

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

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

NW NUOVA VIABILITA'

**NW01 - PONTE FOSSO FRESTOLA
RELAZIONE GEOTECNICA**

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 RH NW0100 001 A

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

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. David Tiberti
Cedolare degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10277

File: NN1X00D78RHNW0100001A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	GENERALITÀ.....	4
1.1	PREMESSA	4
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
1.3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
1.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2	MATERIALI	7
2.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E PALI	7
2.2	ACCIAIO B450C	8
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
4	CARICHI AGENTI.....	10
4.1.1	<i>Sollecitazioni in testa palo – SPALLA A.....</i>	<i>10</i>
4.1.2	<i>Sollecitazioni Palificata A.....</i>	<i>12</i>
4.1.3	<i>Sollecitazioni in testa palo – SPALLA B.....</i>	<i>13</i>
4.1.4	<i>Sollecitazioni Palificata B.....</i>	<i>15</i>
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018.....	16
5.1	STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	16
5.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	18
5.3	VERIFICHE STATICHE.....	19
5.3.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO).....</i>	<i>19</i>
5.3.2	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....</i>	<i>21</i>
5.4	VERIFICHE SISMICHE	21
6	METODI DI CALCOLO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO.....	23
6.1	CURVE DI RESISTENZA DEL PALO SINGOLO	23
6.1.1	<i>Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici.....</i>	<i>23</i>

6.1.2	<i>Resistenza caratteristica</i>	29
6.1.3	<i>Resistenza di progetto</i>	29
6.1.4	<i>Effetto gruppo</i>	30
7	METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI	32
7.1	PREMESSA	32
7.2	ANALISI AGLI STATI LIMITE	32
7.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE - BROMS	32
8	CURVE DI RESISTENZA	36
8.1	SPALLA A	36
8.1.1	<i>Verifica a compressione</i>	36
8.1.2	<i>Effetto Gruppo</i>	37
8.2	SPALLA B	38
8.2.1	<i>Verifica Portanza palo</i>	38
8.2.2	<i>Effetto Gruppo</i>	39
9	CARICO LIMITE TRASVERSALE	40
9.1	SPALLA A	40
9.2	SPALLA B	43
10	ESITO DELLE VERIFICHE	46
10.1	VERIFICHE A CARICO LIMITE ASSIALE.....	46
10.2	VERIFICHE A CARICO LIMITE PALIFICATA	46
10.3	VERIFICHE A CARICO LIMITE TRASVERSALE.....	46
11	CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI	48

1 GENERALITÀ

1.1 Premessa

La presente relazione riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni profonde delle spalle del viadotto VI 01.

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

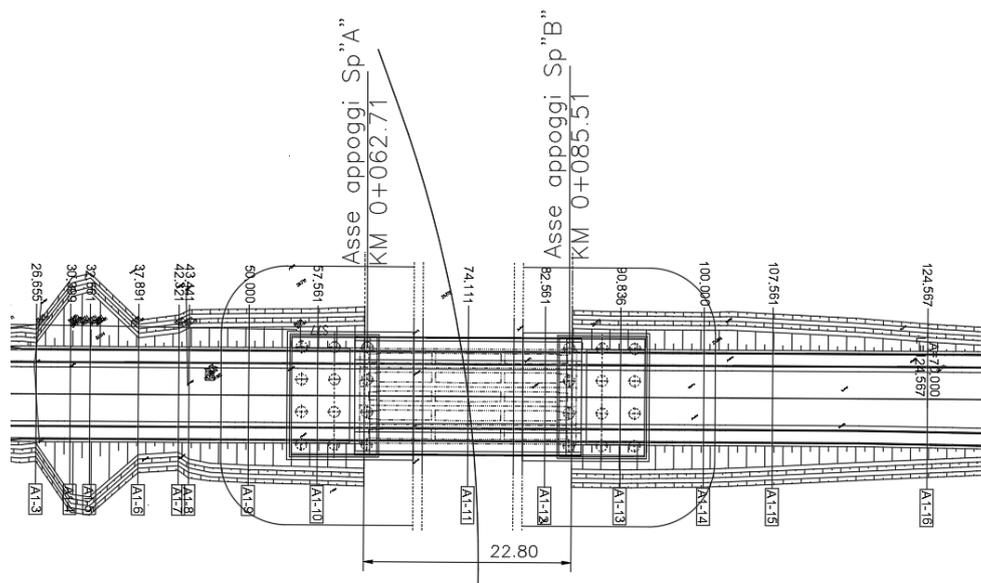


Figura 1: Stralcio planimetrico – ubicazione opera d'arte

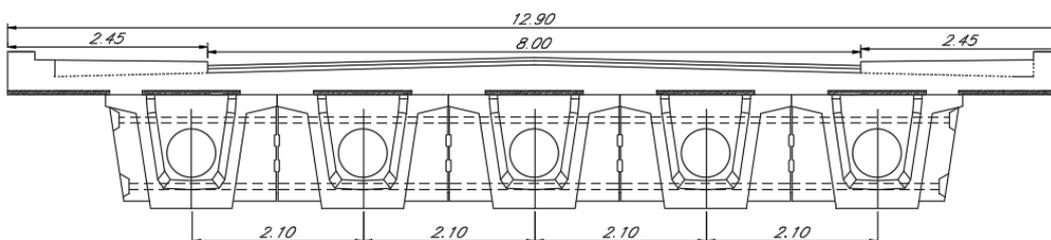


Figura 2: Sezione trasversale impalcato

1.2 Descrizione dell'opera

Il cavalcaferrovia è composto da un'unica campata di luce 22.80m formata da n°5 travi in cap, come riportato in Figura 2. L'impalcato è caratterizzato da una parte pavimentata larga 8.00m e da due cordoli laterali da 2.45m, per una larghezza totale di 12.90m. La spalle poggiano su 12 pali di diametro \varnothing 1200. L'altezza del paramento a tergo del terreno è di circa 4.45 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. Le sezioni più significative e la pianta della spalla in esame sono riportate rispettivamente in Figura 3 e Figura 4; per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

La lunghezza dei pali della spalla A è pari a 27 m.

La lunghezza dei pali della spalla B è pari a 27 m.

