

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

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

IV NUOVA VIABILITA'

IV01 – CAVALCAFERROVIA VIA WENNER  
RELAZIONE GEOTECNICA

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 RH IV0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	A. Polastri	Sett 2020	G. Fiedrella	Sett 2020	M. D'Amico	Sett 2020	D. Tiberti Sett 2020

File: NN1X00D78RHIV0100001A.doc

n. Elab.:

## INDICE

1	GENERALITÀ.....	4
1.1	PREMESSA .....	4
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	4
1.3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
1.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
2	MATERIALI .....	6
2.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E PALI .....	6
2.2	ACCIAIO B450C .....	7
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	8
4	CARICHI AGENTI.....	9
4.1.1	<i>Sollecitazioni in testa palo – SPALLA A.....</i>	<i>9</i>
4.1.2	<i>Sollecitazioni Palificata A.....</i>	<i>11</i>
4.1.3	<i>Sollecitazioni in testa palo – SPALLA B.....</i>	<i>12</i>
4.1.4	<i>Sollecitazioni Palificata B.....</i>	<i>14</i>
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018.....	15
5.1	STATI LIMITE ULTIMI (SLU) .....	15
5.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	17
5.3	VERIFICHE STATICHE.....	18
5.3.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO).....</i>	<i>18</i>
5.3.2	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....</i>	<i>20</i>
5.4	VERIFICHE SISMICHE .....	20
6	METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO.....	22
6.1	CURVE DI RESISTENZA DEL PALO SINGOLO .....	22
6.1.1	<i>Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici.....</i>	<i>22</i>

6.1.2	<i>Resistenza caratteristica</i> .....	28
6.1.3	<i>Resistenza di progetto</i> .....	28
6.1.4	<i>Effetto gruppo</i> .....	29
7	<b>METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI</b> .....	31
7.1	PREMESSA .....	31
7.2	ANALISI AGLI STATI LIMITE .....	31
7.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE - BROMS .....	31
8	<b>CURVE DI RESISTENZA</b> .....	35
8.1	SPALLA A .....	35
8.1.1	<i>Verifica a compressione</i> .....	35
8.1.2	<i>Effetto Gruppo</i> .....	36
8.2	SPALLA B .....	37
8.2.1	<i>Verifica Portanza palo</i> .....	37
8.2.2	<i>Effetto Gruppo</i> .....	38
9	<b>CARICO LIMITE TRASVERSALE</b> .....	39
9.1	SPALLA A .....	39
9.2	SPALLA B .....	42
10	<b>ESITO DELLE VERIFICHE</b> .....	45
10.1	VERIFICHE A CARICO LIMITE ASSIALE.....	45
10.2	VERIFICHE A CARICO LIMITE PALIFICATA .....	45
10.3	VERIFICHE A CARICO LIMITE TRASVERSALE.....	45
11	<b>CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI</b> .....	46

## 1 GENERALITÀ

### 1.1 Premessa

La presente relazione riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni profonde delle spalle del cavalcaferrovia di Via Wenner.

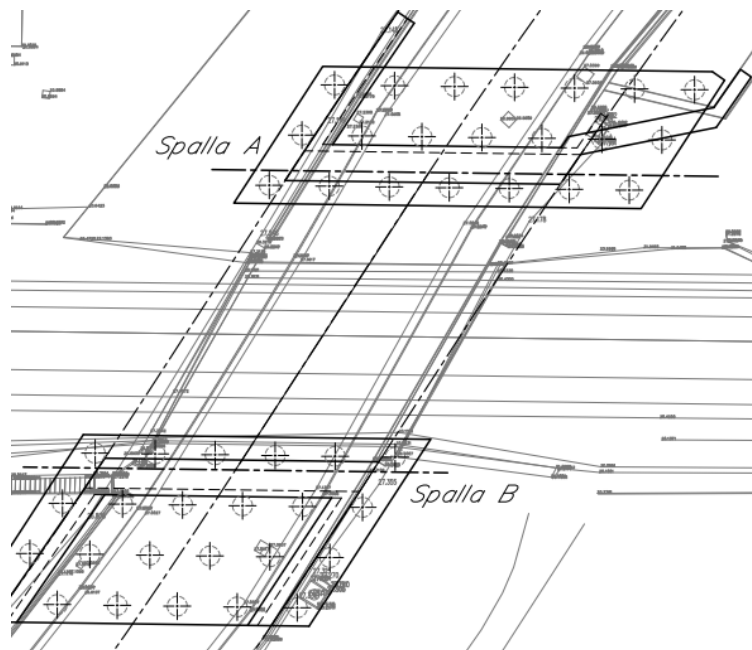
Il viadotto è costituito da un'unica campata poggiate su due spalle, di seguito denominate spalla A (Lato Salerno) e spalla B (Lato Pontecagnao).

### 1.2 Descrizione dell'opera

La spalle poggiano su 21 pali la spalla A e 24 sulla Spalla B di diametro  $\varnothing$  1200. L'altezza del paramento a tergo del terreno è di circa 6.5 m, spessore del fusto di 2.20 m; la zattera di fondazione ha spessore 2.00 m. La trave paraghiaia che contiene il terreno immediatamente a ridosso dell'impalcato ha uno spessore di 0.40m per un'altezza di circa 2.20 m. Si riporta in Figura 1 una planimetria di inquadramento dell'opera.

La lunghezza dei pali della spalla A è pari a 33 m.

La lunghezza dei pali della spalla B è pari a 35 m.



**Figura 1: Planimetria di Inquadramento**

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	5 di 52

### 1.3 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.

### 1.4 Documenti di riferimento

I documenti che verranno richiamati nel seguito sono:

- Rif. [1] Relazione di caratterizzazione geotecnica generale – NN1X00D78RHIV01000010
- Rif. [2] Impalcato – Relazione di calcolo – NN1X00D78CLIV01000030
- Rif. [3] Spalla A – Relazione di calcolo - NN1X00D78CLIV01000010
- Rif. [4] Spalla B – Relazione di calcolo - NN1X00D78CLIV01000020

## 2 MATERIALI

### 2.1 Calcestruzzo per fondazioni e pali

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

Classe d'esposizione: XC2

**C25/30:**  $f_{ck} \geq 25$  MPa  $R_{ck} \geq 30$  MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24,90	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32,90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16,60	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	2,56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,07	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,19	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm <sup>2</sup>

**Tabella 1: Caratteristiche calcestruzzo fondazione e pali**

## 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:

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ MPa};$

Tensione di progetto:  $f_{yk} = 450 \text{ MPa};$

Tensione di progetto:  $f_{yk} = f_{yd} / \gamma_m$

in cui  $\gamma_m = 1.15$   $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa};$

Modulo Elastico  $E_s = 210'000 \text{ MPa}.$

**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. 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 di testa dei pali.

