

Comune di Castellaneta

Provincia di Taranto



Progettazione Definitiva, Esecutiva, Direzione Lavori, Certificato Di Regolare Esecuzione e Coordinamento Sicurezza in Fase Di Progettazione ed Esecuzione per il Consolidamento di un ipogeo e sistemazione sede stradale, Piazza Umberto N°25, via Del Mercato e Punta del Capillo

Determinazione della VII Area - Paesaggio - Marketing del Territorio del Comune Di Castellaneta (Ta), n.312 del 14 Febbraio 2019

2		
1		
0	8 MARZO 2019	PRIMA EMISSIONE
Em./Rev.	Data	Descrizione

PROGETTO ESECUTIVO

UBICAZIONE:

Piazza Umberto, 25 - Castellaneta (Ta)

TITOLO DELL'ALLEGATO:

Relazione geotecnica sulle fondazioni

ALLEGATO N°:

REL_ST_03

SCALA:

/

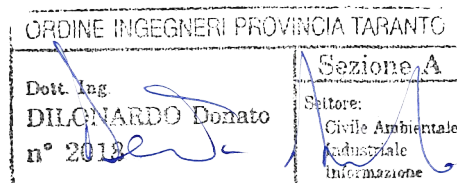
PROGETTISTI:



STUDIO DILONARDO s.r.l.

Indirizzo: Via Taranto n. 72
74015 Martina Franca (TA)
Tel/Fax: (+39)080.4837057
PEC: studiodilonardost@pec.it
E-mail: d.dilonardo@ddstudiodesign.com
Partita IVA: 02975950730

TIMBRI E FIRME:



**COMUNE DI CASTELLANETA
PROVINCIA DI TARANTO**

**PROGETTAZIONE DEFINITIVA, ESECUTIVA, DIREZIONE LAVORI,
CERTIFICATO DI REGOLARE ESECUZIONE E COORDINAMENTO
SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE PER IL
CONSOLIDAMENTO DI UN IPOGEO E SISTEMAZIONE SEDE
STRADALE, PIAZZA UMBERTO N°25, VIA DEL MERCATO E PUNTA
DEL CAPILLO**

*Determinazione della VII Area – Paesaggio – Marketing del Territorio
del Comune Di Castellaneta (Ta), n.312 del 14 Febbraio 2019*

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

Indice

1. Premessa	3
2. Descrizione delle opere	3
3. Normativa di riferimento.....	5
4. Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione	6
5. Azioni trasmesse ai terreni di fondazione.....	8
5.1. Verifiche geotecniche	9

1. Premessa

Nel seguito si tratterà delle verifiche geotecniche delle fondazioni condotte nell'ambito della prestazione professionale consistente nella **"Progettazione Definitiva, Esecutiva, Direzione Lavori, Certificato Di Regolare Esecuzione e Coordinamento Sicurezza in Fase Di Progettazione ed Esecuzione per Il Consolidamento di un ipogeo e sistemazione sede stradale, Piazza Umberto n°25, via del Mercato e Punta del Capillo"**.

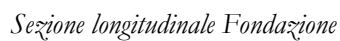
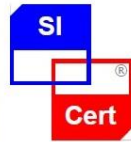
2. Descrizione delle opere

La fondazione in oggetto sarà del tipo diretta e risulterà costituita da una piastra in c.a. di spessore pari a 40cm, di dimensione trasversale massima pari a circa 5.70 m e di dimensione longitudinale massima pari a circa 6.85m.

L'immagine seguente, estratta dagli elaborati progettuali, riporta la fondazione dell'opera.



Pianta Fondazione



3. Normativa di riferimento

Le presenti verifiche sono state condotte, adottando il metodo degli stati limite, nel rispetto delle seguenti norme:

- D.M. del 17 Gennaio 2018 Aggiornamento delle *“Norme tecniche per le costruzioni”*;
- Circolare del 2 Febbraio 2009, n. 617 *“Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”*;
- D.M. del 14 Gennaio 2008 *“Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”*;
- 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 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- EUROCODICE 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*.

4. Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione si è fatto riferimento a quanto riportato nel documento "Relazione Geologica" redatta dal Dott. Geol. Donato Perniola della quale si riporto un breve estratto.

8. IL TERRENO DI FONDAZIONE

L'intera campagna di indagini ha consentito di ricostruire in maniera dettagliata la stratigrafia del terreno di fondazione. Questo risulta essere costituito da:

- Calcarene di Gravina per uno spessore di circa 20/30 metri;
- Calcare di Altamura per uno spessore indefinito;

Dal punto di vista geomorfologico, l'area direttamente interessata dalle fondazioni occupa un versante, originariamente, degradante verso Sud-Sud/Ovest.

8.1 CARATTERI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda i parametri Geotecnici del terreno di fondazione si fa riferimento ai risultati di prove di laboratorio condotte sul campione analizzato in laboratorio autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001.

In particolare si riportano nella tabella sottostante i valori di riferimento. Si precisa che, al fine di maggior cautela, si riporta il valore di resistenza a compressione più basso riscontrato durante le prove di laboratorio:

Camp	Resistenza a compressione mono-assiale σ (Kg/cm ²)	Peso di Volume naturale γ (KN/m ³)
1	7.04	16,95

Tab. 5. Risultati delle prove di laboratorio .

