

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-04 PONTE SUL FOSSO DIAVOLONI

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 09 RB VI0403 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
Dot. Ing. Angelo Vitozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia
N° A2.0783

File: NN1X00D09RBVI0403001A.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 [INSERIRE JET-GROUTING SABBIE]	10
4	CARICHI AGENTI.....	14
4.1	SOLLECITAZIONI BASE PLINTO –SPALLA A	14
4.2	SOLLECITAZIONI IN TESTA PALO – SPALLA A.....	15
4.3	SOLLECITAZIONI BASE PLINTO – SPALLA B.....	16
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018	19
5.1	STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	19
5.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	21
5.3	VERIFICHE STATICHE.....	21
5.3.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO).....</i>	<i>21</i>
6	METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLE FONDAZIONI A POZZO	23
1.1.1	<i>Resistenza caratteristica.....</i>	<i>26</i>
1.1.2	<i>Resistenza di progetto.....</i>	<i>28</i>
7	METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO.....	29
7.1	RESISTENZA A COMPRESSIONE E TRAZIONE DEI MICROPALI.....	29
7.1.1	<i>Resistenza di calcolo di micropali.....</i>	<i>29</i>



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 04 03 001	A	3 di 44

7.1.2	Resistenza caratteristica.....	31
7.1.3	Resistenza di progetto.....	31
7.1.4	Effetto gruppo.....	32
8	RESISTENZA A CARICHI ASSIALI.....	34
8.1	PALO SINGOLO SPALLA A	34
8.2	PALIFICATA SPALLA A.....	36
8.3	POZZO SPALLA B	36
9	ESITO DELLE VERIFICHE	40
9.1	VERIFICHE SPALLA A.....	40
9.2	VERIFICHE SPALLA B.....	40

1 GENERALITÀ

1.1 Premessa

La presente relazione riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni profonde delle spalle del viadotto VI 04.

