

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VI-02 PONTE SUL FIUME PICENTINO

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 09 RB VI0203 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	A.Polastrì	Sett.2020	F.Rotunno	Sett.2020	D.Avino	Sett.2020	A.Vitozzi	Sett.2020

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti
Dott. Ing. Angelo Vitozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783

File: NN1X00D09RBVI0203001A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	GENERALITÀ.....	4
1.1	PREMESSA.....	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2	MATERIALI.....	8
2.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E PALI.....	8
2.2	ACCIAIO B450C.....	9
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	10
4	CARICHI AGENTI.....	12
4.1	SOLLECITAZIONI BASE PLINTO – SPALLA A.....	12
4.2	SOLLECITAZIONI BASE PLINTO –SPALLA B.....	15
4.3	SOLLECITAZIONI IN TESTA PALO – SPALLA B.....	15
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018.....	17
5.1	STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	17
5.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	19
5.3	VERIFICHE STATICHE.....	19
5.3.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO).....</i>	<i>20</i>
6	METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLE FONDAZIONI A POZZO.....	21
1.1.1	<i>Resistenza caratteristica.....</i>	<i>24</i>
1.1.2	<i>Resistenza di progetto.....</i>	<i>26</i>
7	METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO	27
7.1	RESISTENZA A COMPRESSIONE E TRAZIONE DEI MICROPALI.....	27
7.1.1	<i>Resistenza di calcolo di micropali.....</i>	<i>27</i>

7.1.2	Resistenza caratteristica.....	29
7.1.3	Resistenza di progetto.....	29
7.1.4	Effetto gruppo.....	30
8	RESISTENZA A CARICHI ASSIALI.....	32
8.1	POZZO SPALLA A.....	32
8.2	PALO SINGOLO SPALLA B.....	34
8.3	PALIFICATA SPALLA B.....	36
9	ESITO DELLE VERIFICHE.....	37
9.1	VERIFICHE SPALLA A.....	37
9.2	VERIFICHE SPALLA B.....	42

1 GENERALITÀ

1.1 Premessa

La presente relazione riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni profonde delle spalle del viadotto VI 02.

Il viadotto è costituito da un'unica campata poggiate su due spalle, di seguito denominate spalla A (Lato Salerno) e spalla B (Lato Pontecagnao).

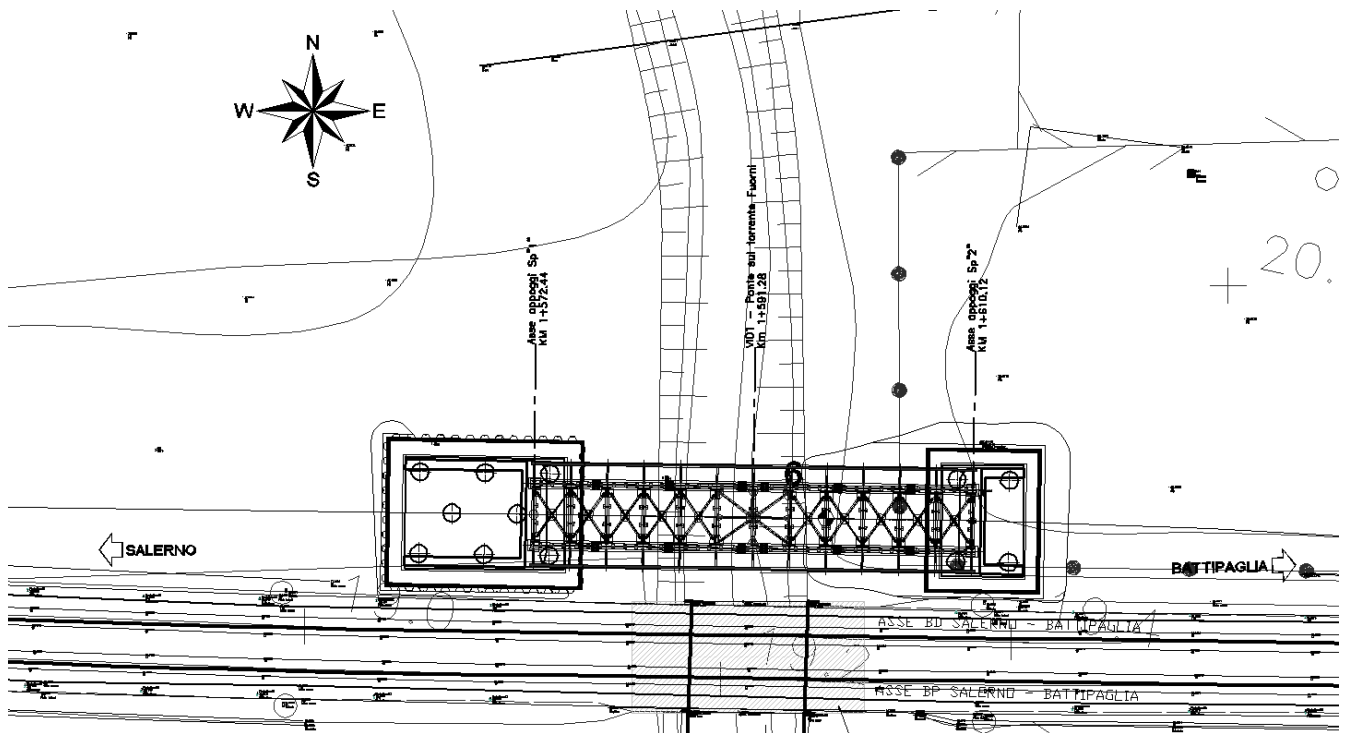


Figura 1. Stralcio planimetrico – ubicazione opera d'arte

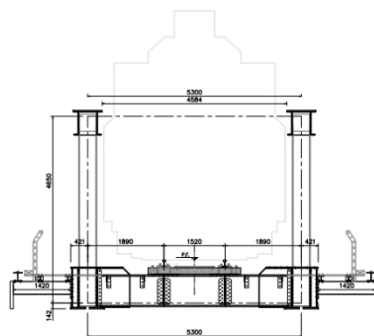


Figura 2. Sezione trasversale impalcato

La spalla A è costituita da un pozzo circolare di diametro 9.6 m, profondo 16 m (misurati a partire dalla testa pozzo).

La spalla B è invece costituita da una palificata di 60 micropali aventi diametro 300 mm e lunghezza 20 m.

I micropali sono inclinati rispetto alla verticale di 15° gradi, al fine di costituire anche un valdio contrasto alle azioni longitudinali.

