

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

TRATTO: BOLOGNA - FERRARA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO - FERRARA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Ampliamento Ponte Canale Diversivo Navile

Relazione di calcolo delle fondazioni

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N.20155

RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Federica Ferrari
Ord. Ingg. Milano N. 21082


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:			
Codice	Commissa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	—			
1	1	1306	00001	P	D	00000	00000	000000	000000	0	A	P	E	0253	—	—	SCALA:
																	—

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE				
	Ing. Federica Ferrari Ord. Ingg. Milano N. 21082				n.	data			
					0	NOVEMBRE 2016			
					1	—			
					2	—			
REDATTO:		—		VERIFICATO:		—		3	—
								4	—

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Tosi</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI E IL PERSONALE STRUTTURADIVIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	--	---

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

TRATTO: BOLOGNA - FERRARA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO - FERRARA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE


OPERE D'ARTE MAGGIORI

Ampliamento Ponte Canale Diversivo Navile

Relazione di calcolo delle fondazioni

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE GEOTECNICA ALL'APERTO	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Paola Castiglioni Ord. Ingg. Varese N. 2725	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI
---	---	--

CODICE IDENTIFICATIVO														Ordinatore:
RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				—
Codice	Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
1	1	1306	00001	P	D	00	0000	000000	000000	0	APE	0253	—	SCALA: —

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER: Ing. Federica Ferrari Ord. Ingg. Milano N. 21082	SUPPORTO SPECIALISTICO:	REVISIONE		
			n.	data	
			0	NOVEMBRE 2016	
			1	—	
			2	—	
REDATTO:	—	VERIFICATO:	—	3	—
				4	—

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Tosi	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI E IL PERSONALE STRUTTURADIVIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	--	--

SPEA ENGINEERING

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto

Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

SOTTOVIA, PONTI E VIADOTTI

Ampliamento Ponte Canale Diversivo Navile km 13+053

Relazione di calcolo delle fondazioni

APE253



Indice

1.	PREMESSA.....	5
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1	NORMATIVA.....	7
2.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	7
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	7
2.4	SOFTWARE DI CALCOLO	8
3.	MATERIALI.....	9
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
4.1	PREMESSA.....	10
4.2	INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO.....	10
4.3	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	11
4.4	MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA.....	13
4.5	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO.....	13
5.	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO	14
5.1	PREMESSA.....	14
5.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	14
5.3	FONDAZIONI SU PALI.....	16
5.3.1	<i>Verifiche di sicurezza.....</i>	<i>17</i>
5.3.2	<i>Resistenza caratteristica (R_k) di pali soggetti a carichi assiali</i>	<i>18</i>
5.3.2.1	Stima della resistenza di pali soggetti a carichi assiali	21
5.3.2.2	Pali trivellati	21
5.3.2.2.1	Portata di base.....	21
5.3.2.2.2	Attrito laterale	24
5.3.2.3	Pali battuti	25
5.3.2.3.1	Portata di base.....	25
5.3.2.3.2	Attrito laterale	26
5.3.3	<i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.....</i>	<i>33</i>
5.3.4	<i>Analisi della palificata.....</i>	<i>38</i>
5.4	TIRANTI IN MICROPALI PASSIVI.....	39
6.	METODI PER LA VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SISMICO DELLE SPALLE.....	42
6.1	VALUTAZIONE DEL TIRO DI LAVORO NEL SISTEMA DI RITEGNO SISMICO: SPALLA “B”	43
6.1	VALUTAZIONE DEL TIRO DI LAVORO NEL SISTEMA DI RITEGNO SISMICO: SPALLA “A”	46
7.	DESCRIZIONE DELLE OPERE	48

8.	AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....	53
8.1	CONSIDERAZIONI GENERALI E SISTEMA DI RIFERIMENTO.....	53
8.2	AZIONI DI CALCOLO – SPALLE	56
8.3	AZIONI DI CALCOLO – PILE	58
9.	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE.....	59
10.	FONDAZIONI SPALLA “B”	62
10.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	62
10.2	ANALISI DELLO STATO DI FATTO DELLA FONDAZIONE.....	70
10.3	ANALISI DI INTERAZIONE FRA STRUTTURA ESISTENTE E RITEGNO SISMICO	70
10.4	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE.....	73
10.4.1	<i>Risultati delle analisi</i>	75
10.4.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	75
10.4.3	<i>Verifiche strutturali del palo</i>	76
11.	FONDAZIONI SPALLA “A”	84
11.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	84
11.3	ANALISI DI INTERAZIONE FRA STRUTTURA ESISTENTE E RITEGNO SISMICO	89
11.4	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE.....	91
11.4.1	<i>Risultati delle analisi</i>	91
11.4.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	92
11.4.3	<i>Verifiche strutturali del palo</i>	92
11.5	MICROPALI PASSIVI SUBORIZZONTALI.....	95
12.	FONDAZIONI PILE	98
12.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	98
12.2	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE.....	105
12.2.1	<i>Risultati delle analisi</i>	105
12.2.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	106
12.2.3	<i>Verifiche strutturali del palo</i>	106
13.	MURI ANDATORI.....	112
13.1	ANALISI DEI CARICHI.....	113
13.1.1	<i>Pesi propri</i>	113
13.1.2	<i>Spinta del terreno</i>	113
13.1.3	<i>Carichi accidentali</i>	113
13.1.4	<i>Azioni da urto</i>	113
13.1.5	<i>Azioni sismiche</i>	114
13.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	114
13.3	SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	115

13.4	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	118
13.4.1	<i>Paramento verticale</i>	118
13.4.1.1	Verifica SLU a pressoflessione	118
13.4.1.2	Verifica SLU a taglio	119
13.4.1.3	Verifica SLE alle tensioni	120
13.4.1.4	Verifica SLE a fessurazione	122
13.4.2	<i>Pali di fondazione</i>	123
13.4.2.1	Verifica SLU a pressoflessione	123
13.4.2.2	Verifica SLU a taglio	124
13.4.2.3	Verifica SLE alle tensioni	125
13.4.2.4	Verifica SLE a fessurazione	127
13.4.3	<i>Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali e verifiche geotecniche</i>	128

1. PREMESSA

Oggetto della presente Relazione sono le verifiche geotecniche delle fondazioni del Ponte sul Canale Diversivo Navile previste nell'ambito della progettazione definitiva dell'Autostrada A13 (Bologna - Padova), Ampliamento alla terza corsia del tratto tra Bologna Arcoveggio - Ferrara Sud.

Le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif. [1] e [2]).

In particolare vengono analizzate e progettate le fondazioni delle spalle della parte in allargamento dell'opera e vengono verificate le fondazioni della struttura esistente.

Le strutture esistenti sono realizzate con fondazioni profonde su pali di tipo "Franki". Le fondazioni delle spalle in ampliamento sono state previste profonde su pali trivellati di grande diametro. Tale tipologia è stata scelta in funzione dell'entità dei carichi e delle caratteristiche dei terreni di fondazione presenti.

Le spalle esistenti saranno rafforzate mediante un sistema passivo costituito da una coppia in serie di pali collegati a tergo della spalla.

Per la parte di nuova costruzione si ha:

Spalla A: n°6 (Nord) + 6 (Sud) pali Ø1200 di L = 35.0 m

Adeguamento Sismico: tiranti passivi suborizzontali su due ordini (L = 21.0 m con i = 2.40 m ordine superiore, L = 15.0 m con i = 2.40 m ordine inferiore)

Spalla B: n°7 (Nord) + 7 (Sud) pali Ø1000 di L = 25.0 m

Adeguamento Sismico n°4 Berlinesi di n°variabile di micropali (L variabile)

Pile: n°6x4 pali Ø1000 di L=35m

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si fa riferimento alla Relazione Geotecnica Generale. Il sito è caratterizzato da un'accelerazione di progetto su suolo di categoria D, associata ad un tempo di ritorno di 949 anni e periodo di riferimento di 100 anni, pari a $0.211g$ ⁽¹⁾. Per quanto riguarda le informazioni relative alla vita nominale, classe d'uso, corrispondente coefficiente d'uso e periodo di riferimento per l'azione sismica della struttura in esame si rimanda alla Relazione STR di calcolo strutturale.

⁽¹⁾ Fonte: Allegato B alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [4] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [5] Relazione Geotecnica Generale APE0001
- [6] Planimetrie e Profili Geotecnici APE0002÷APE0022
- [7] Tavole di Progetto STR0250- STR0262

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [8] ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- [9] BUSTAMANTE M. & DOIX B. (1985) - "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°140, nov.-déc., ref. 3047
- [10] COLLOTTA T., MORETTI P.C. (1985) "I pali trivellati di grande diametro in terreni granulari", Rivista Autostrade, n.5, maggio, 34-4.
- [11] JAMIOLKOWSKI M. et al. (1983) "Scale effects of ultimate pile capacity", Discussion, JGED, ASCE.

- [12] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol.86, No.SM5, pp.63-91.
- [13] Meyerhof G.G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundation" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.102, March.
- [14] MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. (1978) "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand", Canadian Geotechnical Journal, 15,171-182.
- [15] Nordlund R.L. (1963) "Bearing capacity of piles in cohesionless soils" JSMFE, ASCE, SM3
- [16] Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1975) "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" Proc. VII Offshore Technology Conference, OTC 2313, Houston, Texas.
- [17] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [18] Tomlinson M.J. (1977) "Pile design and construction practice" View Point Publication

2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [19] Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc (1985-2003)
- [20] Ministero LLPP - Foglio elettronico "Spettri-NTC ver.1.0.3.xls"
(<http://www.cslp.it>)

3. MATERIALI

Acciaio per armature ordinarie dei pali di fondazione:

- Barre nervate tipo B450C
fyk > 450 Mpa
ftk > 540 Mpa
copriferro: 60 mm.

Calcestruzzo per pali di fondazione:

- Classe resistenza minima C25/30;
- Classe di esposizione XC2;
- Eventuali additivi secondo NTA.

Acciaio per micropali (acciaio in profili a sezione cava):

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Calcestruzzo per cordolo paratie:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N - per spessori nominali $t \leq 40$ mm
- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N - per spessori nominali $t > 40$ mm

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Malta e Miscela cementizia per micropali

- Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori
Caratteristica di resistenza minima C25/30
Classe di esposizione XC2 - Eventuali additivi secondo NTA

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 PREMESSA

Di seguito si riporta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento delle fondazioni.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti a partire dai risultati delle indagini a disposizione per l'opera in esame, mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito.

Per eventuali approfondimenti, soprattutto per quanto riguarda le indagini storico-bibliografiche, si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto (Doc. Rif.[5]) e alle Schede Geotecniche (Doc. Rif.**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	Strum.ne installata
S – BF9 – A	Imprefond A-2009	13+034.00	12.96	35.00	C (19.50) C (29.00)
S – BF12 – B	Imprefond B-2011	13+084.00	14.56	40.00	CH
C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella); TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante); CH = sondaggio attrezzato per prova Cross-Hole					

4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO

In corrispondenza dell'opera in esame sono disponibili i risultati delle indagini riassunte nella Tabella 4-1.

Tabella 4-1: Indagini geognostiche disponibili

4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le tabelle sottostanti riportano le unità litostratigrafiche individuate e la caratterizzazione stratigrafico – geotecnica, valutata a partire dal piano campagna riferito alla quota 14.73 m s.l.m. (corrispondente circa alla quota di boccaforo del sondaggio S-BF12-B).

Tabella 4-2: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell’opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
1	Limo - Limo sabbioso – Argilla limosa – Argilla di color nocciola /ocra
1a	Intercalazioni di sabbia limosa o sabbia di color nocciola /ocra
2	Argilla limosa o Debolmente limosa / Limo argilloso o debolmente argilloso - sabbioso- Color grigio
2a	Intercalazioni di sabbia limosa o sabbia di color grigio
3	Argilla limosa o Limo argilloso con Torba

Tabella 4-3: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità (Q.A. p.c.: 14.73 m s.l.m)	Unità (-)	z_w (m)	N_{spt} (colpi)	V_s (m/s)	γ_n (kN/m ³)	D_r (%)	$\varphi' (^{\circ})$ ($^{\circ}$)	$c' (^{\circ})$ (kPa)	$c_u (^{\circ})$ (kPa)	G_0 (MPa)	E_{25} (MPa)	M (MPa)
0.00-1.50	R	0.80	-	137	18.5	-	-	-	-	35.4	-	-
1.50-3.00	1	0.80	11-14	150	19.5	-	22-25	5	50-100	44	-	2.5-7
3.00-10.30	1	0.80	7-18	250	18.5	-	22-25	5	60-120	117.9	-	4-8
10.30-12.00	1a	0.80	8-13	220	19.5	30-40	32-34	0	-	96.2	10-15	-
12.00-19.00	2	0.80	4-19	200	19.5	-	22-25	5	(50÷120) - (90÷160)	79.5	-	6-12
19.00-22.00	2a	0.80	13-40	220	19.5	20-40	32-34	0	-	96.2	5-15	-
22.00-31.70	2	0.80	8-22	230	18.5	-	22-25	0	0.2 σ'_{vo}	99.8	-	24 σ'_{vo}
31.70-34.00	2a	0.80	12	200	18.0	-	31-33	0	-	73.4	10	
34.00-40.00	2	0.80	6-7	250	18.5	-	22-25	0	0.2 σ'_{vo}	117.9	-	24 σ'_{vo}

Il significato dei simboli viene riportato nella tabella successiva:

Tabella 4-4: Legenda

NOTA: - intervallo di valori;

÷ linearmente variabile.

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m slm);

Z_w = profondità falda da p.c. (m) (minima soggiacenza risultata);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30cm)(se presente);

V_s = velocità onde di taglio (m/s) (se eseguita prova Cross Hole);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m^3);

D_r = densità relativa (%);

(*) = 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 rigidità 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 rigidità;

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio ($^\circ$);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa) (se eseguita prova Cross Hole);

E_{25} = modulo elastico operativo E_{25} corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25% (MPa);

M = valore del modulo edometrico (MPa).

4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda la falda, si fa riferimento alle letture nelle verticali d'indagine S-BF9-A, che si trovano in prossimità dell'opera, le quali indicano una soggiacenza minima che si attesta a circa 0.8 m da p.c.; si veda in proposito la tabella seguente. Nelle verifiche riportate in questo documento, la falda in ogni caso è stata assunta, cautelativamente, al piano di posa delle fondazioni.

Tabella 4-5: Letture in foro

Verticali d'indagine	Quota boccaforo (m s.l.m.)	Livello di falda (m da p.c.)
S-BF9-A	12.96	0.80
S-BF12-B	14.56	8.16

4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. [1]), è basata sulla stima dei valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. Rif. [1], l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria D**, ossia *“Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m”*.

5. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

5.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per le fondazioni nel Doc. Rif. [1] e successiva circolare esplicativa (Doc. Rif. [2]).

Le verifiche, sia per il caso statico e sia per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC (Doc. Rif. [1]) nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. Rif. [1], 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).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1]})$$

dove

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

R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2 - Tabella 5-1), per i parametri geotecnici (M1 e M2 - Tabella 5-2) e per le resistenze (R1, R2 e R3 - Tabella 5-3).

Tabella 5-1: Coefficienti parziali sulle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 5-2: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 5-3: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) (Tab. 6.4.1 Doc.Rif. [1])

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	γ_R	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	γ_R	1.0	1.1	1.1

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. Rif.[1]).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.}[1])$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

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

5.3 FONDAZIONI SU PALI

Per l'approccio progettuale adottato (*Approccio 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- la prima combinazione (STR), per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A1), è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere che interagiscono con il terreno,
- la seconda combinazione (GEO), per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A2), è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Per entrambe le combinazioni i coefficienti parziali sui materiali (M1) sono identici, mentre sulle resistenze (R1) e (R2) sono definiti specificatamente in funzione della differente combinazione.

Sinteticamente le verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (STR): $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2 (GEO): $A2 + M1 + R2$

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif. [1]) e riportati nella Tabella 5-5.

5.3.1 Verifiche di sicurezza

Come riportato al par. 6.4.3.1 della Normativa di riferimento (Doc. Rif.[1]), per le opere di fondazione su pali, sono state prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi in campo statico e in campo sismico (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE):

- SLU di tipo Geotecnico (Comb. GEO), relative a condizioni di:
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione (la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali è condotta confrontando la massima azione di compressione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a compressione del palo singolo $R_{c,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo della palificata con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale);
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione (la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali di trazione è condotta confrontando la massima azione di trazione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a trazione del palo singolo $R_{t,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale);

- SLU di tipo strutturale (Comb. STR), relative a condizioni di:
 - Verifica della resistenza strutturale dei pali (valutata confrontando le resistenze strutturali di progetto con la massima azione agente sui singoli pali tramite l'analisi del comportamento in gruppo dei pali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale);
- SLE relative a condizioni statiche e sismiche:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione (valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei pali con il codice di calcolo Group sempre a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale).

5.3.2 Resistenza caratteristica (R_k) di pali soggetti a carichi assiali

I calcoli della capacità portante dei pali con riferimento ad una analisi agli stati limite sono state condotte come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del gennaio 2008.

La resistenza caratteristica (R_k) del palo singolo può essere determinata mediante tre approcci distinti secondo quanto indicato nelle (NTC):

- a) da risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- b) da metodi di calcolo analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici oppure con relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (CPT, SPT, pressiometriche, ecc.);
- c) da risultati da prove dinamiche di progetto su pali pilota.

Nelle verifiche condotte nel presente documento la resistenza caratteristica (R_k) è stata stimata adottando l'approccio "b".

Si è proceduto come di seguito descritto.

Caso b) con riferimento alle procedure analitiche di seguito illustrate, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDI A}}{\xi_3}, \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con: R_{MEDIA} e R_{MIN} le resistenze calcolate e i fattori di correlazione ξ in funzione del numero di verticali indagate.

Qualora si abbiano a disposizione prove in sito continue (prova tipo CPT o DMT) o discontinue (SPT, pressiometriche, ecc.), ma con passi di campionamenti sufficientemente fitti da considerare una misura continua con la profondità, la stima della resistenza caratteristica è condotta secondo i seguenti passi:

- 1 per ogni verticale di indagine si calcola il profilo di resistenza con la profondità in funzione delle prove in sito e di laboratorio assumendo i valori medi a disposizione nella singola verticale
- 2 stima, tra quelli calcolati, del profilo di resistenza medio (R_{MEDIA}) e di resistenza minimo (R_{MIN});
- 3 la resistenza caratteristica R_k , a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}, \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5-4).

Qualora, invece, si abbiano a disposizione prove in sito o di laboratorio discrete si procederà secondo il seguente schema:

- 1 per ogni strato vengono scelti il valore medio e minimo tra tutti i valori a disposizione necessari per il calcolo del profilo di resistenza con la profondità;
- 2 stima del profilo di resistenza medio (R_{MEDIA}) e di resistenza minimo (R_{MIN}) adottando i parametri medi e minimi ottenuti al punto precedente;
- 3 la resistenza caratteristica (R_k), a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}, \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5-4).

Tabella 5-4: Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC)

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

La resistenza di progetto R_d si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_R indicati Tabella 5-5.

In seguito la resistenza di progetto R_d viene confrontata con le azioni assiali, di compressione o di trazione, provenienti dall'analisi della fondazione di pali al variare delle combinazioni di carico.

I criteri utilizzati per la stima delle curve di capacità portante a compressione e a trazione sono illustrati nei successivi paragrafi §5.3.2.2 e §5.3.2.3.

Tabella 5-5: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4.II NTC)

Resistenza	γ_R	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale (compressione)	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale ⁽³⁾	γ_T	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale (trazione)	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

⁽³⁾ – da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte da risultati di prove di carico di progetto.

5.3.2.1 Stima della resistenza di pali soggetti a carichi assiali

La portata limite (Q_{LIM}) del palo viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{compressione}$$

$$Q_{LIM} = Q_{L,LIM} = \gamma'_{cls} \left(\sum_i \Delta H_i \right) \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{trazione}$$

dove:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;

q_b = portata unitaria di base;

γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato

A_B = area di base;

D_i = diametro del concio i^{mo} di palo;

ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di palo;

$\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i^{mo} di palo.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale per i pali battuti (fondazioni strutture esistenti), e per i trivellati (fondazioni in ampliamento).

5.3.2.2 Pali trivellati

5.3.2.2.1 Portata di base

Per terreni coesivi, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in base all'equazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_V$$

dove:

c_u = coesione non drenata (kPa)

σ_v = tensione geostatica verticale totale (kPa)

I valori di q_b sono interamente mobilizzati ad una profondità critica z_c (Meyerhof, Sastry [1978]), secondo l'espressione $z_c = m \cdot D$, con D pari al diametro del palo e m variabile tra 4 e 8.

In accordo con le più recenti metodologie di calcolo, la valutazione della capacità limite di base per terreni granulari è condotta facendo riferimento non più alle condizioni di rottura bensì riferendosi ad una "portata critica", corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione. Pertanto, si porrà $q_b = q_{cr}$, dove

q_{cr} = portata critica unitaria di base;

la portata critica è valutata in accordo con le indicazioni di Reese-Wright et al. [1978]:

$$q_{cr} = 0.0667 \cdot N_{SPT} \leq 4MPa$$

I valori di q_{cr} sono interamente mobilitati ad una "profondità critica" z_c come descritto sopra, con m variabile fra 4 e 21 secondo la Figura 5-1.

La costruzione dell'andamento della portata di base con la profondità in condizioni stratigrafiche particolari (pali che attraversano uno strato di terreno sciolto fino a immorsarsi in uno strato compatto di base di notevole spessore, piuttosto che pali immorsati in uno strato compatto di base di modesto spessore sovrastante uno strato di terreno sciolto) è condotta in accordo alle indicazioni riportate in Figura 5-2.

Figura 5-1: $z_c/D = f(D_r)$ (Meyerhof [1976])

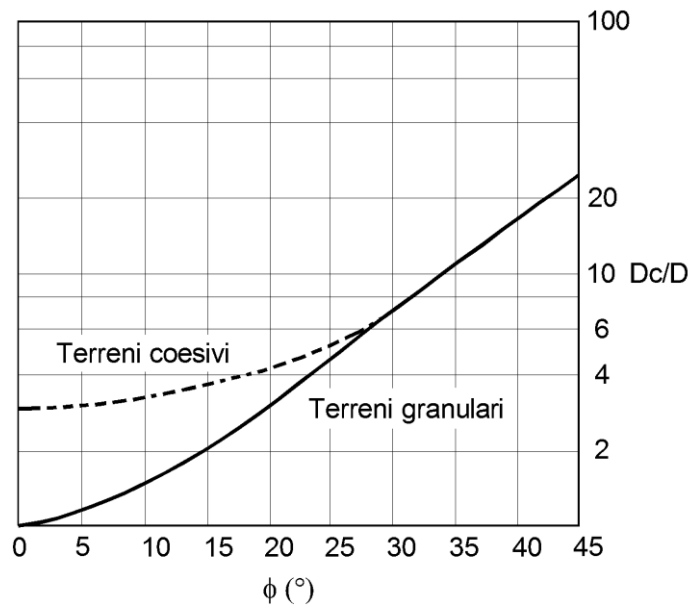
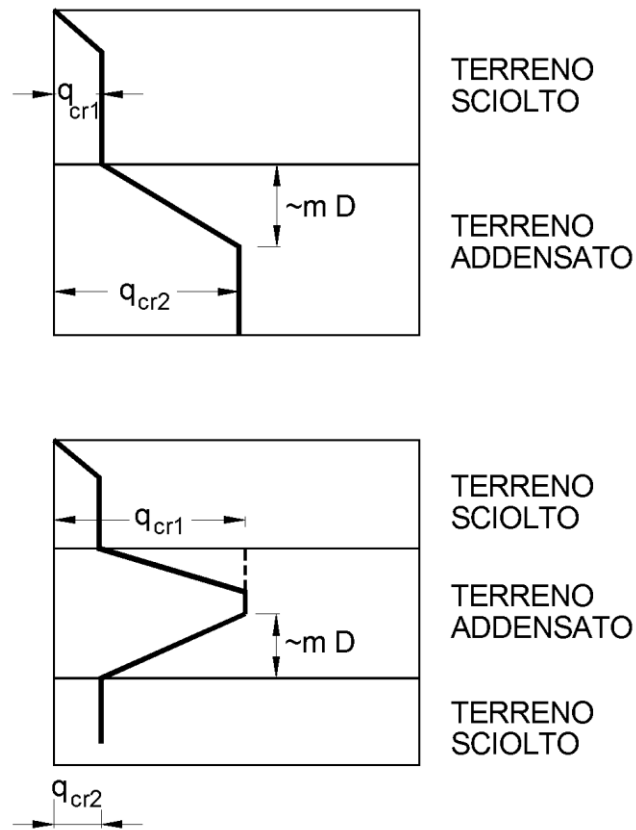


Figura 5-2: Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])



5.3.2.2.2 Attrito laterale

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

$$\tau_{LIM} = \alpha \cdot c_U \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

α = coefficiente riduttivo (AGI [1984]) = 0.9 per $c_U \leq 25$ kPa,

0.8 per $25 < c_U \leq 50$ kPa,

0.6 per $50 < c_U \leq 75$ kPa,

0.4 per $c_U > 75$ kPa;

c_U = coesione non drenata (kPa).

I valori dell'attrito laterale limite in terreni granulari sono valutati mediante l'espressione:

$$\tau_{LIM} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi')$$

dove:

K = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace;

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace;

ϕ' = angolo d'attrito efficace.

Per pali trivellati si adotta [Reese – Wright (1977)]:

$K = 0.7$ in compressione

$K = 0.5$ in trazione

Deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica:

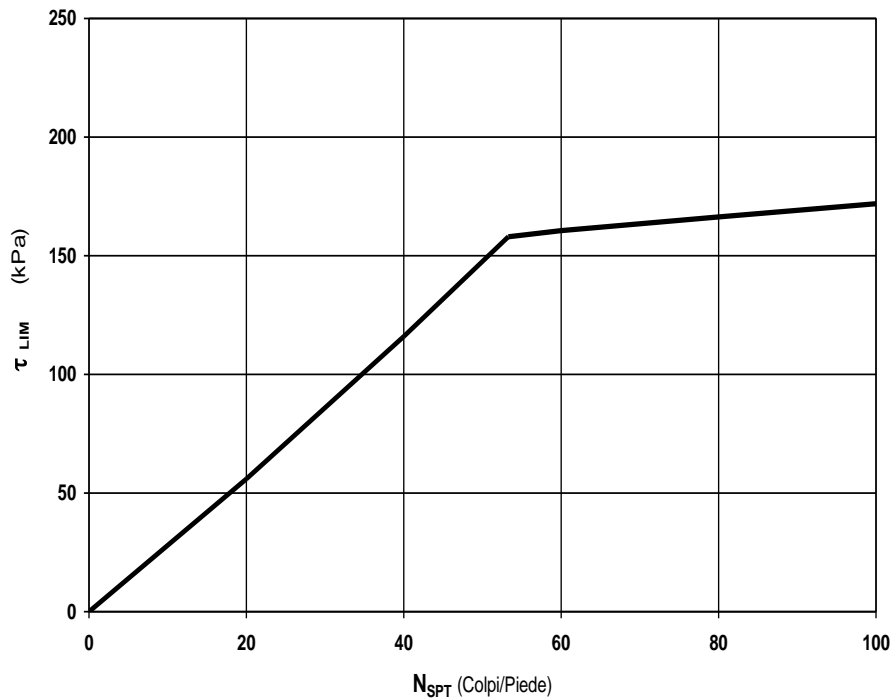
$$\tau_{lim} \leq \tau = f(N_{SPT})$$

dove:

N_{SPT} = numero di colpi/piede in prova SPT.

In Figura 5-3 è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della τ_{lim} ed il valore di N_{SPT} .

Figura 5-3: Terreni granulari - $\tau_{LIM} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese [1977])



5.3.2.3 Pali battuti

5.3.2.3.1 Portata di base

La portata unitaria limite di base ($q_{b,lim}$) è valutata in accordo alle indicazioni del Metodo Olandese [NEN 6743], a partire dai valori di resistenza alla punta (q_c) ottenuti da prove penetrometriche statiche (CPT). I dati di ingresso sono rappresentati dai valori di q_c medi per ogni singolo strato, dedotti direttamente dalle prove CPT o ricavati indirettamente dal numero di colpi/piede (N_{SPT}) in prova penetrometrica dinamica; in quest'ultimo caso, i valori delle resistenze alla punta q_c sono ottenuti attraverso l'introduzione di un opportuno coefficiente di correlazione.

In accordo al "metodo olandese", il valore di $q_{b,lim}$ è ottenuto mediante l'espressione seguente:

$$q_{b,lim} = 0.5 \cdot \left(\frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} + q_{c3} \right)$$

dove

- q_{c1} minimo valore risultante dall'espressione seguente

$$q_{c1} = \frac{\sum q_c \cdot \Delta h}{\sum \Delta h}$$

estesa ad una profondità sotto la base del palo variabile tra $0.7D_e$ e $4D_e$, dove D_e è il diametro del palo;

- q_{c2} valore medio di q_c nel tratto compreso fra la base del palo e la profondità $7D_e$ sotto la base del palo; tale valore non può superare q_{c1} ;
- q_{c3} valore medio di q_c in un tratto di $8D_e$ al di sopra della base del palo, trascurando tutti i valori superiori a q_{c2} ;
- D_e diametro della sezione del palo in corrispondenza della base.

5.3.2.3.2 Attrito laterale

Terreni granulari

Sono state adottate le correlazioni proposte da Nordlund [1963], Tomlinson [1977] e da Meyerhof [1976]:

Nordlund [1963] - Tomlinson [1977]:

$$\tau_{LIM} = K_\delta \cdot C_f \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg} \delta \leq f_L$$

dove:

K_δ rapporto tra pressione orizzontale e verticale efficace in prossimità del palo (Figura 5-4), e funzione di:

- angolo di attrito del terreno,
- volume di terreno spostato dal palo durante l'infissione,
- forma del fusto del palo (cilindrico, troncoconico);

C_f fattore di correzione per K_δ per δ diverso da ϕ (Figura 5-5);

σ'_v pressione geostatica verticale efficace (è limitata al valore corrispondente alla profondità $z=25D_e$; D_e , diametro del palo);

δ angolo di attrito tra palo e terreno = $0,75 \varphi' \div 1,00 \varphi'$ (*pali infissi, pali infissi esistenti*);

f_L valore limite dell'attrito laterale unitario limite.

Meyerhof-a [1976] :

$$\tau_{LIM} = K \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg}\delta \leq f_L$$

dove:

K rapporto tra pressione orizzontale e verticale efficace in prossimità del palo (Figura 5-6), funzione di:

- angolo di attrito del terreno,
- volume di terreno spostato dal palo durante l'infissione,
- forma del fusto del palo (cilindrico, troncoconico).

I valori di τ_{lim} e f_L ottenuti dalle correlazioni sopra riportate, facendo riferimento alla Figura 5-4÷Figura 5-8 relative a pali "a compressione", sono stati ridotti del 30% in accordo alle indicazioni di Meyerhof [1976] per i pali "a trazione".

