

SPEA Engineering

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto

Monselice - Padova Sud

PROGETTO DEFINITIVO

PONTE SUL CANALE BIANCOLINO (VI005)

Relazione di calcolo delle fondazioni

APE0602



Indice

1. PREMESSA.....	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1 NORMATIVA.....	6
2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	6
2.3 BIBLIOGRAFIA.....	6
2.4 SOFTWARE DI CALCOLO	7
3. MATERIALI.....	8
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
4.1 PREMESSA.....	9
4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO	9
4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	10
4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA	11
4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	11
5. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....	13
5.1 PREMESSA.....	13
5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	13
5.3 FONDAZIONI SU PALI.....	15
5.3.1 <i>Verifiche di sicurezza</i>	16
5.3.2 <i>Resistenza caratteristica (R_k) di pali soggetti a carichi assiali</i>	17
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>	33
5.3.4 <i>Analisi della palificata</i>	38
5.3.4.1 Comportamento non lineare del palo	39
6. METODI PER LA VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SISMICO DELLE SPALLE.....	40
6.1 VALUTAZIONE DEL TIRO DI LAVORO NEL SISTEMA DI RITEGNO SISMICO.....	41
7. DESCRIZIONE DELLE OPERE	46
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	60
9.	PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE	62
10.	FONDAZIONI SPALLE	64
10.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	64
10.2	ANALISI DELLO STATO DI FATTO DELLA FONDAZIONE	74
10.3	ANALISI DI INTERAZIONE FRA STRUTTURA ESISTENTE E RITEGNO SISMICO.....	74
10.4	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE	77
10.4.1	<i>Risultati delle analisi</i>	79
10.4.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	80
10.4.3	<i>Verifiche strutturali del palo</i>	80
11.	FONDAZIONI PILE	90
11.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	90
11.2	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE	96
11.2.1	<i>Risultati delle analisi</i>	99
11.2.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	100
11.2.3	<i>Verifiche strutturali del palo</i>	100
12.	VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE	105
13.	OPERE PROVVISORIE	106
13.1	PREMESSA	106
13.2	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	106
13.3	CRITERI DI VERIFICA	107
13.3.1	<i>Paratie</i>	107
13.3.1.1	Verifica dei tubi di armatura dei micropali	110
13.3.2	<i>Ancoraggi</i>	111
13.3.2.1	Verifica dell'armatura dei tiranti.....	111
13.3.2.2	Verifica a sfilamento dei micropali inclinati.....	113
13.4	VERIFICHE ESEGUITE E RISULTATI.....	114
13.5	VERIFICA DEI TUBI DI ARMATURA DEI MICROPALI	120

1. PREMESSA

Oggetto della presente Relazione sono le verifiche geotecniche delle fondazioni del Ponte sul Canale Biancolino (VI005) previste nell'ambito della progettazione definitiva dell'Autostrada A13 (Bologna - Padova), Ampliamento alla terza corsia del tratto tra Monselice - Padova 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 e delle pile della parte in allargamento dell'opera e vengono verificate le fondazioni della struttura esistente.

Le strutture esistenti sono realizzate con fondazioni profonde su pali battuti di tipo "SCAC". Le fondazioni delle spalle e delle pile 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 le fondazioni in ampliamento si ha:

Spalla A: n°6 (Nord) + 8 (Sud) pali Ø1000 di L=25.0m

Adeguamento Sismico n°4 cavalletti di n°2 pali Ø1000 di L=15.0m

Spalla B: n°8 (Nord) + 10 (Sud) pali Ø1000 di L=25.0m

Adeguamento Sismico n°4 cavalletti di n°2 pali Ø1000 di L=15.0m

Pile: n°6x2 pali Ø1200 di L=32m

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 $0.152g$ ⁽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] Schede Geotecniche delle opere APE0010
- [7] Planimetrie e Profili Geotecnici APE0002÷APE0009
- [8] Tavole di Progetto STR0601- STR0606

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [9] ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- [10] 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
- [11] COLLOTTA T., MORETTI P.C. (1985) "I pali trivellati di grande diametro in terreni granulari", Rivista Autostrade, n.5, maggio, 34-4.

- [12] JAMIOLKOWSKI M. et al. (1983) "Scale effects of ultimate pile capacity", Discussion, JGED, ASCE.
- [13] 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.
- [14] Meyerhof G.G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundation" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.102, March.
- [15] 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.
- [16] Nordlund R.L. (1963) "Bearing capacity of piles in cohesionless soils" JSMFE, ASCE, SM3
- [17] 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.
- [18] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [19] Tomlinson M.J. (1977) "Pile design and construction practice" View Point Publication

2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [20] Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc (1985-2003)
- [21] 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.[6]).

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

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SD13 – SD13bis	2011	96+760	+7.21	40	CH
CPTU-PM2	2009	96+785	+7.53	20	-
PZD12	2011	96+885	+7.11	4.0	-
DPSH-D3	2011	96+665	+11.95	15	-
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);

TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);

CH = tubo per misure Cross-hole

⁽¹⁾ per la definizione della stratigrafia al di sotto dei 40 m da p.c.

4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le tabelle sottostanti riportano la stratigrafia di riferimento valutata a partire dal piano campagna riferito alla quota 7.2 m s.l.m. (corrispondente alla quota di boccaforo del sondaggio SD13/SD13bis) (Tabella 4-2) ed i parametri geotecnici delle unità litostratigrafiche presenti (Tabella 4-3 - Tabella 4-4).

Tabella 4-2: Stratigrafia di riferimento

Profondità da p.c.		Spessore (m)	Unità	Descrizione
da (m)	a (m)			
0	14	14	A1	Argille limose e limi argillosi
14	18	4	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
18	22	4	A1	Argille limose e limi argillosi
22	24	2	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
24	30	6	A1	Argille limose e limi argillosi
30	35	5	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo

Tabella 4-3: Parametri medi caratteristici dei materiali argillosi e limosi (A1)

γ_n (kN/m ³)	19 ÷ 20 z < 15m 18 ÷ 19.5 z ≥ 15m
c_u (kPa)	20 ÷ 60 z < 15m 20+2.5·(z-15) ÷ 60+3.5·(z-15) z ≥ 15m
GSC = $\sigma'_{vp} / \sigma_{v0}'$	$7.38 \cdot z^{-0.8} \geq 1.1$

dove:

- γ_n = peso di volume naturale;
- c_u = resistenza al taglio non drenata;
- GSC = grado di sovraconsolidazione.

Tabella 4-4: Parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi e sabbioso-limosi (A2)

γ_n (kN/m ³)	18 ÷ 20
N_{SPT} (colpi/30 cm)	7 ÷ 22 z < 13m 10 ÷ 32 z ≥ 13m
ϕ' (°)	34 ÷ 37
q_c (MPa)	min 5 ÷ 7 max 10 ÷ 20
D_r (%)	min 40 ÷ 60

max 60 ÷ 80

dove:

- N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica con prova SPT
- ϕ' = angolo di attrito operativo;
- q_c = resistenza alla punta;
- D_r = densità relativa.

4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda la falda, si fa riferimento alle letture nelle verticali d'indagine SD13 e CPTU-PM2, che si trovano in prossimità dell'opera, le quali indicano una soggiacenza minima che si attesta a circa 1m 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.)
SD13	7,21	3.27
CPTU-PM2	7,53	0.95

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 30m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30m 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 30m”.

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:

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

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])

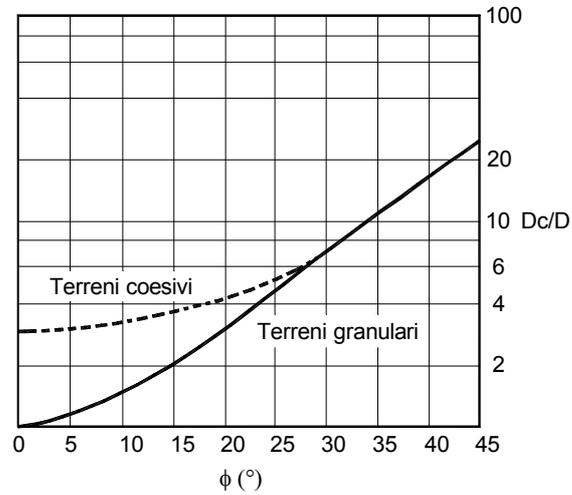
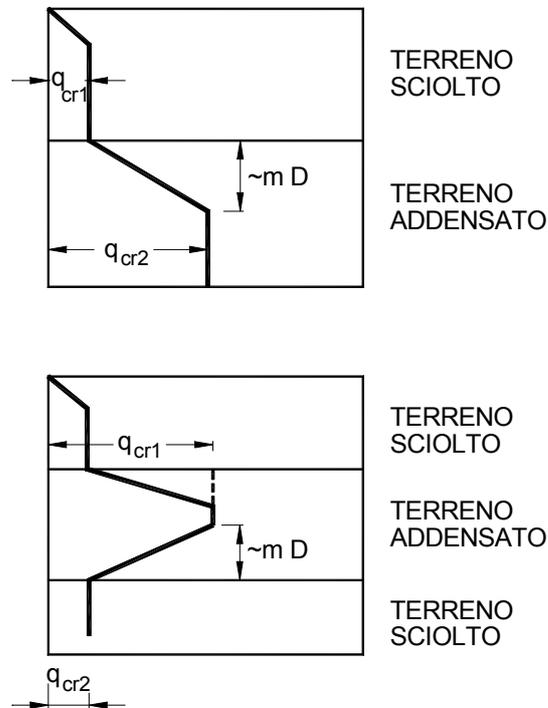


Figura 5-2: Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])



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:

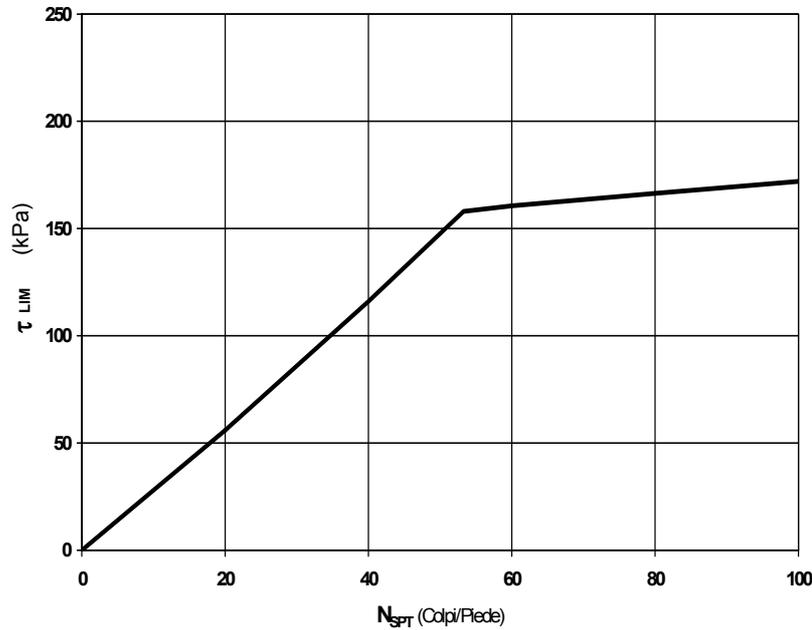
$$\tau_{lim} \leq \tau = f(N_{SPT})$$

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 = $0,75 \phi' \div 1,00 \phi'$ (*pali infissi, pali infissi esistenti*);

f_L valore limite dell'attrito laterale unitario limite.

Meyerhof-a [1976] :

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

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] :

$f_L = q_c/200$ (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

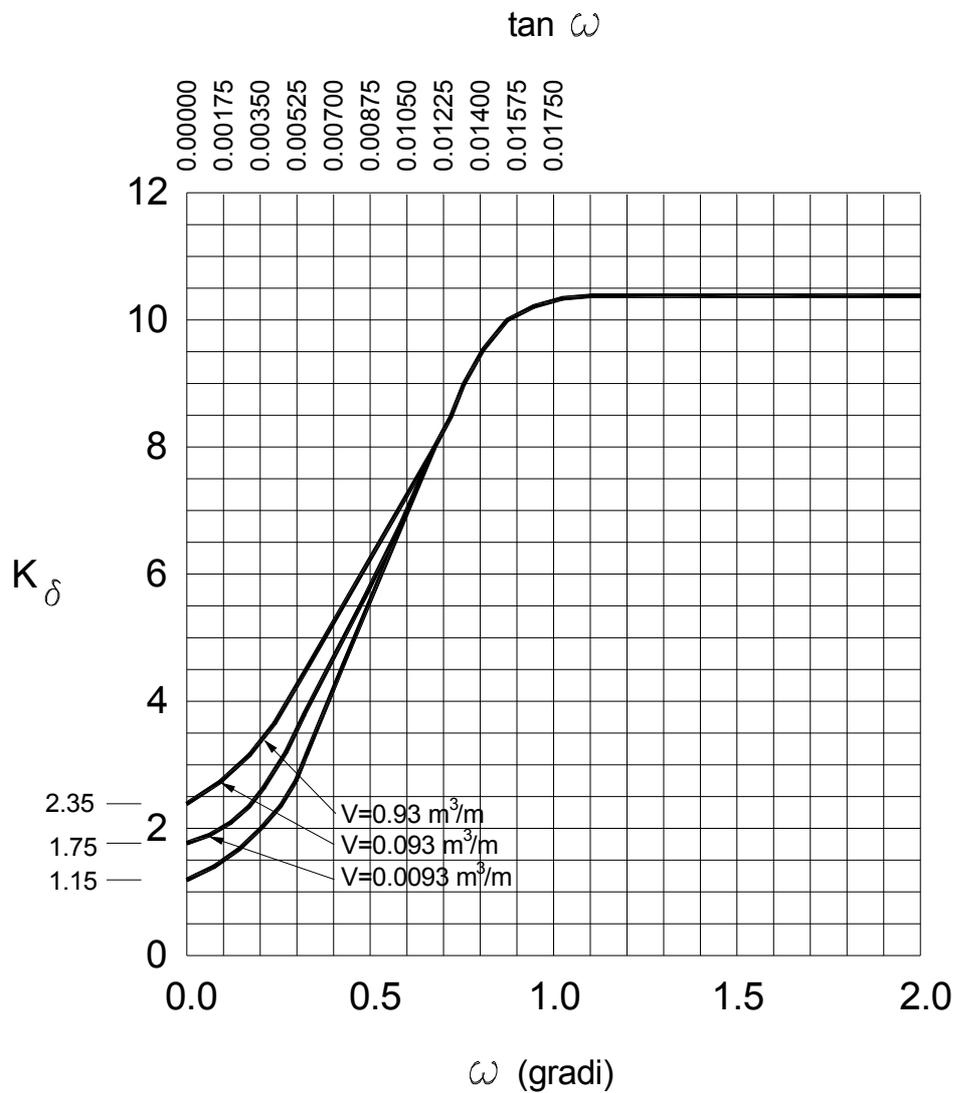


Figura 5-5: Valore del fattore correttivo C_f in funzione del rapporto δ/ϕ' e ϕ' .

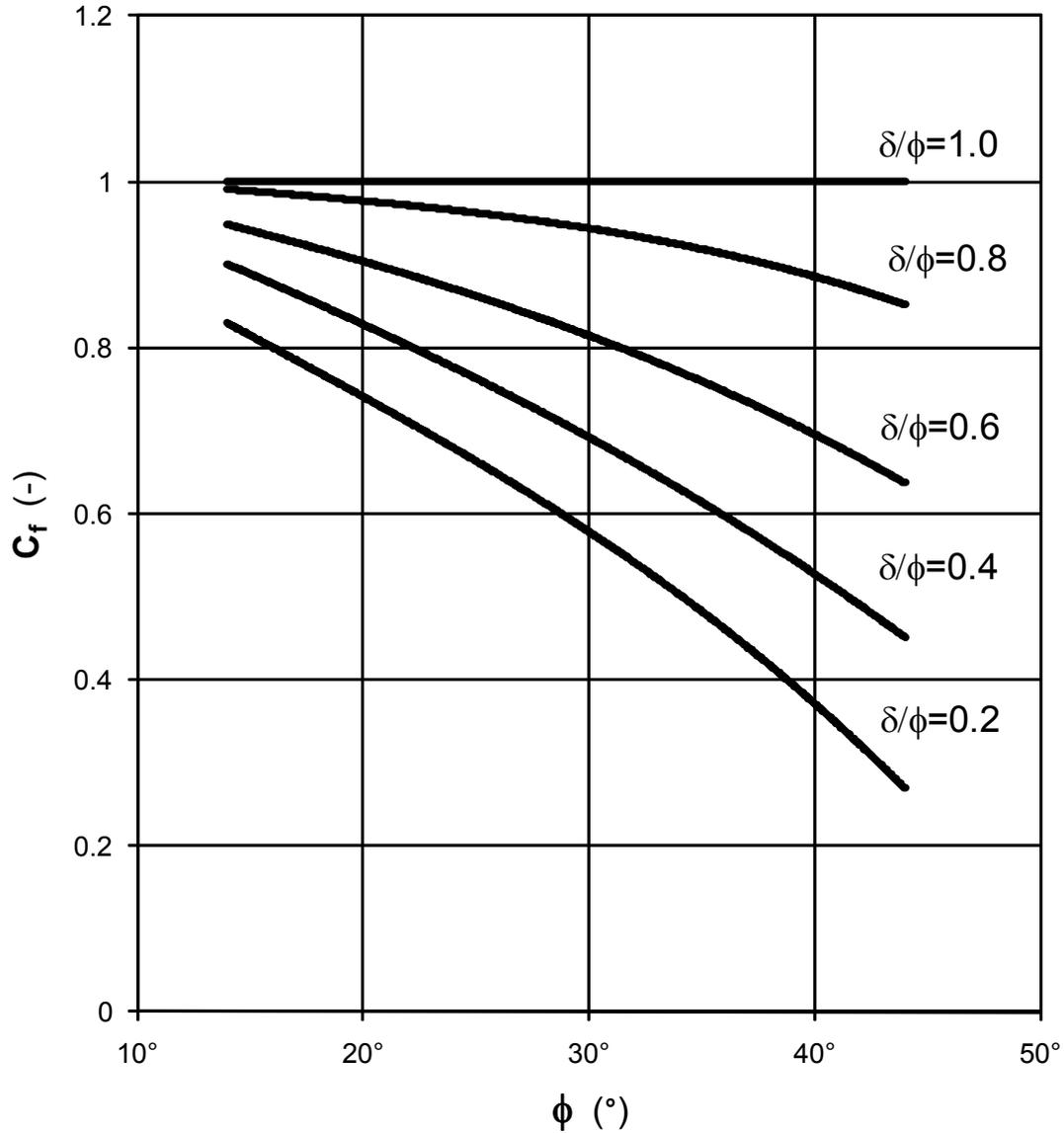


Figura 5-6: K in accordo a Meyerhof [1976]

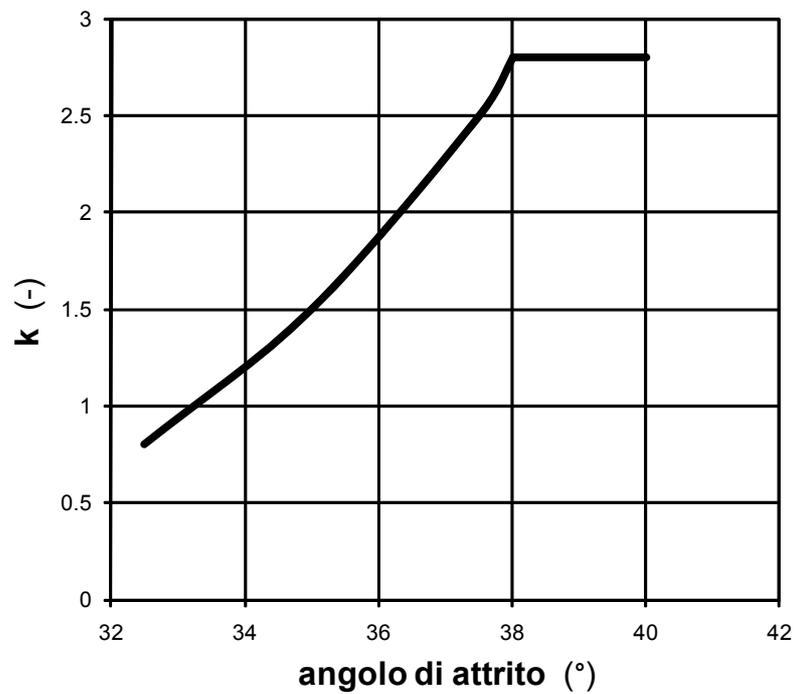


Figura 5-7: f_L in accordo a Tomlinson [1977]

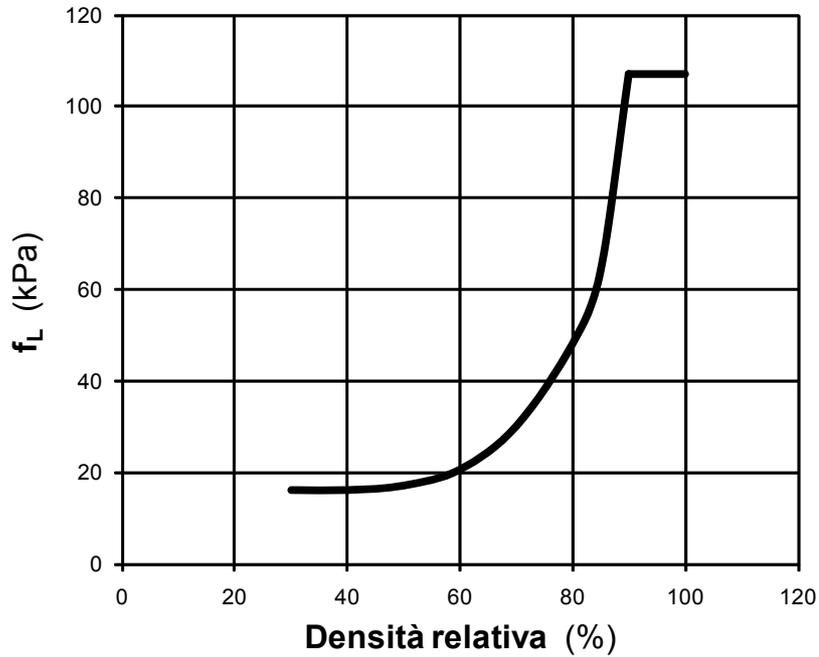
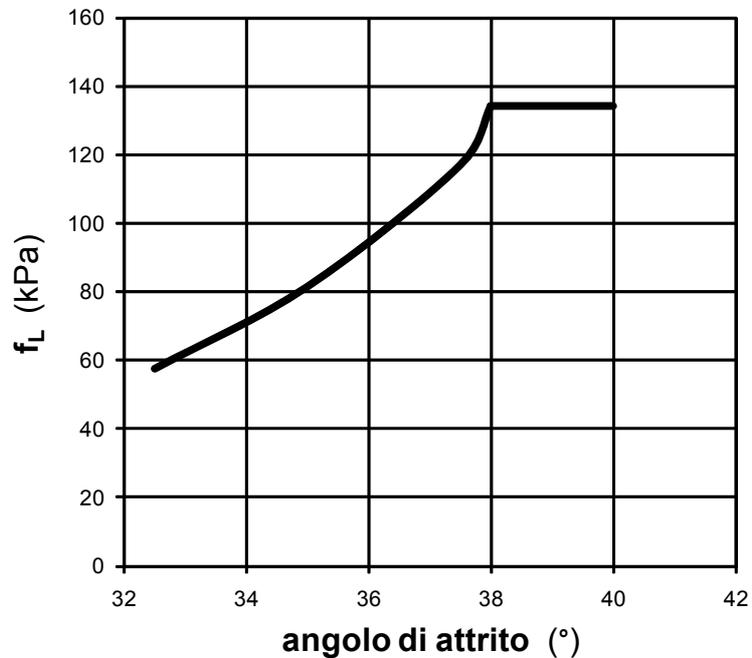