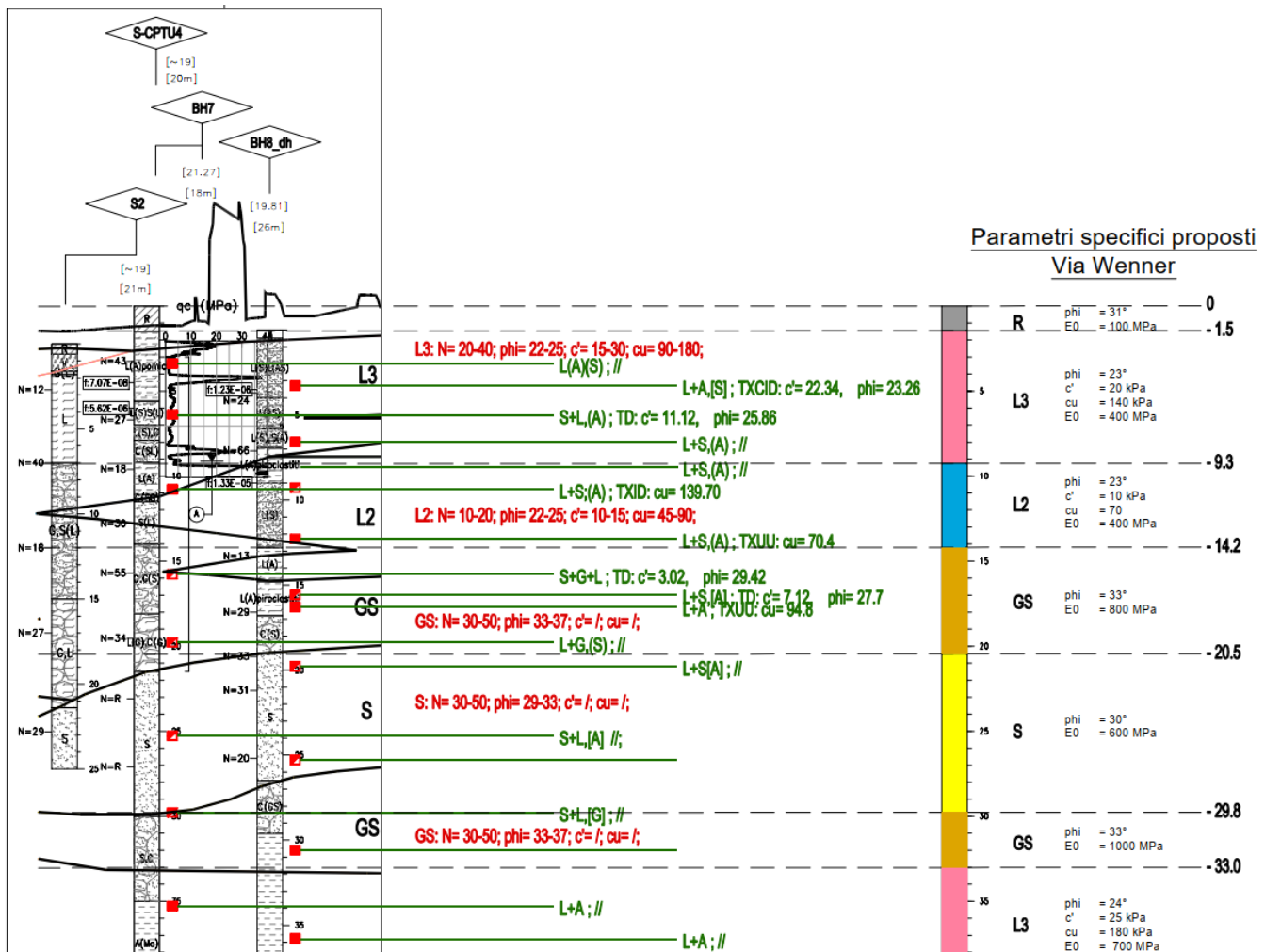


Figura 2: Stratigrafia assunta da Relazione Geotecnica



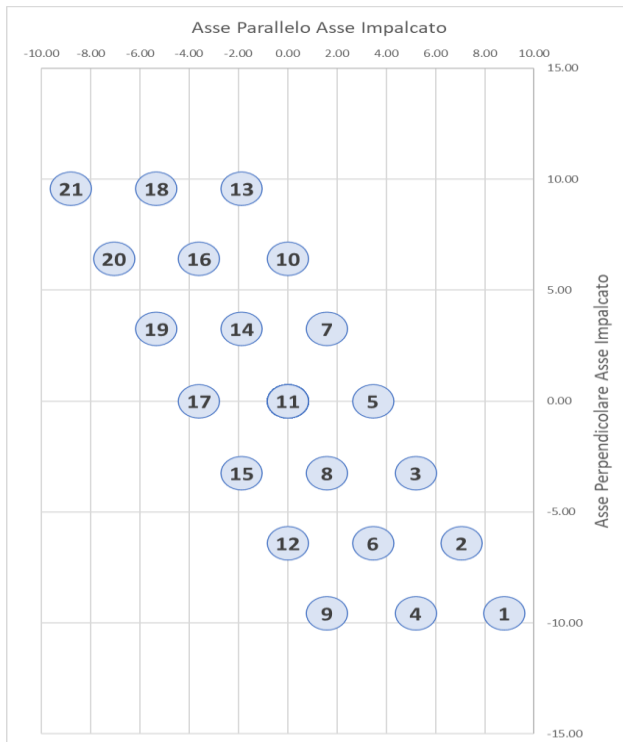
## 4 CARICHI AGENTI

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

### 4.1.1 Sollecitazioni in testa palo – SPALLA A

#### *Plinto di fondazione*

<b>Altezza plinto</b>	2.00	m
<b>Dimensione long.fondazione</b>	9.70	m
<b>Dimensione trasv. fondazione</b>	21.24	m
<b>Inclinazione plinto</b>	0.00	°
<b>Sbalzo anteriore</b>	1.60	m
<b>Sbalzo posteriore</b>	5.60	m
<b>Altezza terreno ricoprimento</b>	0.50	m
<b>Altezza terreno riempimento</b>	8.61	



**Figura 3: Disposizione pali Spalla A**

Le condizioni Npmax e Npmin sono le condizioni che massimizzano e minimizzano il carico assiale sul palo.

**SLU**

Cond.	Comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLU1	3168	3172	3160	2700	3170	2704	3165	2692	2232	3187	2720	2254	3174	2714	2241	2719	2253	2724	2264	2269	2273
Fvmin	SLU2	2311	2311	2300	1991	2304	1991	2297	1980	1671	2309	1996	1683	2298	1989	1671	1990	1677	1990	1682	1682	1682
Ftmax	SLU1	3168	3172	3160	2700	3170	2704	3165	2692	2232	3187	2720	2254	3174	2714	2241	2719	2253	2724	2264	2269	2273
Ftmin	SLU2	2523	2527	2516	2087	2526	2090	2521	2080	1650	2542	2106	1671	2530	2100	1659	2105	1670	2110	1681	1686	1690
Mlmax	SLU1	3168	3172	3160	2700	3170	2704	3165	2692	2232	3187	2720	2254	3174	2714	2241	2719	2253	2724	2264	2269	2273
Mlmin	SLU2	2311	2311	2300	1991	2304	1991	2297	1980	1671	2309	1996	1683	2298	1989	1671	1990	1677	1990	1682	1682	1682
Ftmax	SLU1	3168	3172	3160	2700	3170	2704	3165	2692	2232	3187	2720	2254	3174	2714	2241	2719	2253	2724	2264	2269	2273
Ftmin	SLU1	2956	2955	2943	2605	2948	2604	2941	2592	2253	2954	2610	2267	2941	2602	2254	2603	2259	2604	2265	2266	2265
Mtmax	SLU1	3168	3172	3160	2700	3170	2704	3165	2692	2232	3187	2720	2254	3174	2714	2241	2719	2253	2724	2264	2269	2273
Mtmin	SLU1	2956	2955	2943	2605	2948	2604	2941	2592	2253	2954	2610	2267	2941	2602	2254	2603	2259	2604	2265	2266	2265
Np max	SLU1	3168	3172	3160	2700	3170	2704	3165	2692	2232	3187	2720	2254	3174	2714	2241	2719	2253	2724	2264	2269	2273
Np min	SLU2	2523	2527	2516	2087	2526	2090	2521	2080	1650	2542	2106	1671	2530	2100	1659	2105	1670	2110	1681	1686	1690

**SIS**

Cond.	Comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SIS17	2412	2462	2497	1931	2555	1981	2598	2016	1450	2667	2093	1519	2700	2134	1552	2186	1612	2237	1671	1723	1773
Fvmin	SIS18	1950	1899	1844	1824	1793	1774	1739	1718	1699	1693	1673	1653	1637	1618	1598	1567	1547	1517	1497	1447	1396
Ftmax	SIS1	3025	3074	3083	1787	3151	1837	3178	1845	549	3276	1961	647	3281	1985	652	2038	724	2091	795	849	898
Ftmin	SIS3	1170	1222	1293	1785	1338	1836	1402	1908	2400	1430	1928	2427	1503	1995	2501	2044	2543	2094	2586	2635	2687
Mlmax	SIS1	3025	3074	3083	1787	3151	1837	3178	1845	549	3276	1961	647	3281	1985	652	2038	724	2091	795	849	898
Mlmin	SIS7	1163	1113	1094	2092	1030	2042	996	2023	3021	910	1923	2935	894	1892	2919	1840	2852	1787	2785	2733	2683
Ftmax	SIS9	2282	2450	2590	1428	2775	1596	2932	1736	574	3134	1955	776	3271	2109	913	2280	1101	2451	1288	1459	1628
Ftmin	SIS10	2080	1911	1750	2328	1573	2159	1404	1998	2575	1226	1811	2396	1065	1643	2236	1473	2058	1303	1880	1710	1541
Mtmax	SIS9	2282	2450	2590	1428	2775	1596	2932	1736	574	3134	1955	776	3271	2109	913	2280	1101	2451	1288	1459	1628
Mtmin	SIS12	1559	1391	1248	2327	1064	2158	905	2015	3095	707	1802	2896	566	1645	2756	1475	2569	1304	2383	2213	2044
Np max	SIS1	3025	3074	3083	1787	3151	1837	3178	1845	549	3276	1961	647	3281	1985	652	2038	724	2091	795	849	898
Np min	SIS14	2105	2273	2415	1304	2600	1472	2757	1614	502	2957	1830	702	3097	1985	842	2156	1028	2327	1215	1386	1554

**SLU**

N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	H <sub>max</sub>
kN	kN	kN
3187	1650	530

**SIS**

N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	H <sub>max</sub>
kN	kN	kN
3281	502	707

#### 4.1.2 Sollecitazioni Palificate A

Si riportano le sollecitazioni a intradosso plinto dove:

Fv, forza verticale;

Fl, forza longitudinale;

Ft, forza trasversale;

Ml, Momento longitudinale, rispetto al baricentro della fondazione, riportato alla quota intradosso plinto;

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;

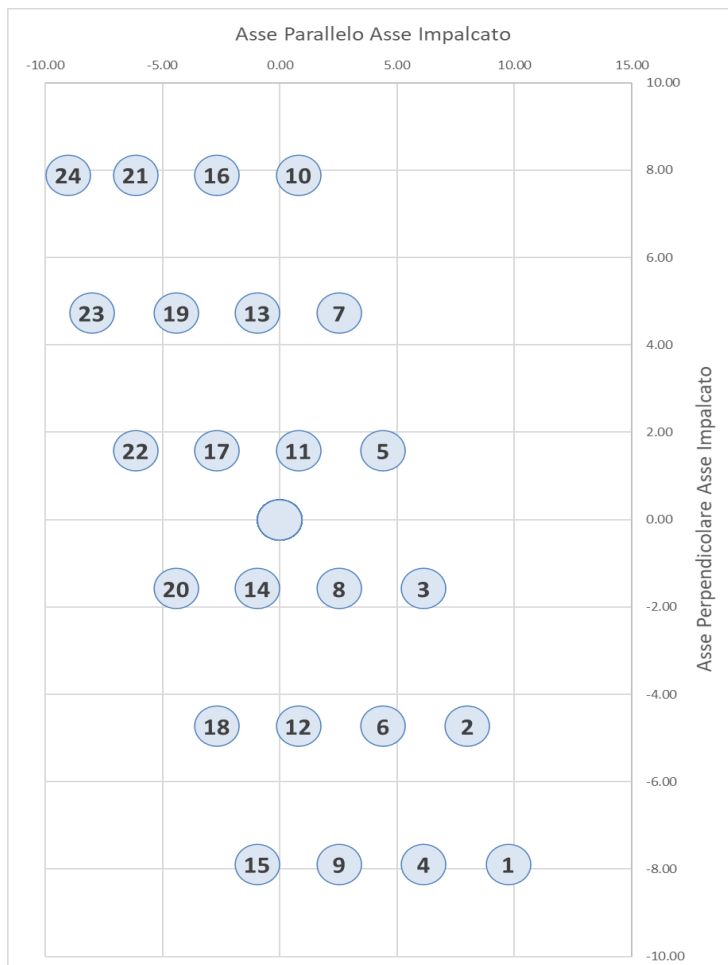
COMB. SLU											
Cond.	FV	MI	Mt	Fl	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	56954.3	18303.9	1121.71	11131.5	131.96	0.0131	302123	44199	FVmax	SLU1	1
Fvmin	41803.4	12749	0.0457	8417.5	0	0.0131	223649	33652	FVmin	SLU2	14
Flmax	56954.3	18303.9	1121.71	11131.5	131.96	0.0131	302123	44199	FVmax	SLU1	1
Flmin	44070	17622.4	1121.71	8417.5	131.96	0.0131	229769	33652	FVmax	SLU2	2
Mlmax	56954.3	18303.9	1121.71	11131.5	131.96	0.0131	302123	44199	FVmax	SLU1	1
Mlmin	41803.4	12749	0.0457	8417.5	0	0.0131	223649	33652	FVmin	SLU2	14
Ftmax	56954.3	18303.9	1121.71	11131.5	131.96	0.0131	302123	44199	FVmax	SLU1	1
Ftmin	54687.6	13430.6	0.0457	11131.5	0	0.0131	296003	44199	FVmin	SLU1	13
Mtmax	56954.3	18303.9	1121.71	11131.5	131.96	0.0131	302123	44199	FVmax	SLU1	1
Mtmin	54687.6	13430.6	0.0457	11131.5	0	0.0131	296003	44199	FVmin	SLU1	13
Np max	56954.3	18303.9	1121.71	11131.5	131.96	0.0131	302123	44199	FVmax	SLU1	1
Np min	44070	17622.4	1121.71	8417.5	131.96	0.0131	229769	33652	FVmax	SLU2	2

COMB. SISMICA											
Cond.	FV	MI	Mt	Fl	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	43767.6	12817.2	13809.3	7737.07	2395.34	0.00262	233780	33552.9	FVmax	SIS17	17
Fvmin	35080.9	11389.3	-13809	7213.33	-2395.3	0.00262	190299	30774.3	FVmax	SIS18	18
Flmax	40727.2	49527.5	13809.4	14576	2395.34	0.00873	218562	69790.4	FVmax	SIS1	1
Flmin	40727.2	-39878	13809.3	-2190.9	2395.34	-0.0087	218562	-18072	FVmax	SIS3	3
Mlmax	40727.2	49527.5	13809.4	14576	2395.34	0.00873	218562	69790.4	FVmax	SIS1	1
Mlmin	40727.2	-39878	-13809	-2190.9	-2395.3	-0.0087	218562	-18072	FVmax	SIS7	7
Ftmax	40727.2	13290.1	46031.1	7737.07	7984.48	0.00262	218562	33553	FVmax	SIS9	9
Ftmin	38121.2	10916.4	-46031	7213.33	-7984.5	0.00262	205517	30774.1	FVmax	SIS10	10
Mtmax	40727.2	13290.1	46031.1	7737.07	7984.48	0.00262	218562	33553	FVmax	SIS9	9
Mtmin	38121.2	-14207	-46031	2579.88	-7984.5	-0.0026	205517	7193.97	FVmax	SIS12	12
Np max	40727.2	49527.5	13809.4	14576	2395.34	0.00873	218562	69790.4	FVmax	SIS1	1
Np min	38121.2	10916.8	46031.1	7213.33	7984.48	0.00262	205517	30774.6	FVmax	SIS14	14

#### 4.1.3 Sollecitazioni in testa palo – SPALLA B

##### *Plinto di fondazione*

Altezza plinto	2.00	m
Dimensione long.fondazione	13.30	m
Dimensione trasv. fondazione	18.00	m
Inclinazione plinto	0.00	°
Sbalzo anteriore	1.60	m
Sbalzo posteriore	9.20	m
Altezza terreno ricoprimento	0.50	m
Altezza terreno riempimento	8.67	



**Figura 4: Disposizione pali Spalla B**



LINEA  
**FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO**  
 LOTTO

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
 NN1X 00 D 78 RH IV 01 00 001 A 13 di 52

Le condizioni Npmax e Npmin sono le condizioni che massimizzano e minimizzano il carico assiale sul palo.

SLU

Cond.	Comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SLU1	3084	3089	3088	2919	3094	2924	3092	2923	2754	3098	2928	2759	2933	2763	2594	2939	2769	2600	2775	2605	2780	2611	2609	2648
Fvmin	SLU2	2193	2193	2190	2131	2191	2131	2188	2129	2069	2188	2129	2069	2129	2069	2009	2129	2069	2010	2069	2010	2070	2010	2008	2020
Fmax	SLU1	3084	3089	3088	2919	3094	2924	3092	2923	2754	3098	2928	2759	2933	2763	2594	2939	2769	2600	2775	2605	2780	2611	2609	2648
Fmin	SLU2	2193	2193	2190	2131	2191	2131	2188	2129	2069	2188	2129	2069	2129	2069	2009	2129	2069	2010	2069	2010	2070	2010	2008	2020
Mlmax	SLU2	2486	2492	2489	2283	2495	2289	2492	2286	2080	2498	2292	2085	2296	2090	1884	2302	2096	1890	2101	1895	2107	1901	1898	1945
Mlmin	SLU1	2790	2790	2789	2766	2789	2767	2789	2766	2743	2789	2766	2743	2766	2743	2720	2766	2743	2720	2743	2720	2743	2720	2719	2724
Rmax	SLU1	3084	3089	3088	2919	3094	2924	3092	2923	2754	3098	2928	2759	2933	2763	2594	2939	2769	2600	2775	2605	2780	2611	2609	2648
Rmin	SLU1	2790	2790	2789	2766	2789	2767	2789	2766	2743	2789	2766	2743	2766	2743	2720	2766	2743	2720	2743	2720	2743	2720	2719	2724
Mtmax	SLU1	3084	3089	3088	2919	3094	2924	3092	2923	2754	3098	2928	2759	2933	2763	2594	2939	2769	2600	2775	2605	2780	2611	2609	2648
Mtmin	SLU1	2790	2790	2789	2766	2789	2767	2789	2766	2743	2789	2766	2743	2766	2743	2720	2766	2743	2720	2743	2720	2743	2720	2719	2724
Np max	SLU1	3084	3089	3088	2919	3094	2924	3092	2923	2754	3098	2928	2759	2933	2763	2594	2939	2769	2600	2775	2605	2780	2611	2609	2648
Np min	SLU2	2486	2492	2489	2283	2495	2289	2492	2286	2080	2498	2292	2085	2296	2090	1884	2302	2096	1890	2101	1895	2107	1901	1898	1945

SIS

Cond.	Comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Fvmax	SIS17	2383	2459	2525	2121	2601	2197	2667	2263	1859	2743	2339	1936	2414	2010	1606	2491	2087	1683	2163	1759	2239	1835	1901	2030
Fvmin	SIS18	2017	1942	1864	1969	1789	1894	1712	1816	1921	1636	1741	1845	1665	1770	1875	1590	1694	1799	1619	1724	1543	1648	1571	1505
Fmax	SIS1	3040	3118	3163	2241	3241	2318	3286	2364	1441	3364	2441	1519	2513	1591	668	2593	1671	748	1747	825	1825	902	948	1187
Fmin	SIS3	902	976	1075	1530	1150	1604	1249	1703	2157	1323	1777	2232	1855	2310	2764	1928	2382	2836	2457	2911	2531	2985	3084	3031
Mlmax	SIS1	3040	3118	3163	2241	3241	2318	3286	2364	1441	3364	2441	1519	2513	1591	668	2593	1671	748	1747	825	1825	902	948	1187
Mlmin	SIS4	878	800	755	1689	678	1611	633	1567	2501	555	1489	2423	1417	2351	3285	1337	2271	3205	2195	3129	2117	3051	3006	2764
Rmax	SIS9	2105	2359	2592	1636	2846	1889	3080	2123	1166	3333	2376	1419	2626	1669	712	2880	1923	966	2175	1218	2429	1472	1706	2054
Rmin	SIS10	2295	2042	1797	2455	1544	2202	1298	1956	2615	1046	1704	2362	1453	2111	2769	1200	1858	2516	1606	2264	1354	2012	1766	1481
Mtmax	SIS9	2105	2359	2592	1636	2846	1889	3080	2123	1166	3333	2376	1419	2626	1669	712	2880	1923	966	2175	1218	2429	1472	1706	2054
Mtmin	SIS12	1673	1419	1189	2248	936	1994	706	1764	2823	452	1511	2569	1262	2320	3379	1006	2065	3123	1813	2871	1559	2618	2388	2017
Np max	SIS15	1804	1550	1320	2376	1067	2122	837	1893	2949	583	1639	2695	1390	2446	3502	1135	2191	3246	1938	2994	1685	2741	2511	2141
Np min	SIS12	1673	1419	1189	2248	936	1994	706	1764	2823	452	1511	2569	1262	2320	3379	1006	2065	3123	1813	2871	1559	2618	2388	2017

SLU

N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	H <sub>max</sub>
kN	kN	kN
3098	1884	411

SIS

N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	H <sub>max</sub>
kN	kN	kN
3502	452	717

#### 4.1.4 Sollecitazioni Palificata B

Si riportano le sollecitazioni a intradosso plinto dove:

Fv, forza verticale;

Fl, forza longitudinale;

Ft, forza trasversale;

Ml, Momento longitudinale, rispetto al baricentro della fondazione, riportato alla quota intradosso plinto;


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;

COMB. SLU											
Cond.	FV	MI	Mt	Fl	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	68378.2	15745.2	1121.71	9852.16	131.96	0.0131	479024	40053.8	FVmax	SLU1	1
Fvmin	50402.3	5974.65	0.0457	7055.17	0	0.0131	356260	27059.1	FVmin	SLU2	14
Flmax	68378.2	15745.2	1121.71	9852.16	131.96	0.0131	479024	40053.8	FVmax	SLU1	1
Flmin	50402.3	5974.65	0.0457	7055.17	0	0.0131	356260	27059.1	FVmin	SLU2	14
Mlmax	52669	19697.3	1121.71	7616.26	131.96	0.0131	362380	31828.4	FVmax	SLU2	2
Mlmin	66111.5	2022.46	0.0457	9291.07	0	0.0131	472904	35284.5	FVmin	SLU1	13
Ftmax	68378.2	15745.2	1121.71	9852.16	131.96	0.0131	479024	40053.8	FVmax	SLU1	1
Ftmin	66111.5	2022.46	0.0457	9291.07	0	0.0131	472904	35284.5	FVmin	SLU1	13
Mtmax	68378.2	15745.2	1121.71	9852.16	131.96	0.0131	479024	40053.8	FVmax	SLU1	1
Mtmin	66111.5	2022.46	0.0457	9291.07	0	0.0131	472904	35284.5	FVmin	SLU1	13
Np max	68378.2	15745.2	1121.71	9852.16	131.96	0.0131	479024	40053.8	FVmax	SLU1	1
Np min	52669	19697.3	1121.71	7616.26	131.96	0.0131	362380	31828.4	FVmax	SLU2	2

COMB. SISMICA											
Cond.	FV	MI	Mt	Fl	Ft	T	Msl	Mrl	Imp	Comb	Ind
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-	-	-
Fvmax	52310	17081	16691.8	7843.54	2837.73	0.00262	368880	37327.8	FVmax	SIS17	17
Fvmin	42148.8	13823.6	-16692	7404.8	-2837.7	0.00262	302163	34925.3	FVmax	SIS18	18
Flmax	48753.6	71692.6	16691.8	16959.4	2837.73	0.00873	345529	92238.6	FVmax	SIS1	1
Flmin	48753.6	-73186	16691.8	-6792.4	2837.73	-0.0087	345529	-51097	FVmax	SIS3	3
Mlmax	48753.6	71692.6	16691.8	16959.4	2837.73	0.00873	345529	92238.6	FVmax	SIS1	1
Mlmin	45705.2	-73443	-16692	-6792.4	-2837.7	-0.0087	325514	-51097	FVmax	SIS4	4
Ftmax	48753.6	16781.9	55639.3	7843.54	9459.09	0.00262	345529	37327.9	FVmax	SIS9	9
Ftmin	45705.2	14122.7	-55639	7404.8	-9459.1	0.00262	325514	34925.1	FVmax	SIS10	10
Mtmax	48753.6	16781.9	55639.3	7843.54	9459.09	0.00262	345529	37327.9	FVmax	SIS9	9
Mtmin	45705.2	-28019	-55639	590.896	-9459.1	-0.0026	325514	-5673.2	FVmax	SIS12	12
Np max	48753.6	-27763	-55639	590.896	-9459.1	-0.0026	345529	-5673.2	FVmax	SIS15	15
Np min	45705.2	-28019	-55639	590.896	-9459.1	-0.0026	325514	-5673.2	FVmax	SIS12	12

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	15 di 52

## 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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

**Figura 5 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 $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Figura 6 Coefficienti parziali sui parametri geotecnici (coefficienti M)**



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA <b>FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO</b> LOTTO					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA <b>NN1X</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO IV 01 00 001	REV. A

- R Tabella 6.4.II

**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>o</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>o</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

**Figura 7 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.

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	18 di 52

### 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;
- 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).

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	19 di 52

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

### **Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi orizzontali**

Per quanto concerne le verifiche geotecniche nei confronti dei carichi orizzontali delle palificate, le NTC2018 indicano di eseguire una verifica confrontando l'azione applicata al palo con il valore di progetto della resistenza dei pali soggetti ai carichi trasversali  $R_{tr,d}$  e adottando un coefficiente parziale da applicare alla disuguaglianza  $\gamma_r$  pari a 1.3 (si veda tab 6.4.VI al paragrafo 6.4.3.1.2 delle NTC2018).

Tuttavia in merito a tali verifiche si ritiene, in virtù della flessibilità dei pali sottoposti a tali carichi, che tale meccanismo di rottura non sia possibile, e che le problematiche progettuali della palificata sottoposta ai carichi di progetto orizzontali afferiscano piuttosto nei seguenti aspetti:


- limitazione degli spostamenti orizzontali entro i limiti accettabili, imposti dal progettista strutturale (nella valutazione del campo di spostamento indotto si terrà conto anche delle rotazioni);
- limitazione dei carichi orizzontali e dei relativi momenti di incastro per limiti strutturali.

### **Stabilità globale**

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

### **Altre verifiche**

Oltre alle verifiche di cui sopra, deve essere condotta anche la verifica strutturale nei confronti dei carichi orizzontali (azioni di taglio e di momento flettente), determinando il dominio di rottura nel piano M-N per la sezione del palo considerata e verificando che le sollecitazioni calcolate sul singolo palo dal Progettista Strutturale, a partire dai carichi relativi alla combinazione di carico assunta, siano interne a tale dominio. Per permettere al Progettista Strutturale di valutare tali sollecitazioni, si forniscono al progettista in allegato, per ciascuna opera e relativa tipologia di palo analizzato, la relazione fra taglio applicato in testa al palo e rispettivamente momento flettente in testa (ipotesi di palo incastrato) e spostamento atteso in testa al palo. Riguardo le fondazioni a pozzo, sulla base dei diagrammi di sollecitazione ottenuti, deve essere condotta la verifica strutturale della sezione

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	20 di 52

### 5.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Gli stati limite di esercizio sono:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali;
- eccessive rotazioni.

Nello specifico, ai fini della valutazione da parte del Progettista Strutturale della compatibilità degli spostamenti e delle distorsioni con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, si forniscono le curve carico – cedimento e carico – spostamento orizzontale in testa. del palo singolo.

Sarà cura del progettista della palificata nel suo insieme valutare, in funzione delle effettive distanze e posizioni dei singoli pali all'interno della palificata, gli eventuali coefficienti correttivi da applicare per tenere conto dell'effetto gruppo.

Riguardo le fondazioni a pozzo, si rimanda al capitolo specifico di descrizione del dimensionamento, in cui è illustrato il procedimento di determinazione di spostamenti e rotazioni della fondazione in questione (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)

## 5.4 Verifiche sismiche

La Normativa stabilisce differenti Stati Limite (sia d'esercizio che ultimi) in funzione:


- dell'importanza dell'opera, mediante l'identificazione della Classe d'Uso;
- del danno conseguente ad un certo Stato Limite.

In particolare si definiscono i seguenti Stati Limite di esercizio e ultimi:

### SLU:

Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	21 di 52

### SLE:

Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.

Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 della normativa vigente le verifiche geotecniche in presenza di un evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 10\%$  nel periodo  $V_R$ );
- Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 63\%$  nel periodo  $V_R$ ).

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento  $V_R$  per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

Stabiliti i criteri di determinazione degli Stati Limite, le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico.

Si precisa che le verifiche di collasso per opere e sistemi geotecnici in condizioni sismiche dovranno essere svolte secondo quanto riportato al punto 7.11.1, secondo cui si deve adottare il medesimo approccio di verifica adottato per le condizioni statiche (DA2), utilizzando coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali pari ad 1, mentre restano invariati i fattori parziali sulle resistenze nel caso delle fondazioni dirette e su pali.

Di fatto si tratta di utilizzare, sia per le verifiche geotecniche che per quelle strutturali, la seguente combinazione di carico:

AZIONI<sub>SISMA</sub>+M1+R3

## 6 METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO

### 6.1 Curve di resistenza del palo singolo

Le curve di 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  $E_d$ , sono date dalle 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 6.1.1;

$\xi_3, \xi_4$  fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 6.1.2;

$R_{c,k}$  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 6.1.2;

$\gamma_R$  coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 6.1.3.

#### 6.1.1 Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici

La resistenza di calcolo  $R_{c,cal}$  a compressione del palo viene definita come capacità portante totale data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo  $R_{t,cal}$  a trazione del palo viene valutata come sola portata limite per attrito laterale. Di seguito si riportano entrambe le espressioni di calcolo:

$$R_{c,cal} = Q_{ult\_comp} = Q_{lat\_ult} + Q_{base\_ult}$$

$$R_{c, traz} = Q_{ult\_traz} = Q_{lat\_ult}$$

dove:

$Q_{ult\_comp}$  Resistenza di calcolo a compressione;

$Q_{ult\_traz}$  Resistenza di calcolo a trazione;

$$Q_{lat\_ult} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz \quad \text{Portata limite per attrito laterale}$$

con:

$\tau_{us}$  = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, calcolata come riportato nei seguenti capoversi;

$z_b$  = profondità della base del palo dal p.c. originario;

$z_t$  = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

$$Q_{base\_ult} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{Portata limite di base}$$

con:

$q_{ub}$  = pressione limite alla base del palo calcolata come riportato nel paragrafo 1.1.1.1;

I contributi di resistenza laterale e di base sono stati calcolati in funzione del tipo di terreno attraversato e della tipologia e dimensione del palo da realizzare, si veda a questo proposito il seguente sottoparagrafo.

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.

#### Terreni a grana grossa (sabbie)-calcolo della resistenza laterale

$$\tau_{us}(kPa) = k \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \varphi'$$

dove:

$k$  coefficiente empirico assunto in questa sede pari a 0.6;

$\sigma'_{vo}$  tensione verticale efficace geostatica calcolata, a partire dal p.c. originario, alla quota di riferimento;

$\phi'$  angolo di resistenza al taglio del terreno.

Terreni a grana fine (limi e argille) -calcolo della resistenza laterale

$$\tau_{ult} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot c_u \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

$c_u$  resistenza a taglio non drenata;

$\alpha$  coefficiente adimensionale variabile col valore di  $c_u$  secondo quanto indicato nella tabella seguente

**Tabella 6.1: valori indicativi di  $\alpha$  per pali trivellati in terreni coesivi (AGI, 1984)**

$c_u$ (kPa)	$\alpha$ (-)
$\leq 25$	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
$\geq 75$	0.4

Inoltre, per i terreni coesivi alluvionali è stata anche eseguita una verifica in tensioni efficaci; in particolare si è controllato che:

$$\tau_i > 0.23 * \sigma'v$$

$$\tau_i < 0.25 * \sigma'v$$

Terreni stratificati-calcolo della resistenza laterale

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli sopra descritti.

1.1.1.1 Resistenza di base di calcolo

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come segue (AGI, 1984):



Terreni a grana grossa (sabbie)

$$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1} (kPa) = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} \leq q_{u,b,max} (kPa)$$

dove:

$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1}$  pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo;

$N_q^*$  parametro che può essere valutato mediante la Figura 6.1;

$\sigma'_{vo}$  tensione verticale efficace calcolata dal p.c. originario.

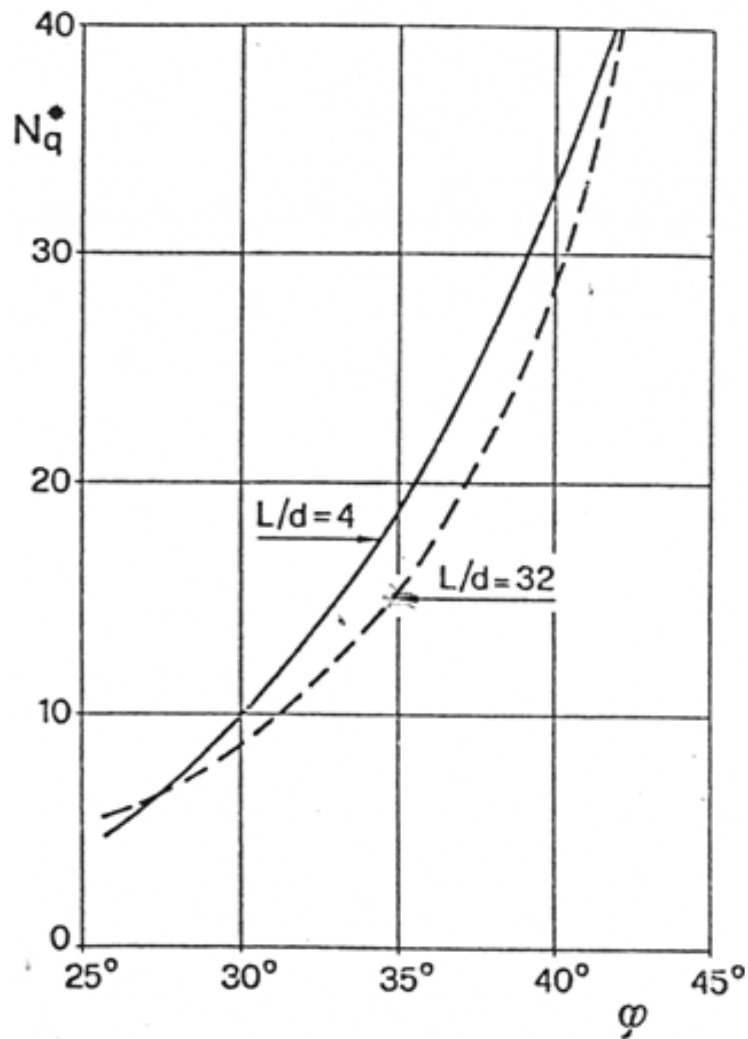


Figura 6.1: Coefficienti  $N_q^*$  (Berezantzev, 1965)

Il valore di  $q_{ub,max}$  è stato valutato in accordo a quanto riportato nella successiva Tabella 6.2 ed assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 4300 kPa.

Tabella 6.2: valori di  $(q_{u,b})_{max}$  per terreni grana grossa, Gwizdala, 1984

	$(q_{u,b})_{max}$
GHIAIE	7500
GHIAIE SABBIOSE	5800
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$q_{ult} = 9 \cdot c_u + \sigma_{v0} \leq q_{ub,max}$$

dove:

$c_u$  resistenza a taglio non drenata del terreno alla base del palo.

$\sigma_{v0}$  tensione totale alla quota della base del palo

Il valore di  $q_{ub,max}$  è stato assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 3000 kPa.

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati a grana fine (limi e argille) e strati a grana grossa (sabbie e ghiaie), la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 6.2.

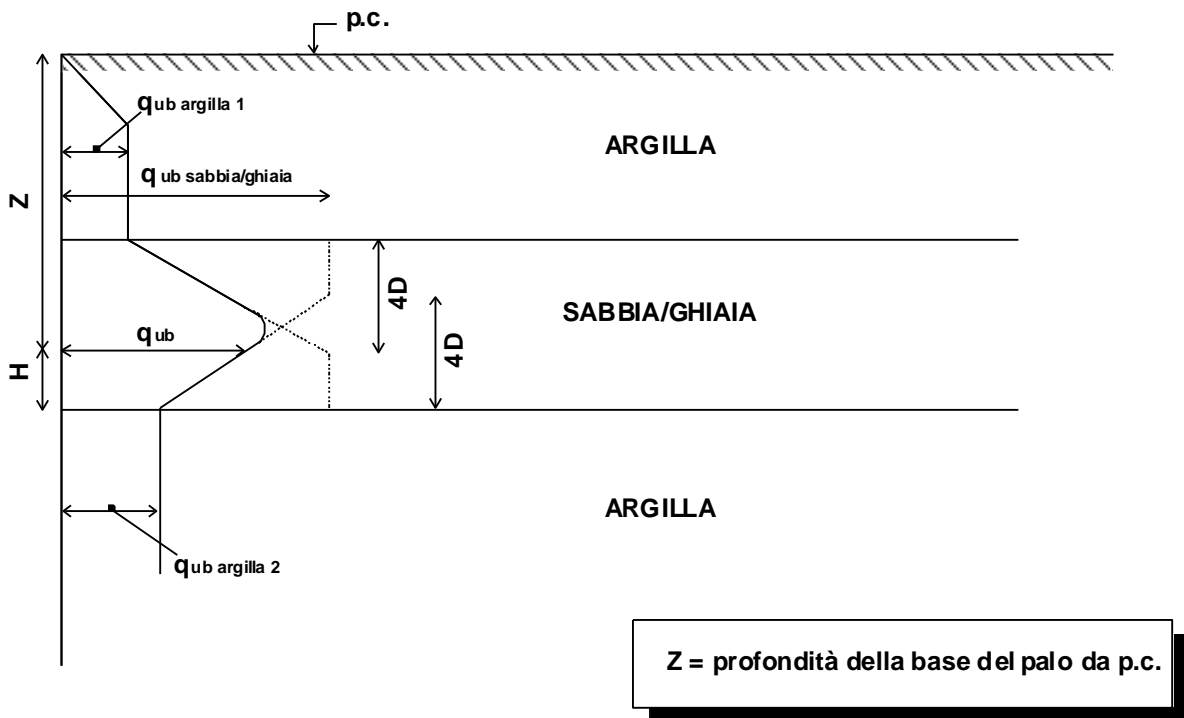



Figura 6.2: Criterio di valutazione della pressione ultima di base ( $q_{ub}$ ) in terreni stratificati (modificata da Meyerhof, 1976)

	LINEA				
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO				
RELAZIONE GEOTECNICA	LOTTO				
	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO IV 01 00 001	REV. A

### 6.1.2 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;

$\xi_3, \xi_4$  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  $\xi_4 = 1.7$ .

### 6.1.3 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  $\gamma_R$  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;

$\gamma_R$  coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato e della tipologia esecutiva del palo (vedi la Tabella 6.3 in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

**Tabella 6.3: Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche**

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

#### 6.1.4 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).



LINEA  
FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO  
LOTTO

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	30 di 52

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

N = numero di pali per fila

M= numero di file

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

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	31 di 52

## 7 METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

### 7.1 Premessa

In linea generale, per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le metodologie di calcolo sono riportate nel paragrafo seguente.

### 7.2 Analisi agli stati limite

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni di normativa [N.1] al paragrafo 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale ( $\gamma_T$ ) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti  $\xi_3$  e  $\xi_4$ , fattori di correlazione in funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

La valutazione è stata eseguita tenendo conto di effetto gruppo, cautelativamente assunto pari a 0.8.

**Tabella 4 Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali**

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

### 7.3 Verifica a carico limite orizzontale - Broms

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto: 
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio: 
$$H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo: 
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

$c_u$  = resistenza non drenata del terreno;

$M_y$  = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

Palo corto: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$



Le formulazioni dipendono dall'ipotesi che:

in terreni coesivi la resistenza del terreno davanti al palo valga

$$p = 9 c_u$$

a partire da una profondità

$$z = 1.5 D$$

mentre per profondità inferiori

$$p = 0$$

mentre in terreni granulari valga

$$p = 3 k_p \gamma z \quad (\gamma' \text{ per i terreni sotto falda})$$

I valori della resistenza a carico trasversale, come è noto, dipendono dalla formazione di cerniere plastiche all'interno del palo, ovvero del raggiungimento del momento di plasticizzazione della sezione strutturale del palo.

Nei pali incastrati in testa ciò avviene:

- prima in testa al palo
- successivamente ad una determinata profondità  $z^*$  dalla testa del palo.

La scrittura delle equazioni di equilibrio consente di determinare il diagramma dei momenti lungo il fusto del palo e di verificare quale sia il momento massimo.

Fondandosi su questa metodologia è possibile definire una procedura iterativa (Mancina Nori, Iasiello, Progetti e calcoli di geotecnica con Excel, 2009) per calcolare il carico limite di un palo soggetto a carichi trasversali in terreni stratificati:

La procedura per la ricerca del carico trasversale limite  $H_{lim}$  è di seguito esplicitata:

- 1) si divide idealmente il palo in  $n$  conci di altezza  $h_0$
- 2) per ogni concio, negli strati coesivi si applica un carico orizzontale in verso opposto alla forza sollecitante il palo pari a:

$$p = 9 c_u$$

negli strati granulari si applica invece un carico pari a:

$$p = 3 k_p \gamma z \quad (\gamma' \text{ per i terreni sotto falda})$$

3) Si ipotizza il comportamento di “palo corto” (nessuna formazione di cerniera plastica lungo il palo) e mediante la risoluzione delle equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione si determinano il diagramma del momento flettente nel palo e la resistenza trasversale del palo  $H_{\text{palo corto}}$

4) se il momento massimo è inferiore a  $M_y$  (momento di plasticizzazione), allora

$$H_{\text{lim}} = H_{\text{palo corto}}$$

5) Se invece  $M_{\text{max}} > M_y$ , si ipotizza il comportamento di palo intermedio (una sola cerniera plastica in testa al palo) e, di nuovo in questa ipotesi si determinano il diagramma del momento flettente nel palo e la resistenza trasversale del palo  $H_{\text{palo intermedio}}$ .

6) se il momento massimo è inferiore a  $M_y$  (momento di plasticizzazione), allora

$$H_{\text{lim}} = H_{\text{palo intermedio}}$$

7) Se invece  $M_{\text{max}} > M_y$ , il palo si comporta sicuramente da palo lungo. Si assegna come profondità della seconda cerniera plastica la profondità alla quale si sviluppa il momento massimo calcolato nella fase 5) e in queste ipotesi si determina la resistenza trasversale del palo  $H_{\text{palo lungo}}$ .

$$H_{\text{lim}} = H_{\text{palo lungo}}$$

## 8 CURVE DI RESISTENZA

### 8.1 Spalla A

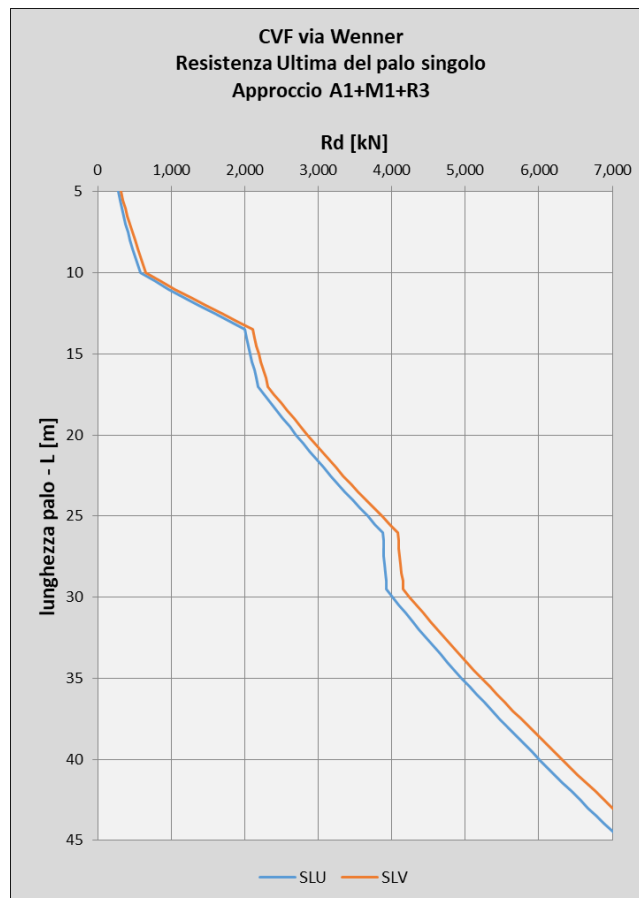
Non sussistendo carichi di trazione, non si riportano i relativi calcoli di resistenza a trazione.

#### 8.1.1 Verifica portanza palo

Si riporta nel seguito la curva di resistenza dei pali a compressione della spalla A.

Il carico di progetto per pali lunghi 33 m è pari a 3633.7 kN.

La resistenza del singolo palo lungo 33 m risulta invece pari a 4561.7 kN, di conseguenza la verifica è soddisfatta.



**Figura 3. Curva di portanza pali spalla A**

### 8.1.2 Effetto Gruppo

Coefficiente di efficienza  $E = 0.69$

Numero di Pali = 21

$R_{d,palo} = 4561.7 \text{ kN}$

$R_{d,palificata} = 66099 \text{ kN}$

$E_d = 64361 \text{ kN}$

La verifica risulta soddisfatta.

## 8.2 Spalla B

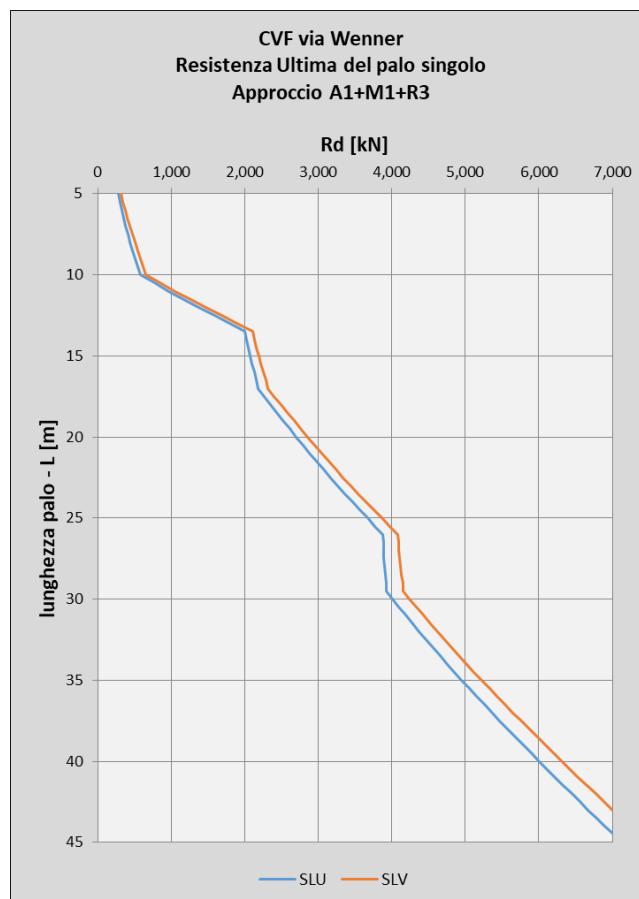
Non sussistendo carichi di trazione, non si riportano i relativi calcoli di resistenza a trazione.

### 8.2.1 Verifica Portanza palo

Si riporta nel seguito la curva di resistenza dei pali della spalla B.

Il carico di progetto per pali lunghi 35 m è pari a 3876.1 kN.

La resistenza del singolo palo lungo 35 m risulta invece pari a 4953.5 kN, di conseguenza la verifica è soddisfatta.



**Figura 4. Curva di portanza pali spalla B**



LINEA  
FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO  
LOTTO

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	38 di 52

### 8.2.2 Effetto Gruppo

Coefficiente di efficienza  $E = 0.68$

Numero di Pali = 24

$R_{d,palo} = 4953.5 \text{ kN}$

$R_{d,palificata} = 80841 \text{ kN}$

$E_d = 77356.1 \text{ kN}$

La verifica risulta soddisfatta.

## 9 CARICO LIMITE TRASVERSALE

### 9.1 Spalla A

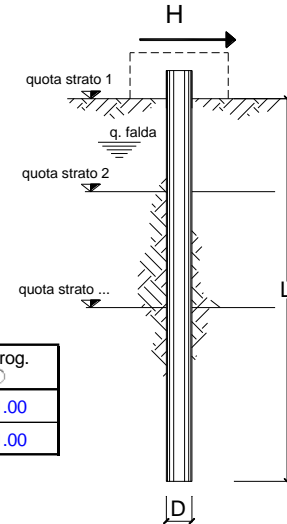
Si riporta nel seguito il calcolo del carico limite trasversale di progetto dei pali della spalla A, eseguito con riferimento ad un armatura longitudinale realizzata con 32  $\phi 30$  che conferisce al palo un momento di plasticizzazione pari a  $M_p = 3708$  kNm. Il carico trasversale di progetto vale, comprensivo del coefficiente di efficienza pari a  $E = 0.8$ . Si riportano di seguito le verifiche eseguite in condizione drenate e non drenate.

Si riportano entrambe le verifiche in condizioni drenate e condizioni non drenate. La condizione dimensionante è quella in condizioni drenate.

opera **Via Wenner - Spalla A Mobile - Condizione Non Drenata**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$	
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$				
S.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25	1.40	1.00

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Parametri medi			Parametri minimi		
					$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	19	9		1.00	140		1.00	140
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.51	19	9		1.00	70		1.00	70
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **100** (m)  
 Diametro del palo D **1.20** (m)  
 Lunghezza del palo L **33.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  **3703.25** (kNm)  
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

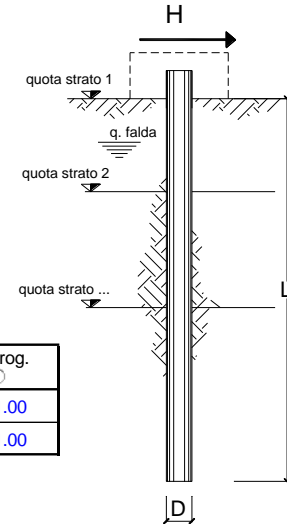
**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	2744.3 (kN)		2744.3 (kN)	
Palo intermedio	8966.2 (kN)		8966.2 (kN)	
Palo corto	20344.0 (kN)		20344.0 (kN)	
$H_{med}$	<b>2744.3 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	$H_{min}$	<b>2744.3 (kN)</b>
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			1614.28 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			<b>1241.76 (kN)</b>	
$\eta =$			<b>0.80 (kN)</b>	
$H_d = H_d \cdot \eta$			<b>993.40 (kN)</b>	
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$			<b>707.00 (kN)</b>	
$FS = H_d / F_d =$			<b>1.41</b>	



opera **Via Wenner - Spalla A Mobile - Condizione Drenata**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$	
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$				
S.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25	1.40	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Parametri medi			Parametri minimi		
					$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	19	9	23	2.28		23	2.28	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.51	19	9	23	2.28		23	2.28	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **100** (m)  
 Diametro del palo D **1.20** (m)  
 Lunghezza del palo L **33.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  **3703.25** (kNm)  
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	1657.5 (kN)		1657.5 (kN)	
Palo intermedio	10594.4 (kN)		10594.4 (kN)	
Palo corto	40269.6 (kN)		40269.6 (kN)	
$H_{med}$	<b>1657.5 (kN)</b>	Palo lungo	$H_{min}$	<b>1657.5 (kN)</b>
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			974.99 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			<b>749.99 (kN)</b>	
$\eta =$			<b>0.80 (kN)</b>	
$H_d = H_d \cdot \eta$			<b>600.00 (kN)</b>	
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$			<b>530.00 (kN)</b>	
$FS = H_d / F_d =$			<b>1.13</b>	



LINEA  
**FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO**  
LOTTO

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	42 di 52

## 9.2 Spalla B

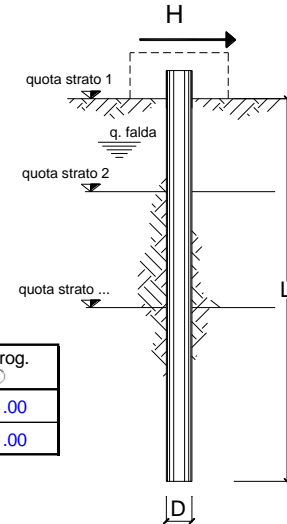
Si riporta nel seguito il calcolo del carico limite trasversale di progetto dei pali della spalla B, eseguito con riferimento ad un armatura longitudinale realizzata con 32  $\phi 26$  che conferisce al palo un momento di plasticizzazione pari a  $M_p = 2882$  kNm. Il carico trasversale di progetto vale, comprensivo del coefficiente di efficienza pari a  $E = 0.8$ .

Si riportano entrambe le verifiche in condizioni drenate e condizioni non drenate. La condizione dimensionante è quella in condizioni non drenate.

opera **Via Wenner - Spalla B Fissa - Condizione Non Drenata**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$	
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$				
S.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25	1.40	1.00

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Parametri medi			Parametri minimi		
					$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	19	9		1.00	140		1.00	140
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.51	19	9		1.00	70		1.00	70
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **100** (m)  
 Diametro del palo D **1.20** (m)  
 Lunghezza del palo L **35.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  **2882.18** (kNm)  
 Step di calcolo **0.01** (m)

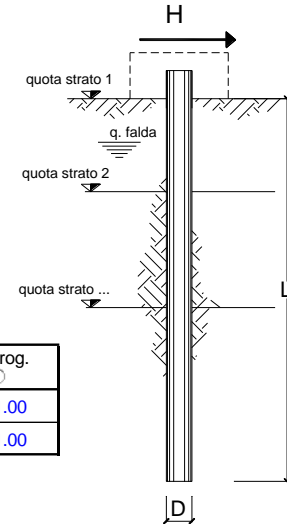
palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	2275.6 (kN)		2275.6 (kN)	
Palo intermedio	12156.5 (kN)		12156.5 (kN)	
Palo corto	27904.0 (kN)		27904.0 (kN)	
$H_{med}$	<b>2275.6 (kN)</b>	Palo lungo	$H_{min}$	<b>2275.6 (kN)</b>
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			1338.56 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			<b>1029.67 (kN)</b>	
$\eta =$			<b>0.80 (kN)</b>	
$H_d = H_d \cdot \eta$			<b>823.73 (kN)</b>	
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$			<b>717.00 (kN)</b>	
$FS = H_d / F_d =$			<b>1.15</b>	

opera **Via Wenner - Spalla B Fissa - Condizione Drenata**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$	
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$				
S.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25	1.40	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Parametri medi			Parametri minimi		
					$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	19	9	23	2.28		23	2.28	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.51	19	9	23	2.28		23	2.28	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **100** (m)  
 Diametro del palo D **1.20** (m)  
 Lunghezza del palo L **35.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  **2882.18** (kNm)  
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	1405.5 (kN)		1405.5 (kN)	
Palo intermedio	11878.8 (kN)		11878.8 (kN)	
Palo corto	45298.7 (kN)		45298.7 (kN)	
$H_{med}$	<b>1405.5 (kN)</b>	Palo lungo	$H_{min}$	<b>1405.5 (kN)</b>
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			826.74 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			<b>635.95 (kN)</b>	
$\eta =$			<b>0.80 (kN)</b>	
$H_d = H_d \cdot \eta$			<b>508.76 (kN)</b>	
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$			<b>411.00 (kN)</b>	
$FS = H_d / F_d =$			<b>1.24</b>	

## 10 ESITO DELLE VERIFICHE

### 10.1 Verifiche a carico limite assiale

La verifica per la spalla A è soddisfatta risultando

$$Ed < Rd$$

$$3633 \text{ kN} < 4562 \text{ kN}$$

La verifica per la spalla B è soddisfatta risultando

$$Ed < Rd$$

$$3876 \text{ kN} < 4953 \text{ kN}$$

### 10.2 Verifiche a carico limite palificata

La verifica per la spalla A è soddisfatta risultando

$$Ed < Rd$$

$$64361 \text{ kN} < 66099 \text{ kN}$$

La verifica per la spalla B è soddisfatta risultando

$$Ed < Rd$$

$$77356 \text{ kN} < 80841 \text{ kN}$$

### 10.3 Verifiche a carico limite Trasversale

La verifica per la spalla A è soddisfatta risultando

$$Ed < Rd$$

$$\text{Condizione Non Drenata } 707 \text{ kN} < 993 \text{ kN} \quad \text{e} \quad \text{Condizione Drenata } 530 \text{ kN} < 600 \text{ kN}$$

La verifica per la spalla B è soddisfatta risultando

$$Ed < Rd$$

$$\text{Condizione Non Drenata } 717 \text{ kN} < 823 \text{ kN} \quad \text{e} \quad \text{Condizione Drenata } 411 \text{ kN} < 508 \text{ kN}$$

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	46 di 52

## 11 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI

Si riportano di seguito gli spostamenti orizzontali dei pali della spalla fissa (**spalla A**) e della spalla mobile (**Spalla B**) in condizioni sismiche, al fine di confermare l'ipotesi assunta nel paragrafo 2.6.2 delle relazioni delle spalle (Rif. [3] e Rif. [4]) in termini di applicazione della spinta sismica con Mononobe-Okabe.

Gli spostamenti sono calcolati nell'ipotesi di comportamento di suolo "alla Winkler", secondo la nota trattazione di Reese e Matlock (1956).

ovvero schematizzato attraverso un sistema di molle orizzontali indipendenti tra loro, il cui comportamento è descritto dall'equazione

$$p = k_h y$$

in cui  $p$  è il carico agente sulla molla (reazione del terreno),  $y$  è lo spostamento del palo alla quota della molla e  $k_h$  è la rigidezza della molla.

Dal punto di vista applicativo ci si può riferire a due modelli:

- rigidezza della molla costante con la profondità
- rigidezza della molla crescente con la profondità secondo l'equazione (Reese e Matlock 1956)


$$k_h = n_h \frac{z}{d}$$

in cui  $z$  è la profondità dalla testa del palo

La determinazione del valore di  $k_h$  può essere svolta correlando questo parametro alla rigidezza secante del terreno secondo l'espressione (Broms 1964)

$$k_h = \frac{1.67E}{d}$$

Il problema di una trave su suolo alla Winkler può essere risolto con i tipici metodi della risoluzione delle equazioni differenziali (Matlock e Reese 1956), una volta assegnate le condizioni al contorno:

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
LOTTO						
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	IV 01 00 001	A	47 di 52

$$E_p J \frac{d^4 y}{dz^4} + n_h z y = 0$$

**Figura 5. Equazione linea elastica palo sottoposto a forze trasversali-  
Matlock e Reese, 1956- (estratta da Viggiani 1999)**

ed è pertanto possibile definire delle soluzioni in forma chiusa e compatta che nel presente caso consentono di ricavare:

- lo spostamento e la rotazione in testa al palo per effetto di un taglio H e di un momento M al variare della lunghezza caratteristica  $\lambda$ .

$$\lambda = \sqrt{\frac{E_p J}{n_h}}$$

*Palo infinitamente lungo ( $L/\lambda > 4$ )*

$$y_0 = \frac{2,40H}{n_h^{3/5}(E_p J)^{2/5}} + \frac{1,60M}{n_h^{2/5}(E_p J)^{3/5}}$$

$$\theta_0 = \frac{1,60H}{n_h^{2/5}(E_p J)^{3/5}} + \frac{1,74M}{n_h^{1/5}(E_p J)^{4/5}}$$

**Figura 6 Spostamento e rotazione in testa al palo- (estratta da Viggiani 1999)**

Sempre risolvendo l'equazione differenziale di Matlock e Reese è possibile ricavare le sollecitazioni lungo il fusto del palo (cfr. capitolo 12 relazione)

Per la determinazione di  $n_h$  nel presente caso ci si è riferiti alle seguenti indicazioni di letteratura:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1.000	1.000 ÷ 3.000
Valore consigliato di A	200	600	1.500
$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie immerse	1,5	5	12

Tab. 14.5. Valori orientativi di  $n_h$  e di A (eq. 14.25) per terreni incoerenti

Figura 7. Valori orientativi di  $n_h$  (estratte da Viggiani 1999)

Nel presente caso

per limi L2 si pone  $n_h = 100 \text{ kN/m}^3$

per le sabbie S si pone  $n_h = 1500 \text{ kN/m}^3$

per le ghiaie si pone  $n_h = 5000 \text{ kN/m}^3$

Si riportano di seguito la stratigrafia di calcolo e i risultati delle analisi per le due spalle.

Come si evince:

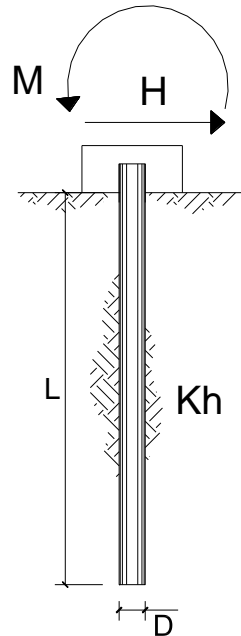
per i pali della spalla fissa lo spostamento è pari a

$$u = 6.0 \text{ cm}$$

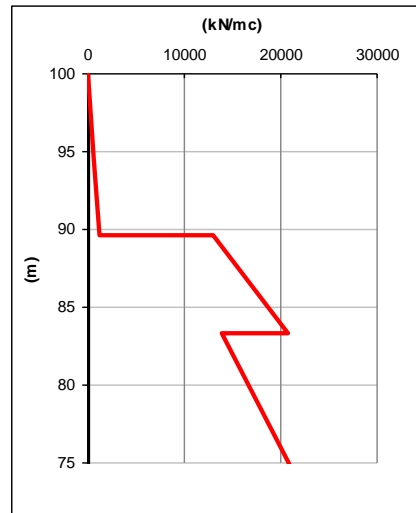
per i pali della spalla mobile lo spostamento è pari a

$$u = 6.1 \text{ cm}$$





scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1		100.00		150
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.51		150
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		89.61		1500
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4		83.31		1000
<input type="checkbox"/> strato 5		75.61		0
<input type="checkbox"/> strato 6		81.70		0

