

**ASSE VIARIO MARCHE - UMBRIA E QUADRILATERO DI
PENETRAZIONE INTERNA**

**Sublotto 2.2: Intervalliva Macerata - allaccio funzionale della SS77
alla città di Macerata alle località "La Pieve" e "Mattei"**

PROGETTO DEFINITIVO

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorini</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14550 <i>Ing. Moreno Panfilii</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657 <i>Ing. Claudio Muller</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754 <i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>cooprogetti cocoprogetti</p> <p>engeko <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p> <p>AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 140354035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Valerio Guidobaldi</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A30025</p>		
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Iginio Farotti</i></p>		

**INTERVENTI DI INSERIMENTO PAESAGGISTICO E MITIGAZIONE AMBIENTALE
IMPATTO ACUSTICO**

Relazione geotecnica sulla fondazione della barriera antirumore

CODICE PROGETTO				NOME FILE				REVISIONE	SCALA
OPERA	LOTTO	STATO	SETTORE	LO703.MC.D.P.GENER.00.AMB.REL.024.A					
				WBS	DISCIPLINA	TIPO DOC.	N° PROGRESS.		
LO703	MC	D	P	GENER00	AMB	REL	024	A	-
A	Emissione				Marzo 2020	Morigi	Signorelli	Guiducci	
REV.	DESCRIZIONE				DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1.	<u>PREMESSA</u>	2
1.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
1.2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	2
2.	<u>SOLUZIONE PROGETTUALE</u>	3
3.	<u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</u>	4
3.1	STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO PER LA FONDAZIONE IN PROGETTO.....	4
4.	<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	5
4.1	CARICHI PERMANENTI	5
4.2	PESO PROPRIO	5
4.3	AZIONE DEL VENTO	5
5.	<u>COMBINAZIONI DI CARICO</u>	8
6.	<u>CRITERI DI VERIFICA</u>	10
6.1	CARICO LIMITE VERTICALE	10
6.2	SCORRIMENTO	11
7.	<u>VERIFICHE</u>	12
7.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO	12
7.2	VERIFICHE GEOTECNICHE – PER FONDAZIONE SU GSLA1.....	12
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE – PER FONDAZIONE SU RILEVATO.....	21

PROGETTAZIONE ATI:

1. **PREMESSA**

La presente relazione di calcolo illustra le verifiche geotecniche delle fondazioni a sostegno delle barriere fonoassorbenti, previste nell'ambito del Progetto Definitivo dell'Asse Viario Marche – Umbria e Quadrilatero di Penetrazione Interna - Sublotto 2.2: Intervalliva di Macerata - allaccio funzionale della SS77 alla città di Macerata alle località "La Pieve" e "Mattei".

1.1 **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

Le verifiche geotecniche e strutturali e la redazione della presente relazione sono state eseguite in conformità alle seguenti Normative:

- **Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018**
Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- **Circolare n.7/C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019 Ministero Infrastrutture e Trasporti**
Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM17/01/2018;

1.2 **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Calcestruzzo per struttura di fondazione

- Classe di resistenza: C28/35
- Classe di esposizione: XC2
- Copriferro fondazione: 5 cm
- Diametro massimo inerti: 25mm
- Rapporto a/c ≤ 0.60
- Classe di consistenza: S4
- Contenuto minimo di cemento: 300 kg/mc

Calcestruzzo magro

- Classe di resistenza: C12/15
- Contenuto minimo di cemento: 150 kg/mc

Acciaio armatura

- Acciaio ordinario: B450C
- Sovrapposizioni: 50Ø
- Tensione caratteristica a rottura f_{tk} : 540MPa
- Tensione caratteristica di snervamento, f_{yk} : 450Mpa

2. SOLUZIONE PROGETTUALE

Per i montanti della barriera antirumore si è adottata una fondazione diretta. La trave di fondazione ha una sezione a L. La figura seguente mostra una sezione tipo.

