

**CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO
ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA**

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE ADRIATICA

<p>I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista</p>	<p>ATTIVITA' DI SUPPORTO</p> <p>RTP: Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture TechProject S.r.L. - Geotecnica - Impianti</p>
<p>COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'</p>	
<p>IL GEOLOGO Dott. Pasquale SCORCIA</p>	
<p>IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO</p>	
<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA</p>	
<p>RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA Ing. Nicola MARZI</p>	

13 - IMPIANTI

L - LINEA ANTENNA WI-FI

PMV3 - Relazione di calcolo plinto fondazione

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>L0503A D 1701</p>	<p>NOME FILE</p> <p>T00_IM30_IMP_RE17_A.pdf</p> <p>CODICE ELAB. T00 IM30 IMP RE17</p>	<p>REVISIONE</p> <p>A</p>	<p>SCALA:</p> <p>Varie</p>		
<p>C</p>					
<p>B</p>					
<p>A</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Gennaio 2019</p>			
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO</p>	<p>VERIFICATO</p>	<p>APPROVATO</p>

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	3
2.1 Normative e standard	3
2.2 Riferimenti bibliografici	4
3. MATERIALI	5
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	6
5. ANALISI DEI CARICHI	7
5.1 Pesi propri degli elementi principali	7
5.2 Azioni accidentali	7
5.3 Azione della neve	7
5.4 Azione del vento	8
5.5 Azione del sisma	10
6. COMBINAZIONI DI CARICO	11
7. METODOLOGIA DI CALCOLO	13
8. RISULTATI E VERIFICHE	15
8.1 Verifiche in direzione x	15
8.2 Verifiche in direzione y	20

1. PREMESSA

Nel presente elaborato sono riportati i criteri progettuali e le verifiche eseguiti per il dimensionamento del basamento di fondazione del PMV3 nell'ambito del progetto per i lavori di ammodernamento e adeguamento alla sez. B del D.M. 5.11.2001 del S.S. 275 Strada Statale Maglie- Santa Maria di Leuca. Tale PMV è in particolare situato da Muro Leccese in direzione sud alla progressiva 7+800.00 con coordinate Lat. 40.0893 Long. 18.31036.

L'opera in questione è un portale a bandiera bifacciale con ritto 5.5m a sezione costante, sul quale è posta una scala alla marinara, e uno sbraccio di 7,27 m, sul quale vengono applicati due luci lampeggianti al led con un diametro di 300mm, un pittogramma full color di dimensioni 1200x1200 mm, un pannello a messaggio variabile alfanumerico 3 righe da 15 caratteri e un pannello microforato SP 25/10.

La struttura metallica del portale è realizzata mediante profili metallici zincati cavi a sezione quadrata collegati tra di loro mediante bullonature o saldature:

- ritto(altezza totale 5,70 m): scatolare di sezione 400x600x10;
- trave (lunghezza totale massima dello sbraccio pari a 7,27 m): scatolare di sezione 400x600x8;

La struttura di fondazione è costituita da un plinto in c.a. di dimensione 3,50 x 5,00 x 1,50 m.

