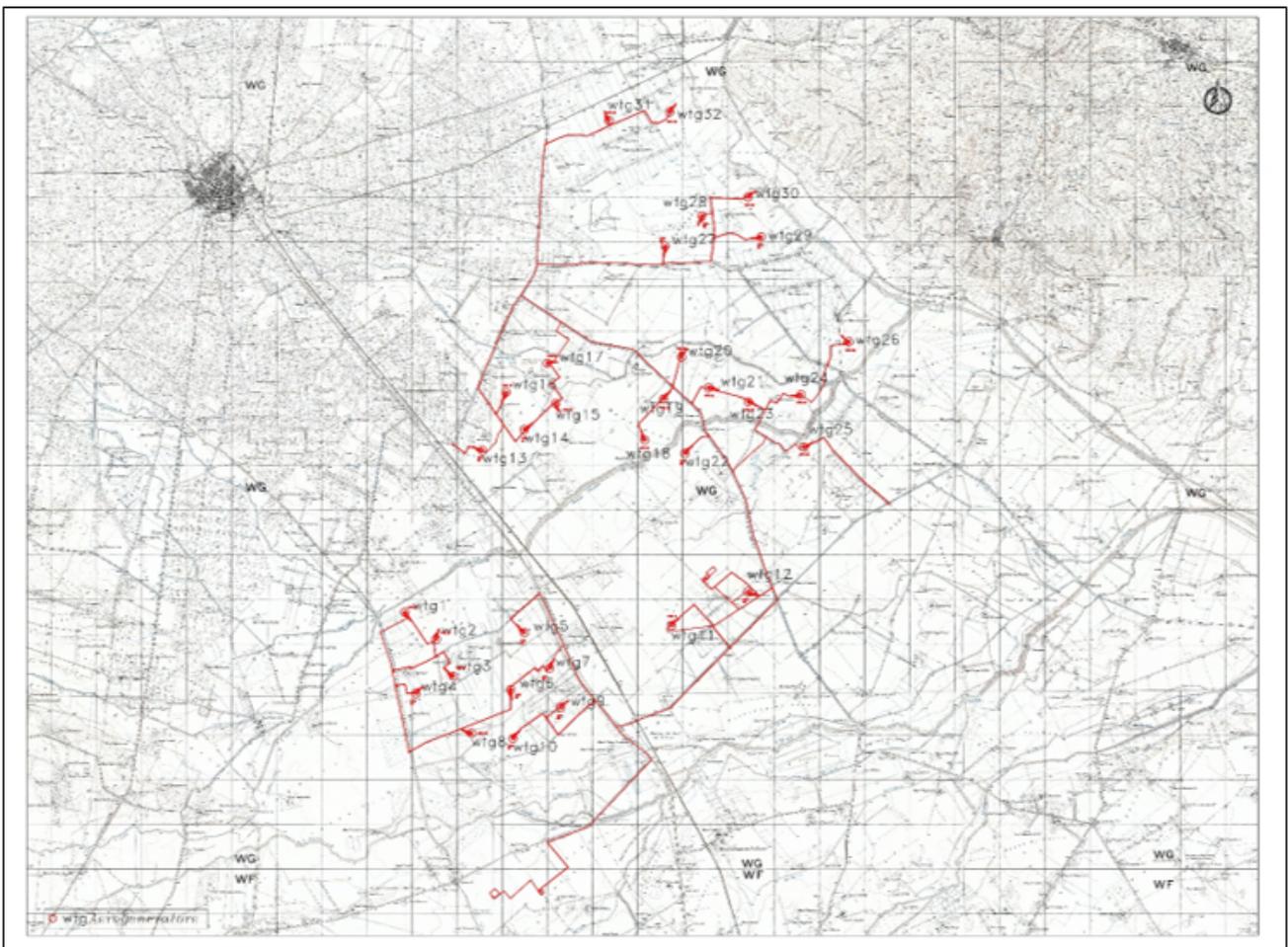


Fig. 1 – Localizzazione dell'impianto eolico.