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

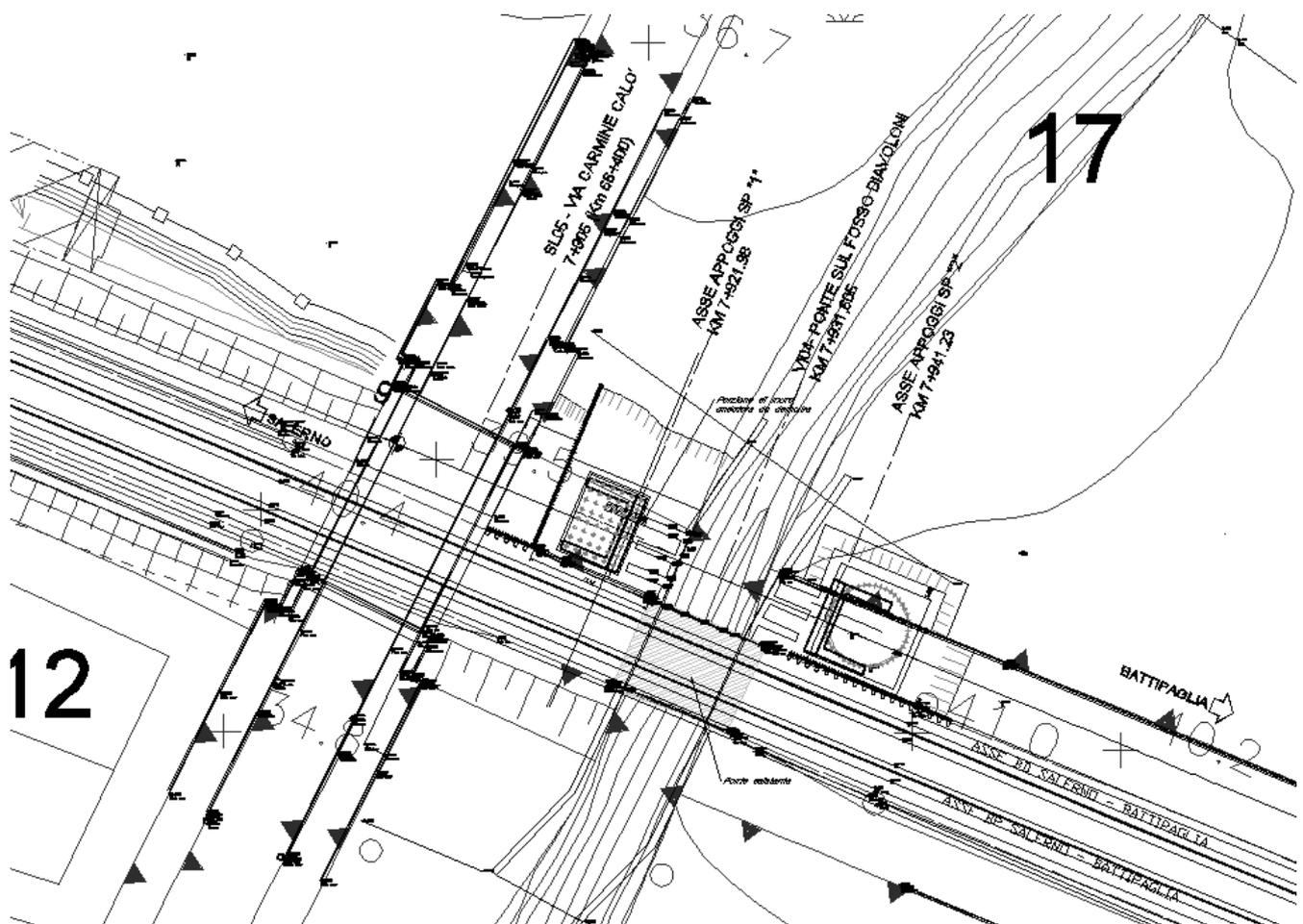


Figura 1. Stralcio planimetrico – ubicazione opera d'arte

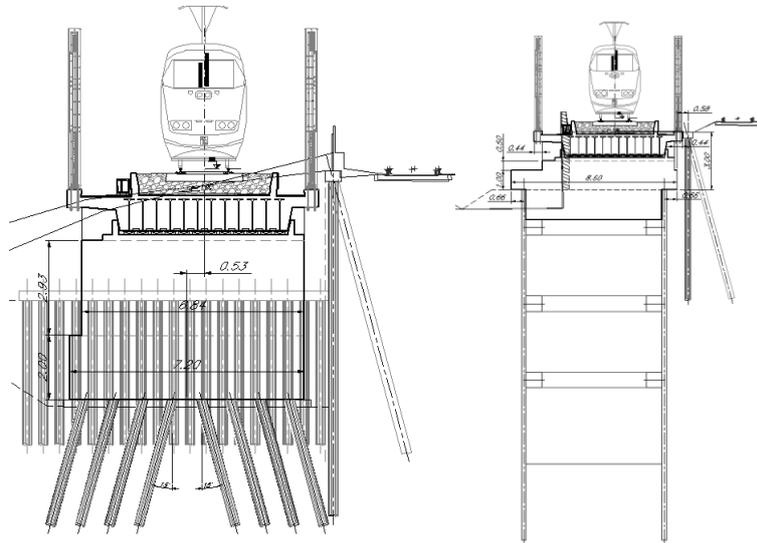


Figura 2. Sezione trasversale impalcato spalla A (sx) e spalla B (dx)

La spalla A è costituita da una palificata di 48 micropali aventi diametro 300 mm e lunghezza 25 m.

I micropali sono inclinati rispetto alla verticale di 15° gradi, al fine di costituire anche un valido contrasto alle azioni longitudinali, ad eccezione di quelli esterni che sono inclinati di 15° solo in direzione trasversale.

La spalla B è invece costituita da un pozzo circolare di diametro 7.3 m, profondo 15 m (misurati a partire dalla testa pozzo).

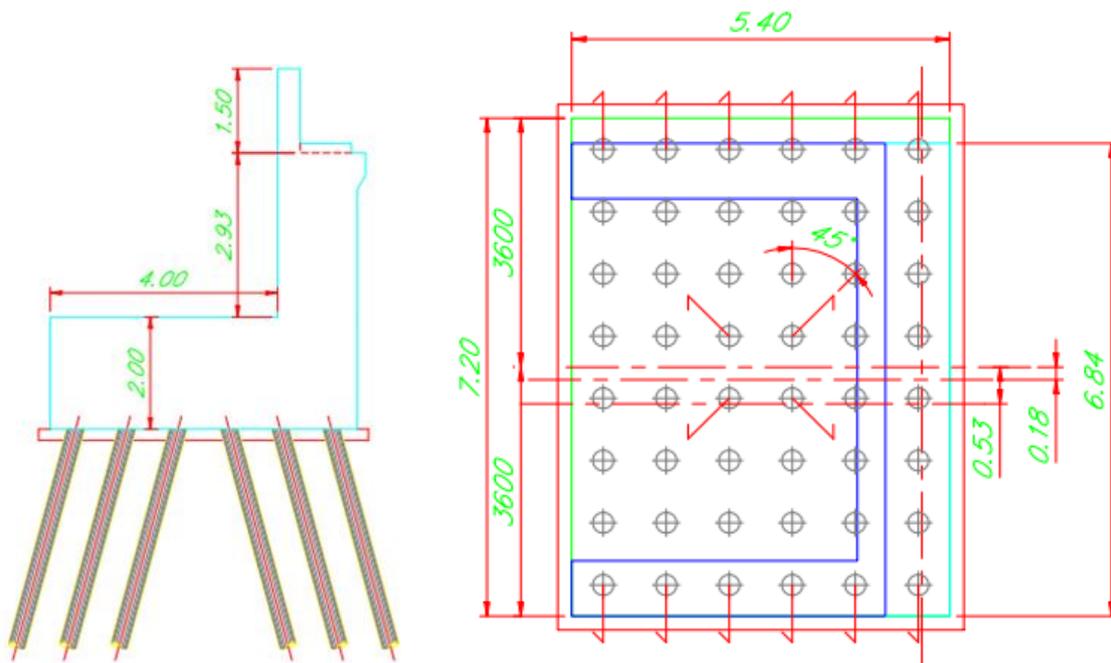


Figura 3. Spalla A – sezione (sx) e pianta (dx)