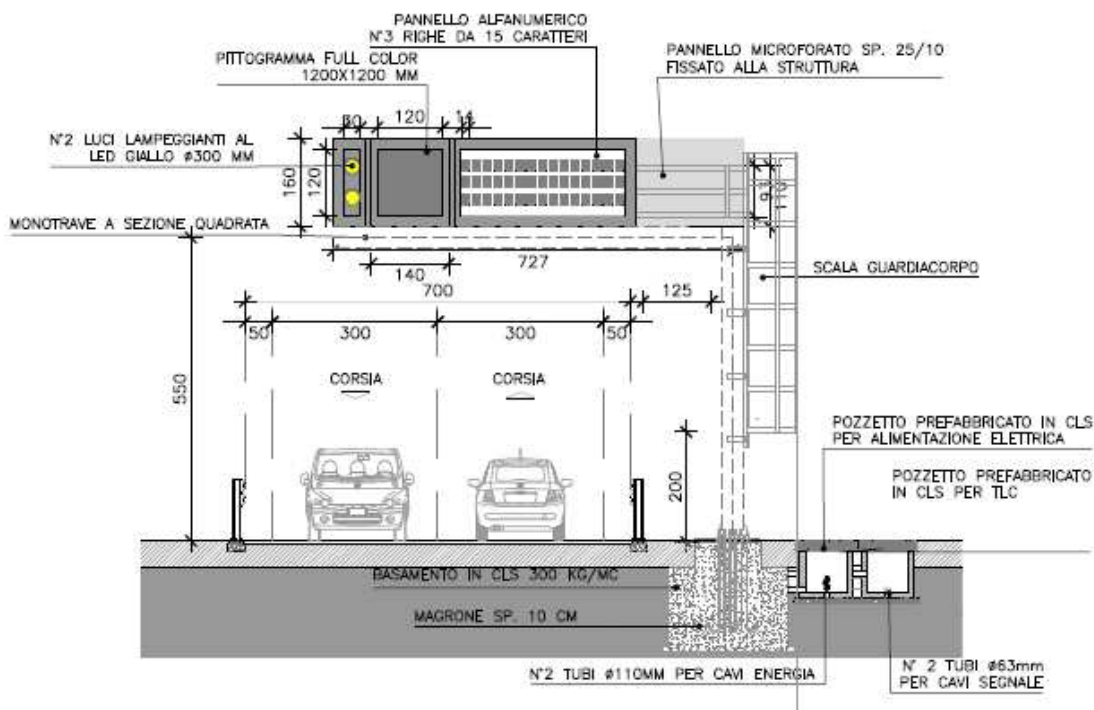


Figura 1 – Prospetto del portale a bandiera

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

[1]	D.M. 17/01/2018, n.8	Norme Tecniche per le costruzioni
[2]	Circ. Min. 2 febbraio 2009, n.617	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per la costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
[3]	Legge 05/11/1971, n.1086	Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951)
[4]	Legge 02/02/1974, n.64	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
[5]	UNI EN 1990	Basis of structural design
[6]	UNI EN 1991-1-1	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
[7]	UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
[8]	UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
[9]	UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures - General - Common rules for building and civil engineering structures
[10]	UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design
[11]	UNI EN 1992-2	Design of concrete structures - Bridges
[12]	UNI EN 1993-1-1	Design of steel structures - General rules and rules for buildings
[13]	UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures - Design of Joints
[14]	UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures - General rules and rules for buildings
[15]	UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete structures - General rules and rules for bridges
[16]	UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules
[17]	UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
[18]	UNI EN 1998-2	Design of structures for earthquake resistance - Bridges
[19]	UNI EN 1998-5	Design of structures for earthquake resistance - Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
[20]	Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici	Linee guida sul calcestruzzo strutturale

- Servizio Tecnico Centrale

- [21] UNI-EN 206-1 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
- [22] UNI-EN 11104 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

2.2 Riferimenti bibliografici

- [23] "Fondazioni" - Carlo Viggiani
- [24] "Fondazioni" - Joseph E. Bowles;
- [25] "Principles of Foundation Engineering" - Braja M. Das;
- [26] "Progetti e calcoli di Geotecnica con Excel, vol1 e 2" - Marco Mancina, Roberto Nori, Pia lasello.

3. MATERIALI

Gli elementi strutturali da impiegarsi nell'ambito del presente progetto dovranno comunque garantire i requisiti prestazionali minimi di seguito indicati.

CARPENTERIA METALLICA:

acciaio tipo S275 (UNI EN 10025)

- $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ valore nominale della tensione caratteristica di snervamento
- $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$ valore nominale della tensione caratteristica di rottura
- $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico
- $\rho = 7.850 \text{ Kg/m}^3$ densità
- $\nu = 0.3$ coefficiente di Poisson

MAGRONE:

- classe di resistenza: C12/15
- classe di consistenza: S1 secondo UNI-EN 12350-2
- diametro massimo inerti: 20 mm
- spessore medio: 40 cm

CALCESTRUZZO:

- classe di resistenza: C25/30
- classe di esposizione, corrosione armature: XC1 secondo UNI-EN 206-1
- classe di esposizione, durabilità: XF1 secondo UNI-EN 206-1
- classe di consistenza: S4 secondo UNI-EN 12350-2
- diametro massimo inerti: 20 mm
- copriferro minimo: 7 cm

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO:

si utilizzano barre ad aderenza migliorata tipo B450C (controllato in stabilimento e saldabile):

- $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di snervamento
- $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di rottura
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391.3 \text{ MPa}$ tensione di calcolo
- $E_s = 210.000 \text{ MPa}$ modulo elastico