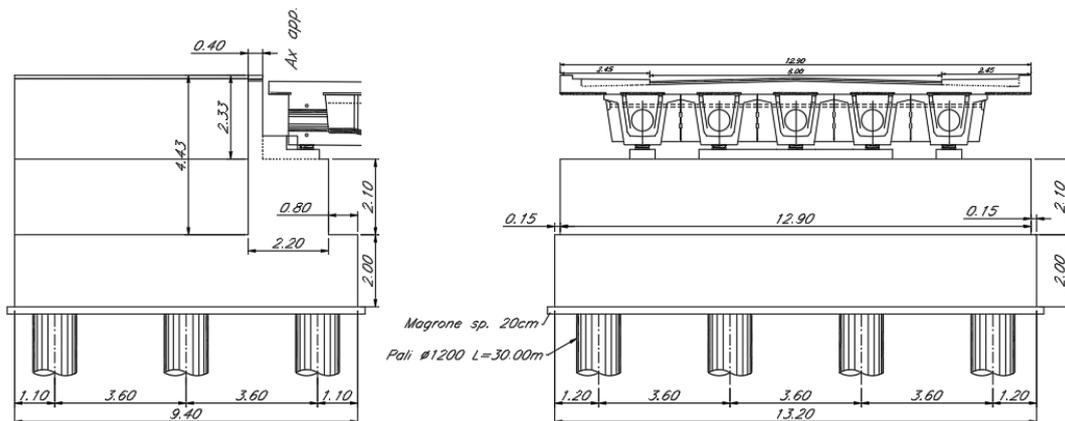


Figura 3: Spalle- sezioni

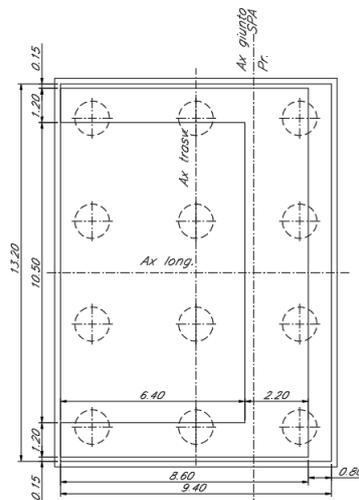


Figura 4: Spalle - Pianta

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	NW 01 00 001	A	6 di 54

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 – NN1X00D78RHNW01000010
- Rif. [2] Impalcato – Relazione di calcolo – NN1X00D78CLNW01000030
- Rif. [3] Spalla A – Relazione di calcolo - NN1X00D78CLNW01000010
- Rif. [4] Spalla B – Relazione di calcolo - NN1X00D78CLNW01000020

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

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.

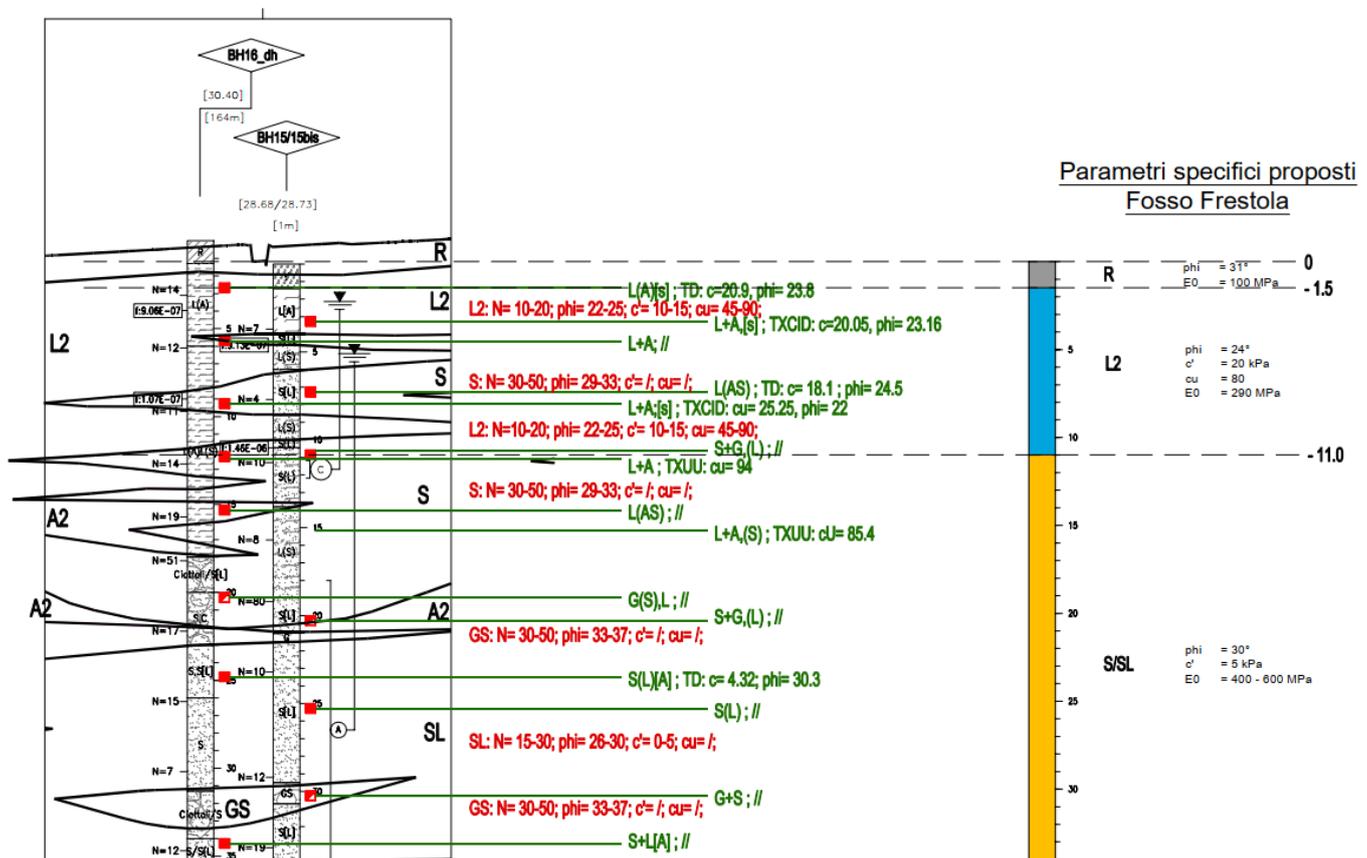


Figura 5: Stratigrafia assunta da Relazione Geotecnica

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

Altezza plinto	2.00	m
Dimensione long.fondazione	9.40	m
Dimensione trasv. fondazione	13.20	m
Inclinazione plinto	0.00	°
Sbalzo anteriore	0.80	m
Sbalzo posteriore	6.40	m
Altezza terreno ricoprimento	2.10	m
Altezza terreno riempimento	4.27	

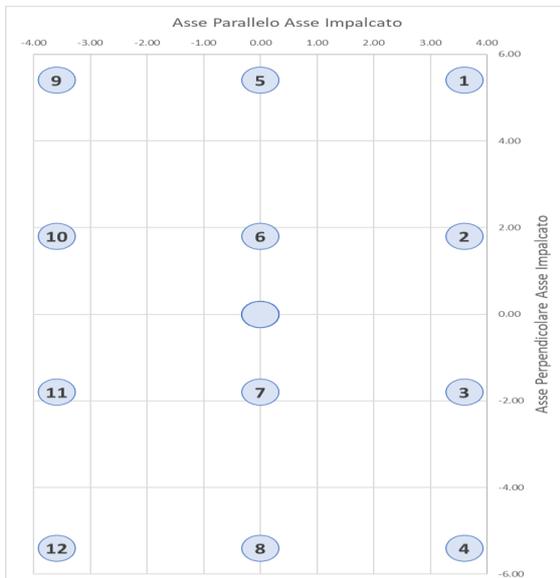


Figura 6: Disposizione pali Spalla A

Le condizioni N_{pmax} e N_{pmin} 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
-	-	kN											
Fvmax	SLU1	3533	3526	3518	3511	2435	2427	2420	2413	1337	1329	1322	1315
Fvmin	SLU2	2565	2565	2565	2565	1781	1781	1781	1781	997	997	997	997
Flmax	SLU1	3533	3526	3518	3511	2435	2427	2420	2413	1337	1329	1322	1315
Flmin	SLU2	2565	2565	2565	2565	1781	1781	1781	1781	997	997	997	997
Mlmax	SLU2	3062	3055	3048	3041	1962	1955	1948	1941	862	855	848	841
Mlmin	SLU1	3035	3035	3035	3035	2253	2253	2253	2253	1471	1471	1471	1471
Ftmax	SLU1	3533	3526	3518	3511	2435	2427	2420	2413	1337	1329	1322	1315
Ftmin	SLU1	3035	3035	3035	3035	2253	2253	2253	2253	1471	1471	1471	1471
Mtmax	SLU1	3533	3526	3518	3511	2435	2427	2420	2413	1337	1329	1322	1315
Mtmin	SLU1	3035	3035	3035	3035	2253	2253	2253	2253	1471	1471	1471	1471
Np max	SLU1	3533	3526	3518	3511	2435	2427	2420	2413	1337	1329	1322	1315
Np min	SLU2	3062	3055	3048	3041	1962	1955	1948	1941	862	855	848	841