Il valore di f_L è stato ottenuto mediando i valori proposti da Tomlinson (Figura 5-7), da Meyerhof-a (Figura 5-8) e quelli ottenuti dall'applicazione delle correlazioni sotto riportate. Considerato che ai valori di f_L proposti da Tomlinson sono associati valori del coeff. di sicurezza $F_S=2$, i valori di f_L di Figura 5-7 sono stati decrementati del rapporto 1/2, per omogeneità con le altre correlazioni e i coefficienti di sicurezza qui proposti.

Per tutte le correlazioni si è posto $f_{L,max}$ pari a 150 kPa in compressione, e a 107 kPa in trazione.

Meyerhof-b [1976]:

$$f_L = N_{SPT}/50 \text{ (MPa)}$$

Vesic [1977] :

$$f_L = 14.4 \cdot 10^\beta \text{ (kPa)}$$

$$\beta = 1.8 \cdot D_R^4$$

D_R = densità relativa (decimali)

De Beer [1985] :

$$f_L = q_c / 200 \text{ (MPa)}$$

q_c = resistenza alla punta in prova penetrometrica statica (MPa)

Figura 5-4: $\phi = 35^\circ$ - valori di K_δ in funzione della conicità del palo e del volume di terreno spostato durante l'infissione

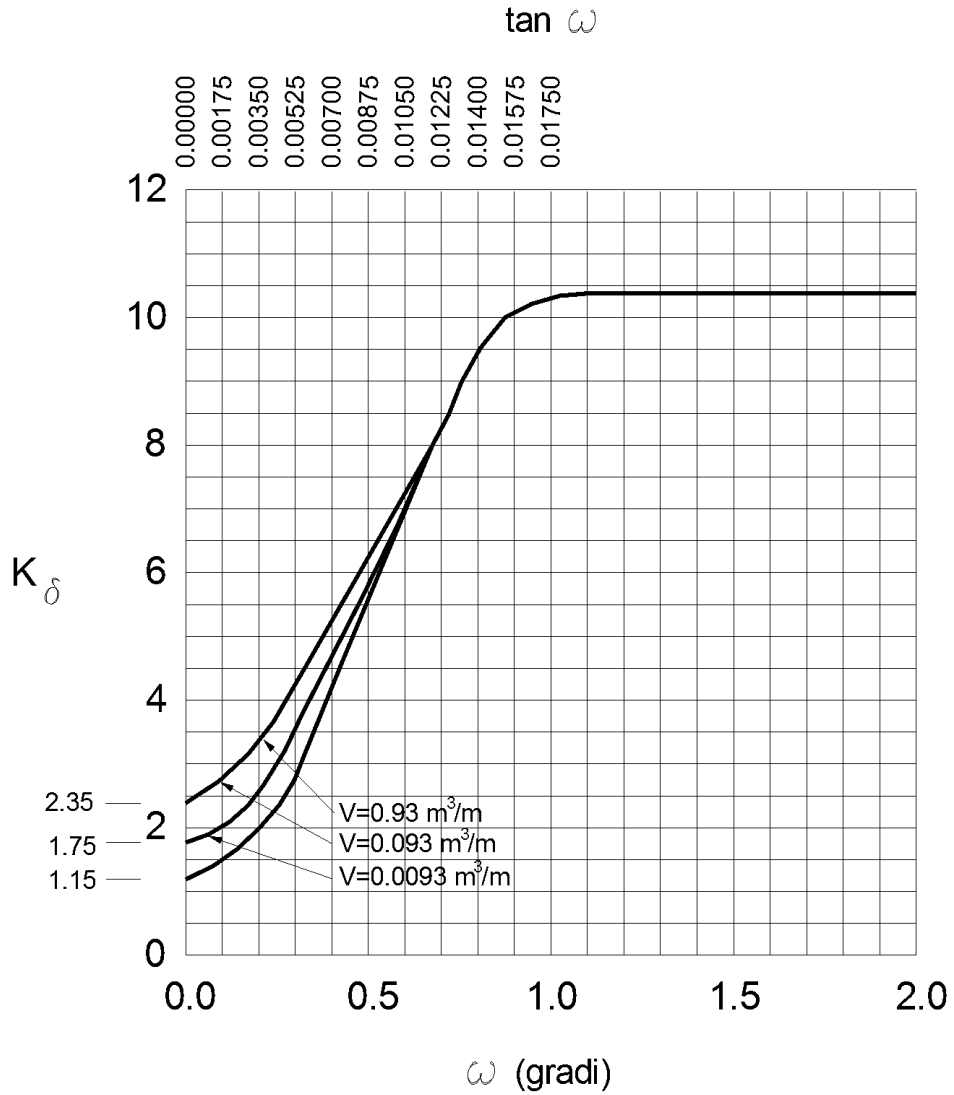


Figura 5-5: Valore del fattore correttivo C_f in funzione del rapporto δ/ϕ' e ϕ' .

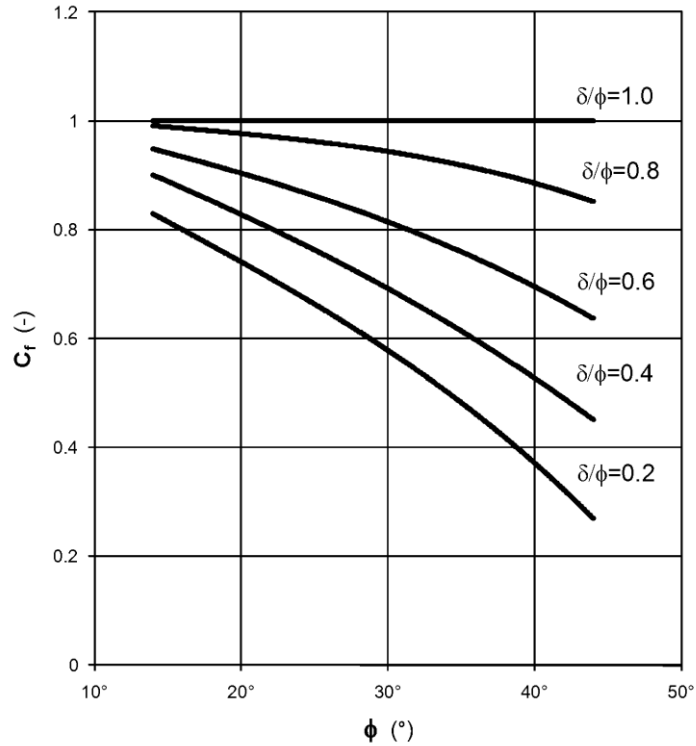


Figura 5-6: K in accordo a Meyerhof [1976]

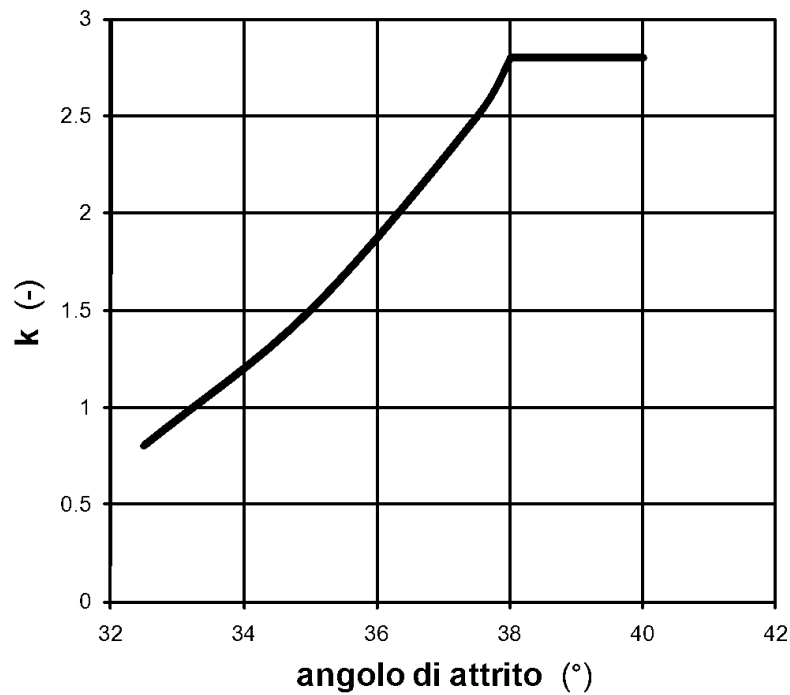


Figura 5-7: f_L in accordo a Tomlinson [1977]

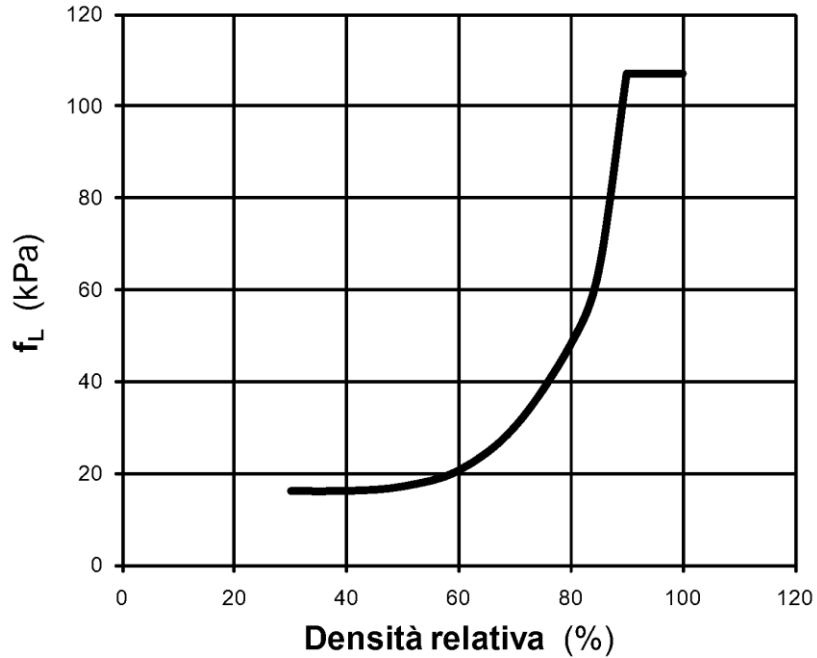
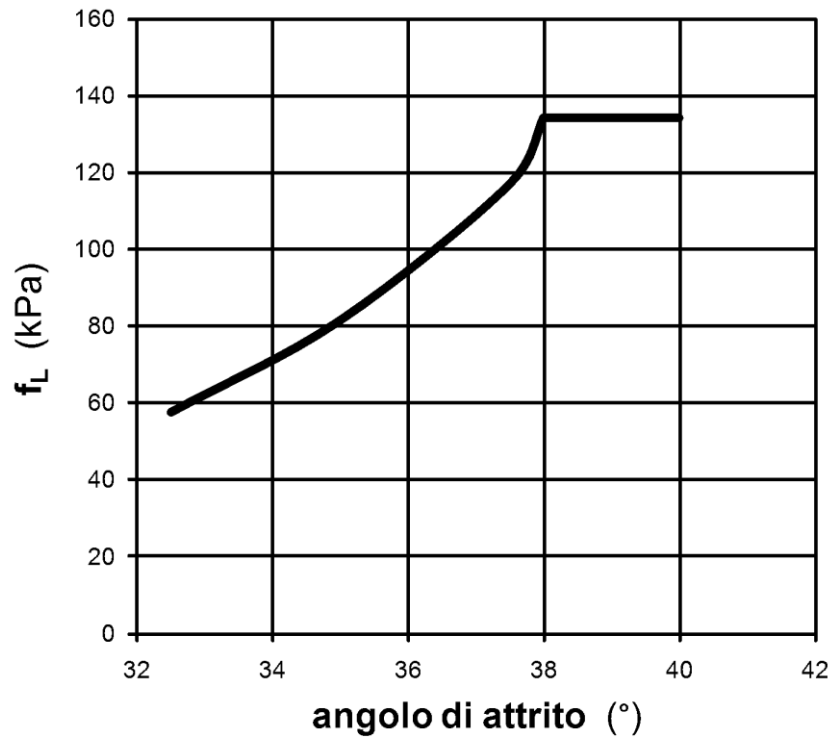


Figura 5-8: f_L in accordo a Meyerhof [1976]



Terreni coesivi:

$$\tau_{LIM} = \alpha \cdot c_u$$

dove:

α coefficiente moltiplicativo

c_u coesione non drenata (kPa)

Pali soggetti a compressione

$$\tau_{LIM} \quad \leq 120 \text{ kPa}$$

α = 1.28 per $c_u \leq 25$ kPa,
 = 1.13 per $25 < c_u \leq 50$ kPa,
 = 0.85 per $50 < c_u \leq 75$ kPa,
 = 0.57 per $c_u > 75$ kPa.

In alternativa sono stati utilizzati i coefficienti α delle norme API:

α = 1.00 per $c_u \leq 25$ kPa,
 = $1.00 \div 0.50$ per $25 < c_u \leq 75$ kPa,
 = 0.50 per $c_u > 75$ kPa.

Pali soggetti a trazione

$$\tau_{LIM} \quad \leq 100 \text{ kPa}$$

α = 0.9 per $c_u \leq 25$ kPa,
 = 0.8 per $25 < c_u \leq 50$ kPa,
 = 0.6 per $50 < c_u \leq 75$ kPa,
 = 0.4 per $c_u > 75$ kPa.

5.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

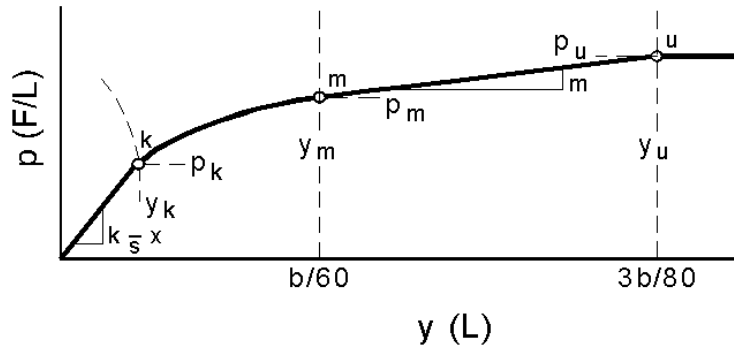
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante curve p-y. Le curve p-y, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

Reese, Cox e Koop (1975)	per sabbie
Welch e Reese (1975)	per argille tenere sotto falda
Reese, Cox e Koop (1975)	per argille dure sotto falda
Reese-Welch (1972)	per argille dure sopra falda

Il programma permette di scegliere tra uno dei modelli sopra esposti.

I metodi di calcolo sono descritti sinteticamente nelle pagine seguenti con riferimento sia a carichi statici sia a carichi ciclici.

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



1- calcolo di $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) +$$

$$+ \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^2 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

- p_u resistenza laterale unitaria ultima
- y spostamento orizzontale
- γ peso di volume efficace
- z profondità da p.c.
- K_0 coefficiente di spinta a riposo
- ϕ angolo di attrito
- $\beta = 45 + \phi/2$
- $\alpha = \phi/2$
- D diametro del palo
- $K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_u = A_i \cdot p$

3- calcolo di $p_m = B_i \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

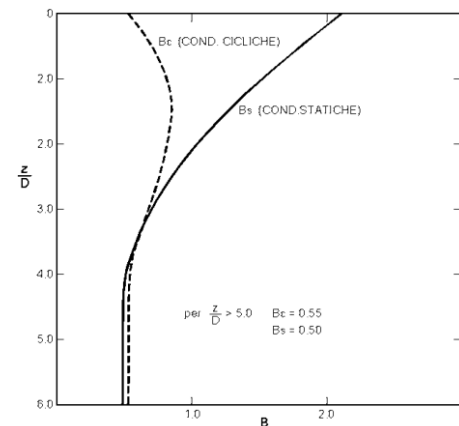
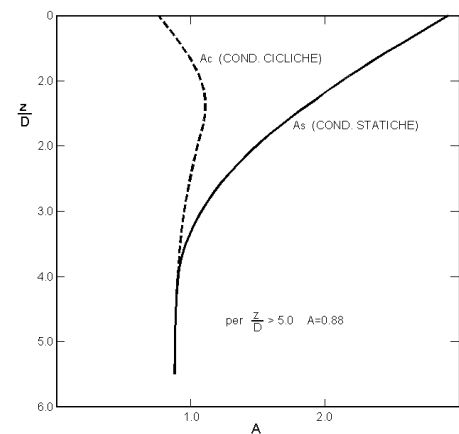
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

$$p = C \cdot y^{1/n}$$

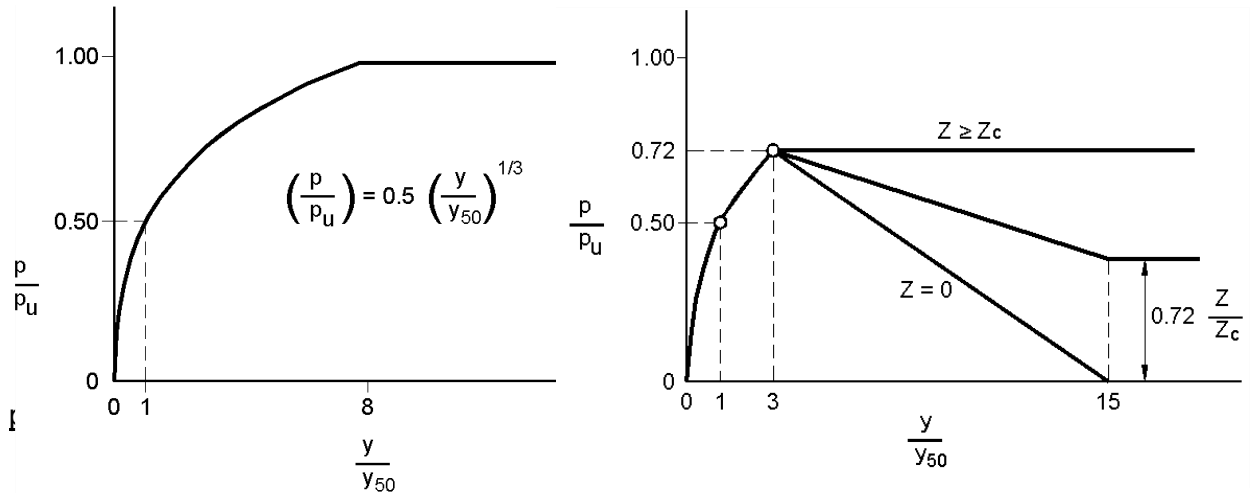
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

$$C = p_m / (y_m)^{1/n}$$



Modello Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda



$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

$$p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$$

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$

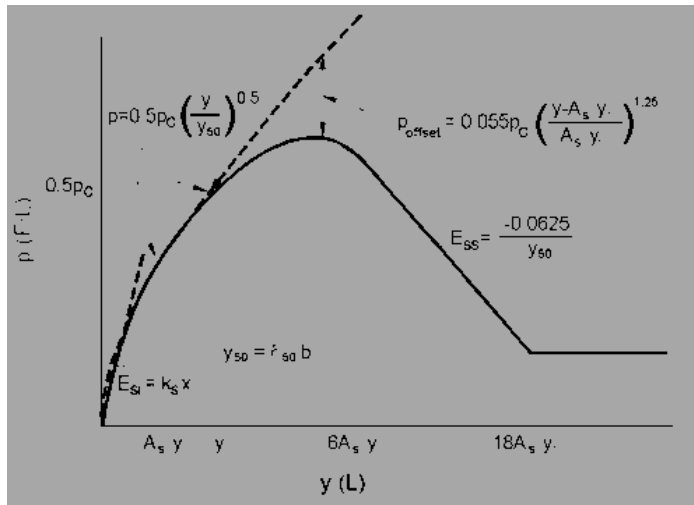
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

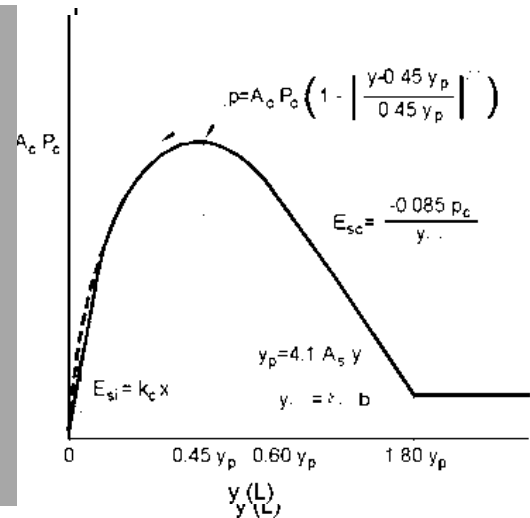
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u2} = 11 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace alla profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

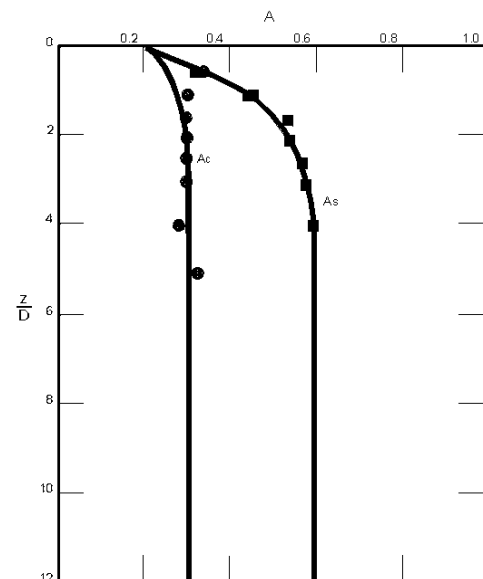
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p = 0.5 p_u$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

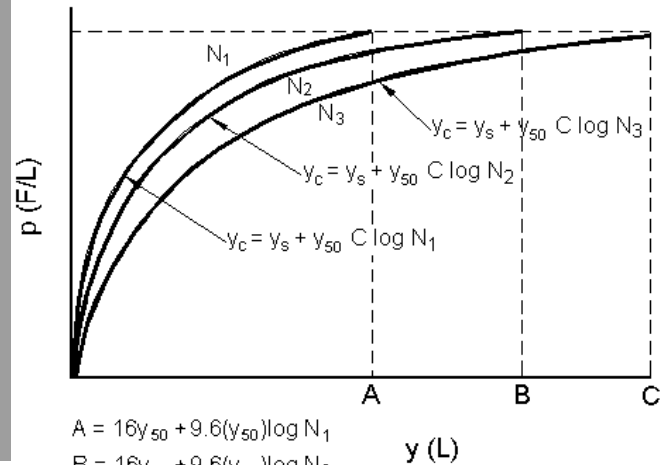
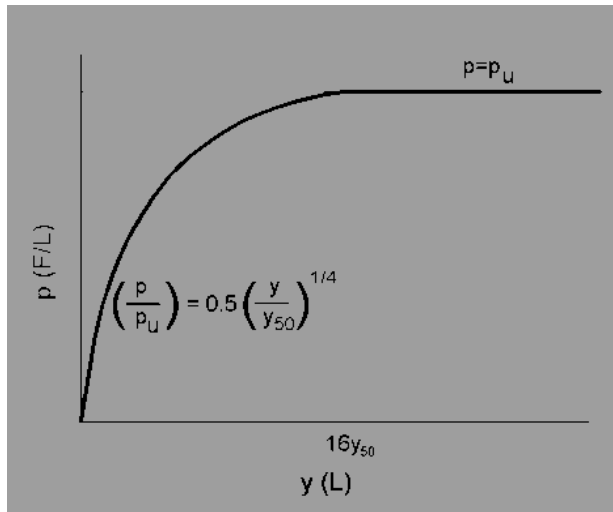
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



Modello Welch-Reese (1972) e Reese-Welch () per argille dure sopra falda



$$\begin{aligned}
 A &= 16y_{50} + 9.6(y_{50})\log N_1 \\
 B &= 16y_{50} + 9.6(y_{50})\log N_2 \\
 C &= 16y_{50} + 9.6(y_{50})\log N_3
 \end{aligned}$$

Carichi statici

$$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u (= 2.5 \varepsilon_{50} D)$

ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

5.3.4 Analisi della palificata

L'analisi della palificata è stata condotta con il programma di calcolo GROUP 6.0, prodotto da Ensoft Inc, che consente di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento.

Il programma consente di definire sia un modello bidimensionale, utilizzabile dove tale semplificazione risulti accettabile, sia tridimensionale. E' possibile schematizzare pali verticali o inclinati, e si possono assumere vincoli del tipo a incastro, a cerniera o elastici tra la testa del palo e la fondazione. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido.

Dove non diversamente specificato dall'utente, il programma è in grado di generare internamente curve di risposta non lineare del terreno, carico – cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione – rotazione ($M - \theta$) per condizioni di carico torsionali, e carico orizzontale – spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali.

In particolare, per le curve p-y relative a carichi orizzontali, vengono utilizzate le correlazioni riportate nel paragrafo precedente.

Per quanto riguarda le curve carico – cedimento relative a condizioni di carico assiale, il programma genera internamente, in base alla natura del terreno, le curve di trasferimento del carico assiale in funzione dello spostamento verticale del palo; tali curve sono implementate sulla base di dati ricavati da numerosi studi effettuati su pali strumentati, realizzati in terreni di diversa natura.

L'effetto gruppo può essere simulato dal programma mediante la definizione di coefficienti riduttivi che intervengono sia sulle curve carico cedimento del palo, sia sulle curve p-y.

5.4 TIRANTI IN MICROPALI PASSIVI

In accordo con gli orientamenti normativi (Paragrafo 6.6.1 Criteri di Progetto delle NORME TECNICHE DELLE COSTRUZIONI) per la valutazione del carico limite della fondazione dell'ancoraggio (sfilamento bulbo-terreno) si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche o con correlazioni empiriche.

La progettazione dei tiranti di ancoraggio è avvenuta nel rispetto della condizione:

$$P_{dTIR} \leq R_{adTIR}$$

dove:

- P_{dTIR} è il valore della massima azione di Progetto tra tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).
- R_{adTIR} è la resistenza di progetto con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I delle NTC.

La resistenza di progetto R_{adTIR} è determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{akTIR} i fattori parziali riportati in Tabella 6.6.I delle NTC e di seguito riportata.

$$R_{adTIR} = \frac{R_{akTIR}}{\gamma_{RTIR}}$$

	Simbolo γ_{RTIR}	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{RTIR, t}$	1.1
Permanenti	$\gamma_{RTIR, p}$	1.2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio $R_{ak\ TIR}$, nel caso specifico, è stato dedotto con metodi analitici, a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici (risultati di prove in sito e/o di laboratorio).

Quindi, il valore della resistenza caratteristica $R_{ak\ TIR}$ è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak\ TIR} = \text{MIN} \left(\frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right)$$

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_{a4}	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

Nel caso specifico si sono adottati i valori seguenti dei fattori di correzione:

$$\xi_{a3} = 1.80$$

$$\xi_{a4} = 1.80$$

Si precisa che nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Determinazione della lunghezza del bulbo di fondazione

La fondazione dei tiranti sarà eseguita con iniezione di malta cementizia ed additivi a bassa pressione, con il metodo IGU.

Il calcolo è svolto secondo la seguente formula:

$$\begin{aligned} (R_{a,c})_{med} &= \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \tau_{ad\ k\ med} \\ (R_{a,c})_{min} &= \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \tau_{ad\ k\ min} \end{aligned}$$

in cui:

- $(R_{a,c})_{med}$ = resistenza caratteristica media
- $(R_{a,c})_{mi}$ = resistenza caratteristica minima
- \varnothing_{perf} = diametro medio del bulbo per tiranti a trefoli
- L_{bulbo} = lunghezza del bulbo di ancoraggio
- α = coefficiente di sbulbamento
- $\tau_{ad\ medio}$ = aderenza media caratteristica bulbo-terreno
- $\tau_{ad\ min}$ = aderenza minima caratteristica bulbo-terreno

La lunghezza del bulbo di fondazione è ottenuta in modo tale che venga rispettata la condizione:

$$P_{dTIR} \leq R_{adTIR}$$

6. METODI PER LA VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SISMICO DELLE SPALLE.

L'applicazione della Normativa vigente (riferimento [1] e successivo [2]) evidenzia, spesso, l'inadeguatezza delle fondazioni esistenti a sostenere sollecitazioni sismiche di verifica. Questo può accadere per motivi "geotecnici", per esempio per inadeguata capacità portante di pali o fondazioni dirette, eccessiva eccentricità di carico, fino al ribaltamento o inadeguato margine di sicurezza allo scivolamento di fondazioni dirette; più spesso ciò accade per motivi "strutturali", per esempio a causa dell'inadeguatezza dell'armatura nei pali.

Un caso particolare è fornito dalle spalle di ponte, a causa della preponderanza dei carichi orizzontali asimmetrici dovuti alle spinte delle terre, ma anche grazie alla possibilità di potere intervenire con rinforzi o consolidamenti a monte e/o valle della struttura stessa.

Nel caso in cui le fondazioni delle spalle esistenti siano soggette, durante la fase sismica, ad elevati sollecitazioni, è possibile infatti prevedere un intervento di consolidamento mediante la messa in opera di un sistema passivo costituito da setto disposto lungo l'asse autostradale (direzione spinta terreno) e collegato per mezzo di una trave, a tergo, al paramento della spalla sotto lo spiccato paraghiaia. Il setto è generalmente costituito da pali trivellati o, quando fattibile, ricavato dalle berlinesi provvisorie realizzate per gli scavi necessari all'ampliamento delle strutture delle spalle. In alternativa, nel caso il setto non risultasse sufficiente a fornire il vincolo in fase sismica alla spalla, è possibile impiegare dei tiranti passivi suborizzontali collegati al fusto della spalla.

Tale sistema, "assorbendo" con la propria resistenza parte della spinta orizzontale agente sulla spalla in fase sismica, consente un "alleggerimento" dei carichi agenti in fondazione. I minori carichi che giungono in tal modo in fondazione consentono un miglioramento sia per quanto riguarda le verifiche strutturali, sia per quanto riguarda il fattore di sicurezza F_s nei confronti dei carichi applicati alle fondazioni nelle varie condizioni di carico.

Dove necessario, è possibile estendere l'efficacia di questo tipo di intervento anche ai carichi variabili legati all'esercizio, purché si abbia cura di solidarizzare il ritegno alla spalla in presenza dei soli carichi permanenti.

Per l'opera in oggetto della presente relazione, si specifica che per quanto riguarda la spalla "A" (lato Bologna) sono stati impiegati i tiranti passivi suborizzontali, mentre per quanto riguarda la spalla "B" sono state collegate le berlinesi aventi funzione di sostegno dello scavo di prima fase, al fusto della spalla agente come tirante a tergo.

6.1 VALUTAZIONE DEL TIRO DI LAVORO NEL SISTEMA DI RITEGNO SISMICO: SPALLA "B"

La previsione del comportamento d'interazione del sistema, nelle varie combinazioni di carico, viene eseguita applicando un metodo del tipo "a curve caratteristiche", tenendo conto dell'effettiva interazione tra spalla e ritegno sismico (pali o micropali), assicurando la congruenza degli spostamenti attesi.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sulla spalla solidarizzando a tergo una serie di micropali (o pali tipo trivellati) disposti allineati lungo l'asse autostradale, note:

- la tipologia, geometria e la tecnica di esecuzione dell'intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidezza dell' ancoraggio (*soggetto a carichi orizzontali*) sul piano δ_h , T, dove:

δ_h = spostamento orizzontale della testa dei pali (considerato orizzontale);

T = tiro unico del cavalletto, al m di paramento.

In particolare, al variare di T, mediante il codice di calcolo GROUP, in grado di generare internamente curve di risposta non lineare del terreno carico orizzontale – spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali (correlazioni riportate nel

paragrafo 5.3.3) si ricavano gli spostamenti δ_h , entro i limiti del comportamento elastico, propri della coppia di pali di diametro “D”, lunghezza “L” e interasse interno “I”.

A seguito del calcolo, le verifiche di resistenza dei singoli elementi del ritegno, nei confronti delle azioni di carico assiali generatesi, sono condotte secondo quanto indicato nelle (NTC) ed esposto nel capitolo 5 Criteri di Verifica e di calcolo.

Successivamente, note le sollecitazioni agenti in fondazione per ogni combinazione di carico, è possibile determinare una curva di rigidezza della struttura nel modo di seguito descritto.

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale (δ_o) ed una rotazione rigida (θ_o); in questo caso, indicando con h_{rit} la distanza verticale tra l'intradosso della fondazione e la quota della trave di collegamento ritegno/spalla (*spiccato del paraghiaia*), lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione del tiro risulta:

$$\delta_{o,htir} = \delta_o + h_{rit} \tan (\theta_o)$$

Ipotizzando di solidarizzare il ritegno quando sulla struttura agiscono i soli carichi permanenti, per diverse combinazioni di carico di progetto (stato limite di esercizio, stato limite ultimo o sisma), è possibile costruire per punti le curve di rigidezza della fondazione in presenza di una generica azione di tiro di consolidamento, agente alla specificata altezza da intradosso fondazione (h_{rit}).

Considerando infatti il caso in cui la spalla sia soggetta, ad esempio, alle sollecitazioni derivanti dal sisma, si possono calcolare i valori di sollecitazioni di taglio e momento agenti in fondazione, per ciascun i-esimo ipotetico valore T_i dell'azione agente nei ritegni disposti ad altezza h_{rit} .

Si avrà infatti:

$$N_i = N$$

$$H_i = H - T_i$$

$$M_i = M - (h_{rit} \cdot T_i)$$

dove N_i , H_i , M_i sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione nella i -esima ipotesi di efficacia di tiro del sistema, mentre N , H ed M sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione in assenza di consolidamento.

Tali sollecitazioni (N_i , H_i , M_i) danno luogo ad uno spostamento orizzontale (δ_i) e ad una rotazione della fondazione (θ_i). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

$$\delta_{i,htir} = \delta_i + h_{rit} \tan(\theta_i)$$

LA Figura 6-1 mostra gli esempi del metodo ora illustrato; il punto di intersezione tra le curve di rigidezza del ritegno (berlinese su micropali), e la curva di rigidezza della fondazione, determinato come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti ed indica il tiro a cui è soggetto il ritegno nella specifica condizioni di carico analizzata.

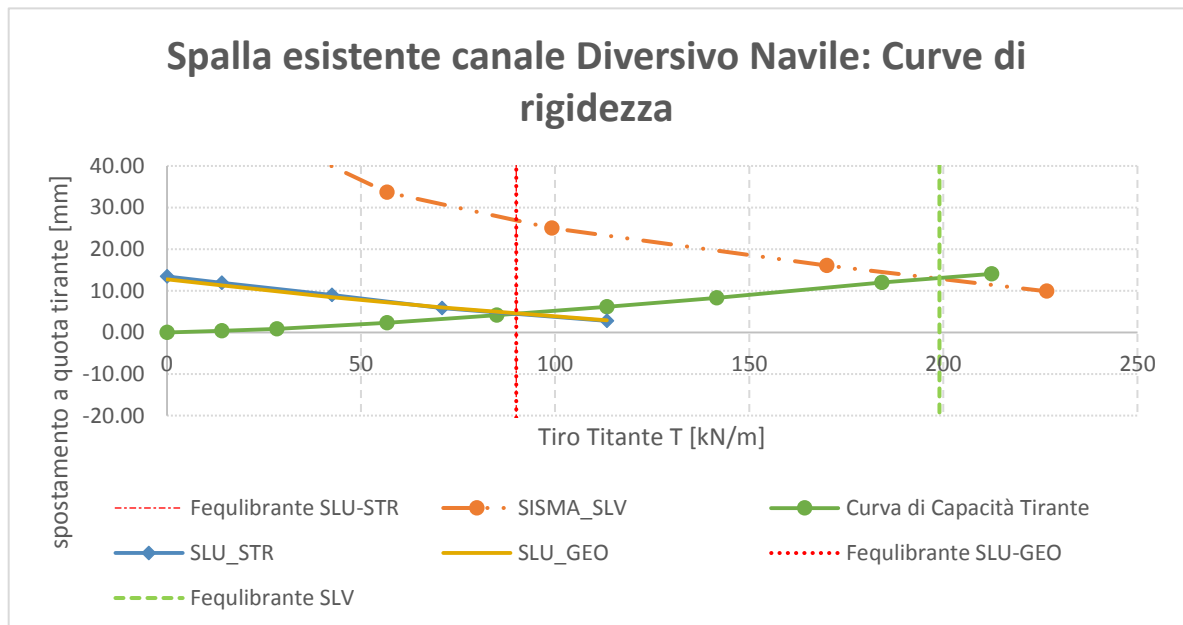


Figura 6-1. Curva di interazione tra spalla e tirante

6.1 VALUTAZIONE DEL TIRO DI LAVORO NEL SISTEMA DI RITEGNO SISMICO: SPALLA “A”

A valle della determinazione delle sollecitazioni agenti, si valuta l'andamento delle azioni nei vari S.L. agenti sul corpo spalle.

Le verifiche sono state eseguite assegnando orizzontalmente ad ogni elemento resistente del sistema un'aliquota di carico trasmesso per afferenza all'elemento, mentre verticalmente le azioni sono state trasferite interamente ai pali esistenti.

A fronte dei carichi orizzontali gli elementi resistenti consistono nei due ordini di tiranti passivi inclinati a 15° a passo 2.40m disposti a quinconce e nella fondazione a pali della spalla esistente.

Si riporta nell'immagine seguente uno schema grafico che riassume gli elementi resistenti della spalla e la relativa afferenza di ognuno di essi.

Al tirante passivo inclinato sup vengono assegnate le spinte statiche e sismiche agenti su H_2+H_{parag} per il relativo l'interasse e le spinte sia statiche che inerziali derivanti dall'impalcato.

Al tirante passivo inclinato inf vengono assegnate le spinte statiche e sismiche agenti su H_3 per il relativo l'interasse.

Ai pali della spalla esistente vengono assegnate le spinte statiche e sismiche agenti su H_4 per il relativo l'interasse, diviso per il numero di pali afferenti all'interasse.

Verticalmente viene determinato il carico assiale totale e diviso per il numero di pali per determinare l' N agente in ogni palo nelle varie combinazioni. I contributi flettenti rispetto l'intradosso ciabatta di fondazione sono assorbiti assialmente dai vincoli orizzontali e non producono incremento di azione assiale nei pali della spalla esistente per effetto del momento.

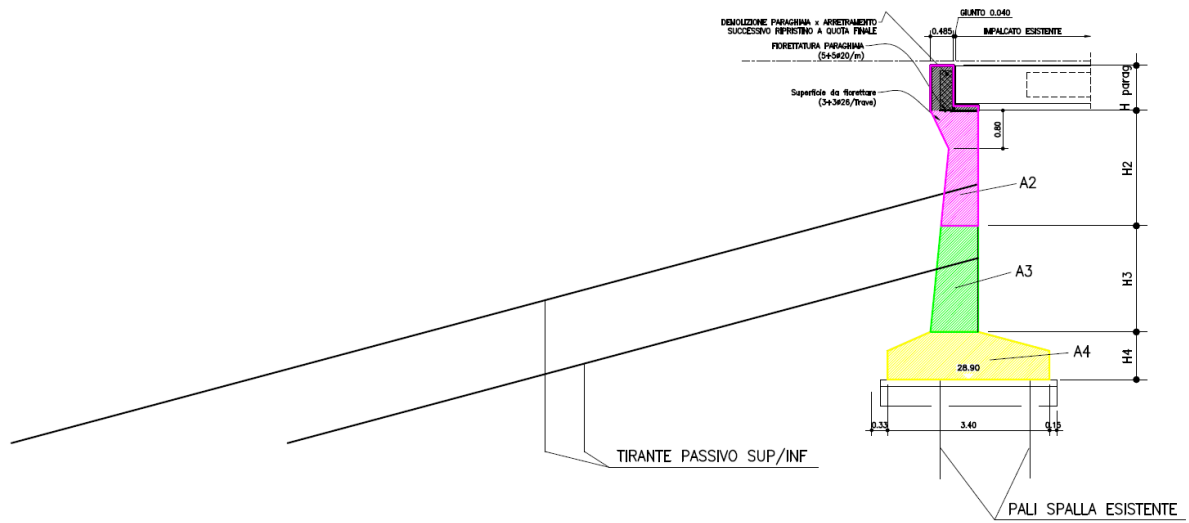


Figura 6-2. Schema grafico spalla esistente con tiranti passivi

7. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il Ponte sul Canale Diversivo Navile è un'opera a tre campate sostenuta da spalle e pile attestate su fondazioni profonde. L'opera è disposta con una obliquità rispetto l'asse longitudinale autostradale pari a ca. 35.0°.

Le fondazioni esistenti delle spalle e delle pile sono realizzate con pali di tipo FRANKI (pali battuti in calcestruzzo gettato in opera) di diametro $\varnothing 500\text{mm}$ e lunghezza pari a 17.50 m.

Nelle spalle i pali sono disposti a maglia regolare di interasse 2.70 m x 1.65 m, così come illustrate nella Figura 7-1, per un totale di n°46 pali per spalla (comprensivi dei pali di fondazione dei muri d'ala). Le spalle non risultano giuntate in mezzzeria.

Analoga è la geometria delle fondazioni delle pile (giuntate in mezzzeria), ciascuna delle quali costituita da n°30 pali disposti anch'essi a maglia regolare di interasse 2.80 m x 1.25 m, come illustrato nella Figura 7-1.

Le fondazioni della parte in allargamento delle spalle e delle pile saranno profonde su pali trivellati di grande diametro ($\varnothing 1000$ e 1200 mm). Le spalle in ampliamento sono state previste passanti per quanto riguarda la Spalla 'B', mentre è stato previsto il raggiungimento delle quote d'imposta fondazione della struttura esistente per quanto riguarda la Spalla 'A'.

Le lavorazioni di ampliamento delle spalle esistenti prevedono di operare in modo da lasciare il corpo spalla esistente e la parte nuova, strutturalmente e fisicamente indipendenti, per quanto riguarda i carichi permanenti. La solidarizzazione dei due corpi spalla avverrà solo dopo il montaggio dell'impalcato e la realizzazione del rinterro. Operando in tale modo si garantisce che la spalla esistente non venga sovraccaricata da eventuali distorsioni della spalla di nuova realizzazione (dovuti a cedimenti / rotazioni / traslazioni) durante le operazioni di rinterro e posa dell'impalcato.

Nei confronti dei carichi accidentali, si assume che i due corpi spalla siano strutturalmente indipendenti (nonostante la solidarizzazione tramite giunto) a seguito delle rigidzze comparabili.

Razionalizzando le fasi esecutive e le deviazioni di traffico necessarie alle operazioni di adeguamento degli appoggi dell'impalcato e di rifacimento del paraghiaia, il rinforzo sismico verrà eseguito direttamente dal piano autostradale.

Tale adeguamento, assorbendo già in fase di esercizio parte della spinta orizzontale, consente un alleggerimento dei carichi agenti in fondazione.

La posizione dei ritegni è stabilita in modo da avere un contributo uniforme lungo tutta l'estensione della spalla. In particolare sono necessari per la Spalla 'B' n°4 cavalletti costituiti ognuno da micropali di diametro $\varnothing = 220$ mm, di lunghezza L variabile e interasse $i = 0,40$ m, per la Spalla 'A' micropali suborizzontali a 15° a passo 2,40m su due ordini (L=21,0m ordine sup, L=15,0m ordine inf).

Riepilogando quindi, per la parte in allargamento si ha:

Spalla A: n°6 (Nord) + 6 (Sud) pali $\varnothing 1200$ di L = 35.0 m

Adeguamento Sismico: tiranti passivi suborizzontali su due ordini (L = 21.0 m con $i = 2.40$ m ordine superiore, L = 15.0 m con $i = 2.40$ m ordine inferiore)

Spalla B: n°7 (Nord) + 7 (Sud) pali $\varnothing 1000$ di L = 25.0 m

Adeguamento Sismico n°4 Berlinesi di n°variabile di micropali (L variabile)

Pile: n°6x4 pali $\varnothing 1000$ di L=35m

Mentre per le fondazioni esistenti:

Spalle: n°36 + 36 pali $\varnothing 500$ di L = 17.5 m

Pile: n°30 + 30 pali $\varnothing 500$ di L = 17.5 m

Nelle figure sottostanti si riportano gli schemi dell'opera (pianta e profilo) e delle fondazioni, desunti dagli elaborati strutturali.

Figura 7-1: Pianta generale del Ponte sul Canale Diversivo Navile

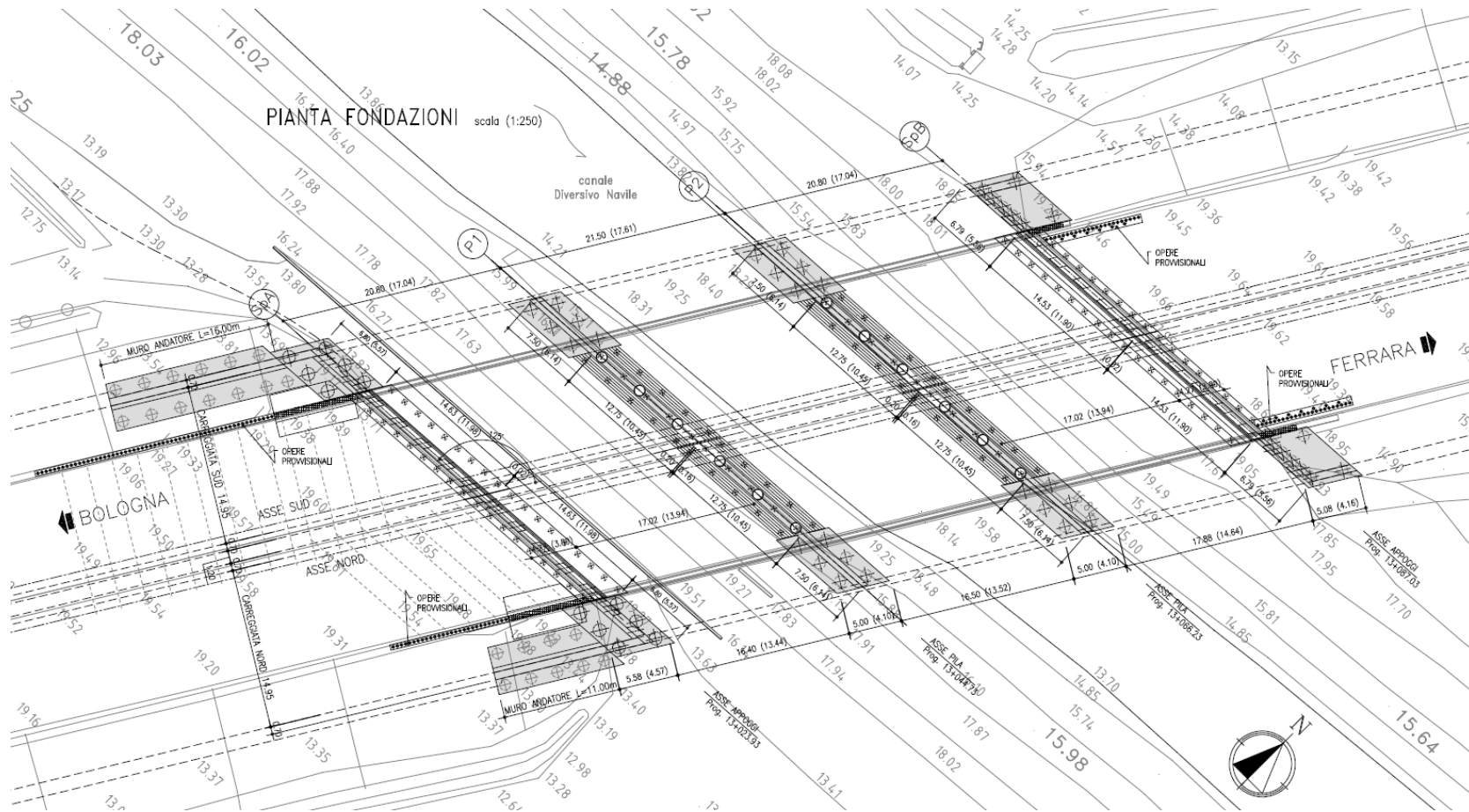


Figura 7-2: Sezione esistente

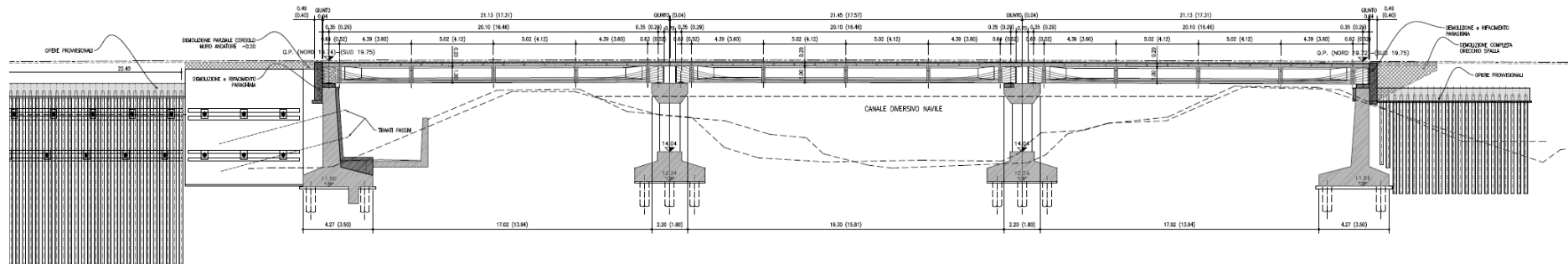


Figura 7-3: Sezione di progetto

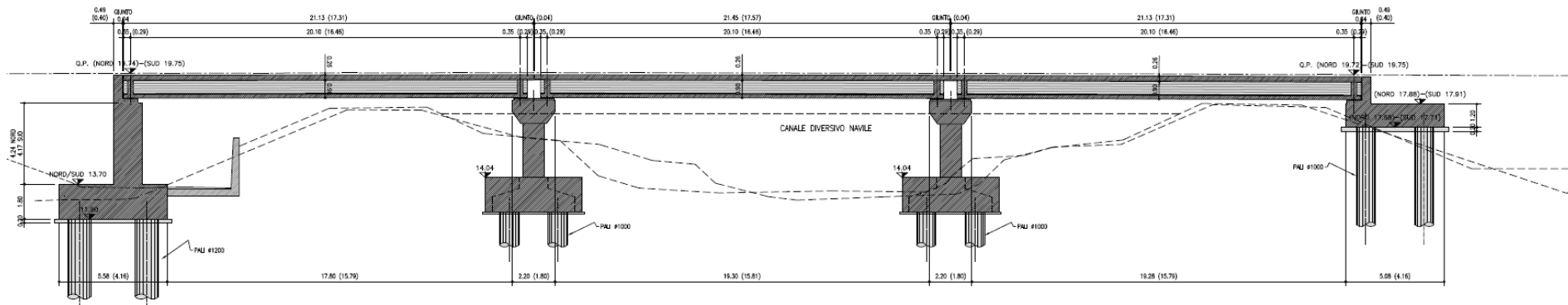
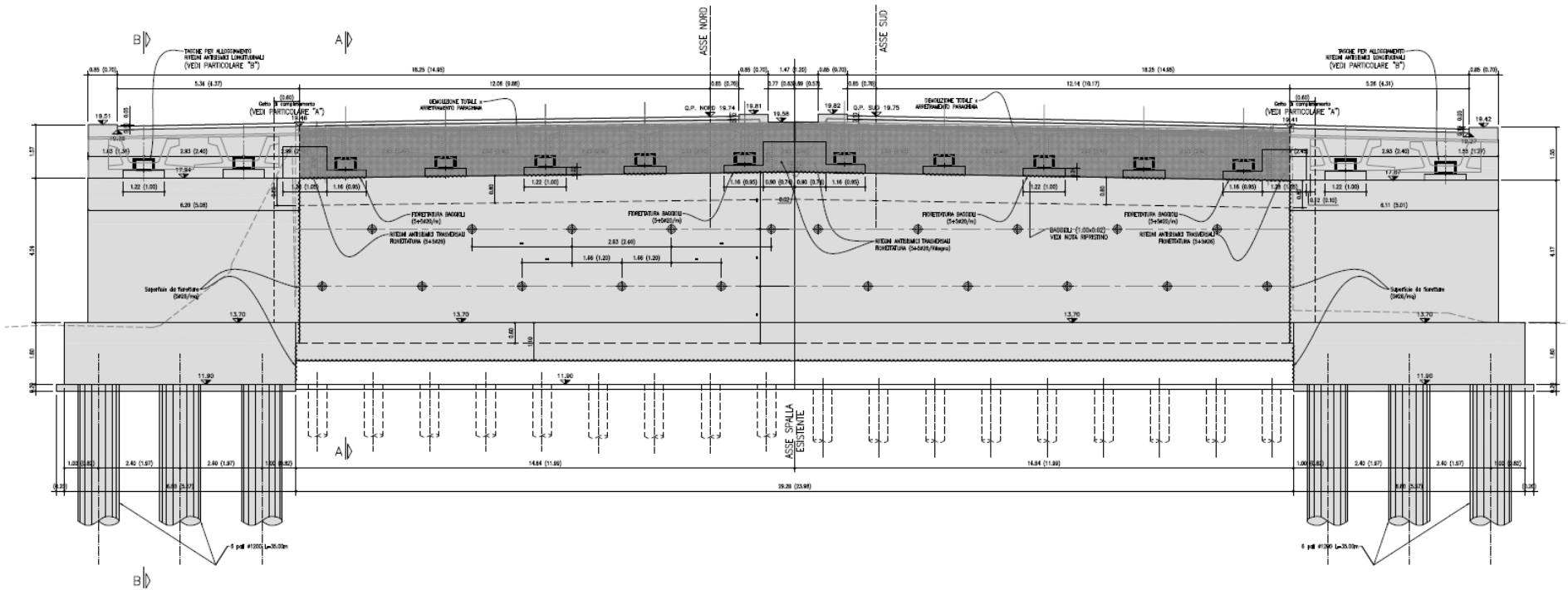


Figura 7-4: Sezione Spalla “A”


8. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

8.1 CONSIDERAZIONI GENERALI E SISTEMA DI RIFERIMENTO

Nel presente capitolo si riportano i carichi sulle strutture forniti dal Progettista Strutturale, a cui si rimanda per l'analisi in dettaglio.

I segni convenzionali imposti nell'analisi dei carichi sono rappresentati nelle seguenti figure.

Le sollecitazioni sono valutate nel baricentro della fondazione all'intradosso plinto.

L'asse x è verticale orientato verso il basso, gli assi di riferimento (y e z) sono orientati solidali alla geometria di fondazione delle spalle e delle pile. Qualora la struttura risulta obliqua rispetto l'asse stradale, per il calcolo della fondazione della spalla e taratura del ritegno sismico, le azioni di taglio e i momenti sono stati proiettati lungo le direttrici principali autostradali (dividendo per il $\cos [90^\circ - \text{angolo di obliquità}]$).

Figura 8-1: Convenzioni di segno dei carichi forniti dal progettista strutturale

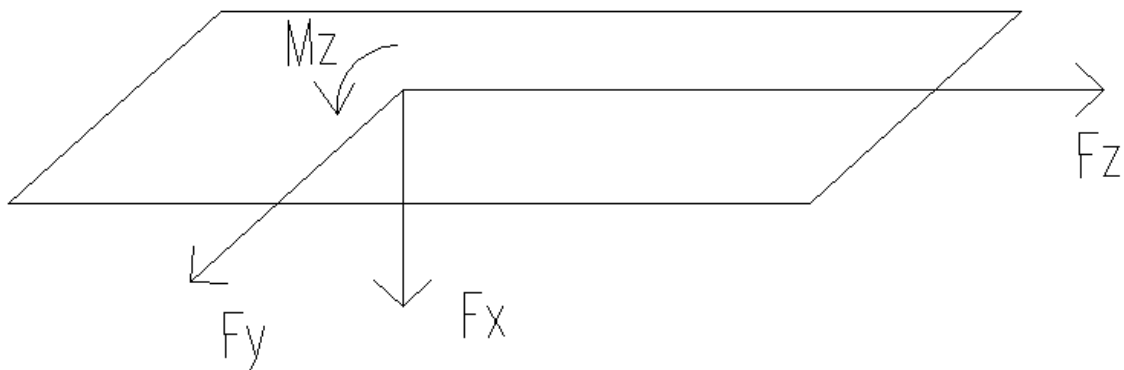
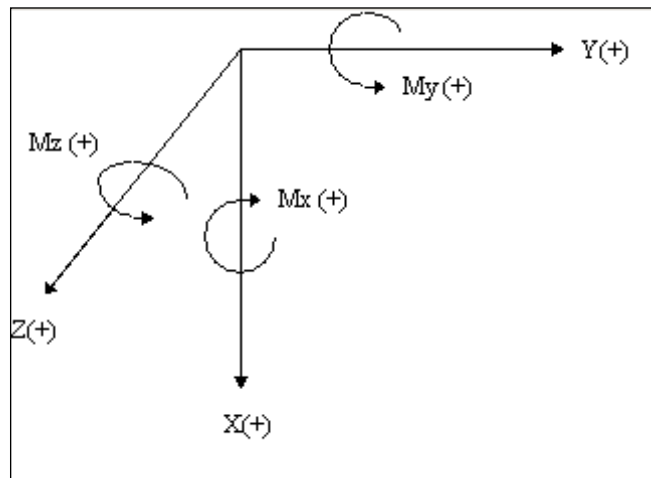


Figura 8-2: Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP

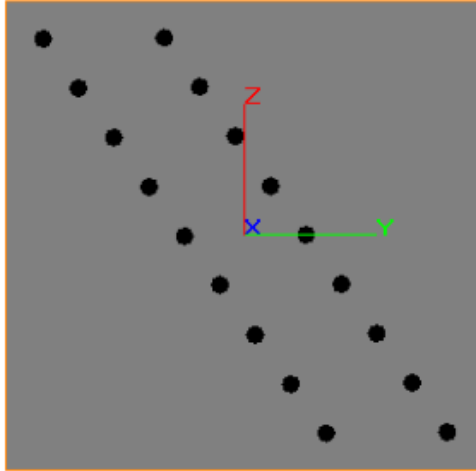


Schema di riferimento dei carichi

L'asse Y coincide con la direzione longitudinale dell'opera

L'asse Z coincide con la direzione trasversale dell'opera

L'asse X coincide con la direzione verticale della palificata



8.2 AZIONI DI CALCOLO – SPALLE

Nelle Tabelle seguenti vengono riportati i carichi trasmessi dal Progettista Strutturale nelle diverse combinazioni così come previsto dall'attuale normativa (Doc. Rif. [1]), in cui l'asse 'x' è coincidente con l'asse longitudinale dell'opera (convenzioni di segno di Figura 8-1).

Le sollecitazioni sono state valutate nel baricentro della fondazione ad intradosso del plinto di fondazione, considerando separatamente la parte esistente e quella in ampliamento.

Come si può vedere dal profilo longitudinale del Viadotto (Figura 7-1), le spalle in ampliamento sono di tipo continuo.

Per tenere conto del comportamento dei pali nei confronti dei carichi trasversali, l'interazione terreno-struttura viene modellata mediante le curve 'p-y' (par. 5.3.3).

Le spinte agenti sulla spalla sono state valutate considerando i seguenti parametri del terreno:

$$\gamma = \text{peso di volume naturale} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = \text{angolo di attrito efficace} = 35^\circ$$

$$c' = \text{coesione efficace} = 0 \text{ kPa}$$

I diversi contributi di azione sul corpo spalla, per il dettaglio dei quali si faccia riferimento alla relazione di calcolo strutturale, sono stati tra loro combinati. Sono state quindi determinate le sollecitazioni ad intradosso fondazione nelle seguenti combinazioni di calcolo principali:

- SLE rara
- SLU STR
- SLU GEO
- SISMA SLV

Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione in ampliamento.

	F x [kN]	F y [kN]	M z [kNm]
SLU-GEO	4160	797	1964
SLU-STR	5347	2297	897
SLV	2635	1057	1501
SLE RARA	3961	664	1701

Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione esistente (Spalla "B").

	F x [kN]	F y [kN]	M z [kNm]
SLU-GEO	11629	3412	4862
SLU-STR	15382	3570	3593
SLV	9831	6420	17651

Si precisa che i valori di sollecitazione di seguito indicati per la spalla esistente sono relativi al sistema costituito dal solo corpo spalla e non dal sistema spalla-ritegno.

8.3 AZIONI DI CALCOLO – PILE

Nelle Tabelle seguenti vengono riportati i carichi trasmessi dal Progettista Strutturale nelle diverse combinazioni SLU e SLE.

Le sollecitazioni sono state valutate ad intradosso del plinto di fondazione per le combinazioni più significative.

	F_x [kN]	F_y [kN]	M_z [kNm]
SLV	4162	2035	9004
SLU-A1	5620	1305	7794
SLE RARA	4162	1069	6385

Tabella 8-1: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione di ampliamento

9. PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE

Secondo le NTC'08, nel modello di calcolo dei pali, i coefficienti parziali vengono applicati direttamente alle resistenze laterali e di base (*conservando quindi l'impostazione dei metodi di calcolo tradizionali*), e non ai parametri geotecnici caratteristici del terreno, per tener conto dei numerosi fattori che concorrono alla portanza del palo legati alle modalità ed alle incertezze esecutive.

Per le analisi di gruppo della palificata, i parametri di input (parametri caratteristici) introdotti nel modello di calcolo Group sono i seguenti:

Tabella 9-1: Valori caratteristici dei parametri geotecnici – spalle esistenti

Profondità (da intradosso fondazione)	γ	τ_{lim}	ϕ	c_u	q_b	K
da 0 a 8.0 m	18.5	45	-	60	0→540	20000
da 8.0 a 9.7 m	19.5	40	33	-	540	20000
da 9.7 a 16.7 m	19.5	45	-	50	450	20000
da 16.7 a 19.7 m	19.5	80	34	-	870	25000
da 19.7 a 29.4 m	18.5	40	-	40	450	15000
da 29.4 a 31.7 m	18	40	31	-	800	20000
da 31.7 a 37.7 m	18.5	45	-	60	540	20000

γ	⇒	Peso di volume (kN/mc)
τ_{lim}	⇒	Attrito unitario laterale limite (kPa)
q_b	⇒	Resistenza ultima alla punta (kPa)
ϕ	⇒	Angolo di resistenza al taglio (°)
c_u	⇒	Coesione non drenata (kPa)
K	⇒	Modulo di reazione iniziale (kN/mc)

Tabella 9-2: Valori caratteristici dei parametri geotecnici –spalle ampliamento – Spalla ‘A’

Profondità (da intradosso fondazione)	γ	τ_{lim}	ϕ	c_u	q_b	K
da 0 a 8.0 m	18.5	45	-	60	0→540	20000
da 8.0 a 9.7 m	19.5	40	33	-	540	20000
da 9.7 a 16.7 m	19.5	45	-	50	450	20000
da 16.7 a 19.7 m	19.5	80	34	-	870	25000
da 19.7 a 29.4 m	18.5	40	-	40	450	15000
da 29.4 a 31.7 m	18	40	31	-	800	20000
da 31.7 a 37.7 m	18.5	45	-	60	540	20000

Tabella 9-3: Valori caratteristici dei parametri geotecnici –spalle ampliamento –Spalla ‘B’

Profondità (da intradosso fondazione)	γ	τ_{lim}	ϕ	c_u	q_b	K
da 0 a 4.8 m	20	30	31	-	0	25000
da 4.8 a 12.8 m	18.5	45	-	60	0→540	20000
da 12.8 a 14.5 m	19.5	40	33	-	540	20000
da 14.5 a 21.5 m	19.5	45	-	50	450	20000
da 21.5 a 24.5 m	19.5	80	34	-	870	25000
da 24.5 a 34.2 m	18.5	40	-	40	450	15000
da 34.2 a 36.5 m	18	40	31	-	800	20000
da 36.5 a 42.5 m	18.5	45	-	60	540	20000

Tabella 9-4: Valori caratteristici dei parametri geotecnici – pile

Profondità (da intradosso fondazione)	γ	τ_{lim}	ϕ	c_u	q_b	K
da 0 a 7.8 m	18.5	36	-	60	0→540	25000
da 7.8 a 9.5 m	19.5	35	33	-	540	15000
da 9.5 a 16.5 m	19.5	36	-	60	540	25000
da 16.5 a 19.5 m	19.5	80	34	-	870	15000
da 19.5 a 29.2 m	18.5	32	-	40	360	15000
da 29.2 a 31.5 m	18.0	115	31	-	800	20000
da 31.5 a 37.5 m	18.5	36	-	60	540	25000

Per ottenere i parametri di progetto, i parametri caratteristici sono stati fattorizzati con i coefficienti parziali pari all'unità:

$\gamma_\phi = 1.0$	$\gamma_c = 1.0$	$\gamma_{cu} = 1.0$
---------------------	------------------	---------------------

10. FONDAZIONI SPALLA “B”

10.1 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 5, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 5.3.2.1 è possibile ottenere i profili di resistenza di progetto.

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 5.3.2 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.2 verticali di indagini a disposizione.

I valori delle resistenze di progetto così trovati (cfr. le Figure seguenti) sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M1+R2 in campo statico e A2+M1+R3 in campo sismico).

Nelle figure di seguito riportate si illustrano gli andamenti del valore della capacità portante dei pali di fondazione (a compressione e a trazione) per i seguenti casi:

- Capacità portante dei pali esistenti, con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R2' (SLU) (cfr. par.6.4.3.1.1 delle NTC'08)
- Capacità portante dei pali esistenti, con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R3' (SIS) (cfr. par.6.4.3.1.1 – par.7.11.5.3.2 delle NTC'08)
- Capacità portante dei pali dell'ampliamento (trivellati) con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R2' (SLU) (cfr. par.6.4.3.1.1 delle NTC'08)
- Capacità portante dei pali dell'ampliamento (trivellati) con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R3' (SIS) (cfr. par.6.4.3.1.1 – par.7.11.5.3.2 delle NTC'08)

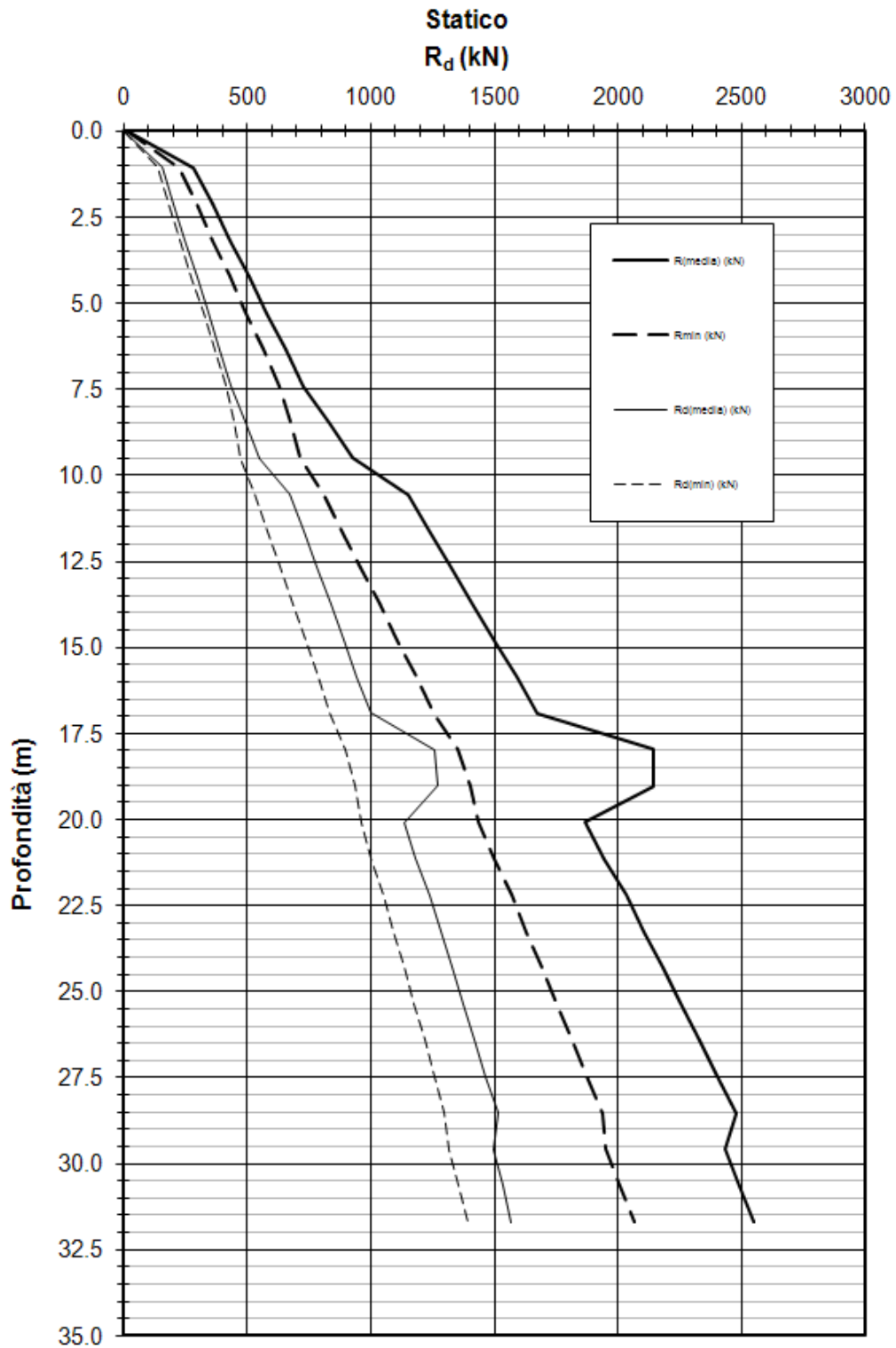


Figura 10-1: Pali esistenti - Resistenza del palo a compressione – combinazione SLU

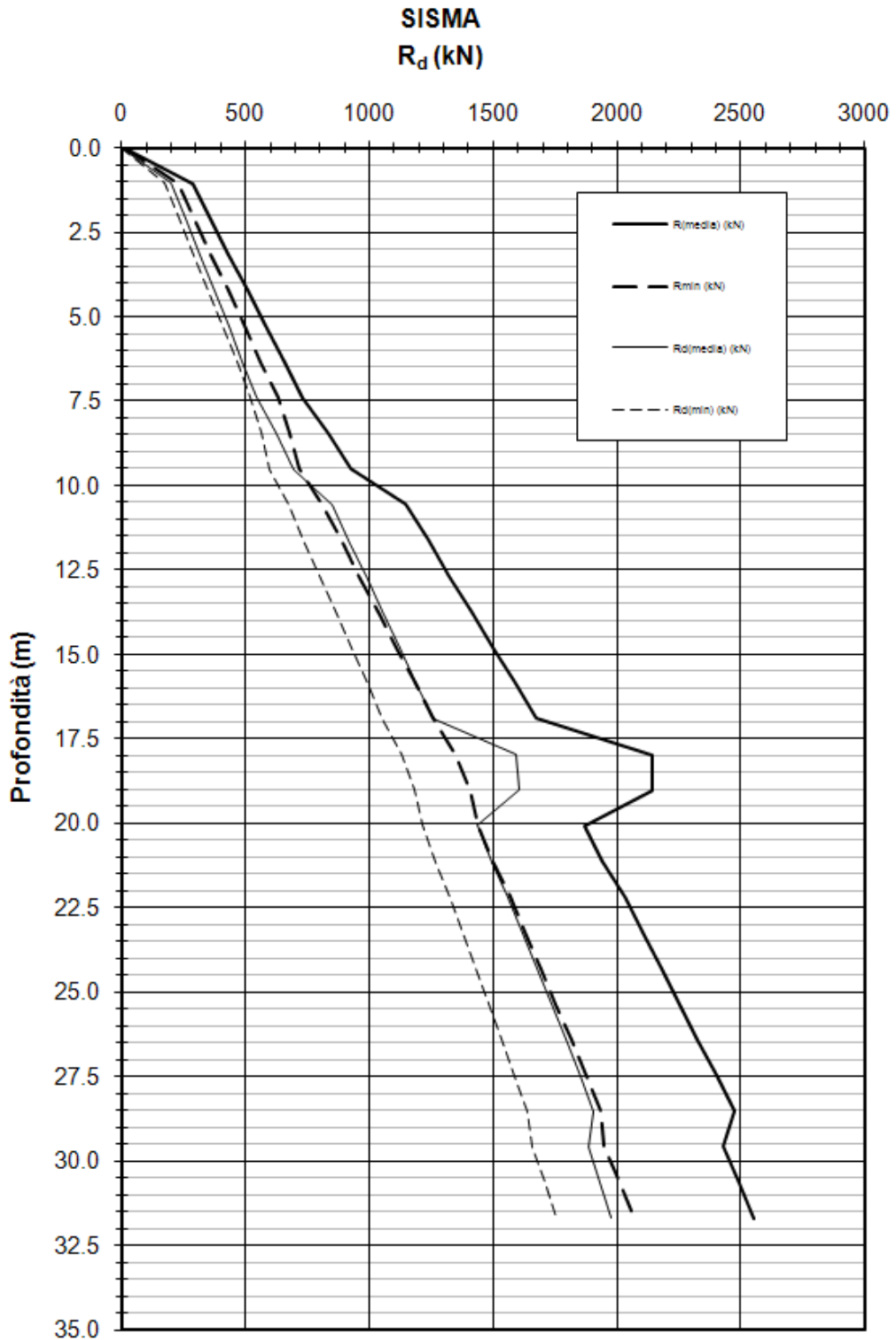


Figura 10-2: Pali esistenti - Resistenza del palo a compressione – combinazione SIS

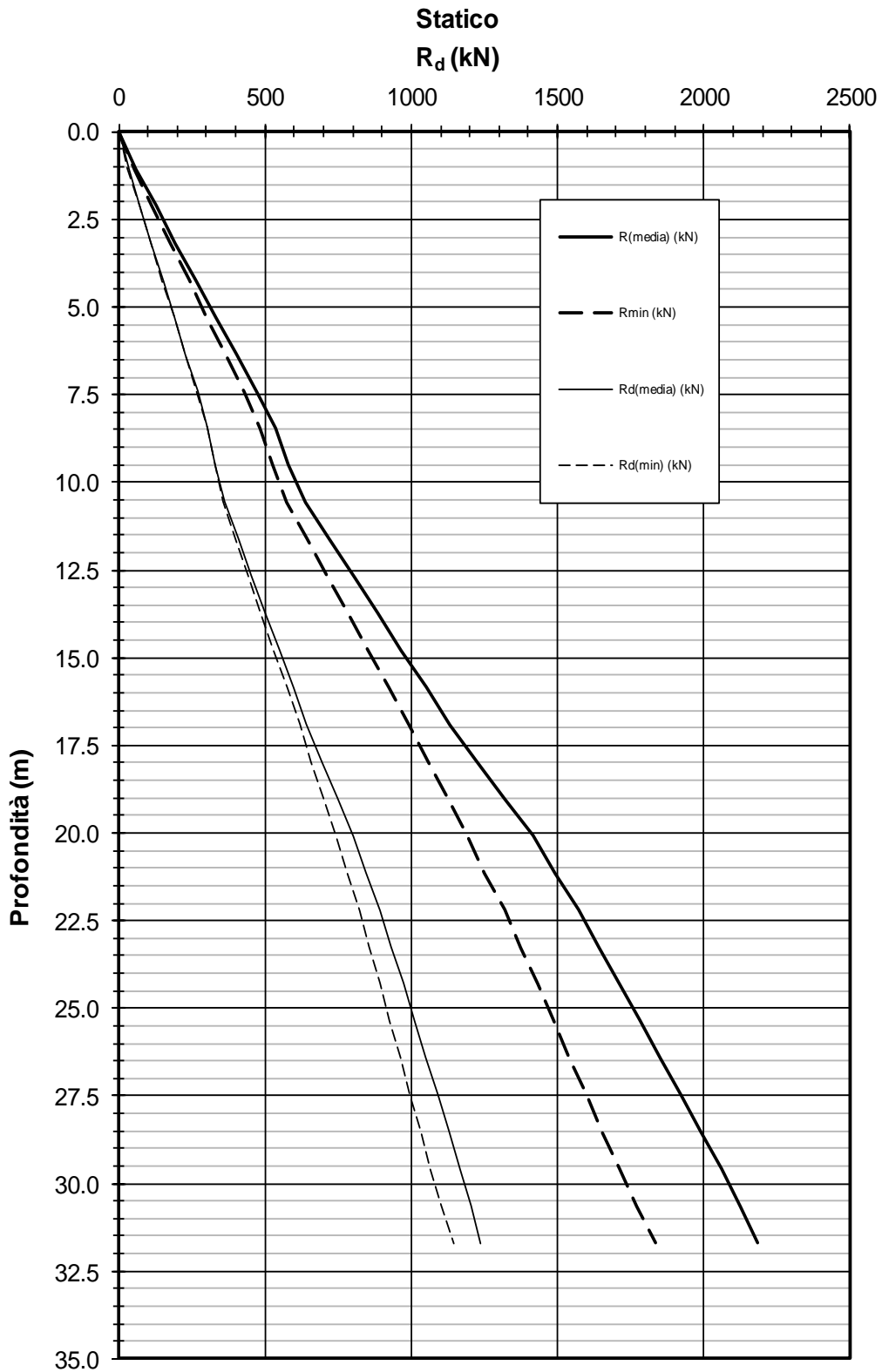


Figura 10-3: Pali esistenti - Resistenza del palo a trazione – combinazione SLU

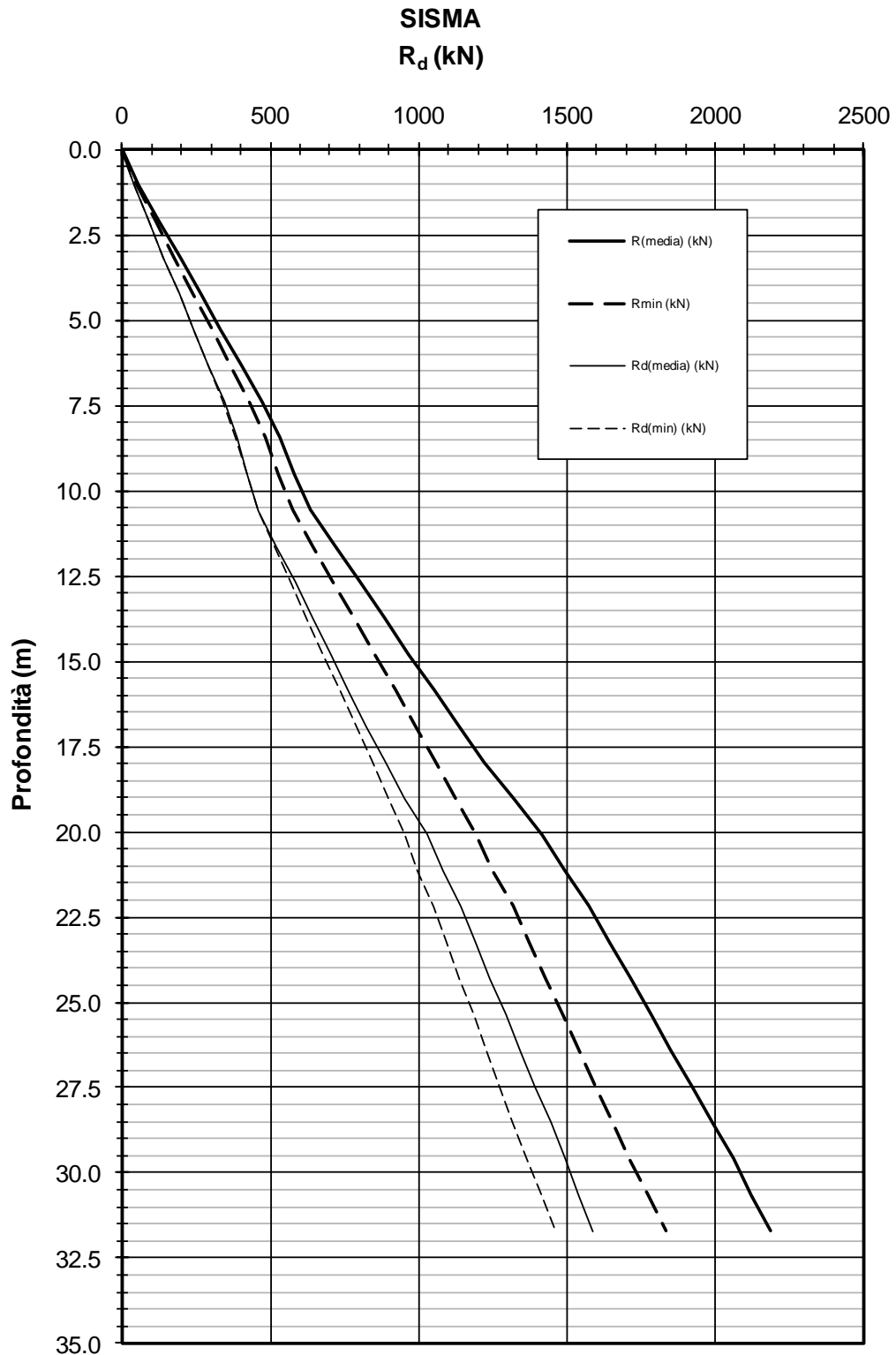


Figura 10-4: Pali esistenti - Resistenza del palo a trazione – combinazione SIS

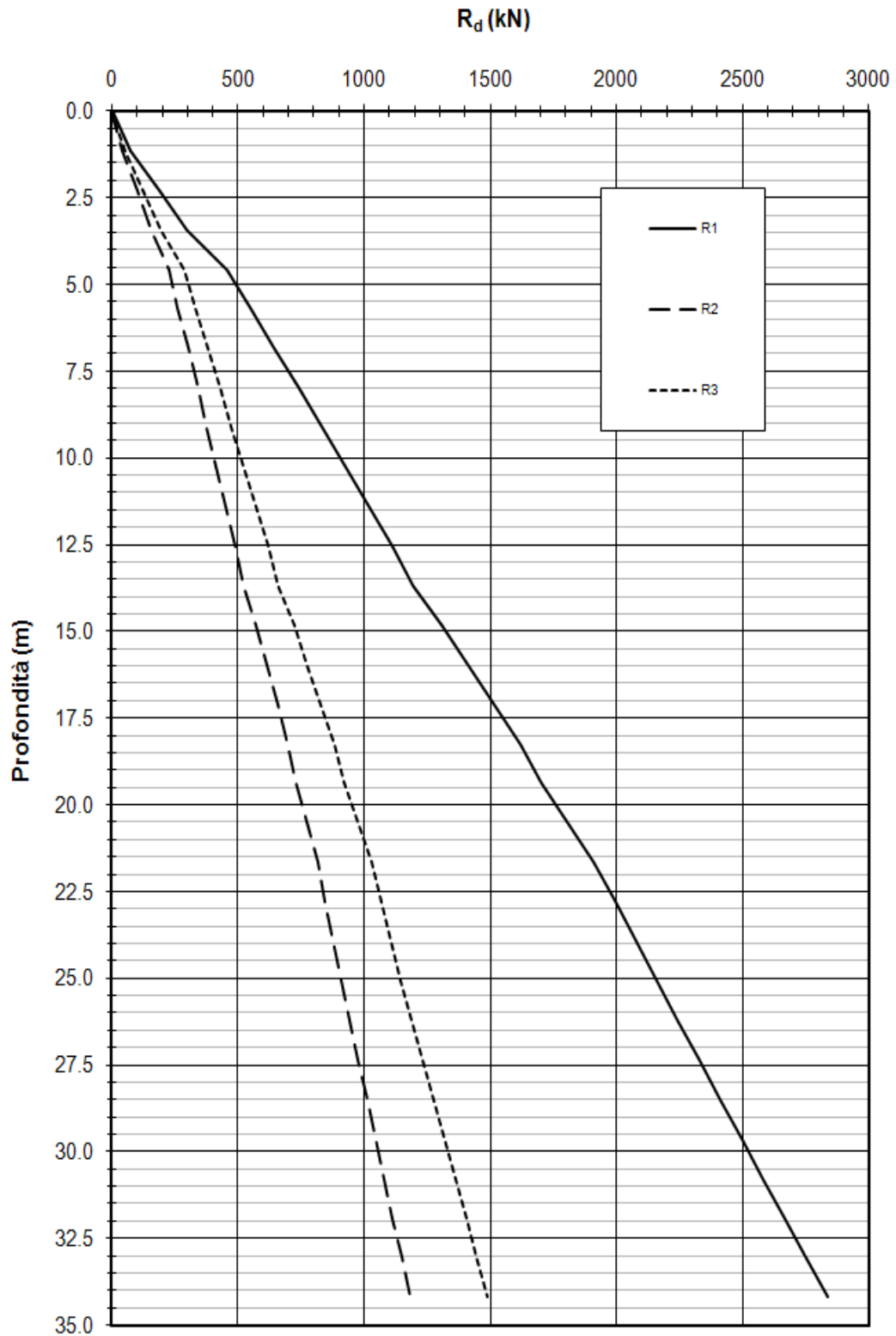


Figura 10-5: Pali trivellati $\varnothing 1000$ - Resistenza del palo a compressione – combinazione SLU-SIS

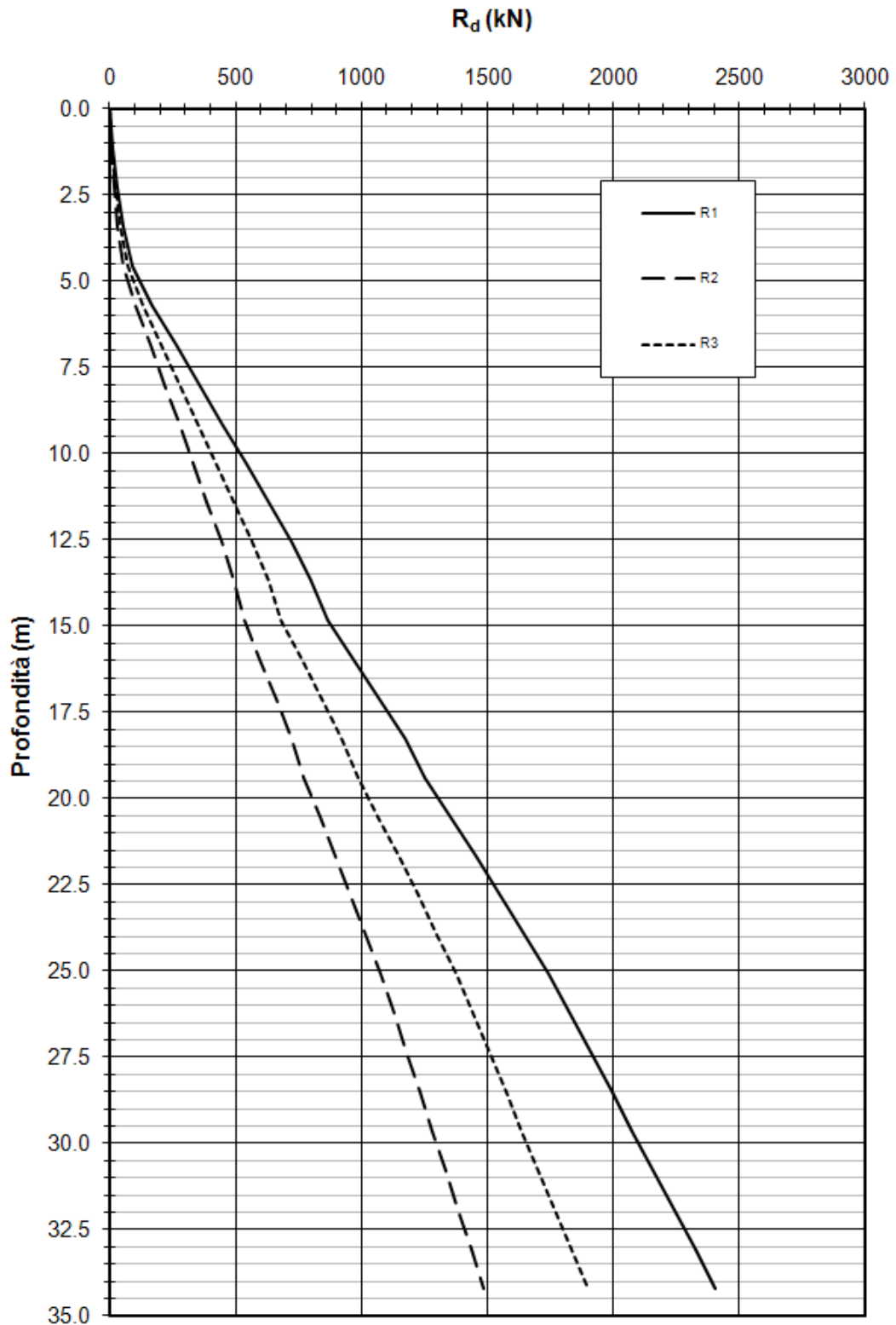


Figura 10-6: Pali trivellati Ø1000 - Resistenza del palo a trazione – combinazione SLU-SIS

Dall'esame delle figure risulta:

Pali esistenti di lunghezza $L = 17.5$ m

$R_d \cong 900$ kN a compressione statico (R2)

$R_d \cong 800$ KN a trazione statico (R2)

$R_d \cong 1130$ kN a compressione sismico (R3)

$R_d \cong 800$ kN a trazione e sismico (R3)

Pali trivellati $\varnothing 1000$ di lunghezza $L = 25$ m (Spalla B)

$R_d \cong 900$ kN a compressione statico (R2) (ridotta al 55%) (*)

$R_d \cong 1100$ KN a trazione statico (R2)

$R_d \cong 1150$ kN a compressione sismico (R3) (ridotta al 55%) (*)

$R_d \cong 1350$ kN a trazione e sismico (R3)

(*) La riduzione è dovuta ai pali accostati con interasse minore di tre volte il diametro.

10.2 ANALISI DELLO STATO DI FATTO DELLA FONDAZIONE

In tale analisi si valuta il livello di sicurezza che la fondazione, nelle condizioni geometriche attuali (approfondimento, dimensioni, ecc. ...), possiede.

Tale analisi torna utile anche per tarare i parametri di resistenza del terreno da utilizzare, consentendo di individuare il valore caratteristico rappresentativo nell'ambito del range di variazione fornito dalla caratterizzazione geotecnica (back-analysis).

Nella Figura 10-10 seguente sono riportati i risultati dell'analisi dello stato di fatto – considerando i carichi della combinazione SLE-Plus ai sensi delle N.T.C. 2008 ($\xi_1 = 1,10$, $\xi_2 = 1,00$ e $\gamma_{R2,base} = 1,70$, $\gamma_{R2,laterale} = 1,45$):

- combinazione SLE PLUS $N = 730 \text{ kN}$

10.3 ANALISI DI INTERAZIONE FRA STRUTTURA ESISTENTE E RITEGNO SISMICO

Le lavorazioni di ampliamento delle spalle esistenti prevedono di operare in modo da lasciare il corpo spalla esistente e la parte nuova, strutturalmente e fisicamente indipendenti, per quanto riguarda i carichi permanenti. La solidarizzazione dei due corpi spalla avverrà solo dopo il montaggio dell'impalcato e la realizzazione del rinterro. Operando in tale modo si garantisce che la spalla esistente non venga sovraccaricata da eventuali distorsioni della spalla di nuova realizzazione (dovuti a cedimenti / rotazioni / traslazioni) durante le operazioni di rinterro e posa dell'impalcato.

Nei confronti dei carichi accidentali, si assume che i due corpi spalla siano strutturalmente indipendenti (nonostante la solidarizzazione tramite giunto) a seguito delle rigidità comparabili.

Per l'adeguamento della struttura esistente in condizioni sismiche è necessario intervenire con un consolidamento della spalla. Il sistema di rinforzo è di tipo passivo, costituito da una berlinese di micropali collegati al fusto della Spalla 'B'. Tale

adeguamento, assorbendo già in fase di esercizio parte della spinta orizzontale, consente un alleggerimento dei carichi agenti in fondazione.

Le spalle esistenti sono giuntate in mezzeria, compresa la fondazione. La posizione dei ritegni è stabilita in modo da avere un contributo uniforme lungo tutta l'estensione della spalla. In particolare sono necessari, per la Spalla 'B' n°4 cavalletti, due simmetrici per metà spalla, costituiti da un numero variabile di micropali $\varnothing = 220$ mm, di lunghezza variabile e interasse $i = 0,40$ m.

Il rinforzo sismico verrà eseguito direttamente dal piano autostradale. La testa pali viene collegata per mezzo di una trave, a tergo, al paramento della spalla sotto lo spiccato paraghiaia (altezza ritegno dall'intradosso del plinto di 6.10 m).

Le curve di rigidezza dei cavalletti passivi descritti e delle due fondazioni delle spalle sono indicate nella Figura 10-7.

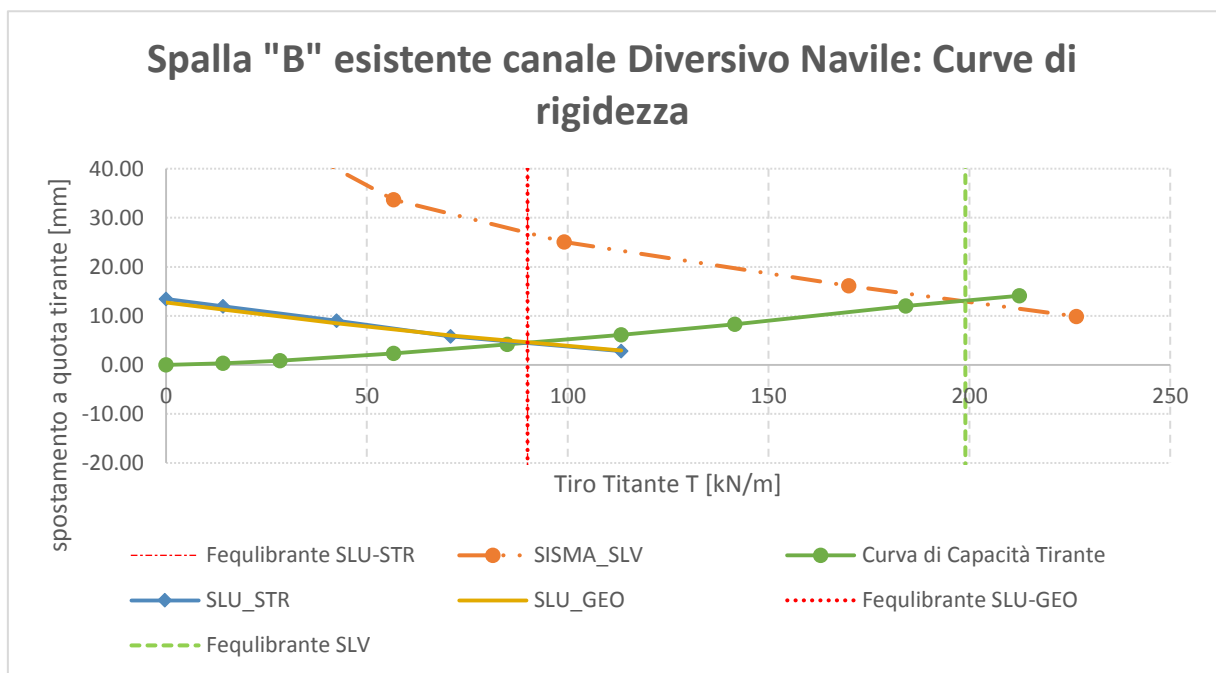


Figura 10-7: Curva di Rigidezza Spalla Esistente – Ritegno Sismico

Il punto di intersezione delle curve definisce il valore d'azione che agisce sul singolo ritegno, come segue:

- combinazione SLU STR T = 90.0 kN/m
- combinazione SIS STR T = 90.0 kN/m
- combinazione SLU GEO T = 199 kN/m

Tali valori scontano gli effetti delle sollecitazioni di taglio e momento risultanti in fondazione e, determinano i nuovi N, T ed M.

Nell'ipotesi di congruenza del sistema le sollecitazioni nuove agenti al piede del plinto di fondazione saranno (Tabella 10-1):

Tabella 10-1: Spalla “B” esistente: sollecitazioni intradosso fondazione in presenza di tiranti

	F_x [kN]	F_y [kN]	M_z [kN]
SLU-STR	15382	137	-6628
SLU-GEO	11629	320	-4960
SLV	9831	1448	-1895

10.4 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

Nelle seguenti Figure sono illustrate le fondazioni utilizzate nei calcoli, con la numerazione dei pali utilizzata.

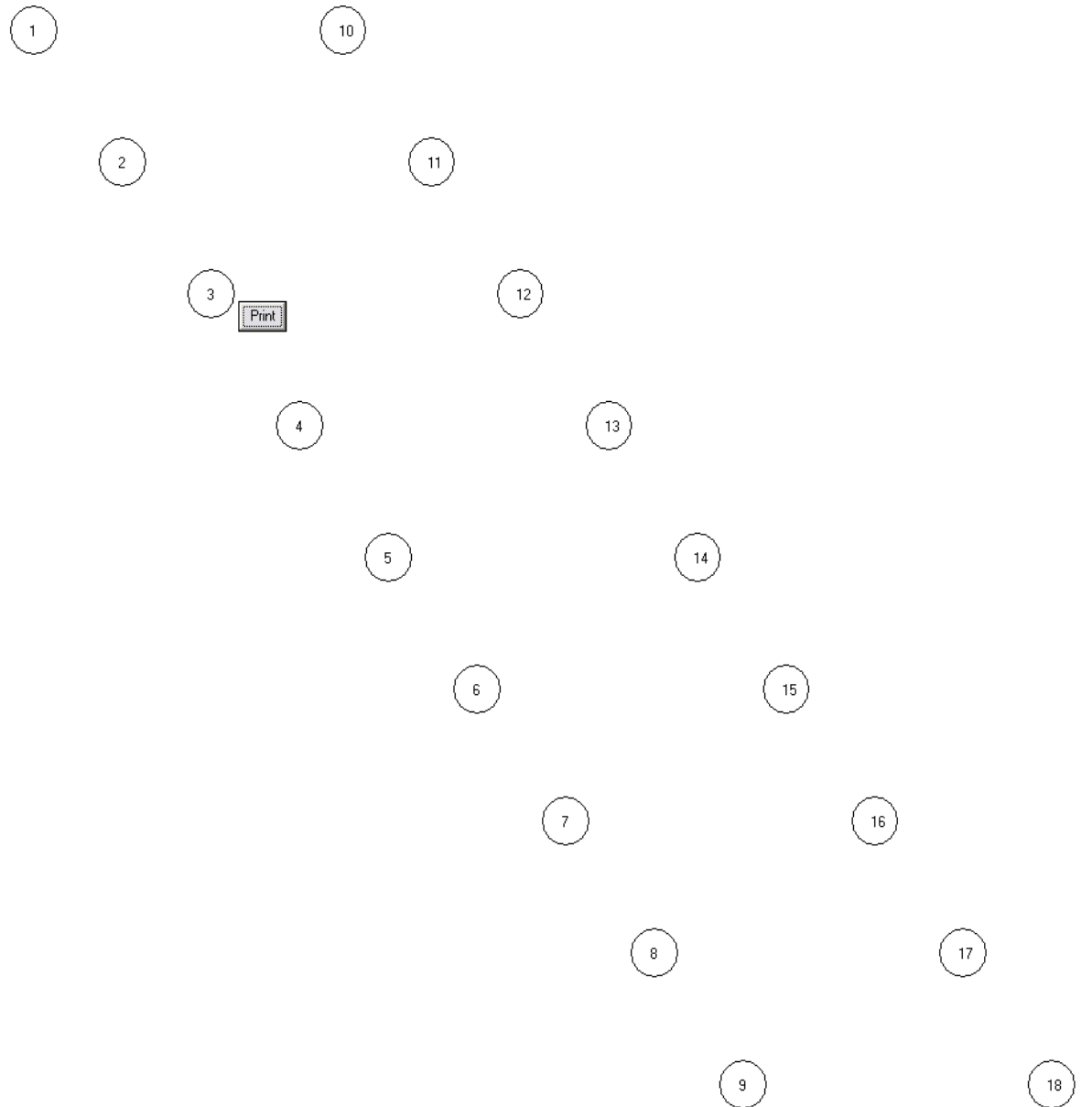


Figura 10-8: Schema Group della palificata (1/2 spalla) - fondazione esistente (pali Franki)

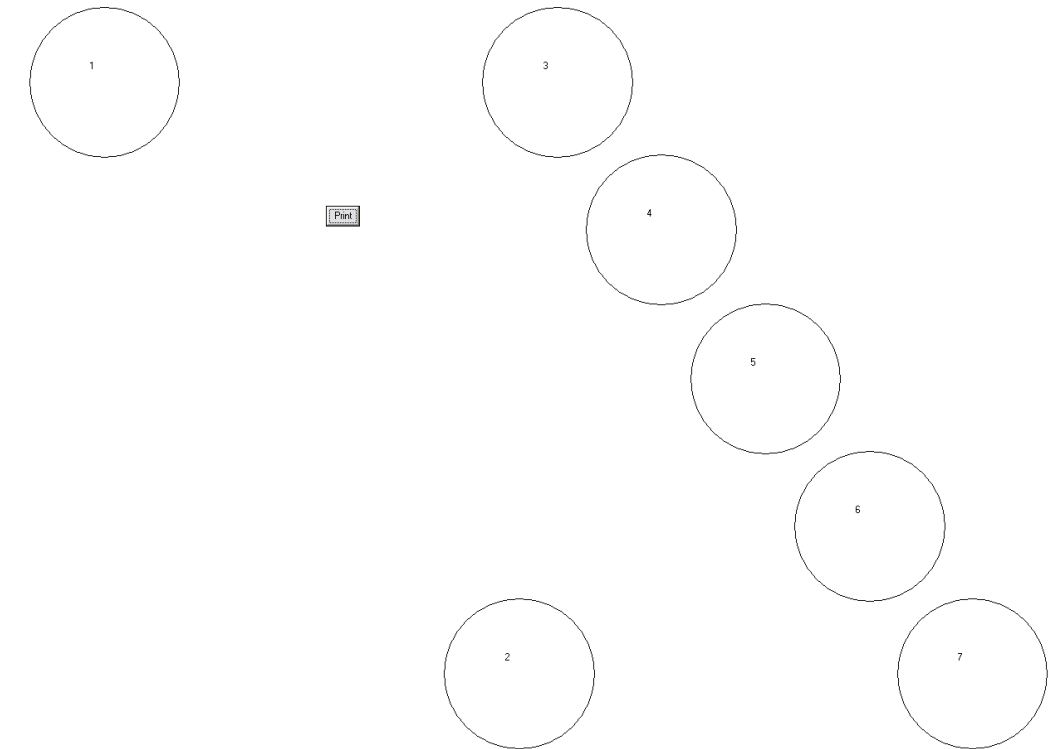


Figura 10-9: Schema Group della palificata - ampliamento fondazione su pali trivellati Spalla 'B'

10.4.1 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime agenti sui pali, sono riportati nella Tabella 10-2 e Tabella 11-2.

Spalla		SLU STR	SLU GEO	SLV
N_{max}	Pali esistenti Ø500	1070	800	665
	Pali trivellati Ø1000 (Sp.B)	1010	823	628
	Pali trivellati Ø1200 (Sp.A)	2840	2910	2360
N_{min}	Pali esistenti Ø500	650	495	425
	Pali trivellati Ø1000 (Sp.B)	262	158	-104
	Pali trivellati Ø1200 (Sp.A)	-471	-1290	-239
M_{max}	Pali esistenti Ø500	19	23	94
	Pali trivellati Ø1000 (Sp.B)	162	154	239
	Pali trivellati Ø1200 (Sp.A)	1021	906	1631
T_{max}	Pali esistenti Ø500	7.5	18	80
	Pali trivellati Ø1000 (Sp.B)	128	114	151
	Pali trivellati Ø1200 (Sp.A)	448	630	404

Tabella 10-2: Sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione delle spalle esistenti e in ampliamento (SLU STR, SLU GEO E SIS STR sono quelli dell'analisi EI)

10.4.2 Verifiche geotecniche

Nelle Figura 10-10 ÷ Figura 10-13 le azioni assiali massime agenti sui pali sono messe a confronto con le resistenze di progetto R_d : in tali grafici si evidenziano i

valori delle sollecitazioni sui pali di fondazione in presenza del ritegno sismico (riportato con il suffisso 'T' – valore assunto per le verifiche). Come si evince da tali figure le verifiche di capacità portante sono soddisfatte sia per i pali esistenti sia per i pali trivellati.

10.4.3 Verifiche strutturali del palo

Per questa verifica si rimanda alla Relazione STR di calcolo dell'opera.

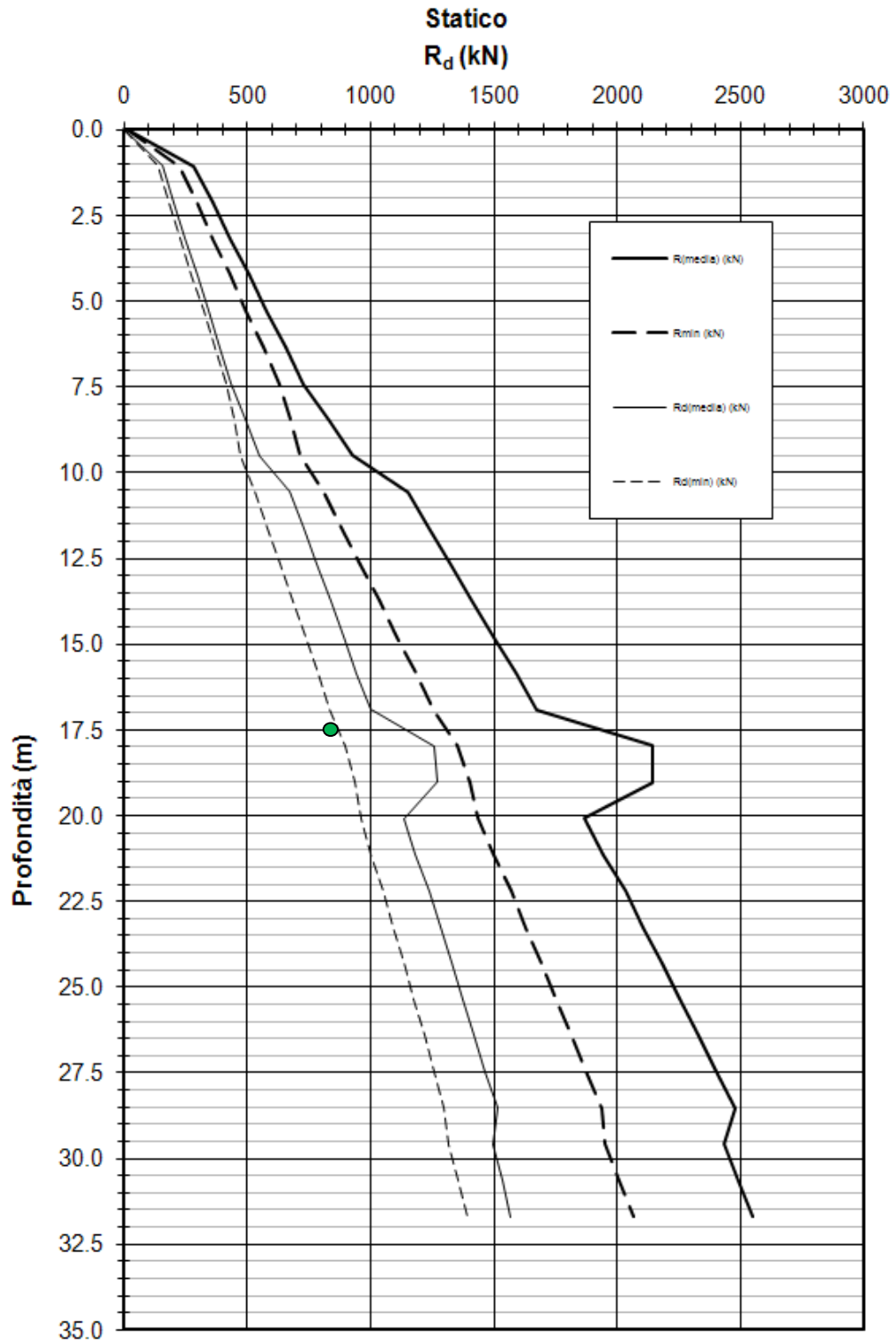


Figura 10-10: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali esistenti soggetti a compressione – combinazione SLU

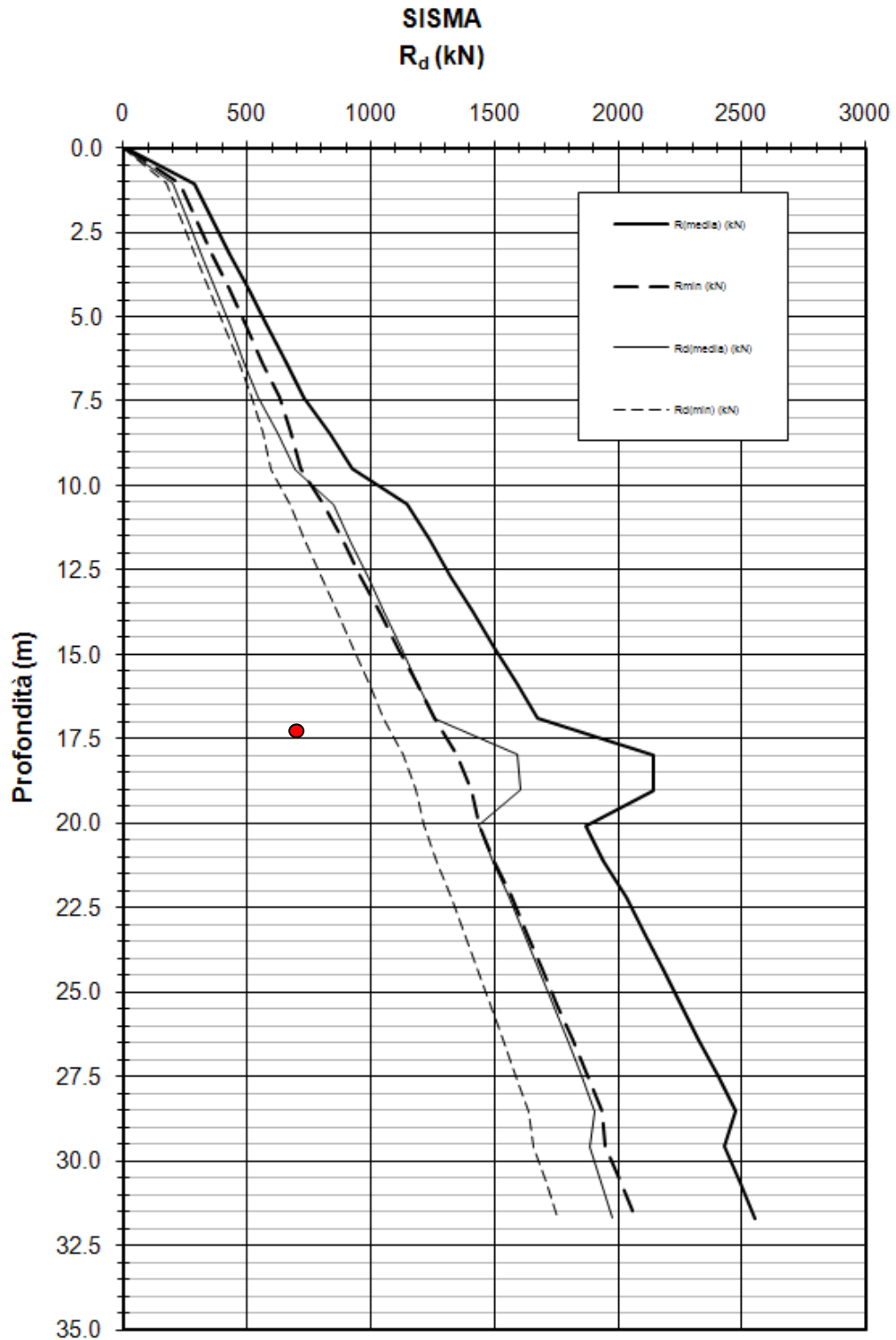


Figura 10-11: Pali esistenti - Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali esistenti soggetti a compressione – combinazione SLV

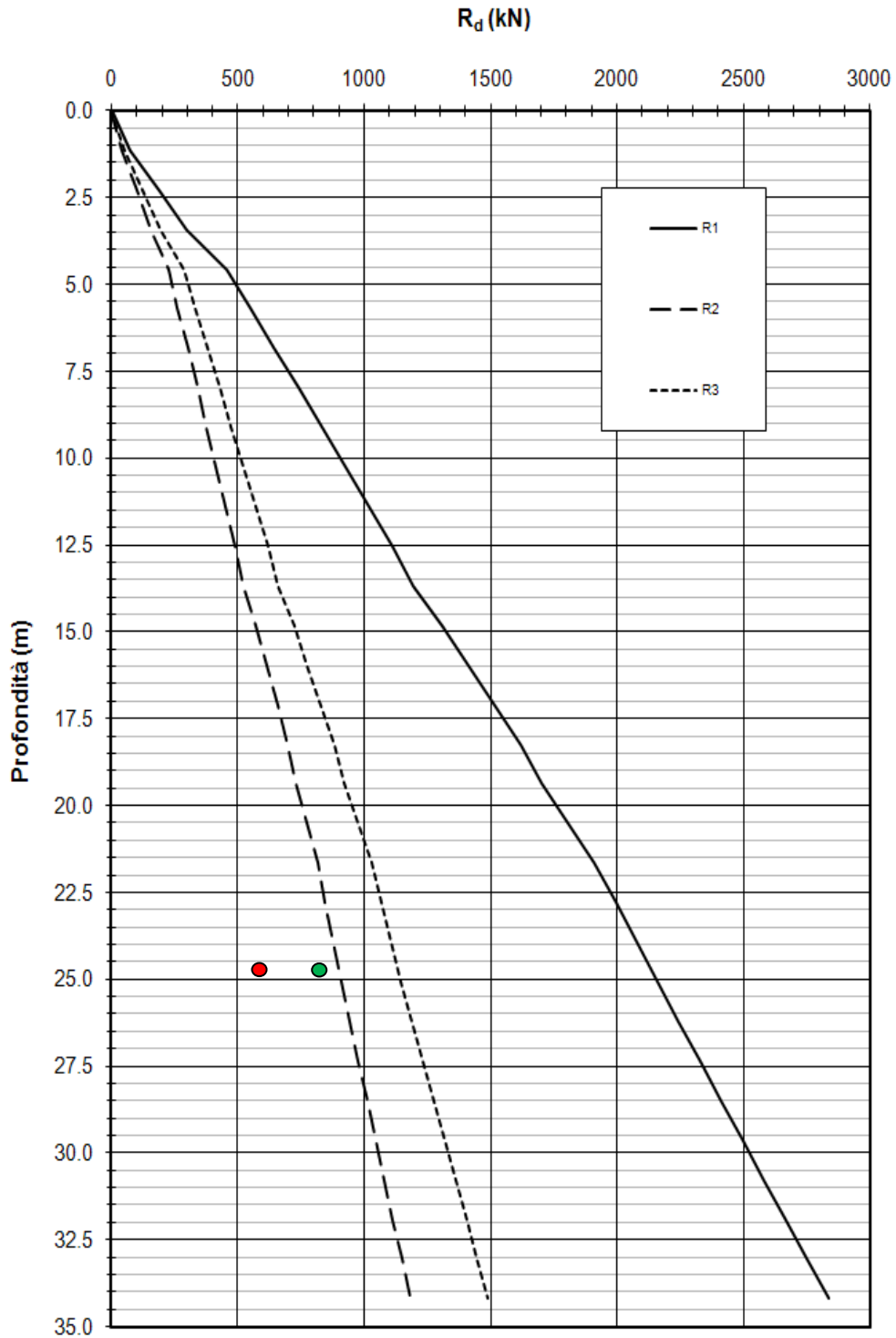


Figura 10-12: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati $\varnothing 1000$ soggetti a compressione – combinazione SLU SIS

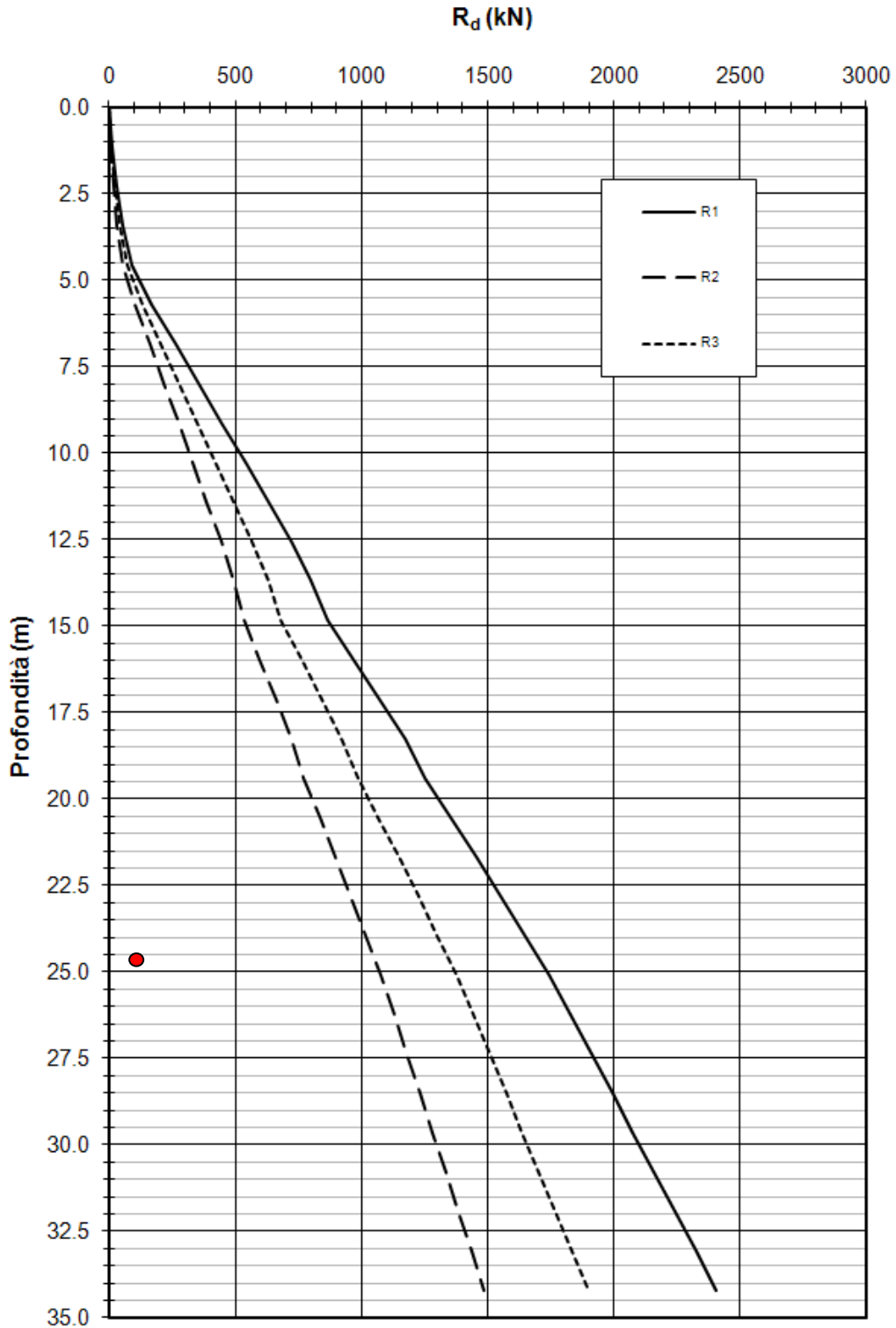


Figura 10-13: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati $\varnothing 1000$ soggetti a trazione – combinazione SLU SIS

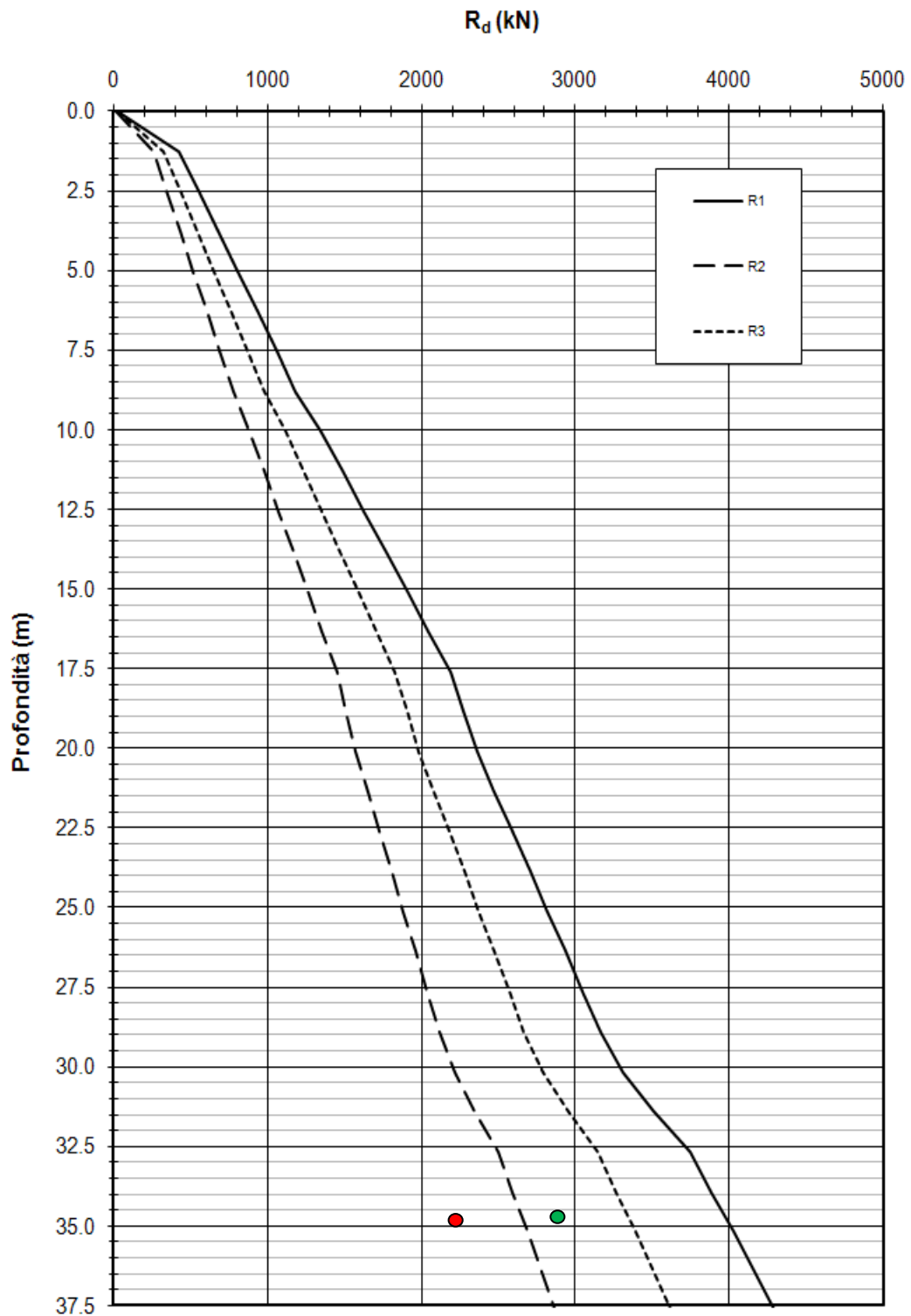
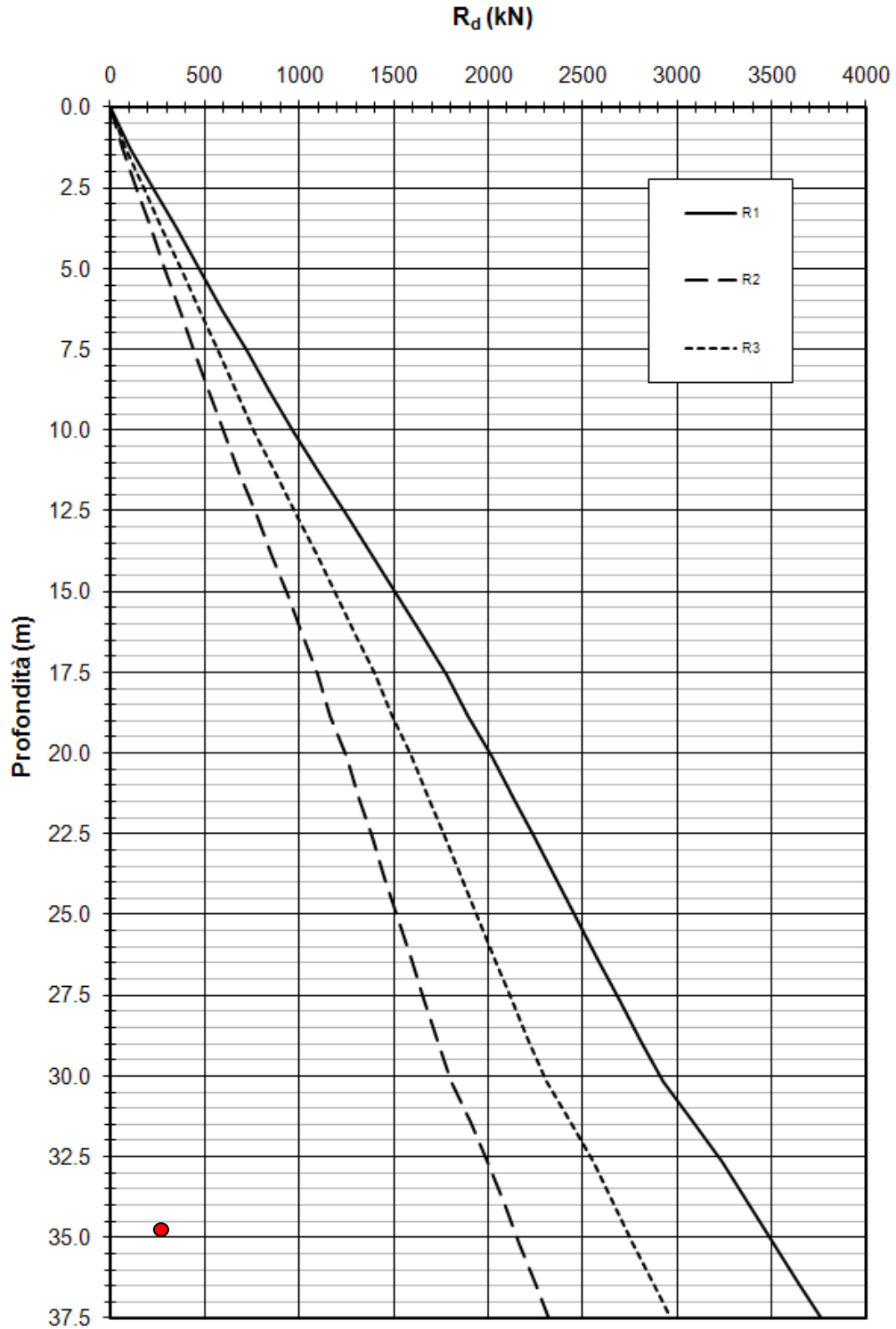


Figura 10-14: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati $\varnothing 1200$ soggetti a compressione – combinazione SLU SIS




	<p>AUTOSTRADA A13 BOLOGNA-PADOVA Adeguamento alla terza corsia nel tratto Bologna Arcoveggio - Ferrara Sud PONTE SUL CANALE DIVERSIVO NAVILE Relazione di calcolo delle fondazioni</p>
--	--

Figura 10-15: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati $\varnothing 1200$ soggetti a trazione – combinazione SLU SIS

11. FONDAZIONI SPALLA “A”

11.1 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 5, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 5.3.2.1 è possibile ottenere i profili di resistenza di progetto.

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 5.3.2 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.2 verticali di indagini a disposizione.

I valori delle resistenze di progetto così trovati (cfr. le Figure seguenti) sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M1+R2 in campo statico e A2+M1+R3 in campo sismico).

Nelle figure di seguito riportate si illustrano gli andamenti del valore della capacità portante dei pali di fondazione (a compressione e a trazione) per i seguenti casi:

- Capacità portante dei pali esistenti, con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R2' (SLU) (cfr. par.6.4.3.1.1 delle NTC'08)
- Capacità portante dei pali esistenti, con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R3' (SIS) (cfr. par.6.4.3.1.1 – par.7.11.5.3.2 delle NTC'08)
- Capacità portante dei pali dell'ampliamento (trivellati) con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R2' (SLU) (cfr. par.6.4.3.1.1 delle NTC'08)
- Capacità portante dei pali dell'ampliamento (trivellati) con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R3' (SIS) (cfr. par.6.4.3.1.1 – par.7.11.5.3.2 delle NTC'08)

Per quanto riguarda l'azione assiale agente nei pali di fondazione della spalla esistente, risulta inferiore a quanto ottenuto per la spalla "B". Essendo quindi che i pali esistenti sono esattamente identici come geometria e modalità d'esecuzione tra le due spalla, risultano automaticamente verificati, alla luce delle verifiche di portanza esposte nel capitolo precedente.

Si ottengono infatti i seguenti valori di azione assiale sollecitante nei pali esistenti della spalla "A" nelle varie combinazioni:

N SLV	468.36 kN
Nmax SLU-STR	751.07 kN
Nmax SLU-GEO	569.55 kN

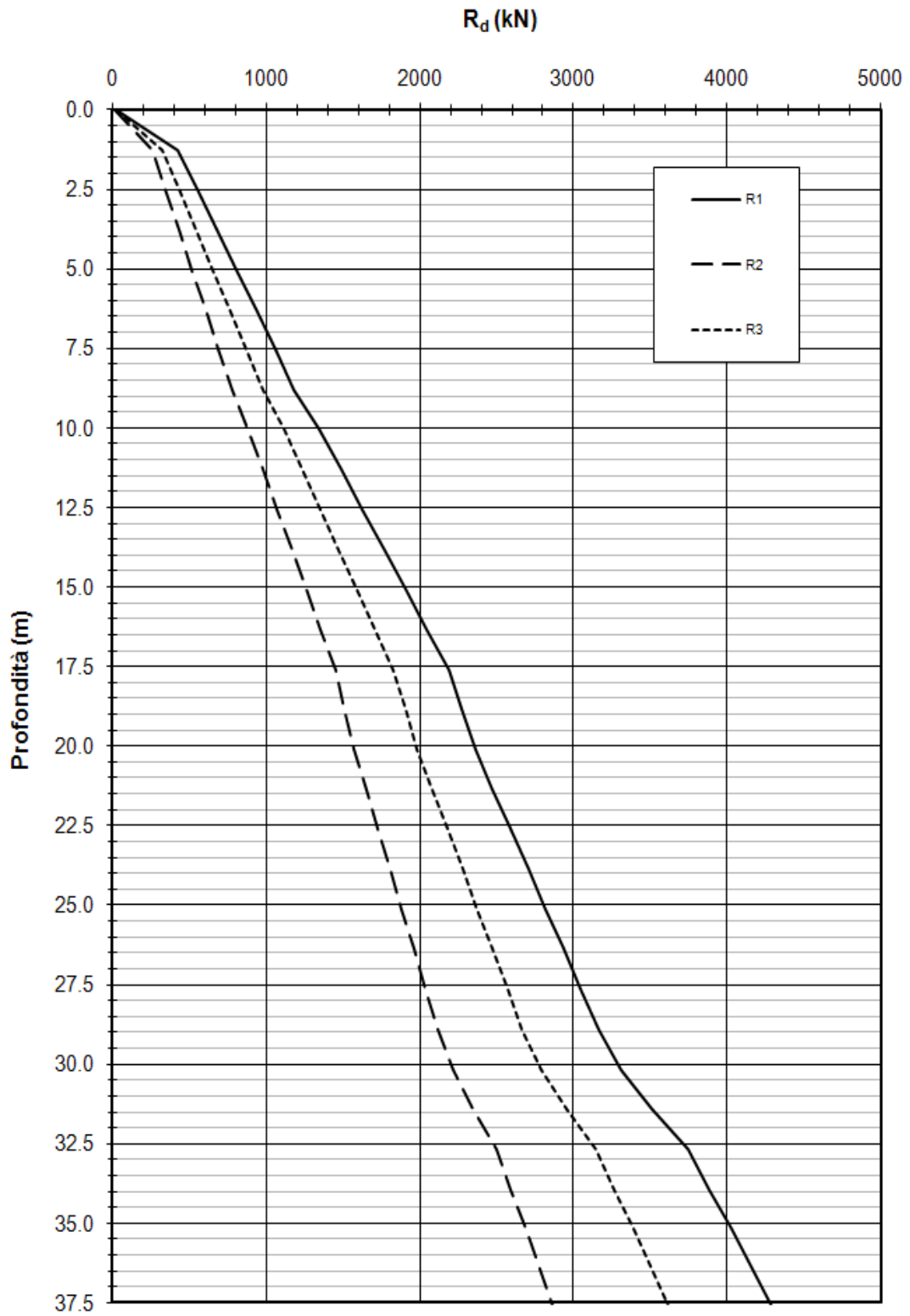


Figura 11-1: Pali trivellati Ø1200 - Resistenza del palo a compressione – combinazione SLU-SIS

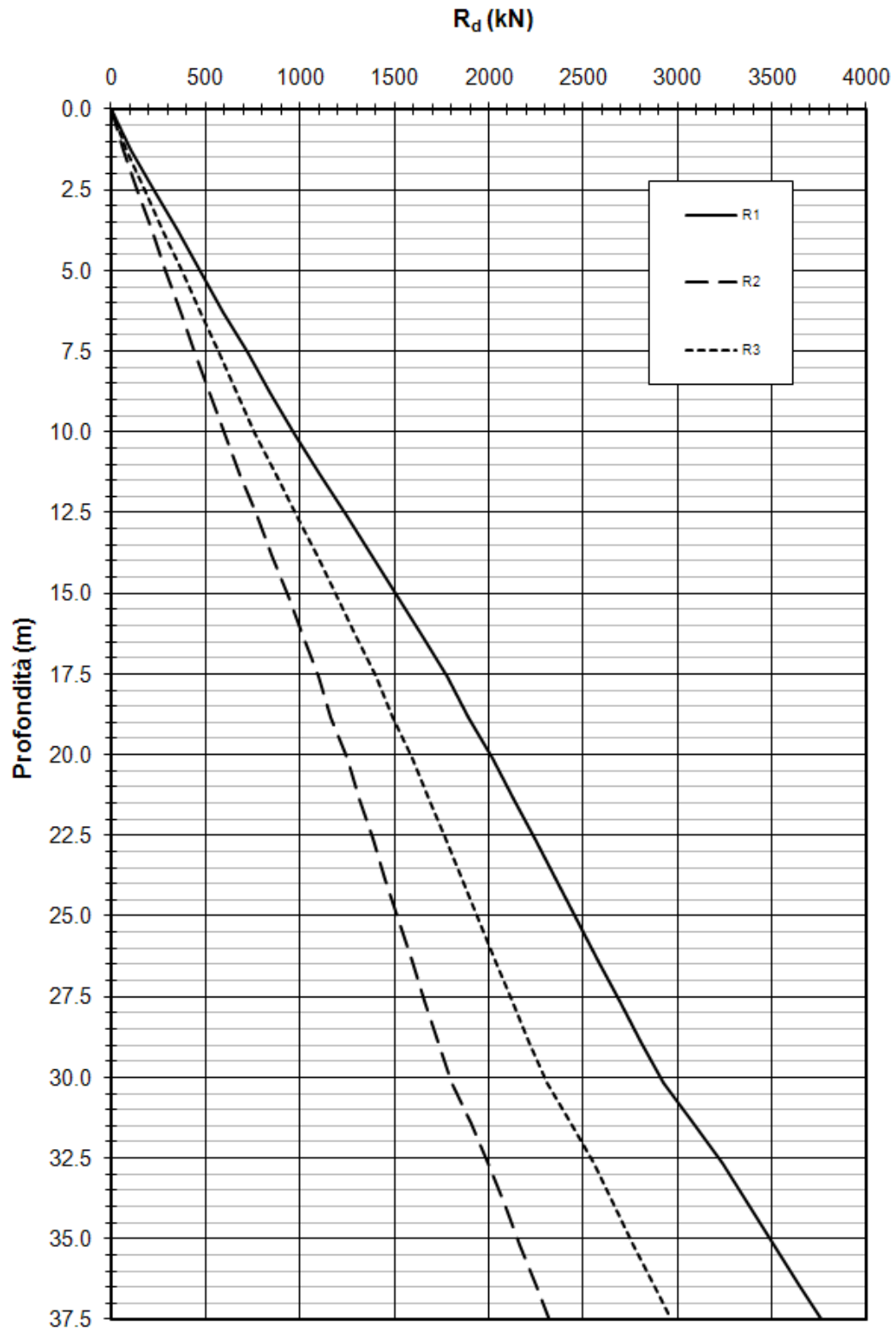


Figura 11-2: Pali trivellati $\varnothing 1200$ - Resistenza del palo a trazione – combinazione SLU-SIS

Dall'esame delle figure risulta:

Pali trivellati $\varnothing 1200$ di lunghezza $L = 35$ m (Spalla A)

$R_d \cong 2650$ kN a compressione statico (R2)

$R_d \cong 2150$ KN a trazione statico (R2)

$R_d \cong 3350$ kN a compressione sismico (R3)

$R_d \cong 2700$ kN a trazione e sismico (R3)

() La riduzione è dovuta ai pali accostati con interasse minore di tre volte il diametro.*

11.3 ANALISI DI INTERAZIONE FRA STRUTTURA ESISTENTE E RITEGNO SISMICO

Le lavorazioni di ampliamento delle spalle esistenti prevedono di operare in modo da lasciare il corpo spalla esistente e la parte nuova, strutturalmente e fisicamente indipendenti, per quanto riguarda i carichi permanenti. La solidarizzazione dei due corpi spalla avverrà solo dopo il montaggio dell'impalcato e la realizzazione del rinterro. Operando in tale modo si garantisce che la spalla esistente non venga sovraccaricata da eventuali distorsioni della spalla di nuova realizzazione (dovuti a cedimenti / rotazioni / traslazioni) durante le operazioni di rinterro e posa dell'impalcato.

Nei confronti dei carichi accidentali, si assume che i due corpi spalla siano strutturalmente indipendenti (nonostante la solidarizzazione tramite giunto) a seguito delle rigidzze comparabili.

Per l'adeguamento della struttura esistente in condizioni sismiche è necessario intervenire con un consolidamento della spalla. Il sistema di rinforzo è di tipo passivo, costituito da due ordini di tiranti passivi suborizzontali.

La posizione dei ritegni è stabilita in modo da avere un contributo uniforme lungo tutta l'estensione della spalla. In particolare sono necessari micropali a passo 2.40m disposti a quinconce su tutta la larghezza della spalla.

Si ottiene quindi il tiro massimo nei due ordini di tiranti come:

- Ordine a quota sup.:

Combinazione SLU STR	T = 111.2 kN/m
Combinazione SLV	T = 210.7 kN/m

- Ordine a quota inf.:

Combinazione SLU STR	T = 103.4 kN/m
Combinazione SLV	T = 144.4 kN/m

11.4 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

Nelle seguenti Figure sono illustrate le fondazioni utilizzate nei calcoli, con la numerazione dei pali utilizzata.

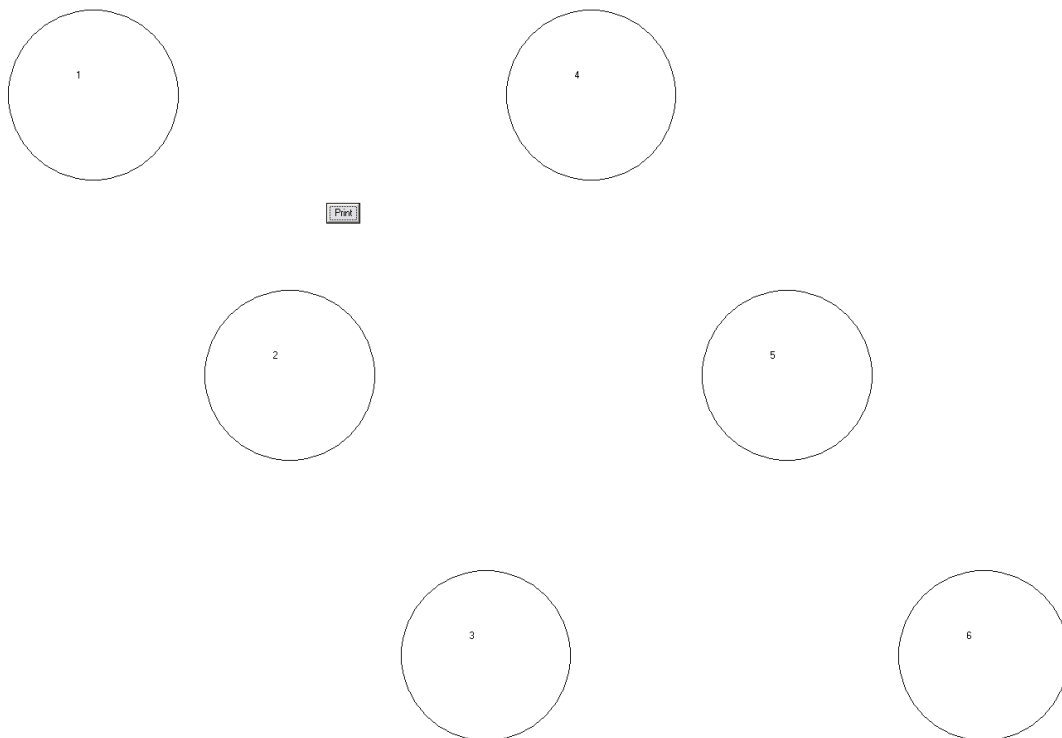


Figura 11-3: Schema Group della palificata - ampliamento fondazione su pali trivellati- Spalla 'A'

11.4.1 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime agenti sui pali, sono riportati nella Tabella 10-2 e Tabella 11-2.

Spalla		SLU STR	SLU GEO	SLV
Nmax	Pali trivellati Ø1200 (Sp.A)	2840	2910	2360

M_{max}	Pali trivellati Ø1200 (Sp.A)	1021	906	1631
T_{max}	Pali trivellati Ø1200 (Sp.A)	448	630	404

Tabella 11-1: Sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione delle spalle esistenti e in ampliamento (SLU STR, SLU GEO E SIS STR sono quelli dell'analisi EI)

Ritegno Sismico	Sollecitazioni	Pali	SLU-STR [kN]	SISMA [kN]
Ordine sup.	N_{max}	Micropali Ø240 L=21.0m	266	505
Ordine inf.	N_{max}	Micropali Ø240 L=15.0m	248	346

Tabella 11-2: Sollecitazioni massime agenti sui pali del ritegno sismico

11.4.2 Verifiche geotecniche

Nelle figure seguenti si riportano le azioni assiali massime agenti sui pali della spalla in ampliamento e sono messe a confronto con le resistenze di progetto. I pali della spalla esistente "A" non vengono verificati come esposto in precedenza.

11.4.3 Verifiche strutturali del palo

Per questa verifica si rimanda alla Relazione STR di calcolo dell'opera.

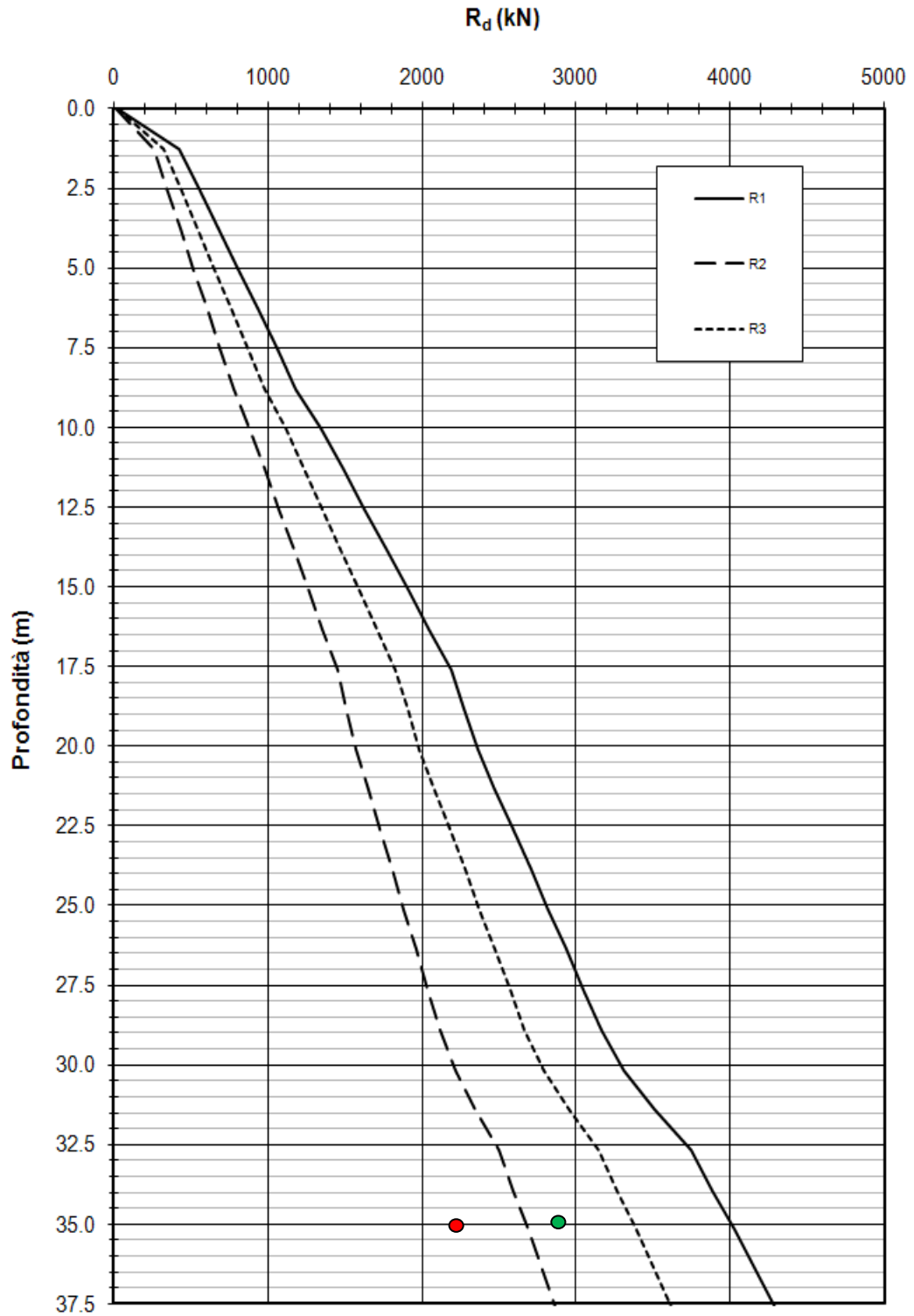
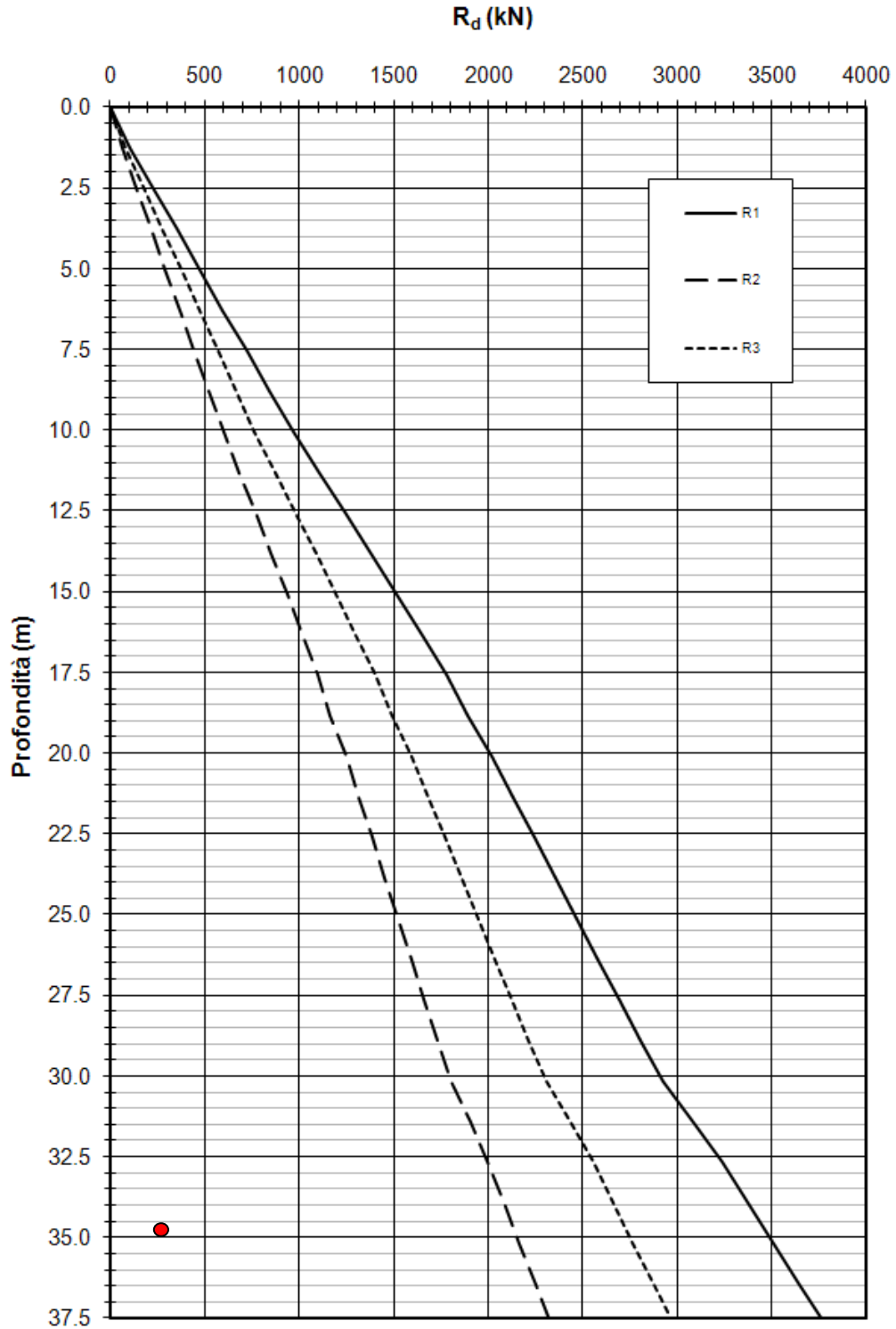


Figura 11-4: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati $\varnothing 1200$ soggetti a compressione – combinazione SLU SIS




	<p>AUTOSTRADA A13 BOLOGNA-PADOVA</p> <p>Adeguamento alla terza corsia nel tratto Bologna Arcoveggio - Ferrara Sud</p> <p>PONTE SUL CANALE DIVERSIVO NAVILE</p> <p>Relazione di calcolo delle fondazioni</p>
--	---

Figura 11-5: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati $\varnothing 1200$ soggetti a trazione – combinazione SLU SIS

11.5 MICROPALI PASSIVI SUBORIZZONTALI

La disposizione dei tiranti passivi a tergo fusto spalla viene realizzata su due ordini a quinconce, in cui ogni ordine di tirante è interassata a 2.4m. Ogni ordine di tirante è distante circa $H/3$ dalla sezione di attacco con il plinto del paramento, dal piano di appoggio dell'impalcato, e reciprocamente tra i due.

I tiranti hanno $\Phi_{perf}=240\text{mm}$ e sono armati con un tubolare $\Phi_{perf}=139\text{mm}$ sp.12.5mm e lunghezza totale di 21m per l'ordine superiore e di 15m per l'ordine a quota inferiore. Sono realizzati con tecnologia IGU.

Si considera il terreno a tergo spalla di caratteristiche meccaniche equivalente ad un mezzo dotato di $N_{spt}=15$ che fornisce una tensione tangenziale di attrito, per la tecnologia di realizzazione IGU, un valore $\alpha_T=100$ kPa.

Si ottiene quindi sull'ordine di tiranti superiori una forza massima pari a 488 kN, che proiettata lungo l'asse inclinato a 15° produce un tiro pari a 505 kN. Si considera inoltre come reagente il solo tratto di micropalo presente al di fuori del cuneo di spinta attiva amplificato per l'effetto sismico. Si ottiene quindi una lunghezza del tratto libero in sisma pari a:

$$L_e = L_s (1 + 1.5 \cdot a_{max}/g) = 6.12\text{m}$$

Quindi la lunghezza resistente diventa $L=21-6.12=14.88$ m

Verifica di sfilamento:

Si ottiene:

Interasse tiranti	2.4	m
Coefficiente parziale per le azioni γ_E	1	
Tiro caratteristico (P_k)	210.74	kN/m

Tiro di progetto (P_d)	505.776	kN
----------------------------	---------	----

Diametro perforazione (D)	0.24	m
$\alpha \tau$	100	kPa
γ_R	1.2	
ξ	1.8	

Lunghezza della fondazione

Resistenza di progetto al metro (R_d)	34.91	kN/m
Lunghezza minima (L_{min})	14.49	m
Lunghezza di progetto (L_{bulbo})	14.88	m
Tiro di progetto (P_d)	505.776	kN
Resistenza a sfilamento (R_{ad})	519.41	kN
$P_d \leq R_{a,d}$	VERIFICATO	
sfruttamento	0.97	

Si ottiene quindi sull'ordine di tiranti inferiori una forza massima pari a 334 kN, che proiettata lungo l'asse inclinato a 15° produce un tiro pari a 346 kN. Si considera inoltre come reagente il solo tratto di micropalo presente al di fuori del cono di spinta attiva amplificato per l'effetto sismico. Si ottiene quindi una lunghezza del tratto libero in sisma pari a:

$$L_e = L_s (1 + 1.5 \alpha_{max}/g) = 5.08 \text{ m}$$

Quindi la lunghezza resistente diventa $L = 15 - 5.08 = 9.92 \text{ m}$

Verifica di sfilamento:

Si ottiene:

Interasse tiranti	2.4	m
Coefficiente parziale per le azioni γ_E	1	
Tiro caratteristico (P_k)	144.43	kN/m
Tiro di progetto (P_d)	346.632	kN

Diametro perforazione (D)	0.24	m
$\alpha \tau$	100	kPa
γ_R	1.2	
ξ	1.8	

Lunghezza della fondazione

Resistenza di progetto al metro (R_d)	34.91	kN/m
Lunghezza minima (L_{min})	9.93	m
Lunghezza di progetto (L_{bulbo})	10.00	m
Tiro di progetto (P_d)	346.632	kN
Resistenza a sfilamento (R_{ad})	349.19	kN
$P_d \leq R_{a,d}$	VERIFICATO	
sfruttamento	0.99	

12. FONDAZIONI PILE

12.1 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 5, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 5.3.2.1 è possibile ottenere i profili di resistenza di progetto.

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 5.3.2 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.1 verticali di indagini a disposizione.

I valori delle resistenze di progetto così trovati (cfr. le Figure seguenti) sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3).

Per quanto riguarda il valore della resistenza di progetto del sistema di micropali a rinforzo della palificata esistente viene calcolato trascurando cautelativamente il contributo della portanza di base:

$$Q_{Rd,C} = Q_{L,d,C} + Q_{p,d,C} = 616.17 \text{ kN}$$

Dove

$$Q_{L,d,C} = \frac{\pi \cdot D \cdot L \cdot \alpha_\tau}{\xi \cdot \gamma_{lat,C}} = \frac{\pi \cdot 240\text{mm} \cdot 15000\text{mm} \cdot 100\text{kPa}}{1.8 \cdot 1.15} = 546.36 \text{ kN}$$

$$Q_{p,d,C} = \frac{0.15 \cdot Q_{L,d,C,k}}{\gamma_{base}} = \frac{0.15 \cdot \pi \cdot 240\text{mm} \cdot 15000\text{mm} \cdot 100\text{kPa}}{1.8 \cdot 1.35} = 69.81 \text{ kN}$$

La verifica si ritiene soddisfatta dato che lo sforzo assiale massimo di compressione (ricavato dalla relazione STR) sul micropalo risulta:

$$Q_{Rd,C} = 616.17 \text{ kN} > N_{Ed,max} = 425 \text{ kN}$$

La medesima verifica può essere effettuata anche verificando il massimo sforzo di trazione presente sul micropalo:

$$Q_{Rd,T} = Q_{L,d,T} = \frac{\pi \cdot D \cdot L \cdot \alpha_{\tau}}{\xi \cdot \gamma_{lat,T}} = \frac{\pi \cdot 240mm \cdot 15000mm \cdot 100kPa}{1.8 \cdot 1.25} = 502.65 kN$$

La verifica si ritiene soddisfatta dato che:

$$Q_{Rd,T} = 502.65 kN > N_{Ed,max} = 68 kN$$

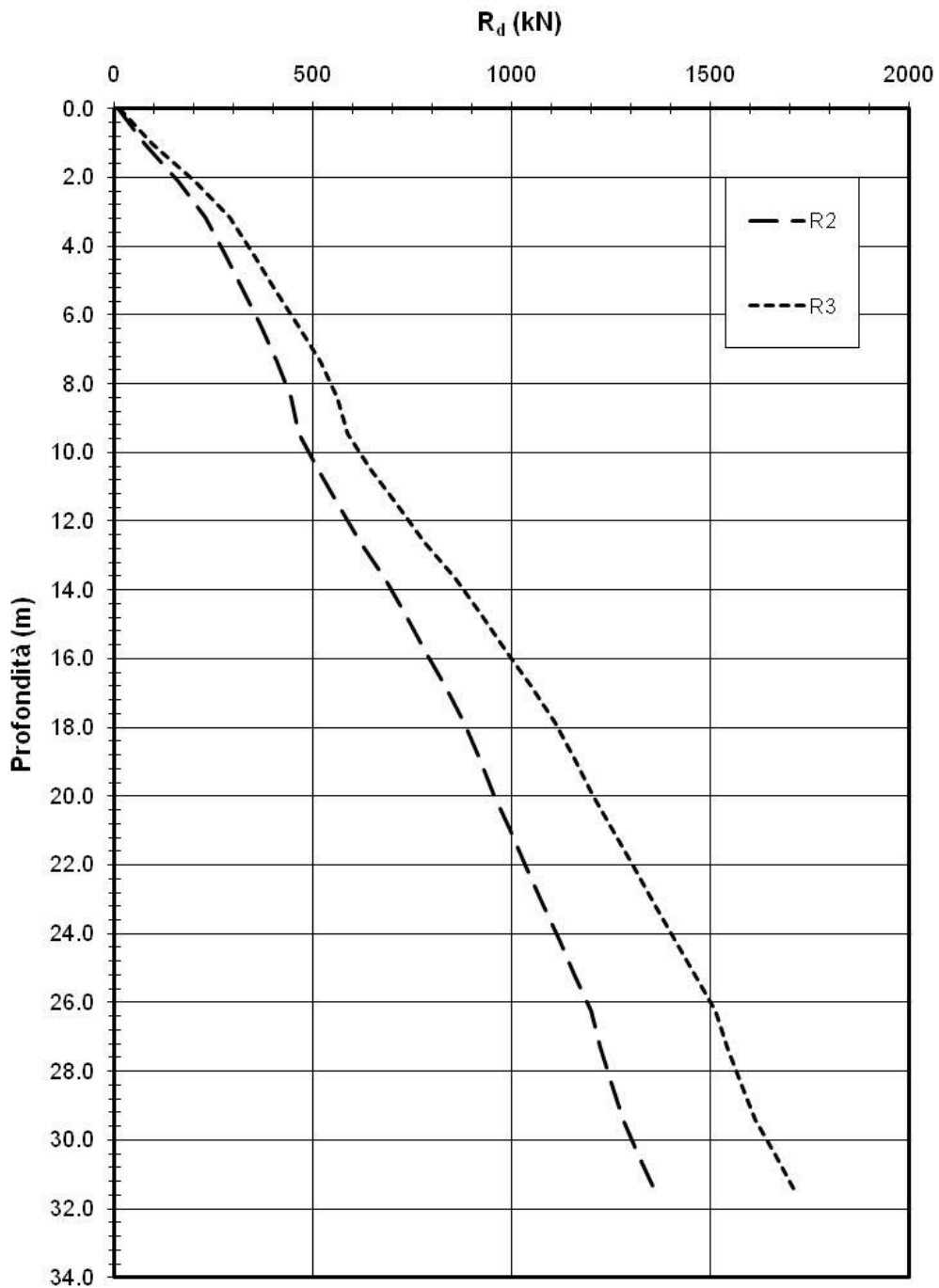


Figura 12-1: Pali battuti Franki esistenti (Ø500mm) - Resistenza del palo a compressione

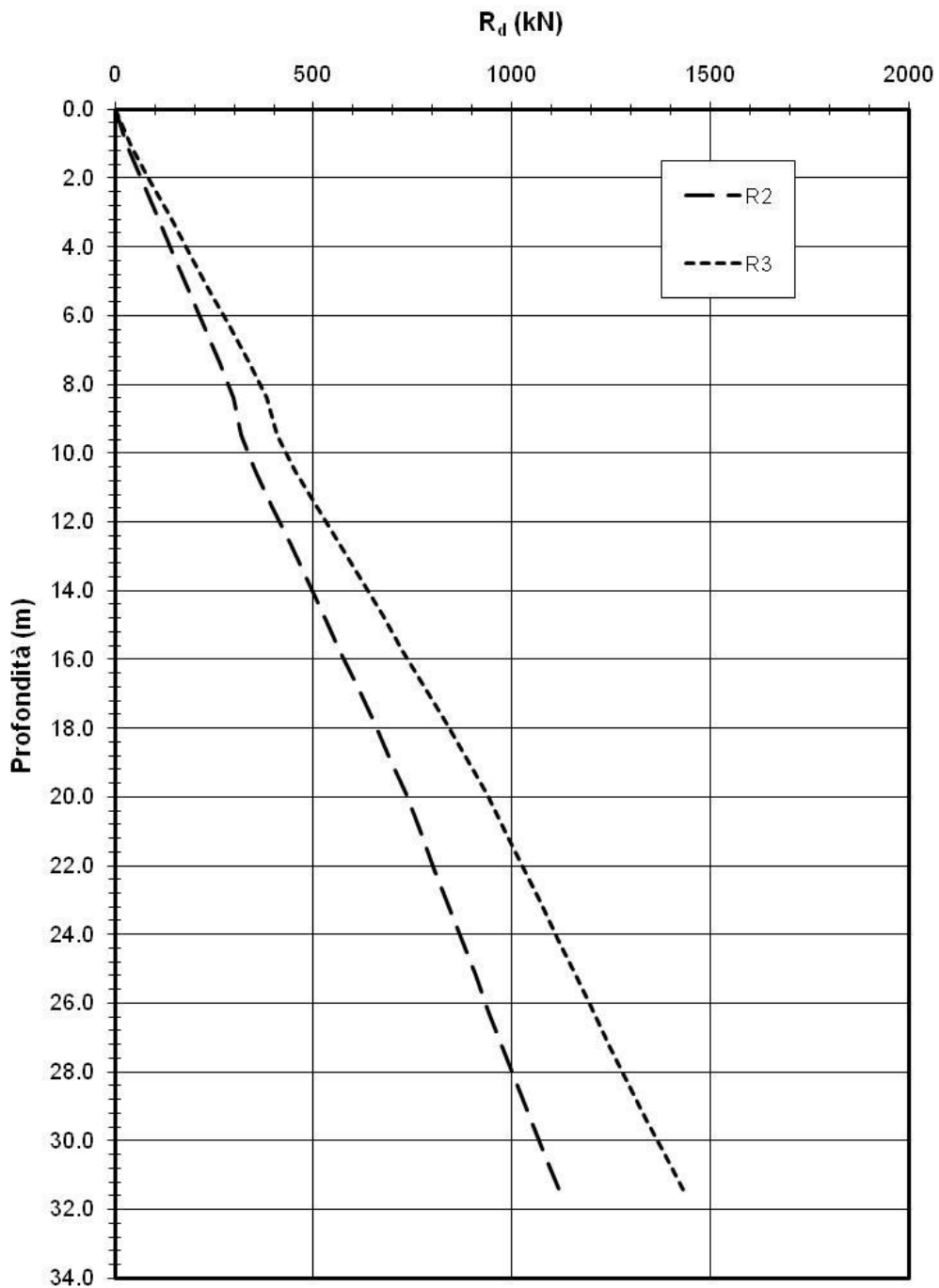


Figura 12-2: Pali battuti Franki esistenti ($\Phi 500\text{mm}$) - Resistenza del palo a trazione

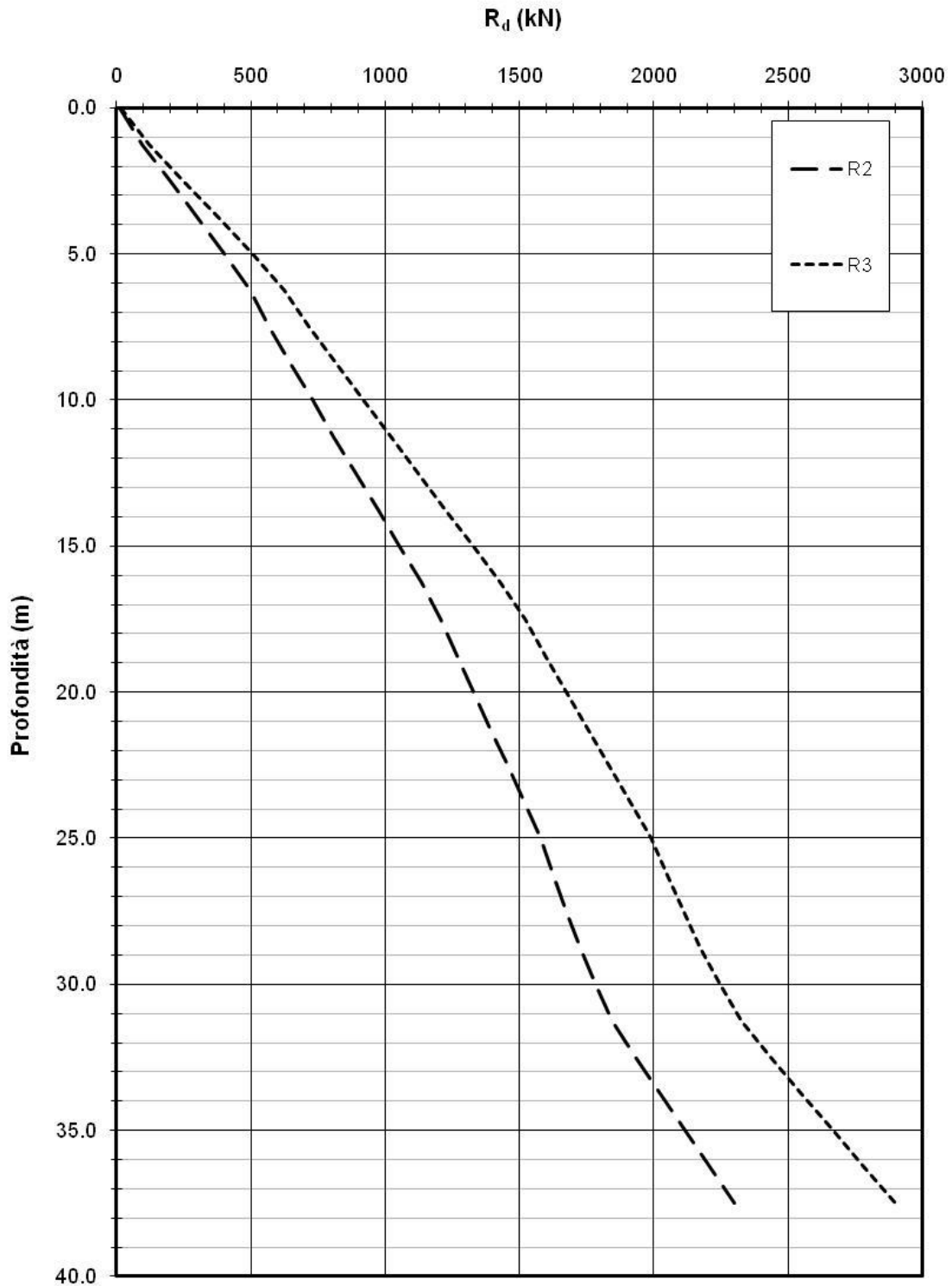


Figura 12-3: Pali trivellati ampliamento ($\Phi 1000\text{mm}$) - Resistenza del palo a compressione

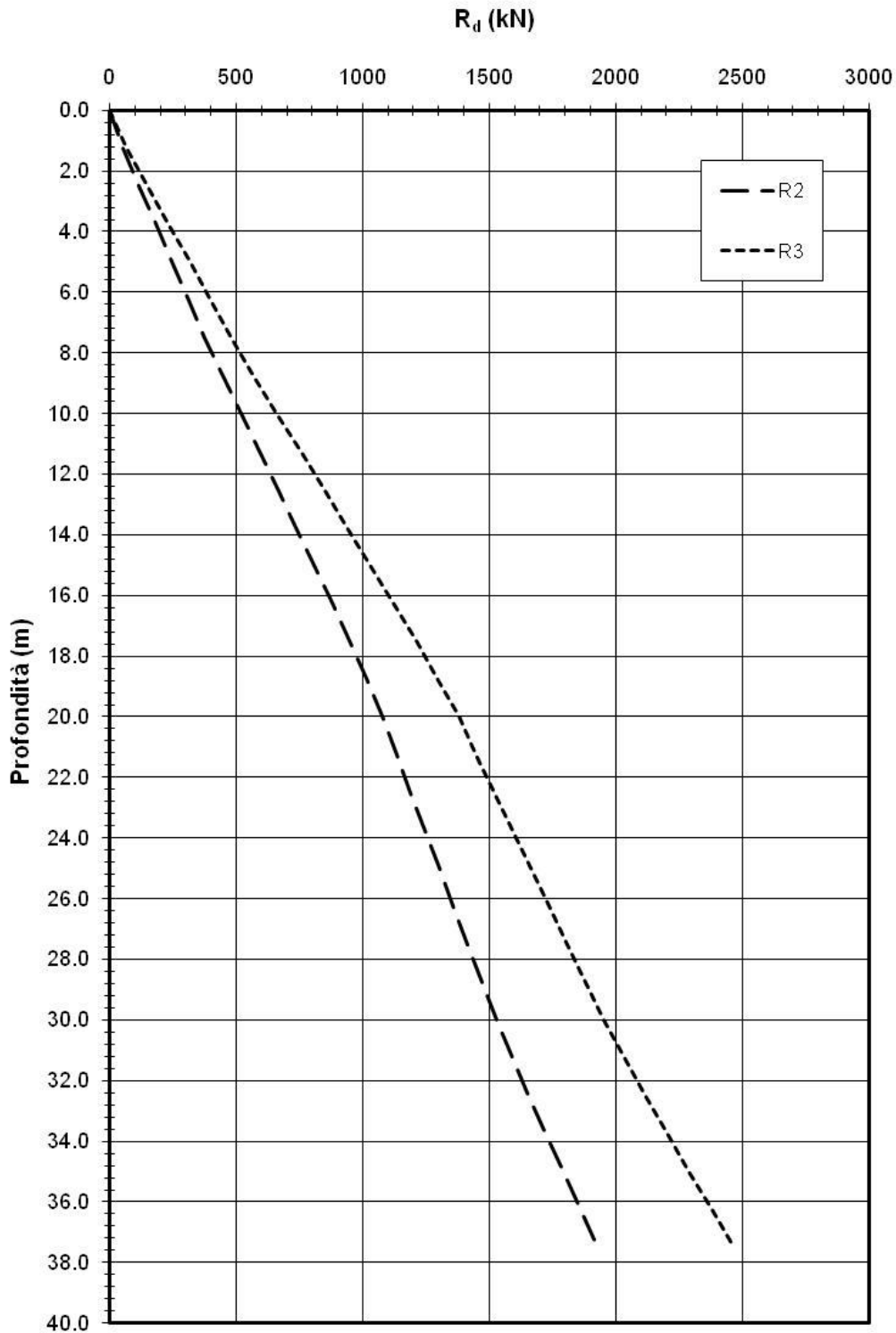


Figura 12-4: Pali trivellati ampliamento ($\Phi 1000\text{mm}$) - Resistenza del palo a trazione

Dall'esame delle figure risulta:

Pali battuti Franki esistenti ($\Phi 500\text{mm}$) di lunghezza $L=17.5\text{m}$

$$R_d \cong 863 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 637 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 1088 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3)}$$

$$R_d \cong 815 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

Pali trivellati ampliamento ($\Phi 1000\text{mm}$) di lunghezza $L=35\text{m}$

$$R_d \cong 2115 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 1792 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 2667 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3)}$$

$$R_d \cong 2291 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

12.2 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

Nella Figura 12-5 è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale.

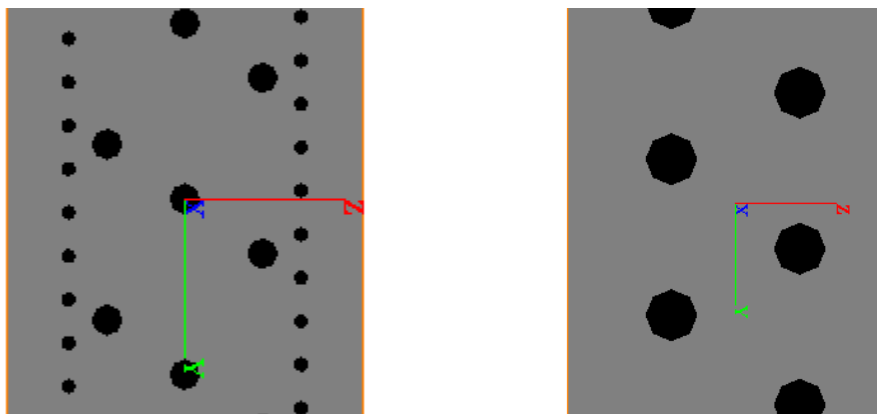


Figura 12-5: Schema Group della palificata pila esistente (sinistra) e pila di ampliamento (destra)

12.2.1 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime agenti sui pali, sono riportati nella Tabella 12-1 e Tabella 12-2.

Pile		SLU A1
N_{max}	Pali battuti Ø500	618
N_{min}	Pali battuti Ø500	71
M_{max}	Pali battuti Ø500	72
T_{max}	Pali battuti Ø500	92

Tabella 12-1: Involuppo delle sollecitazioni massime agenti sui pali pila esistente

Pile		SLU A1
N_{max}	Pali trivellati Ø1000	1959

N_{\min}	Pali trivellati $\varnothing 1000$	-727
M_{\max}	Pali trivellati $\varnothing 1000$	381
T_{\max}	Pali trivellati $\varnothing 1000$	340

Tabella 12-2: Involuppo delle sollecitazioni massime agenti sui pali pila di ampliamento

12.2.2 Verifiche geotecniche

Nella Figura 12-6÷12.8 le azioni assiali massime agenti sui pali sono messe a confronto con le resistenze di progetto R_d : come si evince da tali figure le verifiche di capacità portante sono soddisfatte.

12.2.3 Verifiche strutturali del palo

Per questa verifica si rimanda alla Relazione STR di calcolo dell'opera.

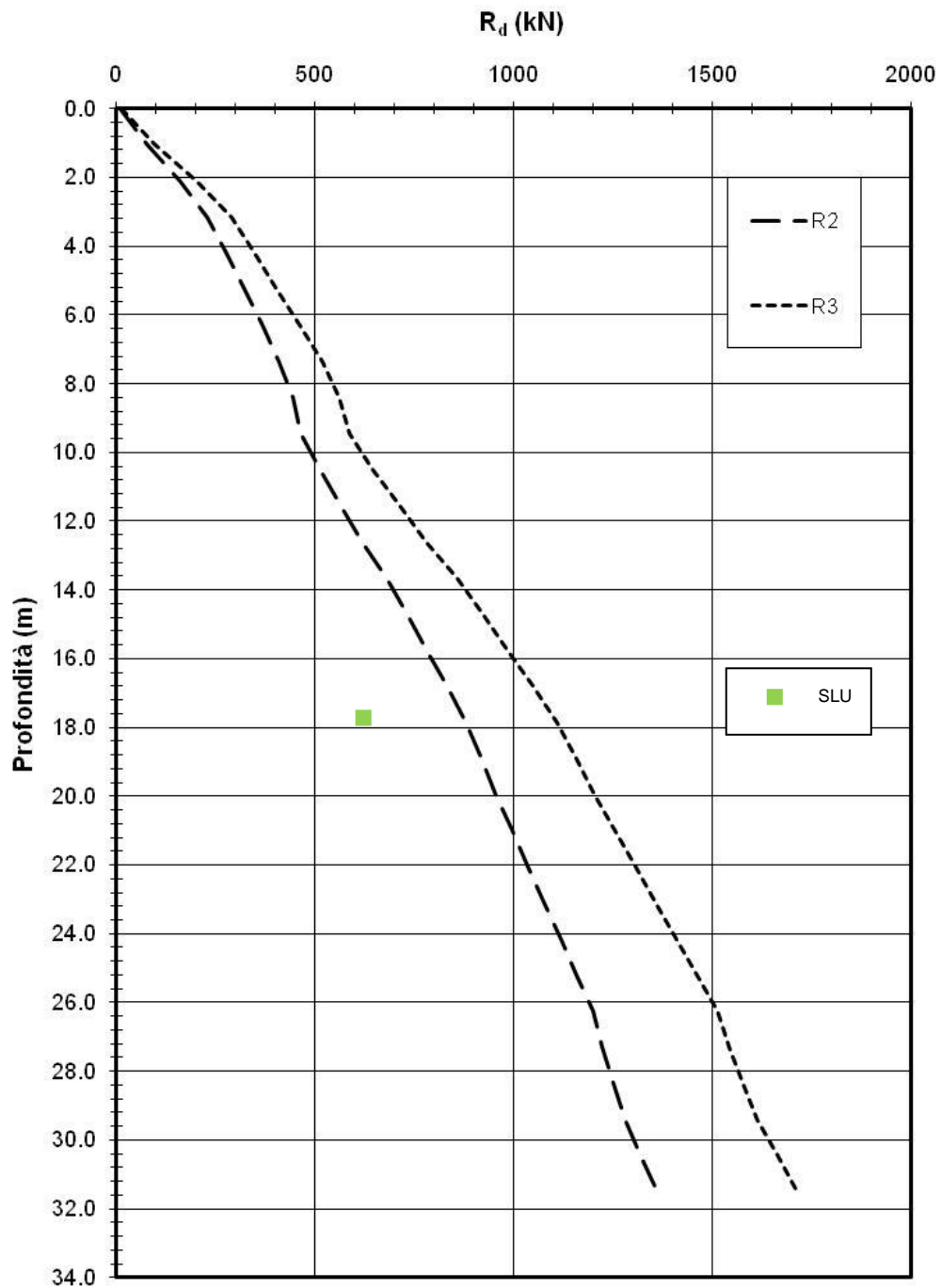


Figura 12-6: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali battuti Franki esistenti ($\Phi 500\text{mm}$) soggetti a compressione

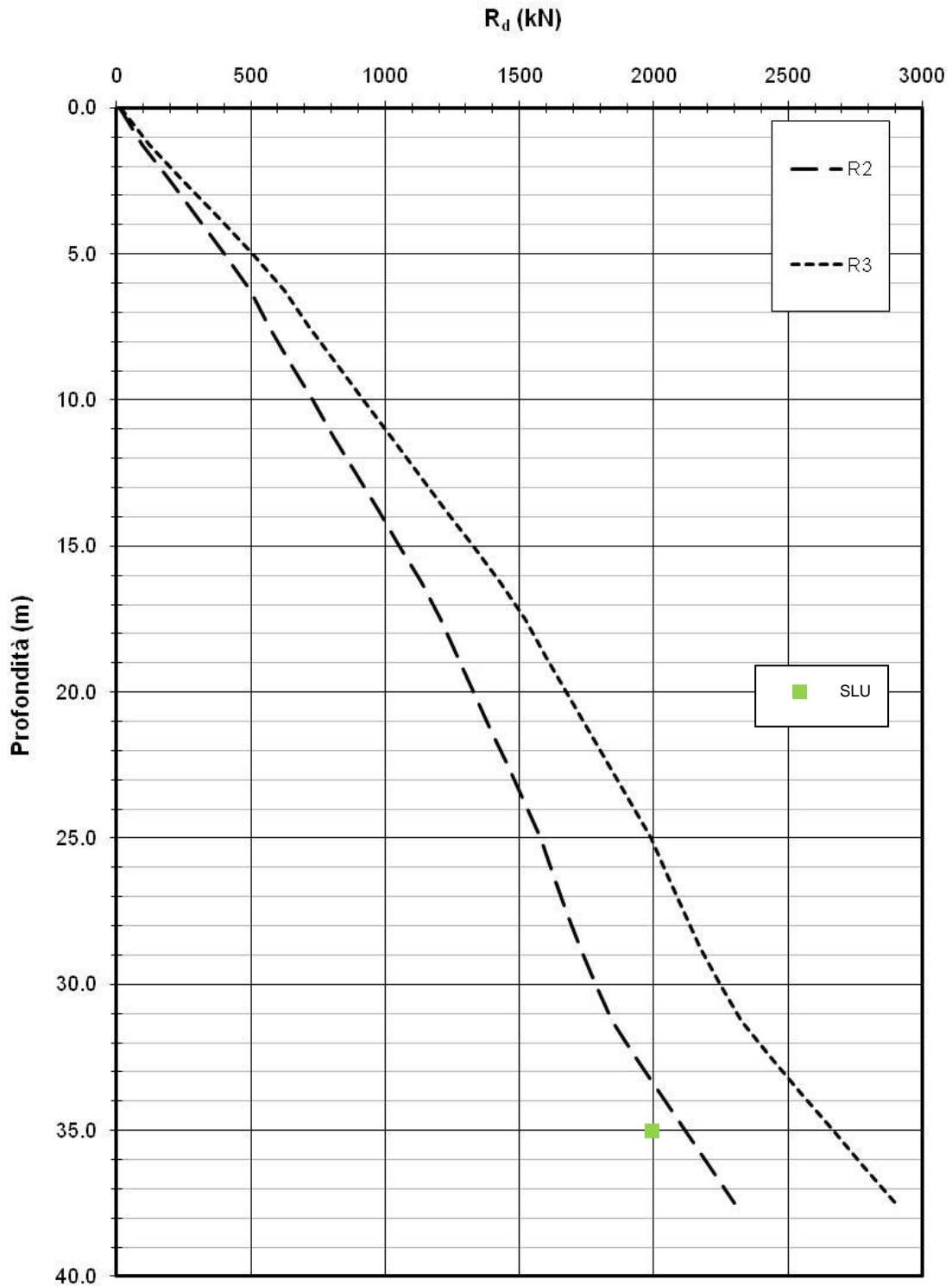


Figura 12-7: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati dell'ampliamento ($\Phi 1000\text{mm}$) soggetti a compressione

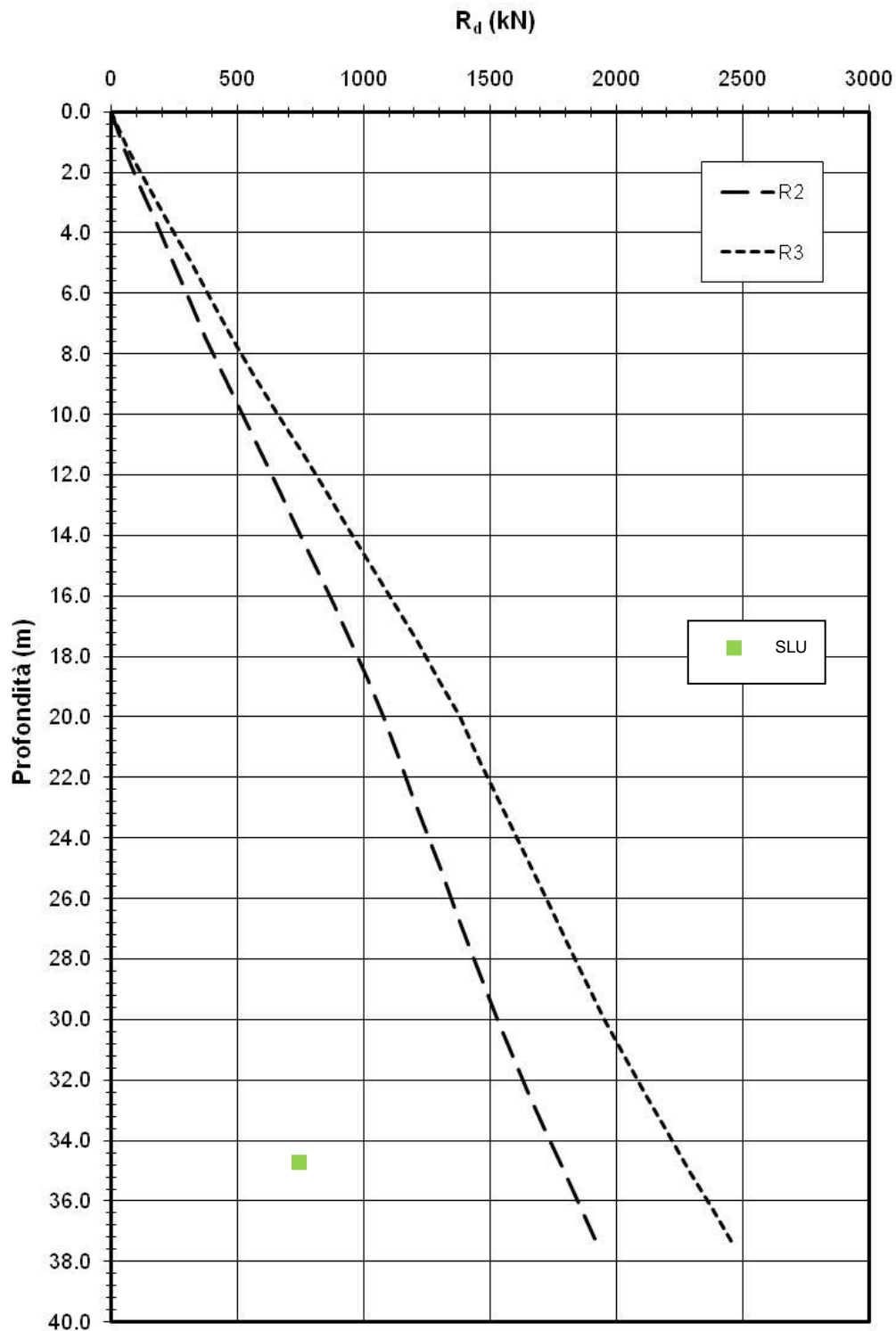


Figura 12-8: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati dell'ampliamento ($\Phi 1000\text{mm}$) soggetti a trazione

Verifica dei requisiti prestazionali delle opere

La valutazione della compatibilità degli spostamenti dell'opera e del terreno circostante avviene attraverso l'esame degli spostamenti risultanti dalle analisi eseguite.

Nelle combinazioni SLE, in cui sono posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali (analisi condotte adottando per le strutture e per i terreni i parametri caratteristici), si sono valutati gli spostamenti dell'opera mediante l'analisi eseguita con il programma Group. Si riportano di seguito i risultati relativi alla combinazione rara (la combinazione SLE in cui si sono avuti gli spostamenti di maggiore entità).

SPALLA B (esistente)

spostamento verticale = $1.035 \cdot 10^{-3}$ m

spostamento orizzontale = $8.42 \cdot 10^{-3}$ m

rotazione = $2.00 \cdot 10^{-5}$ rad

SPALLA 'A' (ampliamento)

spostamento verticale = $9.15 \cdot 10^{-4}$ m

spostamento orizzontale = $2.82 \cdot 10^{-3}$ m

rotazione = $-3.36 \cdot 10^{-4}$ rad

SPALLA 'B' (ampliamento)

spostamento verticale = $7.9 \cdot 10^{-4}$ m

spostamento orizzontale = $1.15 \cdot 10^{-3}$ m

rotazione = $-2.14 \cdot 10^{-5}$ rad

PILE (ampliamento)

spostamento verticale = $5.02 \cdot 10^{-4}$ m

spostamento orizzontale = $1.96 \cdot 10^{-3}$ m

rotazione = $4.07 \cdot 10^{-4}$ rad

Tali spostamenti si ritengono compatibili con la funzionalità dell'opera.

13. MURI ANDATORI

Sono necessari e previsti muri andatori così come riportati in Figura 7-1.

Le fondazioni del muro sono profonde, su pali di grande diametro ($\varnothing 1000\text{mm}$) disposti a maglia regolare ad interasse $2.50\text{m} \times 3.0\text{m}$, così come riportato in Figura 13-1.

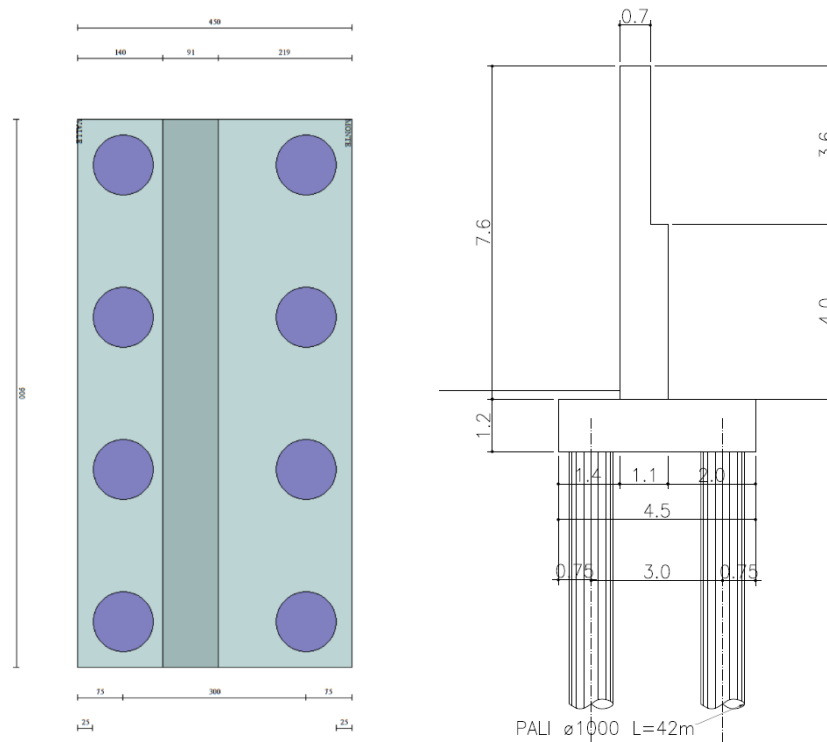


Figura 13-1: Pianta e sezione muro andatore

Il paramento del muro andatore ha altezza variabile lungo il suo sviluppo. Si considera cautelativamente la sezione con altezza maggiore (corrispondente alla sezione più vicina al corpo spalla).

13.1 ANALISI DEI CARICHI

13.1.1 Pesì propri

Si assume un peso specifico del muro pari a 25 kN/m^3 . Per quanto riguarda i pesi specifici del terreno si fa riferimento alla stratigrafia riassunta in seguito:

- terreno a tergo: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 35^\circ$
- terreno fondazione: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 22^\circ$

13.1.2 Spinta del terreno

Per la valutazione della spinta del terreno si adotta:

- coefficiente di spinta a riposo, per l'analisi statica;
- coefficiente di spinta attiva di Mononobe-Okabe, per l'analisi sismica.

13.1.3 Carichi accidentali

Si considera un sovraccarico di 20 kPa uniformemente distribuito sulla carreggiata per i carichi accidentali dovuti al traffico.

13.1.4 Azioni da urto

Si considera l'urto di un veicolo in svio secondo quanto riportato nella normativa D.M. 14/01/2008. Si assume che l'effetto dell'urto di un veicolo in svio sia assimilabile ad una forza orizzontale perpendicolare all'asse stradale di intensità pari a 100 kN agente sul montante del sicurvia ad una quota di 1 m dal piano viario, da considerare distribuita su una larghezza di 0.50 m e diffusa lateralmente con inclinazione di 45° lungo l'altezza del paramento.

$$F_{\text{urto}} = 100 / (0.5 + 7.6) = 12.35 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{urto}} = 12.35 \times 1 = 12.35 \text{ kNm/m}$$

13.1.5 Azioni sismiche

Il calcolo delle azioni sismiche si riconduce a quanto riportato in precedenza.

È stato adottato un coefficiente $\beta_m = 1$.

13.2 COMBINAZIONI DI CARICO

In accordo con quanto definito nel capitolo 6 della presente relazione, 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).

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite ultimi, esse vengono svolte secondo l'approccio 2 che prevede la combinazione A1+M1+R3.

Si analizzano le diverse combinazioni di carico.

Combinazione 1 (SLU-I):

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.3$)

Combinazione 2 (SLU-II)

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.3$)
- accidentali ($c = 1.5$)

Combinazione 3 (SLU-III):

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.3$)
- accidentali ($c = 1.5$)
- urto ($c = 1.0$)

Combinazione 4 (SLE-QP):

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.0$)
- accidentali ($c = 0.2$)

Combinazione 5 (SLE-FR):

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.0$)
- accidentali ($c = 0.5$)

Combinazione 6 (SLE-RARA):

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.0$)
- accidentali ($c = 1.0$)

Combinazione 7 (SLV-I):

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.0$)

Combinazione 8 (SLV-II):

- peso proprio ($c = 1.0$)
- spinta terreno ($c = 1.0$)

13.3 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le sollecitazioni sul paramento verticale e le sollecitazioni agenti in testa al palo sono state calcolate con il programma di calcolo MAX 10.10.

In figura si riporta uno schema del modello di calcolo utilizzato.

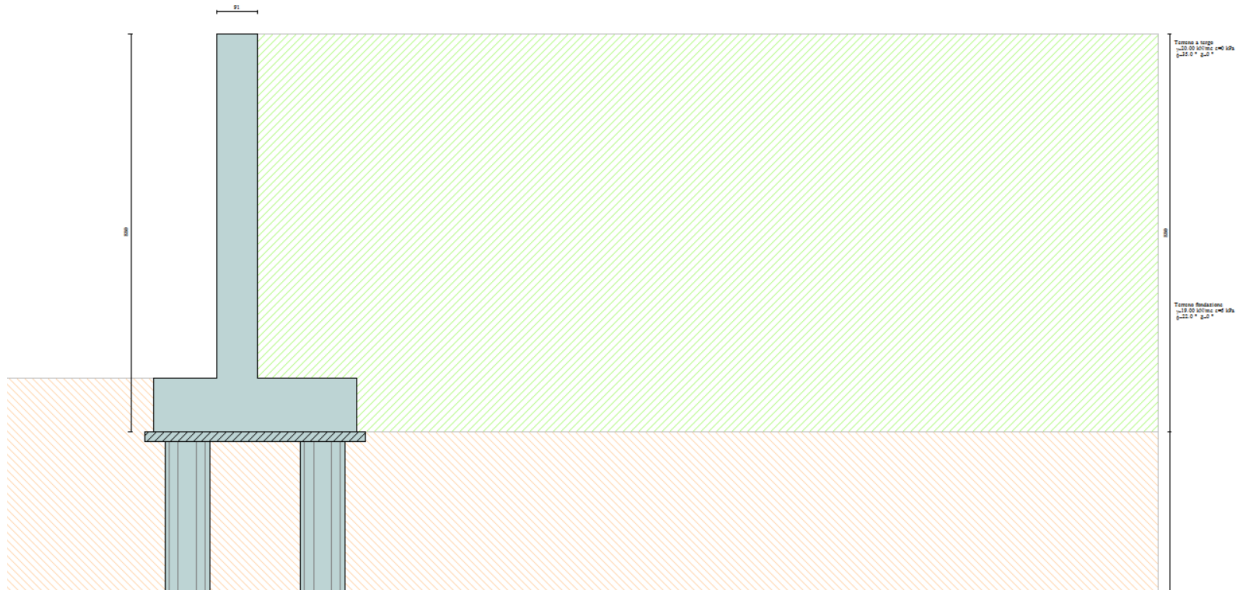


Figura 13.2 – Modello di calcolo

Le caratteristiche geometriche del muro a mensola in c.a. sono:

Altezza del paramento	7.60 [m]
Spessore del paramento	0.91 [m]
Lunghezza del muro	9.00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di valle	1.40 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.19 [m]
Lunghezza totale fondazione	4.50 [m]
Spessore fondazione	1.20 [m]
Spessore magrone	0.20 [m]

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori delle sollecitazioni ottenute, rispettivamente nella sezione di attacco del paramento alla fondazione e in testa al palo, nelle diverse combinazioni si carico sopra presentate.

Tabella 13-1: Sollecitazioni nella sezione di attacco del paramento

Combinazioni	M [kNm]	T [kN]	N [kN]
SLU-I	1029.02	338.62	169.56
SLU-II	1263.80	400.41	169.56
SLU-III	1370.54	412.82	169.56
SLV-I	1217.45	372.56	169.56
SLV-II	1090.03	339.02	169.56
SLE-RARA	948.08	301.67	169.56
SLE-FR	869.81	281.07	169.56
SLE-QP	822.86	268.72	169.56

Tabella 13-2: Sollecitazioni in testa al palo

Combinazioni	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	T [kN]	M [kNm]
SLU-I	2005.64	-577.27	482.95	619.52
SLU-II	2321.55	-745.35	563.43	713.76
SLU-III	2412.66	-836.47	577.40	713.59
SLV-I	2944.63	-1275.73	716.33	853.43
SLV-II	2588.32	-1400.47	665.75	782.00
SLE-RARA	1873.33	-346.41	425.16	554.48
SLE-FR	1768.03	-290.38	398.33	523.07
SLE-QP	1704.84	-256.76	382.23	504.22

13.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

13.4.1 Paramento verticale

Si riportano le verifiche strutturali a flessione e taglio della sezione di attacco del paramento verticale alla fondazione con le sollecitazioni più gravose.

Per le verifiche della sezione del muro si utilizzano i seguenti dati:

- Larghezza sezione = 100 cm
- Altezza sezione = 110 cm
- Copriferro = 5 cm
- Armatura minima da normativa = 16.80 cm²

13.4.1.1 Verifica SLU a pressoflessione

Si effettua la verifica SLU a pressoflessione in condizione statica nella combinazione di carico più gravosa:

$$M_{SLU} = 1370 \text{ kNm}$$

$$N = 170 \text{ kN}$$

La sezione è armata con barre di diametro $\Phi 24$ con passo 10 cm.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	105

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

Poiché risulta $M_{Rd} = 1830 \text{ kNm} > M_{SLU} = 1370 \text{ kNm}$, la verifica risulta soddisfatta.

13.4.1.2 Verifica SLU a taglio

Si effettua la verifica a taglio nella combinazione 3 in quanto la più gravosa.

$T_{SLU} = 412.82 \text{ kN}$

V _{sdu}	412.82	kN
M _{sdu}	1370	kNm
N _{sdu}	169.56	kN
R _{ck}	35	N/mm ²
f _{ck}	28	N/mm ²
γ _c	1.5	
f _{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	105.00	cm
Asl	45.22	cm ²
c	5.00	cm
α	90	gradi

α	1.57	rad
θ	0.00	gradi
ctg θ	#DIV/0!	
θ_{imposto}	-	gradi
Asw	0	cm ²
passo staffe	40	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.1548	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	439.418	kN
$V_{Rd,min}$	359.163	kN

Poiché risulta $V_{Rd} = 439.42 \text{ kN} > T_{SLU} = 412.85 \text{ kN}$, la verifica risulta soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

13.4.1.3 Verifica SLE alle tensioni

Si effettua la verifica tensionale nelle combinazioni rara e quasi permanente.

$$M_{SLE-RARA} = 948.08 \text{ kNm}$$

$$M_{SLE-QP} = 822.86 \text{ kNm}$$

$$N = 169.56 \text{ kN}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	105

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	0	169.56	kN
M _{xEd}	0	948.08	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali

ϵ_{su}	67.5	%	ϵ_{c2}	2	%
f_{yd}	391.3	N/mm²	ϵ_{cu}	3.5	
E_s	200'000	N/mm²	f_{cd}	15.87	
E_s/E_c	15		f_{cc}/f_{cd}	0.8	?
ϵ_{syd}	1.957	%	$\sigma_{c,adm}$	11	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	τ_{co}	0.6667	
			τ_{c1}	1.971	

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	105

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	0	169.56	kN
M _{xEd}	0	822.86	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali

ϵ_{su}	67.5	%	ϵ_{c2}	2	%
f_{yd}	391.3	N/mm²	ϵ_{cu}	3.5	
E_s	200'000	N/mm²	f_{cd}	15.87	
E_s/E_c	15		f_{cc}/f_{cd}	0.8	?
ϵ_{syd}	1.957	%	$\sigma_{c,adm}$	11	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	τ_{co}	0.6667	
			τ_{c1}	1.971	

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

La verifiche tensionali risultano soddisfatte in quanto si ottengono

$$\sigma_{c-RARA} = 6.52 \text{ N/mm}^2 < 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s-RARA} = 206.1 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c-QP} = 5.68 \text{ N/mm}^2 < 0.45f_{ck} = 12.6 \text{ N/mm}^2$$

13.4.1.4 Verifica SLE a fessurazione

Si effettua la verifica a fessurazione facendo riferimento alla combinazione di carico FREQUENTE.

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15	
Classe cls	R _{ck} =	35	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls	E _{cm} =	3.2E+04	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza	H =	110	cm
Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	A _s =	45.24	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	c _s =	5.00	cm
Area acciaio compresso	A' _s =	0	cm ²
Copriferro acciaio compresso	c' _s =	5	cm
Ricoprimento barre esterne tese	c =	3.8	cm
Ricoprimento barre interne tese	c+S =	3.8	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	2.4	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	M _{es} =	870.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N _{es} =	170.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	2.77	N/mm ²
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	f _{ctk} =	2.31	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	x _g =	57.91	cm
Modulo di resistenza non fessurato	W _{sr} =	243587	cm ³
Momento di formazione delle fessure	M _{ff} =	561.52	kNm
Trazione nel cls prodotta da M _{es} ed N _{es}	σ _{ct} =	3.72	N/mm ²
Momento di fessurazione	M _{sr} =	673.8	kNm

Si verifica l'apertura delle fessure in quanto $\sigma_{ct} > f_{ctk}$

Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	870.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	170.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	x =	31.57	cm
Tensione cls	σ _c =	-5.83	N/mm ²
Tensione barra esterna tesa	σ _s =	203.55	N/mm ²
Tensione nell'acciaio prodotta da M _{sr}	σ _{sr} =	157.7	N/mm ²

Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	10.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.5	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	3.57	N/mm ²
	$\sigma_2 =$	-3.97	N/mm ²
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.0	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	12.5	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	125.0	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	4.52	cm ²
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	24.20	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.6	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	6.993E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.169	mm

Poiché si ottiene $w = 0.169 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$, la verifica risulta soddisfatta.

13.4.2 Pali di fondazione

Si riportano le verifiche strutturali a flessione e taglio della sezione di testa dei pali con le sollecitazioni più gravose.

Per le verifiche del palo si utilizzano i seguenti dati:

- Diametro = 100 cm
- Area palo = 7850 cm²
- Copriferro = 8.5 cm
- Armatura minima da normativa = 23.55 cm²

13.4.2.1 Verifica SLU a pressoflessione

Si effettua la verifica SLU a pressoflessione in condizione statica nella combinazione di carico più gravosa:

$$M_{SLU} = 855 \text{ kNm}$$

$$N = -1400 \text{ kN}$$

La sezione è armata con 24 barre di diametro $\Phi 24$.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.4 [cm]
 Copriferro (baric.): 7.3 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -1400 [kN]
 M_{xEd}: 855 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 14.17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 1'124 [kNm]

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviate

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 [cm] Col. modello

Precompresso

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 14.61 ‰
 d: 92.7 [cm]
 x: 17.91 x/d: 0.1932
 δ: 0.7

Poiché risulta $M_{Rd} = 1124 \text{ kNm} > M_{SLU} = 855 \text{ kNm}$, la verifica risulta soddisfatta.

13.4.2.2 Verifica SLU a taglio

Si effettua la verifica a taglio nella combinazione 3 in quanto la più gravosa.

$T_{SLU} = 716 \text{ kN}$

V _{sdu}	716	kN
M _{sdu}	853	kNm
N _{sdu}	-1400	kN
R _{ck}	30	N/mm ²
f _{ck}	25	N/mm ²
γ _c	1.5	
f _{yk}	450	N/mm ²
Φ	100	cm
bw	90.00	cm
he	61.39	cm
d	52.89	cm

Asl	108.52	cm ²
c	8.50	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	18.98	gradi
ctg θ	2.91	
θ imposto	-	gradi
Asw	1.13	cm ²
passo staffe	8	cm
f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd0,05}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	-2.5589	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	99.053	kN
$V_{Rd,min}$	-11.756	kN
$\rho_{sw,min}$	0.000889	
$S_{l,max}$	39.67	cm
$A_{sw,min}$	3.174	cm ² / $S_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	764.868	kN
V_{Rsd}	764.868	kN
V_{Rd}	764.868	kN

Adottando un'armatura a taglio costituita da staffe di diametro $\Phi 12$ con passo 7.5 cm, si ottiene $V_{Rd} = 765 \text{ kN} > T_{SLU} = 716 \text{ kN}$, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

13.4.2.3 Verifica SLE alle tensioni

Si effettua la verifica tensionale nelle combinazioni rara e quasi permanente.

$$M_{SLE-RARA} = 555 \text{ kNm}$$

$$N_{SLE-RARA} = -346 \text{ kN}$$

$$M_{SLE-QP} = 504 \text{ kNm}$$

$$N_{SLE-QP} = -257 \text{ kN}$$

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 24

Diametro barre: 2.4 [cm]

Copriferro (baric.): 7.2 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 [-346] kN

M_{xEd}: 0 [555] kNm

M_{yEd}: 0 [0]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c : -6.834 N/mm²

σ_s : 234.1 N/mm²

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 24

Diametro barre: 2.4 [cm]

Copriferro (baric.): 7.2 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 [-257] kN

M_{xEd}: 0 [504] kNm

M_{yEd}: 0 [0]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c : -6.242 N/mm²

σ_s : 206.5 N/mm²

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

La verifiche tensionali risultano soddisfatte in quanto si ottengono

$$\sigma_{c-RARA} = 6.83 \text{ N/mm}^2 < 0.6f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s-RARA} = 234.1 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c-QP} = 6.248 \text{ N/mm}^2 < 0.45f_{ck} = 11.25 \text{ N/mm}^2$$

13.4.2.4 Verifica SLE a fessurazione

Si effettua la verifica a fessurazione facendo riferimento alla combinazione di carico FREQUENTE.

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15	
Classe cls	R _{ck} =	30	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Diametro	D =	100	cm
Area armatura esterna	A _{se} =	108.52	cm ²
Copriferro baricentro acciaio esterno	c _s =	8.5	cm
Area armatura interna	A _{si} =	0	cm ²
Copriferro baricentro acciaio interno	c' _s =	8.5	cm
Ricoprimento barre più esterne	c =	8.5	cm
Ricoprimento barre più interne	c+S =	8.5	cm
Diametro massimo barre	F =	2.4	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	M _{es} =	523.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N _{es} =	1768.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	2.61	N/mm ²
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	f _{ctk} =	2.19	N/mm ²
Area ideale	A _{cid} =	9478	cm ²
Momento d'inerzia area ideale	J _{cid} =	6307989	cm ⁴
Modulo di resistenza non fessurato	W _{sr} =	126160	cm ³
Momento di formazione delle fessure	M _{ff} =	276.26	kNm
Trazione nel cls prodotta da M _{es} ed N _{es}	σ _{ct} =	2.28	N/mm ²

Si verifica l'apertura delle fessure in quanto $\sigma_{ct} > f_{ctk}$

Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	523.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	1768.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	x =	48.54	cm
Tensione cls	σ _c =	-5.17	N/mm ²
Tensione barra esterna tesa	σ _s =	68.69	N/mm ²
Momento di fessurazione	M =	226.8	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da M _{sr}	σ _{sr} =	29.79	N/mm ²
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre	s =	10.9	cm

Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.4	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	6.01	N/mm ²
	$\sigma_2 =$	-2.28	N/mm ²
Coefficiente k_3	$k_3 =$	0.125	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.9	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	25.7	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	280.5	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	5.31	cm ²
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	25.52	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1	$\beta_1 =$	1.0	
Coefficiente β_2	$\beta_2 =$	0.5	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	2.96E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.129	mm

Poiché si ottiene $w = 0.129 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$, la verifica risulta soddisfatta.

13.4.3 Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali e verifiche geotecniche

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 5, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 5.3.2.1 è possibile ottenere i profili di resistenza di progetto.

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 5.3.2.

I valori delle resistenze di progetto così trovati (cfr. le Figure seguenti) sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 2, combinazione A1+M1+R3 in campo statico e in campo sismico.

E' stato utilizzato lo stesso modello geotecnico delle fondazioni delle spalle in ampliamento.

Dall'esame della Figura 13-3 e della Figura 13-4 risulta:

Pali trivellati di lunghezza $L=42m$

$$R_d \cong 3085 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R3)}$$

$$R_d \cong 3300 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R3)}$$

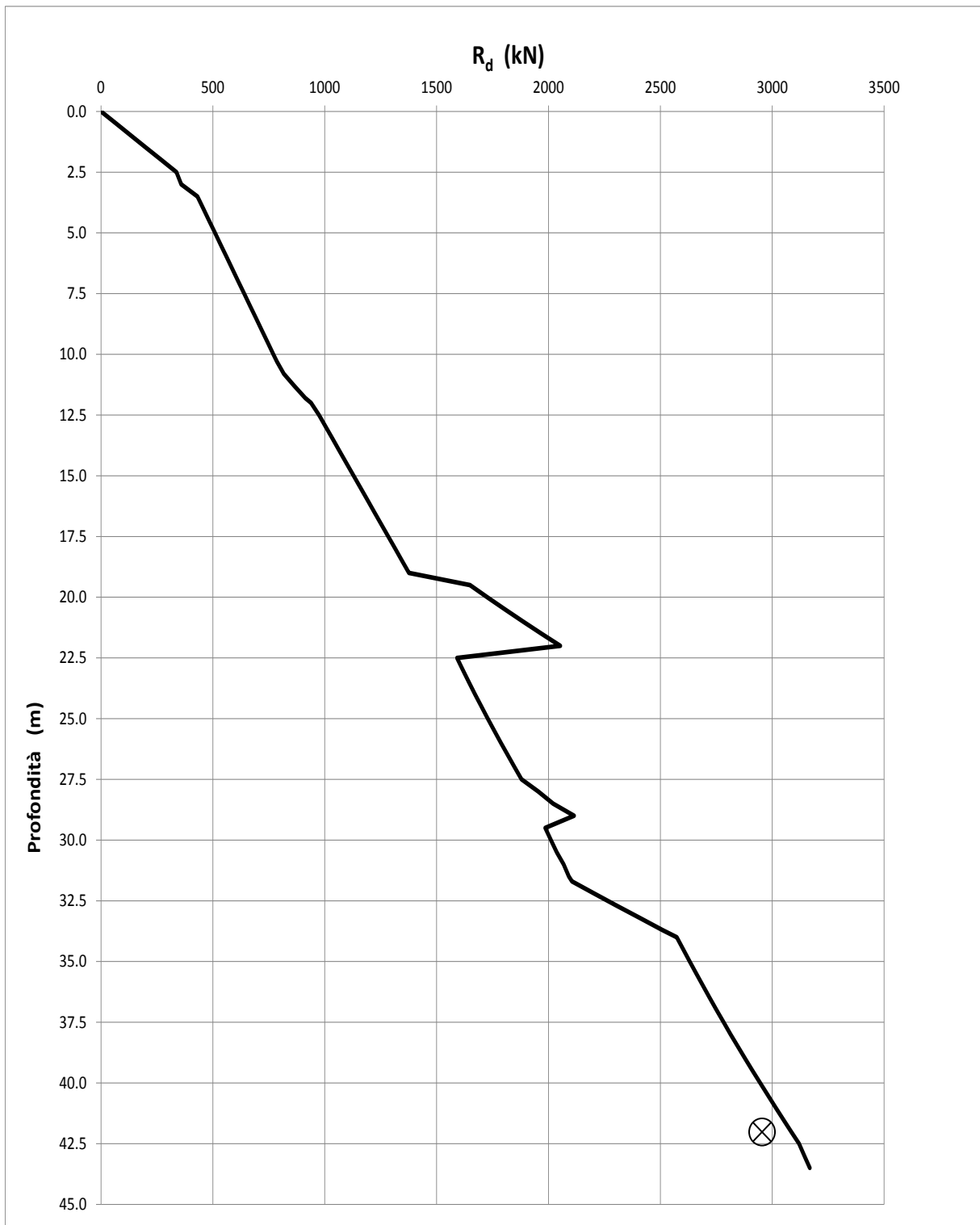


Figura 13-3: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati soggetti a compressione

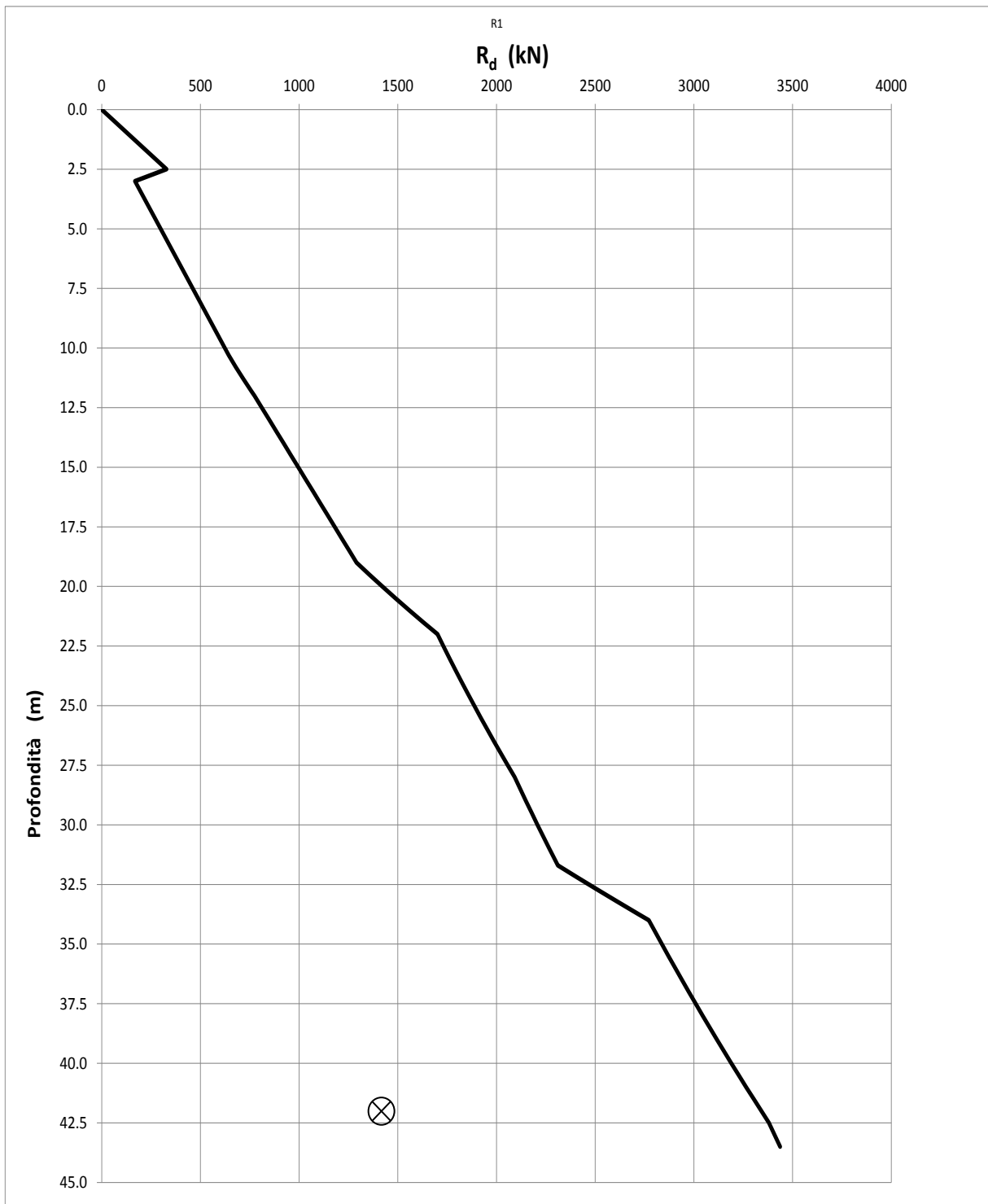


Figura 13-4: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati soggetti a trazione