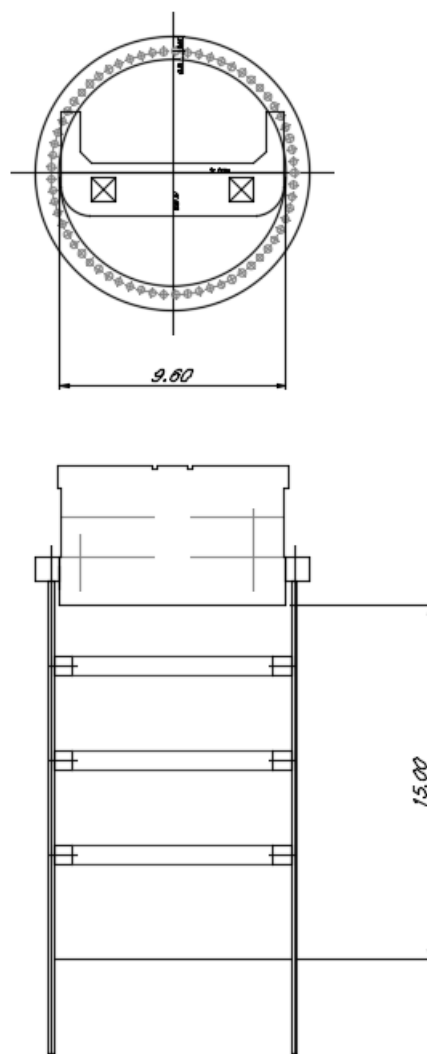


Figura 3. Spalla A – sezione e pianta

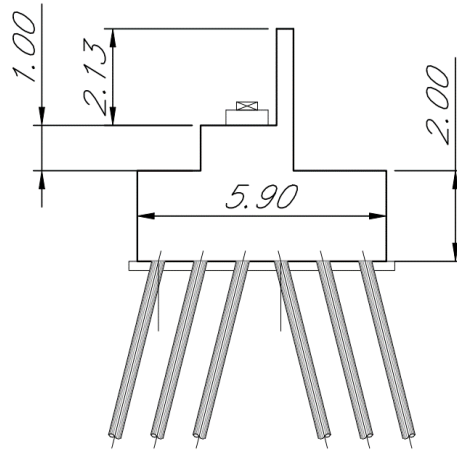


Figura 4. Spalla B – sezione

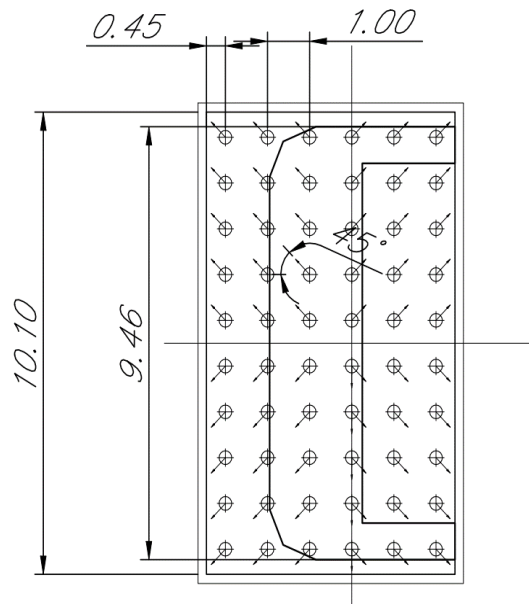


Figura 5. Spalla B – Pianta



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02.03.001	A	7 di 42

Si riepilogano nel seguito le caratteristiche principali delle fondazioni

VI 02			
SPALLA A		SPALLA B	
<i>TIPOLOGIA</i>	<i>POZZO</i>	<i>TIPOLOGIA</i>	<i>PALIFICATA MICROPALI</i>
<i>L POZZO [m]</i>	16	<i>L PALI [m]</i>	20
<i>D POZZO [m]</i>	10	<i>D PALI [m]</i>	0.3
		<i>int. Pali [m]</i>	0.9
		<i>inclinazione pali direzione x [°]</i>	15
		<i>inclinazione pali direzione y [°]</i>	15

1.2 Normativa di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- [N1] Legge 5/11/1971, n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica.
- [N2] D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N3] CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [N4] RFI DTC SICS MA IFS 001 C - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N5] RFI DTC SICS SP IFS 001 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N6] Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [N7] Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [N8] Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.

1.3 Documenti di riferimento

I documenti che verranno richiamati nel seguito sono:

- Rif. [1] Relazione geotecnica generale
- Rif. [2] Impalcato – Relazione di calcolo – NN1X00D09CLVI0209001A
- Rif. [3] relazione di calcolo spalla A - NN1X00D09CLVI0204001A
- Rif. [4] relazione di calcolo spalla B - NN1X00D09CLVI0204002A

2 MATERIALI

2.1 Calcestruzzo per fondazioni e pali

Per le strutture in fondazione si adotta un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche riportate in :

CLS FONDAZIONE - PALI		C25/30
Peso per unità di volume		
γ	25	kN/m ³
Resistenza a compressione		
$R_{ck} =$	30.00	MPa
$f_{ck} =$	25	MPa
$f_{cm} =$	33.00	MPa
$f_{cd} =$	14.17	MPa
$f_{cu} =$	12.04	MPa
$f_{ctm} =$	2.56	MPa
$f_{ctk} =$	1.80	MPa
$f_{ctd} =$	1.20	MPa
$f_{cfm} =$	3.08	MPa
Resistenza a compressione		
$\sigma_{c,max} =$	15.0 MPa	comb rara
$\sigma_{c,max} =$	11.3 MPa	comb qp
Modulo elastico e coefficiente di Poisson		
$E_{cm} =$	31475.81	MPa
$u_{fessurato} =$	0.00	
$u_{non fessurato} =$	0.20	
Grandezze deformative		
$\epsilon_{c4} =$	0.07%	
$\epsilon_{cu} =$	0.35%	

Tabella 1. Caratteristiche calcestruzzo fondazione e pali



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
 FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02.03.001	A	9 di 42

2.2 Acciaio B450C

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC18 ([N2]), per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

ACCIAIO per ARMATURA	B450C
Peso per unità di volume	
γ	78.5 kN/m ³
Resistenza a trazione	
$f_{yk} =$	450.00 MPa
$f_{yd} =$	391.30 MPa
$f_{tk} =$	540.00 MPa
Modulo elastico e coefficiente di Poisson	
$E_{sm} =$	210000 MPa
$\nu =$	0.30
Grandezze deformative	
$\epsilon_{yd} =$	0.19%
$\epsilon_{sud} =$	6.75% def. rottura di calcolo

Tabella 2. Caratteristiche acciaio per armatura

3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si rimanda alla Relazione geotecnica (Rif. [1]) la trattazione completa dei parametri geologici e geotecnici del terreno di fondazione.

Si riportano di seguito il sunto dei parametri di progetto in base ai quali sono state effettuate le verifiche di normativa e la stratigrafia di progetto, così come desunte dalle indicazioni della Relazione Geotecnica genereale.