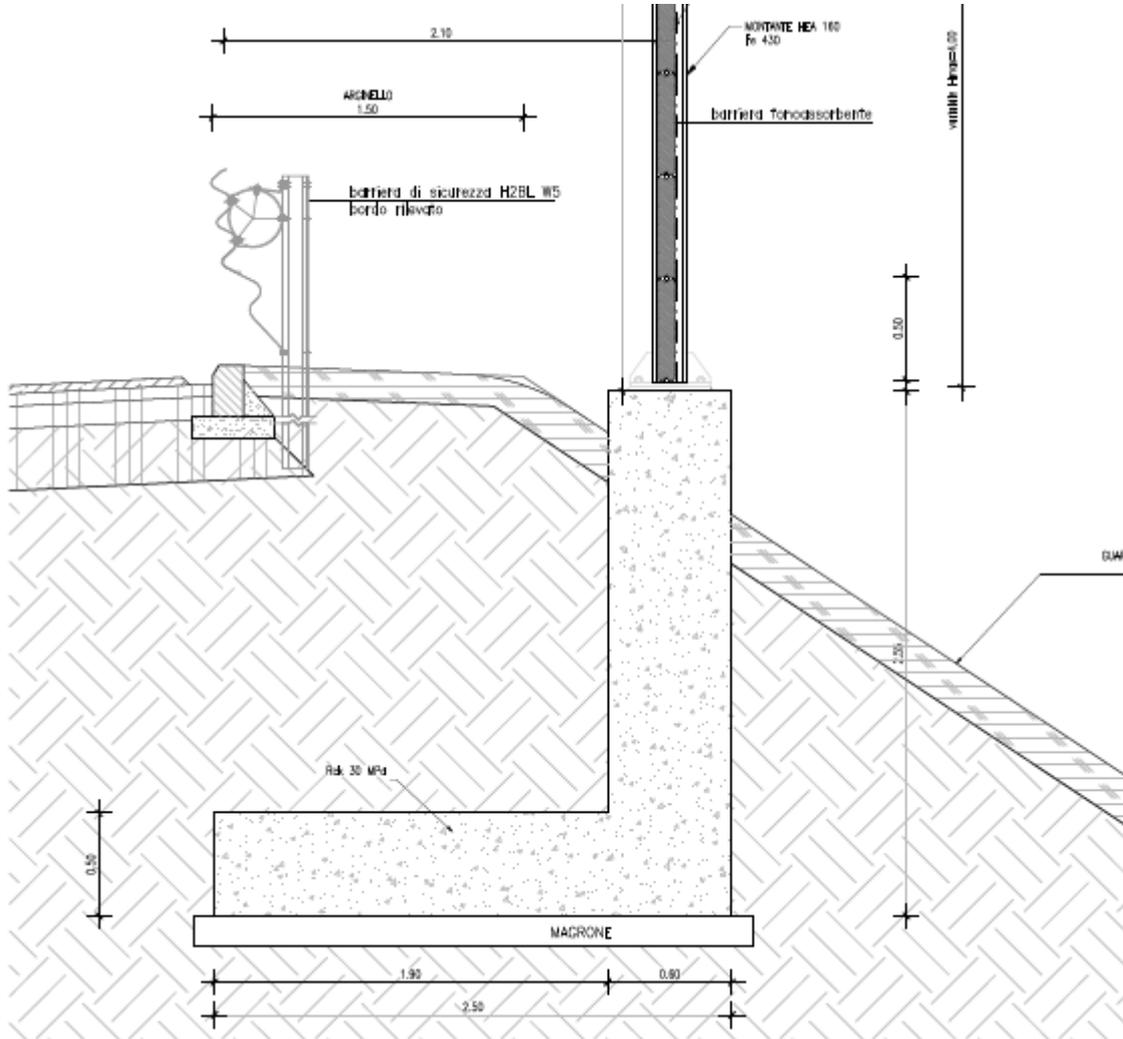


Figura 2.1 - Tipologico della fondazione

La soola ha uno spessore di 0.5 m e una larghezza di 2.5 m. La trave ha un'altezza di 2.05 m ed è spessa 0.6 m.

PROGETTAZIONE ATI:

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le verifiche geotecniche dell'opera in oggetto sono state eseguite facendo riferimento alla caratterizzazione geotecnica riportata nella relazione geotecnica (rif. doc. LO703.MC.D.P.GENER.00.GET.REL.001.A).

