



# REGIONE PUGLIA

Comune di Canosa di Puglia (BT)



## PROGETTO DEFINITIVO

Impianto agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite la tecnologia solare fotovoltaica della potenza di picco di 18,12 MWp e di produzione agricola della lavanda, olivi e foraggere, da realizzarsi sulla stessa superficie di circa 28 ha circa nel Comune di Canosa di Puglia (BT) e con potenza di immissione alla rete Enel "CP Lamalunga" pari a 17,69 MW presente nel Comune di Minervino Murge (BT)

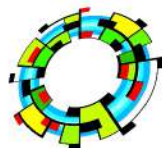
TITOLO

### Relazione geotecnica

PROGETTAZIONE



SR International S.r.l.  
C.so Vittorio Emanuele II, 282-284 - 00186 Roma  
Tel. 06 8079555 - Fax 06 80693106  
C.F. e P.IVA 13457211004



VEGA LANDSCAPE ECOLOGY & URBAN PLANNING

VEGA S.a.s.  
Via Nicola delli Carri, 48 - 71121 Foggia (FG)  
Tel. 0881 756251  
C.F. e P.IVA 02130210715



PROPONENTE



DS ITALIA 5 SRL

DS Italia 5 S.r.l.  
Con sede legale a Roma (RM)  
Piazza del Popolo, 18 - 00187  
C.F. e P.IVA 15946581004

Revisione	Data	Elaborato	Verificato	Approvato	Descrizione
00	01/12/2021	Demaio	Bartolazzi	DS Italia 5 S.r.l.	Relazione geotecnica

N° DOCUMENTO

DVP-CNS-GEOT

SCALA

-

FORMATO

A4



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

*INDICE*

<i>1- Premessa e Inquadramento Normativo</i>	<i>Pag. 2</i>
<i>2- Inquadramento Geografico dell'Area</i>	<i>Pag. 5</i>
<i>3- Breve Descrizione delle Indagini Geognostiche svolte</i>	<i>Pag. 8</i>
<i>4- Azione Sismica e Categoria del Suolo</i>	<i>Pag. 11</i>
<i>5 – Considerazioni Conclusive</i>	<i>Pag. 20</i>

*APPENDICE*

<i>Risultati Sondaggi Geognostici</i>	<i>Appendice 1</i>
<i>Documentazione Fotografica</i>	<i>Appendice 2</i>
<i>Risultati Calcoli Portanza</i>	<i>Appendice 3</i>



*Impianto Agrovoltaiico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

**1 – PREMESSA**

**E INQUADRAMENTO NORMATIVO**

La presente relazione, redatta secondo il punto 4.2.3 della D.D. n. 1/2011 – Istruzioni Tecniche - definisce i caratteri geotecnici dei terreni interessati dalle opere puntuali previste nel Progetto “*Impianto agro voltaico per la produzione di energia elettrica tramite la tecnologia solare fotovoltaica della potenza di picco di 18,12 MWp e di produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere, da realizzarsi sulla stessa superficie di circa 28 ha circa nel Comune di Canosa di Puglia (BT) e con potenza di immissione alla rete Enel “CP Lamalunga” pari a 17,69MW presente nel Comune di Minervino Murge (BT)*”

Per le finalità indicate ci si è avvalsi degli studi e della relazione geologica e dei risultati rinvenuti dalla campagna d’indagine svolta, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo di tutta l’area di progetto.

Per la caratterizzazione dal punto di vista geologico-tecnico e sismico sul sito di progetto, incluso le stazioni di connessione, è stata condotta una campagna d’indagine consistente in:

- n. 2 Sondaggi Geognostici;



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggere.*

- n. 2 prove dirette SPT;

Per la redazione della presente relazione geotecnica si è avvalsi, non da ultimo, della raccolta di dati e notizie bibliografiche ottenute da fonti ufficiali pubbliche e private, e delle conoscenze geologiche del territorio di Canosa di Puglia acquisite nel tempo dal gruppo di progettazione.

Dal punto di vista Legislativo, invece, si sono tenute in debito conto le indicazioni programmatiche e tecniche, oltre che le norme, contenute nei seguenti provvedimenti:

---

*Decreto Ministeriale 14.01.2008 (G.U. 4 febbraio 2009 n. 29 – Suppl. Ord.)  
“Norme tecniche per le costruzioni”*

*Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni 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*

*Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009,  
n. 617 (G.U. del 26 febbraio 2009, n. 47);*

*“Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al*

---



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

---

*D.M. 14 gennaio 2008”. Eurocodice 7 –“ Progettazione geotecnica” –ENV 1997 –1*

*D.G.R. 2 marzo 2004, n. 153 -L.R. 20/00 -O.P.C.M. 3274/03 – Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti -Approvazione del programma temporale e delle indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi sugli stessi*

In relazione alle finalità progettuali, lo studio dell’area d’intervento si è articolato secondo le seguenti modalità:

- 1) ricerca bibliografica di pubblicazioni e studi di carattere geologico effettuati nell’area di interesse;
- 2) raccolta ed analisi di informazioni e dati provenienti da precedenti studi di carattere geologico.