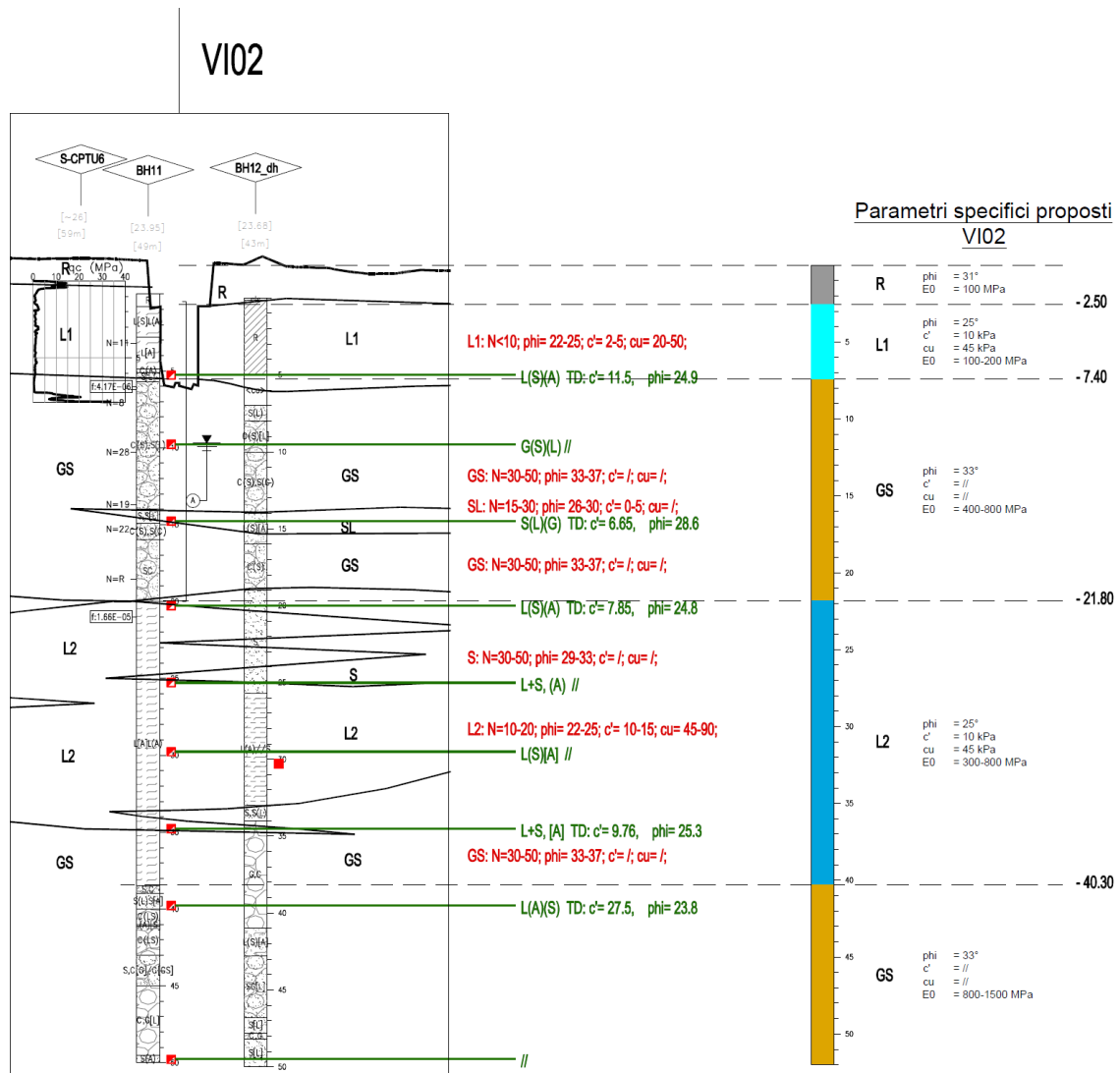


Tabella 3. Parametri geotecnici di progetto e stratigrafia di progetto

Per quanto riguarda la quota di falda, si sottolinea che i calcoli sono stati sviluppati ipotizzando, cautelativamente, che questa raggiunga la quota intradosso plinto.



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02.03.001	A	11 di 42

Si riporta di seguito la stratigrafia di progetto, definita con lo 0.0 ubicato a piano campagna

Strato 1 "R" (Incoerente) da .00 a 2.50 m

Strato 2 "L1" (Coesivo) da 2.50 a 7.40 m

Strato 3 "GS" (Incoerente) da 7.40 a 21.80 m

Strato 4 "L2" (Coesivo) da 21.80 a 50.00 m

	LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO					
RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 02.03.001	REV. A	FOGLIO 12 di 42

4 CARICHI AGENTI

I carichi agenti sui pali di fondazione sono stati direttamente mutuati dal par 6.5.2 dei documenti(Rif. [3] e Rif. [4]). Per comodità di lettura si riportano di seguito.

4.1 Sollecitazioni base plinto – SPALLA A

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori delle sollecitazioni a base plinto per ogni condizione massima e minima studiata.

Le azioni sono riportate secondo la seguente nomenclatura

- Fv =Forza verticale;
- Fl = Forza longitudinale;
- Ft = Forza trasversale;
- Msl = Momento stabilizzante, rispetto al piede anteriore della fondazione ;
- Mrl = Momento ribaltante, rispetto al piede anteriore della fondazione;
- Mt =Momento trasversale, rispetto al baricentro della fondazione, riportato alla quota intradosso plinto;
- MI =Momento longitudinale, rispetto al baricentro della fondazione, riportato alla quota intradosso plinto;

I valori di M tot e F tot sono ottenuti dalla composizione dei vettori di MI-Mt e Fl-Ft, ovvero

$$M_{tot} = \sqrt{M_l^2 + M_t^2}$$

$$F_{tot} = \sqrt{F_l^2 + F_t^2}$$

Si riporta anche il sistema di riferimento adottato

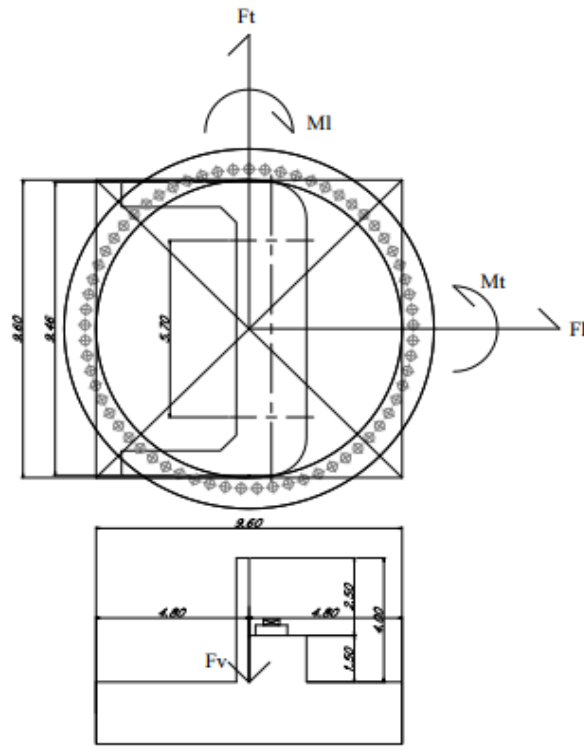


Figura 6. Sistema di riferimento per sollecitazioni testa pozzo

COMB. SLU

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	M tot	Ftot	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	-	-	-
MAX	19034	7384	6321	6007	1201	4105	9720	6126			
MIN	6918	-14622	-106	-2964	268	503	14622	2976			

COMB. SISMICA

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	M tot	Ftot	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	-	-	-
MAX	11919	12114	13161	7575	3353	8890	17888	8284			
MIN	7963	-16261	-13096	-5175	-3331	-8841	20879	6155			

Viadotto VI02 - SPALLA FISSA

Spalla fissa montata su pozzo diametro 9.60m. Per il calcolo ipotesi plinto quadrato circoscritto a circonferenza con spessore $s=0.001m$, per calcolo sollecitazioni baricentrali al pozzo.

Spinta in condizione sismica calcolata con Wood+spinte i quiete, ipotesi di non spostamento del pozzo (**fattore comportamento struttura $q=1$, terreno "E"**).

LEGENDA:

FI= forza longitudinale

Ft = forza trasversale

MI= momento longitudinale

Mt= Momento trasversale

Fv= forza verticale, positiva verso il basso

4.2 Sollecitazioni base plinto – SPALLA B

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori delle sollecitazioni a base plinto per ogni condizione massima e minima studiata:

COMB. SLU											
Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	19541	7418	4355	2048	685	0	54318	4090	FVmax	SLU7	7
Fvmin	7763	2391	6754	1150	1021	0	22598	2088	FVmax	SLU6	6
Flmax	19512	7405	4657	2048	757	0	54246	4090	FVmax	SLU1	1
Flmin	7763	2391	6754	1150	1021	0	22598	2088	FVmax	SLU6	6
Mlmax	19541	7418	4355	2048	685	0	54318	4090	FVmax	SLU7	7
Mlmin	7763	2391	6754	1150	1021	0	22598	2088	FVmax	SLU6	6
Ftmax	14035	4778	6754	1503	1021	0	39316	2692	FVmax	SLU3	3
Ftmin	7763	2391	-2939	1150	-391	0	22598	2088	FVmin	SLU6	150
Mtmax	14035	4778	6754	1503	1021	0	39316	2692	FVmax	SLU3	3
Mtmin	10930	3979	-3167	1695	-245	0	31752	3487	Ftmin	SLU4	244
Np max	19512	7405	4657	2048	757	0	54246	4090	FVmax	SLU1	1
Np min	7763	2391	6754	1150	1021	0	22598	2088	FVmax	SLU6	6

COMB. SISMICA											
Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	12397	6805	4404	3925	962	0	34324	4152	FVmax	SIS9	9
Fvmin	8616	397	-4359	-1569	-951	0	24784	167	FVmin	SIS4	292
Flmax	12395	6804	4449	3925	973	0	34317	4152	FVmax	SIS1	1
Flmin	9462	690	4285	-1569	945	0	26985	167	FVmax	SIS3	3
Mlmax	12397	6805	4404	3925	962	0	34324	4152	FVmax	SIS9	9
Mlmin	8616	397	-4359	-1569	-951	0	24784	167	FVmin	SIS4	292
Ftmax	11050	4804	14511	2097	3146	0	30955	2758	Ftmax	SIS17	209
Ftmin	9917	2377	-14391	260	-3124	0	28035	1562	Ftmin	SIS20	500
Mtmax	11050	4804	14511	2097	3146	0	30955	2758	Ftmax	SIS17	209
Mtmin	9904	2371	-14418	260	-3113	0	28003	1562	Mtmax	SIS28	124
Np max	11384	4954	14349	2097	3145	0	31791	2758	FVmax	SIS17	17
Np min	10553	4667	14333	2097	3141	0	29625	2758	Mlmax	SIS22	70

4.3 Sollecitazioni in testa palo – SPALLA B



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02.03.001	A	16 di 42

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni agenti sui micropali, sia di compressione sia di trazione.

Nella schematizzazione adottata, i micropali non reagiscono a taglio e pertanto gli sforzi taglienti sono da considerarsi nulli.

Lo stesso dicasi per i momenti flettenti agenti sui micropali.

Np max	Np min
689	-103
Np max	Np min
757	-360

Tabella 4. Sollecitazioni massime su micropali spalla B



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02 03 001	A	17 di 42

5 CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018

In accordo con quanto definito nel paragrafo 6.2.4 delle NTC2018, devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)
- Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE)

5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d valore di progetto della resistenza.

L'azione e la corrispondente resistenza di progetto vanno determinate in accordo alle NTC2018 per gli approcci previsti al paragrafo 6.4.3.1. Sono previsti coefficienti parziali da applicarsi rispettivamente alle azioni (A1), ai parametri del terreno (M1) ed alle resistenze caratteristiche di calcolo (R3).

Per le verifiche in condizioni sismiche è previsto l'utilizzo della medesima combinazione in cui siano posti pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (già pari ad 1 secondo il set M1) ed adottando i coefficienti parziali sulle resistenze come indicato per le combinazioni statiche laddove non diversamente specificato nel capitolo 7 sulla sismica.

I valori assunti dai coefficienti di sicurezza parziali di ciascun gruppo, "Azioni – Parametri geotecnici del terreno – Resistenze", sono riportati all'interno delle NTC2018, rispettivamente alle tabelle:

- A Tabella 6.2.I

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Figura 7. Coefficienti parziali sulle azioni (coefficienti A)

- M Tabella 6.2.II

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

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

Figura 8. Coefficienti parziali sui parametri geotecnici (coefficienti M)

- R Tabella 6.4.II

 Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

	LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO					
RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 02.03.001	REV. A	FOGLIO 19 di 42

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 9. Coefficienti parziali sulle resistenze (coefficienti R)

5.2 Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq C_d$$

dove

- E_d valore di progetto dell'effetto dell'azione;
- C_d valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

5.3 Verifiche statiche

Come riportato al paragrafo 6.4 delle NTC2018, le verifiche delle fondazioni devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- Stato limite ultimo di tipo Geotecnico (SLU GEO)
- Stato limite ultimo di tipo Strutturale (SLU STR) (non oggetto del presente documento)
- Stato limite di esercizio (SLE)

Le verifiche statiche GEO e STR devono essere svolte secondo l'Approccio 2, ovvero:

- Combinazione A1+M1+R3 (SLU STR e SLU GEO)

Con la sola esclusione delle verifiche di stabilità, non oggetto nel presente documento, per le quali si deve seguire l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2).



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02 03 001	A	20 di 42

5.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO)

Le verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico sono, nel caso delle palificate:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi orizzontali;
- stabilità globale.

Le verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico sono, nel caso delle fondazioni superficiali:

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale.

Collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione

Ai fini della verifica nei confronti dei carichi assiali nel presente documento viene determinata, nel caso delle fondazioni su pali, la curva di resistenza di progetto del palo singolo, mediante l'utilizzo delle combinazioni di carico previste dalla Normativa, utilizzando l'approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale azione dovrà poi essere confrontata dal progettista della fondazione con il valore dell'azione assiale massima (di compressione e di trazione) sul singolo palo, valutata mediante un'analisi che tenga anche conto dell'effetto gruppo, in modo da definire la lunghezza di progetto del palo.

Nel caso della fondazione a pozzo, viene fornito il criterio di dimensionamento generale, essendo la geometria di questa fondazione strettamente dipendente dai valori della sollecitazione agente e risultando difatti impossibile descriverne la resistenza attraverso un'unica curva di portanza

Stabilità globale

La stabilità globale non viene qui considerata in quanto la geometria del problema rende difficilmente probabili fenomeni di instabilità globale della fondazione.

6 METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLE FONDAZIONI A POZZO

La fondazione a pozzo è una particolare fondazione profonda caratterizzata da elevata rigidità, tale da poter essere considerata infinitamente rigida, in maniera che, sotto i carichi esterni, si possa trascurare l'inflessione della fondazione; ciò poiché la struttura si limita a ruotare rigidamente attorno a un punto O posto sotto la superficie del terreno. Il collasso del sistema pozzo-terreno avviene per superamento della resistenza limite del terreno stesso.

Sotto queste ipotesi semplificative, si adotta, per il dimensionamento della fondazione, il metodo di Jamiolkowski, che ipotizza la fondazione profonda e rigida, vincolata su terreno alla Winkler.

Il modulo di reazione orizzontale $[kN/m^3]$ è ipotizzato lineare con la profondità z :

$$k_h = m_h z$$

Dove

m_h = coefficiente di variazione del modulo di reazione orizzontale $[kN/m^4]$, valutato secondo quanto suggerito in letteratura. Per i terreni in questione, si adotta $m_h = 2000 kN/m^4$.

L'infinita rigidità è verificata se si rispetta la condizione di Silin e Zavrjiev:

$$\frac{2.5}{h} \geq \sqrt[5]{\frac{m_h D}{E_p J_p}}$$

Con

h = profondità del pozzo [m]

D = diametro del pozzo [m]

J_p = momento d'inerzia pari a $\pi D^4/64$ [m⁴]

E_p = modulo di elasticità del pozzo [N/m²]

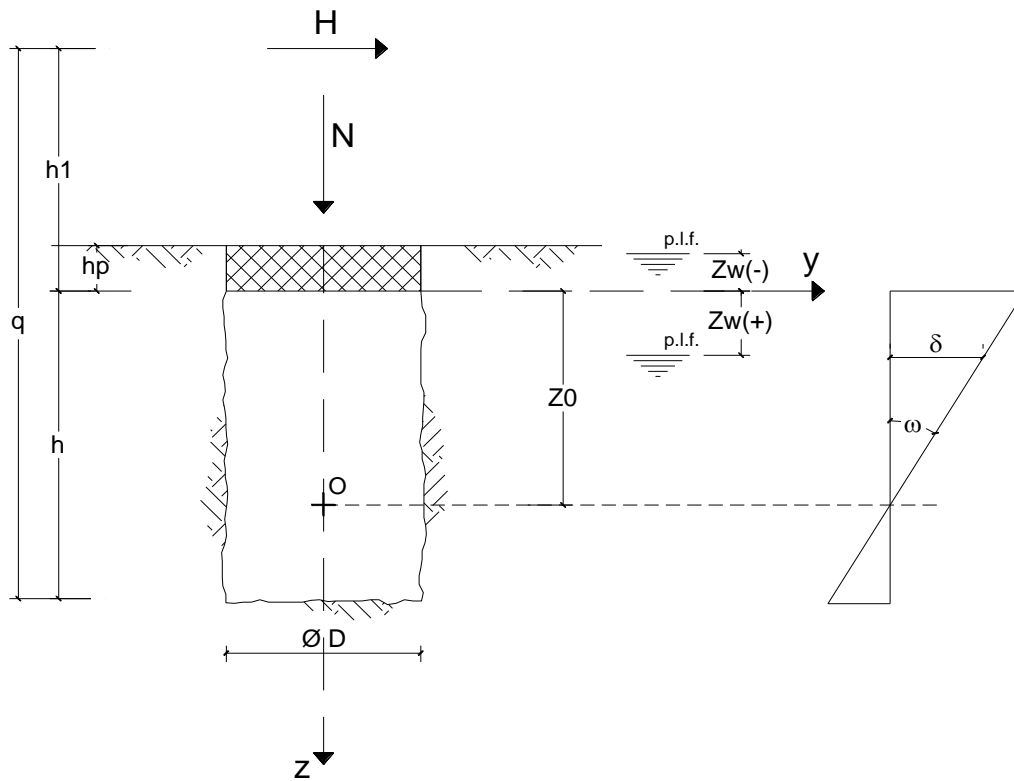


Figura 10. Schema fondazione a pozzo

Dette N , H , M , le sollecitazioni a testa plinto, e detta h_p l'altezza del plinto, si definiscono i carichi agenti a testa pozzo. Lo sforzo normale N_t , il taglio H_t e il momento flettente M_t , risultano pari a:

$$N_t = N + P_{plinto}$$

$$H_t = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$$

$$M_t = \sqrt{(M_x + H_y * h_p)^2 + (M_y + H_x * h_p)^2}$$

Le sollecitazioni lungo il fusto del pozzo presuppongono la conoscenza del centro di rotazione O , la cui profondità, misurata dalla testa del pozzo con asse z crescente in profondità, risulta pari a

$$z_0 = \frac{\beta D h^2 * (4q - h) + 6w_p D}{2\beta D h * (3q - h)}$$

In cui

β è un coefficiente adimensionale rapporto dei moduli di reazione orizzontali e verticali alla base del pozzo $\beta = k_h/k_v$, con k_v modulo di reazione verticale preso pari a 5000 kN/m^3

w_p è il modulo di resistenza del pozzo [m^3]

h_1 è la distanza della quota di applicazione di H_t rispetto alla testa del pozzo [m]

q è la somma di h e h_1 [m]

La rotazione del pozzo è espressa tramite

$$\omega = \arctan\left(\frac{6H}{R_p m_h h}\right)$$

In cui R_p [m³]

$$R_p = \frac{\beta D h^3 + 18 D w_p}{2\beta * (3q - h)}$$

Lo spostamento orizzontale ha dunque il seguente andamento in funzione della profondità z :

$$\delta_h(z) = (z_0 - z) * \tan\omega$$

Le sollecitazioni risultano dunque pari a

$$N = N_t + A_{pozzo} * \gamma_{cls} * (h - z)$$

$$M = H * (h_p + z * \left(1 - \left(\frac{Dz^2}{2R_p h}\right)\right) * (2z_0 - z))$$

$$T = H * \left(1 - \left(\frac{Dz^2}{R_p h}\right)\right) * (3z_0 - 2z)$$

Da cui le tensioni orizzontali agenti lungo il fusto sono ottenute tramite

$$\sigma_h(z) = \left(\frac{6H}{R_p h} z (z_0 - z)\right)$$

La massima pressione orizzontale si ottiene a profondità $z_0/2$ e risulta pari a

$$\sigma_h\left(\frac{z_0}{2}\right) = \left(\frac{3H}{2R_p h} z_0^2\right)$$

Le tensioni orizzontali vanno confrontate con le tensioni passive limite, pari a

$$\sigma_p(z) = k_p * \sigma'_v(z) + 2c'\sqrt{k_p}$$

Dove k_p , coefficiente di spinta passiva, risulta pari a

$$k_p = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'}$$

Le pressioni verticali massime e minime alla base risultano pari a



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02 03 001	A	24 di 42

$$\sigma_{zbase} = \frac{N_{base}}{A_{pozzo}} \pm \frac{3Dh}{\beta R_p}$$

1.1.1 Resistenza caratteristica

La valutazione della resistenza caratteristica R_k alla base del pozzo di fondazione, è stata condotta seguendo i criteri generali di progetto indicati per le fondazioni superficiali. La resistenza caratteristica (R_k) può essere determinata in accordo all'equazione del carico limite per fondazioni dirette:

$$R_k = q_{lim} = 0.5 \gamma B' N_\gamma F_\gamma + c' N_c F_c + q N_q F_q$$

nella quale:

γ = peso specifico del terreno

B' = base della fondazione equivalente

c' = coesione efficace dello strato di base

q = sovraccarico laterale valutato come tensione verticale alla profondità della base del pozzo

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;

F_c, F_q, F_γ = fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione, dalla profondità del piano di posa, dall'inclinazione del carico, dall'inclinazione della fondazione e dall'inclinazione del piano campagna.

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante e dei fattori correttivi sono riportate in Tabella 5

Tabella 5. Fattori correttivi e di capacità portante

fattori di capacità portante	N_c	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N_r	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N_q	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s_c	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	Meyerhof (1963)
	s_r	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	s_q	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	approfondimento		
	d_c	$d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d_q	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$	per $D/B' < 1$ per $D/B' > 1$ Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i_c	$i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	i_r	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	i_q	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ $m = [2 + (B'/L')][1 + (B'/L')]$	"
	inclinazione fondazione		
b_q	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)	
b_r	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b_c	$b_q - [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
g_q	$(1 - \tan \alpha)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
g_r	$(1 - \tan \alpha)^2$	"	
g_c	$g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente, ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof e schematizzati in Figura 11.

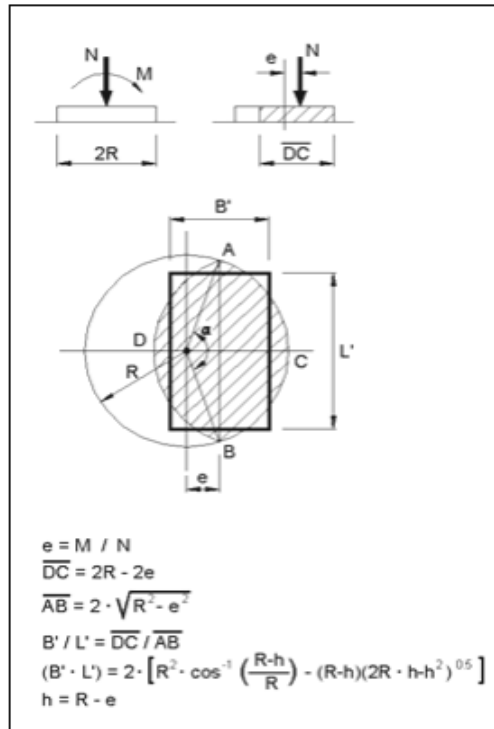


Figura 11. Fondazione efficace

Le valutazioni della resistenza caratteristica R_k con le equazioni sopra riportate sono condotte con riferimento ai valori dei carichi trasversali e verticali trasmessi dalla struttura in elevazione. I valori di B' ed L' sono calcolati con riferimento ai momenti trasmessi alla base del pozzo di fondazione, ottenuti tenendo conto dei momenti di trasporto dovuti al carico orizzontale. I valori dei carichi verticali agenti alla base, inoltre, sono comprensivi del peso del pozzo di fondazione e del peso del ricoprimento di terreno h_{ter} , preso pari a 1.5m.