Le diverse unità geotecniche presenti in sito e i relativi parametri geotecnici sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 3.1 Parametri geotecnici rappresentativi del modello geotecnico considerato per l'opera in esame

Tipo	Descrizione	γ_n [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	c_u [kPa]	E [MPa]
GSLA1	Ghiaia con sabbia debolmente limosa debolmente argillosa	17 ÷ 18	0 ÷ 5	30 ÷ 35	-	30 ÷ 50
GSLA2	Ghiaia sabbiosa limosa argillosa	19 ÷ 20	2 ÷ 5	25 ÷ 30	-	20
GS	Ghiaia sabbiosa debolmente argillosa debolmente limosa	19 ÷ 20	0	32 ÷ 37	-	40 ÷ 60
SL	Sabbia limosa	17	0 ÷ 5	28 ÷ 32	-	20 ÷ 30
LS1	Limo con sabbia argilloso	18	5 ÷ 10	25 ÷ 27	50 ÷ 80	10 ÷ 20
LS2	Limo sabbioso argilloso ghiaioso	18	5 ÷ 10	20 ÷ 25	40 ÷ 70	5 ÷ 10
LS3	Limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso	18	0 ÷ 5	20 ÷ 22	20 ÷ 30	3 ÷ 7
LS4	Argilla con limo con sabbia	19	15 ÷ 20	22 ÷ 26	60 ÷ 80	10 ÷ 20
LS4s	Argilla con limo con sabbia (valori di picco)	19	0 ÷ 5	20 ÷ 23	30 ÷ 40	5 ÷ 10
	Argilla con limo con sabbia (valori residui)	19	0	18	-	3
AMA	Argilla e limo sabbiosa a tratti marnosa	20 ÷ 21	25 ÷ 40	24 ÷ 28	100 ÷ 300	25 ÷ 30

dove:

γ	peso di volume
ϕ'	angolo di attrito efficace
c'	coesione efficace
E	modulo elastico

3.1 STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO PER LA FONDAZIONE IN PROGETTO

Sulla base del profilo geotecnico di riferimento e della disposizione delle barriere lungo il tracciato, si sono identificate due sezioni di calcolo rappresentative.

Per la prima sezione si considera:

- GSLA1 con pendenza della scarpata di 26°.

Per la seconda sezione si considera:

- Materiale da rilevato con pendenza della scarpata di 32°.

Tali stratigrafie rappresentano le condizioni peggiori per la fondazione. Infatti, in entrambi i casi la fondazione poggia una scarpata e questa condizione risulta essere dimensionante.

PROGETTAZIONE ATI:

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1 CARICHI PERMANENTI

Si riporta l'analisi dei carichi eseguita per metro di barriera e considerando i seguenti pesi specifici dei materiali:

Calcestruzzo armato:	$\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$
Terreno:	$\gamma_t = 20,0 \text{ kN/m}^3$

4.2 PESO PROPRIO

Pannelli acustici h = 3.0m:		1,20 kN/m
Montanti HEA 160 passo 3.00m, h = 3.0m		0,26 kN/m
Fondazione:	$(2.50 \times 0.50 + 0.60 \times 2.05) \times 25$	62,0 kN/m
Terreno sopra la fond. (hmed = 1,5m)	$1.90 \times 1.50 \times 20$	57,0 kN/m
TOTALE A BASE FONDAZIONE		120,46 kN/m

4.3 AZIONE DEL VENTO

Di seguito si riporta il calcolo dell'azione da vento in accordo al D.M.17/01/2018. Tuttavia, per il calcolo del coefficiente di forma, c_p , si è fatto riferimento all'Eurocodice 1 parte 4 paragrafo 7.12, che suggerisce un valore del coefficiente di pressione (o forza) pari a 1.8 per strutture a bandiera fisse.

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_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			170
T_R (Tempo di ritorno)			500
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.12318
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			30.326



p (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]	574.78
--------------	--------

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 del 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.