Nel dettaglio, il progetto prevede la realizzazione/installazione di:

- 32 aerogeneratori con diametro rotore fino 172 m, con potenza fino a 7,2 MW, con
- generazione in BT e con impianto interno di trasformazione in AT;

- 1 rete di cavidotti interrati per il convogliamento dell'energia in AT.
- 1 Stazione Elettrica di Elevazione AT/AT ed Allacciamento alla Rete: controllo
- dell'impianto, raccolta dell'energia elettrica prodotta, elevazione della tensione a 150 KV (stazione di elevazione), collegamento elettrico alla rete elettrica nazionale (interruttori, sezionatori, apparecchiature di misura e protezione).

Per la realizzazione dell'impianto sono previste le seguenti opere ed infrastrutture:

- Opere civili: plinti di fondazione delle macchine eoliche; realizzazione delle piazzole degli aerogeneratori, ampliamento ed adeguamento della rete viaria esistente, realizzazione dell'area temporanea di cantiere e manovra; realizzazione dei cavidotti interrati per la posa dei cavi elettrici; realizzazione della stazione elettrica di trasformazione di utenza e realizzazione della stazione RTN.
- Opere impiantistiche: installazione degli aerogeneratori con relative apparecchiature di elevazione/trasformazione dell'energia prodotta; esecuzione dei collegamenti elettrici, tramite cavidotti interrati, tra gli aerogeneratori e la stazione di trasformazione. Realizzazione degli impianti di terra delle turbine. Realizzazione delle opere elettriche ed elettromeccaniche per la stazione elettrica di trasformazione e per le opere e le infrastrutture di rete per la connessione.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La presente relazione è stata redatta in conformità con quanto previsto dalla normativa al riguardo, ed in particolare:

- Decreto Ministeriale 14.17.2018. Testo Unitario-Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Istruzione per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio superiore dei Lavori Pubblici. Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27.07.2007;
- Eurocodice 8 (1998)-Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003);
- Eurocodice 7.1 (1997). Progettazione geotecnica-Parte I: regole generali.UNI.
- Eurocodice 7.2 (2002). Progettazione geotecnica-Parte II: progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI.
- Eurocodice 7.3 (2002). Progettazione geotecnica-Parte II: progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI.

3 INQUADRAMENTO

3.1 Geologico

In considerazione del Foglio n. 155 “San Severo”, 156 “San Marco in Lamis”, 163 Lucera e 164 “Foggia”, le formazioni geologiche affioranti vengono distinte in base all’età, alla litologia e all’ambiente di sedimentazione.