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

## **2- INQUADRAMENTO GEOGRAFICO**

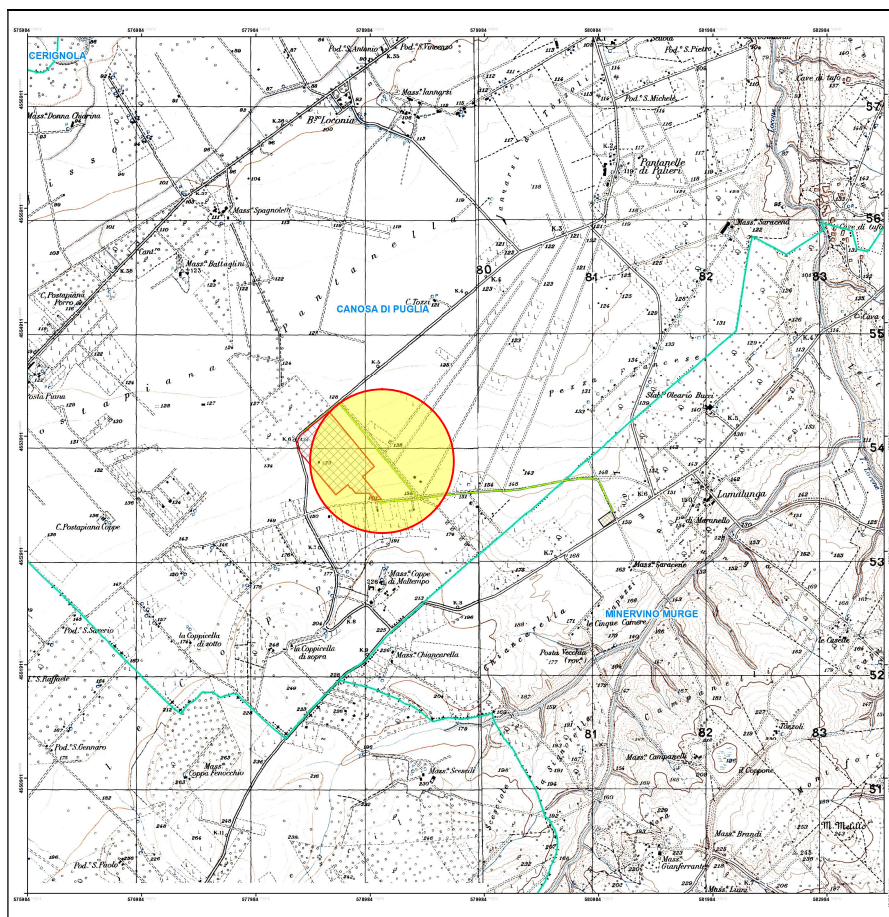
La città di Canosa è collocata sul margine nord-occidentale dell'altopiano delle Murge da cui domina la valle dell'Ofanto e l'estesa pianura del Tavoliere delle Puglie, spaziando dal monte Vulture al Gargano, alla costa adriatica. Sorge ad un paio di chilometri dalla sponda destra del fiume Ofanto e ad una ventina di chilometri dal Mare Adriatico, su un territorio livellato, antica-camera dell'altopiano delle Murge (tra i 105 e i 140 m s.l.m.).

Il versante su cui è edificata la città è prevalentemente argilloso e sabbioso sulla superficie; esso va a coprire uno strato calcareo ("calcareniti di Gravina") che a sua volta costituisce il tipico tufo di colore bianco-giallastro, che è facilmente disgregabile.

L'area oggetto dell'impianto agrovoltaico è localizzata nella parte sud-occidentale del comune di Canosa di Puglia, compresa tra la destra orografica del F. Ofanto e il margine ofantino dell'altopiano delle Murge (Fig. 1)



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*



*Fig. 1: Ubicazione dell'area d'intervento*

Catastralmente l'area è individuabile nel seguente modo:

Riferimenti catastali			Superfici			Qualità	Classe
Comune	FG	P.IIa	ha	a	ca		
<b>Canosa di puglia</b>	82	64	0	95	46	SEMIN IRRIG	U
	82	63	1	70	58	SEMIN IRRIG	U
	82	62	0	15	10	SEMIN IRRIG	U
	82	61	1	3	2	ORTO IRRIG/SEMIN IRRIG	U
	82	401	0	68	0	ORTO IRRIG	U
	82	60	1	71	31	ORTO IRRIG	U