PROGETTAZIONE ATI:

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

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

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

ZONA 9	
A	I
B	I
C	I
D	I

Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
3	D	170

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

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0.19	0.05	4	1

Nella figura seguente è riportato uno stralcio del paragrafo 7.12 dell'Eurocodice 1 parte 4:

7.12

Bandiere

- I coefficienti di forza c_t e le aree di riferimento A_{ref} per le bandiere sono riportati nel prospetto 7.15.
- L'altezza di riferimento z₀ è pari all'altezza della bandiera dal suolo.

prospetto 7.15

Coefficienti di forza c_t per bandiere

Bandiere	A _{ref}	c _t
Bandiere fisse Forza normale al piano	h × l	1,8
Bandiere libere a) b) Forza nel piano	0,5 × h × l	$0,02 + 0,7 \times \frac{m_t}{\rho \times h} \times \left(\frac{A_{ref}}{h^2}\right)^{-1,25}$
Dove: m _t indica la massa per unità d'area della bandiera; ρ indica la densità dell'aria (7.1); z ₀ indica l'altezza della bandiera dal suolo. Nota Le equazioni relative alle bandiere libere includono gli effetti dinamici dovuti allo sbattimento (flutter).		

Figura 4.1: Stralcio dell'Eurocodice 1 parte 4 - coefficiente di forza per bandiere

PROGETTAZIONE ATI:

Il coefficiente dinamico, c_d , è assunto pari a 1.00, mentre il coefficiente di esposizione, c_e , alla quota di 4 m dal piano campagna è pari a 1.80.

La pressione del vento risulta pari a:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d = 1.86 \text{ kPa.}$$

PROGETTAZIONE ATI:

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Si calcolano ora le combinazioni di carico, in accordo al D.M.17/01/2018, riportandone uno stralcio nella figura seguente:

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Figura 5.1: Combinazioni di carico secondo il D.M. 17/01/2018

I valori dei coefficienti γ , che compaiono nella combinazione fondamentale, sono riportati nella Tabella 2.6.I del decreto e riportata nella figura seguente:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 5.2: Stralcio della Tabella 2.6.I del D.M. 17/01/2018

Di seguito si riportano le azioni gravanti sul sistema di fondazione per ogni combinazione di carico. In particolare, è stata analizzata una combinazione fondamentale dove sono presenti i pesi proprio e l'azione del vento. La combinazione è stata calcolata con i coefficienti A1.

Si riporta il calcolo delle azioni agenti sul piano di posa della fondazione per un metro di fondazione.

SLU_{A1,fav}:

- $N = 1.0 * (25 \text{ kN/m}^2 * 2.50 \text{ m} * 0.5 \text{ m}) + 1.3 * 1.46 \text{ kN} + 1.3 * (25 \text{ kN/m}^2 * 2.05 \text{ m} * 0.6 \text{ m}) + 1.0 * 57 \text{ kN} = 130.12 \text{ kN}$
- $M = 1.5 * 7.44 \text{ kN} * (4.0 \text{ m} / 2 + 2.55 \text{ m}) + 1.3 * (1.46 \text{ kN} * 0.95 \text{ m}) + 1.3 * (25 \text{ kN/m}^2 * 2.05 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 0.95 \text{ m}) - 1.0 * (57 \text{ kN} * 0.3 \text{ m}) = 50.78 \text{ kNm} + 1.80 \text{ kNm} + 37.98 \text{ kNm} - 17.1 \text{ kNm} = 73.46 \text{ kNm}$
- $T = 1.5 * 7.44 \text{ kN} = 11.16 \text{ kN}$

SLU_{A1,sfav}:

- $N = 1.3 * 120.46 \text{ kN} = 156.60 \text{ kN}$
- $M = 1.5 * 7.44 \text{ kN} * (4.0 \text{ m} / 2 + 2.55 \text{ m}) + 1.3 * (1.46 \text{ kN} * 0.95 \text{ m}) + 1.3 * (25 \text{ kN/m}^2 * 2.05 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 0.95 \text{ m}) - 1.3 * (57 \text{ kN} * 0.3 \text{ m}) = 50.78 \text{ kNm} + 1.80 \text{ kNm} + 37.98 \text{ kNm} - 17.1 \text{ kNm} = 68.33 \text{ kNm}$
- $T = 1.5 * 7.44 \text{ kN} = 11.16 \text{ kN}$

PROGETTAZIONE ATI:

6. CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche sono state effettuate considerando i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- SLU di equilibrio (EQU)

Le verifiche di tipo geotecnico (GEO) sono state eseguite secondo l'Approccio 2: (A1+M1+R3) e tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II del D.M.17/01/2018.