SIS

Cond.	Comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
-	-	kN											
Fvmax	SIS17	2390	2317	2244	2171	1819	1746	1673	1600	1249	1176	1103	1030
Fvmin	SIS18	1779	1852	1925	1998	1334	1407	1480	1553	890	963	1036	1109
Flmax	SIS1	2758	2685	2612	2539	1726	1653	1580	1507	694	621	548	475
Flmin	SIS3	1425	1352	1279	1206	1726	1653	1580	1507	2028	1955	1882	1809
Mlmax	SIS1	2758	2685	2612	2539	1726	1653	1580	1507	694	621	548	475
Mlmin	SIS4	1093	1166	1239	1312	1427	1500	1573	1647	1761	1835	1908	1981
Ftmax	SIS9	2514	2271	2027	1784	1982	1738	1495	1252	1450	1206	963	719
Ftmin	SIS10	1654	1898	2141	2385	1172	1415	1659	1902	689	933	1176	1419
Mtmax	SIS9	2514	2271	2027	1784	1982	1738	1495	1252	1450	1206	963	719
Mtmin	SIS12	1271	1515	1758	2002	1172	1415	1659	1902	1072	1316	1559	1803
Np max	SIS1	2758	2685	2612	2539	1726	1653	1580	1507	694	621	548	475
Np min	SIS1	2758	2685	2612	2539	1726	1653	1580	1507	694	621	548	475

SLU

N_{max}	N_{min}	H_{max}
kN	kN	kN
3533	841	333

SIS

N_{max}	N_{min}	H_{max}
kN	kN	kN
2758	475	636

4.1.2 Sollecitazioni Palificata A

Si riportano le sollecitazioni a intradosso plinto dove:

Fv, forza verticale;

Fl, forza longitudinale;

Ft, forza trasversale;

MI, 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	29086.9	31624.5	384.544	4000.3	93.78	0.0131	115276	10191.9	FVmax	SLU1	1
Fvmin	21367.9	22577.5	0.0457	2631.94	0	0.0131	83955.9	6104.25	FVmin	SLU2	14
Flmax	29086.9	31624.5	384.544	4000.3	93.78	0.0131	115276	10191.9	FVmax	SLU1	1
Flmin	21367.9	22577.5	0.0457	2631.94	0	0.0131	83955.9	6104.25	FVmin	SLU2	14
MImax	23420	31682.7	384.544	3201.05	93.78	0.0131	86828.8	8437.6	FVmax	SLU2	2
MImin	27034.8	22519.3	0.0457	3431.19	0	0.0131	112403	7858.52	FVmin	SLU1	13
Ftmax	29086.9	31624.5	384.544	4000.3	93.78	0.0131	115276	10191.9	FVmax	SLU1	1
Ftmin	27034.8	22519.3	0.0457	3431.19	0	0.0131	112403	7858.52	FVmin	SLU1	13
Mtmax	29086.9	31624.5	384.544	4000.3	93.78	0.0131	115276	10191.9	FVmax	SLU1	1
Mtmin	27034.8	22519.3	0.0457	3431.19	0	0.0131	112403	7858.52	FVmin	SLU1	13
Np max	29086.9	31624.5	384.544	4000.3	93.78	0.0131	115276	10191.9	FVmax	SLU1	1
Np min	23420	31682.7	384.544	3201.05	93.78	0.0131	86828.8	8437.6	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	20516.7	16426.7	3943.46	3196.55	1252.18	0.00262	89008	9006.1	FVmax	SIS17	17
Fvmin	17327.4	12801.5	-3943.4	3040.82	-1252.2	0.00262	77154.8	8517.79	FVmax	SIS18	18
Flmax	19400.4	29727.4	3943.48	7529.52	1252.18	0.00873	84859.4	23404.8	FVmax	SIS1	1
Flmin	19400.4	-8679.4	3943.42	-3978.9	1252.18	-0.0087	84859.4	-15002	FVmax	SIS3	3
MImax	19400.4	29727.4	3943.48	7529.52	1252.18	0.00873	84859.4	23404.8	FVmax	SIS1	1
MImin	18443.6	-9620.6	-3943.5	-3978.9	-1252.2	-0.0087	81303.5	-15002	FVmax	SIS4	4
Ftmax	19400.4	15328.9	13144.8	3196.55	4173.94	0.00262	84859.4	9006.25	FVmax	SIS9	9
Ftmin	18443.6	13899.3	-13145	3040.82	-4173.9	0.00262	81303.5	8517.64	FVmax	SIS10	10
Mtmax	19400.4	15328.9	13144.8	3196.55	4173.94	0.00262	84859.4	9006.25	FVmax	SIS9	9
Mtmin	18443.6	2865.41	-13145	-255.98	-4173.9	-0.0026	81303.5	-2516.2	FVmax	SIS12	12
Np max	19400.4	29727.4	3943.48	7529.52	1252.18	0.00873	84859.4	23404.8	FVmax	SIS1	1
Np min	19400.4	29727.4	3943.48	7529.52	1252.18	0.00873	84859.4	23404.8	FVmax	SIS1	1

4.1.3 Sollecitazioni in testa palo – SPALLA B

Plinto di fondazione

Altezza plinto	2.00	m
Dimensione long.fondazione	9.40	m
Dimensione trasv. fondazione	13.20	m
Inclinazione plinto	0.00	°
Sbalzo anteriore	0.80	m
Sbalzo posteriore	6.40	m
Altezza terreno ricoprimento	2.10	m
Altezza terreno riempimento	4.26	