Figura 5-8: f_L in accordo a Meyerhof [1976]



Terreni coesivi:

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

dove:

α coefficiente moltiplicativo

C_u coesione non drenata (kPa)

Pali soggetti a compressione

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

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

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

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

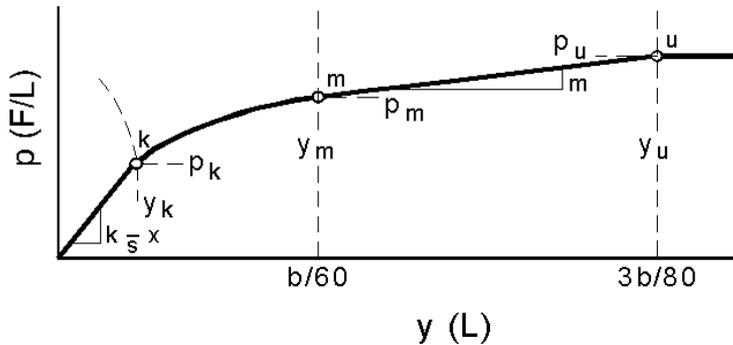
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante 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 $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

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

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

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

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

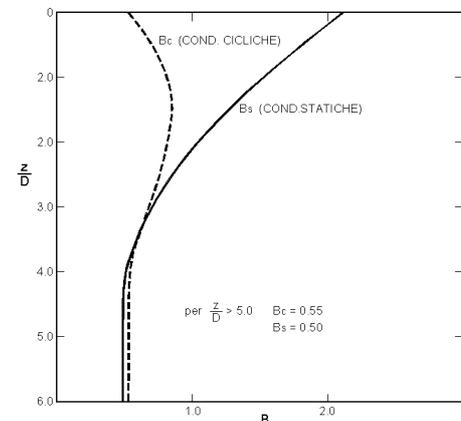
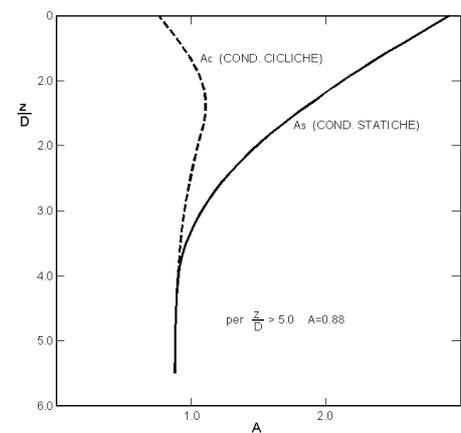
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

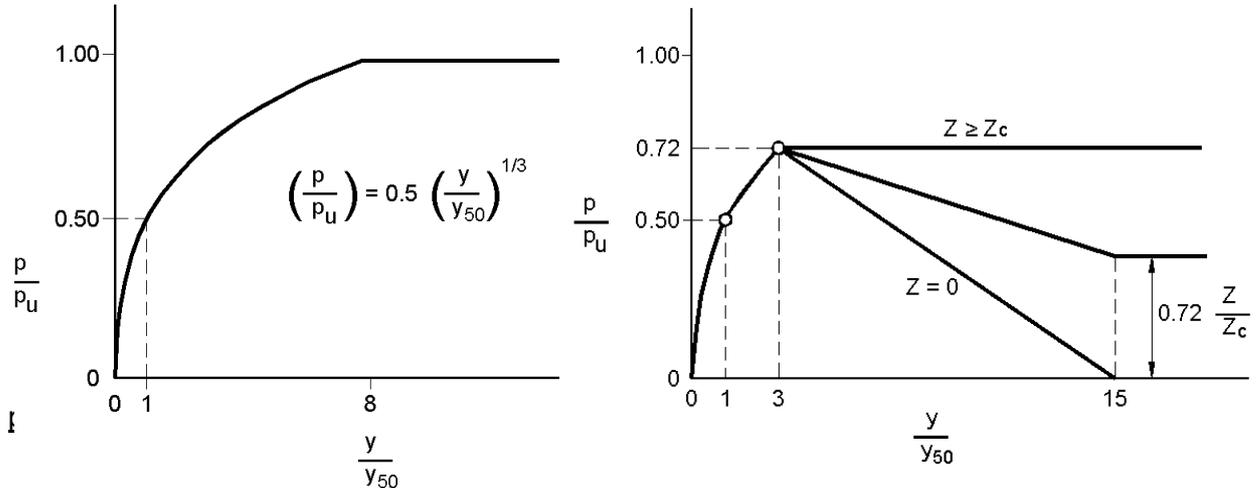
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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 $p=0.5 p_u$

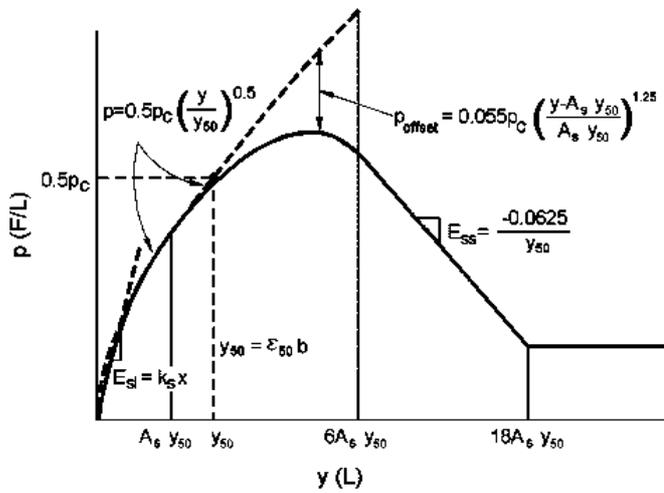
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

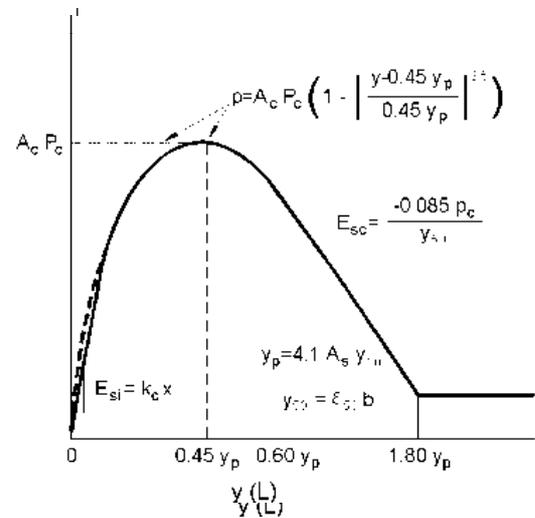
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

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

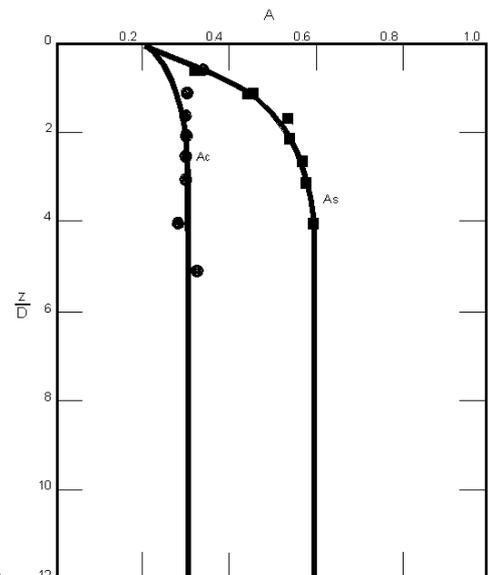
$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p = 0.5 p_u$

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

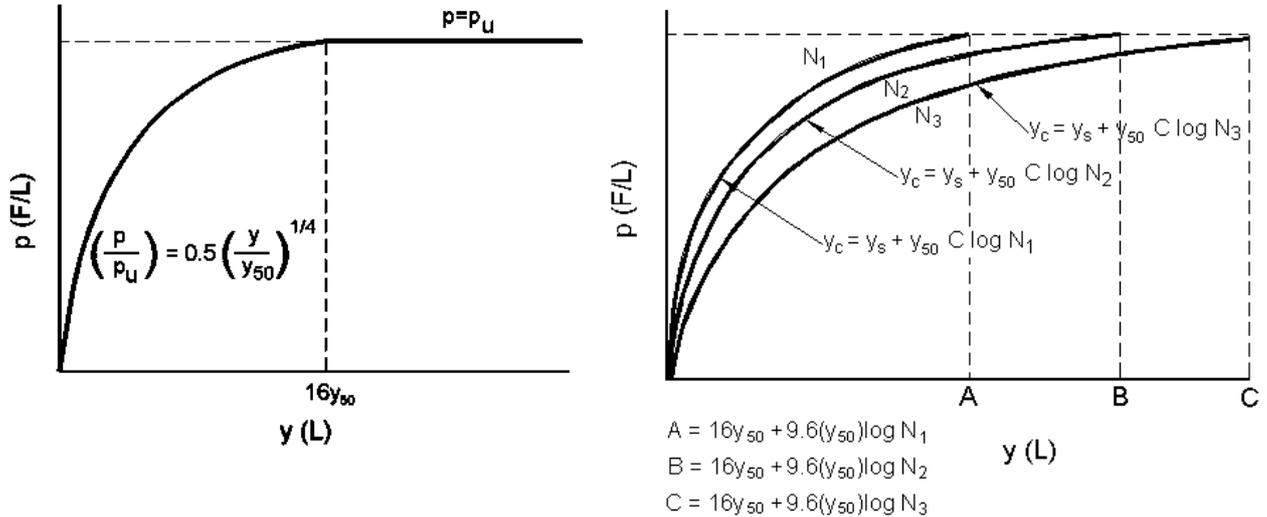
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

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



Carichi statici

Carichi ciclici

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

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

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

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

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

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.

5.3.4.1 *Comportamento non lineare del palo*

Quando specificato, è possibile assegnare alle proprietà del palo di fondazione delle caratteristiche flessionali non lineari, in termini di legge/andamento momento-curvatura.

Per ogni sezione armata, sulla base delle azioni assiali assegnate e agenti sui singoli pali, viene determinato, secondo le leggi costitutive dei materiali costituenti il palo, un corrispondente andamento dei momenti in funzione delle curvature o distorsioni angolari.

Tale legge quindi descrive il comportamento del palo, in presenza di carichi flessionali variabili, fino al raggiungimento limite della plasticizzazione della sezione di lavoro.

In particolare questo criterio è stato impiegato nei pali esistenti delle opere d'arte (pali battuti tipo SCAC), dove la sezione del palo e i materiali componenti esigui (calcestruzzo e armature) ne identificano univocamente e limitano il comportamento.

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.

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.

Nel seguito vengono indicate le modalità utilizzate per determinare l'azione di tiro agente sul sistema di pali nelle diverse combinazioni di carico, in funzione della rigidità sia del ritegno stesso, che della spalla e della sua fondazione.

Dove il calcolo di verifica strutturale della fondazione (pali esistenti) evidenzia la necessità di tarare correttamente il contributo del sistema/ritegno passivo mediante l'adozione di un comportamento non lineare dei pali di fondazione (esistenti), il calcolo è condotto considerando il comportamento non lineare della sezioni in c.a. del palo, in modo da cogliere l'effettivo comportamento della struttura più deformativo.

6.1 VALUTAZIONE DEL TIRO DI LAVORO NEL SISTEMA DI RITEGNO SISMICO.

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 rigidità 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 (*spiccatto 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:

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

Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

$$\Delta\delta_{h,i} = \delta_{o,htir} - \delta_{i,h \text{ tir}}$$

Le Figura 6-1 Figura 6-2 mostrano gli esempi del metodo ora illustrato; il punto di intersezione tra le curve di rigidezza del ritegno, 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.

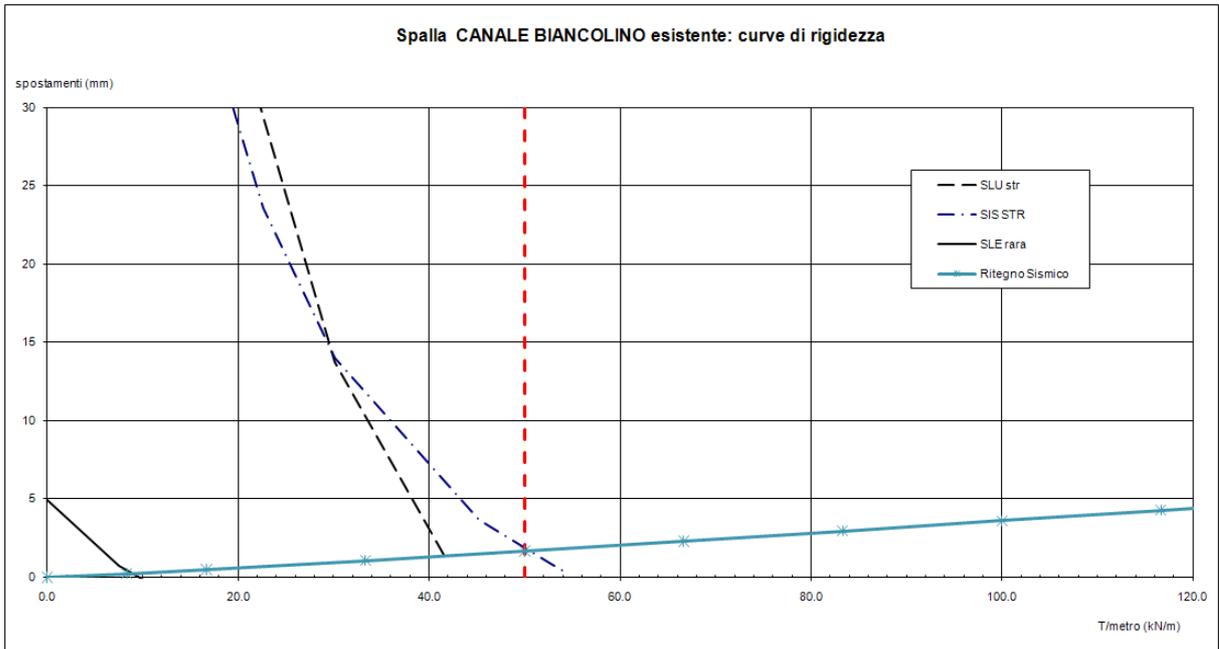


Figura 6-1. Curva di interazione tra spalla e micropali passivi – comportamento fondazione spalla lineare

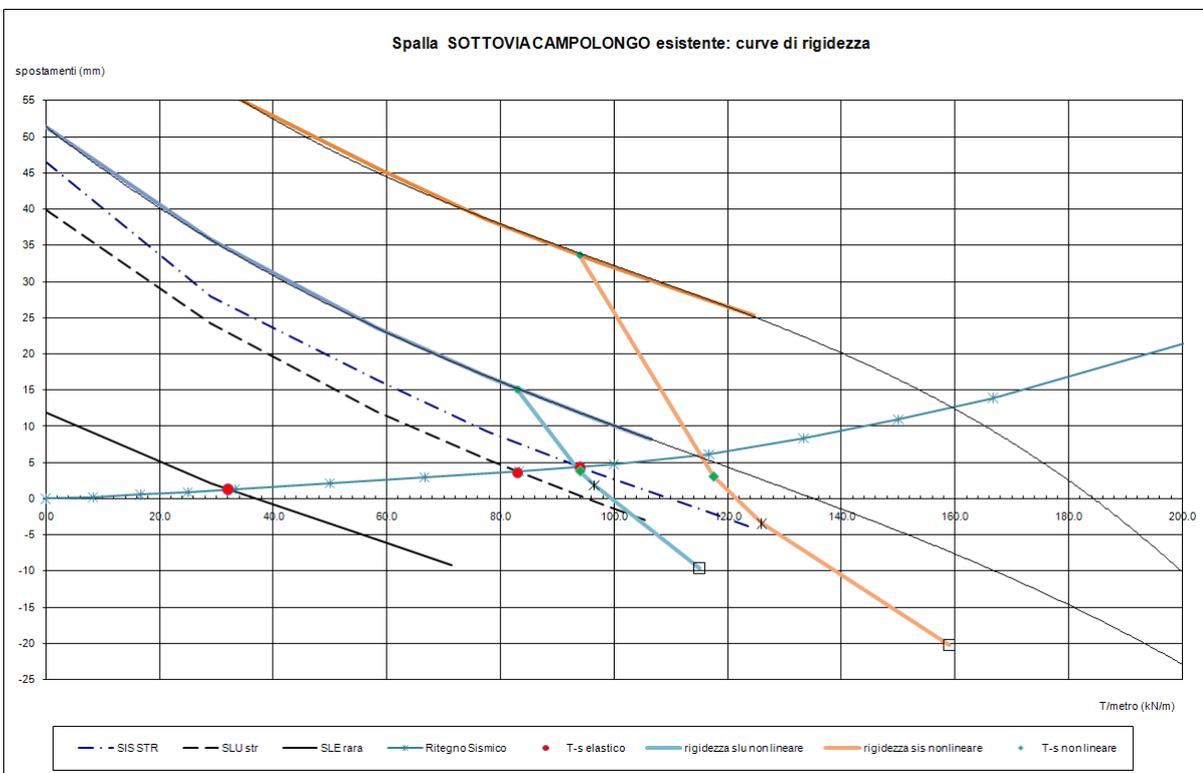


Figura 6-2. Curva di interazione tra spalla e micropali passivi – comportamento fondazione spalla non-lineare

7. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il Ponte sul Canale Biancolino è un'opera a tre campate sostenuta da spalle passanti e due pile, con fondazioni profonde. L'opera è disposta in retto rispetto l'asse longitudinale autostradale.

Le fondazioni esistenti delle spalle e delle pile sono realizzate con pali battuti di tipo SCAC (pali di fondazione prefabbricati centrifugati) di diametro $\varnothing 450\text{mm}$ e lunghezza pari a 14m.

Nelle spalle, costituite da setti passanti, i pali sono disposti in gruppi di tre su ogni setto, così come illustrato nella Figura 7-1, per un totale di n°24 pali. L'interasse dei pali è pari a 1.20 m, e l'interasse dei setti è 3,32 m.

Le fondazioni delle pile sono costituite da un unico plinto fondato su n°32 pali SCAC disposti a quinconce, come illustrato nella Figura 7-1.

Le fondazioni delle spalle e delle pile in ampliamento saranno profonde su pali trivellati di grande diametro ($\varnothing 1000\text{ mm}$ per le spalle e $\varnothing 1200\text{ mm}$ per le pile).

Le spalle in ampliamento sono state previste passanti, analogamente al disegno dell'esistente.

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 rigidezze comparabili.

Le spalle esistenti saranno rafforzate mediante un sistema passivo costituito da n.2 pali trivellati disposti in serie e collegati a tergo, mediante trave, al paramento della spalla.

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 n°4 cavalletti costituiti ognuno da n°2 pali di diametro $\varnothing=1000\text{mm}$, di lunghezza $L=15\text{m}$ e interasse $i=3,0\text{ m}$.

Riepilogando quindi, per la parte in allargamento si ha:

Spalla A: n°6 (Nord) + 8 (Sud) pali $\varnothing1000$ di $L=25.0\text{m}$

Adeguamento Sismico n°4 cavalletti di n°2 pali $\varnothing1000$ di $L=15.0\text{m}$

Spalla B: n°8 (Nord) + 10 (Sud) pali $\varnothing1000$ di $L=25.0\text{m}$

Adeguamento Sismico n°4 cavalletti di n°2 pali $\varnothing1000$ di $L=15.0\text{m}$

Pile: n°6x2 pali $\varnothing1200$ di $L=32\text{m}$

Mentre per le fondazioni esistenti:

Spalle: n°24 (8 fondazioni indipendenti di 3 pali ciascuna) $\varnothing450$ di $L=14.0\text{m}$