Inoltre sulla base di dati derivanti da analisi eseguite su campioni della stessa formazione, pubblicati da Lagioia (1996), Cherubini et al (2007), Andriani e Walsh (2010), Parise e Lollino (2014), sono stati desunti i seguenti parametri di resistenza al taglio:

Angolo di attrito	(ϕ)	30° - 35°
Coesione	(c')	90 - 150 KN/m²

La variabilità dei parametri geotecnici indicati, dipende dal diverso stato tessiturale, di cementazione, di imbibizione che in queste rocce può variare repentinamente anche in scala locale. Pertanto si consiglia l'utilizzo dei valori inferiori indicati.

E' ragionevole precisare, inoltre, che il valore di coesione indicato è riferito alla scala del campione e non all'ammasso roccioso che ricordiamo essere caratterizzato dall'insieme della massa lapidea, da giunti di strato e sistemi di fratture; in generale all'aumentare della fratturazione diminuisce la coesione dell'ammasso.

Per ricavare un valore di coesione caratteristico dell'ammasso roccioso si può utilizzare il metodo statistico proposto da Manev e Avramova-Tacheva (1970), che permette di stimare una coesione dell'ammasso roccioso (c_r) partendo dalla coesione della roccia integra (c'), attraverso la seguente formula:

$$c_r/c' = 0.114e^{-0.48(i-2)} + 0.02$$

Con i che rappresenta il numero di discontinuità per metro lineare

Applicando la suddetta formula, per il caso in studio, si ricava un valore di coesione attribuibile all'ammasso roccioso pari a:

$$c_r = 9.0 \text{ KN/m}^2$$

Ai fini del calcolo è stato assunto un terreno con i parametri meccanici di seguito riportati.

$$\gamma = 16.95 \text{ kN/m}^3;$$

$$c' = 8.5 \text{ kN/m}^2;$$

$$\phi' = 30^\circ;$$

5. Azioni trasmesse ai terreni di fondazione

Si riportano di seguito le azioni trasmesse in fondazione al variare delle combinazioni di calcolo esaminate così come rinvenienti dall'analisi effettuata.

Comb		Risultanti	
		dir X (orizzontale)	dir Y (verticale)
		kN	kN
1	SLU	0	591.31
2	SLU	0	591.31
3	SLU	0	516.68
4	SLU	0	516.68
5	SISMICA	62.47	185.11
6	SISMICA	62.47	218.71
7	SISMICA	-62.47	185.11
8	SISMICA	-62.47	218.71
9	SLE QP	0	201.91
10	SLE FR	0	378.99
11	SLE FR	0	378.99
12	SLE FR	0	204.44
13	SLE RARA	0	438.01
14	SLE RARA	0	438.01
15	SLE RARA	0	382.36

5.1. Verifiche geotecniche

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche delle fondazioni, effettuate mediante l'ausilio di idoneo foglio di calcolo.

Tali verifiche, condotte con riferimento alle maggiori sollecitazioni sia in fase statica sia in fase sismica, sono effettuate sulla base del seguente approccio previsto dalla normativa vigente:

Approccio 2:

- Combinazione: (A1+M1+R3)

Vengono riportati successivamente i coefficienti utilizzati per le verifiche geotecniche, estratti dalle NTC2018:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – 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	$\gamma_R = 1,1$

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

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

Combinazioni SLU

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_B/N$)

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

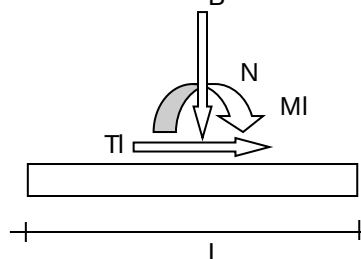
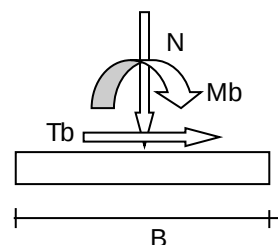
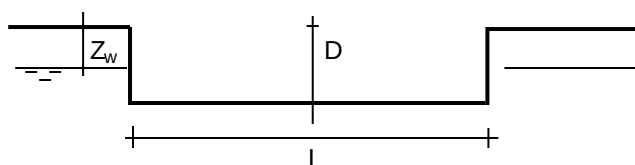
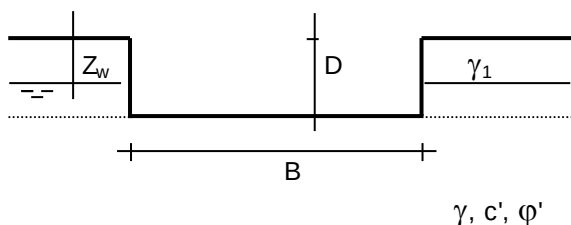
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