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

82	187	2	59	20	SEMIN IRRIG	U
82	188	0	86	40	SEMIN IRRIG	U
82	186	3	35	40	SEMIN IRRIG	U
82	394	0	94	18	SEMINATIVO/ULIVETO	U/2
82	137	0	6	10	SEMINATIVO/ULIVETO	U/2
82	402	0	14	30	SEMIN IRRIG	U
82	59	2	39	82	SEMIN IRRIG/ORTO	U/2
82	398	0	39	59	SEMIN IRRIG/ORTO	U
82	397	1	50	27	ORTO IRRIG	U
82	395	0	43	4	ORTO IRRIG/SEMIN IRRIG	2
82	189	1	28	0	SEMIN IRRIG	U
82	370	0	3	92	SEMIN IRRIG	U
82	453	0	1	66	SEMIN IRRIG	U
82	454	0	1	0	SEMIN IRRIG	U
82	455	0	9	30	SEMIN IRRIG	U
82	456	0	4	70	SEMIN IRRIG	U
82	457	0	1	4	SEMIN IRRIG	U
82	458	0	0	50	SEMINATIVO	2
82	459	0	7	32	SEMIN IRRIG	U
82	460	0	1	30	SEMIN IRRIG	U
82	553	2	0	14	SEMIN IRRIG	U
82	555	0	8	30	SEMIN IRRIG	U
82	557	0	1	80	SEMINATIVO	2
82	558	2	66	67	ORTO IRRIG/SEMIN IRRIG	U
82	562	0	0	30	ULIVETO	2
82	622	2	89	92	SEMIN IRRIG	U





*Impianto Agrovoltaiico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

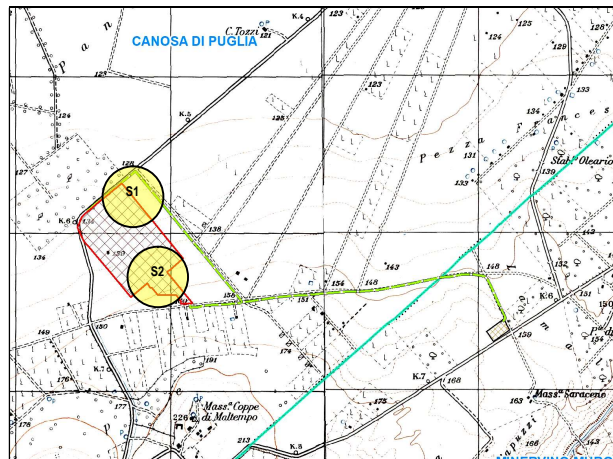
### **3- BREVE DESCRIZIONE DELLE INDAGINI** **GEOGNOSTICHE SVOLTE**

Al fine di caratterizzare i terreni dal punto di vista geologico - sismico, stante il grado di progettazione di tipo definitivo, si è ricorso ad indagini di tipo diretto in modo da fornire un'interpretazione attendibile sulle condizioni e caratteristiche del sottosuolo.

In totale sono state eseguite:

- n. 2 Sondaggi Geognostici ;
- n. 2 prove dirette SPT;

secondo l'ubicazione riportata nella Fig. 2.



*Fig. 2: Ubicazione sondaggi geognostici*

I sondaggi sono stati spinti fino ad una profondità di 15 m dal p.c.. L'indagine ha consentito di individuare la litologia dei terreni



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggere.*

presenti nell'area d'intervento e di escludere la presenza di falde superficiali.

Si è ritenuto opportuno, ai fini della definizione dei parametri geotecnici dei terreni, eseguire la prova Standard Penetration Test (SPT). Tale prova, effettuata nel foro di sondaggio, consiste nel misurare il numero dei colpi (NSPT) necessario per infiggere il campionatore standard per 30 cm di profondità (dopo aver effettuato un avanzamento preliminare di 15 cm necessario all'attraversamento di possibili detriti presenti sul fondo del foro di sondaggio) battendo con un maglio di peso di 63,5 Kg e con un altezza di caduta di 76,2 cm. Qualora la resistenza del terreno è tale che il numero dei colpi è superiore a 50 senza aver ancora raggiunto i 30 cm, la prova è da considerarsi terminata. La prova SPT è particolarmente utilizzata in terreni granulari e consente, attraverso opportune formule di correlazione, di ottenere i parametri geotecnici dei terreni.