Pile: n°32 $\varnothing450$ di $L=14.0\text{m}$

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 Biancolino

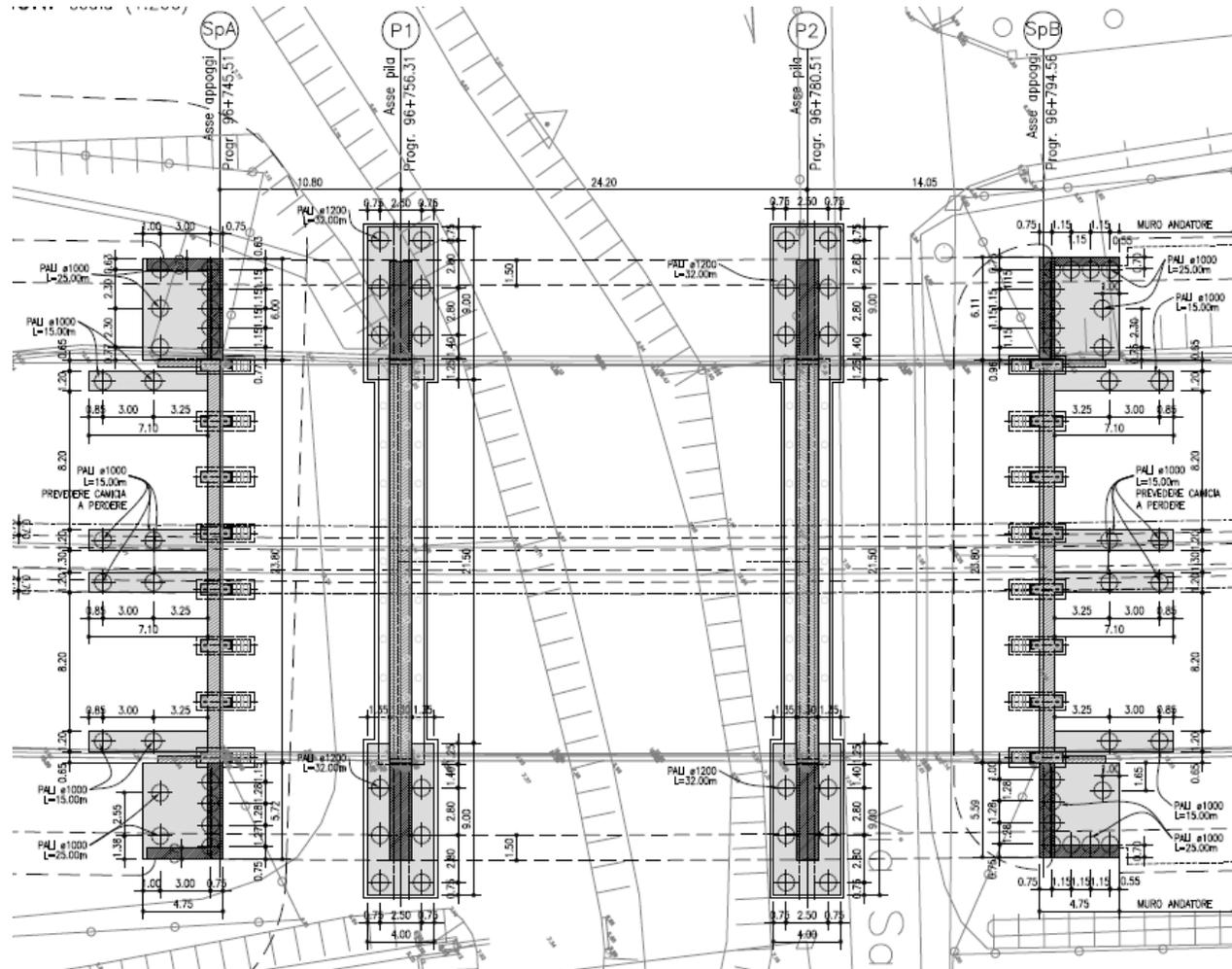


Figura 7-2: Profilo esistente

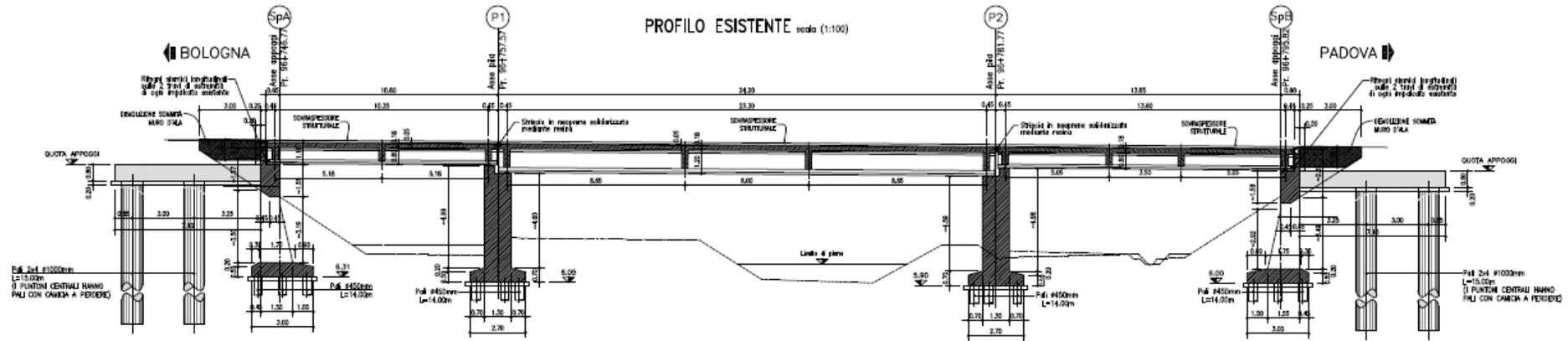


Figura 7-3: Profilo di progetto

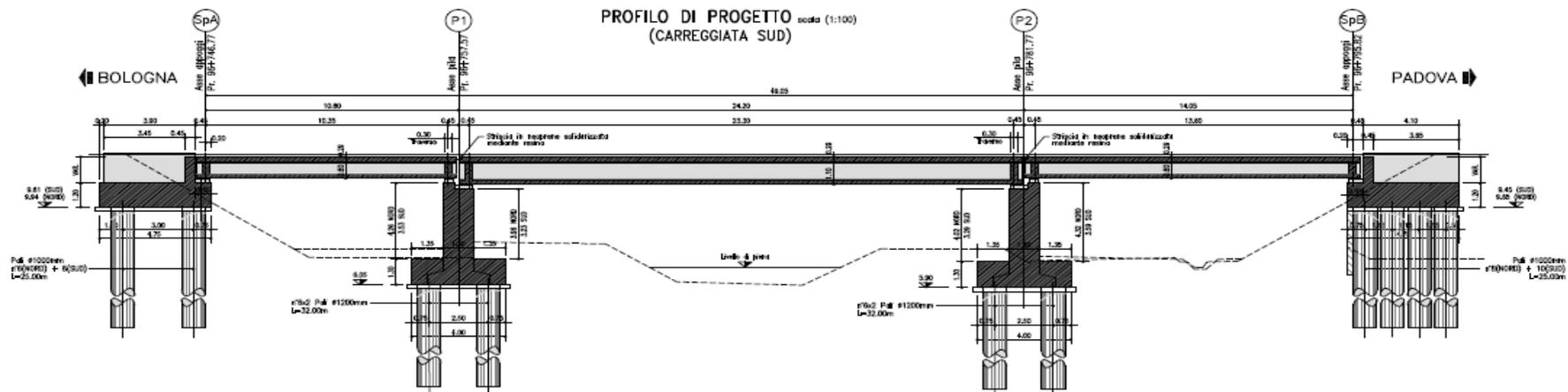
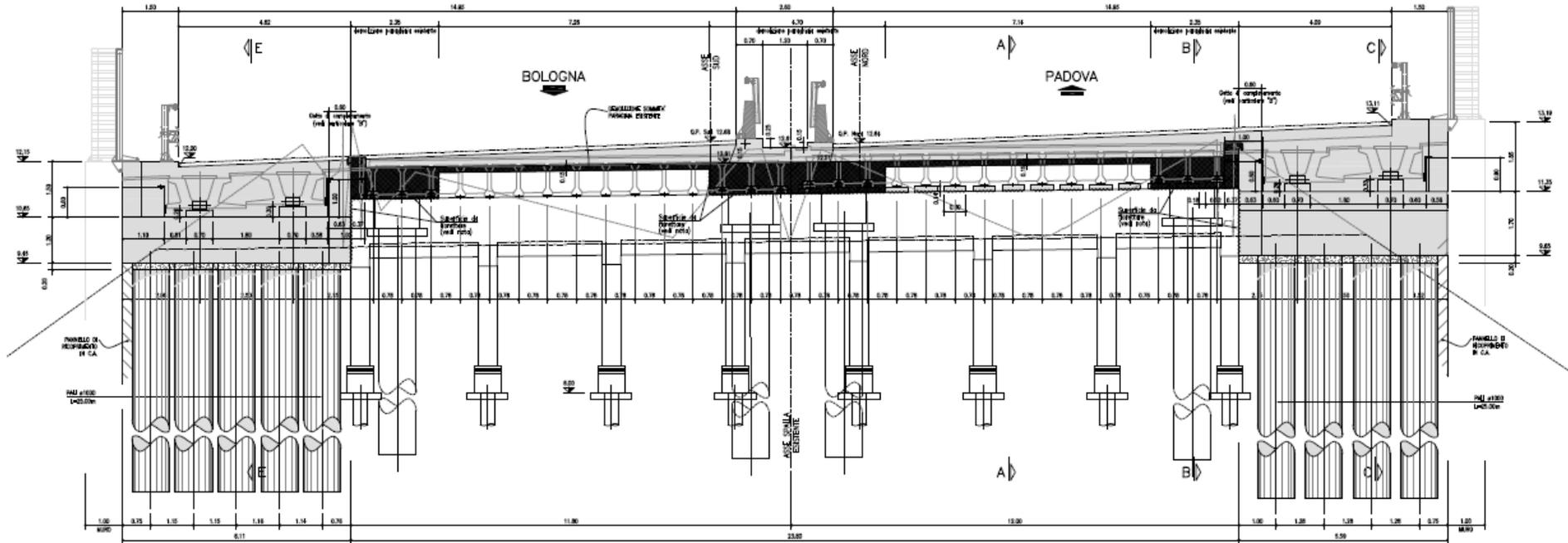


Figura 7-4: Sezione spalla



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.

Gli assi di riferimento (x, y) sono orientati solidali alla geometria di fondazione delle spalla e 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

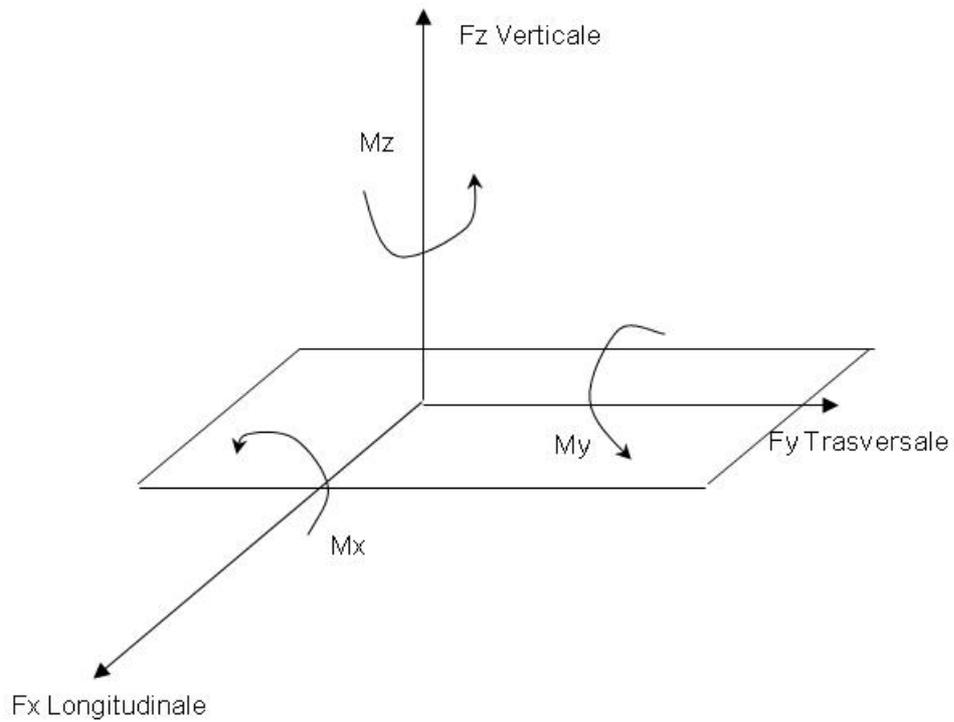
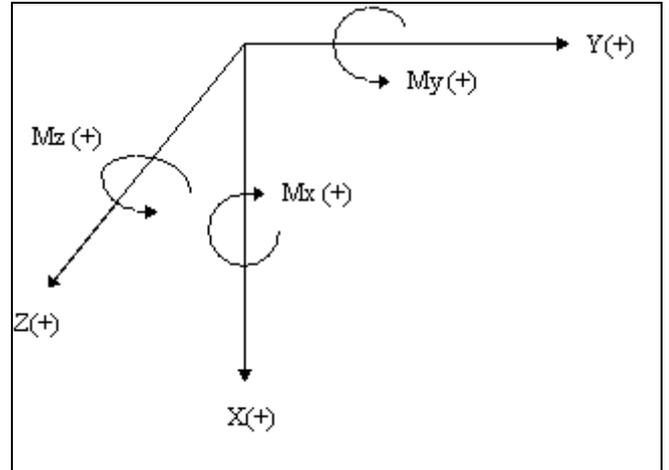
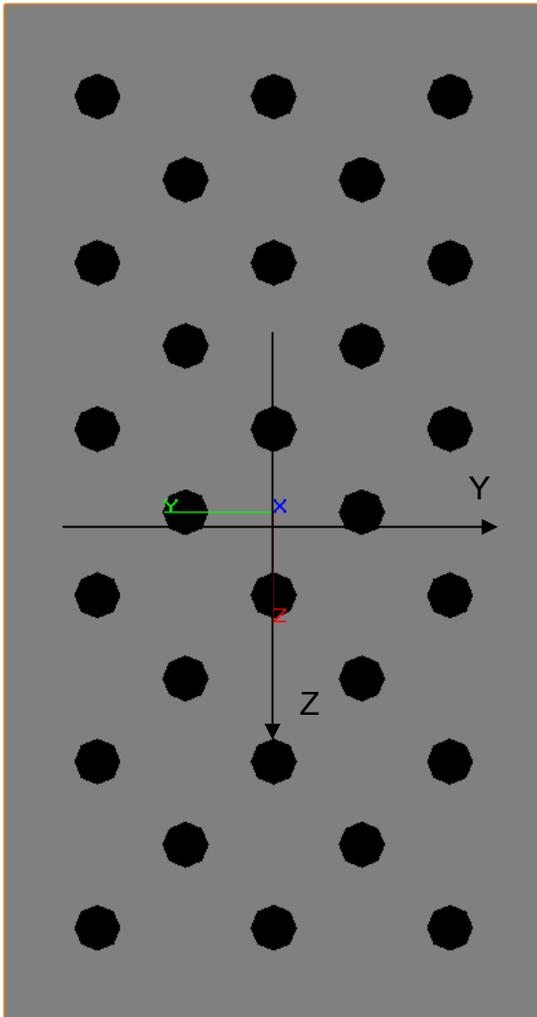


Figura 8-2: Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP



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 sono di tipo passante. Una volta realizzata la fondazione su pali e la spalla, con conseguente riempimento a tergo della stessa, si raggiunge la quota di progetto della piattaforma autostradale, andando a scavare, secondo le pendenze definitive di progetto, davanti ai pali (lato valle) per un'altezza di circa 2.5m.

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).

Nel presente caso di pendenza di scarpata di valle, è stato introdotto nel modello di calcolo geotecnico un angolo di attrito *equivalente* ($\varphi'=26^\circ$) la cui curva d'interazione 'p-y' corrisponde al caso di scarpata inclinata con materiale da rilevato (sabbie).

In termini di azioni è stata ipotizzata una condizione di scalzamento sui pali lato valle e sono stati applicati, lungo il fusto dei pali, dei carichi che simulano, nelle varie combinazioni esaminate, l'effetto della spinta del terreno.

Tale spinta, espressa in termini di diagramma di pressione a forma trapezia, è stata calcolata per le combinazioni:

- SLE
- SLU A1 – M1
- SLU A2 – M2
- SISMA A1 - M1

- SISMA A2 – M2

tenendo conto dei coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri del terreno in funzione delle condizioni esaminate.

In direzione longitudinale (parallelamente all'autostrada) la lunghezza di applicazione del carico è stata posta, per i pali lato scarpata, pari all'interasse dei pali, che sono disposti ravvicinati, a costruire una paratia; viceversa, per i pali interni è stata considerata una lunghezza di (1.6 volte il diametro del palo).

La valutazione di tali spinte è stata condotta considerando i seguenti parametri del terreno spingente:

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

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

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

Combiazione SLE

Diagramma da applicare ai pali - SLE	H (kN/m)		Htot (kN/m)	
	pali lato Aut.	pali interni	pali lato Aut.	pali interni
spinta terra p.to 1 (t.p.)	12.9	17.2	12.9	25.1
spinta terra p.to 2 (-5.0 da t.p.)	26.9	35.9	26.9	43.8
spinta sovracc. p.to 1 (t.p.)	0.0	7.9		
spinta sovracc. p.to 2 (-5.0 da t.p.)	0.0	7.9		

Combiazione SLU STR e SISMA STR

Diagramma da applicare ai pali - A1-M1	H (kN/m)		SLU A1 - M1		SISMA A1 - M1	
	pali lato Aut.	pali interni	Htot (kN/m)		Htot (kN/m)	
			pali lato Aut.	pali interni	pali lato Aut.	pali interni
spinta terra p.to 1 (t.p.)	16.8	22.4	16.8	34.2	22.3	29.8
spinta terra p.to 2 (-5.0 da t.p.)	35.0	46.7	35.0	58.5	46.6	62.1
spinta sovracc. p.to 1 (t.p.)	0.0	11.8				
spinta sovracc. p.to 2 (-5.0 da t.p.)	0.0	11.8				

Combiazione SLU GEO e SISMA GEO

Diagramma da applicare ai pali - A2-M2	H (kN/m)		SLU A2 - M2		SISMA A2 - M2	
	pali lato Aut.	pali interni	Htot (kN/m)		Htot (kN/m)	
			pali lato Aut.	pali interni	pali lato Aut.	pali interni
spinta terra p.to 1 (t.p.)	16.3	21.7	16.3	34.6	22.7	30.3
spinta terra p.to 2 (-5.0 da t.p.)	33.9	45.2	33.9	58.1	47.4	63.2
spinta sovracc. p.to 1 (t.p.)	0.0	12.9				
spinta sovracc. p.to 2 (-5.0 da t.p.)	0.0	12.9				

		Fx [kN]	Fz [kN]	My [kNm]
SLE_Rara	max Fx	1,459.50	257.88	-339.21
	min Fz	1,721.91	161.47	147.51
	max Fz	1,459.50	257.88	-339.21
	min My	1,721.91	161.47	147.51
	max My	1,459.50	257.88	-339.21
SLU_STR	max Fx	1,827.68	389.90	-745.09
	min Fz	2,324.57	219.78	188.96
	max Fz	1,827.68	389.90	-745.09
	min My	2,324.57	219.78	188.96
	max My	1,827.68	389.90	-745.09
SLU_GEO	max Fx	1,395.26	375.69	-683.51
	min Fz	1,765.75	209.46	49.14
	max Fz	1,395.26	375.69	-683.51
	min My	1,765.75	209.46	49.14
	max My	1,395.26	375.69	-683.51
Sisma STR	max Fx	1,429.62	434.90	-981.11
	min Fz	1,429.62	9.77	606.52
	max Fz	1,429.62	434.90	-981.11
	min My	1,429.62	9.77	606.52
	max My	1,429.62	434.90	-981.11
Sisma GEO	max Fx	1,429.62	492.98	-1,128.61
	min Fz	1,429.62	57.77	492.80
	max Fz	1,429.62	492.98	-1,128.61
	min My	1,429.62	57.77	492.80
	max My	1,429.62	492.98	-1,128.61
Permanenti	max Fx	1,429.62	173.42	-22.67
	min Fz	1,429.62	173.42	-22.67
	max Fz	1,429.62	173.42	-22.67
	min My	1,429.62	173.42	-22.67
	max My	1,429.62	173.42	-22.67
SLE_PLUS	max Fx	1,472.30	294.08	-474.87
	min Fz	1,847.17	173.42	220.45
	max Fz	1,472.30	294.08	-474.87
	min My	1,847.17	173.42	220.45
	max My	1,472.30	294.08	-474.87

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

	Fx [kN]	Fz [kN]	My [kNm]
SLE Rara1	2,578.65	353.67	-1,242.15
SLE Rara2	2,658.35	178.94	-2,106.02
SLU STR1	3,253.46	544.13	-1,318.56
SLU STR2	3,588.77	244.43	-2,846.55
SLU GEO1	1,746.81	503.55	717.57
SLU GEO2	2,728.34	218.35	-2,279.63
SIS str1	2,191.75	595.29	-1,757.51
SIS str2	2,191.75	-51.75	-986.82
SIS geo1	2,191.75	641.22	-1,806.05
SIS geo2	2,191.75	-12.35	-1,025.70
pp1	2191.7	198.0	-1230.7

Tabella 8-2: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione in ampliamento

8.3 AZIONI DI CALCOLO – PILE

Nelle Tabelle seguenti vengono riportati i carichi trasmessi dal Progettista Strutturale nelle diverse combinazioni SLU e SLE, in cui l'asse x è coincidente con l'asse longitudinale dell'autostrada (convenzioni di segno di Figura 8-1).

Le sollecitazioni sono state valutate nel baricentro della fondazione (intesa come esistente più ampliamento) ad intradosso del plinto di fondazione.

Tabella 8-3: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione (esistente ed ampliamento) - Combinazioni SLU

		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
SLU_STR	max Fx	1,384.1	73.3	-17,958.7	297.0	6,851.2
	min Fx	-1,507.3	73.3	-30,132.0	297.0	-7,461.0
	max Fz	1,384.1	73.3	-17,958.7	297.0	6,851.2
	min Fz	-394.2	73.3	-33,481.3	297.0	-1,951.3
SLU_GEO	max Fx	1,174.0	63.6	-17,958.7	257.4	5,811.4
	min Fx	-1,276.7	63.6	-22,974.2	257.4	-6,319.5
	max Fz	1,174.0	63.6	-17,958.7	257.4	5,811.4
	min Fz	-328.5	63.6	-25,827.3	257.4	-1,626.1

**Tabella 8-4: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione (esistente ed ampliamento) -
Combinazioni SIS**

		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
Sisma STR	max Fx	5,069.0	684.7	-17,958.7	3,629.1	28,465.0
	min Fx	5,069.0	684.7	-17,958.7	3,629.1	28,465.0
	max Fz	5,069.0	684.7	-17,958.7	3,629.1	28,465.0
	min Fz	5,069.0	684.7	-17,958.7	3,629.1	28,465.0
Sisma GEO	max Fx	5,069.0	684.7	-17,958.7	3,629.1	28,465.0
	min Fx	5,069.0	684.7	-17,958.7	3,629.1	28,465.0
	max Fz	5,069.0	684.7	-17,958.7	3,629.1	28,465.0
	min Fz	5,069.0	684.7	-17,958.7	3,629.1	28,465.0

**Tabella 8-5: Valori di calcolo delle azioni sulla fondazione (esistente ed ampliamento) -
Combinazioni SLE**

		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
SLE_Rara	max Fx	376.4	48.9	-17,958.7	198.0	1,863.3
	min Fx	-547.5	48.9	-22,320.0	198.0	-2,710.2
	max Fz	376.4	48.9	-17,958.7	198.0	1,863.3
	min Fz	-328.5	48.9	-24,800.9	198.0	-1,626.1
Permanenti	max Fx	0.0	0.0	-17,958.7	0.0	0.0
	min Fx	0.0	0.0	-17,958.7	0.0	0.0
	max Fz	0.0	0.0	-17,958.7	0.0	0.0
	min Fz	0.0	0.0	-17,958.7	0.0	0.0
SLE PLUS	max Fx	376.4	48.9	0.0	198.0	1,863.3
	min Fx	-547.5	48.9	-4,361.3	198.0	-2,710.2
	max Fz	376.4	48.9	0.0	198.0	1,863.3
	min Fz	-328.5	48.9	-6,842.2	198.0	-1,626.1

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 – pile e spalle esistenti

Profondità (da intradosso fondazione)	γ	τ_{lim}	ϕ	c_u	q_b	K
da 0 a 13m	20	35	-	40	0→800	15000
da 13 a 17m	19	40	32	-	1500	16000
da 17 a 21m	19	40	-	50	1000	25000
da 21 a 23m	19	50	34	-	930	25000
da 23 a 29m	18	50	-	70	630	40000
da 29 a 34m	19	60	36		1000	50000

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

Profondità (da intradosso fondazione)	γ	τ_{lim}	ϕ	c_u	q_b	K
da 0 a 2.5m	20	12	26	-	0	25000
da 2.5 a 9.5m	19	6÷18	-	7÷20	60→167	15000
da 9.5 a 16.5m	19	20÷27	-	22÷34	180→300	16000
da 16.5 a 20.5m	19	70÷85	34	-	900	20000
da 20.5 a 24.5m	19	36÷40	-	45÷51	400→470	40000
da 24.5 a 26.5m	19	110	34	-	1800	50000
da 26.5 a 32m	19	40÷50	-	58÷70	520→620	40000

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 SPALLE

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.3 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 (battuti) 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 (battuti) 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)