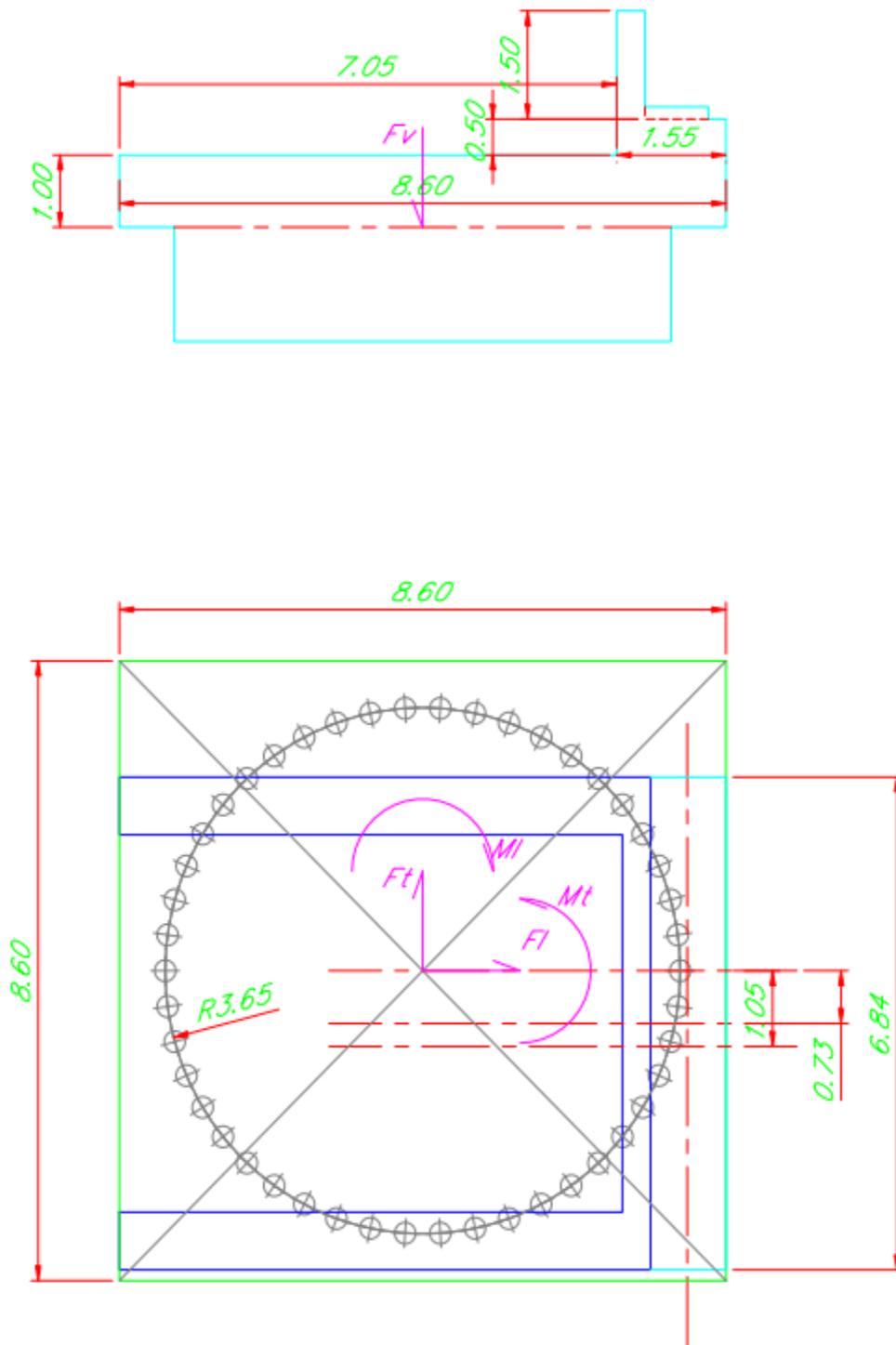


Figura 4. Spalla B – sezione e pianta



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 04 03 001	A	7 di 44

Si riepilogano nel seguito le caratteristiche geometriche principali delle fondazioni

VI 04			
SPALLA A		SPALLA B	
TIPOLOGIA	PALIFICATA MICROPALI	TIPOLOGIA	POZZO
L PALI [m]	25	L POZZO [m]	15
D PALI [m]	0.3	D POZZO [m]	7.3
int. Pali [m]	0.9		
altezza pali direzione	15		
altezza pali direzione	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 – NN1X00D09CLVI0409001A
- Rif. [3] relazione di calcolo spalla A - NN1X00D09CLVI0404001A
- Rif. [4] relazione di calcolo spalla B - NN1X00D09CLVI0404002A

2 MATERIALI

2.1 Calcestruzzo per fondazioni e pali

Per le strutture in fondatazione 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 04 03 001	A	9 di 44

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 generale.

Tabella 3. Parametri geotecnici di progetto

	peso di volume naturale, γ	angolo di resistenza al taglio, φ'	coesione drenata, c'	coesione non drenata, C_u	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni, E_0
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
Riporto, R	19	31	-	-	100-150
Argilla media consistenza, A2	19	23	10	95	300-400
Limo media consistenza, L2	19	25	10	67	200-350
Sabbia Limosa, SL	19	30	0	-	200-400
Sabbia media, S	19	33	-	-	400-600

Le stratigrafie di calcolo sono coerenti con quanto indicato nel profilo geotecnico di progetto (rif. NN1400D78L6GE0600001A) del quale si riporta di seguito uno stralcio in corrispondenza del viadotto in oggetto.

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

Per quanto riguarda invece la caratterizzazione meccanica del terreno trattato con Jet grouting bisogna sottolineare che nel presente caso (trattamento di sabbie e sabbie limose) la letteratura scientifica più consolidata (segnala che il terreno trattato ha una resistenza a compressione uniaassiale minima di almeno

$$\sigma_c = 1 \text{ MPa}$$



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 04 03 001	A	11 di 44

Con banali considerazioni trigonometriche si può dimostrare che per materiali con superficie di rottura alla Mohr Coulomb sussiste la relazione:

$$c = \frac{\sigma_c}{2} \tan(\varphi) - \frac{\sigma_c}{2} [1 - \sin(\varphi)] (\tan(\varphi))$$

Nel presente caso, considerando un angolo di attrito non variato dal trattamento e quindi pari a

$$\varphi=20^\circ$$

si troverebbe una coesione superiore a

$$c > 350 \text{ kPa}$$

Cautelativamente, considerando anche eventuali difformità, discontinuità e difetti di trattamento si porrà

$$c = 50 \text{ kPa}$$

$$\varphi=20^\circ$$

per il terreno trattato con jet grouting

e si ipotizzerà un aumento della rigidezza del terreno pari a 10 volte la rigidezza iniziale, sempre cautelativamente rispetto alle indicazioni della letteratura scientifica.