Le prove SPT eseguite hanno fornito i seguenti risultati:

- SPT n. 1 (sondaggio n.1) NSPT = 11
- SPT n. 2 (sondaggio n. 2) NSPT = 9

In base ai risultati delle prove SPT opportunamente integrati con le conoscenze di indagini eseguite in zone limitrofe su terreni simili si può ragionevolmente ipotizzare quanto segue:



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

A) Piano Campagna fino a circa 1,2- max 1,5 m di profondità: TERRENO AGRARIO LIMOSO SABBIOSO MOLTO MOLLE MARRICINO CHIARO O GRIGIASTRO.

B) Da 1,2 m fino a circa 2,30 m: LIVELLO DI LIMO SABBIOSO DI COLORE ROSSASTRO-MARRONCINO O INCROSTATO GRIGIO CHIARO: tale livello presenta i seguenti valori:

- angolo di attrito efficace  $\phi' = 25^\circ - 27^\circ$
- ; - coesione non drenata  $c_d = 0,08 \text{ kg/cm}^2$
- $0,04 \text{ kg/cm}^2$  ; - modulo edometrico (per carichi prossimi a  $2 \text{ kg/cm}^2$ ) =  $54 \text{ kg/cm}^2 - 70$ ;

C) Da 2,3 m fino a 10,0 m: SABBIE GIALLE SCIOLTE che presenta i seguenti valori:

- angolo di attrito efficace  $\phi' = 30^\circ$
- coesione trascurabile

D) Da 10,0 m fino a 15,0 m: SABBIE GIALLE CON LIVELLI DI CALCARENITI che presenta i seguenti valori:

- angolo di attrito efficace  $\phi' = 32^\circ - 35^\circ$
- coesione trascurabile Il peso specifico naturale (gn) ottenuto dalle prove geotecniche di laboratorio è pari a circa  $1,8-2,0 \text{ g/cm}^3$  .



*Impianto Agrovoltaiico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggere.*

#### **4- AZIONI SISMICHE** **E CATEGORIA DEL SUOLO**

La definizione del valore VS30, velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m del sottosuolo, è calcolata, come prescritto dalle NTC 2018 ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, mediante la relazione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazione di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 m superiori. Nei punti dell'area investigata è stato possibile calcolare il parametro  $V_{S30}$  attraverso il modello di  $V_s$ -profondità, ottenuto mediante l'analisi MASW eseguita in area limitrofa, a cui è poi stata associata la relativa categoria di suolo di fondazione secondo quanto indicato nella Nuova Normativa Sismica, come da Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 e successiva Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Sulla base dei valori di  $V_{s30}$ , mediamente compresi attorno ai 360 m/s, i suoli indagati possono essere attribuiti alla **Categoria C** ( $360 \text{ m/s} < V_{s30} < 800 \text{ m/s}$ ), ai sensi delle NTC 2018 (Fig. 3).

**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

*Fig. 3: Classificazione sismica terreno*

L'area in esame è stata classificata, in base all'O.P.C.M. 3274 del 2003 e successivo aggiornamento n. 3519 del 2006, nella zona sismica di 2° categoria, con le seguenti caratteristiche:



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

<i>Codice ISTAT 2001</i>	<i>Classificazione 2003</i>	<i>PGA (g)</i>	<i>I</i>
110004	Zona 2	0,25 g	8 MCS

A tutto questo bisogna aggiungere l'amplificazione stratigrafica e topografica dell'area.

L'amplificazione stratigrafica per un sottosuolo di categoria **A** prevede i coefficienti **S<sub>s</sub>** (**Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica**) e **C<sub>c</sub>** (Coefficiente di Sottosuolo) pari a 1. Per le categorie di sottosuolo **B, C, D** ed **E** i coefficienti **S<sub>s</sub>** e **C<sub>c</sub>** possono essere calcolati, in funzione dei valori di **F<sub>o</sub>** e **T\*** relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V delle NCT 2018, nelle quali **g** è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

**Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per le condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

topografico S riportati nella Tab. 3.2.VI, in funzione delle categorie T topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

**Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$**

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1.00	1.00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per descrivere la pericolosità sismica in un generico sito con precisione sufficiente, sia in termini geografici che in termini temporali, nonché nei modi previsti dalle NTC2018, i risultati dello studio di pericolosità sismica devono essere forniti in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta, nelle condizioni di sottosuolo rigido affiorante.

In particolare, i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti, dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica *probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento PVR*:

- $A_g$  ( $A_{max}$ ) = accelerazione massima al sito;



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

- **F<sub>0</sub>** = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- **TC\*** = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di  $A_g$  è desunto direttamente dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dallo INGV, mentre  $F_0$  e  $TC^*$  sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

*Lo scuotimento del suolo così individuato deve essere corretto per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie (come visto in precedenza con la determinazione della Categoria di sottosuolo sito specifica C e dei coefficienti di amplificazione topografica  $ST = 1,0$  e stratigrafica  $S_s = 1,5$ )*





Impianto Agrovoltaiico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.