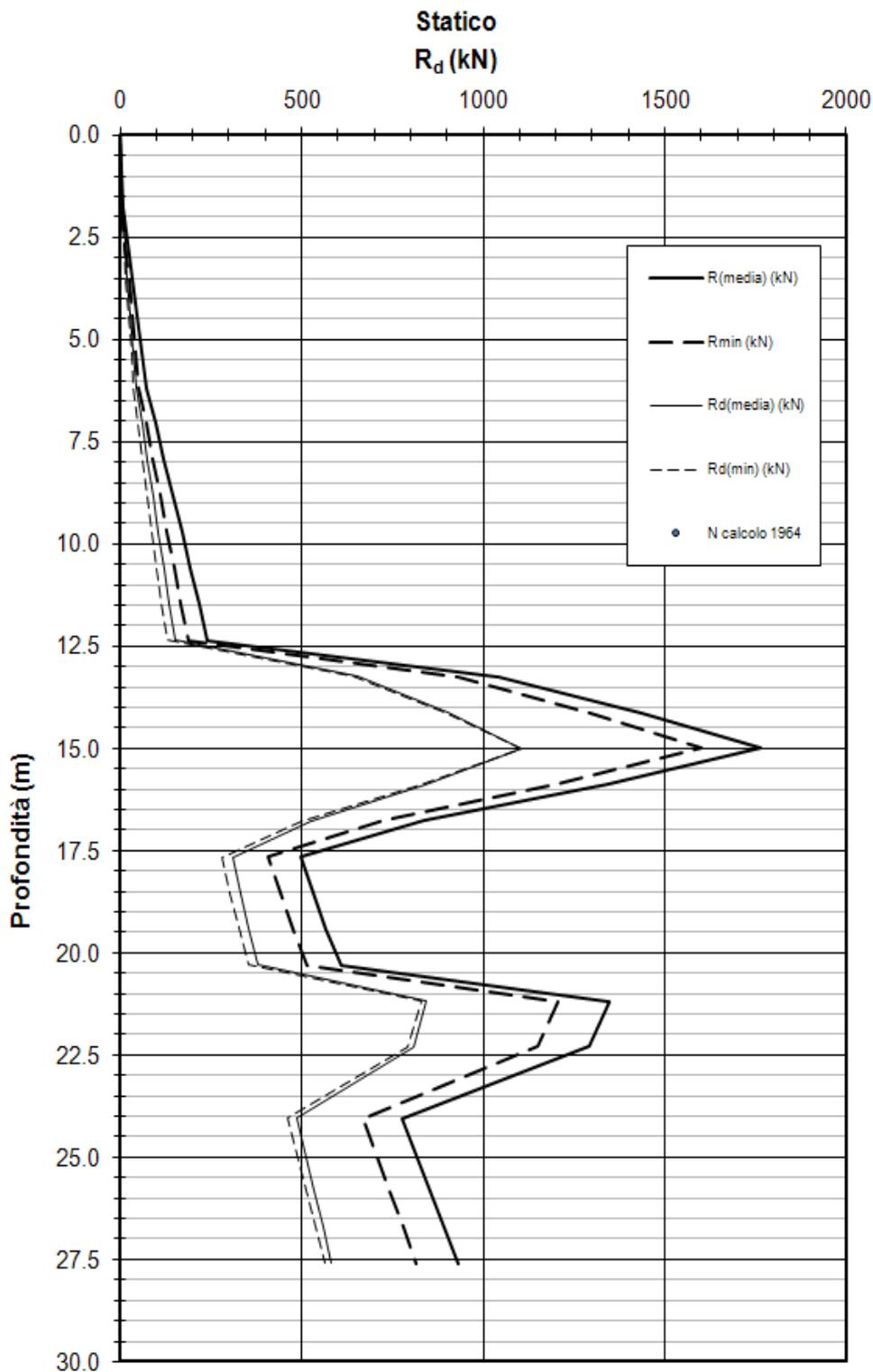


Figura 10-1: Pali battuti - Resistenza del palo a compressione – combinazione SLU

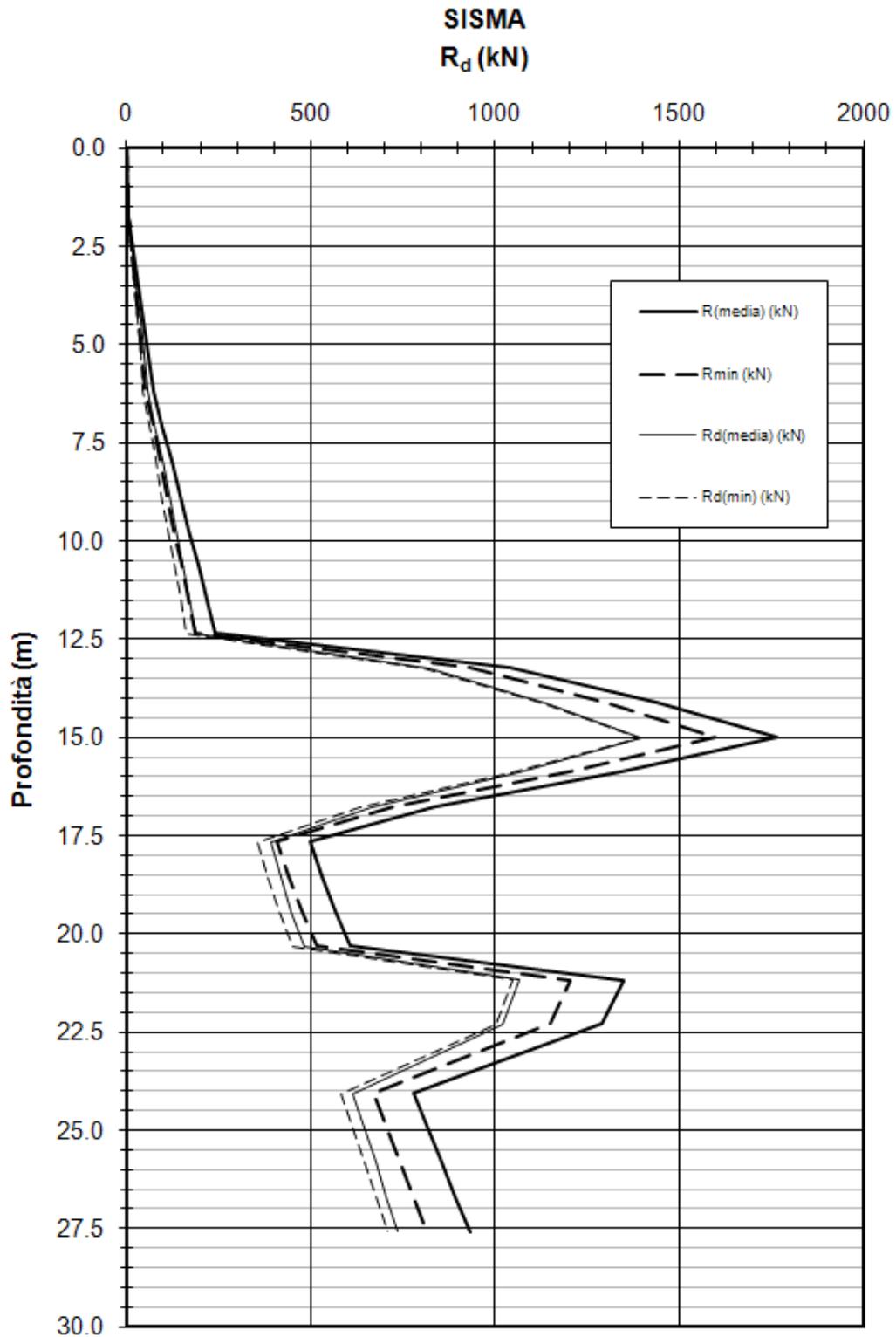


Figura 10-2: Pali battuti - Resistenza del palo a compressione – combinazione SIS

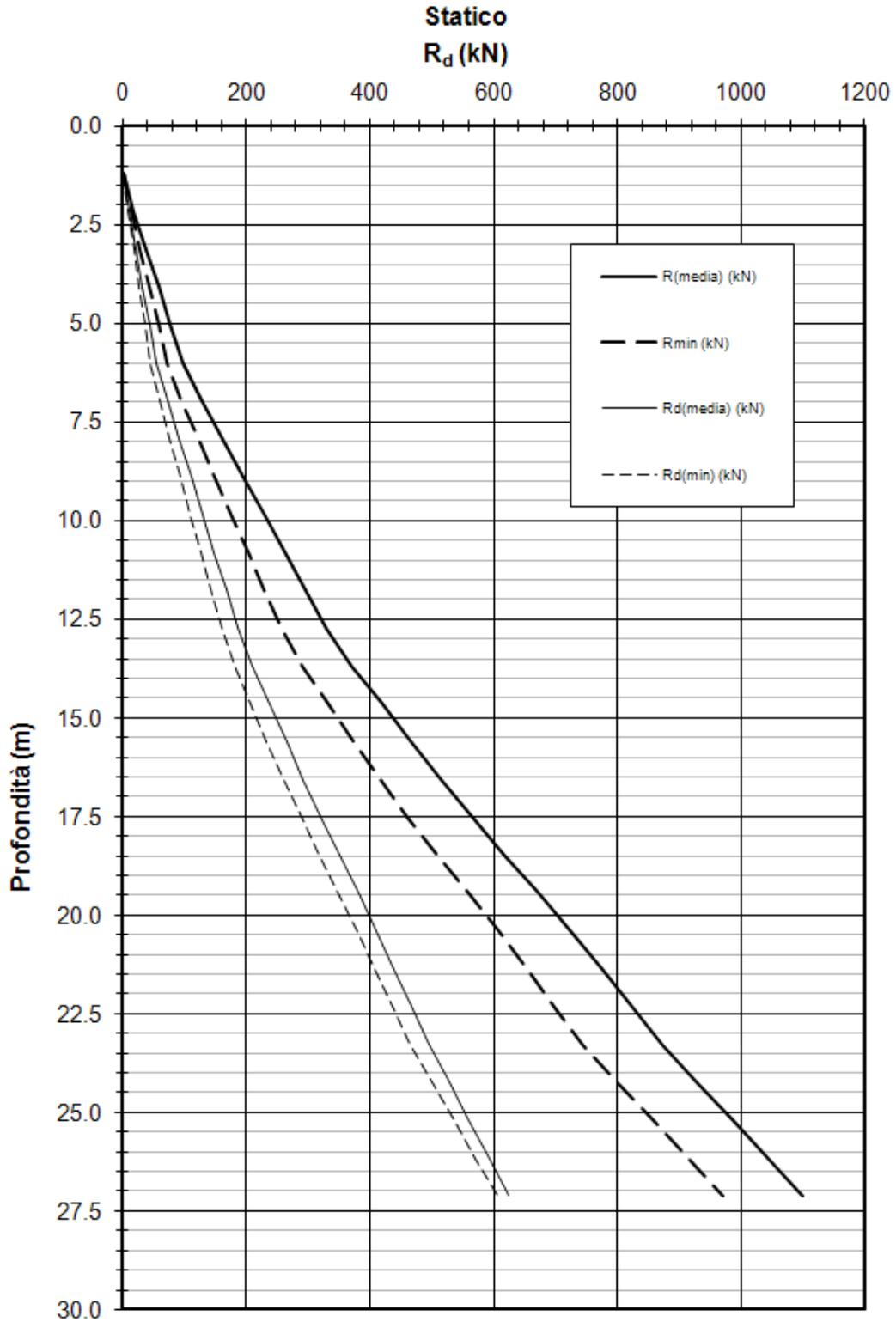


Figura 10-3: Pali battuti - Resistenza del palo a trazione – combinazione SLU

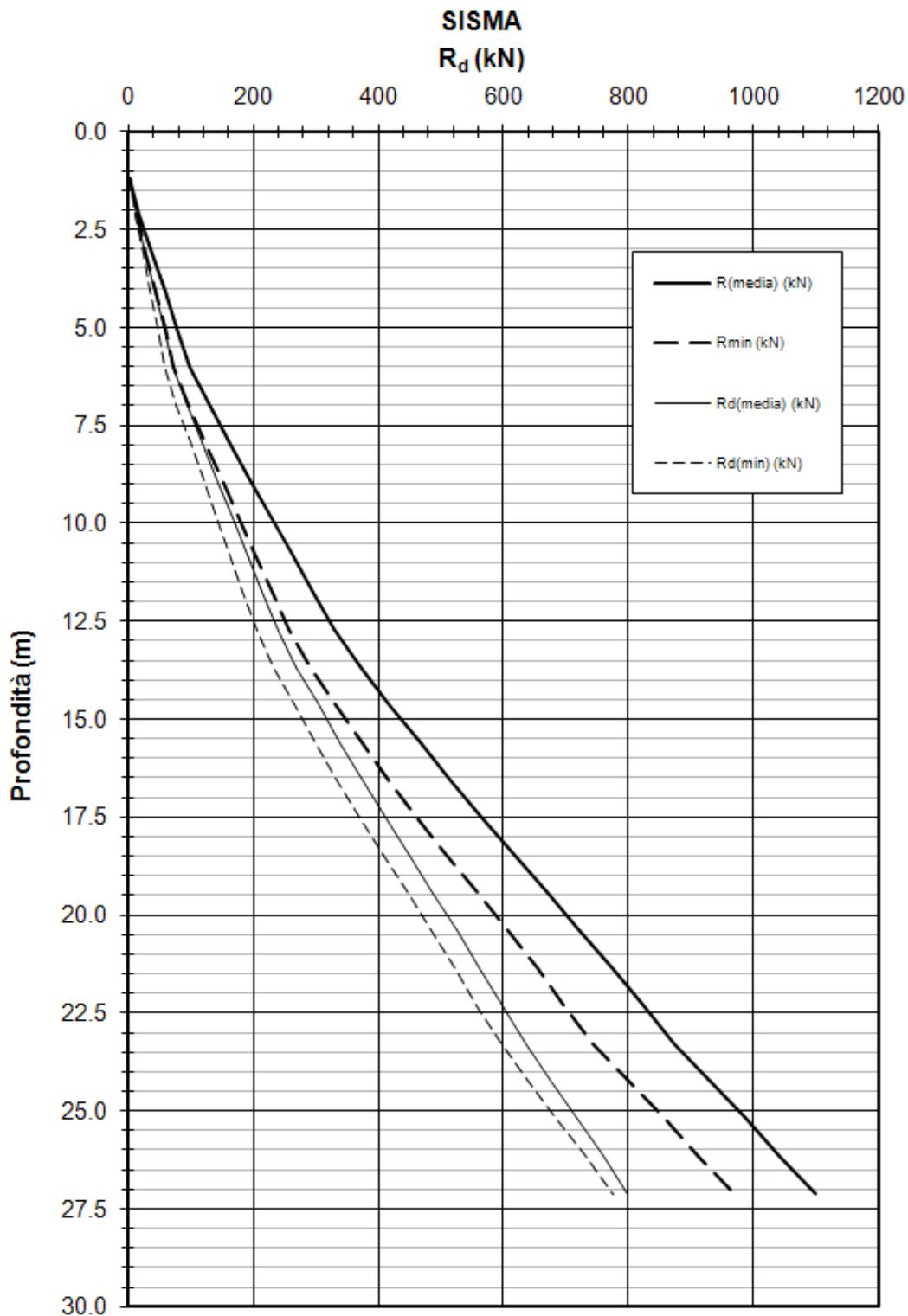


Figura 10-4: Pali battuti - Resistenza del palo a trazione – combinazione SIS

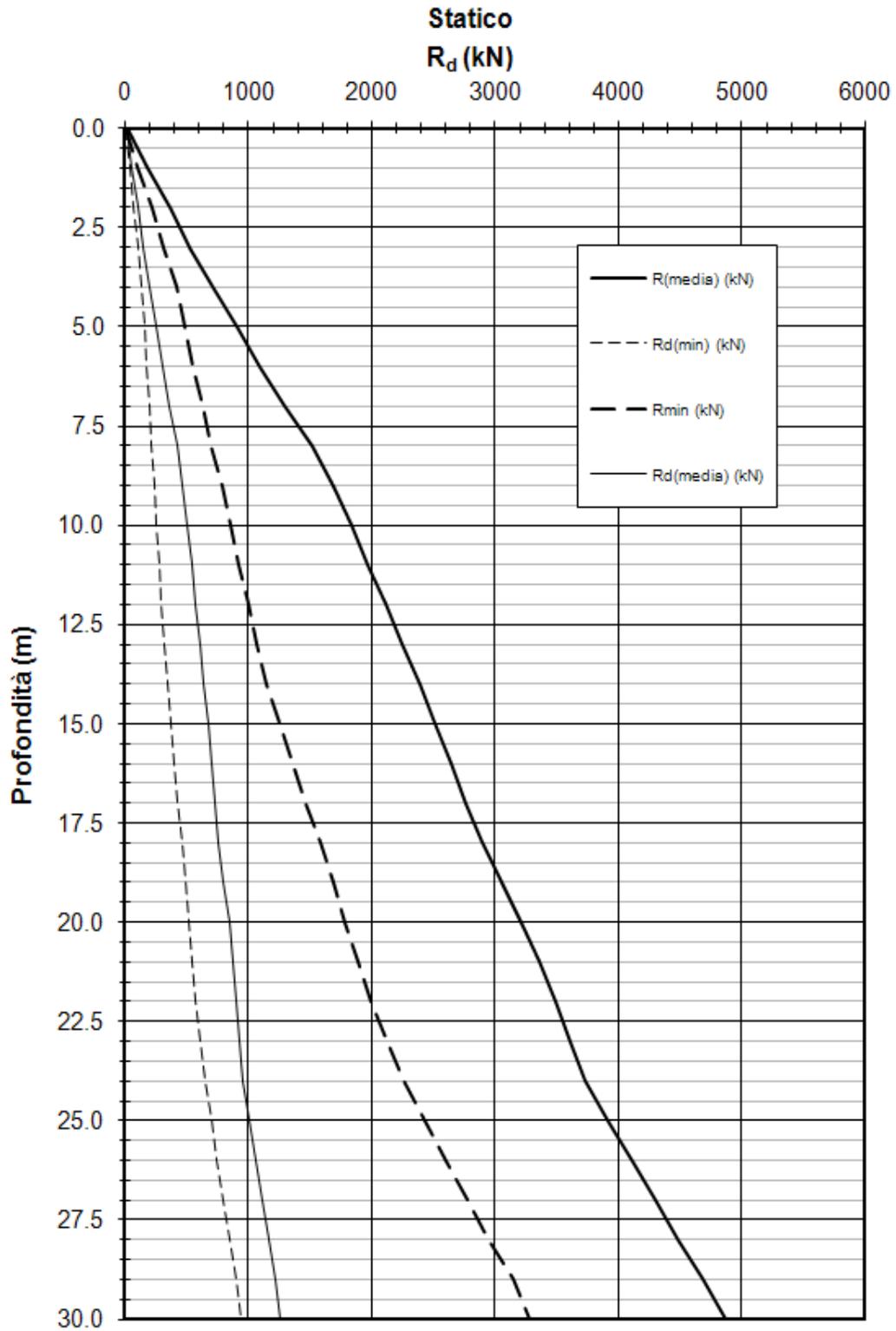


Figura 10-5: Pali trivellati - Resistenza del palo a compressione – combinazione SLU

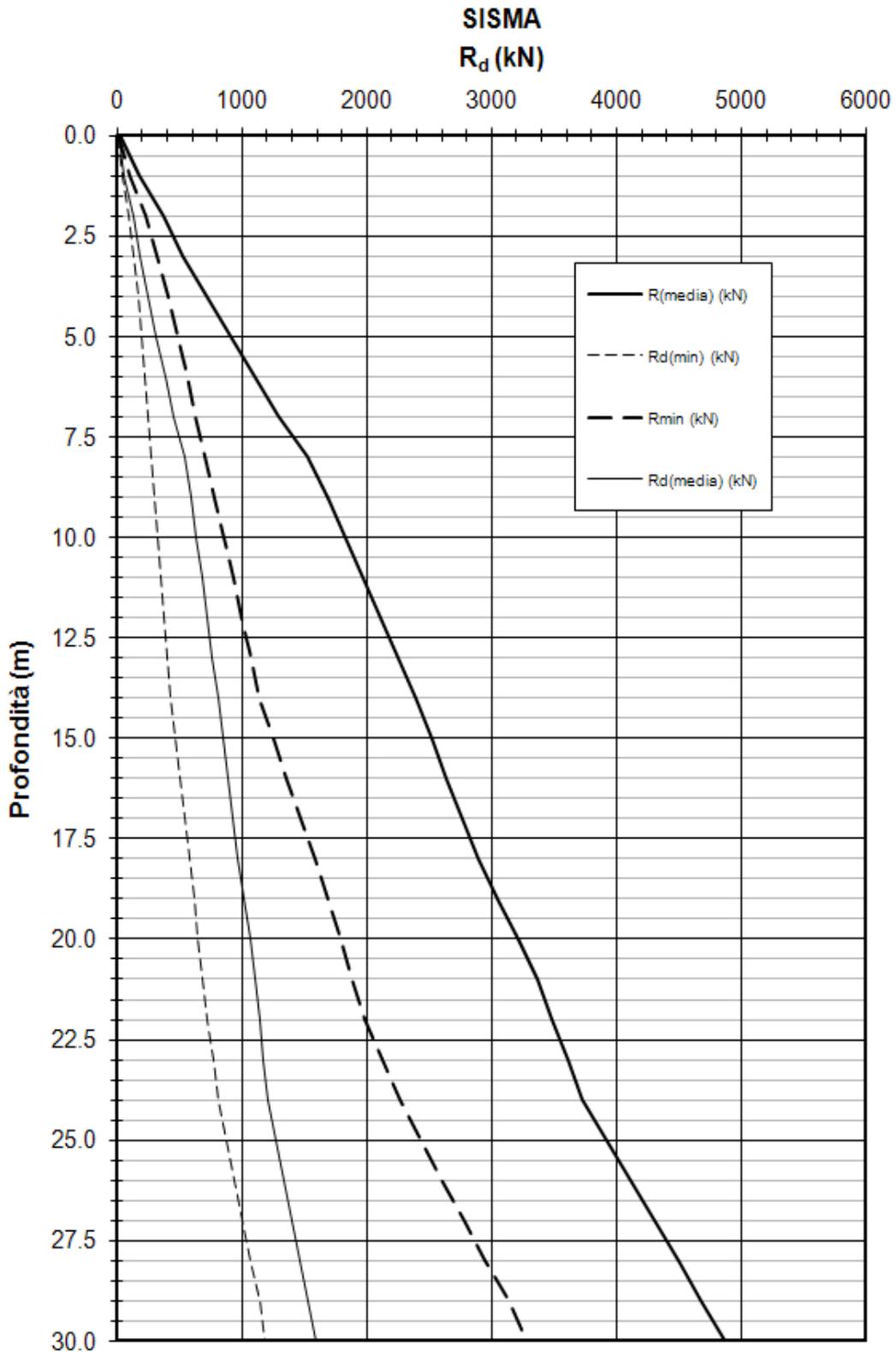


Figura 10-6: Pali trivellati - Resistenza del palo a compressione – combinazione SIS