$$E = 10 E_{\text{iniziale}}$$

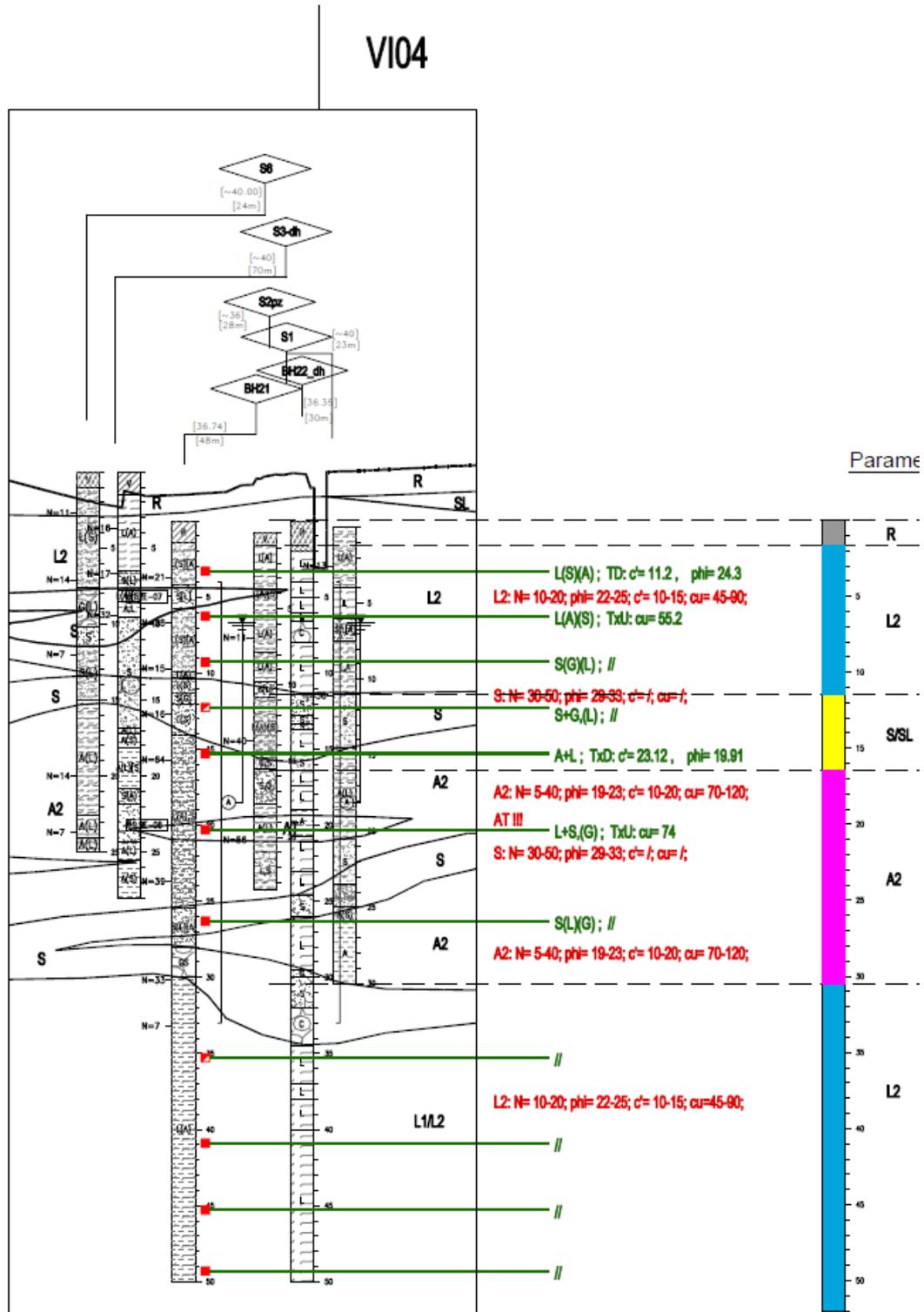


Figura 5. Stralcio del profilo stratigrafico di riferimento



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 04 03 001	A	13 di 44

Strato 1 "R " (Incoerente) da	. 00 a	1.70 m
Strato 2 "L2" (Coesivo) da	1.70 a	11.50 m
Strato 3 "S" (Incoerente) da	11.50 a	16.50 m
Strato 4 "A2 " (Coesivo) da	16.50 a	30.50 m



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 04 03 001	A	14 di 44

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:

COMB. SLU

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	MrI	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	15191	15270	4998	-197	199	0	24776	0	FVmax	SLU7	7
Fvmin	7858	2745	2677	-197	212	0	17500	0	FVmax	SLU6	6
FImax	8900	5867	2626	-133	199	0	17508	0	MImax	SLU10	34
FImin	14365	13286	5047	-197	255	0	24527	0	FVmax	SLU14	14
MImax	15191	15270	4998	-197	199	0	24776	0	FVmax	SLU7	7
MImin	7858	2745	2677	-197	212	0	17500	0	FVmax	SLU6	6
Ftmax	14935	14680	5460	-197	286	0	24673	0	FVmax	SLU13	13
Ftmin	13115	10810	3398	-133	127	0	23945	0	FVmin	SLU1	145
Mtmax	15181	15246	5491	-197	272	0	24772	0	FVmax	SLU1	1
Mtmin	8684	5287	2120	-133	127	0	17504	0	FVmin	SLU5	149
Np max	15181	15246	5491	-197	272	0	24772	0	FVmax	SLU1	1
Np min	15181	15246	5491	-197	272	0	24772	0	FVmax	SLU1	1

COMB. SISMICA

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Msl	MrI	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	9932	9806	5723	431	769	0	18558	1110	FVmax	SIS41	41
Fvmin	8235	3901	-1704	-431	-736	0	16788	-1110	MImax	SIS36	84
FImax	9290	11300	5543	1231	780	0	17919	3699	MImax	SIS1	49
FImin	8734	2076	-1676	-1231	-758	0	17369	-3699	FImin	SIS4	436
MImax	9542	11880	5601	1231	769	0	18020	3699	FVmax	SIS9	9
MImin	8626	1827	-1582	-1231	-736	0	17326	-3699	MImax	SIS4	52
Ftmax	9451	9082	13614	431	2550	0	17984	1110	FVmax	SIS17	17
Ftmin	8714	4620	-9672	-431	-2528	0	17361	-1110	FVmin	SIS20	308
Mtmax	9451	9082	13614	431	2550	0	17984	1110	FVmax	SIS17	17
Mtmin	8714	4620	-9672	-431	-2528	0	17361	-1110	FVmin	SIS20	308
Np max	9451	9082	13614	431	2550	0	17984	1110	FVmax	SIS17	17
Np min	9451	9082	13614	431	2550	0	17984	1110	FVmax	SIS17	17

4.2 Sollecitazioni in testa palo – SPALLA A

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 taglianti sono da considerarsi nulli.