Le verifiche delle fondazioni sono state effettuate considerando i seguenti Stati Limite Ultimi (SLU) di tipo geotecnico (GEO):

- carico limite verticale;
- scorrimento;
- ribaltamento.

Tali verifiche sono state eseguite secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) tenendo conto, per le verifiche SLU, dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II del D.M.17/01/2018.

Nella Tabella 6.1 si riportano i valori dei coefficienti parziali relativi alla resistenza per le verifiche sia SLU:

Tabella 6.1 Coefficienti parziali sulla resistenza

<i>Verifica</i>	<i>SLU</i>	<i>Coefficiente parziale γ_R</i>
Carico limite		2.3
Scorrimento		1.1
Resistenza sulla superficie laterale		1.3

Inoltre, i parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono stati scelti mediando i parametri delle unità geotecniche interessate dal meccanismo.

6.1 CARICO LIMITE VERTICALE

La verifica a carichi verticali consiste nel confrontare la tensione verticale di contatto, agente sul piano di posa della fondazione, con il carico limite verticale del terreno di fondazione.

La tensione verticale di contatto è calcolata a partire dalle azioni trasmesse dalla sovrastruttura, per le diverse combinazioni di carico.

Il carico limite verticale, sotto l'ipotesi di condizioni drenate, è calcolato utilizzando la seguente formula trinomia:

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c' + N_\gamma \gamma_2 \frac{B}{2}$$

dove:

- N_q, N_c, N_γ sono i coefficienti del carico limite;
- γ_1 è il peso specifico del terreno sopra il piano di posa della fondazione;
- γ_2 è il peso specifico del terreno sotto il piano di posa della fondazione;
- D è la profondità del piano di posa;
- c' è la coesione efficace;
- B è la larghezza (lato minore) della fondazione.

Inoltre, si assume che il carico sia centrato. Se il carico è eccentrico si considerano le seguenti dimensioni "corrette" della fondazione, valutate come:

PROGETTAZIONE ATI:

- $B' = B - 2 * e_B$
- $L' = L - 2 * e_L$

dove e_B e e_L sono i valori delle eccentricità del carico rispettivamente lungo la direzione B e L .

I termini della formula del carico limite sono moltiplicati per dei coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna, della forma della fondazione e dell'inclinazione del carico. I valori dei coefficienti correttivi sono calcolati secondo quanto riportato in Viggiani (1999).

Il carico limite di progetto è pari a:

$$q_{limRd} = \frac{q_{lim}}{R_3}$$

dove R_3 è il coefficiente di sicurezza sulle resistenze.

La verifica è soddisfatta se vale la seguente espressione:

$$q_d < q_{limRd}$$

dove:

- q_{limRd} è il carico limite verticale di progetto;

$q_d = \frac{N_d}{B'L'}$ è la massima tensione di contatto verticale di calcolo agente sul piano di posa.

6.2 SCORRIMENTO

La verifica a scorrimento consiste nel confrontare l'azione tangenziale di contatto, agente sul piano di posa della fondazione, con la resistenza a scorrimento del terreno.

La tensione tangenziale orizzontale limite è calcolata come:

$$q_{H,lim} = q_v \tan(\phi)$$

dove:

- q_v è la tensione verticale agente sul piano di posa della fondazione;
- ϕ è l'angolo di attrito efficace del terreno.

La resistenza a scorrimento di progetto è pari a:

$$q_{H,limRd} = \frac{q_{H,lim}}{R_3}$$

dove R_3 è il coefficiente di sicurezza sulle resistenze.

La verifica è soddisfatta se vale la seguente espressione:

$$q_{H,d} < q_{H,limRd}$$

dove:

- $q_{H,limRd}$ è il carico limite orizzontale di progetto del sistema di fondazione;

$q_{H,d} = \frac{T_d}{B'L'}$ è la massima tensione di contatto tangenziale di calcolo agente sul piano di posa.