Diametro del palo 1.2 (m)

J palo 0.10179 (m<sup>4</sup>)

Lunghezza del palo 33 (m)

Forza orizzontale in testa 707 (kN)

Momento in testa (kNm)

E cls 31220 (Mpa)

dimensione elementi 0.1 (m)

- palo impedito di ruotare
- palo impedito di traslare
- palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

Figura 8. Ipotesi di calcolo Spalla A Mobile (con stratigrafia). quota 100 m= testa palo

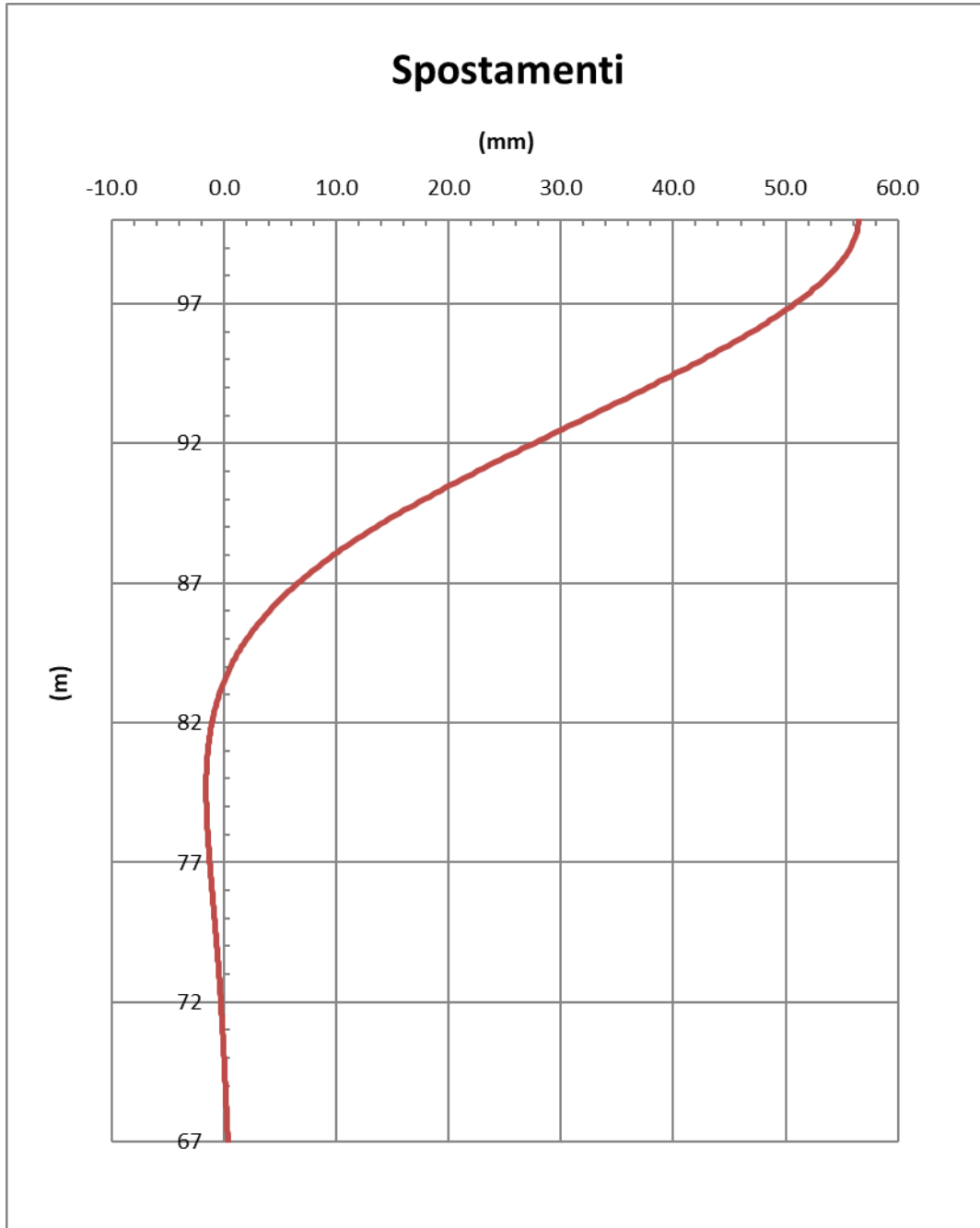
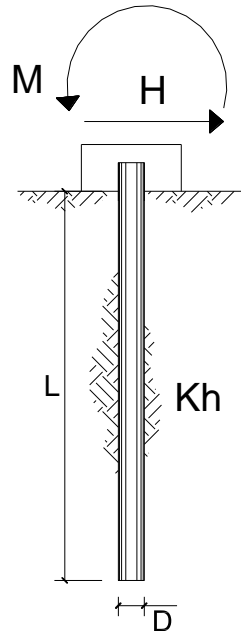
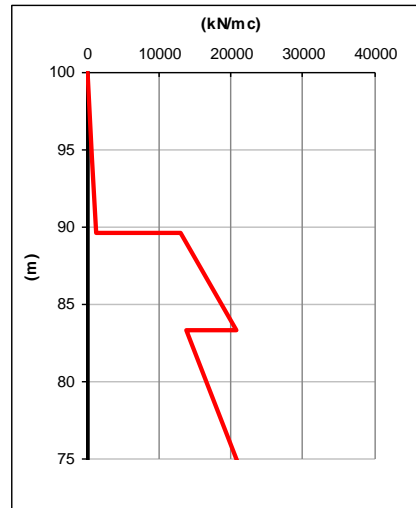


Figura 9- Spostamenti spalla fissa. U max = 5.6 cm



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1		100.00		150
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.51		150
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		89.61		1500
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4		83.31		1000
<input type="checkbox"/> strato 5		75.61		0
<input type="checkbox"/> strato 6		81.70		0

Diametro del palo 1.2 (m)  
 J palo 0.10179 (m<sup>4</sup>)  
 Lunghezza del palo 35 (m)  
 Forza orizzontale in testa 717 (kN)  
 Momento in testa (kNm)  
 E cls 31220 (Mpa)  
 dimensione elementi 0.1 (m)

- palo impedito di ruotare  
 palo impedito di traslare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

Figura 10. Ipotesi di calcolo Spalla B Fissa (con stratigrafia). quota 100 m= testa palo

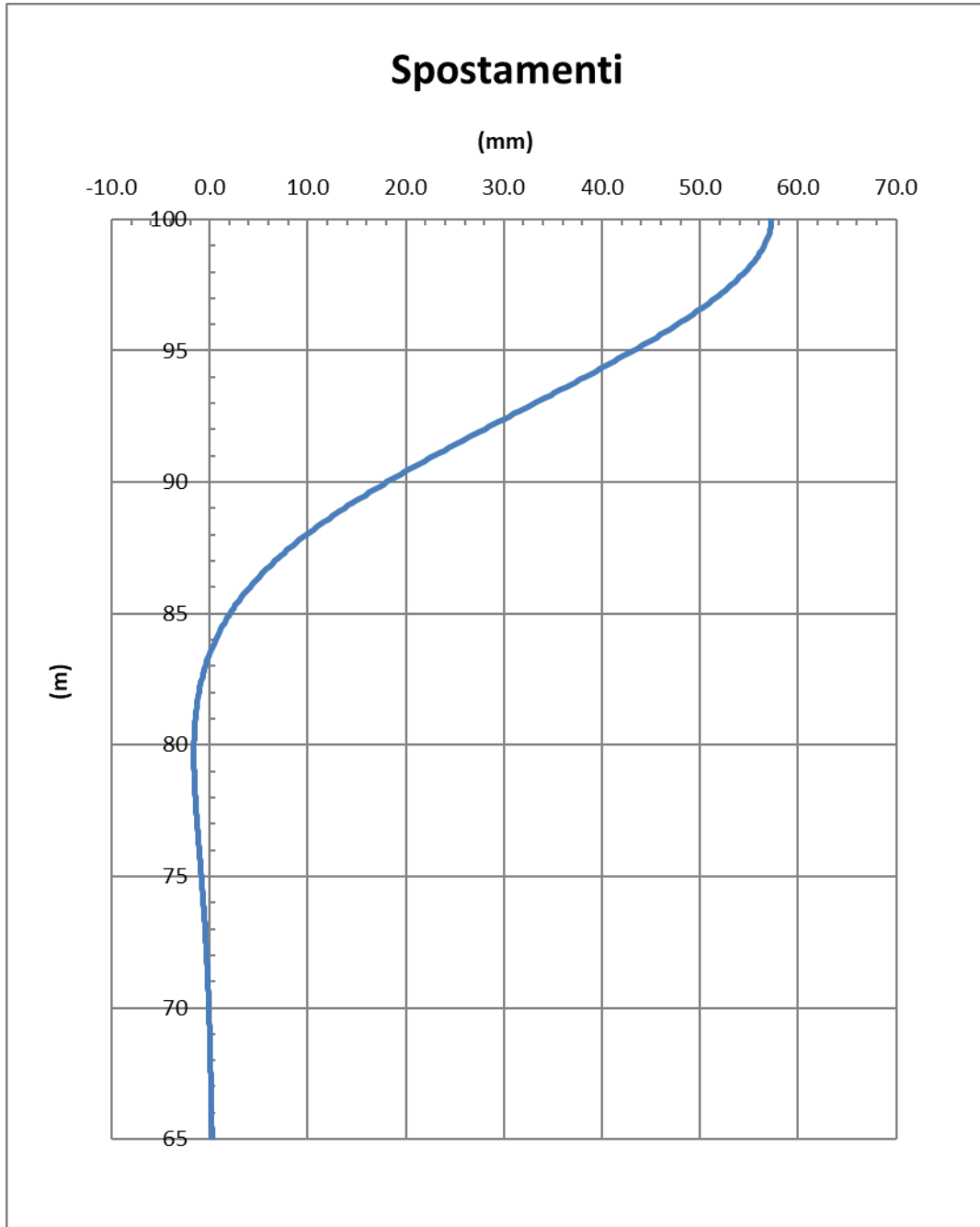


Figura 11 Figura 12- Spostamenti spalla fissa. U max = 5.8 cm