Lo stesso dicasi per i momenti flettenti agenti sui micropali.

Np max	Np min
750	-95
Np max	Np 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 04 03 001	A	16 di 44

818

-405

Tabella 4. Sollecitazioni massime su micropali spalla A

4.3 Sollecitazioni base plinto – SPALLA B

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;
- Ml =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 Ml-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:

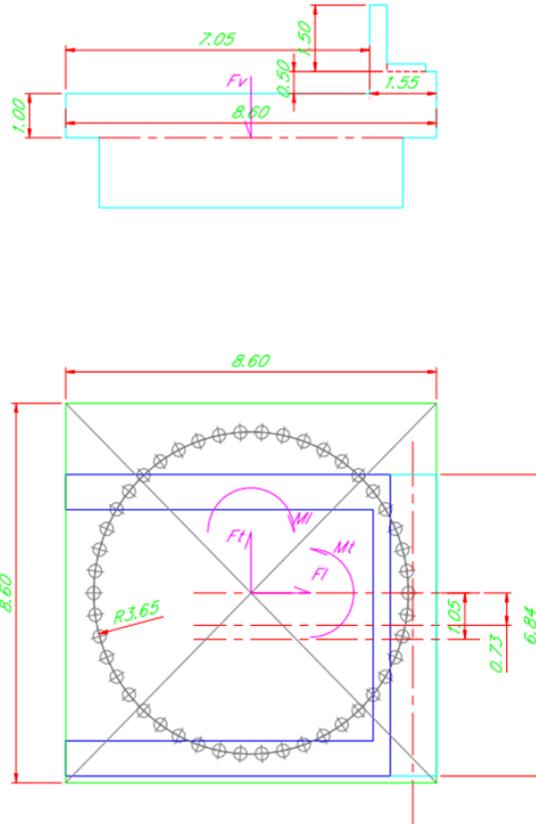


Figura 6. Sistema di riferimento per sollecitazioni testa pozzo

COMB. SLU

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	MTOT	FTOT	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	-	-	-
MAX	14516	31830	-1627	1776	286	0	31872	1799			
MIN	6863	5965	-6648	-129	-212	0	8932	248			

COMB. SISMICA

Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	MTOT	FTOT	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	-	-	-
MAX	9341	20499	589	5247	2311	0	20507	5734			
MIN	6911	3613	-8077	-4512	-2289	0	8848	5060			

Viadotto VI04 - SPALLA FISSA

Spalla fissa montata su pozzo diametro 7.3m. Il plinto quadrate 8.6x8.6 è centrato sul pozzo, le sollecitazioni sono date a intradosso plinto baricentrali.

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

LEGENDA:

FI= forza longitudinale

Ft = forza trasversale

MI= momento longitudinale

Mt= Momento trasversale

Fv= forza verticale, positiva verso il basso

	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 04 03 001	REV. A	FOGLIO 19 di 44

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 ⁽⁰⁾	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

⁽⁰⁾ 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_G

Figura 7. Coefficienti parziali sulle azioni (coefficienti A)

	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 04 03 001	REV. A	FOGLIO 20 di 44

- 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_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	$\gamma_R = 1,1$

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

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

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

Figura 9. Coefficienti parziali sulle resistenze (coefficienti R)

	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 04 03 001	REV. A	FOGLIO 21 di 44

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).

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;



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 04 03 001	A	22 di 44

- 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.



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 04 03 001	A	23 di 44

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/m³] è ipotizzato lineare con la profondità z:

$$k_h = m_h z$$

Dove

m_h = coefficiente di variazione del modulo di reazione orizzontale [kN/m⁴], valutato secondo quanto suggerito in letteratura.

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

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

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]

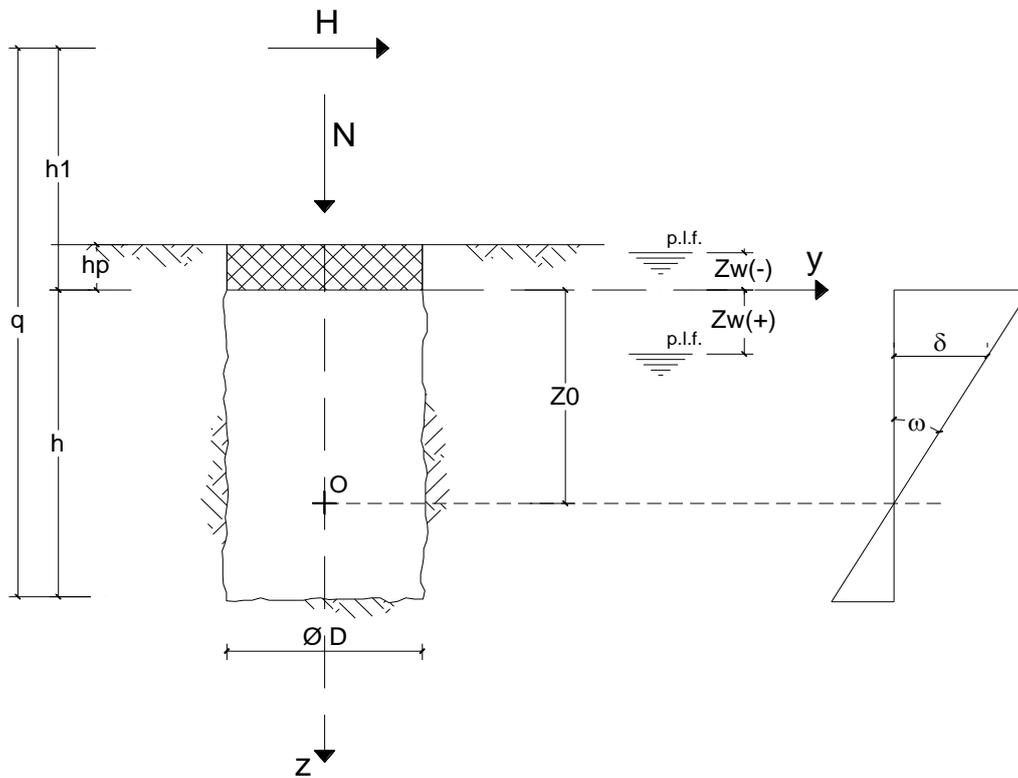


Figura 10. Schema fondazione a pozzo

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 da letteratura.