CATEGORIA DI SUOLO	Da VS30 →	C
<b>COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA</b>  ST	T1- superficie pianeggiante ,pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,0 K
	T2- pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ ; in corrispondenza della sommità del pendio	1,2
	T3- Rilievi aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ in corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
	T4- Rilievi aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ ; in corrispondenza della cresta del rilievo	1,4
<b>COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA</b>  Ss	da tabella 3.2.V (v. tabulati elaborazioni precedenti)	1,5
<b>fattore <math>S = Ss \cdot ST</math></b>		<b>S=1,5</b>

Considerando dunque:

1. Le coordinate geografiche del sito;
2. La tipologia di costruzione ricadente in classe 1 con Vita Nominale (VN) delle opere in progetto pari a 35 anni e un coefficiente d'uso pari a 0,7, pertanto un periodo di riferimento (VR) pari a 24,5 anni ( $VR = VN \times Cu$ );

Si ottengono i seguenti parametri sismici:



*Impianto Agrovoltaiico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

**Dati Generali**

**Località**

Indirizzo  
Canosa di Puglia

Lat. Long. 41.222431 16.06607

**Dati opera**

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie

Classe d'uso: Classe II

V. Nominale: 50 v. Rif. 50

---

**Parametri sismici su sito di riferimento**

SL	TR [Anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec.]	Categoria sottosuolo
SLO	30.00	0.412	2.555	0.275	C
SLD	50.00	0.549	2.511	0.293	T1
SLV	475.00	1.765	2.509	0.359	
SLC	975.00	2.501	2.389	0.391	

---

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Muri di sostegno (NTC 2018)

SL	amax [m/s <sup>2</sup> ]	Beta	k <sub>hk</sub> [-]	k <sub>vk</sub> [-]	K <sub>hi</sub> [-]
SLO	0.618	1.0	0.063	0.0315	0.0
SLD	0.8235	0.47	0.0395	0.0197	0.0
SLV	2.5223	0.38	0.0977	0.0489	0.0
SLC	3.3374	1.0	0.3403	0.1702	0.0

Sulla base dei report delle indagini geognostiche e delle prove effettuate è possibile definire la litologia e le caratteristiche geotecniche del sottosuolo interessato dalle fondazioni delle opere previste.

La successione interpretata risulta quindi composta dalle seguenti stratigrafie sintetiche per le aree interessate dagli aerogeneratori (Fig. 4)





*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggere.*

Dal punto di vista geotecnico, data la posizione relativamente favorevole del luogo oggetto d'intervento e le comprovate condizioni di stabilità generale, il riconoscimento delle principali caratteristiche del sottosuolo è stato ottenuto mediante la raccolta di dati di base, le prove SPT e con il rilevamento geologico tecnico dei dintorni, ottenendo i valori già descritti nel paragrafo 3.

Il carico limite verticale verrà calcolato attraverso la formula di **Terzaghi et alii** in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno, applicata agli Stati Limite Ultimi, ai sensi del Nuovo Testo Unico per le Costruzioni (NCT 2018).

In appendice all'allegato 3 si riportano i risultati dei calcoli eseguiti con il programma MP della Geostru, licenziato alla scrivente.

In ogni caso le verifiche di portanza saranno eseguite sulla scorta dei valori geotecnici che andranno meglio contestualizzati e definiti, in fase di calcoli strutturali.



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggere.*

## **6 – CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE**

Il progetto definitivo di cui è stato effettuato lo studio strutturale e geotecnico consiste nel “*Impianto agro voltaico per la produzione di energia elettrica tramite la tecnologia solare fotovoltaica della potenza di picco di 18,12 MWp e di produzione agricola della lavanda, olivi e foraggere, da realizzarsi sulla stessa superficie di circa 28 ha circa nel Comune di Canosa di Puglia (BT) e con potenza di immissione alla rete Enel “CP Lamalunga” pari a 17,69MW presente nel Comune di Minervino Murge (BT)”*”

Alla luce dello studio geologico condotto su tutta l’area progettuale incluse le aree interessate dalle opere di connessione fino alle SSE e delle risultanze delle indagini eseguite è stato possibile costruire un modello geotecnico che attesta l’idoneità del terreno per la posa delle fondazioni dell’impianto progettuale.