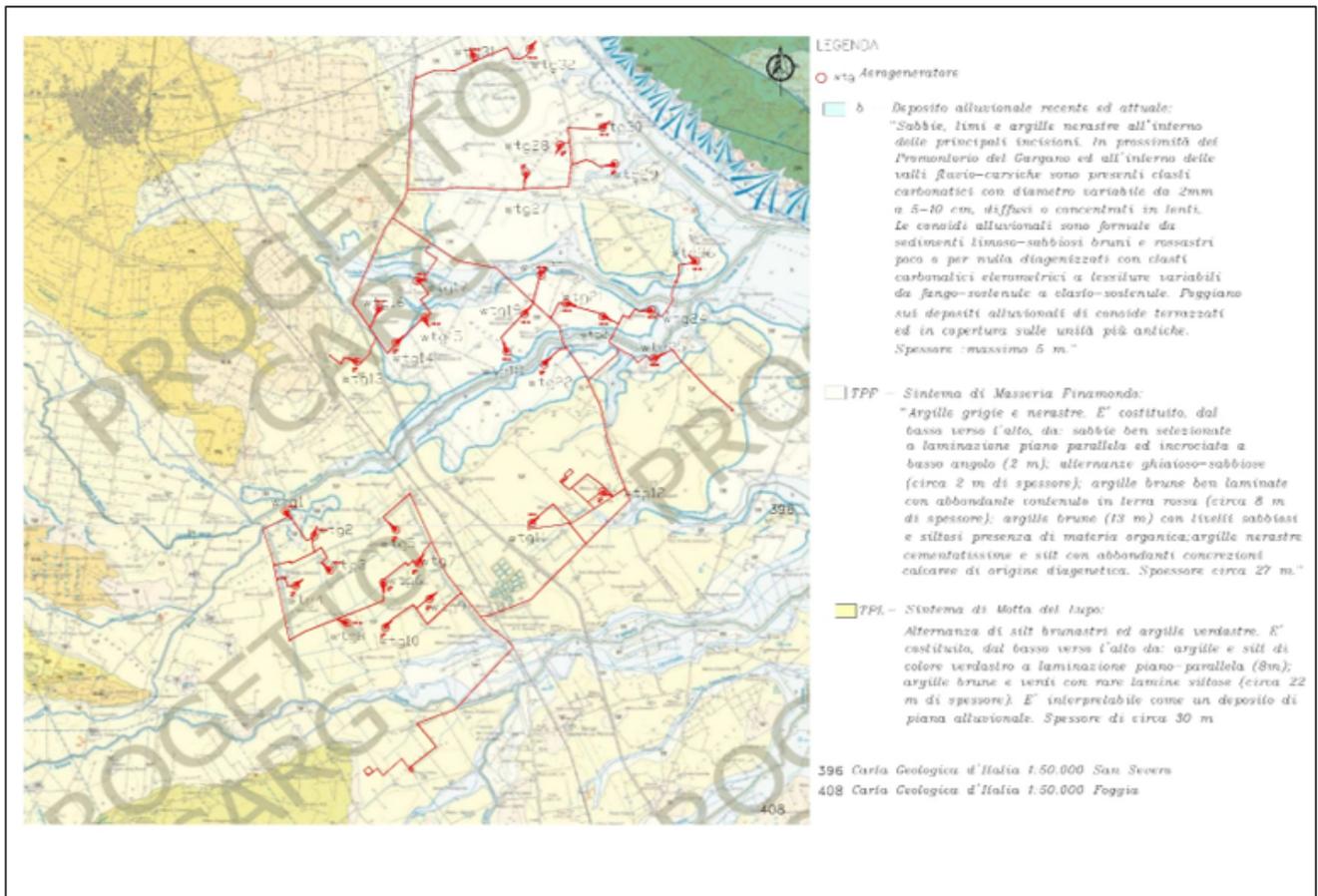


Figura 2 - Carte Geologiche D'Italia progetto CARG in scala 1:50.000

Esse sono:

- **Alluvioni terrazzate f³** Nella zona del T. Candelaro, tra il Lago di Varano e Rodi Garganico e infine attorno al Lago di Lesina, compaiono depositi alluvionali ghiaiosi, sabbiosi e limoso-argillosi, disposti in quattro ordini di terrazzi. I più recenti (f3 e f4) sono arealmente più estesi, elevati su livello attuale degli alvei rispettivamente 30-40 e 5-10 m; sono formati da ghiaie a elementi silicei e calcarei, da sabbie e da limi argillosi, poco alterati. In genere i

ripiani terrazzati dei torrenti hanno una notevole inclinazione, superiore in qualche caso al 5%.