7. VERIFICHE

7.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Si procede calcolando il momento ribaltante e stabilizzante utilizzando i coefficienti parziali delle azioni secondo la combinazione EQU.

$$M_{\text{rib}} = 1.5 * 7.44 \text{ kN} * (4.0 \text{ m} / 2 + 2.55 \text{ m}) = \mathbf{50.78 \text{ kNm}}$$

$$M_{\text{stab}} = 0.9 * (1.46 \text{ kN} * 0.3 \text{ m}) + 0.9 * (25 \text{ kN/m}^2 * 2.05 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 0.3 \text{ m}) + 0.9 * (57 \text{ kN} * 1.6 \text{ m}) + 0.9 * (25 \text{ kN/m}^2 * 2.50 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * 1.25 \text{ m}) = 0.39 \text{ kNm} + 8.30 \text{ kNm} + 82.08 \text{ kNm} + 35.15 \text{ kNm} = \mathbf{125.92 \text{ kNm}}$$

La verifica a ribaltamento è soddisfatta.

7.2 VERIFICHE GEOTECNICHE – PER FONDAZIONE SU GSLA1

Si riporta la verifica a carico limite per la combinazione di carico $SLU_{A1, \text{fav}}$.

PROGETTAZIONE ATI:

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 ($e_B = Mb/N$)

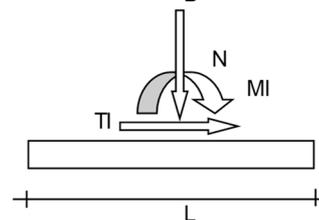
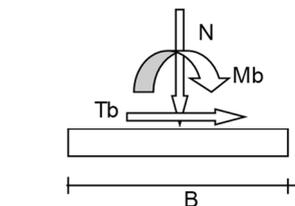
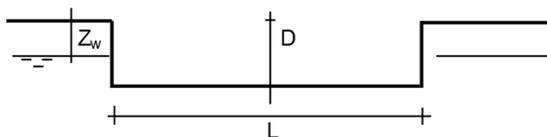
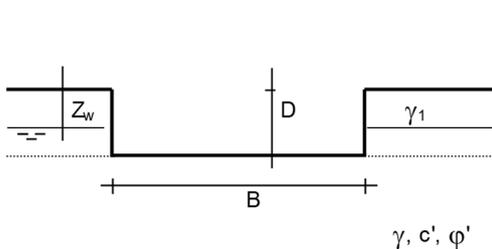
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

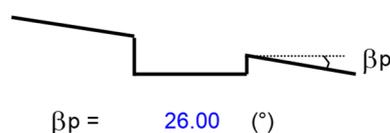
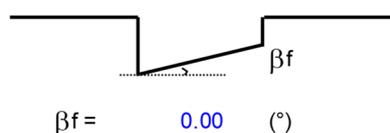
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

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 = 2.50 (m)
L = 100.00 (m)
D = 1.90 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	130.12		130.12
Mb [kNm]	73.46		73.46
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	11.16		11.16
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	11.16	0.00	11.16

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 3.50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 3.50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 8.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.56 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.37 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 38.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 14.72$$

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

$$N_c = 25.80$$

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

$$N_\gamma = 16.72$$

PROGETTAZIONE ATI:

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

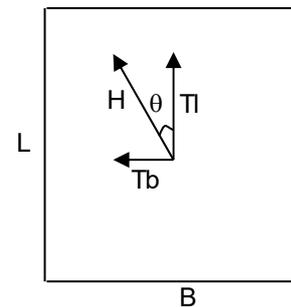
$$i_q = 0.84$$

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

$$i_c = 0.83$$

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

$$i_\gamma = 0.77$$



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

$$d_q = 1.33$$

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

$$d_c = 1.35$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan(\varphi'))^2 \quad \beta_f + \beta_p = 26.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_q = (1 - \tan(\beta_p))^2 \quad \beta_f + \beta_p = 26.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 0.26$$

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

$$g_c = 0.21$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 0.26$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 219.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 94.92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 95.29 \geq q = 94.92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO
Carico agente

$$H_d = 11.16 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 73.98 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 67.25 \geq H_d = 11.16 \quad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI:

Si riporta la verifica a carico limite per la combinazione di carico $SLU_{A1, sfav}$.