In appendice si riportano i risultati delle indagini eseguite mentre per ulteriori caratterizzazioni si rimanda alla relazione geologica che risulta parte integrante dell’intero progetto



*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggiere.*

*Tanto in adempimento all'incarico conferitomi*

*Rodi Garganico Dicembre 2021*





*Impianto Agrovoltaico per la produzione di energia elettrica tramite tecnologia solare fotovoltaica e produzione agricola della lavanda, olivi e foraggere.*

# ***APPENDICE***







## Documentazione fotografica





## 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 e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  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 $\gamma_F$ ( $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti $G_2$ (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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  $\gamma_{G1}$*

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

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

### 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  $\gamma_R$  indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  può essere ridotto a 1.8.

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

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

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

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

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

**Stato limite di esercizio (SLE)**

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

**Tab. 7.11.II** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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

### 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:

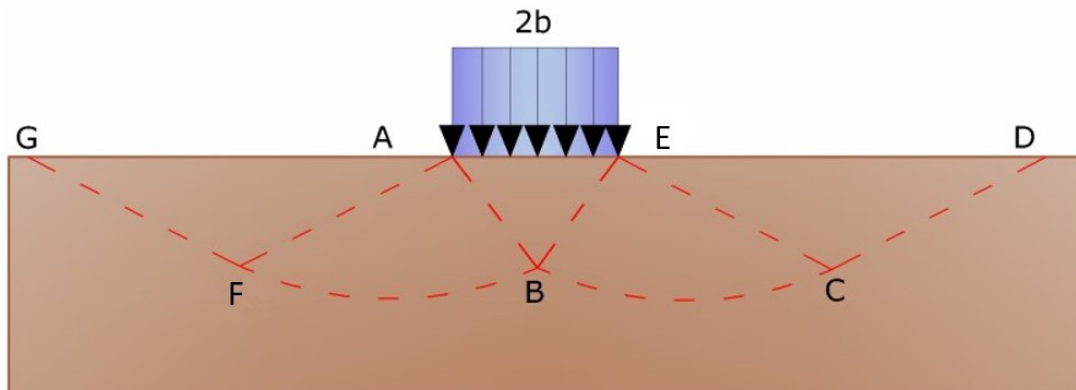
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione 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  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone  $ABF$  e  $EBC$  la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti  $A$  ed  $E$  e l'altra da archi di 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  $\pm (45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \cdot c$ , dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

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

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

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi=0$ ,  $c=0$ , 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.



### 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  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione. L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

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

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\phi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\phi$  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:

$$\tan \phi_{\text{rid}} = \frac{2}{3} \tan \phi \quad e \quad c_{\text{rid}} = \frac{2}{3} c$$

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  $i_j$  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*

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

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

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

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

*fattore di forma:*

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

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

*fattore di profondità:*

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

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

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

*inclinazione:*

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

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

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

dove:

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

### **Formula di Hansen (1970)**

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

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

Per valori di  $D/B < 1$ :

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

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

Per valori  $D/B > 1$ :

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

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

*Nel caso  $\varphi=0$*

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

*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 nastriformi

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

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

*Fattori di inclinazione del carico:*

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

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

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

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

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

*Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):*

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

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

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

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

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

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

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

### **Formula di Vesic (1975)**

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_\gamma$  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):

$$V_d \leq R_d$$

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  $\theta$  con la direzione di  $L'$ , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

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

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

### **Meyerhof e Hanna (1978)**

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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

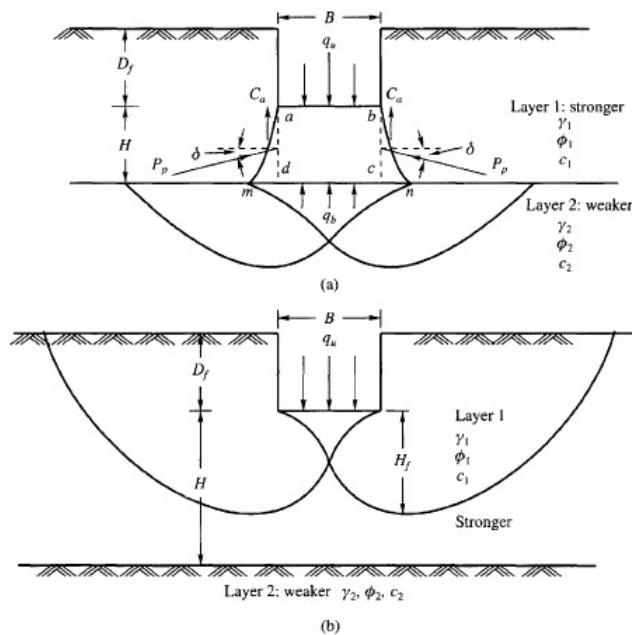


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

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

### Strato 1

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

### Strato 2

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

Dove:

- $N_{c1}, N_{\gamma 1}$  = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_1$
- $N_{c2}, N_{\gamma 2}$  = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_2$