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

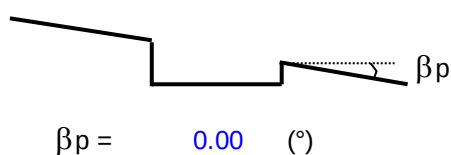
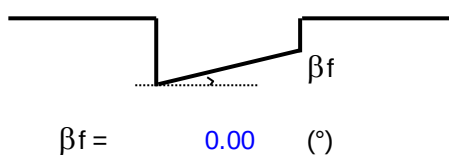
coefficienti parziali

Metodo di calcolo			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 1.00 (m)
L = 5.70 (m)
D = 0.60 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	591.31		591.31
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 14.80$ (kN/mc)
 $\gamma = 16.95$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 8.50$ (kN/mq)
 $\phi' = 30.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 8.50$ (kN/mq)
 $\phi' = 30.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100.00$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.00$ (m)
 $L^* = 5.70$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 8.88$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 16.95$ (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 18.40$$

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

$$Nc = 30.14$$

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

$$N\gamma = 22.40$$

Sc, Sq, Sγ : fattori di forma

$$S_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$S_c = 1.11$$

$$S_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$S_q = 1.10$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$S_\gamma = 0.93$$

ic, iq, iγ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.85 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.15 \quad m = 1.85 \quad (-)$$

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

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

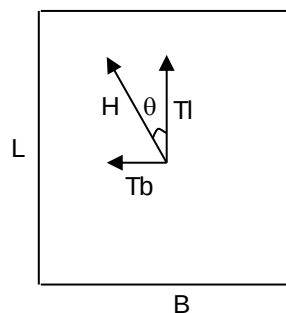
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



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

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

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

$$d_q = 1.17$$

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

$$d_c = 1.18$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 723.24 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 103.74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 314.45 \geq q = 103.74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

La verifica risulta soddisfatta.

Combinazioni Sismiche

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

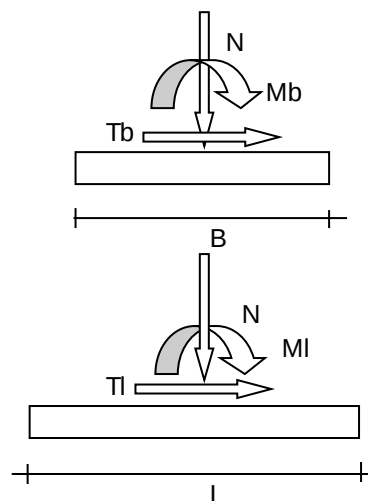
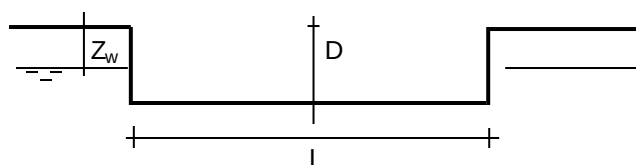
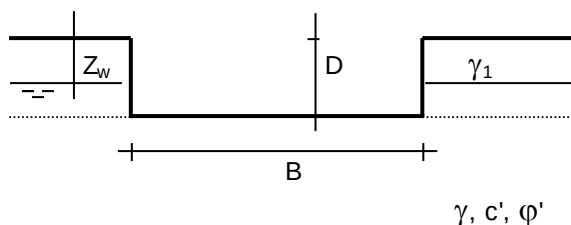
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

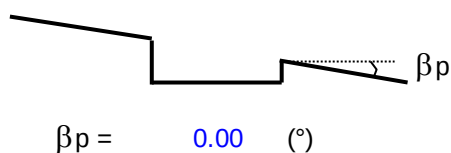
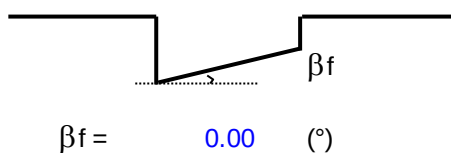
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		⦿	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 1.00 (m)
L = 5.70 (m)
D = 0.60 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	218.71		218.71
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	121.82		121.82
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 14.80$ (kN/mc)
 $\gamma = 16.95$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 8.50$ (kN/mq)
 $\varphi' = 30.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 8.50$ (kN/mq)
 $\varphi' = 30.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100.00$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.56$ (m)

$B^* = 1.00$ (m)
 $L^* = 4.59$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 8.88$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 16.95$ (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 18.40$$

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

$$Nc = 30.14$$

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

$$N\gamma = 22.40$$

Sc, Sq, Sγ : fattori di forma

$$S_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$S_c = 1.13$$

$$S_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$S_q = 1.13$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$S_\gamma = 0.91$$

ic, iq, iγ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.82 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.18 \quad m = 1.82 \quad (-)$$

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

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

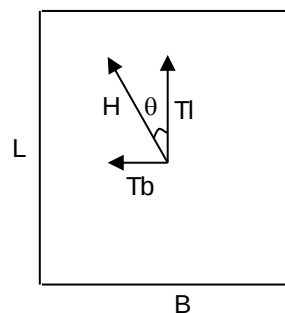
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



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

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

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

$$d_q = 1.17$$

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

$$d_c = 1.18$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 732.60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 47.69 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 318.52 \geq q = 47.69 \quad (\text{kN/m}^2)$$

La verifica risulta soddisfatta.