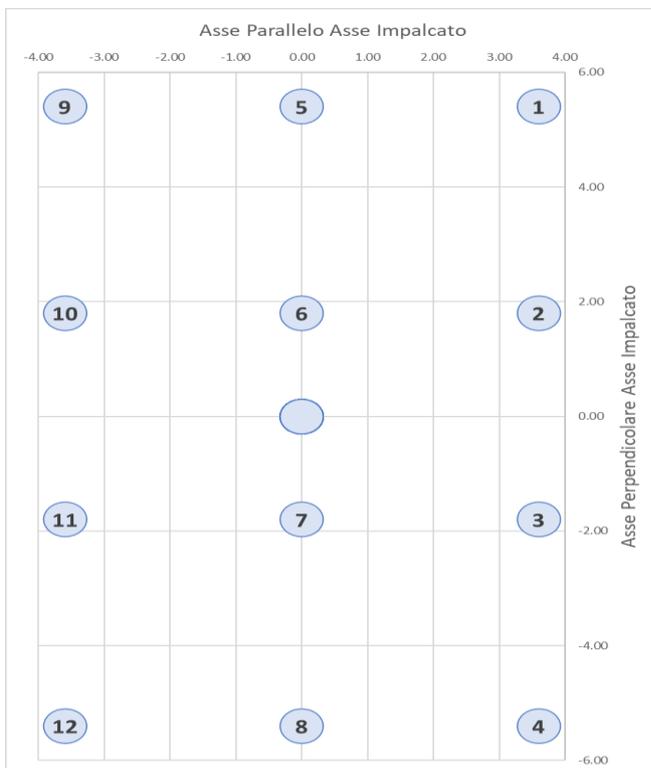


Figura 7: Disposizione pali Spalla B

SLU

Cond.	Comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
-	-	kN											
Fvmax	SLU1	3449	3442	3435	3428	2433	2425	2418	2411	1416	1408	1401	1394
Fvmin	SLU2	2563	2563	2563	2563	1779	1779	1779	1779	995	995	995	995
Flmax	SLU1	3449	3442	3435	3428	2433	2425	2418	2411	1416	1408	1401	1394
Flmin	SLU2	2980	2973	2966	2958	1961	1954	1947	1939	942	935	928	921
Mlmax	SLU2	2980	2973	2966	2958	1961	1954	1947	1939	942	935	928	921
Mlmin	SLU1	3033	3033	3033	3033	2251	2251	2251	2251	1469	1469	1469	1469
Ftmax	SLU1	3449	3442	3435	3428	2433	2425	2418	2411	1416	1408	1401	1394
Ftmin	SLU1	3033	3033	3033	3033	2251	2251	2251	2251	1469	1469	1469	1469
Mtmax	SLU1	3449	3442	3435	3428	2433	2425	2418	2411	1416	1408	1401	1394
Mtmin	SLU1	3033	3033	3033	3033	2251	2251	2251	2251	1469	1469	1469	1469
Np max	SLU1	3449	3442	3435	3428	2433	2425	2418	2411	1416	1408	1401	1394
Np min	SLU2	2980	2973	2966	2958	1961	1954	1947	1939	942	935	928	921

SIS

Cond.	Comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
-	-	kN											
Fvmax	SIS17	2290	2217	2144	2071	1817	1745	1672	1599	1345	1272	1199	1126
Fvmin	SIS18	1678	1751	1824	1897	1333	1406	1479	1552	988	1061	1134	1207
Flmax	SIS1	2429	2356	2283	2210	1725	1652	1579	1506	1020	947	874	802
Flmin	SIS3	1759	1686	1613	1540	1725	1652	1579	1506	1690	1617	1544	1471
Mlmax	SIS1	2429	2356	2283	2210	1725	1652	1579	1506	1020	947	874	802
Mlmin	SIS4	1428	1501	1574	1647	1426	1499	1572	1645	1424	1497	1570	1643
Ftmax	SIS9	2414	2171	1928	1685	1980	1737	1494	1251	1546	1303	1060	816
Ftmin	SIS10	1554	1797	2040	2283	1171	1414	1657	1900	788	1031	1274	1517
Mtmax	SIS9	2414	2171	1928	1685	1980	1737	1494	1251	1546	1303	1060	816
Mtmin	SIS12	1371	1614	1857	2101	1171	1414	1657	1900	970	1213	1457	1700
Np max	SIS1	2429	2356	2283	2210	1725	1652	1579	1506	1020	947	874	802
Np min	SIS14	2283	2040	1797	1554	1900	1657	1414	1171	1517	1274	1031	788

SLU

N_{max}	N_{min}	H_{max}
kN	kN	kN
3449	921	285

SIS

N_{max}	N_{min}	H_{max}
kN	kN	kN
2429	788	446

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

4.1.4 Sollecitazioni Palificate 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	29062.2	29287.9	384.544	3421.3	93.78	0.0131	115129	7824.25	FVmax	SLU1	1
Fvmin	21349.6	22574.3	0.0457	2624.47	0	0.0131	83847.1	6077.97	FVmin	SLU2	14
Flmax	29062.2	29287.9	384.544	3421.3	93.78	0.0131	115129	7824.25	FVmax	SLU1	1
Flmin	23401.7	29346.1	384.544	2624.47	93.78	0.0131	86719.9	6077.97	FVmax	SLU2	2
Mlmax	23401.7	29346.1	384.544	2624.47	93.78	0.0131	86719.9	6077.97	FVmax	SLU2	2
Mlmin	27010.2	22516.1	0.0457	3421.3	0	0.0131	112256	7824.25	FVmin	SLU1	13
Ftmax	29062.2	29287.9	384.544	3421.3	93.78	0.0131	115129	7824.25	FVmax	SLU1	1
Ftmin	27010.2	22516.1	0.0457	3421.3	0	0.0131	112256	7824.25	FVmin	SLU1	13
Mtmax	29062.2	29287.9	384.544	3421.3	93.78	0.0131	115129	7824.25	FVmax	SLU1	1
Mtmin	27010.2	22516.1	0.0457	3421.3	0	0.0131	112256	7824.25	FVmin	SLU1	13
Np max	29062.2	29287.9	384.544	3421.3	93.78	0.0131	115129	7824.25	FVmax	SLU1	1
Np min	23401.7	29346.1	384.544	2624.47	93.78	0.0131	86719.9	6077.97	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	20796.1	14587.1	3937.85	2495.25	1251.12	0.00262	89310.4	6155.84	FVmax	SIS17	17
Fvmin	17011.5	8949.39	-3937.8	2333.71	-1251.1	0.00262	76634.8	5630.33	FVmax	SIS18	18
Flmax	19471.5	20577.1	3937.87	5201.7	1251.12	0.00873	84873.9	13935.1	FVmax	SIS1	1
Flmin	19471.5	1291	3937.81	-1626.9	1251.12	-0.0087	84873.9	-5351	FVmax	SIS3	3
Mlmax	19471.5	20577.1	3937.87	5201.7	1251.12	0.00873	84873.9	13935.1	FVmax	SIS1	1
Mlmin	18336.1	-242.78	-3937.9	-1626.9	-1251.1	-0.0087	81071.2	-5351.1	FVmax	SIS4	4
Ftmax	19471.5	12798	13126.1	2495.25	4170.38	0.00262	84873.9	6155.98	FVmax	SIS9	9
Ftmin	18336.1	10738.5	-13126	2333.71	-4170.4	0.00262	81071.2	5630.19	FVmax	SIS10	10
Mtmax	19471.5	12798	13126.1	2495.25	4170.38	0.00262	84873.9	6155.98	FVmax	SIS9	9
Mtmin	18336.1	5478.07	-13126	446.661	-4170.4	-0.0026	81071.2	369.744	FVmax	SIS12	12
Np max	19471.5	20577.1	3937.87	5201.7	1251.12	0.00873	84873.9	13935.1	FVmax	SIS1	1
Np min	18336.1	10738.9	13126.1	2333.71	4170.38	0.00262	81071.2	5630.61	FVmax	SIS14	14

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	NW 01 00 001	A	16 di 54

5 CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018

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

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

5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

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

$$E_d \leq R_d$$

dove

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

R_d valore di progetto della resistenza.

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

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

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

- A Tabella 6.2.I

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

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

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

Figura 8 Coefficienti parziali sulle azioni (coefficienti A)

- M Tabella 6.2.II

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

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

Figura 9 Coefficienti parziali sui parametri geotecnici (coefficienti M)

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	NW 01 00 001	A	18 di 54

- 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 ^{*)}	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^{*)} da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 10 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	NW 01 00 001	A	19 di 54

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	NW 01 00 001	A	20 di 54

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 γ_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	NW 01 00 001	A	21 di 54

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	NW 01 00 001	A	22 di 54

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_{SISMA}+M1+R3

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

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;

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 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;

γ_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:

τ_{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;

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

ϕ' 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;

α coefficiente adimensionale variabile col valore di c_u secondo quanto indicato nella tabella seguente

Tabella 6.1: valori indicativi di α per pali trivellati in terreni coesivi (AGI, 1984)

c_u (kPa)	α (-)
≤ 25	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
≥ 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;

σ'_{vo} tensione verticale efficace calcolata dal p.c. originario.

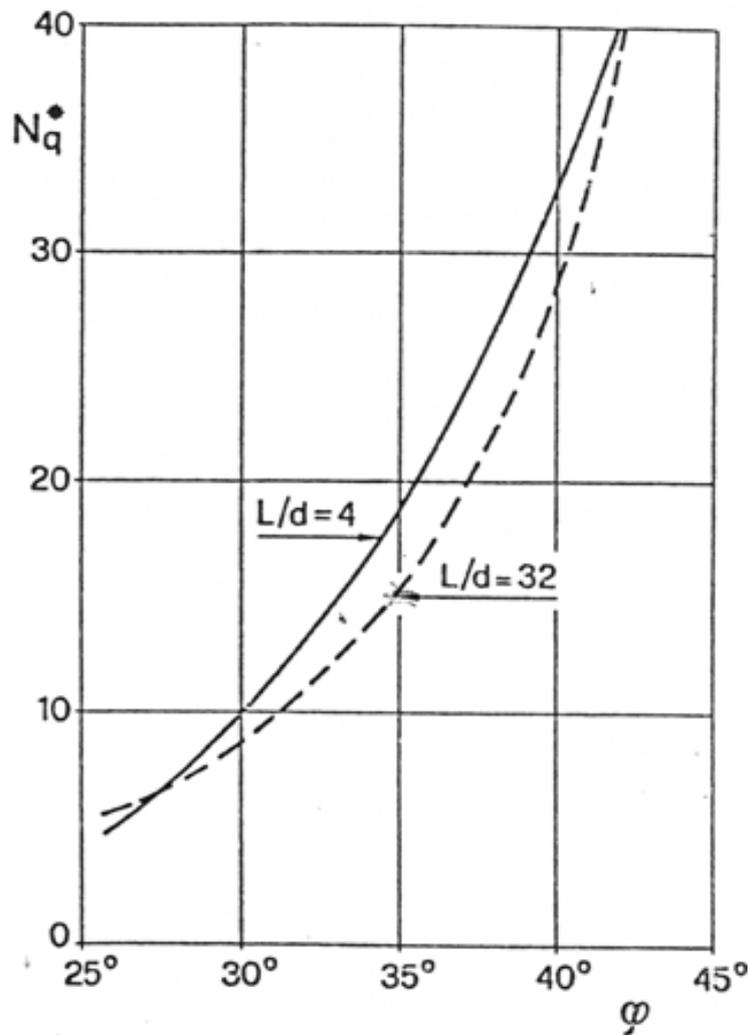


Figura 6.1: Coefficienti N_q^* (Berezantzev, 1965)

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.

σ_{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.

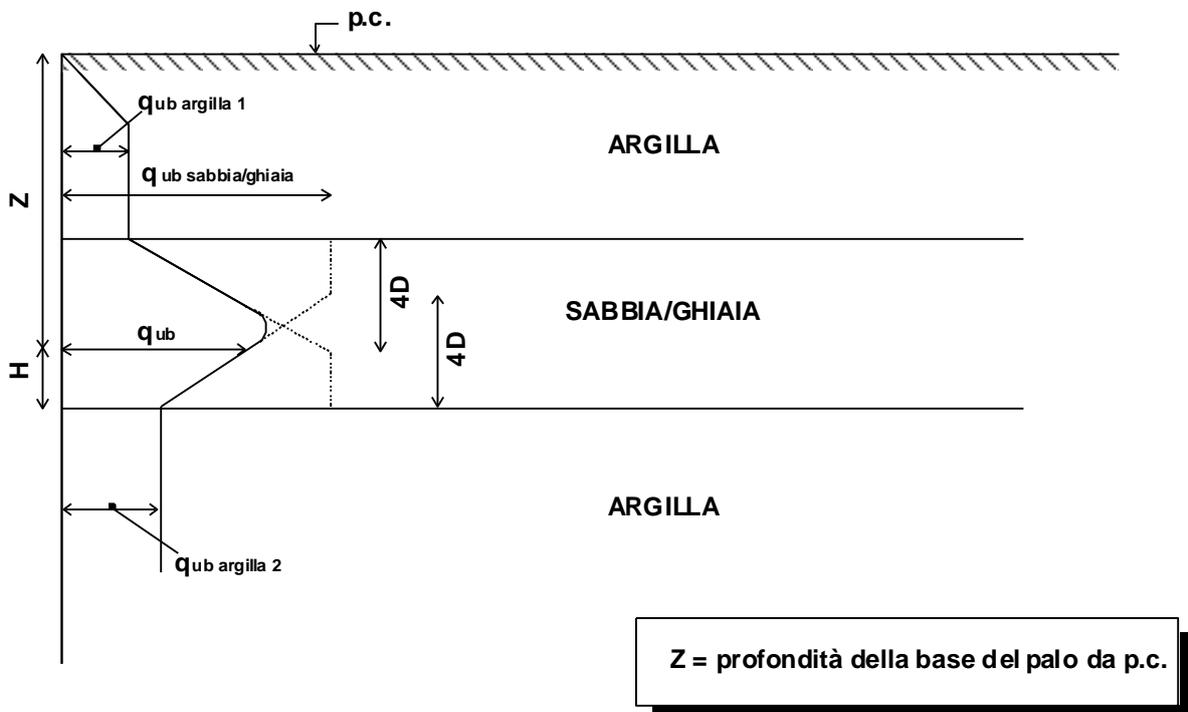


Figura 6.2: Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati (modificata da Meyerhof, 1976)

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;

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 $\xi_4 = 1.7$.

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 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 6.3 in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

Tabella 6.3: Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche

	Pali trivellati
Resistenza \ γ_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	NW 01 00 001	A	31 di 54

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	NW 01 00 001	A	32 di 54

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 (γ_T) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti ξ_3 e ξ_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 γ_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 a compressione

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

Il carico di progetto per pali lunghi 27 m è pari a 3821.6 kN.

La capacità portante del singolo palo lungo 27 m è pari a 4109 kN, di conseguenza la verifica è soddisfatta.

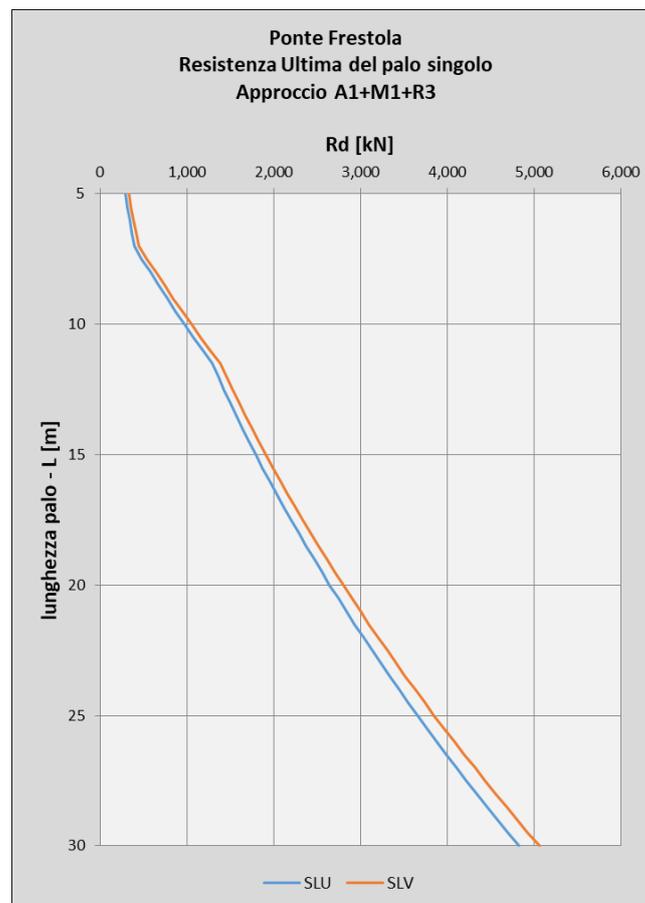


Figura 3. Curva di portanza pali spalla A

8.1.2 Effetto Gruppo

Coefficiente di efficienza $E = 0.71$

Numero di Pali = 12

$R_{d,palo} = 4109 \text{ kN}$

$R_{d,palificata} = 35009 \text{ kN}$

$E_d = 31652 \text{ kN}$

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 27 m è pari a 3734.8 kN.

La capacità portante del singolo palo lungo 27 m è pari a 4109 kN, di conseguenza la verifica è soddisfatta.

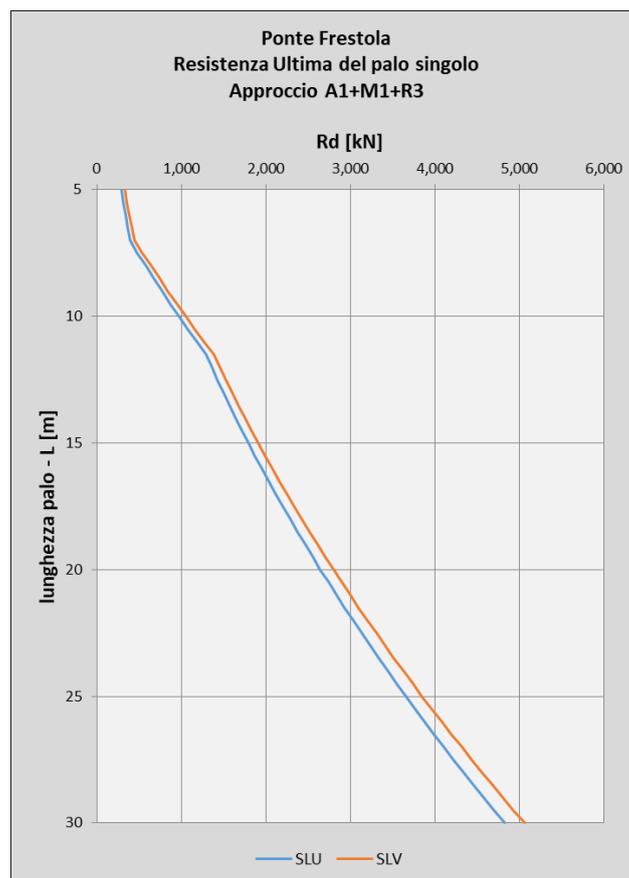


Figura 4. Curva di portanza pali spalla B

8.2.2 *Effetto Gruppo*

Coefficiente di efficienza $E = 0.71$

Numero di Pali = 12

$R_{d,palo} = 4109 \text{ kN}$

$R_{d,palificata} = 35009 \text{ kN}$

$E_d = 31627 \text{ kN}$

La verifica risulta soddisfatta.



LINEA
FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO
LOTTO

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 RH	NW 01 00 001	A	40 di 54

9 CARICO LIMITE TRASVERSALE

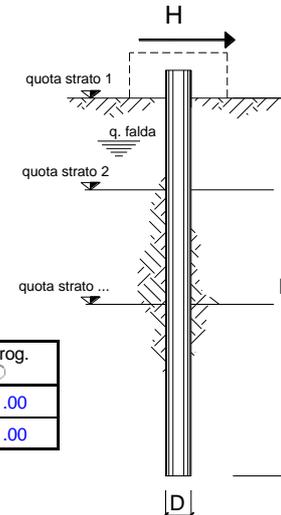
9.1 Spalla A

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 48 $\phi 26$ che conferisce al palo un momento di plasticizzazione pari a $M_p = 4032.8$ 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. La condizione non drenata è quella dimensionante.

opera **Fosso Frestola Spalla A - CND**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_T	
SUD	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	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.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u	ϕ (°)	k_p	c_u
p.c.=strato 1		100.00	18	8		1.00	80		1.00	80
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.00	20	10	30	3.00		30	3.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		80.00	19	9	32	3.25		32	3.25	
<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 **27.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **4032.80** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

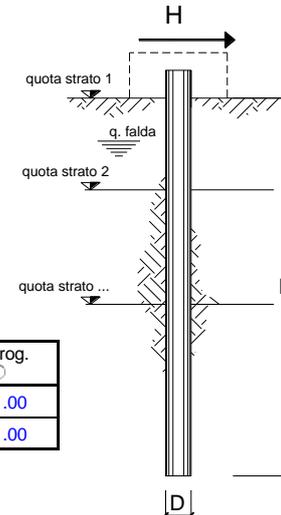
Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	2492.6	(kN)	2492.6	(kN)
Palo intermedio	11103.9	(kN)	11103.9	(kN)
Palo corto	39481.5	(kN)	39481.5	(kN)
H_{med}	2492.6	(kN)	H_{min}	2492.6 (kN)
		Palo lungo		Palo lungo
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$		1466.26	(kN)
	$H_d = H_k/\gamma_T$		1127.89	(kN)
	$\eta =$		0.80	(kN)
	$H_d = H_d \cdot \eta$		902.31	(kN)
	$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		636.00	(kN)
	$FS = H_d / F_d =$		1.42	

opera **Fosso Frestola Spalla A - CD**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_T	
SUD	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.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	18	8	24	2.37		24	2.37	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.00	20	10	30	3.00		30	3.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		80.00	19	9	32	3.25		32	3.25	
<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 **27.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **4032.80** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1718.0 (kN)		1718.0 (kN)	
Palo intermedio	9124.7 (kN)		9124.7 (kN)	
Palo corto	37073.3 (kN)		37073.3 (kN)	
H_{med}	1718.0 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1718.0 (kN)
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			1010.61	(kN)
$H_d = H_k/\gamma_T$			777.40	(kN)
$\eta =$			0.80	(kN)
$H_d = H_d \cdot \eta$			621.92	(kN)
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$			333.00	(kN)
$FS = H_d / F_d =$			1.87	



LINEA
FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO
LOTTO

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 RH	NW 01 00 001	A	43 di 54

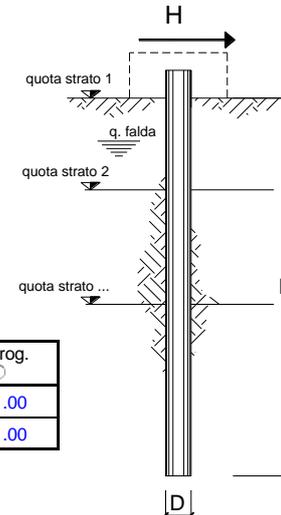
9.2 Spalla B

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 di seguito le verifiche eseguite in condizione drenate e non drenate. La condizione non drenata è quella dimensionante.

opera **Fosso Frestola Spalla B - CND**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_T	
SUD	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.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u	ϕ (°)	k_p	c_u
p.c.=strato 1		100.00	18	8		1.00	80		1.00	80
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.00	20	10	30	3.00		30	3.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		80.00	19	9	32	3.25		32	3.25	
<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 **27.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **2882.18** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

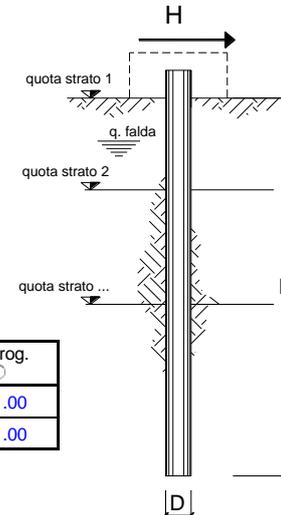
palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1965.6	(kN)	1965.6	(kN)
Palo intermedio	11056.4	(kN)	11056.4	(kN)
Palo corto	39481.5	(kN)	39481.5	(kN)
H_{med}	1965.6	(kN)	H_{min}	1965.6 (kN) Palo lungo
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			1156.24	(kN)
$H_d = H_k/\gamma_T$			889.41	(kN)
$\eta =$			0.80	(kN)
$H_d = H_d \cdot \eta$			711.53	(kN)
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$			446.00	(kN)
$FS = H_d / F_d =$			1.60	

opera **Fosso Frestola Spalla B - CD**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_T	
SUD	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.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	18	8	24	2.37		24	2.37	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.00	20	10	30	3.00		30	3.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		80.00	19	9	32	3.25		32	3.25	
<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 **27.00** (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)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1364.9 (kN)		1364.9 (kN)	
Palo intermedio	9076.9 (kN)		9076.9 (kN)	
Palo corto	37073.3 (kN)		37073.3 (kN)	
H_{med}	1364.9 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1364.9 (kN)
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			802.90	(kN)
$H_d = H_k/\gamma_T$			617.61	(kN)
$\eta =$			0.80	(kN)
$H_d = H_d \cdot \eta$			494.09	(kN)
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$			285.00	(kN)
$FS = H_d / F_d =$			1.73	

10 ESITO DELLE VERIFICHE

10.1 Verifiche a carico limite assiale

La verifica per la spalla A è soddisfatta risultando

$Ed < Rd$

3821.6 kN < 4109 kN

La verifica per la spalla B è soddisfatta risultando

$Ed < Rd$

3734.8 kN < 4109 kN

10.2 Verifiche a carico limite palificata

La verifica per la spalla A è soddisfatta risultando

$Ed < Rd$

31652 kN < 35009 kN

La verifica per la spalla B è soddisfatta risultando

$Ed < Rd$

31627 kN < 35009 kN

10.3 Verifiche a carico limite Trasversale

La verifica per la spalla A è soddisfatta risultando

$Ed < Rd$

Condizione Non Drenata 636 kN < 902 kN e Condizione Drenata 333 kN < 622 kN

La verifica per la spalla B è soddisfatta risultando



LINEA
FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO
LOTTO

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 RH	NW 01 00 001	A	47 di 54

Ed<Rd

Condizione Non Drenata $446 \text{ kN} < 711 \text{ kN}$ e Condizione Drenata $285 \text{ kN} < 495 \text{ kN}$

	LINEA					
	FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO					
	LOTTO					
RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 RH	NW 01 00 001	A	48 di 54

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	NW 01 00 001	A	49 di 54

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

**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 λ .

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

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 ³], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
n_h [N/cm ³], 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.

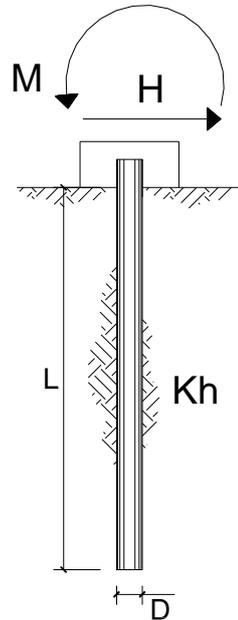
Come si evince:

per i pali della spalla fissa lo spostamento è pari a

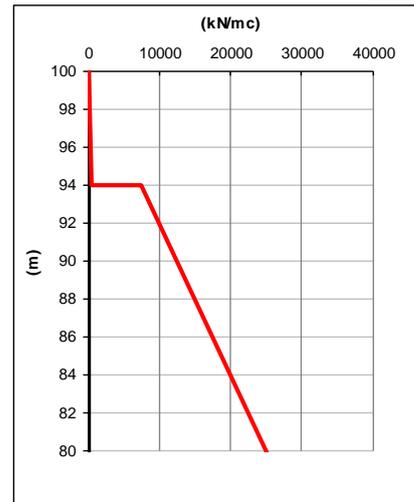
$$u = 3.2 \text{ cm}$$

per i pali della spalla mobile lo spostamento è pari a

$$u = 2.2 \text{ cm}$$



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1		100.00		100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.00		1500
<input type="checkbox"/> strato 3		80.00		1500
<input type="checkbox"/> strato 4		74.00		1000
<input type="checkbox"/> strato 5		66.30		0
<input type="checkbox"/> strato 6		81.70		0

Diametro del palo 1.2 (m)
 J palo 0.10179 (m⁴)
 Lunghezza del palo 27 (m)
 Forza orizzontale in testa 636 (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 Fissa (con stratigrafia). quota 100 m= testa palo

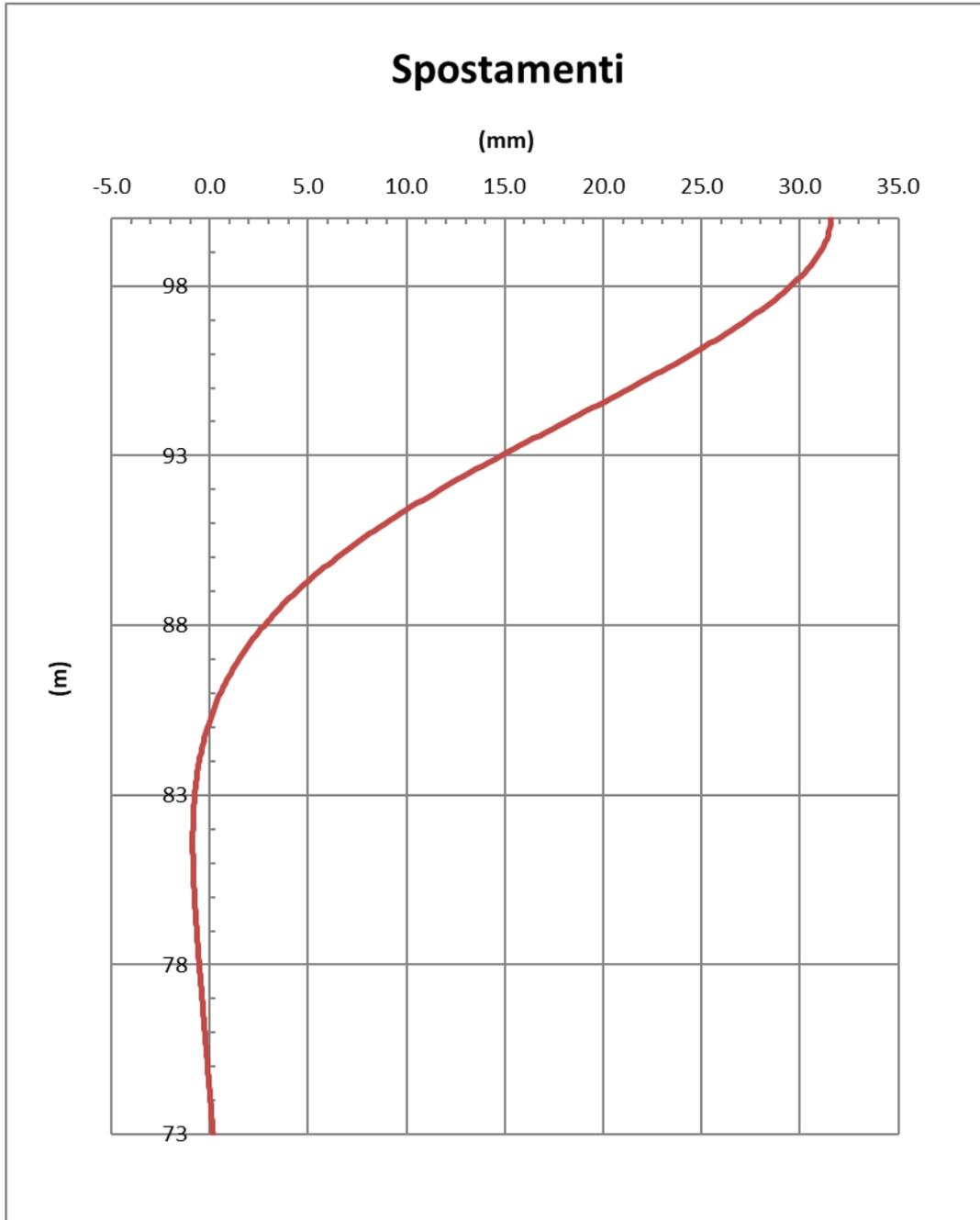
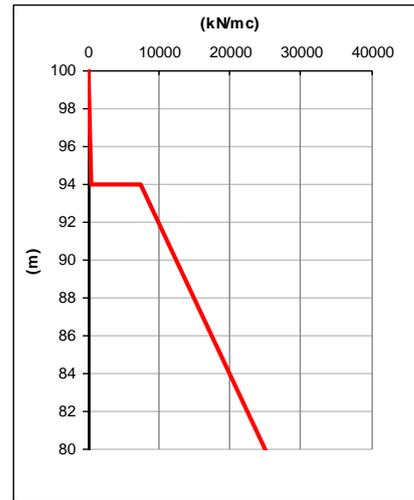
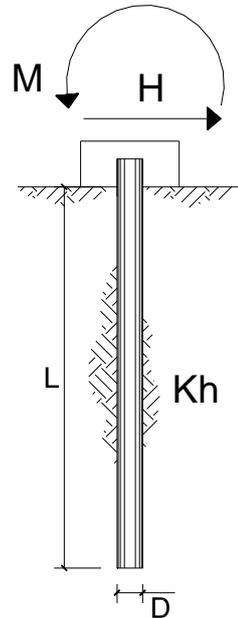


Figura 9- Spostamenti Spalla A Fissa. U max = 3.15 cm



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1		100.00		100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.00		1500
<input type="checkbox"/> strato 3		80.00		1500
<input type="checkbox"/> strato 4		74.00		1000
<input type="checkbox"/> strato 5		66.30		0
<input type="checkbox"/> strato 6		81.70		0

Diametro del palo 1.2 (m)

J palo 0.10179 (m⁴)

Lunghezza del palo 27 (m)

Forza orizzontale in testa 446 (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 Mobile (con stratigrafia). quota 100 m= testa palo

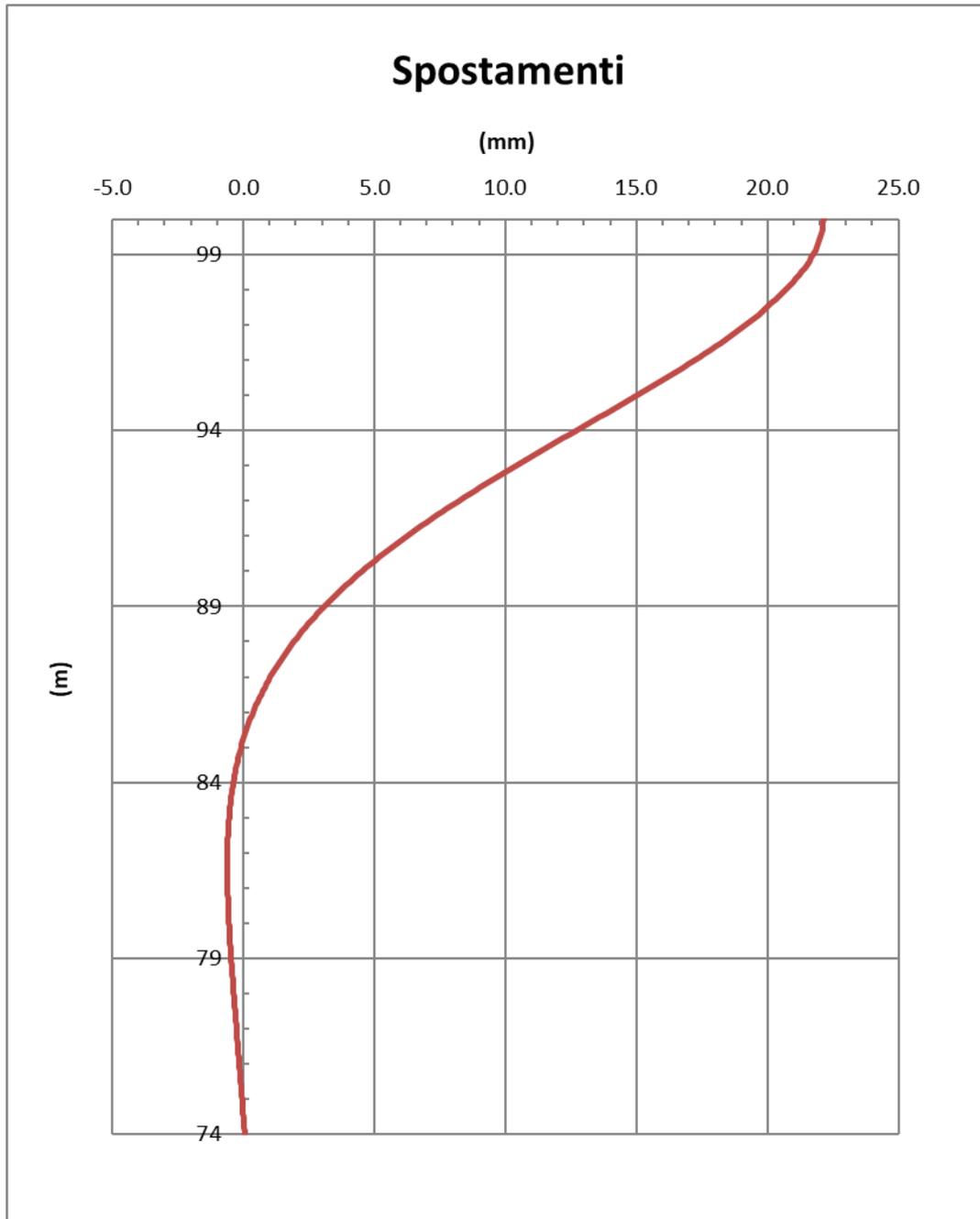


Figura 11 Figura 12- Spostamenti Spalla B Mobile. U max = 2.2 cm