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;
- $\delta$  = 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:

$$q_L = \frac{\gamma_I \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$
$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

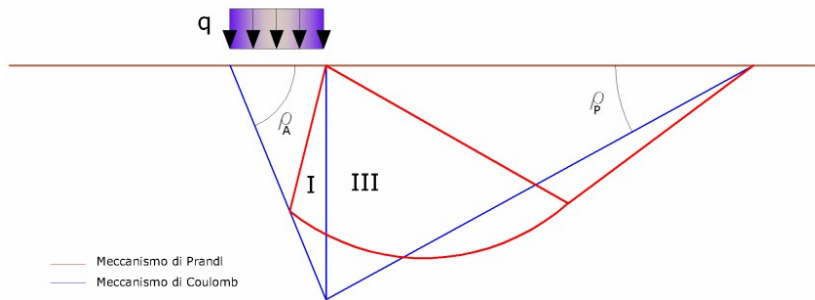
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 \$\rho\_A\$ e \$\rho\_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 \$\phi\$ del terreno e dell'angolo di attrito \$\delta\$ terreno – parete ideale:

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

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

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

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

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo \$\phi=0.5\delta\$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni \$k\_h g\$ e \$k\_v g\$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a \$k\_h \gamma\$ e \$k\_v \gamma\$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di \$\rho\_A\$ e \$\rho\_P\$, nonché di \$K\_A\$ e \$K\_P\$, rispettivamente indicate come \$\rho\_{AE}\$ e \$\rho\_{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  $N_\gamma$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  definito come:

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

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

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

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

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

$k_h/(1-k_v)$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$
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 disequaglianza:

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

Dove:

- $E_d$  = pressioni agenti alla base della fondazione;
- $R_d$  = capacità portante di calcolo;
- $\gamma_{RV}$  = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

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

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

Dove:

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

### Fondazioni quadrate o rettangolari

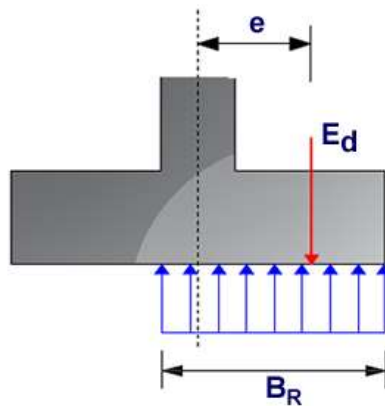
L'area ridotta risulta essere:

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

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

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

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



Dove:

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

### 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,  $\delta$  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.

### 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.

### 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  $\mu$  Parametri elastici del terreno.

$I_j$  Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , 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:

- Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- a) 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  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_p + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).

Se invece il terreno è normalconsolidato ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento è valutato come:

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

dove:

- b)  $RR$ : Rapporto di ricompressione;
- $CR$ : Rapporto di compressione;

- $H_0$ : Spessore iniziale dello strato;
- $\sigma'_{v0}$ : Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta\sigma_v$ : Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri  $RR$  e  $CR$  si fa riferimento al modulo edometrico  $M$ ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ ) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

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

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

### **Cedimento secondario**

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

- $H_c$ : altezza dello strato in fase di consolidazione;
- $C_\alpha$ : 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 nastroformi, 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:

- $\Delta q$ : 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:

- $\sigma'_{vi}$ : 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;
- $\Delta z_i$ : 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  $I_c$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

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

nella quale:

- $q'$ : pressione efficace lorda;
- $\sigma'_{v0}$ : tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- $B$ : larghezza della fondazione;
- $I_c$ : 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  $I_c$  è legato al valore medio  $N_{AV}$  di  $N_{spt}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

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

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

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

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.

## DATI GENERALI

Normativa NTC 2018  
Zona Canosa di Puglia

## SISMA

Accelerazione massima (amax/g) 0.203  
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)  
Coefficiente sismico orizzontale 0.0487

## 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 [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.559	2.479	0.277
S.L.D.	50.0	0.735	2.499	0.288
S.L.V.	475.0	2.02	2.452	0.33
S.L.C.	975.0	2.667	2.431	0.341

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
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.	2.8218	0.31	0.0892	0.0446
S.L.C.	3.4759	0.31	0.1099	0.0549

Parametri Geotecnici come da relazione

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	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	2800.00	0.00	0.00	473.00	0.00	Progetto
3	SLE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	SLD	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. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

---

Fattore [Nq]	29.44
Fattore [Nc]	42.16
Fattore [Ng]	28.77
Fattore forma [Sc]	1.7
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.67
Fattore profondità [Dq]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
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: 2,35 Kg/cm<sup>2</sup>