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 ($e_B = M_b/N$)

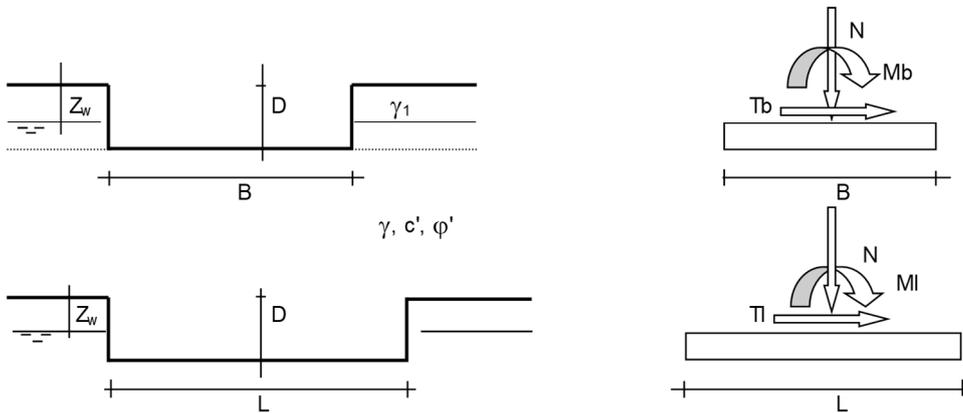
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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)

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 = 2.50 (m)
L = 100.00 (m)
D = 1.90 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	156.60		156.60
Mb [kNm]	68.33		68.33
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	11.16		11.16
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	11.16	0.00	11.16

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 3.50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 3.50 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 8.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.44 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.63 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 38.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 14.72$$

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

$$N_c = 25.80$$

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

$$N_\gamma = 16.72$$

PROGETTAZIONE ATI:

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

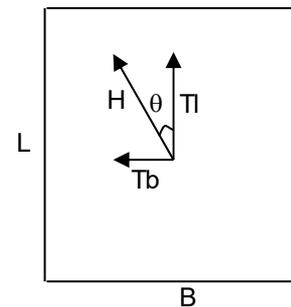
$$i_q = 0.87$$

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

$$i_c = 0.86$$

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

$$i_\gamma = 0.81$$



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

$$d_q = 1.33$$

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

$$d_c = 1.35$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan(\varphi'))^2 \quad \beta_f + \beta_p = 26.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_q = (1 - \tan(\beta_p))^2 \quad \beta_f + \beta_p = 26.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 0.26$$

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

$$g_c = 0.21$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 0.26$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 226.10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 96.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 98.3 \geq q = 96.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO
Carico agente

$$H_d = 11.16 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 88.96 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 80.87 \geq H_d = 11.16 \quad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI:

7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE – PER FONDAZIONE SU RILEVATO

Si riporta la verifica a carico limite per la combinazione di carico $SLU_{A1, fav}$.

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 ($e_B = Mb/N$)

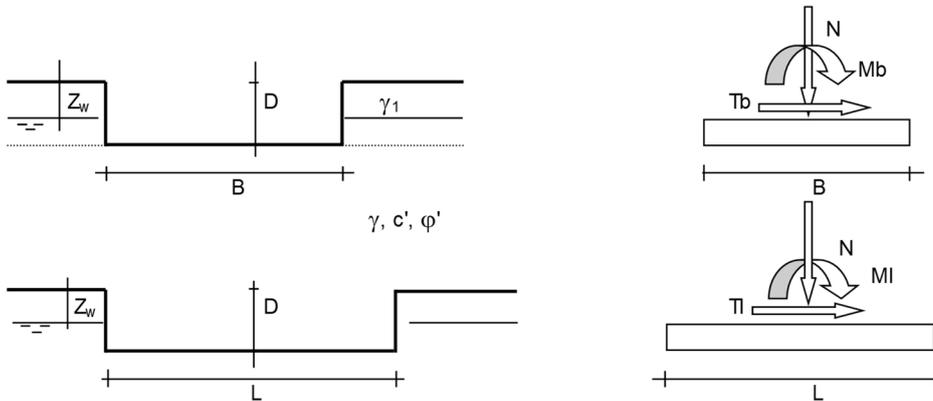
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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	$\tan \phi'$	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 = 2.50 (m)
L = 100.00 (m)
D = 2.00 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	130.12		130.12
Mb [kNm]	73.46		73.46
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	11.16		11.16
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	11.16	0.00	11.16

