

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

ELABORATI GENERALI OPERE CIVILI

Shelter

Relazione di calcolo fondazione Shelter

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

NN1X 00 D 78 CL OC0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Fioravella	Ott-2020	M. Di Stasio	Ott-2020	D.Tiberti

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Tecnica
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Danilo Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10178

NN1X.0.0.D.78.CL.OC.00.0.0.001.A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
	3.1.1 <i>Documenti di progetto</i>	5
	3.1.2 <i>Normativa e istruzioni</i>	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	6
4.1	CALCESTRUZZO	6
	4.1.1 <i>Magrone</i>	6
	4.1.2 <i>Calcestruzzo per opere di fondazione</i>	6
	4.1.3 <i>Acciaio per cemento armato</i>	6
	4.1.4 <i>Copriferri minimi</i>	7
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	8
6	VERIFICHE	9
6.1	VERIFICA A CARICO LIMITE	9
7	ANALISI DEI CARICHI	10
7.1	PESO PROPRIO STRUTTURE	10
7.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	10
7.3	SOVRACCARICO ACCIDENTALE	10
8	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE	11
8.1	CONDIZIONI DRENATE	12
8.2	CONDIZIONI NON DRENATE	15
9	INCIDENZA	18

1 PREMESSA

Nell’ambito dei lavori relativi all’infrastruttura del completamento della metropolitana di Salerno verranno realizzati degli shelter lungo tutta la linea della metroferrovia.

La presente relazione ha come oggetto il calcolo della struttura di fondazione sul quale verranno ancorati gli shelter; nella seguente figura viene mostrata l’ubicazione delle tipologie di shelter presenti lungo la linea.

N.	Sito	Oggetto	Dimensioni
1	Nuovo Sito Radio Salerno	Nuovo shelter 2.5x2.1 per GSM-R Nuovo palo porta antenne x GSM-R (area 3mx3m)	2,5x2,1
2	Nuovo Shelter x IaP/DS Fermata Torrione	Nuovo shelter 2.5x2.1 per Impianti Informazione e Comunicazione (DS e IAP)	2,5x2,1
3	Nuovo Sito Radio Pastena	Nuovo shelter 3.5x2.5 per GSM-R + Impianti Informazione & Comunicazione (DS e IAP) Nuovo palo porta antenne x GSM-R (area 3mx3m)	3,5x2,5
4	Nuovo Sito Radio INTERMEDIO Salerno-Pontecagnano	Nuovo shelter 2.5x2.1 per GSM-R Nuovo palo porta antenne x GSM-R (area 3mx3m)	2,5x2,1
5	Nuovo Shelter IaP/DS Fermata Arbostella	Nuovo shelter 2.5x2.1 per Impianti Informazione e Comunicazione (DS e IAP).	2,5x2,1
6	Nuovo Shelter IaP/DS Fermata Arechi	Nuovo shelter 2.5x2.1 per Impianti Informazione e Comunicazione (DS e IAP). Nuovo shelter per LFM	2,5x2,1 3,5x2,5
7	Fermata Ospedale	Blocco palo per antenna GPRMS	
8	Fermata Pontecagnano	Blocco palo per antenna GPRMS	

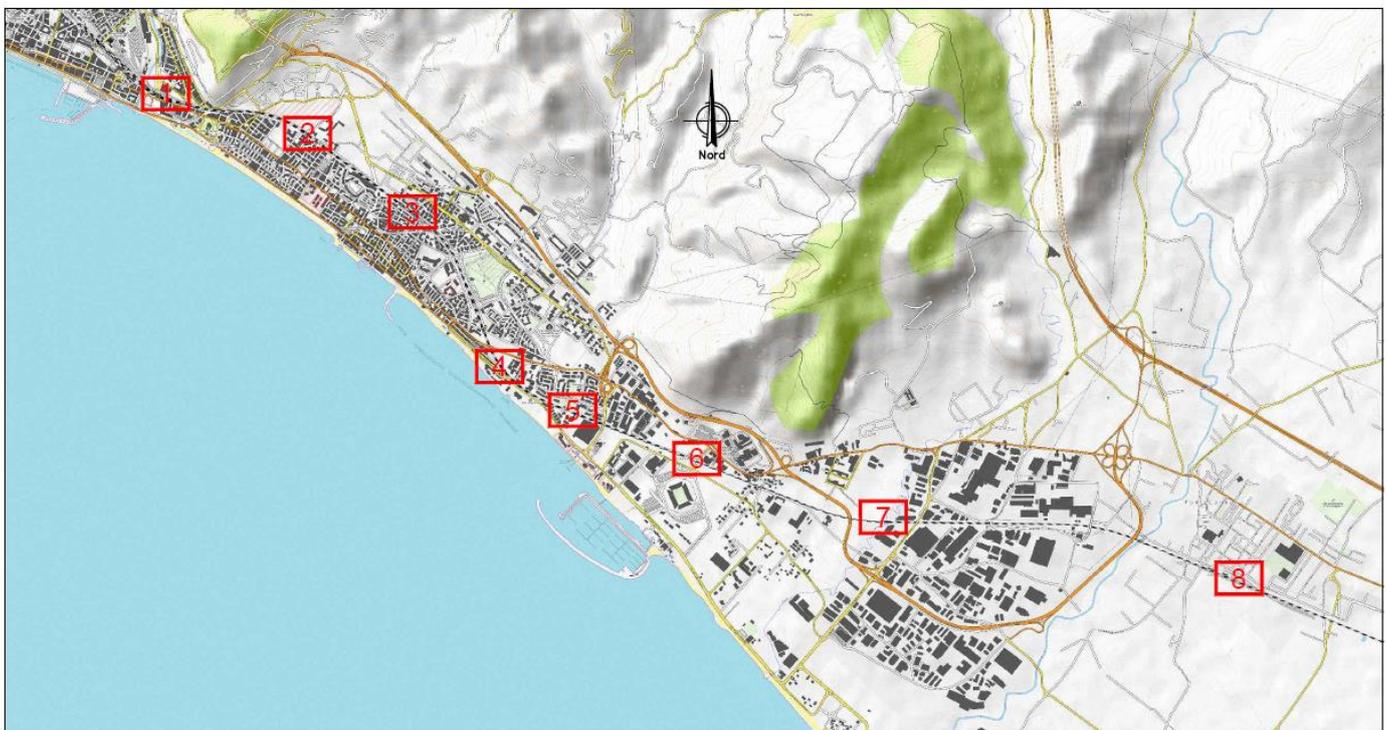


Figura 1 – Pianta ubicazione shelter.

SHELTER
Relazione di calcolo fondazione shelter

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL OC0000 001	A	3 di 18

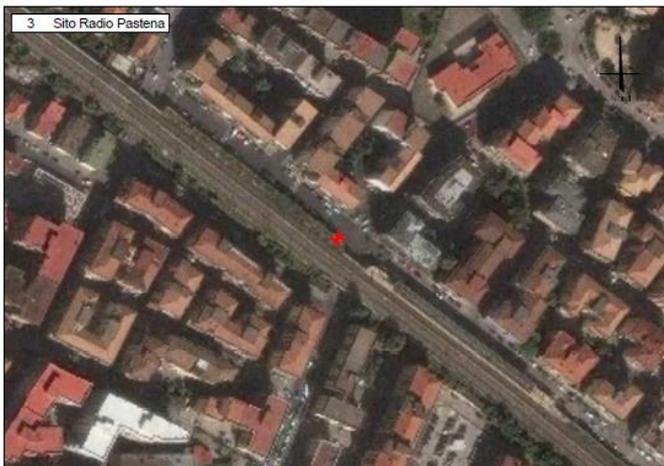


Figura 2 – Collocazione shelter lungo la linea e tipologia corrispondente.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Lo shelter è costituito da un unico modulo di dimensioni complessive di 2.50 m x 2.10 m.

Il basamento di spessore 40 cm ha una forma a C poiché dovrà alloggiare il plinto del palo porta-antenne a pianta quadrata e lato 3.00 m. Per il predimensionamento del basamento è stato fatto il calcolo cautelativo che considera gli scarichi al baricentro dello shelter opportunamente moltiplicati e con i quali è stato dimensionata la dimensione considerata a favore di sicurezza di dimensione 3.0X2.6 m, trascurando di fatto il contributo della restante fondazione.

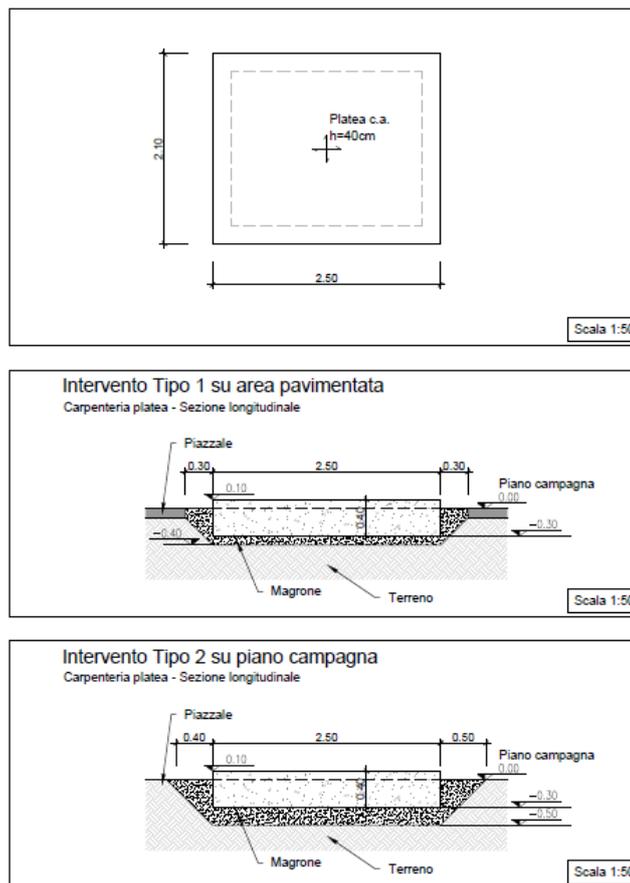


Figura 3 – Geometrie shelter.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1.1 Documenti di progetto

- NN1X00D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1X00D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”;
- NN1X00D78PZOC0000001 – “PROGETTO DEFINITIVO – ELABORATI GENERALI OPERE CIVILI – Shelter – Planimetria d’inquadramento e carpenterie fondazione shelter”;

3.1.2 Normativa e istruzioni

Le opere contemplate dal presente progetto saranno conformi alla legislazione e alla normativa vigenti. Di seguito sono elencate le principali leggi e norme.

- D.M. 17/01/2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare n.7 del 21/01/2019: Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17/01/2018
- RFL.DTC.SI.PS.MA.IFS.001.D: Manuale di progettazione delle opere civili (Ed. 2019)
 - Sezione 2 – Ponti e strutture
 - Sezione 6 - Opere in conglomerato cementizio e in acciaio
- RFL.DTC.SI.SP.IFS.001.B: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili (Ed. 2017)

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Magrone

- Classe di resistenza C12/15;
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 15 \text{ kg/m}^3$;
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 12 \text{ kg/m}^3$;
- Classe di esposizione X0;
- Classe di consistenza slump S3.

4.1.2 Calcestruzzo per opere di fondazione

- Conglomerato classe di resistenza C25/30:
- Classe di esposizione XC3
- Resistenza cubica caratteristica a compressione 30MPa
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 14.1 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.56 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.03 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls,

dove $\eta = 1.0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm;

- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.69 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 31447.2 \text{ N/mm}^2$ Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 13.69 \text{ N/mm}^2$ tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 9.96 \text{ N/mm}^2$ tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm
- ACCIAIO

4.1.3 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;

SHELTER

Relazione di calcolo fondazione shelter

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL OC0000 001	A	7 di 18

- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
- modulo elastico $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.
- tensione massima di esercizio per l'acciai $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$.

4.1.4 Copriferrini minimi

- Opere di fondazione $c \geq 40\text{mm}$
- Opere in elevazione in vista $c \geq 35\text{mm}$
- Opere in elevazione interrate o non ispezionabili $c \geq 40\text{mm}$.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggiano le opere analizzate, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E' = E_p/5$
	γ	ϕ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Riporto R ⁽²⁾	18-20	31-33	-	-	100-150	5-25	Var.	20-30
Argilla scarsa consistenza A1 ⁽³⁾	16-18	19-21	5-10	20-40	100-300 $z < 30$ m	<5	$5,6 E^{-08}$	20-60 $z < 30$ m
Argilla media consistenza A2 ⁽⁴⁾	18-20	19-23	10-20	70-120	300-400 $z < 30$ m	5-40	$5,6 E^{-08}$	60-80 $z < 30$ m
Limo scarsa consistenza L1 ⁽⁵⁾	17-19	22-25	2-5	20-50	85-200 $z < 30$ m 200 – 600 $30 < z < 50$ m	<10	$3,5 E^{-06}$	17-40 $z < 30$ m 40 – 120 $30 < z < 50$ m
Limo media consistenza L2 ⁽⁵⁾	17-19	22-25	10-15	45-90	200-350 $z < 30$ m 350-850 $30 < z < 50$ m	10-20	$3,5 E^{-06}$	40-70 $z < 30$ m 70-170 $30 < z < 50$ m
Limo alta consistenza L3 ⁽⁵⁾	17-19	22-25	15-30	90-180	400-470 $z < 30$ m 470-1000 $30 < z < 50$ m	20-40	$3,5 E^{-06}$	80-94 $z < 30$ m 94-200 $30 < z < 50$ m
Sabbia Limosa SL ⁽⁶⁾	18-20	26-30	0-5	-	200-400 $z < 36$ m	15-30	$1,2 E^{-07} - 3,6 E^{-06}$	40-80 $z < 36$ m
Sabbia media S ⁽⁶⁾	18-20	29-33	-	-	400-800 $z < 36$ m	30-50	$3,6 E^{-06} - 1,4 E^{-05}$	80-160 $z < 36$ m
Ghiaia/sabbia G/S ⁽⁷⁾	18-19	33-37	-	-	300-800 $z < 30$ m 800-1500 $30 < z < 50$ m	30-50	$7,8 E^{-05} - 1,5 E^{-04}$	60-160 $z < 30$ m 160-300 $30 < z < 50$ m

Il basamento shelter oggetto di studio si colloca ripetutamente lungo la linea, a progressive diverse; pertanto il terreno di fondazione considerato è l'unità geotecnica L1, quello con le caratteristiche peggiori.

Pertanto i parametri meccanici impiegati nelle verifiche geotecniche sono i seguenti:

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E' = E_p/5$
	γ	ϕ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Limo scarsa consistenza L1 ⁽⁵⁾	18	23	3	30	140	<10	$3,5 E^{-06}$	25

Per quanto riguarda il regime delle acque, si trascura la presenza della falda in quanto posta ad una profondità tale da non interagire con il volume di controllo dell'opera.

6 VERIFICHE

6.1 VERIFICA A CARICO LIMITE

È stato calcolato il carico limite secondo la metodologia dovuta al Terzaghi, considerando la profondità d'interramento della fondazione, la stratigrafia degli strati sotto la fondazione, l'eventuale presenza della falda idrica, l'inclinazione del piano di posa della fondazione, l'inclinazione e l'eccentricità dei carichi esterni.

La formula adottata è la seguente:

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg}\phi} \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}\phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}\phi$$

Inoltre sono stati inseriti e calcolati fattori riduttivi, che tengono in conto della forma, dell'eccentricità e dell'inclinazione dei carichi, oltre al coefficiente amplificativo della profondità.

Coefficienti correttivi di forma:

Forma della fondazione	Rettangolo di lati B ed L (B < L)	Quadrato , Cerchio (B = L)
ζ_q	$1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tan}(\phi)$	$1 + \text{tan}(\phi)$
ζ_c	$1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{N_q}{N_c}$
ζ_γ	$1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$	0,6

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Carico Limite / Carichi Agenti. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Carico Limite.

7 ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sul basamento le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile.

7.1 PESO PROPRIO STRUTTURE

Il peso proprio del basamento considerato nel calcolo è:

$$P_F = \gamma_{cls} B L s = 25 \cdot 2.6 \cdot 3.0 \cdot 0.4 = 78 \text{ kN}$$

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$B = 2.50 \text{ m}$$

$$L = 3.00 \text{ m}$$

$$s = 0.40 \text{ m}$$

Il peso dello shelter è stato assunto pari a $P_S = 10 \text{ kN}$.

7.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Il peso delle macchine a favore di sicurezza è stato considerato pari a $P_M = 10 \text{ kN/m}^2$.

7.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

È stato considerato un sovraccarico accidentale pari a $q = 1.00 \text{ kN/m}^2$.

8 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

La verifica della capacità portante del terreno di fondazione è svolta in accordo con le NTC2018.

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra il carico verticale di esercizio in fondazione e il carico limite per il terreno. La stabilità della base della fondazione nei riguardi di un superamento della capacità portante viene assicurata applicando alla capacità portante ultima calcolata un fattore di sicurezza maggiore uguale a 2,3.

Per il calcolo della capacità portante si è adottato il metodo descritto in “Lancellotta- Geotecnica- Ed. Zanichelli - 1993” basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce la seguente espressione generale per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno:

$$q_{lim} = c' N_c D_c S_c + q_o' N_q D_q S_q + 0,5 \gamma A' N_\gamma D_\gamma S_\gamma$$

dove:

γ = Peso di volume efficace del terreno di fondazione;

c', ϕ' = Parametri di resistenza al taglio del terreno di fondazione in condizioni drenate;

A' = Dimensione efficace della fondazione, funzione dell'eccentricità dei carichi;

q_o' = Pressione efficace litostatica verticale al livello del piano di posa della fondazione;

N_g, N_c, N_γ = Fattori di capacità portante funzione della resistenza al taglio;

S_g, S_c, S_γ = Fattori di forma dipendenti dal rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;

D_g, D_c, D_γ = Fattori di profondità funzione del rapporto fra l'approfondimento del piano di posa e le dimensioni reali della fondazione.

La verifica a capacità portante della fondazione (2.6m x 3m) risulta essere quella dimensionante il carico agente in combinazione A1+M1 è:

$$Q = 1.3 (P_F + P_S) + 1.5 q = 1.3 (78.0 + 10.0) + 1.5 \cdot 1.0 = 115.9 \text{ kN}$$

è stata svolta sia in condizioni drenate di lungo termine che in condizioni non drenate di breve termine

8.1 CONDIZIONI DRENATE

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 ($e_B = Mb/N$)

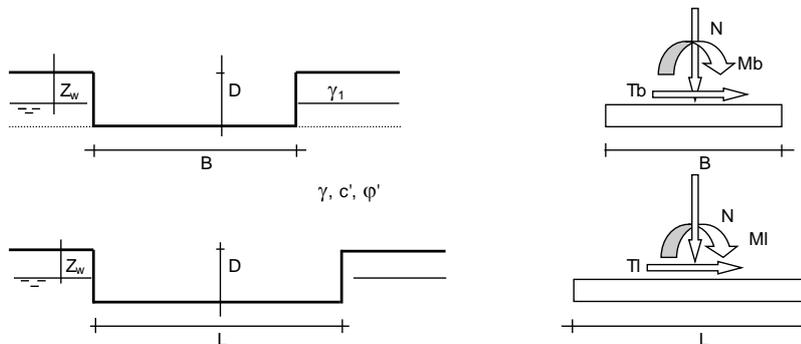
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	⊙	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 2.60 (m)
L = 3.00 (m)
D = 0.40 (m)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	115.90		150.67
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

SHELTER
Relazione di calcolo fondazione shelter

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL OC0000 001	A	13 di 18

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 3.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 23.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 3.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 23.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 2.60 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 3.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 7.20 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 8.66$$

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

$$N_c = 18.05$$

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

$$N_\gamma = 8.20$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.42$$

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

$$s_q = 1.37$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.65$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.54 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.46 \quad m = 1.54 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta) \text{ in tutti gli altri casi})$$

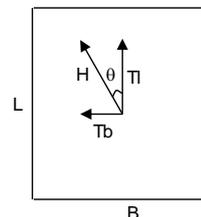
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



SHELTER

Relazione di calcolo fondazione shelter

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL OC0000 001

A

14 di 18

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

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

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

$$d_q = 1.05$$

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

$$d_c = 1.05$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 295.69 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 19.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 128.56 \geq q = 19.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

8.2 CONDIZIONI NON DRENATE

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot sc \cdot dc \cdot ic \cdot bc \cdot gc + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

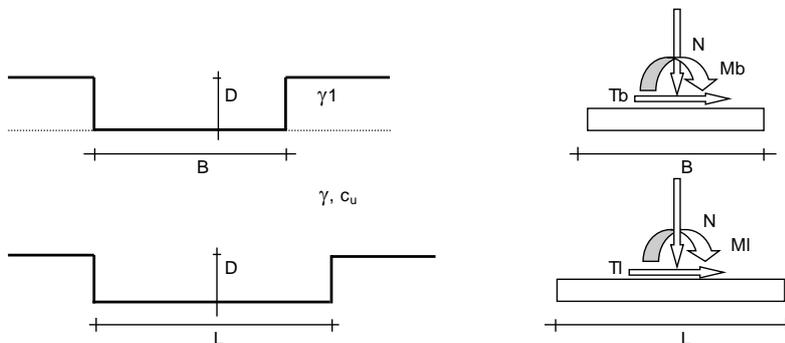
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

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 ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali				
	azioni		proprietà del terreno	resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo					
A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
A2+M2+R2	1.00	1.30	1.40	1.80	1.00
SISMA	1.00	1.00	1.40	1.80	1.00
A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	1.10	1.10	1.00	3.00	3.00



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 2.60 (m)
L = 3.00 (m)
D = 0.40 (m)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	115.90	0.00	150.67
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
Ml [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

SHELTER

Relazione di calcolo fondazione shelter

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL OC0000 001

A

16 di 18

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 30.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

Valore di progetto

$$c_u = 30.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 2.60 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 7.20 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.17$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.54$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.46$$

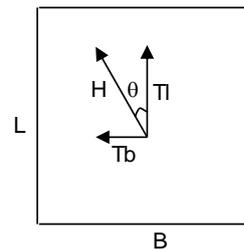
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.54$$

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

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$



SHELTER

Relazione di calcolo fondazione shelter

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL OC0000 001

A

17 di 18

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.06$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 15.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 0.97$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 15.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 0.93$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 180.15 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Pressione massima agente

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

$$q = 19.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 78.32 \geq q = 19.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – ELABORATI GENERALI
OPERE CIVILI**

SHELTER

Relazione di calcolo fondazione shelter

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL OC0000 001

A

18 di 18

9 INCIDENZA

Si assume cautelativamente un'incidenza pari:

- Fondazione – 200 kg/m³