w_p è il modulo di resistenza del pozzo [m³]

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 04 03 001	A	26 di 44

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

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_γ	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	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_γ	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	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	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per $D/B' < 1$ $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ 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_γ	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	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_γ	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b_c	$b_q - [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
g_q	$(1 - \tan \alpha)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
g_γ	$(1 - \tan \alpha)^2$	"	
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.

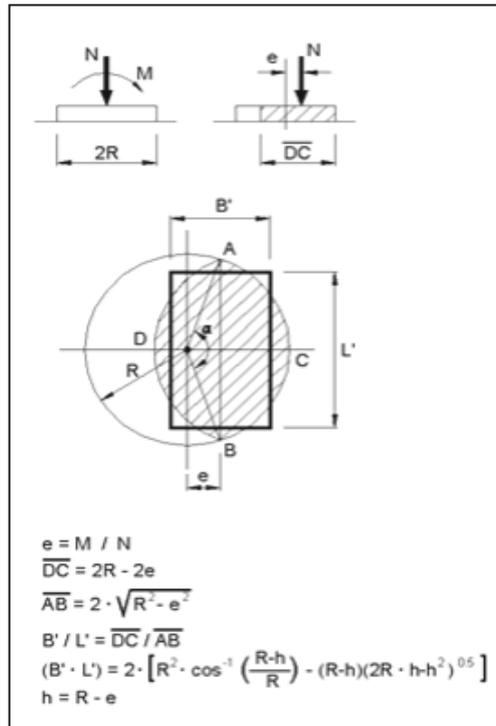


Figura 11. Fondazione efficace

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:

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

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.

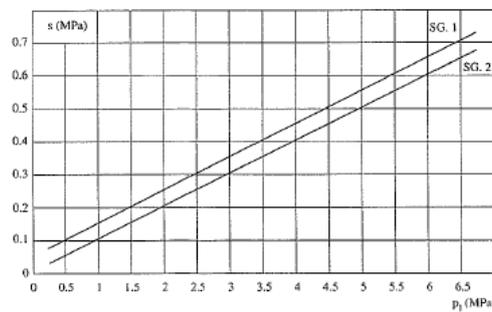


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

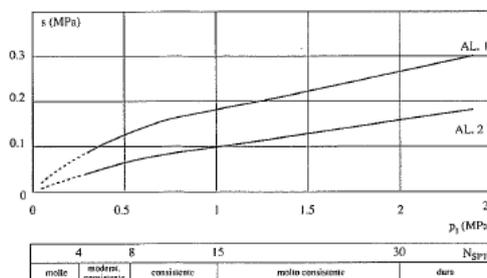


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

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 04 03 001	A	33 di 44

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 04 03 001	A	34 di 44

8 RESISTENZA A CARICHI ASSIALI

8.1 Palo singolo spalla A

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

Come è possibile notare si trova

$$Q_{d,COMP} = 1060.6 \text{ (carico di progetto a compressione)}$$

$$Q_{d,TRAZ} = 975.7 \text{ (carico di progetto a trazione)}$$

Si sottolinea che cautelativamente non è stato considerato il contributo dello strato di ghiaie e sabbie, che in condizioni sismiche potrebbero essere soggette a liquefazione.

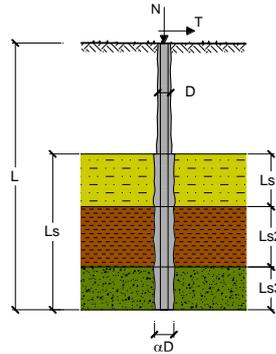
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: V102

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	629.23	0.00	818.00
T (kN)		0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s, trac}$
			γ_G	γ_Q		
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_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	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

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot \gamma_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
L2	5.80	1.10	0.33	0.100	0.130	0.051	307.57
A2	5.00	1.10	0.33	0.100	0.130	0.051	265.15
A2	9.20	1.10	0.33	0.100	0.130	0.051	487.87

$$L_s = 20.00 \text{ (m)} \quad Ql = 1060.59 \text{ (kN)}$$

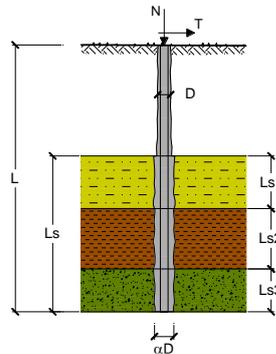
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: V104

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-311.54	0.00	-405.00
T (kN)		0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{trac}}$
			γ_G	γ_Q		
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		<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_d	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

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot \gamma_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
L2	5.80	1.10	0.33	0.100	0.130	0.047	282.97
A2	5.00	1.10	0.33	0.100	0.130	0.047	243.94
A2	9.20	1.10	0.33	0.100	0.130	0.047	448.84

$$L_s = 20.00 \text{ (m)} \quad Q_l = 975.74 \text{ (kN)}$$

8.2 Palificata spalla A

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

$$Q_{\text{palif}} = n \cdot Q_{d,x} \cdot E$$

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

nel presente caso $E = 0.68$

Si trova pertanto

$$Q_{\text{palif,d}} = 48 \times 1060 \times 0.68 = 34598 \text{ kN}$$

8.3 Pozzo 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 04 03 001	A	37 di 44

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

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.