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 10.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.56 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.37 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 40.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 33.30$$

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

$$N_c = 46.12$$

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

$$N_\gamma = 48.03$$

PROGETTAZIONE ATI:

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

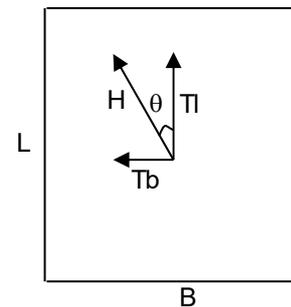
$$i_q = 0.84$$

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

$$i_c = 0.83$$

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

$$i_\gamma = 0.76$$



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

$$d_q = 1.28$$

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

$$d_c = 1.29$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan(\varphi'))^2 \quad \beta_f + \beta_p = 33.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_q = (1 - \tan(\beta_p))^2 \quad \beta_f + \beta_p = 33.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 0.12$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 0.12$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 220.51 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 94.92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 95.88 \geq q = 94.92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO
Carico agente

$$H_d = 11.16 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 91.11 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 82.83 \geq H_d = 11.16 \quad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI:

Si riporta la verifica a carico limite per la combinazione di carico $SLU_{A1, sfav}$.

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 ($e_B = M_b/N$)

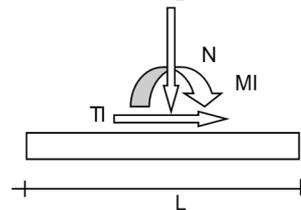
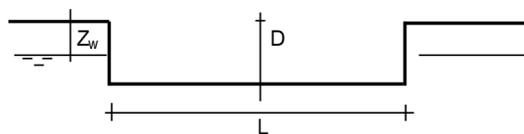
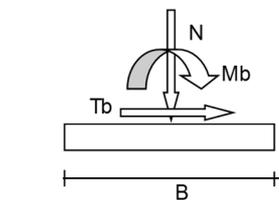
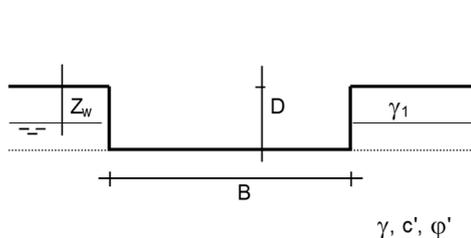
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

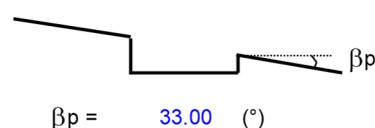
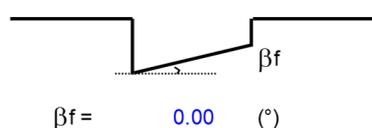
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

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 = 2.50 (m)
L = 100.00 (m)
D = 2.00 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	156.60		156.60
Mb [kNm]	68.33		68.33
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	11.16		11.16
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	11.16	0.00	11.16

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 35.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 35.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 10.00$ (m)

$e_B = 0.44$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.63$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 40.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 33.30$

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

$N_c = 46.12$

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

$N_\gamma = 48.03$

PROGETTAZIONE ATI:

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

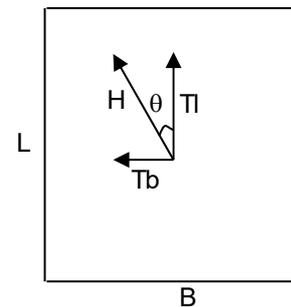
$$i_q = 0.86$$

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

$$i_c = 0.86$$

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

$$i_\gamma = 0.80$$



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

$$d_q = 1.28$$

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

$$d_c = 1.29$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan(\varphi'))^2 \quad \beta_f + \beta_p = 33.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_q = (1 - \tan(\beta_p))^2 \quad \beta_f + \beta_p = 33.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 0.12$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 0.12$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 228.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 96.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 99.26 \geq q = 96.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO
Carico agente

$$H_d = 11.16 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 109.65 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 99.68 \geq H_d = 11.16 \quad (\text{kN})$$

PROGETTAZIONE ATI: