



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

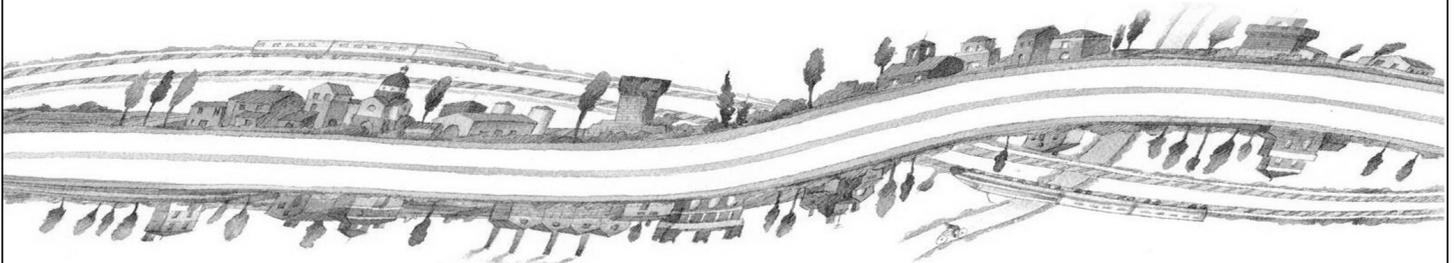
PROGETTO DEFINITIVO

ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)
GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, SISMICA E GEOTECNICA

GEOTECNICA

VIABILITA' INTERFERITE

RELAZIONE GEOTECNICA CAVALCAVIA SP 11 DIREZIONE MIRANDOLA



IL PROGETTISTA

Ing. Gianfranco Marchi
Albo Ing. Ravenna n°342

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				A. Boschi	G. Marchi	E. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: _
0557	PD	0	V111	V0000	0	GT	RB	01	A	

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1. NORMATIVE	4
2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO	4
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	5
4. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI.....	7
5. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI TRASVERSALI.....	11
6. ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI NEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ORIZZONTALI.....	13
7. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	20
7.1. TERRENI COESIVI	20
7.1.1. Pali con interasse superiore a 3 diametri.....	20
7.1.2. Pali con interasse inferiore a 3 diametri.....	21
7.2. TERRENI INCOERENTI.....	23
7.2.1. Sabbia sciolta	23
7.2.2. Sabbia densa	23
8. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI.....	24
9. ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI NEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI.....	25
10. COMPORTAMENTO DEI PALI IN ESERCIZIO.....	26
10.1. CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI	26
10.2. CEDIMENTO DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICO ASSIALE.....	26
10.3. RIGIDENZE ASSIALI E TRASVERSALI.....	27
11. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI.....	30
11.1. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CORPO RILEVATO.....	31
11.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI.....	32
11.2.1. H _{ril} = 6.00 m.....	32
11.2.2. H _{ril} = 11.00 m.....	34

12. STIMA DEI CEDIMENTI E LORO EVOLUZIONE NEL TEMPO	36
13. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.....	37
13.1. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI.....	37
13.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE	37
13.3. LIVELLO PRESTAZIONALE PIANO DI POSA DEI RILEVATI	38
13.4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	38
13.5. EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO	39
13.6. STUDIO DELLA STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE	42

1. PREMESSA

Nell'ambito delle attività di progettazione previste per la redazione del Progetto Definitivo di Autostrada Regionale Cispadana dal casello di Reggiolo-Rolo su A22 al casello di Ferrara Sud su A13, il presente documento illustra gli aspetti geotecnici inerenti la viabilità interferita V11 – Cavalcavia SP11 direzione Mirandola.

Per ulteriori chiarimenti in merito ai criteri generali adottati per l'esecuzione delle verifiche geotecniche si rimanda al documento PD_0_A00_00000_0_GT_RB_02 "Criteri generali per le verifiche geotecniche".

Nel seguito dell'elaborato verranno descritte ed approfondite le seguenti tematiche con particolare riferimento all'opera in oggetto:

- normativa di riferimento per le verifiche geotecniche;
- caratterizzazione geotecnica;
- capacità portante del palo singolo soggetto a carichi assiali;
- capacità portante del palo singolo soggetto a carichi trasversali;
- andamento delle sollecitazioni lungo il palo singolo soggetto a carichi trasversali;
- capacità portante dei pali in gruppo soggetti a carichi assiali;
- capacità portante dei pali in gruppo soggetti a carichi trasversali;
- andamento delle sollecitazioni nei pali in gruppo soggetto a carichi trasversali;
- comportamento dei pali in esercizio;
- verifiche di stabilità dei rilevati;
- valutazione dei cedimenti dei rilevati;
- definizione del trattamento del piano di posa dei rilevati.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. NORMATIVE

Le normative di riferimento sono riportate nell'elaborato:

- PD_0_000_00000_0_GE_KT_01, "Elenco delle Normative di riferimento".

2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- AGI, "Raccomandazioni sui pali di fondazione", dicembre 1984;
- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna;
- FRANK R., "Calcul des fondations superficielles et profondes", Techniques de l'Ingénieur (TI), Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées ;
- JOSEPH E. BOWLES (1992) – "Fondazioni – Progetto e analisi", McGraw-Hill, Giugno 1992;
- LANCELLOTTA R. (1993) – "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna;
- VIGGIANI C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni;
- POULOS H.G., DAVIS E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice;
- POULOS H.G., DAVIS E.H. (1974) – "Elastic solutions for soil and rock mechanics", ed. John Wiley & Sons, Inc. ;
- U.S. Departement of Trasportation, Federal Highway Administration – "Drilled shafts: Construction procedures and design methods" – Publication No. FHWA-IF-99-025.

2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO

I principali elaborati di progetto definitivo di riferimento per il presente elaborato sono i seguenti:

- PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01 "Relazione geotecnica generale"
- PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali per le verifiche geotecniche".

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riporta la scheda di caratterizzazione geotecnica per l'opera in oggetto.

OPERA:	Cavalcavia S.P.11 "Diramazione per Mirandola"
---------------	--

Q_{rif} = 16.7 m s.l.m.
--

TABELLA 3-1: INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO PER STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE

sigla indagine	campagna di indagine	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
BH 40	Geoservice - 2011	16.722	40.00	T.A. (3.0÷6.0m)
CPTU83	Geoservice - 2011	16.697	40.10	-
CPTU84	Geoservice - 2011	16.705	20.86	-
CPTU85	Geoservice - 2011	16.592	39.90	-
CPTU86	Geoservice - 2011	16.502	33.36	-
SCPT384	Imprefond - 2011	-	26.50	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante).
CH (...) = cross-hole (profondità)

TABELLA 3-2: UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INDIVIDUATE LUNGO IL TRACCIATO

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
1	Argilla limosa/Limo argilloso
2	Sabbia limosa/Limo sabbioso
3	Sabbia con $D_r < 50\%$
4	Sabbia con $50\% < D_r < 70\%$
5	Sabbia con $D_r > 70\%$
6	Torba/Argilla organica

TABELLA 3-3: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA

Profondità (m da p.c.) (Q_{ref} 16.70 m s.l.m.)	Unità -	z_w (m)	γ_n (kN/m ³)	φ' (*) (°)	c' (*) (kPa)	c_u (*) (kPa)	E' (MPa)	M (MPa)	E_u (MPa)	c_v (cmq/s)	c_{ae} (-)
0.0÷3.0	1	1.0	18.0	22-25	4-6	60-70	5.2	7.0	39.0	1.5E-3	0.0027
3.0÷3.5	2		19.0	29-31	-	-	10.0	-	-	-	-
3.5÷9.0	1		18.0	22-25	4-6	30-50	2.2	3.0	28.0	1.5E-3	0.0027
9.0÷13.0	4		19.0	31-33	-	-	40.0	-	-	-	-
13.0÷32.0	5		19.5	30-32	-	-	60.0	-	-	-	-
32.0÷37.0	1		18.0	22-25	0	70-90	7.4	10.0	28.0	1.5E-3	0.0027
37.0÷...	5		19.5	30-32	-	-	60.0	-	-	-	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda di progetto; per ulteriori dettagli sulle falde di progetto si rimanda all'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01 "Relazione geotecnica generale"

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

E' = modulo di Young (MPa);

M = valore del modulo edometrico (MPa);

E_u = modulo elastico operativo in condizioni non drenate (MPa);

c_v = coefficiente di consolidazione verticale (cmq/s);

c_{ae} = coefficiente di consolidazione secondaria.

La categoria di sottosuolo che è possibile assumere per le elaborazioni è **C**.

4. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

Nel seguito si riportano i calcoli di capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi assiali di compressione e di trazione, con riferimento a pali trivellati ϕ 1200.

Il calcolo viene condotto secondo i seguenti approcci con riferimento al DM 14/01/2008 Par.6.4.3:

- Approccio 1: combinazioni A1+M1+R1 e A2+M1+R2;
- Approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

e con riferimento alla seguente bibliografia:

- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984);
- Poulos, Davis – Analisi e progettazione di fondazioni su pali.

I grafici sottostanti riportano le resistenze di progetto dei pali in compressione ed in trazione in funzione della lunghezza degli stessi, i calcoli sono stati svolti considerando la testa del palo alla quota di riferimento.

Al fine di valutare i fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica si considerano, quali verticali indagate, le prove indicate in Tabella 3-1 ad eccezione della prova SCPT 384.

A seguire si riportano i tabulati di derivazione dei grafici stessi.

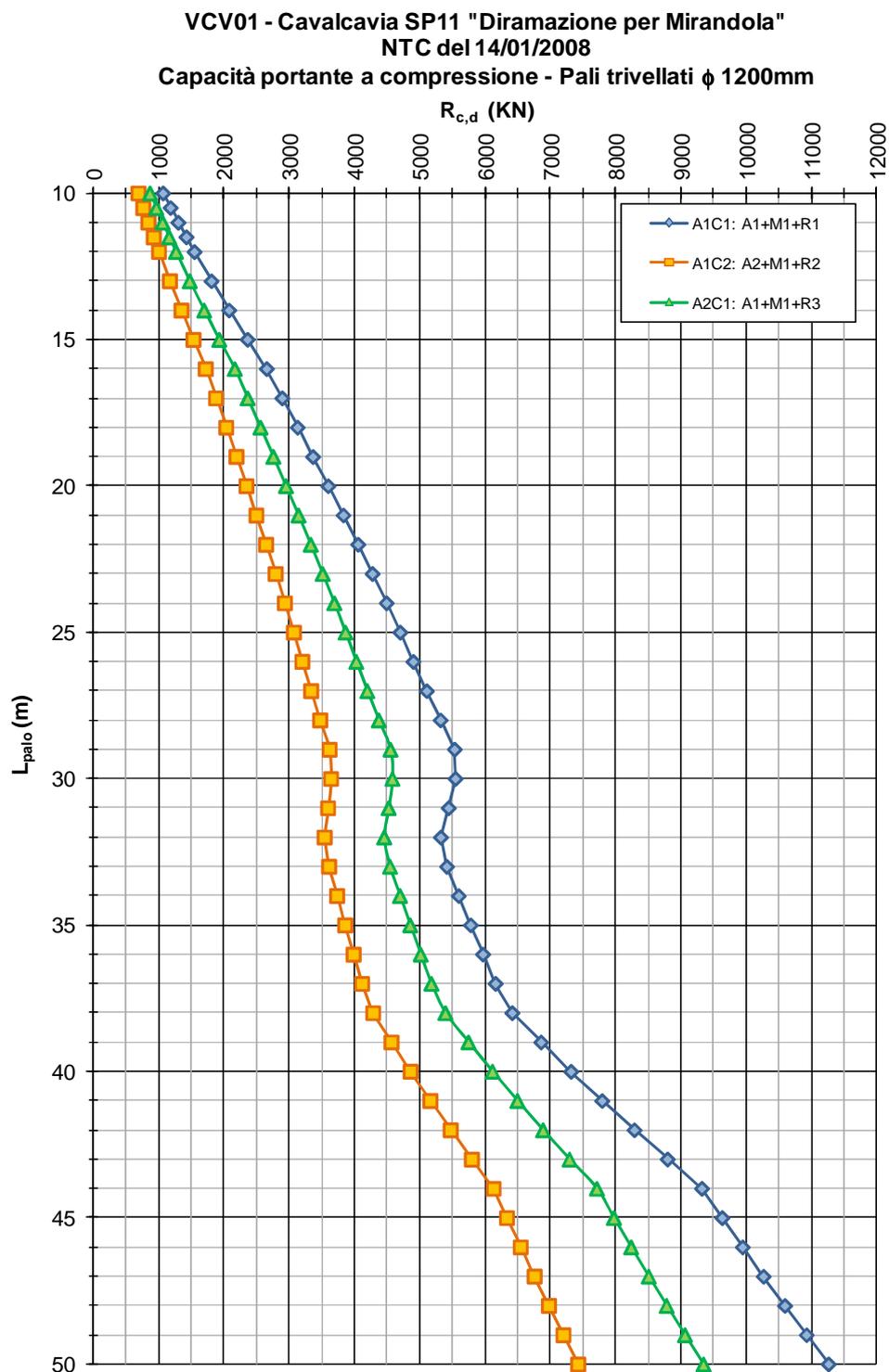


FIGURA 4-1: CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 1200

VCV01 - Cavalcavia SP11 " Diramazione per Mirandola "

NTC del 14/01/2008

Capacità portante a trazione - Pali trivellati ϕ 1200mm

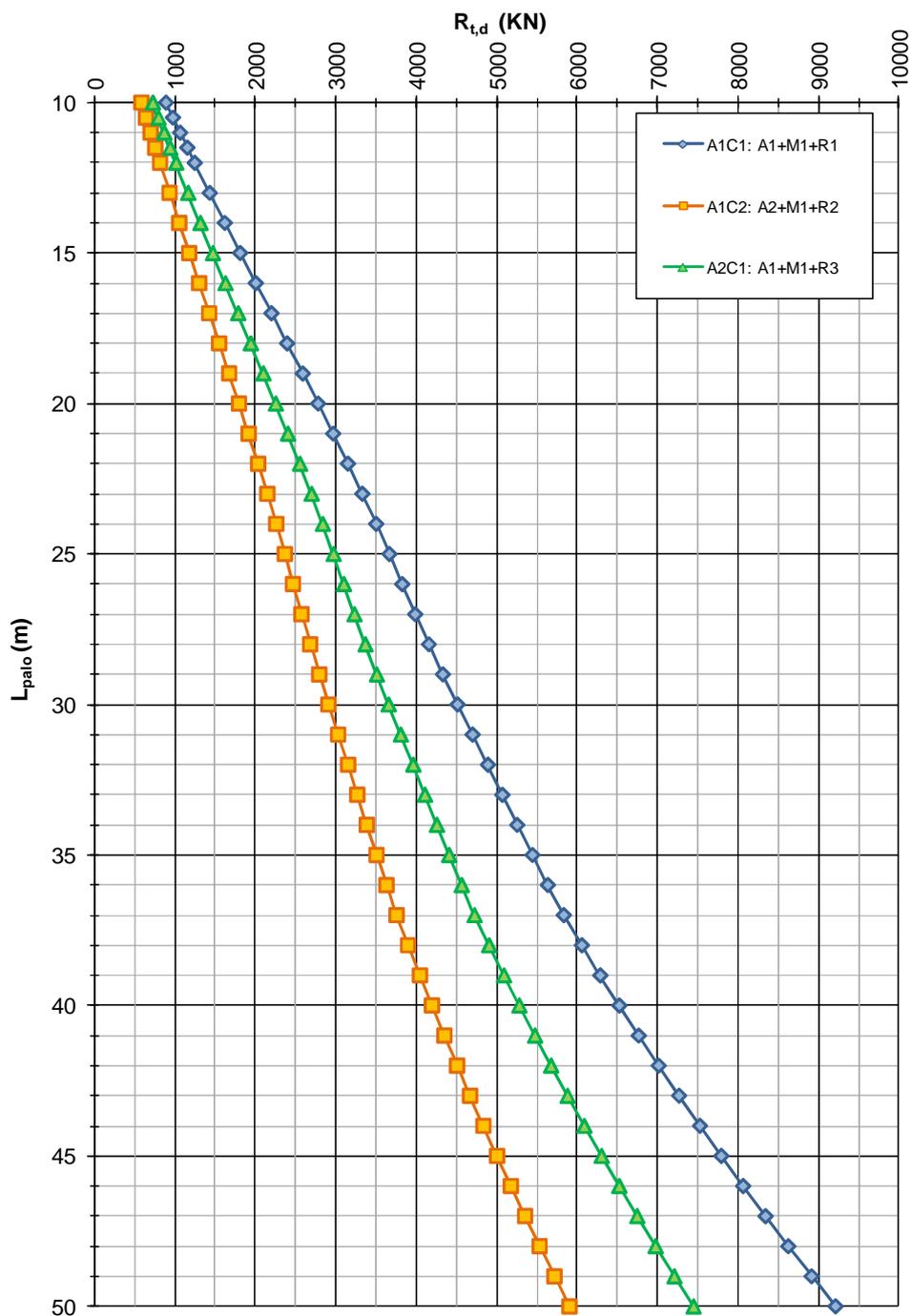


FIGURA 4-2: CAPACITÀ PORTANTE A TRAZIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 1200

Pali trivellati ϕ 1200

Profondità [m]	Capacità Portante di Progetto a Compressione R_{cd} [kN]			Capacità Portante di Progetto a Trazione R_{td} [kN]			Rigidità assiale K_v [kN/m]
	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	
0.50	454.03	270.73	340.81	49.20	32.23	40.15	6785.84
1.00	500.91	301.97	380.03	98.39	64.47	80.30	13571.68
1.50	547.79	333.20	419.25	147.59	96.70	120.45	20357.52
2.00	594.67	364.43	458.47	196.79	128.93	160.60	27143.36
2.50	641.54	395.66	497.69	245.99	161.16	200.75	33929.20
3.00	688.42	426.90	536.91	295.18	193.40	240.90	40715.04
3.50	738.61	460.30	578.86	346.59	227.01	282.82	47832.58
4.00	566.11	360.96	453.64	380.71	249.82	310.90	52356.47
4.50	597.91	381.79	479.74	414.83	272.63	338.99	56880.36
5.00	629.71	402.62	505.85	448.95	295.44	367.07	61404.26
5.50	661.51	423.46	531.95	483.06	318.24	395.16	65928.15
6.00	693.31	444.29	558.06	517.18	341.05	423.25	70452.04
6.50	725.11	465.12	584.17	551.30	363.86	451.33	74975.94
7.00	756.91	485.95	610.27	585.42	386.67	479.42	79499.83
7.50	788.71	506.79	636.38	619.53	409.47	507.50	84023.72
8.00	820.51	527.62	662.49	653.65	432.28	535.59	88547.62
8.50	852.31	548.45	688.59	687.77	455.09	563.67	93071.51
9.00	884.11	569.29	714.70	721.89	477.90	591.76	97595.40
9.50	960.17	621.14	779.93	805.17	531.44	659.18	109494.53
10.00	1071.91	694.19	871.84	890.47	586.23	728.21	121695.44
10.50	1187.31	769.58	966.71	977.62	642.18	798.72	134173.42
11.00	1306.23	847.21	1064.39	1066.45	699.19	870.57	146904.36
11.50	1428.51	926.97	1164.76	1156.81	757.15	943.65	159864.68
12.00	1553.99	1008.75	1267.69	1248.54	815.97	1017.84	173031.36
13.00	1811.54	1176.31	1478.56	1433.14	934.30	1167.09	199532.69
14.00	2083.21	1352.58	1700.41	1621.74	1055.15	1319.56	226634.95
15.00	2365.79	1535.58	1930.74	1813.53	1177.99	1474.57	254216.02
16.00	2658.11	1724.53	2168.56	2007.35	1302.09	1631.21	282102.05
17.00	2895.52	1881.27	2365.82	2202.09	1426.77	1788.59	310124.96
18.00	3132.76	2037.89	2562.92	2396.65	1551.34	1945.82	338121.90
19.00	3368.77	2193.66	2758.97	2589.98	1675.15	2102.07	365934.76
20.00	3602.53	2347.88	2953.05	2781.07	1797.54	2256.52	393409.83
21.00	3833.04	2499.86	3144.31	2968.90	1917.91	2408.37	420397.41
22.00	4059.33	2648.92	3331.89	3152.51	2035.63	2556.84	446751.54
23.00	4280.44	2794.42	3514.98	3330.95	2150.13	2701.18	472329.70
24.00	4495.45	2935.71	3692.76	3503.29	2260.81	2840.63	496992.63
25.00	4703.45	3072.17	3864.44	3668.61	2367.10	2974.48	520604.06
26.00	4903.56	3203.17	4029.26	3826.04	2468.46	3102.00	543030.55
27.00	5109.19	3337.99	4198.88	3989.00	2573.28	3233.95	566286.19
28.00	5320.79	3476.93	4373.70	4157.92	2681.83	3370.67	590437.18
29.00	5538.35	3619.98	4553.70	4332.81	2794.10	3512.17	615483.53
30.00	5550.78	3642.97	4582.51	4513.67	2910.11	3658.44	641425.23
31.00	5445.70	3597.44	4525.06	4700.50	3029.85	3809.49	668262.28
32.00	5325.11	3543.39	4456.88	4893.30	3153.32	3965.31	695994.69
33.00	5419.43	3614.39	4546.16	5072.56	3268.32	4110.30	721696.06
34.00	5598.58	3735.74	4698.84	5256.35	3386.16	4258.91	748076.02
35.00	5782.25	3860.22	4855.47	5444.65	3506.82	4411.14	775134.55
36.00	5970.44	3987.81	5016.02	5637.48	3630.30	4566.99	802871.68
37.00	6163.16	4118.53	5180.51	5834.84	3756.62	4726.45	831287.38
38.00	6417.86	4288.39	5394.34	6058.74	3899.53	4907.16	863685.06
39.00	6860.62	4569.49	5748.23	6288.61	4046.16	5092.64	896978.08
40.00	7320.09	4861.02	6115.27	6524.45	4196.53	5282.89	931166.47
41.00	7796.27	5162.98	6495.46	6766.26	4350.63	5477.92	966250.20
42.00	8289.17	5475.39	6888.80	7014.03	4508.46	5677.73	1002229.29
43.00	8798.78	5798.23	7295.29	7267.78	4670.02	5882.31	1039103.73
44.00	9325.10	6131.50	7714.93	7527.50	4835.31	6091.67	1076873.53
45.00	9633.46	6337.17	7973.88	7793.18	5004.33	6305.80	1115538.68
46.00	9947.79	6546.95	8238.03	8064.83	5177.09	6524.70	1155099.19
47.00	10268.09	6760.86	8507.36	8342.46	5353.57	6748.38	1195555.05
48.00	10594.36	6978.87	8781.89	8626.05	5533.78	6976.84	1236906.26
49.00	10926.59	7201.01	9061.60	8915.61	5717.73	7210.07	1279152.83
50.00	11264.80	7427.26	9346.51	9211.14	5905.40	7448.08	1322294.75

5. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI TRASVERSALI

Nel seguito si riportano i calcoli di capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi trasversali, con riferimento a pali trivellati ϕ 1200.

Il calcolo viene condotto secondo i seguenti approcci con riferimento al DM 14/01/2008 Par.6.4.3:

- Approccio 1: combinazioni A1+M1+R1 e A2+M1+R2;
- Approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

e con riferimento alla seguente bibliografia:

- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984);
- Viggiani C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni
- Frank R. - Calcul des fondations superficielles et profondes – Techniques de l'ingénieur (IT) – Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées
- Poulus H.G., Davis E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice.

I grafici sottostanti riportano le resistenze di progetto dei pali in funzione del momento resistente della sezione, i calcoli sono stati svolti considerando la testa del palo libera alla quota di riferimento.

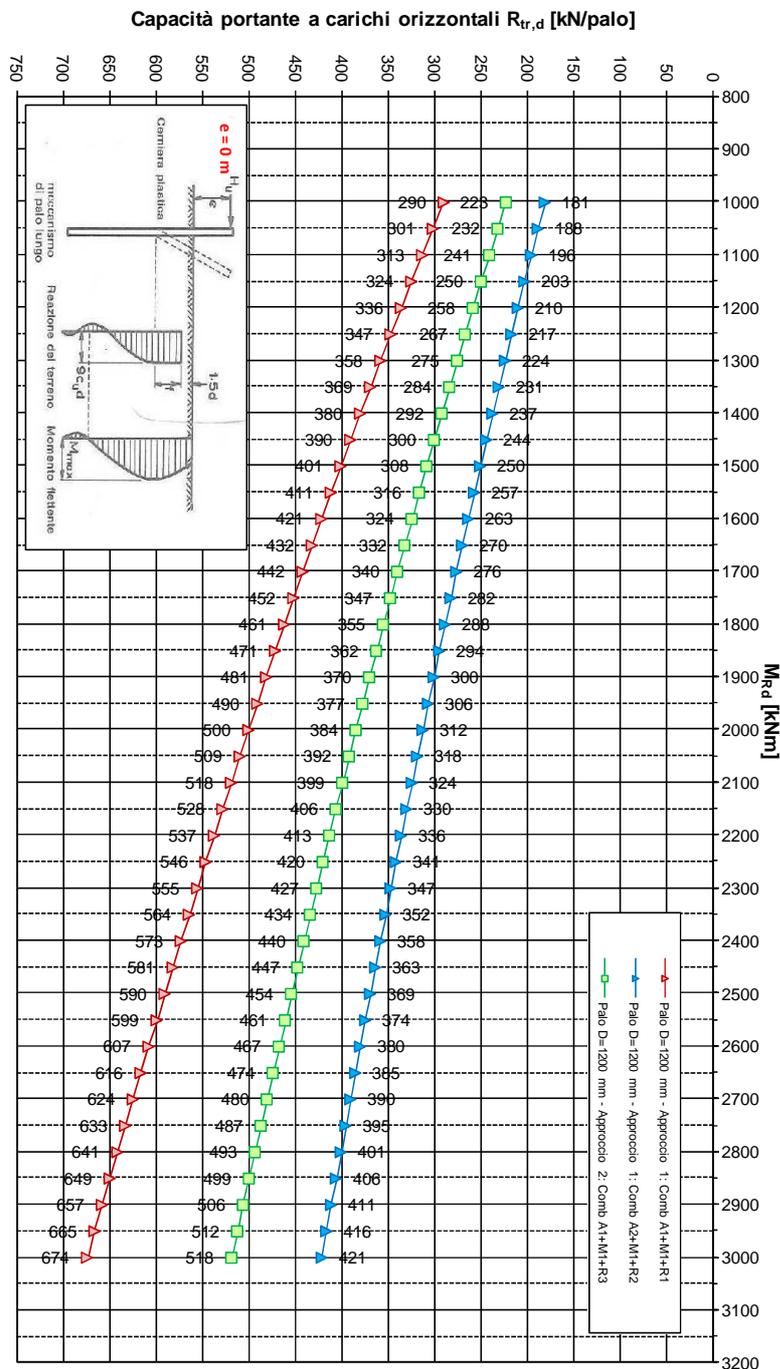


FIGURA 5-1: CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE – PALI TRIVELLATI ϕ 1200

6. ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI NEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ORIZZONTALI

Il comportamento del palo soggetto ai carichi trasversali al proprio asse (forze orizzontali e momenti flettenti) può essere rappresentato dalla teoria elastica di Matlock e Reese (1960).

Il calcolo viene condotto con riferimento alla seguente bibliografia:

- Viggiani C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni
- Poulos H.G., Davis E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice.

La valutazione delle sollecitazioni lungo il palo singolo caricato da una forza orizzontale (H) viene effettuata secondo la teoria sopracitata per una forza orizzontale unitaria (1000 kN).

Le grandezze così calcolate, in ragione della linearità del metodo potranno essere scalate a seconda dell'azione orizzontale di progetto.

Di seguito si riportano i grafici di momento flettente, taglio, spostamento e rotazione per i pali trivellati ϕ 1200. A seguire si riportano i tabulati di derivazione dei grafici stessi.

Pali di fondazione da p.c. - Opera V11
 Diagrammi di sollecitazione flettente e tagliante per un'azione orizzontale di 1000kN
D = 1200 mm - libero in testa

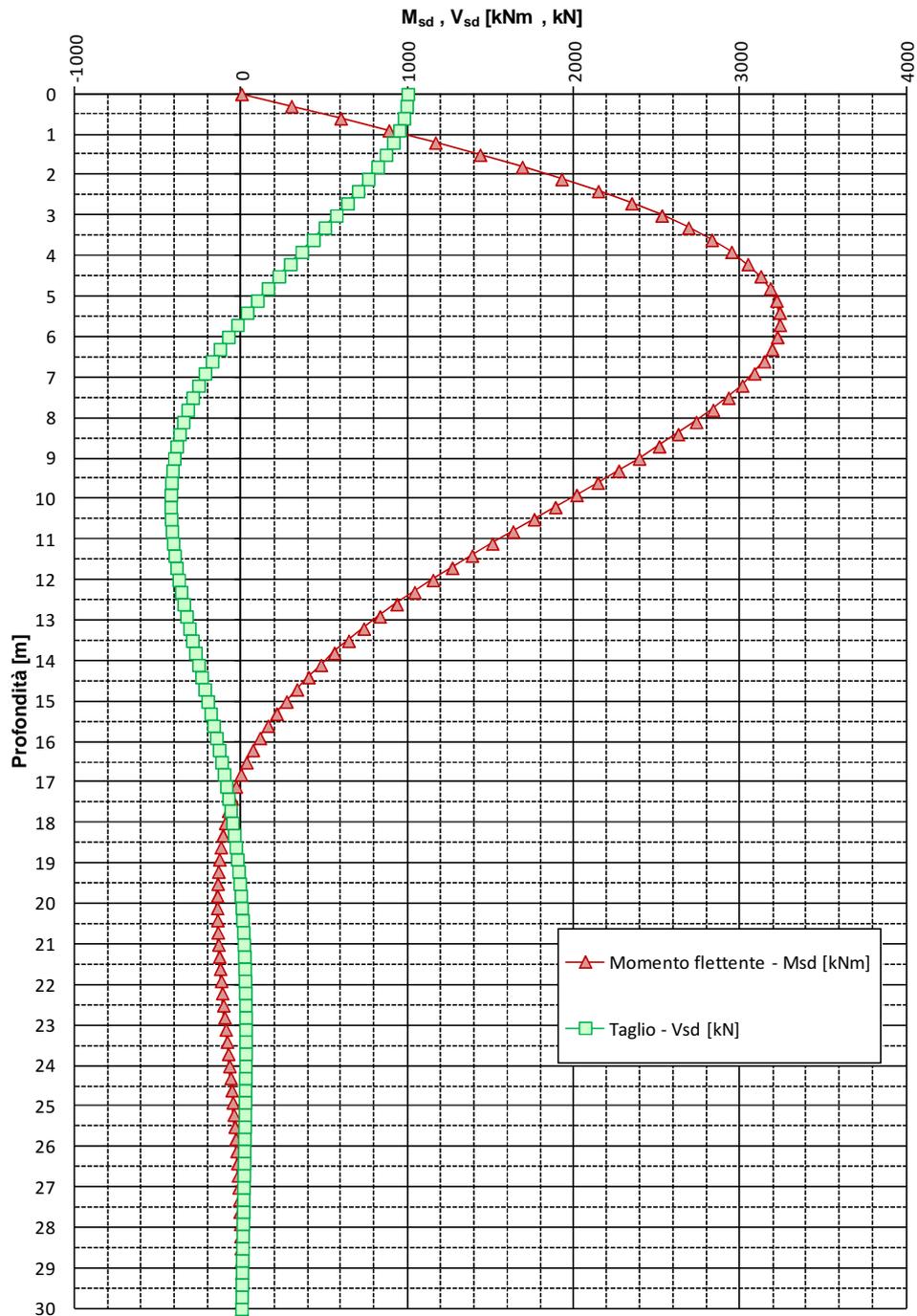


FIGURA 6-1: ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTE E TAGLIANTE – PALI TRIVELLATI ϕ 1200 (TAGLIO IN TESTA)

Pali di fondazione da p.c. - Opera V11
Diagrammi di spostamento e rotazione per un'azione orizzontale di 1000kN
D = 1200 mm - libero in testa
d, φ [m, rad]

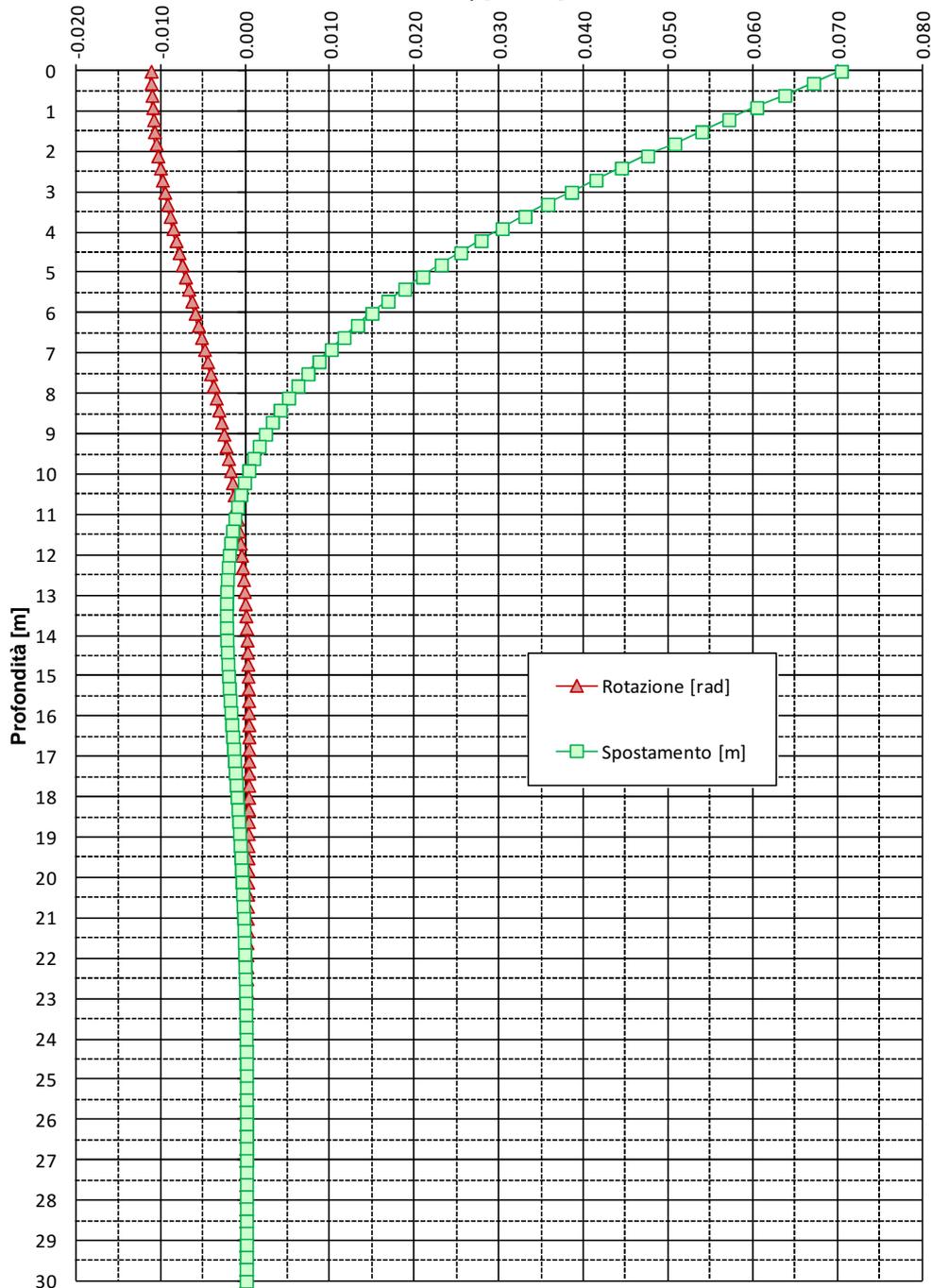


FIGURA 6-2: SPOSTAMENTI E ROTAZIONI – PALI TRIVELLATI φ 1200 (TAGLIO IN TESTA)

Pali di fondazione da p.c. - Opera V11

Diagrammi di sollecitazione flettente e tagliante per un momento in testa di 1000kN
 D = 1200 mm - libero in testa

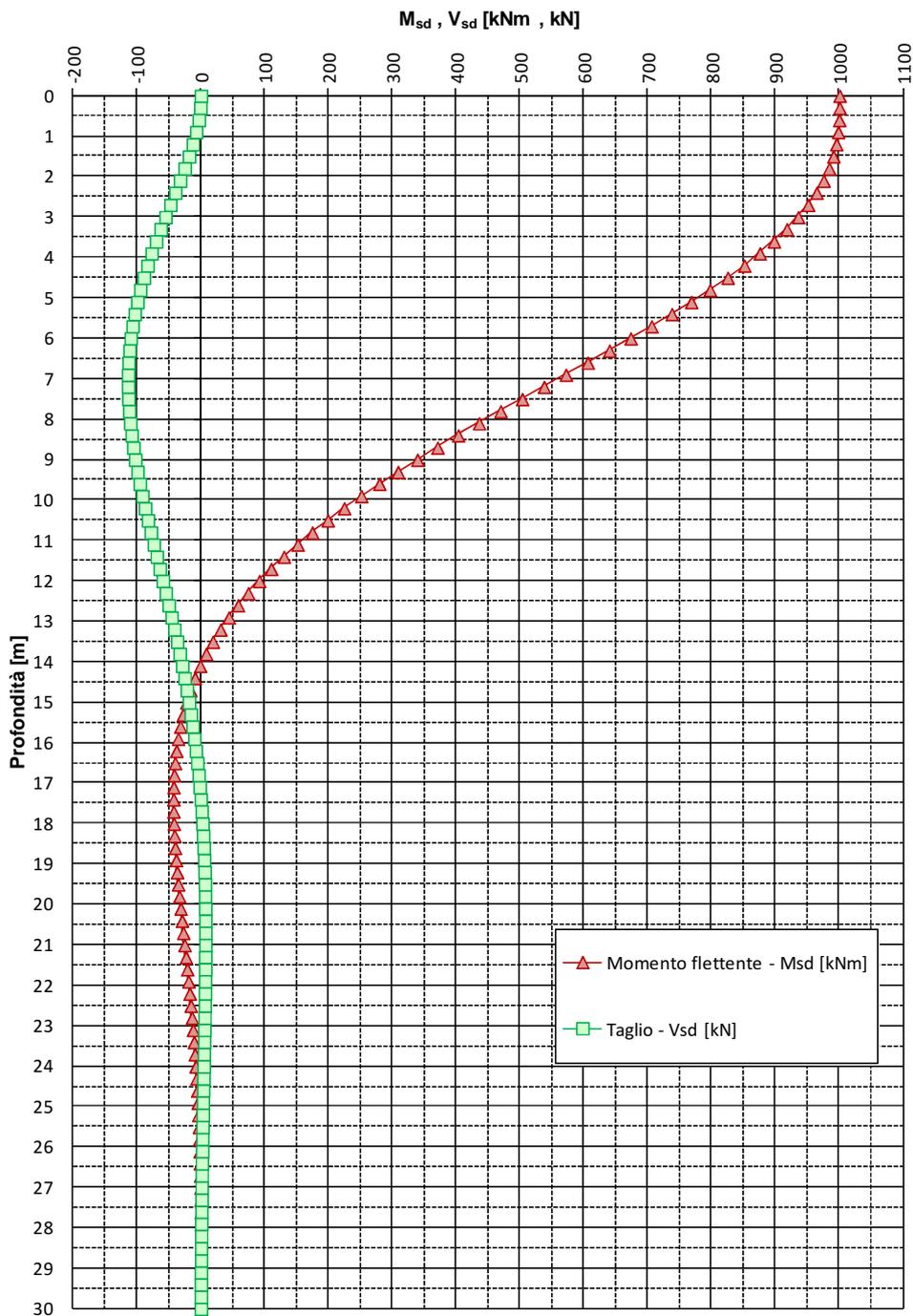


FIGURA 6-3: ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTE E TAGLIANTE – PALI TRIVELLATI ϕ 1200 (MOMENTO IN TESTA)

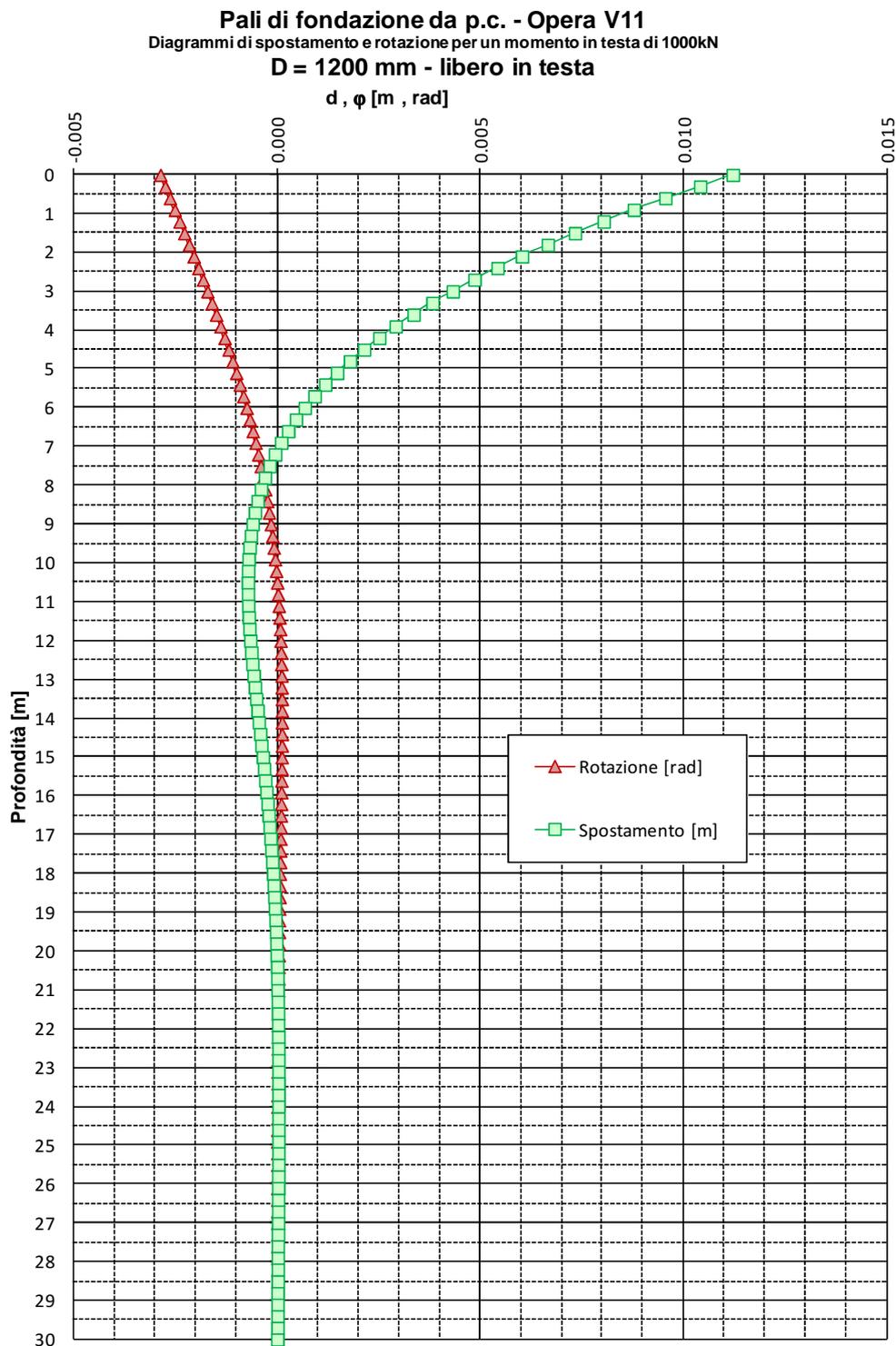


FIGURA 6-4: SPOSTAMENTI E ROTAZIONI – PALI TRIVELLATI φ 1200 (MOMENTO IN TESTA)

Pali trivellati ϕ 1200 (TAGLIO IN TESTA)

Profondità	Spostamento	Rotazione	Momento	Taglio	Profondità	Spostamento	Rotazione	Momento	Taglio
[m]	[m]	[rad]	[kNm]	[kN]	[m]	[m]	[rad]	[kNm]	[kN]
0.00	0.07	-0.01	0.00	1000.00	15.30	0.00	0.00	211.25	-185.43
0.30	0.07	-0.01	300.00	994.07	15.60	0.00	0.00	158.27	-168.03
0.60	0.06	-0.01	596.44	976.87	15.90	0.00	0.00	110.43	-151.20
0.90	0.06	-0.01	886.12	949.58	16.20	0.00	0.00	67.55	-135.01
1.20	0.06	-0.01	1166.19	913.37	16.50	0.00	0.00	29.42	-119.53
1.50	0.05	-0.01	1434.14	869.37	16.80	0.00	0.00	-4.17	-104.82
1.80	0.05	-0.01	1687.82	818.70	17.10	0.00	0.00	-33.47	-90.92
2.10	0.05	-0.01	1925.37	762.44	17.40	0.00	0.00	-58.73	-77.85
2.40	0.04	-0.01	2145.28	701.63	17.70	0.00	0.00	-80.18	-65.64
2.70	0.04	-0.01	2346.34	637.24	18.00	0.00	0.00	-98.11	-54.31
3.00	0.04	-0.01	2527.63	570.24	18.30	0.00	0.00	-112.77	-43.84
3.30	0.04	-0.01	2688.49	501.50	18.60	0.00	0.00	-124.42	-34.24
3.60	0.03	-0.01	2828.53	431.85	18.90	0.00	0.00	-133.31	-25.50
3.90	0.03	-0.01	2947.60	362.06	19.20	0.00	0.00	-139.72	-17.60
4.20	0.03	-0.01	3045.77	292.84	19.50	0.00	0.00	-143.87	-10.50
4.50	0.03	-0.01	3123.30	224.81	19.80	0.00	0.00	-146.02	-4.19
4.80	0.02	-0.01	3180.65	158.57	20.10	0.00	0.00	-146.39	1.37
5.10	0.02	-0.01	3218.44	94.62	20.40	0.00	0.00	-145.20	6.21
5.40	0.02	-0.01	3237.43	33.41	20.70	0.00	0.00	-142.66	10.39
5.70	0.02	-0.01	3238.49	-24.68	21.00	0.00	0.00	-138.97	13.92
6.00	0.01	-0.01	3222.62	-79.32	21.30	0.00	0.00	-134.31	16.87
6.30	0.01	-0.01	3190.90	-130.25	21.60	0.00	0.00	-128.85	19.27
6.60	0.01	-0.01	3144.47	-177.28	21.90	0.00	0.00	-122.75	21.16
6.90	0.01	0.00	3084.53	-220.24	22.20	0.00	0.00	-116.15	22.58
7.20	0.01	0.00	3012.32	-259.04	22.50	0.00	0.00	-109.20	23.59
7.50	0.01	0.00	2929.11	-293.63	22.80	0.00	0.00	-102.00	24.22
7.80	0.01	0.00	2836.15	-324.00	23.10	0.00	0.00	-94.67	24.51
8.10	0.01	0.00	2734.71	-350.19	23.40	0.00	0.00	-87.30	24.49
8.40	0.00	0.00	2626.04	-372.27	23.70	0.00	0.00	-79.97	24.21
8.70	0.00	0.00	2511.35	-390.34	24.00	0.00	0.00	-72.77	23.71
9.00	0.00	0.00	2391.83	-404.56	24.30	0.00	0.00	-65.75	23.00
9.30	0.00	0.00	2268.62	-415.06	24.60	0.00	0.00	-58.96	22.13
9.60	0.00	0.00	2142.79	-422.05	24.90	0.00	0.00	-52.47	21.13
9.90	0.00	0.00	2015.39	-425.71	25.20	0.00	0.00	-46.29	20.01
10.20	0.00	0.00	1887.36	-426.28	25.50	0.00	0.00	-40.46	18.80
10.50	0.00	0.00	1759.62	-423.97	25.80	0.00	0.00	-35.01	17.53
10.80	0.00	0.00	1632.98	-419.03	26.10	0.00	0.00	-29.94	16.21
11.10	0.00	0.00	1508.20	-411.69	26.40	0.00	0.00	-25.28	14.86
11.40	0.00	0.00	1385.96	-402.21	26.70	0.00	0.00	-21.03	13.49
11.70	0.00	0.00	1266.88	-390.82	27.00	0.00	0.00	-17.19	12.12
12.00	0.00	0.00	1151.47	-377.76	27.30	0.00	0.00	-13.76	10.76
12.30	0.00	0.00	1040.22	-363.28	27.60	0.00	0.00	-10.73	9.42
12.60	0.00	0.00	933.51	-347.60	27.90	0.00	0.00	-8.11	8.10
12.90	0.00	0.00	831.66	-330.94	28.20	0.00	0.00	-5.87	6.82
13.20	0.00	0.00	734.94	-313.52	28.50	0.00	0.00	-4.02	5.57
13.50	0.00	0.00	643.55	-295.54	28.80	0.00	0.00	-2.53	4.36
13.80	0.00	0.00	557.62	-277.18	29.10	0.00	0.00	-1.40	3.20
14.10	0.00	0.00	477.24	-258.62	29.40	0.00	0.00	-0.61	2.08
14.40	0.00	0.00	402.45	-240.02	29.70	0.00	0.00	-0.15	1.02
14.70	0.00	0.00	333.23	-221.54	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15.00	0.00	0.00	269.52	-203.30					

Pali trivellati ϕ 1200 (MOMENTO IN TESTA)

Profondità	Spostamento	Rotazione	Momento	Taglio	Profondità	Spostamento	Rotazione	Momento	Taglio
[m]	[m]	[rad]	[kNm]	[kN]	[m]	[m]	[rad]	[kNm]	[kN]
0.00	0.01	0.00	1000.00	0.00	15.30	0.00	0.00	-28.16	-15.84
0.30	0.01	0.00	1000.00	-0.92	15.60	0.00	0.00	-32.46	-12.98
0.60	0.01	0.00	999.45	-3.52	15.90	0.00	0.00	-35.95	-10.34
0.90	0.01	0.00	997.89	-7.53	16.20	0.00	0.00	-38.67	-7.92
1.20	0.01	0.00	994.93	-12.69	16.50	0.00	0.00	-40.70	-5.71
1.50	0.01	0.00	990.28	-18.76	16.80	0.00	0.00	-42.09	-3.71
1.80	0.01	0.00	983.68	-25.53	17.10	0.00	0.00	-42.92	-1.91
2.10	0.01	0.00	974.96	-32.77	17.40	0.00	0.00	-43.24	-0.31
2.40	0.01	0.00	964.01	-40.32	17.70	0.00	0.00	-43.11	1.10
2.70	0.00	0.00	950.77	-48.01	18.00	0.00	0.00	-42.58	2.33
3.00	0.00	0.00	935.21	-55.68	18.30	0.00	0.00	-41.71	3.39
3.30	0.00	0.00	917.36	-63.20	18.60	0.00	0.00	-40.55	4.28
3.60	0.00	0.00	897.29	-70.45	18.90	0.00	0.00	-39.14	5.03
3.90	0.00	0.00	875.09	-77.34	19.20	0.00	0.00	-37.53	5.63
4.20	0.00	0.00	850.88	-83.79	19.50	0.00	0.00	-35.76	6.10
4.50	0.00	0.00	824.82	-89.71	19.80	0.00	0.00	-33.87	6.46
4.80	0.00	0.00	797.06	-95.06	20.10	0.00	0.00	-31.89	6.70
5.10	0.00	0.00	767.78	-99.78	20.40	0.00	0.00	-29.85	6.85
5.40	0.00	0.00	737.19	-103.86	20.70	0.00	0.00	-27.78	6.90
5.70	0.00	0.00	705.47	-107.26	21.00	0.00	0.00	-25.71	6.88
6.00	0.00	0.00	672.83	-109.98	21.30	0.00	0.00	-23.65	6.79
6.30	0.00	0.00	639.48	-112.02	21.60	0.00	0.00	-21.63	6.64
6.60	0.00	0.00	605.62	-113.38	21.90	0.00	0.00	-19.67	6.44
6.90	0.00	0.00	571.45	-114.08	22.20	0.00	0.00	-17.77	6.19
7.20	0.00	0.00	537.17	-114.14	22.50	0.00	0.00	-15.96	5.91
7.50	0.00	0.00	502.96	-113.60	22.80	0.00	0.00	-14.23	5.60
7.80	0.00	0.00	469.01	-112.47	23.10	0.00	0.00	-12.60	5.27
8.10	0.00	0.00	435.48	-110.80	23.40	0.00	0.00	-11.07	4.92
8.40	0.00	0.00	402.53	-108.64	23.70	0.00	0.00	-9.65	4.56
8.70	0.00	0.00	370.30	-106.01	24.00	0.00	0.00	-8.33	4.20
9.00	0.00	0.00	338.92	-102.97	24.30	0.00	0.00	-7.13	3.83
9.30	0.00	0.00	308.52	-99.56	24.60	0.00	0.00	-6.03	3.47
9.60	0.00	0.00	279.19	-95.84	24.90	0.00	0.00	-5.05	3.11
9.90	0.00	0.00	251.02	-91.83	25.20	0.00	0.00	-4.17	2.77
10.20	0.00	0.00	224.09	-87.60	25.50	0.00	0.00	-3.39	2.43
10.50	0.00	0.00	198.46	-83.18	25.80	0.00	0.00	-2.71	2.11
10.80	0.00	0.00	174.18	-78.62	26.10	0.00	0.00	-2.12	1.81
11.10	0.00	0.00	151.28	-73.97	26.40	0.00	0.00	-1.62	1.53
11.40	0.00	0.00	129.80	-69.25	26.70	0.00	0.00	-1.20	1.27
11.70	0.00	0.00	109.73	-64.51	27.00	0.00	0.00	-0.86	1.03
12.00	0.00	0.00	91.09	-59.78	27.30	0.00	0.00	-0.59	0.81
12.30	0.00	0.00	73.86	-55.10	27.60	0.00	0.00	-0.38	0.61
12.60	0.00	0.00	58.03	-50.49	27.90	0.00	0.00	-0.22	0.44
12.90	0.00	0.00	43.57	-45.99	28.20	0.00	0.00	-0.11	0.30
13.20	0.00	0.00	30.44	-41.61	28.50	0.00	0.00	-0.04	0.18
13.50	0.00	0.00	18.60	-37.37	28.80	0.00	0.00	0.00	0.09
13.80	0.00	0.00	8.01	-33.30	29.10	0.00	0.00	0.01	0.02
14.10	0.00	0.00	-1.38	-29.41	29.40	0.00	0.00	0.01	-0.01
14.40	0.00	0.00	-9.63	-25.71	29.70	0.00	0.00	0.01	-0.02
14.70	0.00	0.00	-16.81	-22.21	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15.00	0.00	0.00	-22.96	-18.92					

7. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

Il carico limite $Q_{lim,N}$ di un gruppo di N pali differisce, in generale, dal prodotto del carico limite Q_{lim} del singolo palo per il numero N dei pali del gruppo.

Si pone:

$$Q_{lim,N} = N \cdot E_v \cdot Q_{lim}$$

dove il fattore E è detto efficienza della palificata.

Tale carico limite viene confrontato in fase progettuale con l'azione verticale P totale agente sulla palificata (ipotesi di palificata soggetta a solo carico verticale e quindi distribuzione uniforme del carico P sui pali).

In realtà, l'eventuale presenza di azioni flessionali in testa palificata determina una non omogeneità degli sforzi assiali agenti sul singolo palo; di conseguenza, il soddisfacimento della verifica di capacità portante del gruppo di pali NON implica il soddisfacimento della verifica di capacità portante del singolo palo.

7.1. TERRENI COESIVI

7.1.1. Pali con interasse superiore a 3 diametri

L'efficienza per terreni coesivi è pari a:

- $E_v=1$ per interasse dei pali di 8 diametri;
- $E_v=0.7$ per interasse dei pali di 3 diametri;
- $0.7 < E_v < 1$ per interasse dei pali compreso fra 3 e 8 diametri.

Per un gruppo costituito da " m " file di pali con " n " pali per ciascuna fila, si potrà adottare la formula empirica di Converse-Labarre:

$$E_v = 1 - \frac{2 \cdot \arctg(d/i)}{\pi} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

in cui:

- d = diametro del palo;
- i = minimo interasse dei pali;
- m = numero di file di pali;
- n = numero di pali per singola fila.

7.1.2. Pali con interasse inferiore a 3 diametri

La portanza del gruppo viene calcolata in accordo al criterio proposto da Terzaghi & Peck (1967):

$$Q_B = 2 \cdot (B + h) \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot L_i + B \cdot h \cdot N_c \cdot C_u$$

dove:

B, h = dimensioni in pianta della fondazione equivalente (Figura 7-1);

τ_i = tensione tangenziale dello strato i-esimo, in prima approssimazione è possibile assumere tale parametro costante e pari a $R_{t,d}/A_{lat}$ con $R_{t,d}$ è la resistenza a trazione (ovvero la laterale) del palo all'approccio considerato e A_{lat} è l'area laterale del palo;

L_i = altezza dello strato i-esimo (Figura 7-1);

C_u = coesione alla base del blocco;

N_c = fattore di capacità portante adimensionale desunto dalla Tabella 7-1 sulla base dei rapporti h/B e L/B

Nel caso di gruppo di pali soggetto a sforzi di trazione, la portanza di base non dovrà essere considerata.

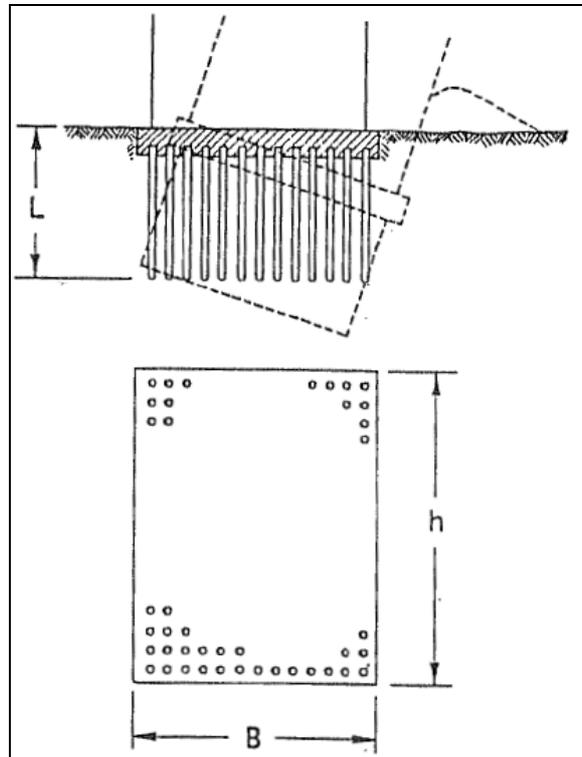


FIGURA 7-1: SCHEMA DI ROTTURA DEL TERRENO PER EFFETTO DELLA PALIFICATA QUALE BLOCCO IN TERRENI COESIVI (TERZAGHI & PECK, 1967)

TABELLA 7-1: COEFFICIENTE N_c PER DETERMINAZIONE PORTANZA DEL GRUPPO (AGI, 1984)

L/B	N_c	
	$h/B=1$	$h/B \geq 10$
0.25	6.7	5.6
0.50	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.4
1.50	8.1	6.8
2.00	8.4	7.0
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
≥ 4	9.0	7.5

7.2. TERRENI INCOERENTI

Per i terreni a comportamento prevalentemente incoerente, l'efficienza del gruppo di pali dipende, oltre che dall'interasse dei pali, anche dallo stato di addensamento del materiale.

7.2.1. Sabbia sciolta

In genere l'efficienza di un gruppo di pali in sabbie sciolte è superiore all'unità; in sede di progettazione verrà assunta efficienza $E_v = 1$.

7.2.2. Sabbia densa

Il coefficiente di efficienza varia fra $E_v = 0.7$ per interasse dei pali da 3 a 6 diametri a $E_v = 1.0$ per interasse pari a 8.

8. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Per quanto riguarda il comportamento dei pali in gruppo, il carico limite orizzontale di un gruppo può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali; l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre inferiore all'unità.

Da evidenze sperimentali (*Viggiani*) risulta che:

- per $\frac{i}{d} > 5$, l'efficienza del gruppo di pali nei confronti delle azioni trasversali $E_H \rightarrow 1$;
- per $2.5 \leq \frac{i}{d} \leq 3$, l'efficienza del gruppo di pali nei confronti delle azioni trasversali $E_H \rightarrow 0.5$.

È possibile anche affermare che risulta più vantaggioso disporre il gruppo di pali normalmente alla direzione della forza orizzontale ovvero, a parità di numero di pali di un gruppo rettangolare resiste meglio se la forza orizzontale agisce parallelamente al lato corto.

Per pali ad interasse 3 diametri si ritiene possibile considerare $E_H = 0.8$.

9. ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI NEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Nel caso di gruppo di pali soggetti ad azioni orizzontali possono manifestarsi le due seguenti tipologie di interazione:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (Figura 9-1 - Schema A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Figura 9-2 - Schema B).

L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.



FIGURA 9-1: SCHEMA A – PALI IN LINEA

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

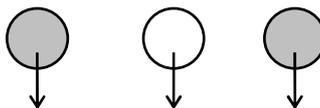


FIGURA 9-2: SCHEMA B – PALI AFFIANCATI

Con riferimento alle geometrie in genere adottate per i sistemi di fondazione profondi, gli incrementi medi delle sollecitazioni lungo i pali a causa degli effetti gruppo possono essere considerati dell'ordine del 10-20%.

Per ulteriori dettagli sulle metodologie di analisi si rimanda al documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali per le verifiche geotecniche".

10. COMPORTAMENTO DEI PALI IN ESERCIZIO

10.1. CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

Per quanto riguarda i presumibili cedimenti dei pali per i carichi di esercizio si osserva quanto segue:

- i carichi di esercizio sono in genere inferiori alla capacità portante limite laterale;
- la mobilitazione dell'adesione laterale limite avviene per spostamenti relativi dell'ordine di 5÷10 mm (vedi Raccomandazioni AGI);

pertanto è lecito attendersi cedimenti dei pali singoli sotto il massimo carico di esercizio dell'ordine di $\delta = 5\div 6$ mm.

10.2. CEDIMENTO DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICO ASSIALE

L'amplificazione del cedimento per effetto gruppo è funzione:

- del numero di pali della palificata (n);
- della configurazione geometrica del gruppo (s = interasse pali; L = lunghezza pali).

Per la determinazione del coefficiente amplificativo dei cedimenti per effetto gruppo (E_G) si fa riferimento alla correlazione suggerita da Mandolini, Russo, Viggiani, basata sul confronto parametrico di evidenze sperimentali (Figura 10-1) che definisce il parametro:

$$R_G = 0.39 R^{-1.25}$$

essendo:

$$R = \sqrt{\frac{ns}{L}} \text{ con:}$$

Il coefficiente amplificativo E_G per effetto gruppo si ottiene dalla seguente espressione:

$$E_G = R_G n$$

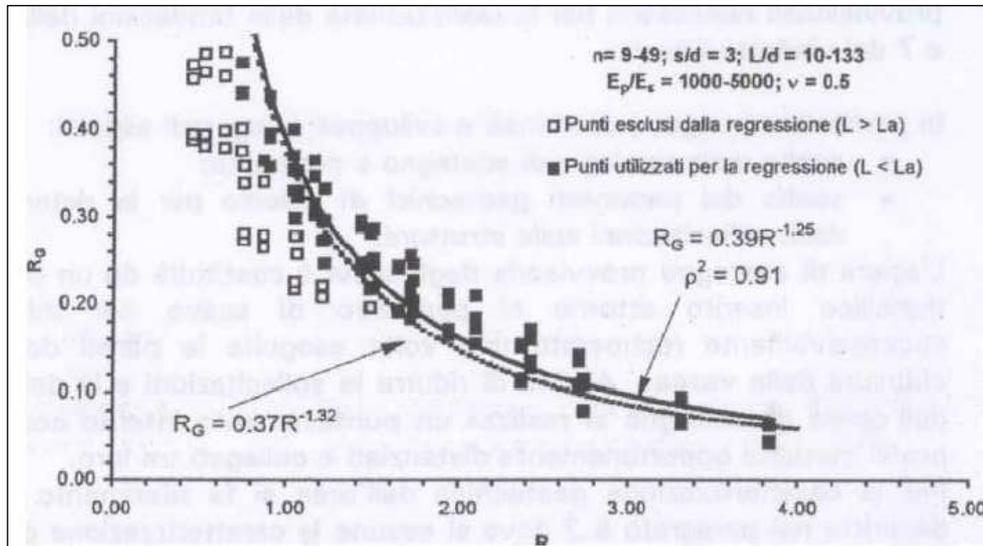


FIGURA 10-1: AMPLIFICAZIONE DEL CEDIMENTO PER EFFETTO GRUPPO

Ad esempio:

- $n = 9, s = 3.6 \text{ m}, L = 30.0 \text{ m} \Rightarrow R_G = 0.37 \Rightarrow E_G = 3.35 \Rightarrow \delta_G \cong 18.4 \text{ mm};$
- $n = 8, s = 3.6 \text{ m}, L = 30.0 \text{ m} \Rightarrow R_G = 0.40 \Rightarrow E_G = 3.20 \Rightarrow \delta_G \cong 17.6 \text{ mm}.$

10.3. RIGIDENZE ASSIALI E TRASVERSALI

Alla luce delle considerazioni esposte al § 10.1, la rigidezza del palo in direzione verticale viene stimata ipotizzando che la portata limite laterale venga mobilitata per uno spostamento di 10 mm.

I grafici a seguire riportano i valori di rigidezza verticale dei pali al variare della lunghezza degli stessi. I tabulati di derivazione dei grafici sono stati riportati precedentemente al § 5 congiuntamente ai tabulati di capacità portante verticale.

VCV01 - Cavalcavia SP11 "Diramazione per Mirandola"

NTC del 14/01/2008

Rigidezza assiale - Pali trivellati ϕ 1200mm

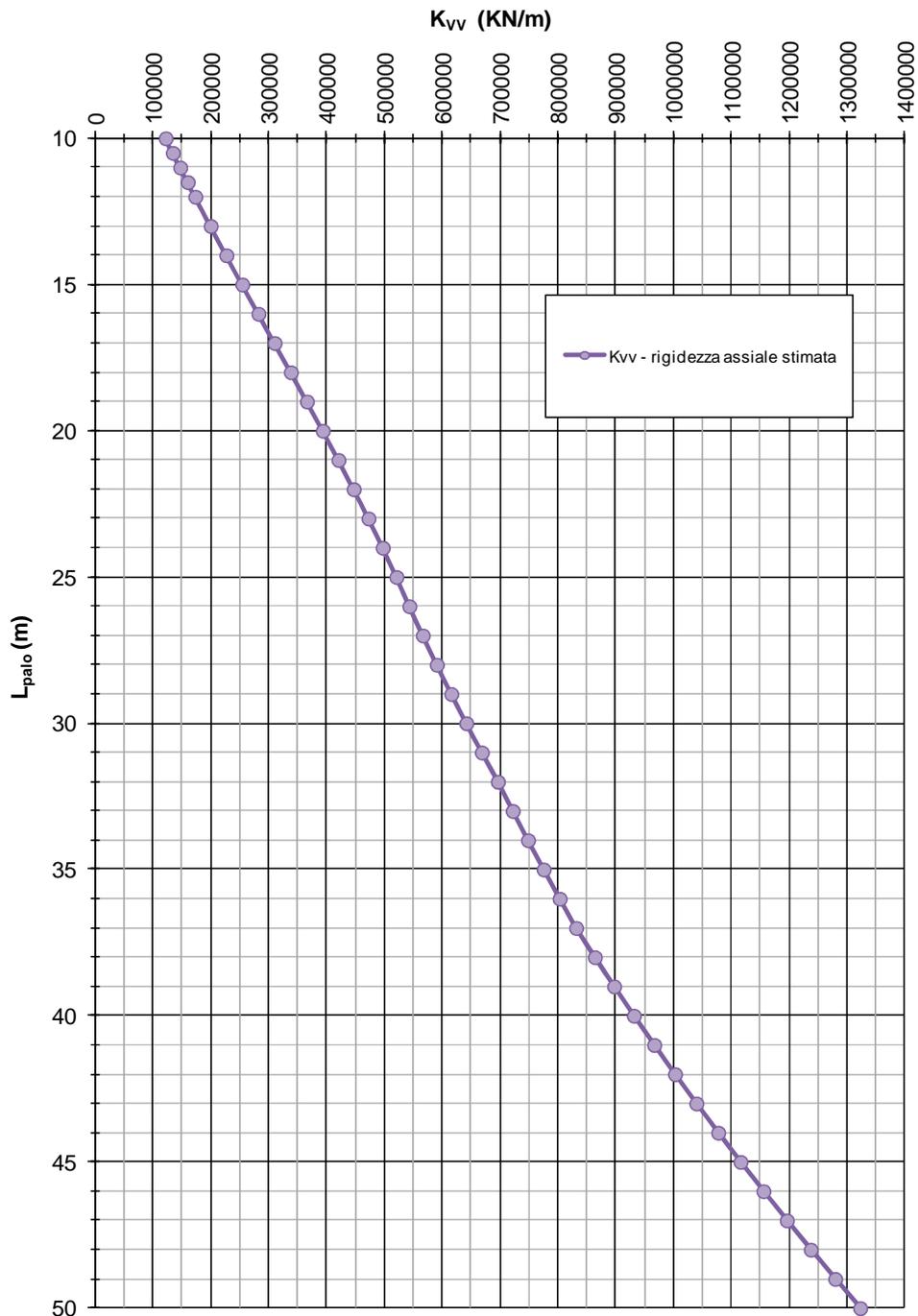


FIGURA 10-2: RIGIDEZZA VERTICALE – PALI TRIVELLATI ϕ 1200

Di seguito inoltre si riportano i valori della costante di Matlock e Reese utilizzata per il calcolo della sollecitazione e gli elementi della matrice di rigidezza di testa-palo calcolati secondo la formulazione fornita nell'Appendice C dell'Eurocodice 8 – Parte 5 per terreni con $E=E_s \cdot z/d$.

Pali ϕ 1200

<i>Costante di Matlock e Reese</i>		
$K_{MR} =$	1 964	kN/m^3
<i>Rigidezze statiche alla testa dei pali</i>		
$K_{HH} =$	43 518	kN/m
$K_{MM} =$	947 336	kNm
$K_{HM} =$	-150 154	kN
Calcolo svolto secondo le indicazioni riportate in Appendice C dell'Eurocodice 8 - Parte 5		

11. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI

Nel presente capitolo saranno riportate separatamente:

- le analisi relative alla stabilità delle scarpate dei rilevati;
- le analisi relative alla stabilità globale dei rilevati.

Per quanto concerne i criteri adottati per tali verifiche e le condizioni di analisi si rimanda all'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata al precedente § 3.

Per completezza in aggiunta a tali parametri si riportano nella seguente tabella i parametri geotecnici caratteristici adottati per il materiale da rilevato ipotizzato in materiale stabilizzato a calce e per il terreno vegetale adottato per il rivestimento delle scarpate.

TABELLA 11-1: PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO MATERIALE DA RILEVATO E TERRENO VEGETALE.

Unità	γ [kN/m ³]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici			Parametri di resistenza al taglio di progetto		
		c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	c_{uk} [kPa]	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]	c_{ud} [kPa]
Materiale da rilevato	19.5	15	28	200.00	12	23.04	142.90
Terreno vegetale	18.5	5	24	-	4	19.61	

Ai fini delle sole verifiche di stabilità è stato assunto cautelativamente il livello di falda a - 0.50 m da p.c.

Con riferimento ai seguenti parametri per la determinazione di a_g :

- Vita nominale V_N : 50 anni;
- Classe d'uso: III;
- Coefficiente d'uso C_U : 1.5;
- Periodo di riferimento V_R : 75 anni.

si riassumono, nella seguente tabella, i valori dei coefficienti sismici adottati nelle verifiche di stabilità, ottenuti a partire dai massimi valori di a_g in corrispondenza dei comuni attraversati dalla viabilità in oggetto.

TABELLA 11-2: COEFFICIENTI SISMICI ADOTTATI PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI.

VIABILITÀ	Comune	Categoria sottosuolo	a_g	S_s	S_T	a_{max}	β_s	k_h	k_v
V11	San Possidonio	C	0.164	1.448	1.000	0.238	0.24	0.05755	±0.02878
	Mirandola		0.166	1.445	1.00	0.240	0.24		

11.1. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CORPO RILEVATO

La geometria assunta per il corpo rilevato risulta analoga alla geometria dei rilevati autostradali in termini di pendenza delle scarpate e inserimento di banche intermedie ovvero:

- rilevati di altezza $H_{ri} \leq 6.00$ m: pendenza delle scarpate pari a 2/3;
- rilevati di altezza $6.00 \text{ m} < H_{ri} \leq 11.00$ m:
 - pendenza delle scarpate pari a 2/3;
 - larghezza banca pari a 2.00 m a 6.00 m dalla sommità del rilevato.

Inoltre tenuto conto che, per la viabilità interferita oggetto della presente trattazione:

- la larghezza della piattaforma risulta inferiore rispetto a quella dell'asse autostradale;
- il valore del periodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica, $V_R = 75$ anni, risulta inferiore rispetto a quello adottato per l'asse autostradale;

si ritiene che le verifiche di stabilità del corpo rilevato siano soddisfatte in quanto risultano tali le verifiche di stabilità del corpo rilevato dell'asse autostradale. Per tali verifiche geotecniche si rimanda al documento PD_0_A00_00000_0_GT_RB_03 "Relazione di verifiche geotecniche".

11.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI

Sulla base delle altezze massime di rilevato individuate nel precedente paragrafo § 11.1 è stata analizzata la stabilità globale i cui risultati sono riportati nei seguenti paragrafi.

11.2.1. H_{ril} = 6.00 m

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 6.00 m.

TABELLA 11-3: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE H_{RIL} = 6.00 M.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=6.00 m	1.993	1.266	1.698	1.760

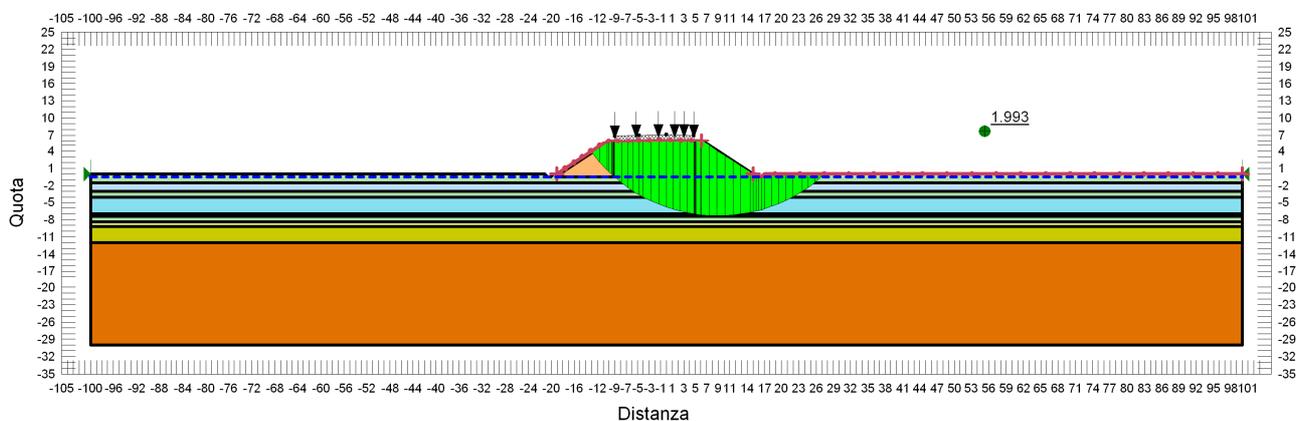


FIGURA 11-1: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

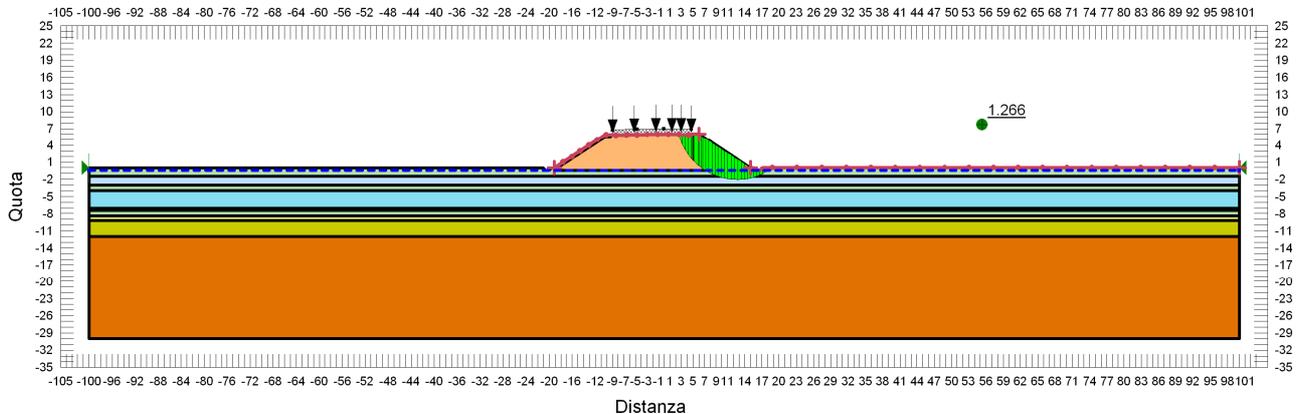


FIGURA 11-2: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

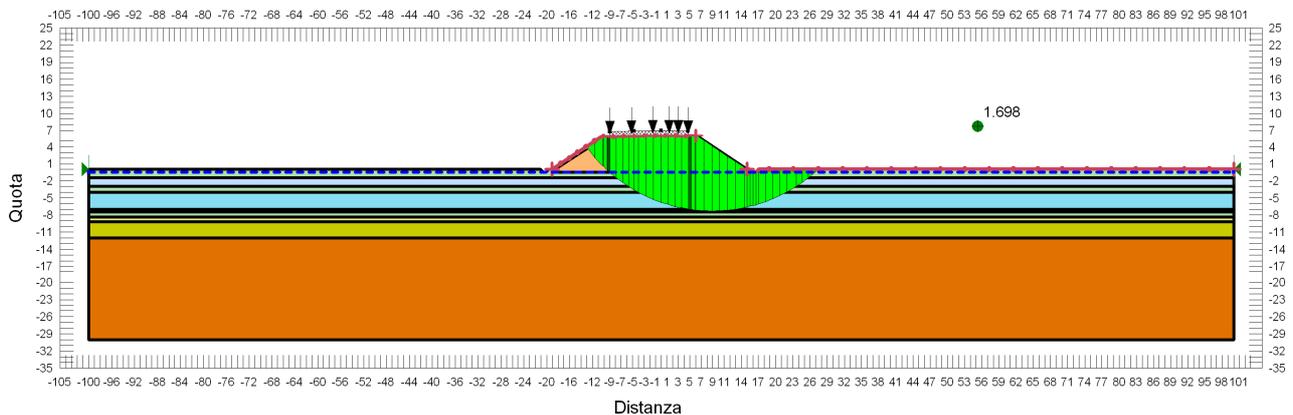


FIGURA 11-3: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA+.

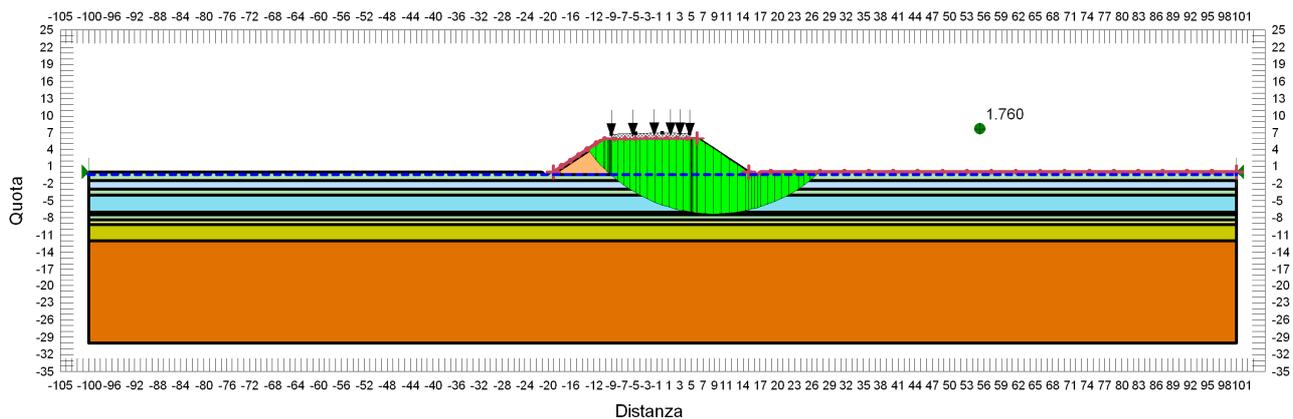


FIGURA 11-4: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA-.

11.2.2. H_{ril} = 11.00 m

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 11.00 m.

TABELLA 11-4: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE H_{RIL} = 11.00 M.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
ALTEZZA RILEVATI	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=11.00 m	1.605	1.171	1.338	1.390

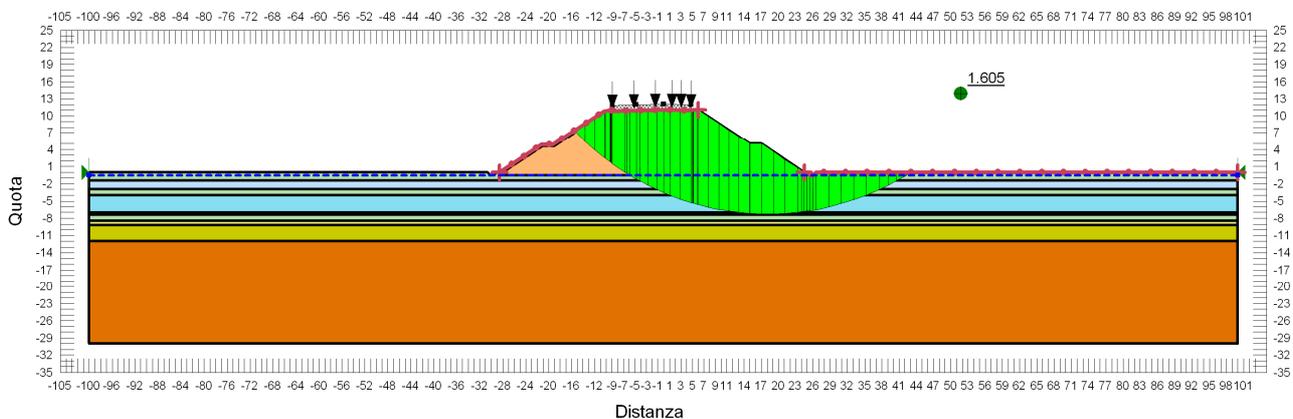


FIGURA 11-5: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=11.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

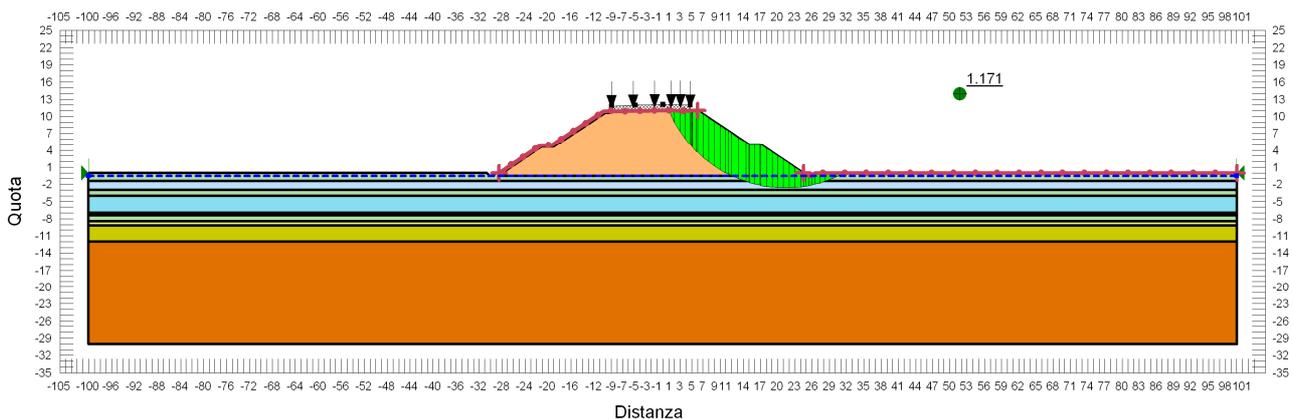


FIGURA 11-6: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=11.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

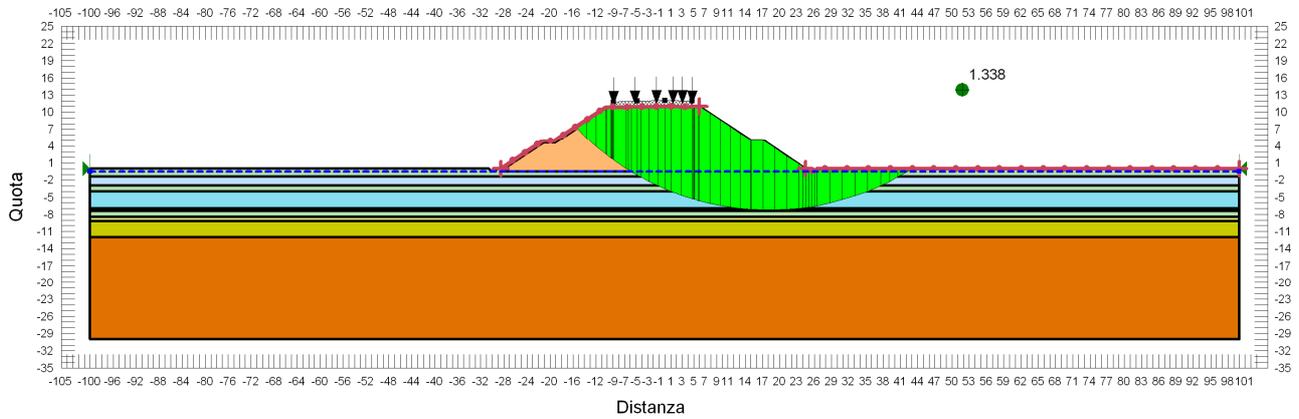


FIGURA 11-7: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=11.00 M - CONDIZIONE SISMA+.

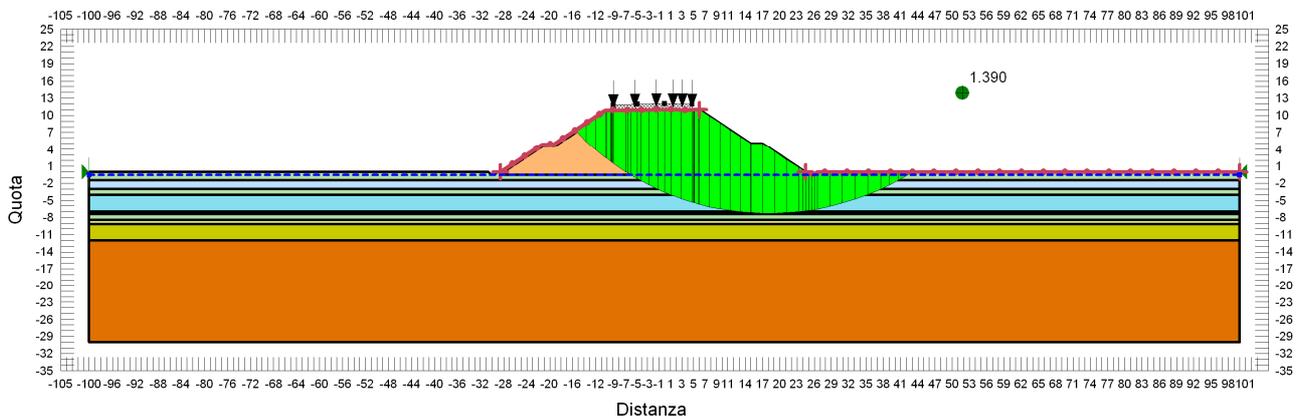


FIGURA 11-8: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=11.00 M - CONDIZIONE SISMA-.



12. STIMA DEI CEDIMENTI E LORO EVOLUZIONE NEL TEMPO

Per la valutazione dei cedimenti si rimanda al documento PD_0_V12_V0000_0_GT_RB_01.

13. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE

13.1. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI

Per quanto concerne i criteri per la definizione del piano di posa dei rilevati/trincee si rimanda all'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

13.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE

Lo schema generale delle bonifiche effettuate al piano di posa dei rilevati è riportato nella figura seguente.

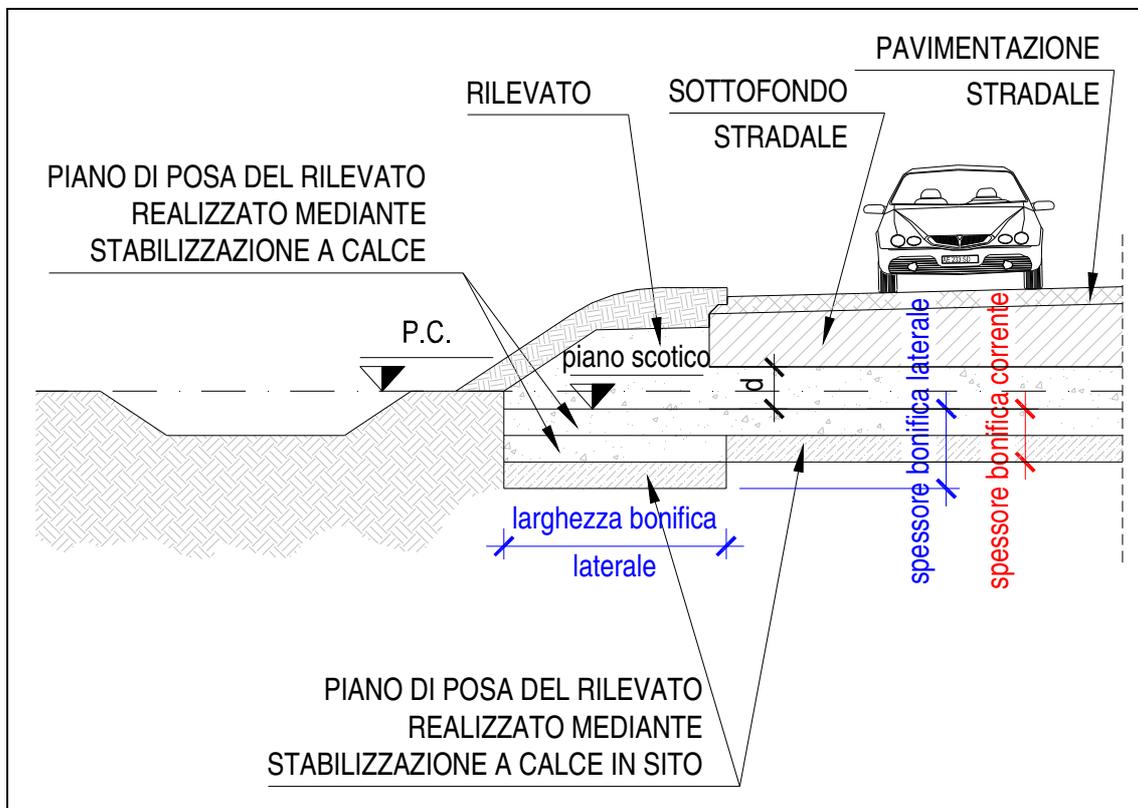


FIGURA 13-1: SCHEMA GENERALE BONIFICHE.

13.3. LIVELLO PRESTAZIONALE PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Nella tabella seguente sono riportati, per il singolo tratto individuato sulla base della distanza prevalente intradosso fondazione/sottofondo stradale – piano di posa rilevato:

- le altezze di rilevato di riferimento;
- il livello prestazionale in termini di valore del modulo di deformazione su piastra M_d richiesto in funzione della distanza "d" considerata.

TABELLA 13-1: LIVELLI PRESTAZIONALI MINIMI DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.

Altezza rilevato [m]	d [m]	$M_{d\text{-richiesto}}$ [MPa]
≤ 1	0.0	50.0
> 1	1.0	20.0

13.4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Per quanto riguarda le caratteristiche del materiale utilizzato per lo strato di bonifica vengono ipotizzati valori del modulo elastico variabili nell'intervallo $E_1 = 30.0 \div 75.0$ MPa.

Pozzetti esplorativi di riferimento: PZ 37, 38, 39, 338 (vedi elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01 "Relazione geotecnica generale").

Per la determinazione del modulo elastico E_0 attribuito al terreno di sottofondo nelle elaborazioni numeriche atte a simulare la prova di carico su piastra all'estradosso dello strato di bonifica con il criterio di Burmister, si è fatto principalmente riferimento ai risultati delle prove di carico su piastra in termini di modulo di deformazione M_d condotte nella campagna di indagine di progetto definitivo in corrispondenza della viabilità oggetto del presente documento.

Tale modulo $E_0 = E_{PLT}$ è ricavato sulla base del modulo di deformazione su piastra dei pozzetti di riferimento secondo quanto riportato nell'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

Nella tabella seguente è riportato, in base all'altezza del rilevato, il modulo elastico $E_0 = E_{PLT}$ assunto nelle elaborazioni.

TABELLA 13-2: TERRENO NATURALE – MODULO ELASTICO ASSUNTO NELLE ELABORAZIONI.

Altezza rilevato [m]	$E_{PLT} = E_0$ [MPa]
≤ 1	4.8
> 1	6.0

13.5. EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO

Al variare dello spessore di bonifica "s" e del relativo modulo elastico (da 30.0 MPa a 75 MPa) sono state ricavate le curve corrispondenti al valore del modulo su piastra equivalente M_d misurato all'estradosso della bonifica, ovvero al piano di posa del rilevato, definite secondo il criterio di Burmister.

Tale range di modulo elastico della bonifica si ritiene compatibile con terreno stabilizzato a calce.

I risultati delle analisi vengono riassunti nella tabella seguente in termini di:

- spessore corrente dello strato di bonifica;

da assumere al fine di raggiungere il livello prestazionale richiesto per il piano di posa del rilevato; per ogni tratto è inoltre indicato il riferimento alla figura che mostra l'analisi condotta con il criterio di Burmister.

Viene inoltre indicato:

- lo spessore di bonifica ai lati del piano di posa del rilevato che risulta, in genere, approfondito rispetto alla bonifica corrente e la relativa larghezza (vedi schema riportato in Figura 13-1).

Il modulo elastico della bonifica indicato nelle analisi è quello necessario a garantire il livello prestazionale richiesto; i valori indicati si ritengono compatibili con terreno stabilizzato a calce.

TABELLA 13-3: SPESSORI DI BONIFICA LUNGO IL TRACCIATO.

Altezza rilevato [m]	Spessore bonifica corrente [m]	Spessore bonifica laterale [m]	Larghezza bonifica laterale [m]	Analisi di Burmister
≤ 1	0.6	0.6	0.0	Figura 13-2
> 1	0.3	0.6	2.5	Figura 13-3

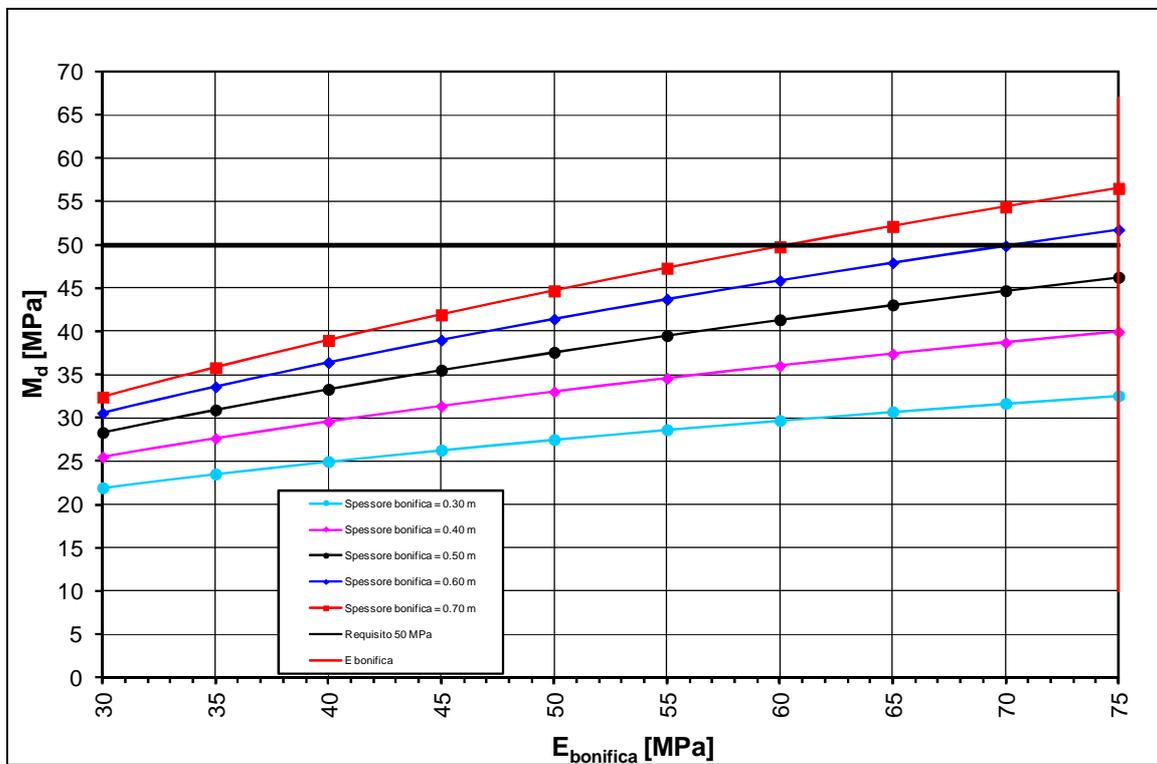


FIGURA 13-2: HRIL ≤ 1M – DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

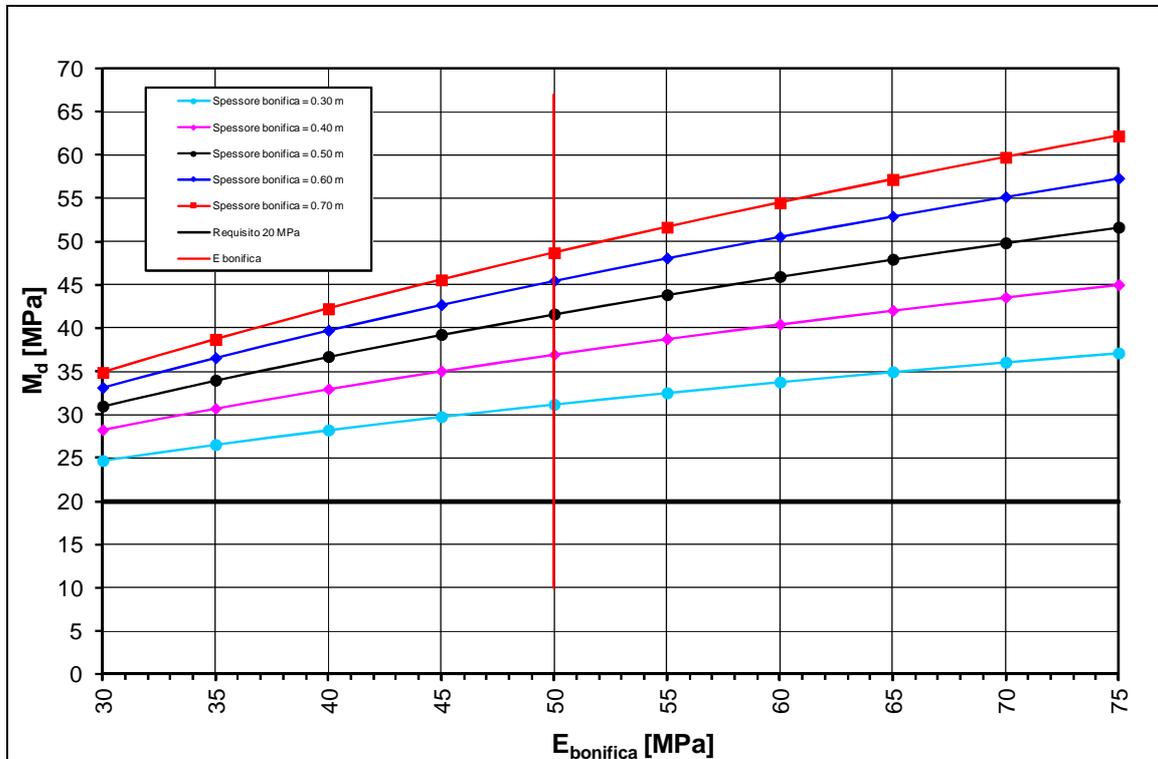


FIGURA 13-3: HRIL > 1M – DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

13.6. STUDIO DELLA STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE

A seguito dell'analisi dei certificati di laboratorio inerenti lo studio delle miscele terreno naturale + calce (CaO) (vedi elaborati inerenti le indagini di laboratorio riportati nell'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01 "Relazione geotecnica generale"), è stata verificata la sostanziale idoneità dei terreni presenti al piano di posa dei rilevati ad essere stabilizzati a calce.

Nella tabella seguente sono riportati:

- la percentuale di calce da adottare nelle miscele terreno naturale + calce (CaO) per la formazione del piano di posa dei rilevati/trincee (bonifiche);
- le pk di inizio e fine di riferimento per la singola percentuale di calce.

TABELLA 13-4: LIVELLI PRESTAZIONALI MINIMI DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.

pk inizio [km]	pk fine [km]	% calce viva (CaO) per stabilizzazione
/	/	3.5