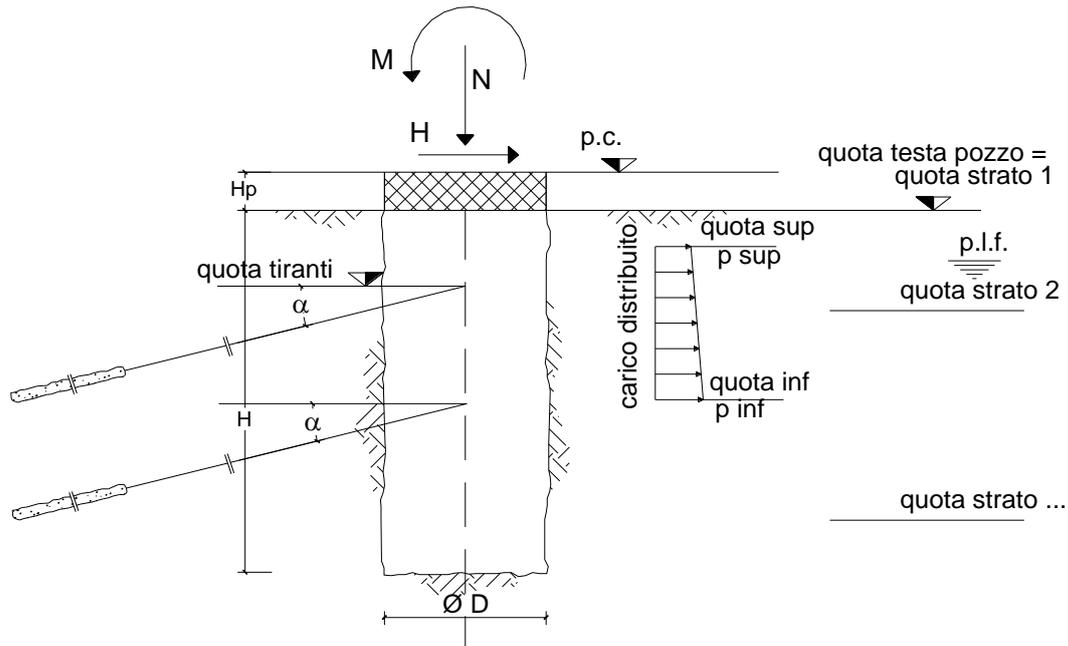
Questa prescrizione cautelativa è stata sviluppata ipotizzando che per i primi 3.5 m (appunto la differenza di quota tra testa pozzo e fondo alveo) sul pozzo agisse una spinta orizzontale crescente con la profondità pari a

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

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

I calcoli sono stati sviluppati per tutte le e combinazioni di carico riportate nel paragrafo 4.3

opera: **VI04**



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)	η_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	-3.50	L2	18.0	18.0	0	0	55	0	100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	-12.10	S/SL	18.0	18.0	30	0	0	0	1500
<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	30	20	0	1500

quota falda **0.00** (m)

γ_{acqua} **10** (kN/m³)

geometria pozzo

Altezza pozzo	15.00	(m)
diametro pozzo	7.30	(m)
inerzia pozzo	139.40	(m ⁴)
modulo elastico cls	3.00E+07	(kN/m ²)
peso specifico cls	25	(kN/m ³)
EI	4.18E+12	(kN m ²)
spessore plinto Hp	0	(m)
peso plinto	0	(kN)

tiranti	quote (m)	EA/L (kN/m ²)	α (°)	N _{in} (kN/m)
<input type="checkbox"/> Tirante 1	-1.00	1890	20	100
<input type="checkbox"/> Tirante 2	-3.00	2940	10	200
<input type="checkbox"/> Tirante 3	-6.00	2940	10	300

<input checked="" type="checkbox"/> carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m)	quota inf. (m)	p inf (kN/m)
	0	0	-3.5	229.95

			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 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 04 03 001	A	40 di 44

9 ESITO DELLE VERIFICHE

9.1 Verifiche spalla A

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate nelle 4 combinazioni di carico riportate al par 4.2. Le verifiche risultano sempre soddisfatte.

In compressione risulta infatti

$R_d > E_d$

1060 kN > 818 kN

In trazione risulta poi

$R_d > E_d$

975.7 kN > 405 kN

Per quanto riguarda la verifica globale si trova

$R_d > E_d$

15191 kN > 34598 kN

9.2 Verifiche spalla B

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate nelle 4 combinazioni di carico riportate al par 4.3. Le verifiche risultano sempre soddisfatte.

Sollecitazioni alla base del pozzo

$$N_b = 30211.20 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = -1659.92 \quad (\text{kNm})$$

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 6278.08 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

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

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

$$\sigma_{z\max} = 528.36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{z\min} = 615.29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

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

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

$$q = 57.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 6.40 \quad (-)$$

$$N_c = 14.83 \quad (-)$$

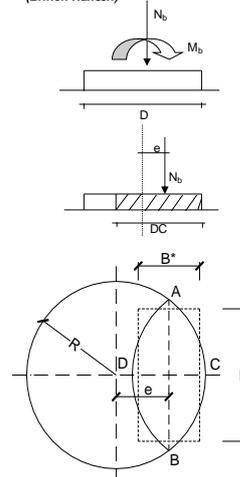
$$N_\gamma = 5.39 \quad (-)$$

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

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

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

(Brinch-Hansen)



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

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

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

$$h' = R - e$$

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

$$e = -0.05 \quad (\text{m})$$

$$h' = 3.70 \quad (\text{m})$$

$$A^* = 42.66 \quad (\text{m}^2)$$

$$L^* = 6.48 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 6.58 \quad (\text{m})$$

$$B^*/L^* = 1.02 \quad (\text{m})$$

$$sc = 1.438 \quad (-)$$

$$sq = 1.369 \quad (-)$$

$$s_\gamma = 0.594 \quad (-)$$

$$q_{lim} = 1650.31 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Storzo Verticale limite nel terreno

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

$$N_{lim} = 70395.59 \quad (\text{kN})$$

Storzo Verticale massimo nel terreno

$$N_b - N_w = 23933.12 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

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

$$F_s = 2.94 \geq 2.3$$

Figura 14. Verifica pozzo combinazione 1 – SLU MAX

Sollecitazioni alla base del pozzo

$$N_b = 22558.20 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = -540.89 \quad (\text{kNm})$$

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 6278.08 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

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

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

$$\sigma_{z\max} = 374.81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{z\min} = 403.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

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

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

$$q = 57.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 6.40 \quad (-)$$

$$N_c = 14.83 \quad (-)$$

$$N_\gamma = 5.39 \quad (-)$$

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

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

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

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

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

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

$$h' = R - e$$

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

$$e = -0.02 \quad (\text{m})$$

$$h' = 3.67 \quad (\text{m})$$

$$A^* = 42.20 \quad (\text{m}^2)$$

$$L^* = 6.48 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 6.52 \quad (\text{m})$$

$$B^*/L^* = 1.01 \quad (\text{m})$$

$$sc = 1.434 \quad (-)$$

$$sq = 1.366 \quad (-)$$

$$s_\gamma = 0.597 \quad (-)$$

$$q_{lim} = 1646.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Storzo Verticale limite nel terreno

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

$$N_{lim} = 69472.12 \quad (\text{kN})$$

Storzo Verticale massimo nel terreno

$$N_b - N_w = 16280.12 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

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

$$F_s = 4.27 \geq 2.3$$

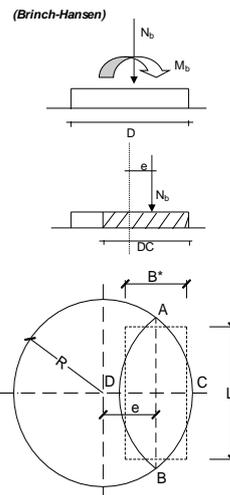


Figura 15. Verifica pozzo combinazione 2 – SLU MIN

Sollecitazioni alla base del pozzo

$$N_b = 25036.20 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 15349.25 \quad (\text{kNm})$$

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 6278.08 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

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

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

$$\sigma_{z\max} = 850.08 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{z\min} = 46.28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

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

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

$$q = 57.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 6.40 \quad (-)$$

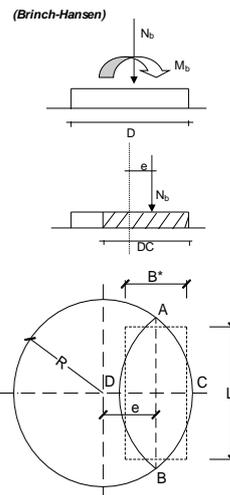
$$N_c = 14.83 \quad (-)$$

$$N_\gamma = 5.39 \quad (-)$$

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

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

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



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

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

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

$$h' = R - e$$

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

$$e = 0.61 \quad (\text{m})$$

$$h' = 3.04 \quad (\text{m})$$

$$A^* = 32.95 \quad (\text{m}^2)$$

$$L^* = 6.25 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.27 \quad (\text{m})$$

$$B^*/L^* = 0.84 \quad (\text{m})$$

$$sc = 1.364 \quad (-)$$

$$sq = 1.307 \quad (-)$$

$$s_\gamma = 0.662 \quad (-)$$

$$q_{lim} = 1563.87 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Storzo Verticale limite nel terreno

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

$$N_{lim} = 51522.05 \quad (\text{kN})$$

Storzo Verticale massimo nel terreno

$$N_b - N_w = 18758.12 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

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

$$F_s = 2.75 \geq 2.3$$

Figura 16. Verifica pozzo combinazione 3 – SIS-MAX

Sollecitazioni alla base del pozzo

$N_b = 22606.20$ (kN)
 $M_b = 16317.79$ (kNm)

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$N_w = 6278.08$ (kN)

Pressioni verticali alla base del pozzo

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

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

$\sigma_{zmax} = 817.38$ (kN/m²)

$\sigma_{zmin} = -37.14$ (kN/m²)

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

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

$q = 57.00$ (kN/m²)

$N_q = 18.40$ (-)

$N_c = 30.14$ (-)

$N_\gamma = 22.40$ (-)

$sc = 1 + (B/L)^*(Nq/Nc)$

$sq = 1 + (B/L)*\text{tang}(\phi)$

$s\gamma = 1 - 0.4*(B/L)$

$DC = 2(R - e)$

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

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

$h' = R - e$

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

$e = 0.72$ (m)

$h' = 2.93$ (m)

$A^* = 31.38$ (m²)

$L^* = 6.19$ (m)

$B^* = 5.07$ (m)

$B^*/L^* = 0.82$ (m)

$sc = 1.500$ (-)

$sq = 1.473$ (-)

$s\gamma = 0.673$ (-)

$q_{lim} = 2753.92$ (kN/m²)

Sforzo Verticale limite nel terreno

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

$N_{lim} = 86429.69$ (kN)

Sforzo Verticale massimo nel terreno

$N_b - N_w = 16328.12$ (kN)

Coefficiente di Sicurezza

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

$F_s = 5.29 \geq 2.3$

(Brinch-Hansen)

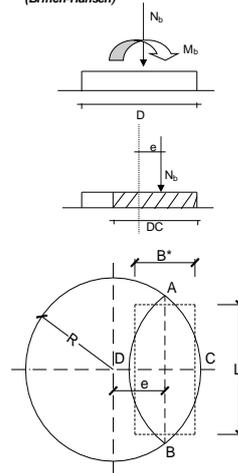


Figura 17. Verifica pozzo combinazione 4 – SIS-MIN