1.1.2 Resistenza di progetto

Il valore della resistenza di progetto è determinato applicando al valore caratteristico della resistenza il coefficiente parziale γ_R secondo la seguente espressione:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

Dove γ_R è il coefficiente parziale sulle resistenze secondo quanto riportato in Figura 9, mentre la resistenza R_k è calcolata come prodotto tra il carico limite e l'area del pozzo:

$$R_k = q_{lim} * A_{pozzo}$$



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
 FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02 03 001	A	27 di 42

7 METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO

7.1 Resistenza a compressione e trazione dei micropali

La resistenza di progetto a compressione (o trazione) del palo singolo $R_{c,d}$ (o $R_{t,d}$), da confrontare con la massima azione di compressione (o trazione) agente in testa al palo E_d , è stata valutata in base alle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \underline{\text{Resistenza di progetto a compressione}}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{t;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \underline{\text{Resistenza di progetto a trazione}}$$

dove

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione, determinate ad una data profondità secondo quanto descritto al paragrafo 7.1.1;

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 7.1.2;

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione ad una data profondità, calcolate secondo quanto descritto al paragrafo 7.1.2;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 7.1.3.

7.1.1 Resistenza di calcolo di micropali

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ a compressione del micropalo viene definita riferendosi unicamente al contributo della resistenza laterale:

$$R_{c,cal} = Q_{lat, ult}$$

dove:

$$Q_{lat} = \pi D \alpha t L \quad \text{Portata limite per attrito laterale}$$

con:

L = lunghezza efficace del micropalo

τ = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, calcolata come riportato di seguito;

α = coefficiente moltiplicativo del diametro, funzione della tipologia di iniezione del palo

D = diametro del micropalo

Il contributo della di resistenza laterale è stato calcolato in funzione del tipo di terreno attraversato sulla scorta delle indicazioni fornite da Bustamante e Doix (198), riassunte nel seguente abaco.

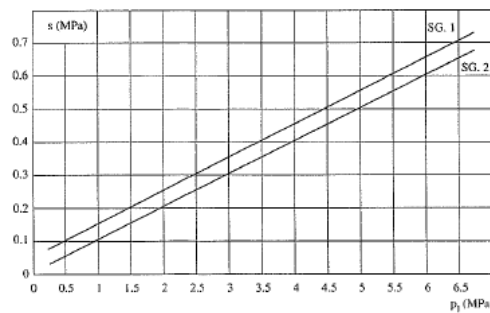


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

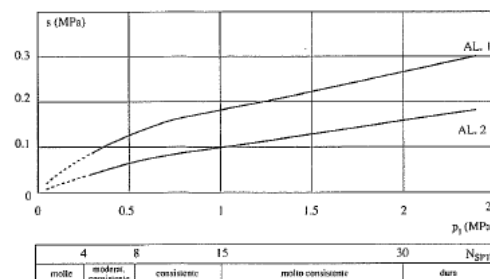


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

Figura 12. Abachi di Bustamante e Doix per la definizione della tensione tangenziale limite sui micropali

Cautelativamente, vista la tipologia di terreni attraversati si è posto

$$\tau_{ult} = 130 \text{ kPa}$$

Il parametro α è stato invece cautelativamente posto pari a

$$\alpha = 1.1$$

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 6.2.I delle stesse NTC2018. Nella condizione di resistenza a compressione va assunto come carico permanente svavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione va assunto come azione permanente favorevole.

7.1.2 Resistenza caratteristica

La resistenza caratteristica a compressione $R_{c,k}$ e la resistenza caratteristica a trazione $R_{t,k}$ del palo singolo sono state determinate a partire dalle resistenze di calcolo ottenute con metodi che utilizzano i parametri geotecnici; in accordo con quanto definito nel paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC2018 risulta pertanto:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

essendo:

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica rispettivamente a compressione e a trazione del palo singolo ad una data profondità;

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo rispettivamente a compressione e a trazione determinate ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{media}$ e $(R_{t,cal})_{media}$ resistenza di calcolo media ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{min}$ e $(R_{t,cal})_{min}$ resistenza di calcolo minima ad una data profondità;

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate, in accordo a quanto indicato nel paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018, Tab. 6.4.IV.

Nel caso in esame si è assunto: $\xi_3 = 1.7$ e $\xi_4 = 1.7$.

7.1.3 Resistenza di progetto

I valori della resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ e della resistenza di progetto a trazione $R_{t,d}$ sono determinati applicando al valore caratteristico della resistenza i coefficienti parziali γ_R secondo le seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R}$$

essendo:

$R_{c,d}$ e $R_{t,d}$ resistenza di progetto del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato e della tipologia esecutiva del palo (vedi la Tabella 6 in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

Tabella 6. Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche

	Pali trivellati
Resistenza \ γ_R	R_3
Base	1.35
Laterale - compressione	1.15
Laterale - trazione	1.25

7.1.4 Effetto gruppo

Il carico limite verticale di una palificata viene valutato come:

$$R_{d,G} = N \cdot E \cdot R_{d, \text{singolo palo}}$$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal prodotto della resistenza del palo singolo per il numero N di pali del gruppo e per il fattore E di efficienza della palificata.

L'esperienza (Vesic, 1968) ha mostrato che per palificate in terreni incoerenti, l'efficienza risulta non minore dell'unità, quindi si può assumere $E = 1$ (per terreni incoerenti).

Per palificate in terreni coesivi (qui applicato anche per terreni stratificati), invece, l'efficienza risulta minore dell'unità e può essere valutata ad esempio con la formulazione empirica di Converse Labarre, di seguito esplicitata.

$$E = 1 - (\Phi / 90) \cdot [(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n] / (m \cdot n)$$

Dove:

E = efficienza della palificata



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02 03 001	A	31 di 42

N = numero di pali per fila

M = numero di file

$\Phi = \arctg (D/i)$ con D = diametro pali, i = interasse pali.

Le verifiche di capacità portante della fondazione saranno effettuate sia con riferimento al palo singolo (riferendosi alla resistenza di progetto del singolo palo, e confrontandola con il massimo carico agente tra tutti i pali della palificata) sia con riferimento all'intera palificata, confrontando il carico totale verticale massimo agente alla base del plinto con il carico limite della palificata calcolato come

$$Q_{palif} = n \times (Q_d) \times E$$

In cui Q_d è il carico limite del singolo palo, n il numero di pali nella palificata ed E l'efficienza.



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02 03 001	A	32 di 42

8 RESISTENZA A CARICHI ASSIALI

8.1 Pozzo spalla A

Si riportano nel seguito le verifiche della fondazione a pozzo della spalla A.

Si sottolinea che nel modello di calcolo non si è tenuto conto della resistenza del terreno antistante il pozzo per le profondità comprese tra la testa del pozzo e la quota di fondo alveo.

Questa prescrizione cautelativa è stata sviluppata ipotizzando che per i primi 3.4 m (appunto la differenza di quota tra testa pozzo e fondo alveo) sul pozzo agisse una spinta orizzontale crescente con la profondità pari a

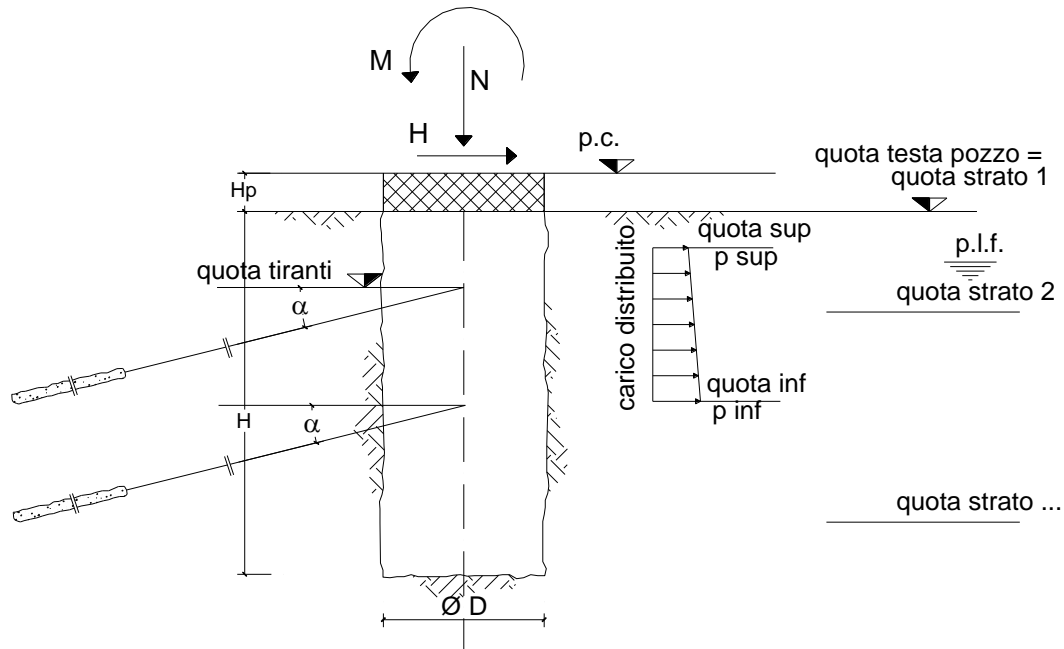
$$q(z) = k_0 \gamma' z$$

in cui k_0 è il coefficiente di spinta a riposo del terreno

Si sottolinea ai fini di una più agevole lettura delle ipotesi di calcolo che la quota di testa pozzo è posta a 4.0 m dal piano campagna. Considerando anche i 3.4 m di terreno compresi tra testa pozzo e fondo alveo è possibile affermare che di fatto il tratto reagenti di pozzo interagisce unicamente con lo strato di ghiaie.

I calcoli sono stati sviluppati per tutte le e combinazioni di carico riportate nel paragrafo 4.1.

opera: VI02



parametri geotecnici caratteristici fusto

strati terreno	quote (m)	descrizione	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ⁴)
p.c.=strato 1	0.00		0.0	0.0	0	0	0	0	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	-3.40		18.0	18.0	33	0	0	0	2000
<input type="checkbox"/> strato 3									
<input type="checkbox"/> strato 4									
<input type="checkbox"/> strato 5									
<input type="checkbox"/> strato 6									

parametri geotecnici caratteristici base

descrizione	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	c_u (kPa)	k_v (kN/m ³)
	18.0	18.0	33	0		5000

quota falda 0.00 (m)

γ_{acqua} 10 (kN/m³)

geometria pozzo

Altezza pozzo	16.00	(m)
diametro pozzo	9.60	(m)
inerzia pozzo	416.92	(m ⁴)
modulo elastico cls	3.00E+07	(kN/m ²)
peso specifico cls	25	(kN/m ³)
EI	1.25E+13	(kN m ²)
spessore plinto Hp	0	(m)
peso plinto	0	(kN)



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
 FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02 03 001	A	34 di 42

tiranti	quote (m)	EA/L (kN/m ²)	α (°)	N _{in} (kN/m)
<input type="checkbox"/> Tirante 1				
<input type="checkbox"/> Tirante 2				
<input type="checkbox"/> Tirante 3				

<input checked="" type="checkbox"/> carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m)	quota inf. (m)	p inf (kN/m)
	0	0	-3.4	293.76

		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno			resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	c _u	q _{lim}	
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	1.40	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.40	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00
Definiti dal Progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30

Figura 13. Ipotesi di calcolo pozzo Spalla A

8.2 Palo singolo spalla B

Si riporta nel seguito il calcolo della resistenza di progetto del micropalo della spalla B.

Come è possibile notare si trova

$$Q_{d,COMP} = 1378.8 \text{ (carico di progetto a compressione)}$$

$$Q_{d,TRAZ} = 1268.5 \text{ (carico di progetto a trazione)}$$

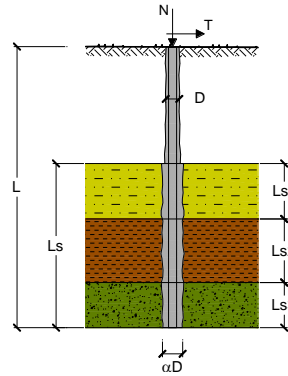
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: VI02

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	757.00	0.00	984.10
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ max}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.10	1.20	1.30	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 20.00 (m)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
L1-GS	20.00	1.10	0.33	0.130	0.130	0.066	1378.77
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$$Ls = 20.00 \text{ (m)} \quad Ql = 1378.77 \text{ (kN)}$$

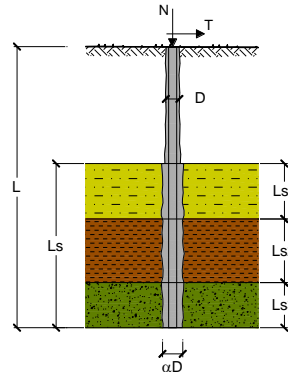
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: VI02

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-360.00	0.00	-468.00
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γs	γs raz.
			γG	γQ		
S.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input type="radio"/>	1.10	1.20	1.30	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ _s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ _t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Spessore della palificata (L): 20.00 (m)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i n \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
L1-GS	20.00	1.10	0.33	0.130	0.130	0.061	1268.46
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$$Ls = 20.00 \text{ (m)} \quad Ql = 1268.46 \text{ (kN)}$$

8.3 Palificata spalla B

Si riporta nel seguito il calcolo della resistenza di progetto della palificata della spalla A calcolata come

$$Q_{palif} = n \cdot Q_{dxE}$$

in cui n è il numero di pali ed E l'efficienza della palificata.

nel presente caso $E = 0.68$

Si trova pertanto

$$Q_{palif,d} = 60 \times 1378.8 \times 0.68 = 56255 \text{ kN}$$



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02.03.001	A	37 di 42

9 ESITO DELLE VERIFICHE

9.1 Verifiche spalla A

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate nelle 4 combinazioni di carico riportate al par 4.1. Le verifiche risultano sempre soddisfatte.

Sollecitazioni alla base del pozzo

$N_b = 47986.92$ (kN)
 $M_b = 9039.09$ (kNm)

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$N_w = 11581.17$ (kN)

Pressioni verticali alla base del pozzo

$\sigma_{max} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$
 $\sigma_{min} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$
 $\sigma_{max} = 607.03$ (kN/m²)
 $\sigma_{min} = 398.90$ (kN/m²)

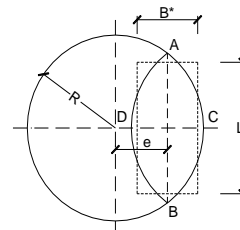
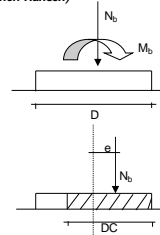
VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0.5\gamma B\gamma_{ys}$
 $q_{lim} = c_u N_{csc} + q$

$q = 66.80$ (kN/m²)
 $N_c = 26.09$ (-)
 $N_q = 38.64$ (-)
 $N_\gamma = 35.19$ (-)
 $sc = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c)$
 $sq = 1 + (B/L) \cdot \tan(j)$
 $sy = 1 - 0.4 \cdot (B/L)$

(Brinch-Hansen)



$DC = 2(R - e)$

$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$

$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$

$h' = R - e$

$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R-h'}{R} \right) - (R-h') \sqrt{2Rh'-h'^2} \right)$

$e = 0.19$ (m)
 $h' = 4.61$ (m)
 $A^* = 68.77$ (m²)
 $L^* = 8.46$ (m)
 $B^* = 8.13$ (m)
 $B^*/L^* = 0.96$ (m)
 $sc = 1.649$ (-)
 $sq = 1.624$ (-)
 $sy = 0.615$ (-)
 $q_{lim} = 3535.57$ (kN/m²)

Sforzo Verticale limite nel terreno

$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$

$N_{lim} = 243129.02$ (kN)

Sforzo Verticale massimo nel terreno

$N_b - N_w = 36405.75$ (kN)

Coefficiente di Sicurezza

$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$

$F_s = 6.68 \geq 2.3$

Figura 14. Verifica pozzo combinazione 1 – SLU MAX

Sollecitazioni alla base del pozzo

$$N_b = 35870.92 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 3390.73 \quad (\text{kNm})$$

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 11581.17 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

$$\sigma_{z\max} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{z\min} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{z\max} = 374.61 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{z\min} = 296.54 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

$$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0.5\gamma B N_{ysy}$$

$$q_{lim} = c_u N_{csc} + q$$

$$q = 66.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 26.09 \quad (-)$$

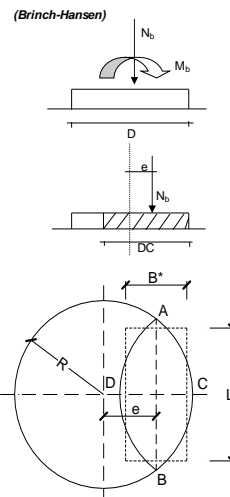
$$N_c = 38.64 \quad (-)$$

$$N_\gamma = 35.19 \quad (-)$$

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

$$sq = 1 + (B/L) \cdot \tan(\phi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot (B/L)$$



$$DC = 2(R - e)$$

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

$$B^* L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R - h'}{R} \right) - (R - h') \sqrt{2Rh' - h'^2} \right)$$

$$e = 0.09 \quad (\text{m})$$

$$h' = 4.71 \quad (\text{m})$$

$$A^* = 70.57 \quad (\text{m}^2)$$

$$L^* = 8.48 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 8.32 \quad (\text{m})$$

$$B^*/L^* = 0.98 \quad (\text{m})$$

$$sc = 1.662 \quad (-)$$

$$sq = 1.637 \quad (-)$$

$$s_\gamma = 0.608 \quad (-)$$

$$q_{lim} = 3564.35 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Storzo Verticale limite nel terreno

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$$

$$N_{lim} = 251527.58 \quad (\text{kN})$$

Storzo Verticale massimo nel terreno

$$N_b - N_w = 24289.75 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

$$F_s = 10.36 \geq 2.3$$

Figura 15. Verifica pozzo combinazione 2 – SLU MIN

Sollecitazioni alla base del pozzo

$N_b = 40871.92$ (kN)
 $M_b = 11361.21$ (kNm)

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$N_w = 11581.17$ (kN)

Pressioni verticali alla base del pozzo

$\sigma_{max} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$
 $\sigma_{min} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$
 $\sigma_{max} = 535.47$ (kN/m²)
 $\sigma_{min} = 273.87$ (kN/m²)

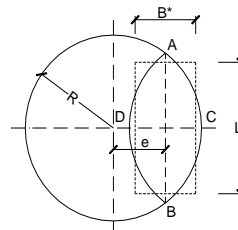
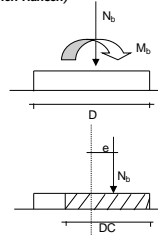
VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0.5\gamma BN_{ysy}$
 $q_{lim} = c_u N_{csc} + q$

$q = 66.80$ (kN/m²)
 $N_c = 26.09$ (-)
 $N_q = 38.64$ (-)
 $N_\gamma = 35.19$ (-)
 $sc = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c)$
 $sq = 1 + (B/L) \cdot \tan(j)$
 $sy = 1 - 0.4 \cdot (B/L)$

(Brinch-Hansen)



$DC = 2(R - e)$

$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$

$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$

$h^* = R - e$

$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R-h^*}{R} \right) - (R-h^*) \sqrt{2Rh^* - h^{*2}} \right)$

$e = 0.28$ (m)
 $h^* = 4.52$ (m)
 $A^* = 67.05$ (m²)
 $L^* = 8.43$ (m)
 $B^* = 7.95$ (m)
 $B^*/L^* = 0.94$ (m)
 $sc = 1.637$ (-)
 $sq = 1.613$ (-)
 $sy = 0.623$ (-)
 $q_{lim} = 3508.04$ (kN/m²)

Sforzo Verticale limite nel terreno

$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$

$N_{lim} = 235208.10$ (kN)

Sforzo Verticale massimo nel terreno

$N_b - N_w = 29290.75$ (kN)

Coefficiente di Sicurezza

$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$

$F_s = 8.03 \geq 2.3$

Figura 16. Verifica pozzo combinazione 3 – SIS-MAX

Sollecitazioni alla base del pozzo

$N_b = 36915.92$ (kN)
 $M_b = 7586.90$ (kNm)

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$N_w = 11581.17$ (kN)

Pressioni verticali alla base del pozzo

$\sigma_{max} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$

$\sigma_{min} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$

$\sigma_{max} = 437.36$ (kN/m²)

$\sigma_{min} = 262.67$ (kN/m²)

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0.5\gamma BN_{ysy}$

$q_{lim} = c_u N_{csc} + q$

$q = 66.80$ (kN/m²)

$N_q = 26.09$ (-)

$N_c = 38.64$ (-)

$N_\gamma = 35.19$ (-)

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

$sq = 1 + (B/L) \cdot \tan(\beta)$

$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot (B/L)$

$DC = 2(R - e)$

$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$

$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$

$h' = R - e$

$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R-h'}{R} \right) - (R-h') \sqrt{2Rh'-h'^2} \right)$

$e = 0.21$ (m)

$h' = 4.59$ (m)

$A^* = 68.44$ (m²)

$L^* = 8.45$ (m)

$B^* = 8.10$ (m)

$B^*/L^* = 0.96$ (m)

$sc = 1.647$ (-)

$sq = 1.622$ (-)

$s_\gamma = 0.617$ (-)

$q_{lim} = 3530.30$ (kN/m²)

Sforzo Verticale limite nel terreno

$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$

$N_{lim} = 241605.23$ (kN)

Sforzo Verticale massimo nel terreno

$N_b - N_w = 25334.75$ (kN)

Coefficiente di Sicurezza

$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$

$F_s = 9.54 \geq 2.3$

(Brinch-Hansen)

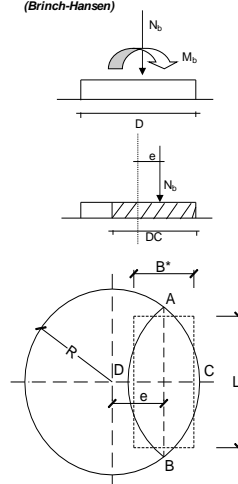


Figura 17. Verifica pozzo combinazione 4 – SIS-MIN



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

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE
FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 09 RB	VI 02.03.001	A	42 di 42

9.2 Verifiche spalla B

Si riporta di seguito le verifiche dei micropali relative alle 4 condizioni citate al paragrafo 4.2

La verifica a compressione è soddisfatta risultando

$E_d < R_d$

818 kN < 1378.8 kN

La verifica a trazione è soddisfatta risultando

$E_d < R_d$

405 kN < 1268.5 kN

La verifica globale della palificata risulta parimenti soddisfatta essendo

$E_d < R_d$

19541 kN < 56255 kN