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Dall'esame della geotecnica generale si considerano le seguenti caratteristiche geotecniche:

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI					
UNITA' GEOTECNICA	PESO DI VOLUME γ [KN/m ³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE q_c [Mpa]	PARAMETRI DI RESISTENZA		PARAMETRI DI DEFORMABILITA'
			COESIONE c' [Kpa]	ANGOLO DI ATTRITO ϕ [°]	MODULO DI DEFORMABILITA' E (Mpa)
T1a	19 - 20	-	10	20	10 - 20
T1b	19	-	1 - 10	28 - 32	10 - 20
T2a	19 - 20	-	1 - 10	28 - 32	10 - 20
T2b	19	-	5 - 15	25 - 28	10
R1 [A]	20	-	1 - 10	29 - 33	10 - 20
R1 [MA]	20	3,5 - 9,5	160 - 475	29 - 31	150 - 600
R1 [NA]	22	23	1350	34	2500

Tab. 1 – Parametri geotecnici

Cautelativamente si prende in considerazione l'unità geotecnica denominata T1b. Operativamente nei calcoli si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso di volume: $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$
- coesione: $c' = 5.0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio: $\phi' = 29.0^\circ$

La falda, inoltre, non è presente nell'ambito delle profondità di interesse progettuale.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 Pesì propri degli elementi principali

- **Peso proprio plinto** calcolato a partire dalle caratteristiche geometriche assumendo per il cls un $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$;
- **Peso proprio carpenteria metallica** calcolato a partire dalle caratteristiche geometriche assumendo per l'acciaio un $\gamma=72 \text{ kN/m}^3$;
- **Peso proprio PVM/pittogramma** calcolati a partire delle caratteristiche geometriche assumendo $P=0.7 \text{ kN/m}^2$;
- **Peso proprio scala** $P=2 \text{ kN}$;

5.2 Azioni accidentali

Si considera un carico variabile di manutenzione pari a:

$$q=0.5 \text{ kPa (Cat H. secondo Tab 3.1.II delle NTC18)}$$

5.3 Azione della neve

○	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia, Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

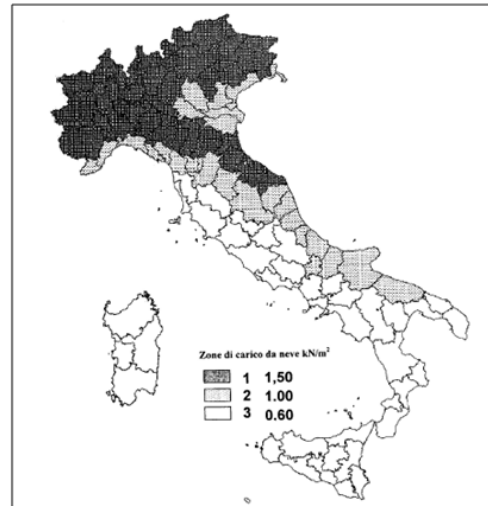
μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	102
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0,60

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

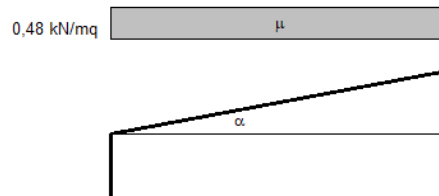
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	0,60
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0,8
-------	-----



Cautelativamente nei calcoli si adotta il valore $q=0.5$ kPa.

5.4 Azione del vento

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
3	27	500	0,02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])		120	
T_R (Tempo di ritorno)		50	
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])		27,000	
α_R (T_R)		1,00073	
v_b (T_R) = $v_b \cdot \alpha_R$ [m/s])		27,020	

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 C_e (coefficiente di esposizione)
 C_p (coefficiente di forma)
 C_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	456,29
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria di vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

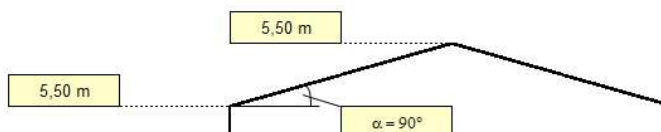
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	C	120

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_i \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_i \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_i
II	0,19	0,05	4	1

z [m]	c_s
$z \leq 4$	1,801
$z = 5,5$	1,985
$z = 5,5$	1,985



Il coefficiente di forma c_p viene determinato in maniera specifica per il ritto e la trave, per il pannello a messaggio variabile e per il pittogramma. A tal proposito si fa riferimento alla CNR_DT207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni":

RITTO E TRAVE SCATOLARE

Si utilizza quanto riportato al punto G.10 della suddetta norma per "Strutture snelle e elementi strutturali allungati" per determinare il coefficiente di forza da considerare:

$$C_{fx} = 2,10$$

PMV E PITTOGRAMMA

Si utilizza quanto riportato al punto G.7 della suddetta norma per "Insegne e tabelloni" per determinare il coefficiente di forza da considerare:

$$C_f = 1,80$$

La pressione del vento risulta quindi pari a:

$$p_{ritto/trave} = 1.9 \text{ kPa}$$

$$p_{pannello} = 1.63 \text{ kPa}$$


5.5 Azione del sisma

Si sintetizzano di seguito i parametri base di pericolosità sismica per il sito in esame.


Coordinate


Lat. Long.
 40,0893 18,31036

Stati limite

 Classe Edificio

III. Affollamento significativo... ▾

 Vita Nominale 50 ▾

 Interpolazione Media ponderata ▾

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F ₀	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.019	2.442	0.192
Danno (SLD)	75	0.025	2.383	0.238
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.070	2.582	0.457
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.095	2.600	0.504
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Come riportato nelle NTC18 al paragrafo 7.3.3.2 è stata implementata un'analisi lineare statica che consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T₁ e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata come approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_b \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j W_j} \quad [7.3.7]$$

dove:

F_b = S_d(T₁) W λ/g

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;

S_d(T₁) è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se T₁ < 2T_c e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

6. COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) sono stati presi in considerazione i seguenti meccanismi:

- collasso per **carico limite** dell'insieme fondazione-terreno (SLU GEO);
- collasso per **scorrimento** sul piano di posa (SLU GEO);
- **ribaltamento** (SLU GEO);

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 1, 2 e 3 di seguito riportate. Mentre per la verifica a ribaltamento si è preso in considerazione un coefficiente $\gamma_R=1.15$ con riferimento alla Tab. 6.5.I NTC18.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 2 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (rif. Tab. 6.4.I NTC18 [1])

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. 3 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (rif. Tab. 6.2.II NTC18 [1])

	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_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 4 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (rif. Tab. 6.2.I NTC18 [1])

La capacità del complesso fondazione-terreno è stata verificata, con riferimento alle condizioni sismiche, anche allo stato limite ultimo (SLV), adottando i coefficienti parziali della Tabella 4.

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

Tab. 5 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche (rif. Tab. 7.11.II NTC18 [1])

Nello stato limite ultimo per scorrimento sul piano di posa, 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. 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%.

Si riportano di seguito le sollecitazioni all'estradosso del plinto di fondazione in combinazione SLU per il vento in direzione x e y.

COMBINAZIONE	N	T _b	T _l	M _b	M _l
VENTO x SLU	46,61	16,25	35,1	-182,55	-181,5
VENTO y SLU	46,61	9,75	58,48	-304,3	-162,98

Tab. 6 – Combinazioni SLU per il vento in direzione x e y

Non sono riportate le combinazioni sismiche poiché, viste le caratteristiche sismiche del sito, non risultano dimensionanti ai fini delle verifiche del plinto.

7. METODOLOGIA DI CALCOLO

Operativamente, per il **calcolo del carico limite** è stata impiegata l'espressione generale di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

nella quale:

- N_c, N_q, N_{γ} fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- s_c, s_q, s_{γ} fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
- g_c, g_q, g_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_c, d_q, d_{γ} fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per la determinazione dei fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_{γ} si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953).

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \tan \phi$$

Per tener conto dell'eccentricità e della risultante dei carichi, il valore della larghezza B da introdurre nell'equazione del carico limite è quello corrispondente all'area effettiva equivalente (Meyerhof, 1953), ossia alla minima superficie rispetto alla quale la risultante risulta centrata.

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari tale larghezza è data da:

$$B = B_R - 2 \cdot e$$

dove B_R è la larghezza della fondazione reale.

Fattori di forma

$$s_{\gamma} = s_q = 1 + 0.1 \cdot K_p \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

$$\text{Per profondità relative } D/B \leq 1 \quad d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$$

Per profondità relative $D/B > 1$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(D/B)$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi}$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi}\right)^{m+1} \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi}\right)^m \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi} \quad b_\gamma = b_q$$

dove α è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

Fattori di inclinazione del pendio

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi} \quad g_\gamma = g_q$$

dove ω è l'inclinazione del piano campagna.

La resistenza allo **scorrimento** è stata valutata ammettendo un comportamento del sistema terreno-fondazione di tipo attritivo:

$$S_d = N \cdot \tan(\phi') + c' \cdot B \cdot L$$

Nei calcoli è stato trascurato il contributo di spinta del terreno posto ai lati del plinto che si oppone allo scorrimento della fondazione.

La verifiche al **ribaltamento** sono state eseguite in direzione trasversale e in direzione longitudinale per le diverse combinazioni di carico. Preso in considerazione un punto di rotazione posto al piede del plinto si verifica che:

$$M_{\text{stabilizzante tot}} / M_{\text{ribaltante tot}} \geq \gamma_R$$

8. RISULTATI E VERIFICHE

8.1 Verifiche in direzione x

Si riporta di seguito la verifica della fondazione nella combinazione (VENTO x SLU): sia a carico limite sia a scorrimento: **tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

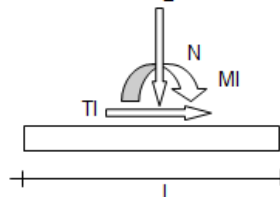
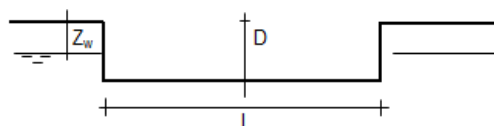
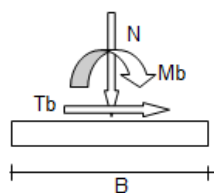
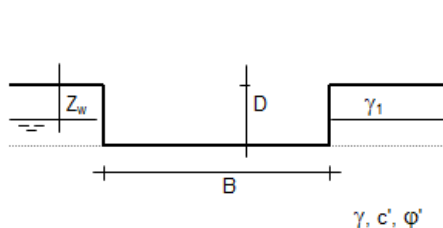
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

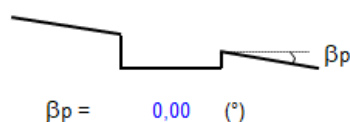
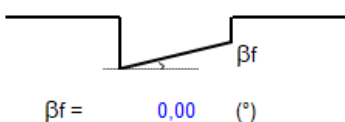
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali				resistenze	
			azioni		proprietà del terreno		q_{lim}	scorr
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'			
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 = 3,50 (m)
 L = 5,00 (m)
 D = 1,50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1216,61	0,00	1216,61
Mb [kNm]	-206,93	0,00	-206,93
MI [kNm]	-234,15	0,00	-234,15
Tb [kN]	16,25	0,00	16,25
TI [kN]	35,10	0,00	35,10
H [kN]	38,68	0,00	38,68

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 5,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\phi' = 29,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 5,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\phi' = 29,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 100,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = -0,17 \quad (\text{m})$$

$$e_L = -0,19 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 3,84 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 5,38 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 28,50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 16,44$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$$

$$N_c = 27,86$$

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

$$N_\gamma = 19,34$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,42$$

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

$$s_q = 1,40$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0,71$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1,58$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 24,84 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1,42$$

$$m = 1,45 \text{ (-)}$$

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

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

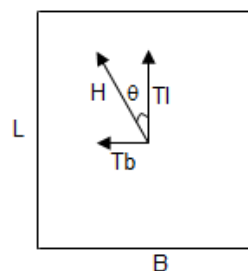
$$i_q = 0,96$$

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

$$i_c = 0,96$$

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

$$i_\gamma = 0,93$$



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

$$d_q = 1,11$$

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

$$d_c = 1,12$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$q_{lim} = 1383,87 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 58,83 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 601,68 \geq q = 58,83 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 38,68 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 777,77 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 707,06 \geq H_d = 38,68 \quad (\text{kN})$$

Si riporta di seguito la verifica a **ribaltamento** per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale:
tutte le verifiche risultano soddisfatte

In direzione longitudinale:

V	N	P	M	h	M_v	b	M_{STAB}	M_{RIB}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>m</i>	<i>kNm</i>	<i>m</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>
35,1	46,61	853,125	-181,5	1,5	52,65	1,75	1539,58	-234,15

M_{STAB}/M_{RIB}	Y_R	VERIFICA
6,575	1,15	VERIFICATO

In direzione trasversale:

V	N	P	M	h	M_v	b	M_{STAB}	M_{RIB}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>m</i>	<i>kNm</i>	<i>m</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>
16,25	46,61	853,125	-182,55	1,5	24,375	2,5	2179,42	-206,93

M_{STAB}/M_{RIB}	Y_R	VERIFICA
10,586	1,15	VERIFICATO

8.2 Verifiche in direzione y

Si riporta di seguito la verifica della fondazione nella combinazione (VENTO y SLU): sia a carico limite sia a scorrimento :**tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

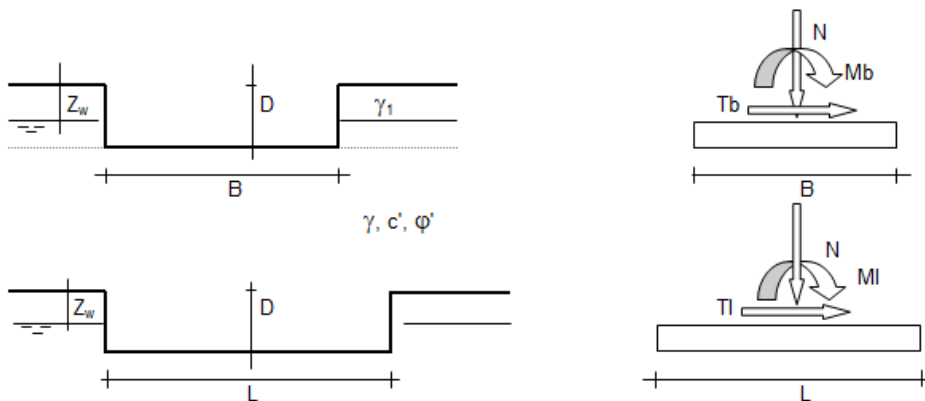
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

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

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			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 = 3,50 (m)
 L = 5,00 (m)
 D = 1,50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1216,61	0,00	1216,61
Mb [kNm]	-318,93	0,00	-318,93
MI [kNm]	-250,70	0,00	-250,70
Tb [kN]	9,75	0,00	9,75
TI [kN]	58,48	0,00	58,48
H [kN]	59,29	0,00	59,29

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19,00$ (kN/mc)

$\gamma = 19,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 5,00$ (kN/mq)

$\phi' = 29,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 5,00$ (kN/mq)

$\phi' = 29,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = -0,26$ (m)

$e_L = -0,21$ (m)

$B^* = 4,02$ (m)

$L^* = 5,41$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 28,50$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 16,44$

$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$

$N_c = 27,86$

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

$N_\gamma = 19,34$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,44$$

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

$$s_q = 1,41$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0,70$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,57 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 9,47 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,43 \quad m = 1,43 \quad (-)$$

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

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

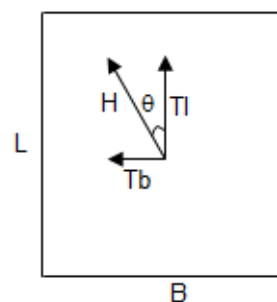
$$i_q = 0,94$$

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

$$i_c = 0,94$$

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

$$i_\gamma = 0,90$$



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

$$d_q = 1,11$$

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

$$d_c = 1,12$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$q_{lim} = 1368,40 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 55,86 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 594,96 \geq q = 55,86 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 59,29 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 783,28 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 712,07 \geq H_d = 59,29 \quad (\text{kN})$$

Si riporta di seguito la verifica a **ribaltamento** per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale:
tutte le verifiche risultano soddisfatte

In direzione longitudinale:

V	N	P	M	h	M_v	b	M_{STAB}	M_{RIB}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>m</i>	<i>kNm</i>	<i>m</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>
58,48	46,61	853,125	-162,98	1,5	87,72	1,75	1539,58	-250,7

M_{STAB}/M_{RIB}	Y_R	VERIFICA
6,141	1,15	VERIFICATO

In direzione trasversale:

V	N	P	M	h	M_v	b	M_{STAB}	M_{RIB}
<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>m</i>	<i>kNm</i>	<i>m</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>
9,75	46,61	853,125	-304,3	1,5	14,625	2,5	2179,42	-318,93

M_{STAB}/M_{RIB}	Y_R	VERIFICA
6.833	1,15	VERIFICATO