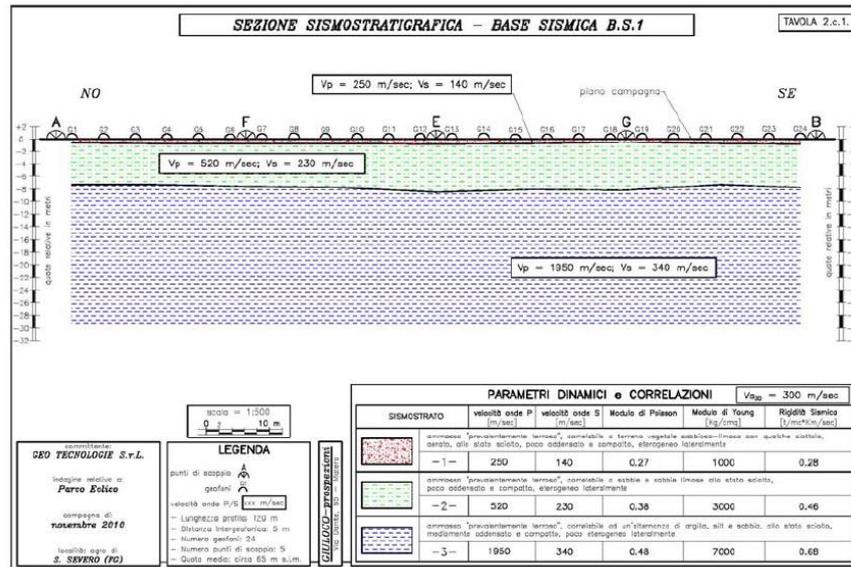
- **Sabbie Qm₂** Sabbie fini gialle con molluschi salmastri. Tra il torrente Triolo e San Severo è abbastanza frequente *Ostrea edulis* L. della forma lamellosa BROCCHI. Essi affiorano estesamente verso San Severo. Nei dintorni di questa città fu raccolto un molare di *Paleoloxodon antiquus* BL. Nell'insieme essi costituirebbero le facies continentali e litorali di una trasgressione medio-pleistocenica (Siciliano?).
- **Alluvioni terrazzate Qt³** Formate in prevalenza da sedimenti sabbioso-argillosi, subordinatamente ciottolosi, presentano frequentemente terre nere e incrostazioni calcaree. Tali alluvioni terrazzate assumono una certa importanza lungo i corsi dei tre torrenti principali: Candelaro, Cervaro e Carapelle.
- **Alluvioni recenti Q** I depositi alluvionali recenti occupano i fondovalle dei corsi principali.

3.2 Indagini

L'elaborazione dei risultati ottenuti ha permesso di ricostruire la successione litologica che è possibile prevedere nel sottosuolo dell'area in esame; in particolare essa, a partire dall'alto, è costituita da tre sismostrati:

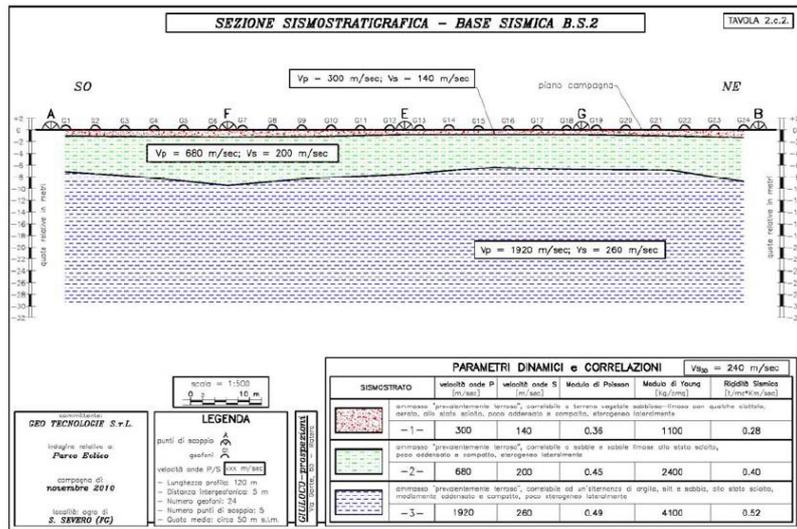
B.S.1:

- **ammasso superficiale** ($V_p = 250$ m/sec, $V_s = 140$ m/sec), rappresentato da un ammasso "prevalentemente terroso" (disegnato con il retino a "punti" di colore rosso), correlabile a terreno vegetale sabbioso-limoso con qualche ciottolo, aerato, allo stato sciolto, poco addensato e compatto, eterogeneo lateralmente;
- **ammasso intermedio** ($V_p = 520$ m/sec, $V_s = 230$ m/sec), rappresentato da un ammasso "prevalentemente terroso" (disegnato con il retino a "punti e tratti" di colore verde), correlabile a sabbie e sabbie limose allo stato sciolto, poco addensato e compatto, eterogeneo lateralmente;
- **ammasso di base** ($V_p = 1950$ m/sec, $V_s = 340$ m/sec), rappresentato da un ammasso "prevalentemente terroso" (disegnato con il retino a "tratti" di colore blu), correlabile ad argille limose e limi argillosi, mediamente addensato e compatto, poco eterogeneo lateralmente.



B.S.2:

- **ammasso superficiale** ($V_p = 300 \text{ m/sec}$, $V_s = 140 \text{ m/sec}$), rappresentato da un ammasso "prevalentemente terroso" (disegnato con il retino a "punti" di colore rosso), correlabile a terreno vegetale sabbioso-limoso con qualche ciottolo, aerato, allo stato sciolto, poco addensato e compatto, eterogeneo lateralmente;
- **ammasso intermedio** ($V_p = 680 \text{ m/sec}$, $V_s = 200 \text{ m/sec}$), rappresentato da un ammasso "prevalentemente terroso" (disegnato con il retino a "punti e tratti" di colore verde), correlabile a sabbie e sabbie limose allo stato sciolto, poco addensato e compatto, eterogeneo lateralmente;
- **ammasso di base** ($V_p = 1920 \text{ m/sec}$, $V_s = 260 \text{ m/sec}$), rappresentato da un ammasso "prevalentemente terroso" (disegnato con il retino a "tratti" di colore blu), correlabile ad un'alternanza di argilla, silt e sabbia, allo stato sciolto, mediamente addensato e compatto, poco eterogeneo lateralmente.



4 Geotecnica

4.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tab. 6.4.1 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

4.2 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 (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$E_d < C_d$$

Dove:

- E_d valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- C_d 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, E_{edk}).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4.3 STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

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

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

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

4.4 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:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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

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

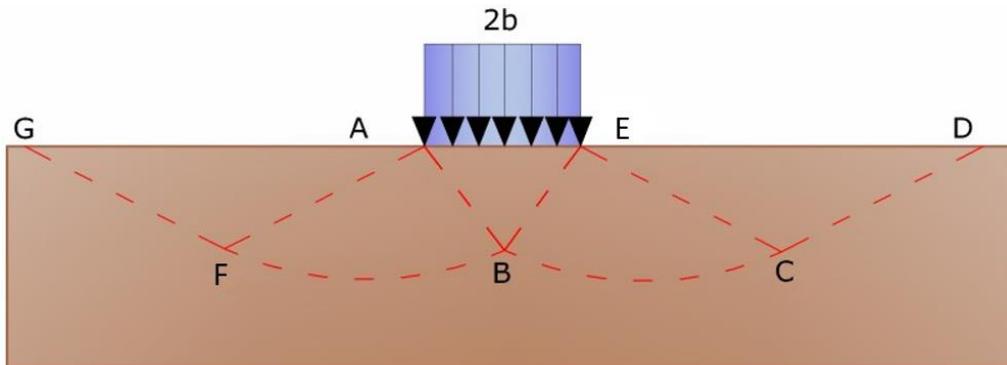
All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \Phi/2$ 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 due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su

segmenti inclinati di $\pm (45^\circ + \Phi/2)$ 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 $q = B \cdot c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito del terreno.