Fattore di Sicurezza: 3,0

---

---

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

---

---

Fattore [Nq] 36.5

Fattore [Nc] 52.64

Fattore [Ng] 36.96

Fattore forma [Sc] 1.3

Fattore forma [Sg] 0.8

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

---

---

Carico limite: 2,53 kg/cm<sup>2</sup>

Fattore di Sicurezza: 3,0

---

---

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

---

---

Fattore [Nq] 29.44

Fattore [Nc] 42.16

Fattore [Ng] 31.15

Fattore forma [Sc] 1.71

Fattore profondità [Dc] 1.23

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore forma [Sq] 1.35

Fattore profondità [Dq] 1.11

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0

Fattore forma [Sg] 1.35

Fattore profondità [Dg] 1.11

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: 2,33 kg/cm<sup>2</sup>

Fattore di Sicurezza: 3,0

---

---

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

---

---

Fattore [Nq] 29.44



Fattore [Nc]	42.16
Fattore [Ng]	41.06
Fattore forma [Sc]	1.7
Fattore profondità [Dc]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.67
Fattore profondità [Dq]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
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: 2,51 kg/cm<sup>2</sup>

Fattore di Sicurezza: 3,0

---

---

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

---

---

Fattore [Nq]	29.44
Fattore [Nc]	42.16
Fattore [Ng]	38.37
Fattore forma [Sc]	1.58
Fattore profondità [Dc]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.56
Fattore profondità [Dq]	1.16
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: 2,58 kg/cm<sup>2</sup>  
Fattore di Sicurezza: 3,0  
=====

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

=====  
Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 29.44  
Fattore [Nc] 42.16  
Fattore [Ng] 8.69

Incremento carico limite strato 1 352.63 kN/m<sup>2</sup>  
Coefficiente di punzonamento (ks) 1.11  
Rapporto (q1/q2) 0.0

=====  
Carico limite: 2,50 kg/cm<sup>2</sup>  
Fattore di Sicurezza: 3,0  
=====

## SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====  
Fattore [Nq] 29.44  
Fattore [Nc] 42.16  
Fattore [Ng] 28.77  
Fattore forma [Sc] 1.0  
Fattore profondità [Dc] 1.24  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.63  
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0  
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0  
Fattore forma [Sq] 1.0  
Fattore profondità [Dq] 1.16  
Fattore inclinazione carichi [Iq] 0.64  
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0  
Fattore inclinazione base [Bq] 1.0  
Fattore forma [Sg] 1.0  
Fattore profondità [Dg] 1.0  
Fattore inclinazione carichi [Ig] 0.53  
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: 2.96 kg/cm<sup>2</sup>  
Fattore di Sicurezza: 3,0

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

---

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

---

---

Fattore [Nq] 36.5  
Fattore [Nc] 52.64  
Fattore [Ng] 36.96  
Fattore forma [Sc] 1.3  
Fattore forma [Sg] 0.8  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

---

---

Carico limite: 2,53 kg/cm<sup>2</sup>  
Fattore di Sicurezza: 3,0

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

---

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

---

---

Fattore [Nq] 29.44  
Fattore [Nc] 42.16  
Fattore [Ng] 31.15  
Fattore forma [Sc] 1.71  
Fattore profondità [Dc] 1.23  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.79  
Fattore forma [Sq] 1.35  
Fattore profondità [Dq] 1.11  
Fattore inclinazione carichi [Iq] 0.79  
Fattore forma [Sg] 1.35  
Fattore profondità [Dg] 1.11  
Fattore inclinazione carichi [Ig] 0.5  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

---

---

Carico limite: 2,47 kg/cm<sup>2</sup>

Fattore di Sicurezza: 3,0

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	29.44
Fattore [Nc]	42.16
Fattore [Ng]	41.06
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.75
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.76
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.63
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: 2,73 kg/cm<sup>2</sup>

Fattore di Sicurezza: 3,0

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	29.44
Fattore [Nc]	42.16
Fattore [Ng]	38.37
Fattore forma [Sc]	1.58
Fattore profondità [Dc]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.75
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.56

Fattore profondità [Dq]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.76
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]	0.63
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: 2,64 kg/cm<sup>2</sup>

Fattore di Sicurezza: 3,0

Condizione di verifica [Ed<=Rd]    Verificata

---

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

---

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	29.44
Fattore [Nc]	42.16
Fattore [Ng]	8.69

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Incremento carico limite strato 1    352.63 kN/m<sup>2</sup>

Coefficiente di punzonamento (ks)    1.11

Rapporto (q1/q2)    0.0

---

Carico limite: 2,50 kg/cm<sup>2</sup>

Fattore di Sicurezza: 3,0

Condizione di verifica [Ed<=Rd]    Verificata

---