$$B = \cotg\varphi \left[e^{\pi \cotg\varphi \tan^2(45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per $\Phi=0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q=5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione 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: $\gamma=0$, $\Phi=0$, $c=0$, 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 un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

4.4.1 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 ν rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ν in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\nu=0$ 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:

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

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

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

dove:

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

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

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

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

4.4.2 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_j 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

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

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

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

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

Fattori di	Valore	Per
Forma	$s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	qualsiasi φ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	$\varphi > 10$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\varphi = 0$
Profondità	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$	qualsiasi φ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$	$\varphi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\varphi = 0$
Inclinazione dove : $K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ $\theta =$ inclinazione della risultante sulla verticale	$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90} \right)^2$	qualsiasi φ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi} \right)^2$	$\varphi > 10$
	$i_\gamma = 0$	$\varphi = 0$

Fattori di forma, profondità ed inclinazione che compaiono nella formula di Meyerhof

4.4.3 FORMULA DI HANSEN (1970)

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

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

Per valori di $D/B < 1$:

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

Nel caso $\varphi=0$

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 $\varphi=0$.

Fattore di forma:

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

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

$s_c = 1$ per fondazioni a striscia

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

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

Fattori di inclinazione del carico:

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

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

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

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

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

4.4.4 FORMULA DI VESIC (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_g 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).

4.4.5 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):

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d 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 R_d , 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:

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

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

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:

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

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

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).

4.4.6 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.

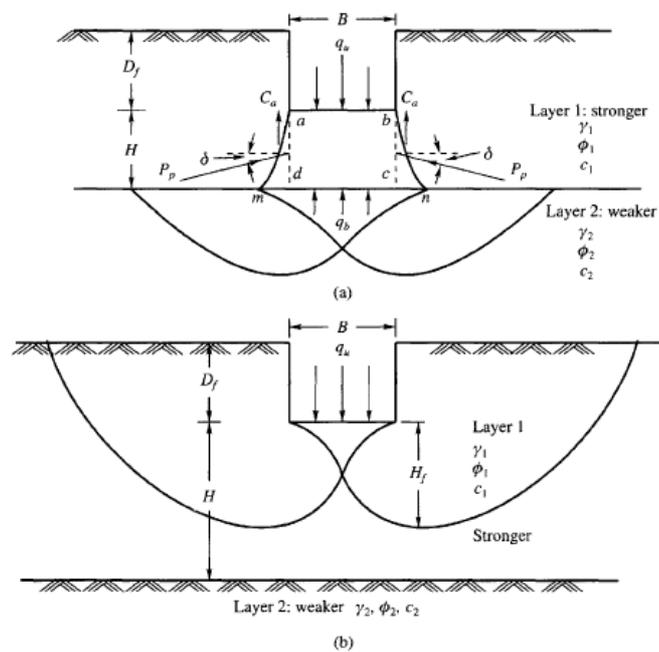


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

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

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

- $N_{c1}, N_{\gamma1}$ fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio Φ_1
- $N_{c2}, N_{\gamma2}$ fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio Φ_2

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

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

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

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

Dove:

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

Con:

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

4.4.7 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:

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

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

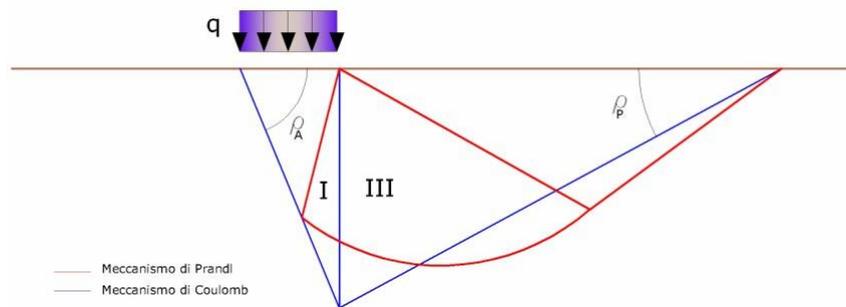
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\Phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per $\Phi=30^\circ$

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

4.5 VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

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

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

Dove:

- E_d pressioni agenti alla base della fondazione;
- R_d 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} $B \cdot L'$ area ridotta;

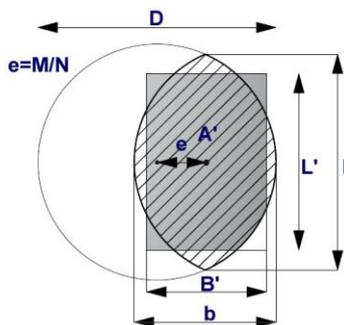
4.5.1 FONDAZIONI CIRCOLARI

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.

4.5.2 VERIFICA A SLITTAMENTO

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

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

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

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

4.5.3 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 :

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

4.5.4 CEDIMENTI ELASTICI

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

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

dove:

- q_0 Intensità della pressione di contatto
- B' Minima dimensione dell'area reagente,
- E e μ Parametri elastici del terreno.
- I_j Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson ν , 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 :

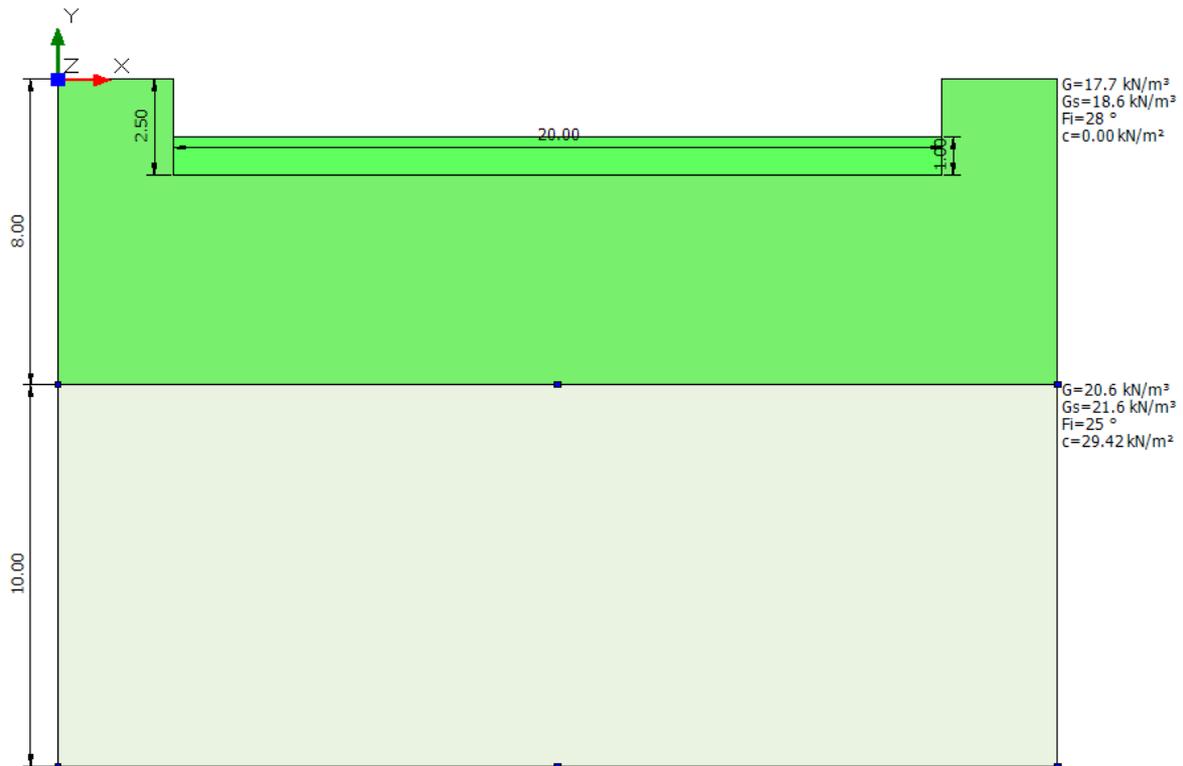
$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

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.

5 DATI INPUT



Normativa	NTC_2018
Diametro della fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	2.5 m
Altezza di incastro	0.9 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.286
Effetto sismico secondo	NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [s]
----------------------	---------------------	--------------	-----------	------------

	[anni]				
S.L.O.	30.0	0.559	2.473	0.28	
S.L.D.	50.0	0.735	2.495	0.292	
S.L.V.	475.0	2.01	2.461	0.336	
S.L.C.	975.0	2.658	2.439	0.345	

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:		Opere di sostegno				
S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]		
S.L.O.	0.8385	0.18	0.0154	0.0077		
S.L.D.	1.1025	0.18	0.0202	0.0101		
S.L.V.	2.8086	0.31	0.0888	0.0444		
S.L.C.	3.4643	0.31	0.1095	0.0548		

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesion e [kN/m ²]	Coesion e non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometri co [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolid az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid azione secondar ia	Descrizio ne
8.0	17.65	18.63	28.0	0.0	0.0	7354.99	0.0	0.0	0.0	0.0	
10.0	20.59	21.57	25.0	29.42	147.1	6900.0	7845.32	0.0	0.006	0.002	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazio ne	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

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. C apacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	1081.84 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	470.36 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

 Costante di Winkler 86361.89 kN/m³
A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====
 PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	17.65 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.63 kN/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	10.94
Fattore forma [Sc]	1.62
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.58
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.57
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	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	1391.38 kN/m ²
Resistenza di progetto	604.95 kN/m ²

 Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

 PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	17.65 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.63 kN/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	17.81
Fattore [Nc]	31.61
Fattore [Ng]	15.15
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	1887.06 kN/m ²
Resistenza di progetto	820.46 kN/m ²

 Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.65 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.63 kN/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	11.19
Fattore forma [Sc]	1.6
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.3
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.3
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	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	2734.29 kN/m ²
Resistenza di progetto	1188.82 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.65 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.63 kN/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	16.72
Fattore forma [Sc]	1.62
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.58
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.57
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	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	1923.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	836.35 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.65 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.63 kN/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	14.59
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	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	2159.05 kN/m ²
Resistenza di progetto	938.72 kN/m ²

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	3.42

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	1048.51 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	1378.61 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	130.4 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	4.81
Rapporto (q1/q2)	1.25

Carico limite	1081.84 kN/m ²
Resistenza di progetto	470.36 kN/m ²

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.65 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.63 kN/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	10.94
Fattore forma [Sc]	1.62
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.58
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.57
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	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	1391.38 kN/m ²
Resistenza di progetto	772.99 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.65 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.63 kN/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	17.81
Fattore [Nc]	31.61
Fattore [Ng]	15.15
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	1887.06 kN/m ²
Resistenza di progetto	1048.37 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.65 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.63 kN/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	11.19
Fattore forma [Sc]	1.6
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.3
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.3
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	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	2734.29 kN/m ²
Resistenza di progetto	1519.05 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.65 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.63 kN/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	16.72
Fattore forma [Sc]	1.62
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.58
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.57
Fattore profondità [Dg]	1.0

Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	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	1923.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	1068.67 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.65 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	18.63 kN/m ³
Angolo di attrito	28.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	14.59
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [lc]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore inclinazione carichi [lq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	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	2159.05 kN/m ²
Resistenza di progetto	1199.47 kN/m ²

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	3.42

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	1048.51 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	1378.61 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	130.4 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	4.81
Rapporto (q1/q2)	1.25

=====	=====
Carico limite	1081.84 kN/m ²
Resistenza di progetto	601.02 kN/m ²
=====	=====