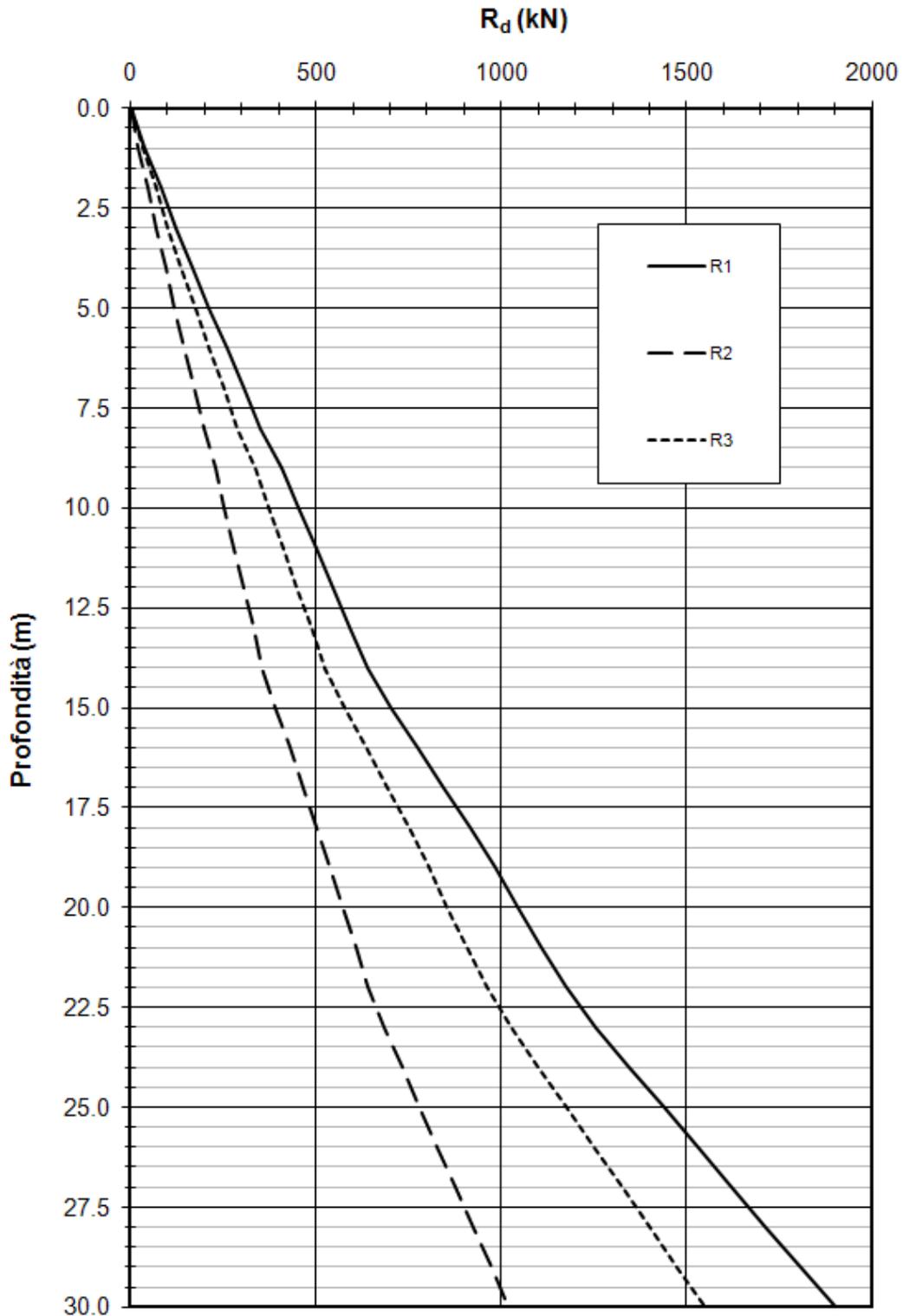


Figura 10-7: Pali trivellati - Resistenza del palo a trazione – combinazione SLU-SIS

Dall'esame delle figure risulta:

Pali battuti di lunghezza L=14m

$$R_d \cong 870 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 200 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 1100 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3)}$$

$$R_d \cong 245 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

Pali trivellati di lunghezza L=15m (pali dell'Adeguamento Sismico)

$$R_d \cong 345 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 270 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 435 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3)}$$

$$R_d \cong 340 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

Pali trivellati di lunghezza L=25m

$$R_d \cong 590 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2) (ridotta al 55%) (*)}$$

$$R_d \cong 660 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 750 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3) (ridotta al 55%) (*)}$$

$$R_d \cong 1000 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

(*) 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 10-12 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 $N = 763.0$ 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 un cavalletto di pali trivellati disposti in serie lungo l'asse autostradale (direzione spinta terreno). 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 n°4 cavalletti, due simmetrici per corpo spalla, costituiti ognuno da n°2 pali trivellati di diametro $\varnothing = 1000$ mm, di lunghezza $L=15$ m e interasse $i=3,0$ 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 spiccatto paraghiaia (altezza ritegno dall'intradosso del plinto di 5.4 m).

Le curve di rigidezza dei cavalletti passivi descritti e delle due fondazioni delle spalle sono indicate nella Figura 10-8.

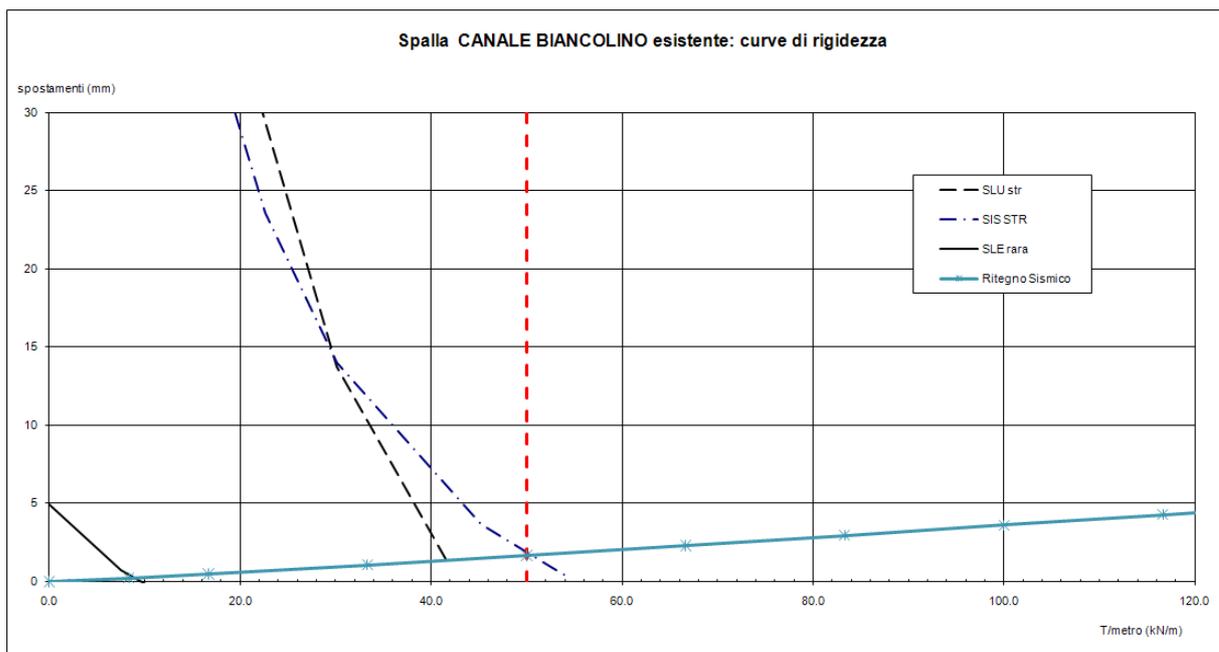


Figura 10-8: Curva di Rigidezza Spalla Esistente – Ritegno Sismico

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

- combinazione SLE RARA T = 9.0 kN/m
- combinazione SLU STR T = 42.0 kN/m
- combinazione SIS STR T = 50.0 kN/m

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

I risultati ottenuti per le condizioni STR vengono applicati anche per le condizioni GEO (in quanto le azioni agenti sono di entità confrontabile a quelle GEO e sono più realistiche, in quanto non sono ottenute da parametri del terreno fattorizzati).

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

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

COMBINAZIONI DI CARICO con rinforzo	cavalletto	Fx vert	Fy trasv	Mz trasv	Fz long	My long	Mz trasv
intradosso fondazione	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLE	54	1459.5	230.9	-193.4	0	0	0
SLU STR	252	1827.7	263.9	-64.7	0	0	0
SLU GEO	252	1395.3	249.7	-3.1	0	0	0
SISMA STR	300	1429.6	284.9	-171.1	0	0	0
SISMA GEO	300	1429.6	343.0	-318.6	0	0	0

10.4 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

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

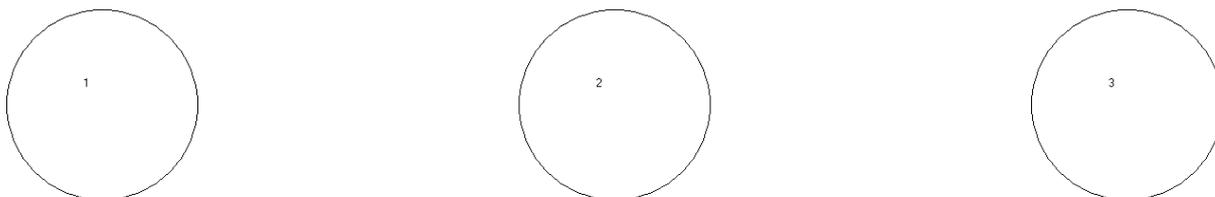
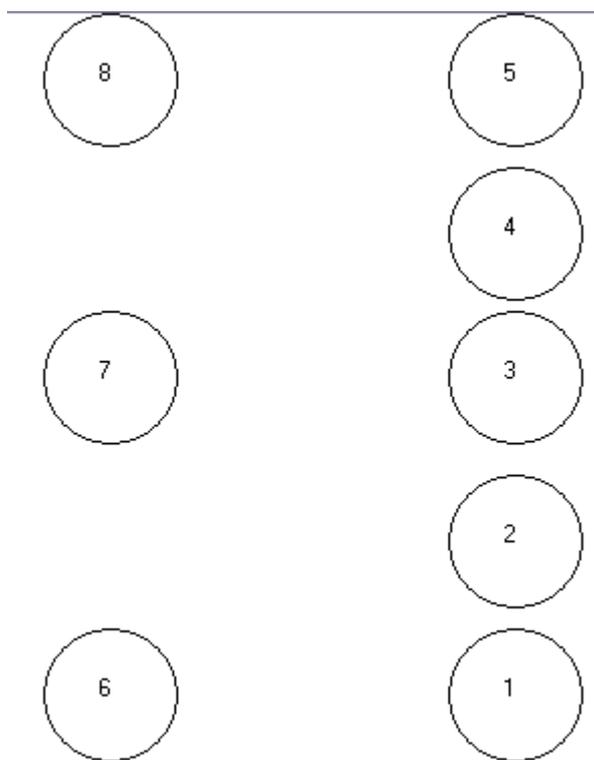
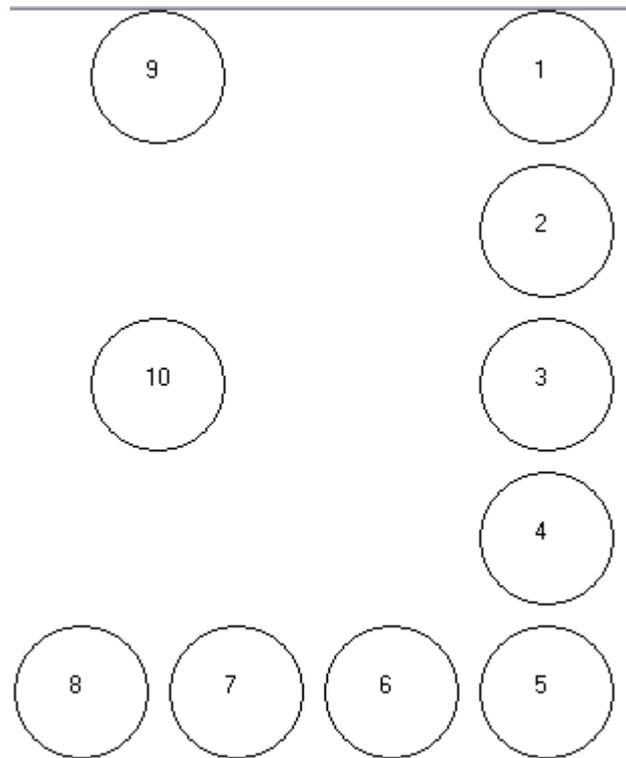


Figura 10-9: Schema Group della palificata - fondazione esistente su pali battuti



**Figura 10-10: Schema Group della palificata - ampliamento fondazione su pali trivellati
Spalla A**



**Figura 10-11: 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 10-3.

Spalla		SLE	SLU STR	SLU GEO	SIS-STR	SIS-GEO
N_{max}	Pali battuti Ø450	738	930	796	870	900
	Pali trivellati Ø1000	467	641	512	536	553
N_{min}	Pali battuti Ø450	175	40	-163	-253	-318
	Pali trivellati Ø1000	-22	-95	-88	-304	-336
M_{max}	Pali battuti Ø450	127	159	182	183	243
	Pali trivellati Ø1000	300	501	487	565	602
T_{max}	Pali battuti Ø450	101	156	148	173	197
	Pali trivellati Ø1000	101	144	137	160	167

Tabella 10-2: Sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione delle spalle esistenti e in ampliamento

Ritegno Sismico		SLU	SISMA
N_{max}	Pali trivellati Ø1000	189	216
N_{min}	Pali trivellati Ø1000	-99	-126
M_{max}	Pali trivellati Ø1000	182	276
T_{max}	Pali trivellati Ø1000	148	163

Tabella 10-3: Sollecitazioni massime agenti sui pali del ritegno sismico

10.4.2 Verifiche geotecniche

Nelle Figura 10-12 ÷ Figura 10-18 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 battuti sia per i pali trivellati.

10.4.3 Verifiche strutturali del palo

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

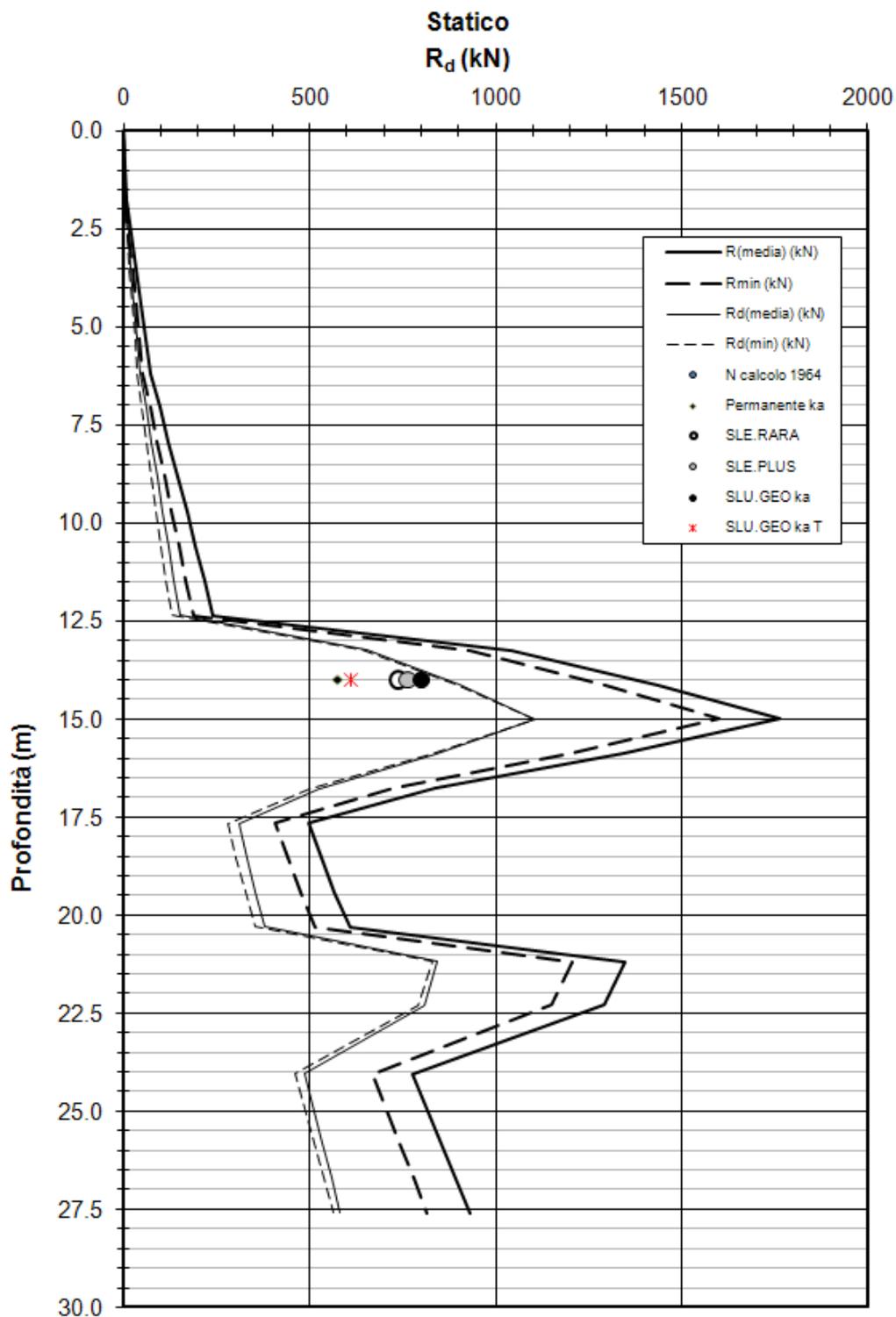


Figura 10-12: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali battuti soggetti a compressione – combinazione SLU

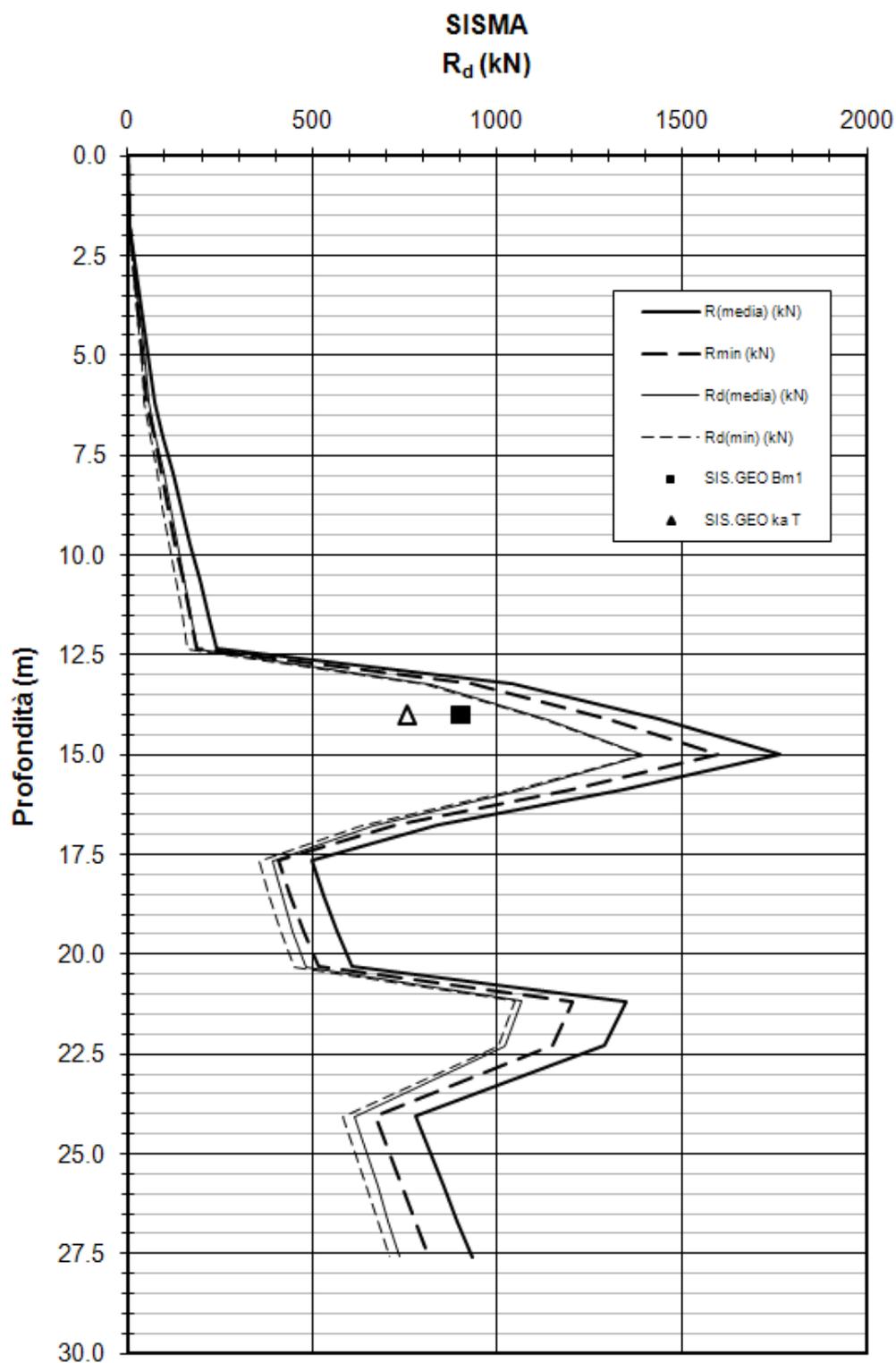


Figura 10-13: Pali battuti - Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali battuti soggetti a compressione – combinazione SIS

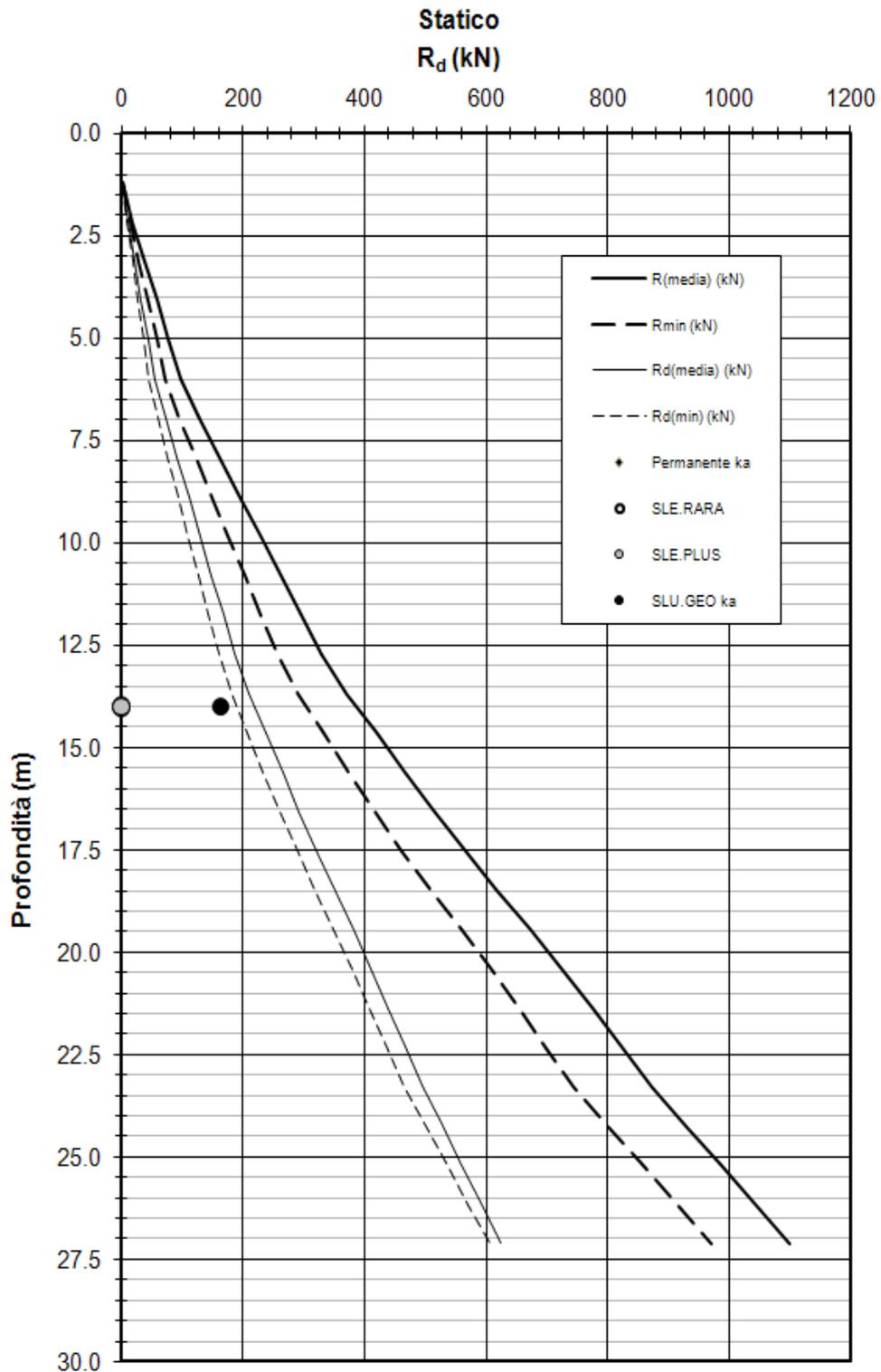


Figura 10-14: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali battuti soggetti a trazione – combinazione SLU

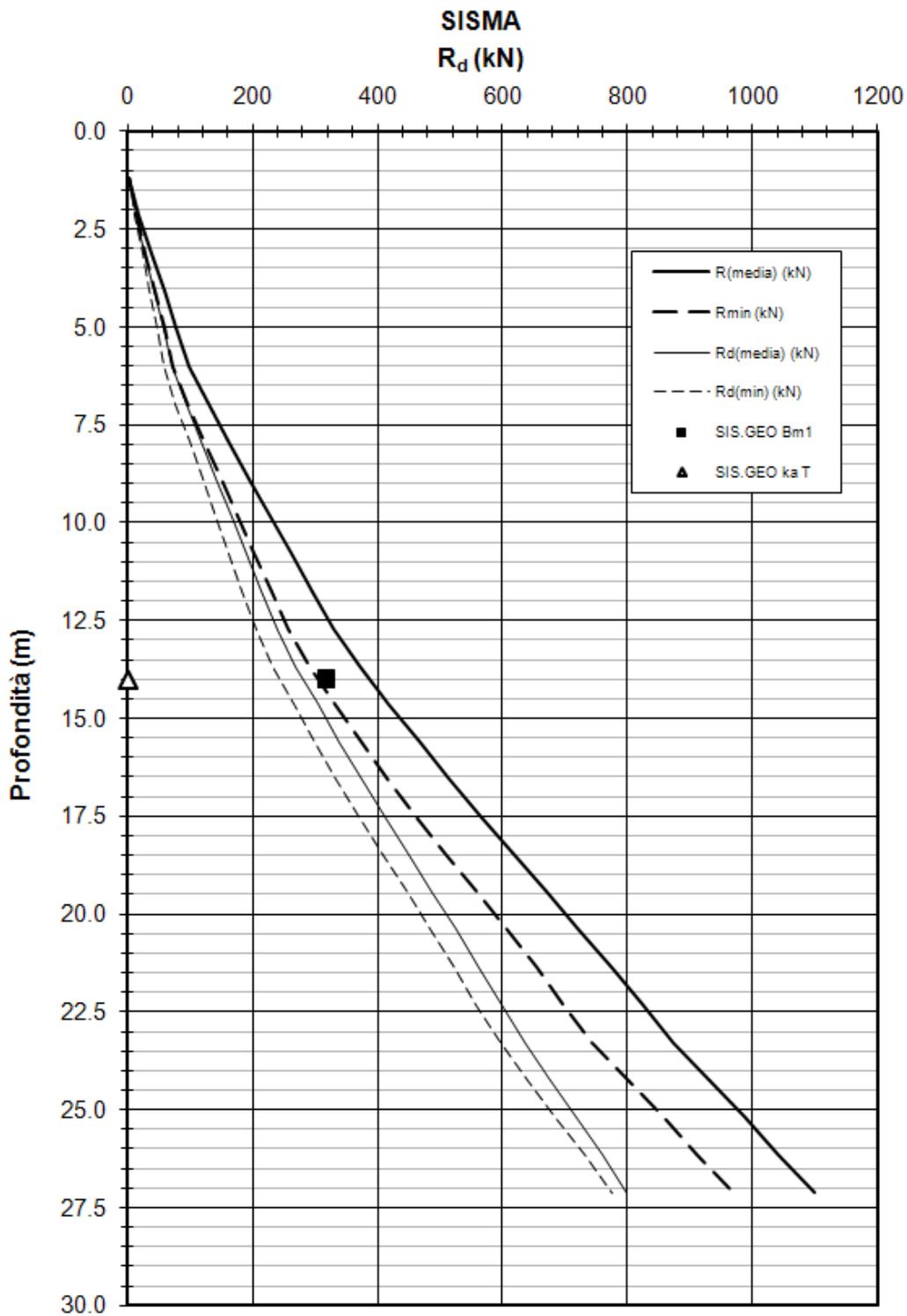


Figura 10-15: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali battuti soggetti a trazione – combinazione SIS

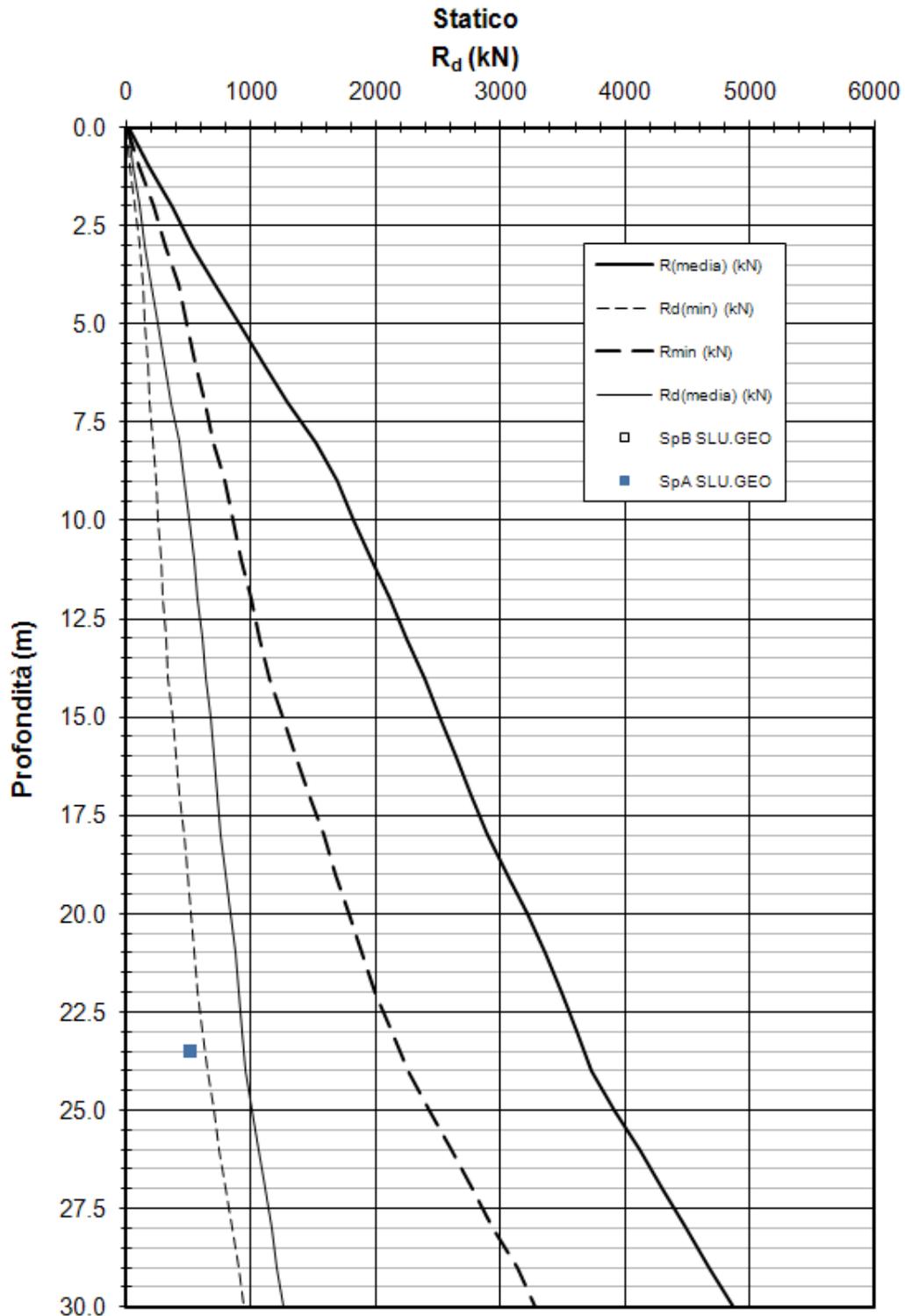


Figura 10-16: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati soggetti a compressione – combinazione SLU

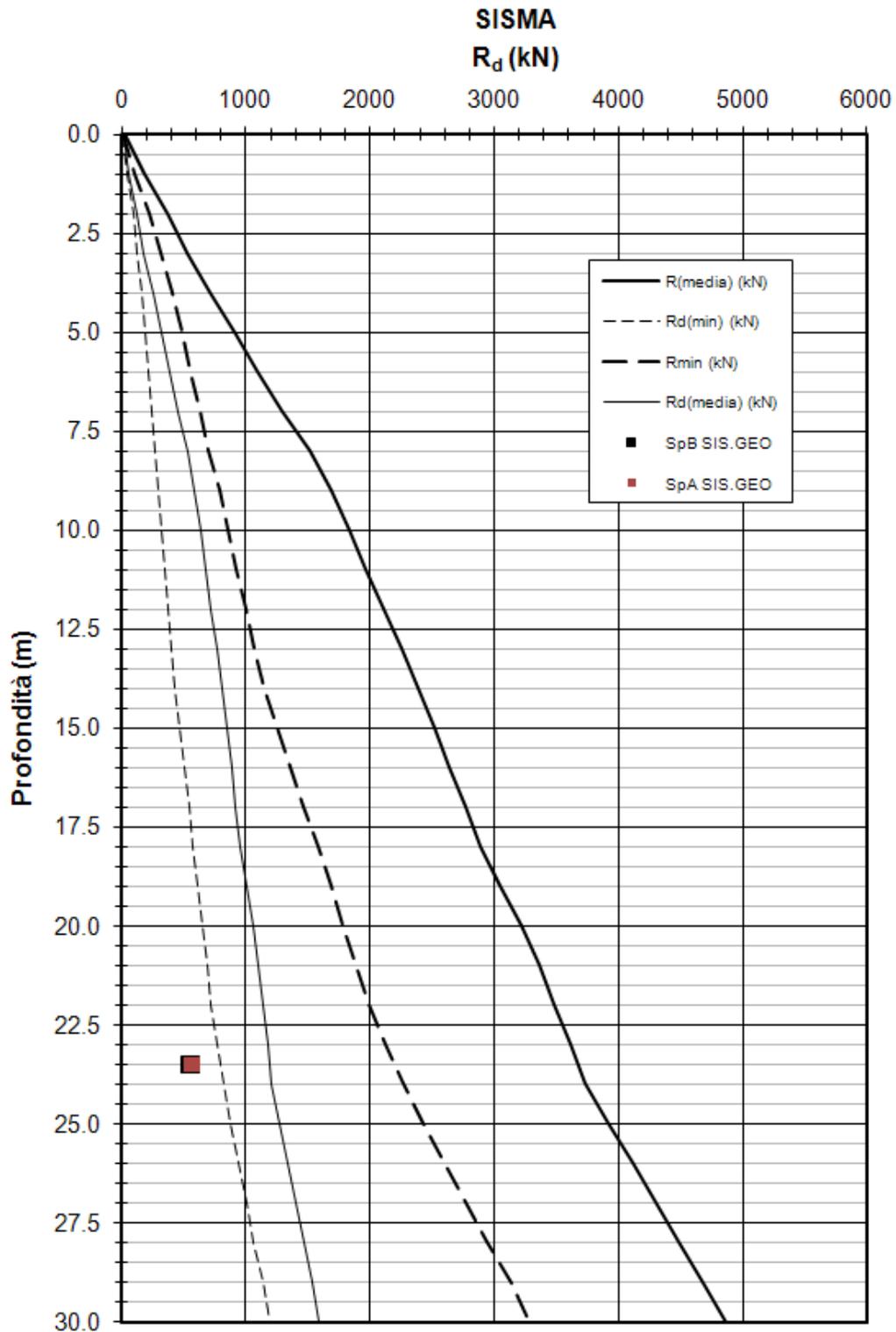


Figura 10-17: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati soggetti a compressione – combinazione SIS

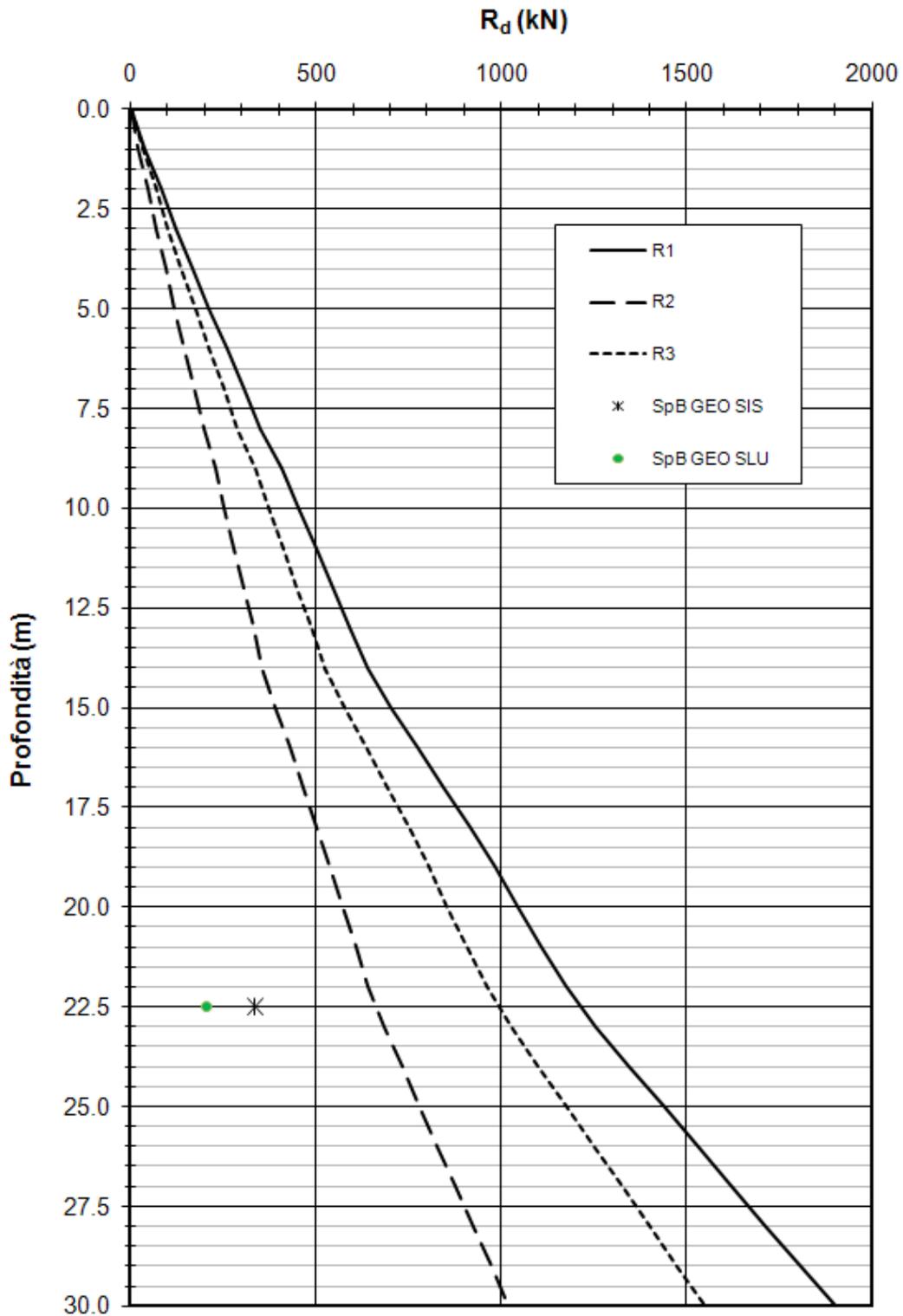


Figura 10-18: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati soggetti a trazione – combinazione SLU-SIS

11. FONDAZIONI PILE

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.3 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).

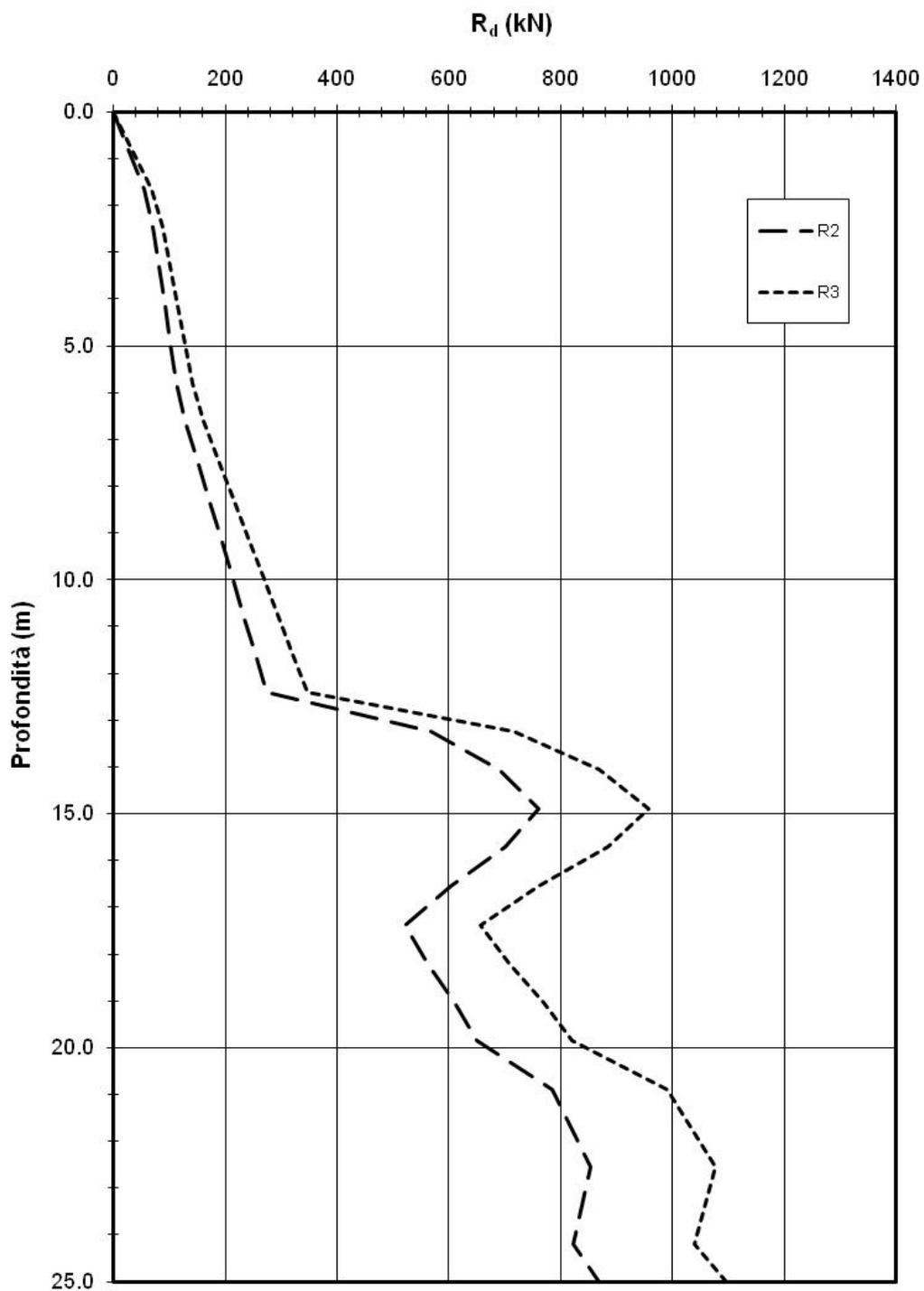


Figura 11-1: Pali battuti - Resistenza del palo a compressione

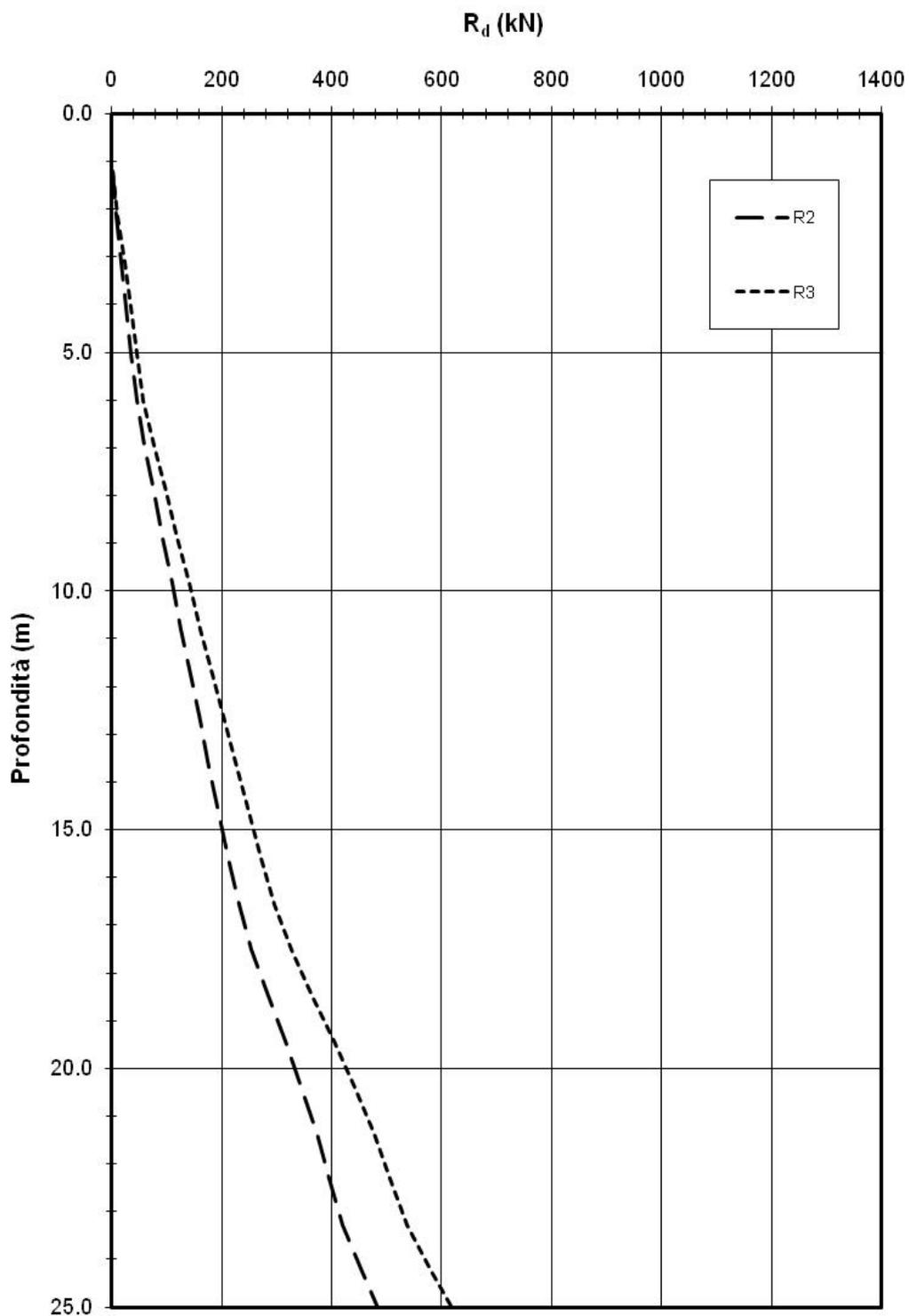


Figura 11-2: Pali battuti - Resistenza del palo a trazione

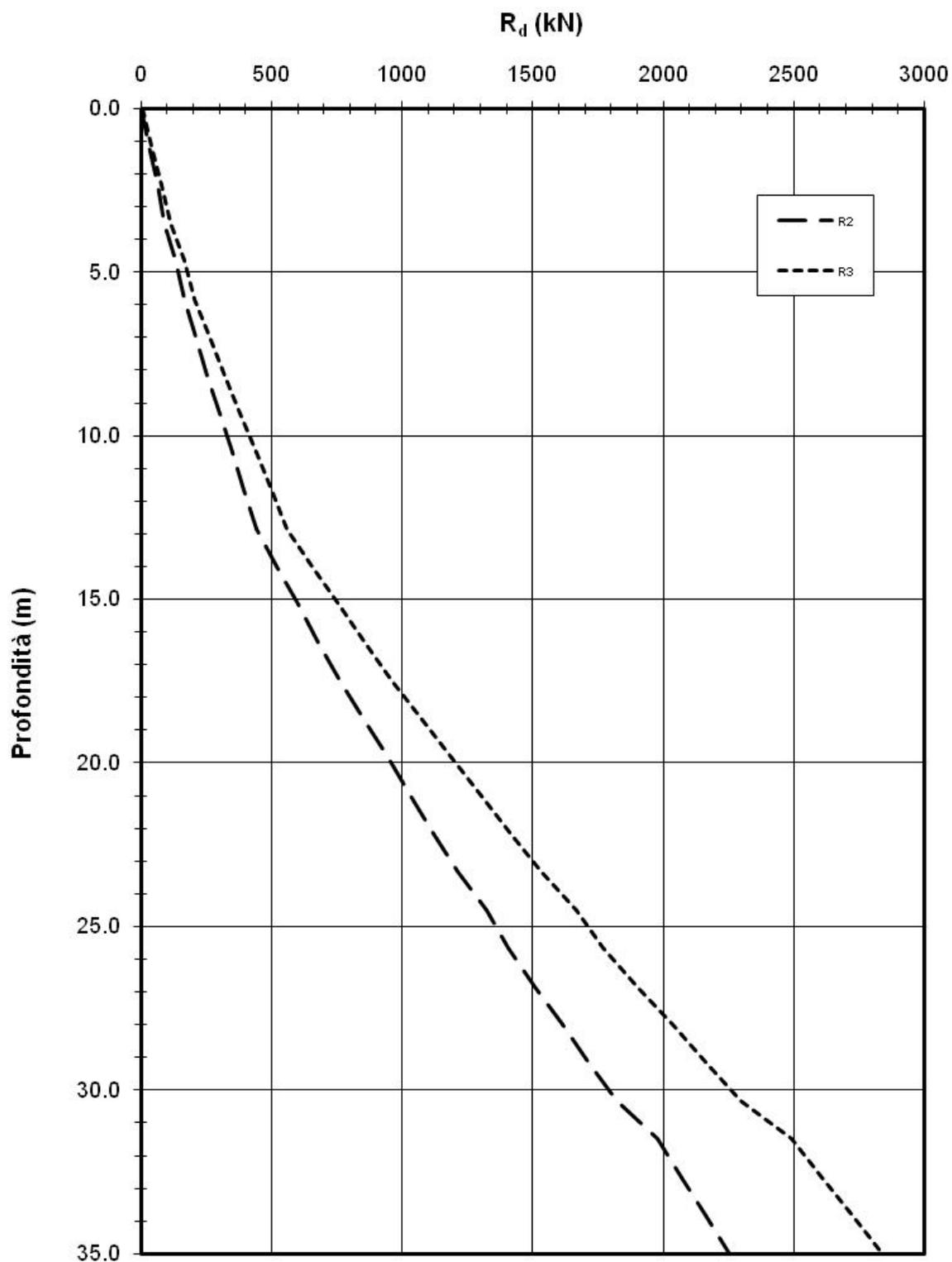


Figura 11-3: Pali trivellati - Resistenza del palo a compressione

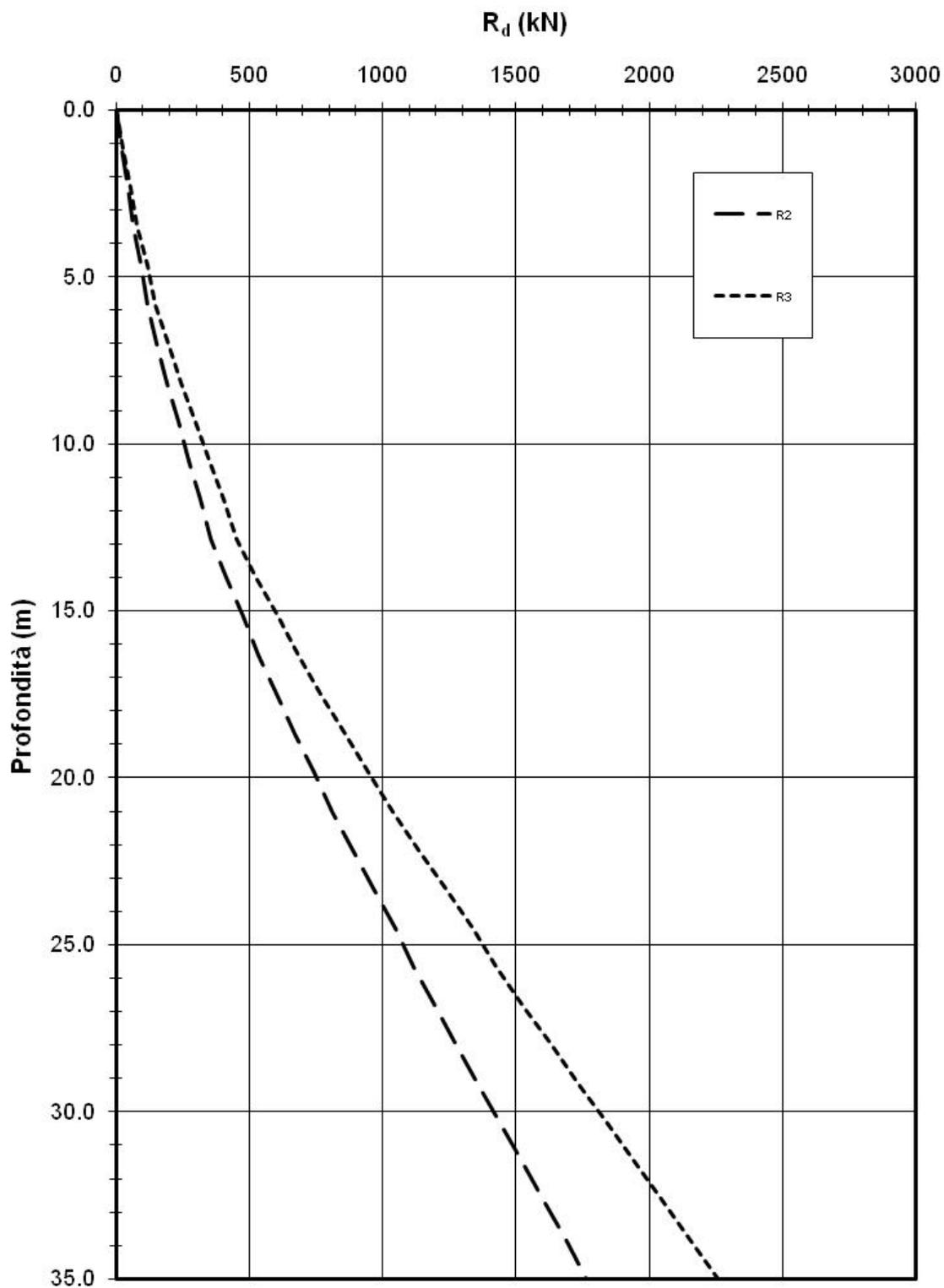


Figura 11-4: Pali trivellati - Resistenza del palo a trazione

Dall'esame delle figure risulta:

Pali battuti di lunghezza $L=14m$

$$R_d \cong 676 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 186 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 851 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3)}$$

$$R_d \cong 239 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

Pali trivellati di lunghezza $L=32m$

$$R_d \cong 2014 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 1572 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 2539 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3)}$$

$$R_d \cong 1988 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

11.2 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

Nella Figura 11-5 e Figura 11-6 sono illustrati gli schemi della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

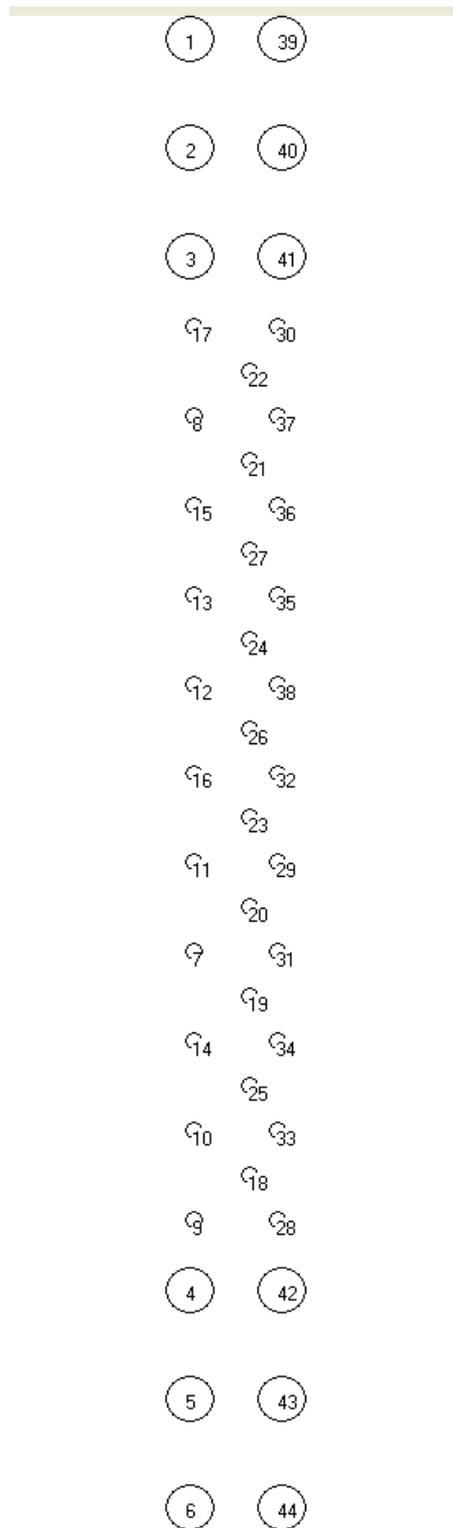


Figura 11-5: Schema Group della palificata n.1

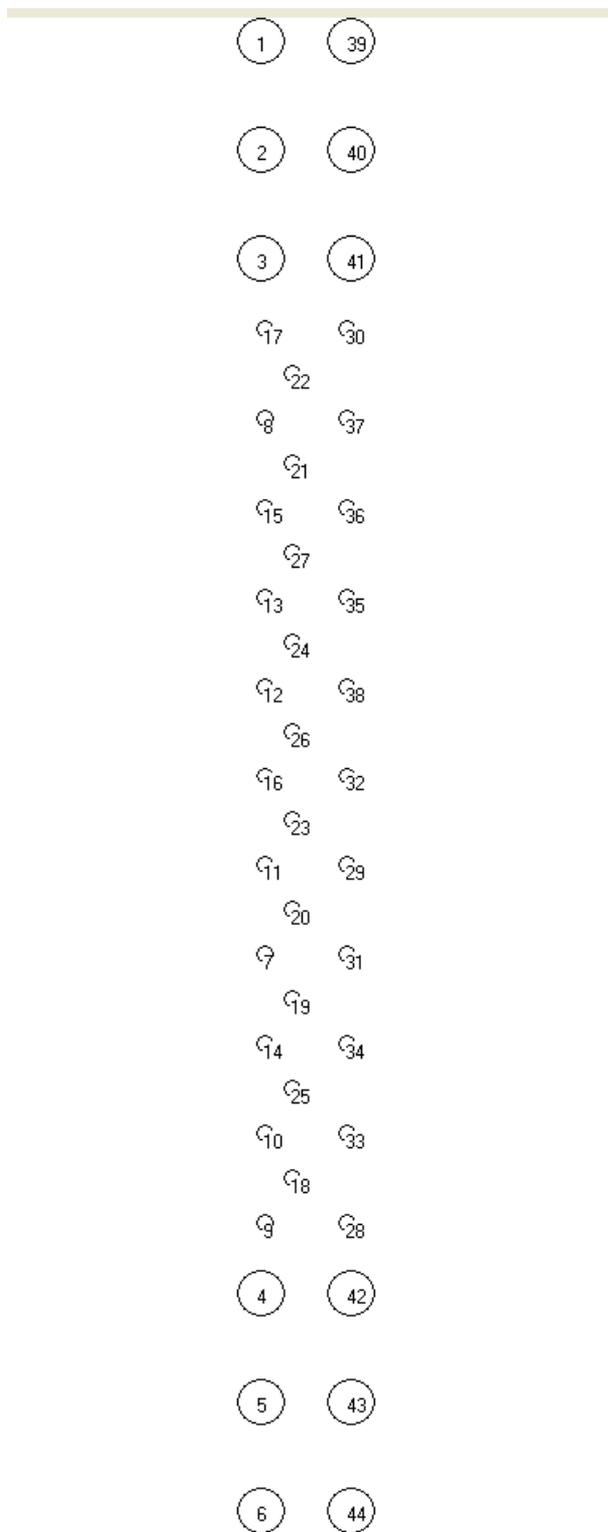


Figura 11-6: Schema Group della palificata n.2

11.2.1 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime agenti sui pali, sono riportati nella Tabella 11-1 e Tabella 11-2.

Spalla		SLE	SLU STR	SLU GEO	SIS
N_{max}	Pali battuti Ø450	334.0	499.0	389.0	600.0
	Pali trivellati Ø1200	1220.0	1870.0	1440.0	2340.0
N_{min}	Pali battuti Ø450	-20.3	164.0	179.0	-172.0
	Pali trivellati Ø1200	-80.1	538.0	596.0	-759.0
M_{max}	Pali battuti Ø450	5.6	19.0	15.3	85.6
	Pali trivellati Ø1200	97.4	206.0	169.0	559.4
T_{max}	Pali battuti Ø450	12.6	28.8	24.5	80.8
	Pali trivellati Ø1200	30.2	63.6	53.4	248.3

Tabella 11-1: Sollecitazioni massime agenti sui pali - schema Group n.1 (Figura 11-5)

Spalla		SLE	SLU STR	SLU GEO	SIS
N_{max}	Pali battuti Ø450	315.0	467.0	364.0	650.0
	Pali trivellati Ø1200	1140.0	1740.0	1340.0	2530.0
N_{min}	Pali battuti Ø450	-18.5	155.0	169.0	-172.0
	Pali trivellati Ø1200	-73.8	499.0	554.0	-759.0
M_{max}	Pali battuti Ø450	5.3	19.1	15.4	89.8
	Pali trivellati Ø1200	66.6	165.0	144.0	580.4
T_{max}	Pali battuti Ø450	11.1	27.9	24.0	86.2
	Pali trivellati Ø1200	23.7	68.1	57.0	245.4

Tabella 11-2: Sollecitazioni massime agenti sui pali - schema Group n.2 (Figura 11-6)

11.2.2 Verifiche geotecniche

Nella Figura 11-7÷Figura 11-10 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 sia per i pali battuti che per i pali trivellati.

11.2.3 Verifiche strutturali del palo

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

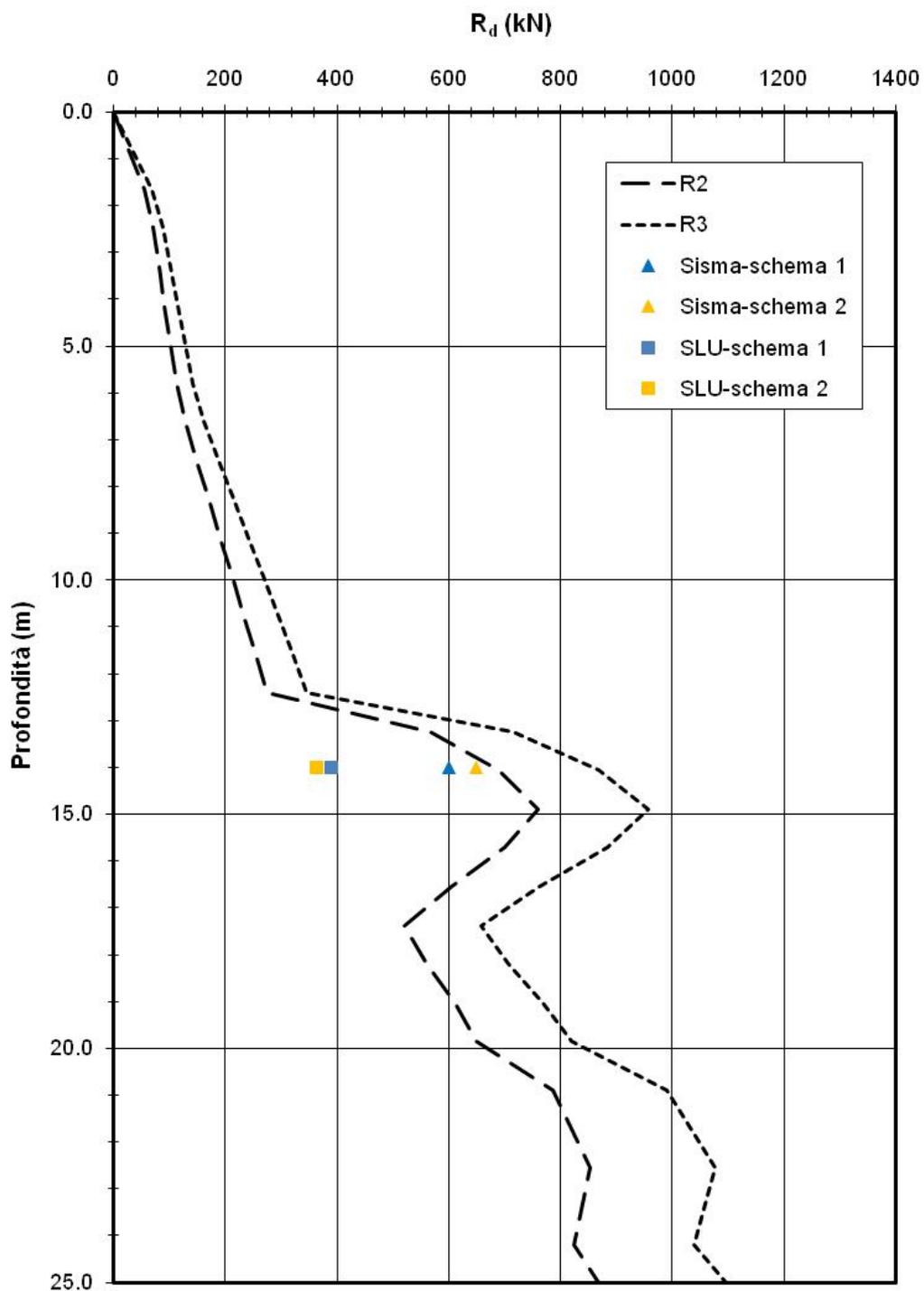


Figura 11-7: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali battuti soggetti a compressione

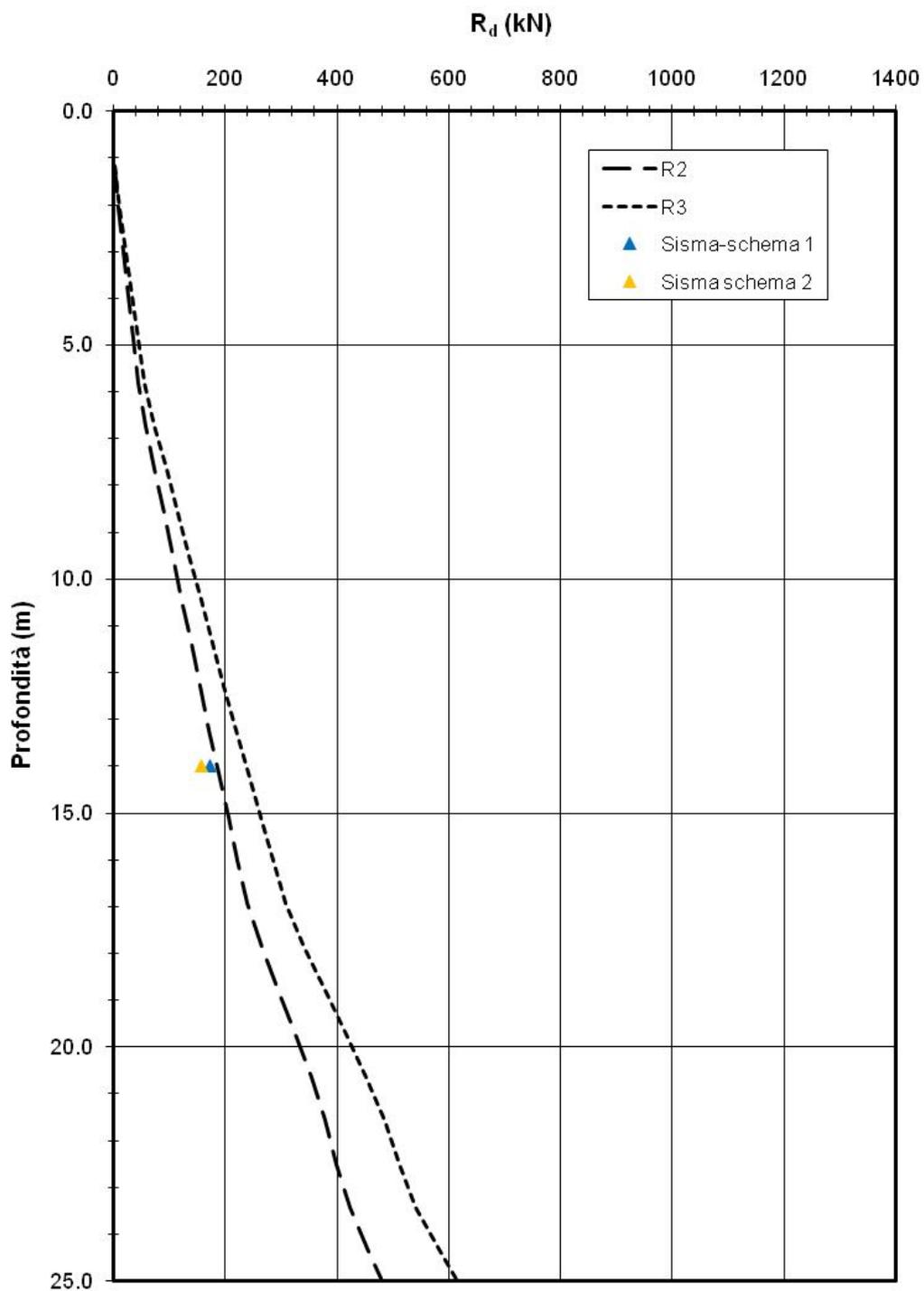


Figura 11-8: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali battuti soggetti a trazione

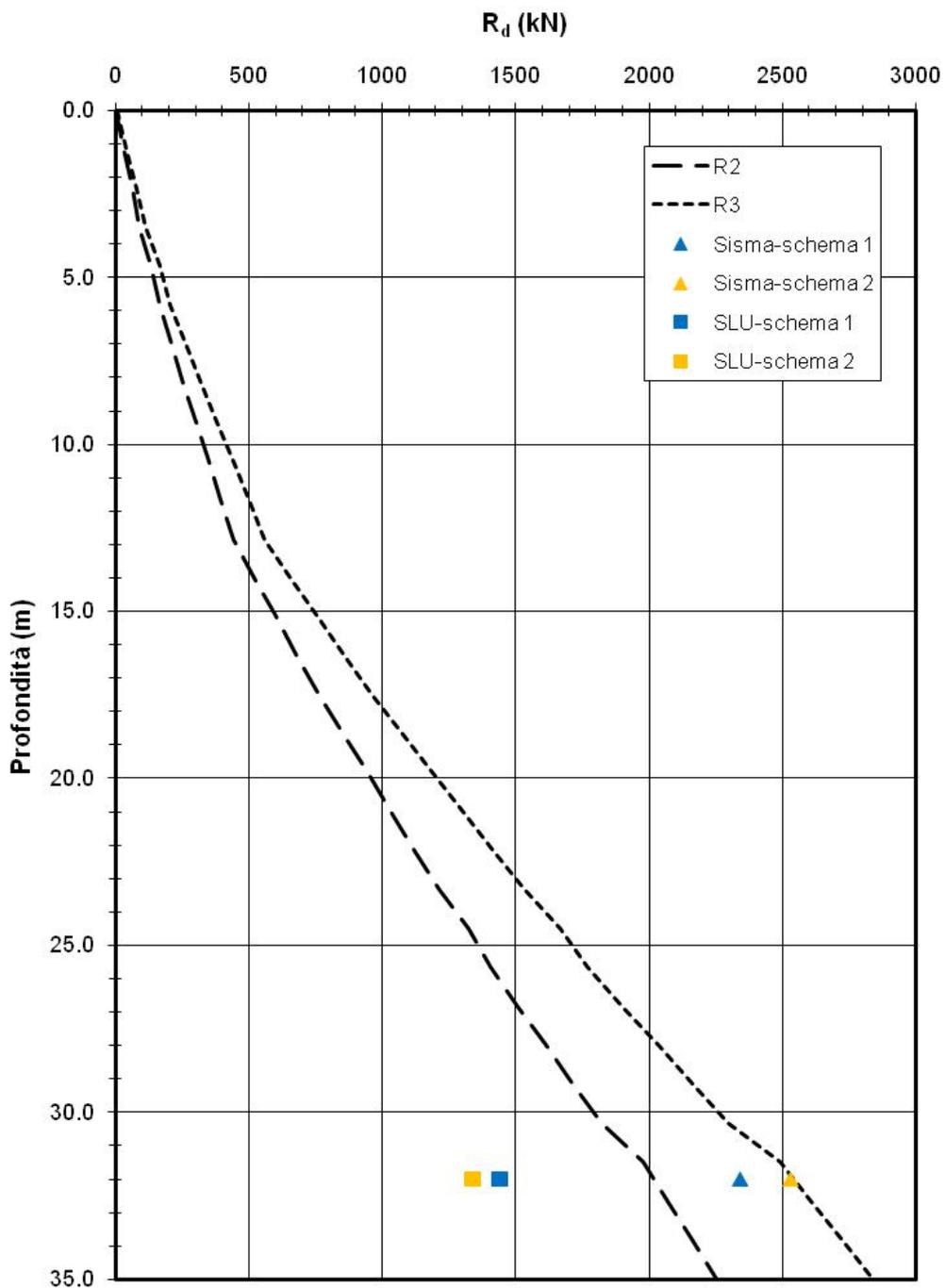


Figura 11-9: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati soggetti a compressione

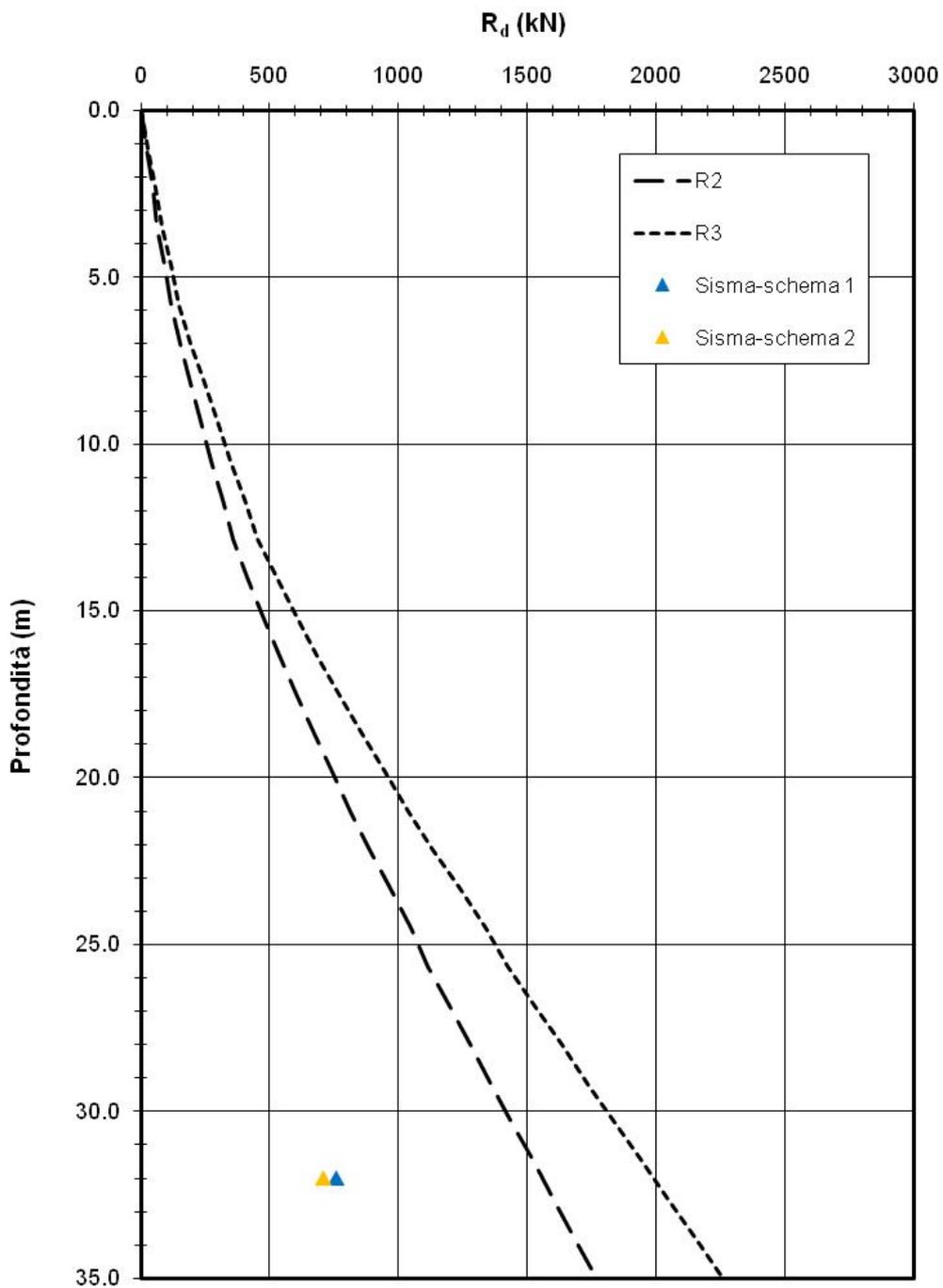


Figura 11-10: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto R_d per i pali trivellati soggetti a trazione

12. 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).

SPALLE (esistente)

spostamento verticale = $1.50 \cdot 10^{-03}$ m

spostamento orizzontale = $6.13 \cdot 10^{-03}$ m

rotazione = $-6.35 \cdot 10^{-04}$ rad

SPALLE (ampliamento)

spostamento verticale = $2.86 \cdot 10^{-04}$ m

spostamento orizzontale = $3.81 \cdot 10^{-03}$ m

rotazione = $-1.35 \cdot 10^{-04}$ rad

PILE (esistente ed ampliamento)

spostamento verticale = $9.26 \cdot 10^{-04}$ m

spostamento orizzontale = $-2.43 \cdot 10^{-04}$ m

rotazione = $1.18 \cdot 10^{-04}$ rad

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

13. OPERE PROVVISORIALI

13.1 PREMESSA

In questo capitolo vengono espone le verifiche geotecniche delle opere provvisoriale necessarie per il sostegno degli scavi, per la realizzazione dei ritegni sismici posizionati a tergo spalla a partire dal piano autostradale.

Si tratta di opere provvisoriale costituite da paratie di micropali, di tipo a cavalletto.

Tali opere devono inoltre sostenere le barriere bordo-ponte, posizionate in funzione delle fasi esecutive stabilite e deviazioni di traffico conseguentemente necessarie.

Nella verifica/progettazione di tali opere si è fatto riferimento alle indicazioni riportate nelle NTC '08 e successiva circolare esplicativa, al capitolo 6.5.

13.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

I calcoli sono stati redatti tenendo conto della stratigrafia riportata nella seguente tabella; la quota di riferimento testa cordolo coincide con il piano autostradale:

Tabella 13-1: Parametri geotecnici di progetto

Profondità da p.c.		Spessor e (m)	Unità	Descrizione	γ	ϕ'	C'	E_{vc}	E_{ur}
da (m)	a (m)				[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
0	5	5	R	Terreno da Rilevato	20	35	0	30000	45000
5	10	5	A1	Argille limose e limi argillosi	20	24	0	12000	18000

La quota di falda è stata assunta un metro sotto quella del terreno in sito.

13.3 CRITERI DI VERIFICA

13.3.1 Paratie

Le paratie provvisoriale vengono progettate in accordo a quanto previsto dalle NTC '08, con riferimento, in particolare, al paragrafo 6.5.3.1.2 "Paratie" e al paragrafo 3.6.3.3.2 "Traffico veicolare sopra i ponti".

Le azioni considerate nelle verifiche sono le seguenti:

- Peso proprio del terreno
- Pressione dell'acqua (funzione della quota di falda per ciascun cavalcavia)
- Sovraccarichi accidentali da traffico
- Pretensione degli ancoraggi (se presenti) e relative variazioni nelle varie fasi di costruzione
- Sovraccarichi permanenti (se presenti) equivalenti al peso del terreno da rilevato a tergo della berlinese.
- Azioni eccezionali: urto da traffico veicolare sulla barriera bordo-ponte posizionata sul cordolo della berlinese.

Vengono esaminate sia le condizioni di stato limite ultimo (SLU), che quelle di stato limite di esercizio (SLE). Vengono omesse le verifiche sismiche in quanto trattasi di opere provvisoriale, quindi con vita utile inferiore ai 2 anni.

Per le condizioni statiche, nel particolare caso dello SLU, le analisi sono state svolte utilizzando la Combinazione 1, Approccio 1 e Approccio 2:

- **Combinazione A1+M1+R1**

Tenendo conto del fatto che gli effetti delle azioni, in termini di sollecitazioni risultanti nella paratia e negli ancoraggi (risultati del *programma PARATIE*) vengono

moltiplicati, per eseguire le verifiche delle armature dei micropali e degli ancoraggi, per un fattore 1.3, si adottano coefficienti parziali γ_F riferiti alle azioni (set **A1**) come segue, proprio per tenere conto, come detto, del coefficiente moltiplicativo globale γ_E che viene applicato alle sollecitazioni risultanti:

I carichi permanenti vengono moltiplicati per il rapporto tra il coefficiente parziale γ_G applicabile ed 1.3:

Sfavorevole \rightarrow 1.3/1.3

Favorevole \rightarrow 1.0

I sovraccarichi accidentali, per lo stesso motivo, vengono anch'essi moltiplicati per il rapporto tra il coefficiente parziale γ_Q applicabile ed 1.3:

Sfavorevole \rightarrow 1.5/1.3

Favorevole \rightarrow 0.0/1.3

L'eventuale pretiro degli ancoraggi viene moltiplicato per un coefficiente parziale γ_F pari a 1.0. I coefficienti parziali sui parametri geotecnici caratteristici γ_M (set **M1**) sono pari ad 1.0. I coefficienti parziali γ_R per il set **R1** sono pari ad 1.0.

- **Combinazione A2+M2+R1**

I carichi permanenti vengono moltiplicati per un coefficiente parziale γ_G (set **A2**) pari a:

Sfavorevole \rightarrow 1.0

Favorevole \rightarrow 1.0

I sovraccarichi accidentali vengono moltiplicati per un coefficiente parziale γ_Q (set **A2**) pari a:

Sfavorevole \rightarrow 1.3

Favorevole \rightarrow 0.0

L'eventuale pretiro degli ancoraggi viene moltiplicato per un coefficiente parziale γ_F pari a 1.0. I coefficienti parziali sui parametri geotecnici caratteristici γ_M (set **M2**) sono quelli indicati nella tabella 6.2.11 delle NTC '08, ovvero:

$\tan \varphi'_k$	1.25	tan dell'angolo di resistenza al taglio
c'_k	1.25	coesione efficace
c_{uk}	1.4	coesione non drenata
γ	1.0	peso di volume

I coefficienti parziali γ_R per il set **R1** sono pari ad 1.0.

- **Combinazione Eccezionale: Urto da traffico veicolare**

In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale delle barriere bordo-ponte è stata seguita la linea progettuale riferita ai ponti (par. 3.6.3.3.2 e par. 5.1.3.10 delle NTC'08). Si può tenere conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di 100 kN; essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1.0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0.5 m.

La forza di collisione è stata applicata all'altezza dal piano stradale secondo le indicazioni di Normativa, e diffusa per 1.5 m lungo il cordolo di testa dell'opera di sostegno, pari all'interasse dei montanti della barriera.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti con carico eccezionale da urto, è stata definita la seguente combinazione delle azioni:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + (Q_{k1} \cdot \psi_{21}) + (Q_{k2} \cdot \psi_{22}) + \dots$$

Con

- A_d : urto
- Q : azioni variabili

- ψ_{21} , ψ_{22} : coefficienti di combinazione; nel caso di carico eccezionale la norma pone pari a zero i coefficienti di combinazione (Tab. 5.1.VI delle NTC'08)

Nel caso particolare, è comunque considerata una quota parte dell'azione accidentale da traffico ($q = 20$ kPa) pari al 20%.

I risultati di queste analisi vengono utilizzati per eseguire le seguenti verifiche:

- assenza di fenomeni di collasso dell'opera;
- verifica della resistenza strutturale della paratia (armature dei micropali);
- verifica a sfilamento dei micropali inclinati;
- verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi.

13.3.1.1 *Verifica dei tubi di armatura dei micropali*

La verifica dei tubi di armatura dei micropali, sia verticali che inclinati, viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni tubolari compatte (classe 1 o 2) con il metodo plastico – par. 4.2 – Costruzioni in Acciaio – NTC '08, adottando per il materiale $f_{tk} = 510$ MPa (tensione caratteristica di rottura) e $f_{yk} = 355$ MPa (tensione caratteristica di snervamento) – acciaio S355 - par. 11.3.4 – Acciai per Strutture Metalliche e per Strutture Composte - NTC '08.

13.3.2 Ancoraggi

In accordo al punto 6.6.2. delle NTC '08, le verifiche geotecniche dello stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio vengono eseguite con riferimento alla combinazione **A1+M1+R3**, utilizzando, per il set **R3**, i seguenti valori dei coefficienti parziali γ_R :

$$\gamma_R = 1.1 \quad \text{per gli ancoraggi temporanei}$$

$$\gamma_R = 1.2 \quad \text{per gli ancoraggi permanenti}$$

Il valore di resistenza caratteristica dei tiranti per le verifiche allo sfilamento viene determinato sulla base dei risultati delle prove geotecniche disponibili, applicando i coefficienti correttivi ξ_a di cui alla tabella 6.6.III delle NTC '08, in funzione del numero di profili di indagine disponibili.

Si verifica inoltre la condizione, richiesta dal punto 6.6.2. delle NTC '08, per la quale è necessario che, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

13.3.2.1 Verifica dell'armatura dei tiranti

Si prevede di armare i tiranti passivi mediante tubolare $\varnothing 168.3$ mm spessore 12.5 mm di acciaio tipo "S355" avente tensione caratteristica di rottura " $f_{tk} = 510$ MPa" e tensione caratteristica di snervamento " $f_{yk} = 355$ MPa" - par. 11.3.4 – Acciai per Strutture Metalliche e per Strutture Composte - NTC '08.

La verifica viene svolta secondo quanto riportato al par. 4.2.4.1.2 delle NTC'08 per le membrature in acciaio. L'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a trazione è definita come

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con A = sezione del tubolare

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento del tubolare

γ_{M0} = fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato

Per ogni singolo tubolare si ha:

$$N_{pl,Rd} = 2069 \text{ kN}$$

Oltre a verificare che la resistenza dell'armatura sia superiore alla massima azione di progetto, si verifica anche che sia superiore alla resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio - par. 6.6 - NTC '08.

13.3.2.2 Verifica a sfilamento dei micropali inclinati

La lunghezza del bulbo di fondazione è ottenuta in modo tale che venga rispettata la condizione - par. 6.6 - NTC '08:

$$P_{dTIR} \leq R_{adTIR} \quad \text{con} \quad R_{adTIR} = \frac{R_{akTIR}}{\gamma_{RTIR}}$$

dove: P_{dTIR} = valore massimo di progetto della trazione nell'ancoraggio

R_{akTIR} = valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio

R_{adTIR} = valore di progetto della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio

γ_{RTIR} = coefficiente parziale

1.1 tiranti temporanei

1.2 tiranti definitivi

Il calcolo di R_{akTIR} viene svolto assumendo il valore minimo fra i risultati delle seguenti formule:

$$R_{akTIR} = \frac{\pi \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \alpha \cdot \tau_{medio}}{\xi_{a3}} ; \quad R_{akTIR} = \frac{\pi \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \alpha \cdot \tau_{min}}{\xi_{a4}}$$

in cui:

D_{perf} = diametro di perforazione

L_{bulbo} = lunghezza del bulbo di ancoraggio

α = coefficiente empirico correlato con la metodologia di esecuzione delle iniezioni del tratto di fondazione

τ_{medio}, τ_{min} = aderenza limite caratteristica bulbo-terreno, da valutare a partire dai risultati delle prove geotecniche

ξ_{a3}, ξ_{a4} = fattori di correlazione, da stimare in funzione del numero dei profili di indagine disponibili

Come valori di aderenza limite palo-terreno complessiva ($\alpha \times \tau$) si assumono valori differenti in base alla stratigrafia ove ricade il bulbo del tirante.

13.4 VERIFICHE ESEGUITE E RISULTATI

Nel seguito si riportano le verifiche e i risultati dei calcoli eseguiti con il programma “Paratie 6.2 - Ceas”, in termini di sollecitazioni massime per le diverse combinazioni esaminate e in funzione delle fasi di calcolo:

fase 1	condizione geostatica in presenza di tirante passivo
fase 2	fondo scavo
fase 3	urto (*)

(*) la fase 3 è presente solo nella Combinazione Eccezionale

Tali fasi verranno riportate in modo dettagliato nei tabulati di calcolo allegati.

Si riportano qui di seguito i risultati delle analisi eseguite per la berlinese provvisoria con altezza scavo pari a 2.5 m:

Tipologici opere provvisionali A13 + URTO_rev2

DATI TERRENO	Terreno	γ [kN/m ³]	φ [°]	C' [kN/m ²]
	Strato 1	20	35	0
	Strato 2	20	24	0
	Strato 3	-	-	-

z_w 3.5 m da piano di scavo

Micropali $\varnothing 168,3$ sp. 12,5	H _{scavo}	2.5	[m]
	L _{micropalo}	6	
	D _{infissione}	3.7	[m]
	i	0.4	[m]
Carico	Q	4	[kPa]
Urto = 67 kN/m			

pari al 20% del Qtotale

Tirante (Passivo) $\varnothing 168,3$ sp. 12,5											
Ordine	z [m]	α [°]	n° trefoli	A [mm ²]	d [m]	i [m]	L [m]	L libera [m]	L bulbo [m]	F _{Pretrito} [kN/m]	F _{Pretrito} [kN]
1	0.7	60	1	6118	0.24	1.2	10	0	10	0	0

SOLLECITAZIONI (riportate dal software "Paratie")

SLU A1+M1				A2+M2				SLE			
Ordine	N [kN/m]	PARATIA		Ordine	N [kN/m]	PARATIA		Ordine	N [kN/m]	PARATIA	
1	50.6	T _{max} [kN/m]	M _{max} [kNm/m]	1	-	T _{max} [kN/m]	M _{max} [kNm/m]	1	-	U _{max}	U _{'paratie'}
2	-	15.4	8.0	2	-	-	-	2	-	[mm]	[mm]
3	-	S.P.M	22%	3	-	S.P.M	38%	3	-	12.5	2.2
4	-	* S.P.M = spinta passiva mobilitata		4	-	* S.P.M = spinta passiva mobilitata		4	-	U _{max} = 0.005*Hscavo	
5	-			5	-			5	-		

Combinazione Eccezionale - URTO

Ordine	N [kN/m]	PARATIA	
1	273.0	T _{max} [kN/m]	M _{max} [kNm/m]
2	-	69.0	94.0
3	-	S.P.M	19%
4	-	* S.P.M = spinta passiva mobilitata	
5	-		

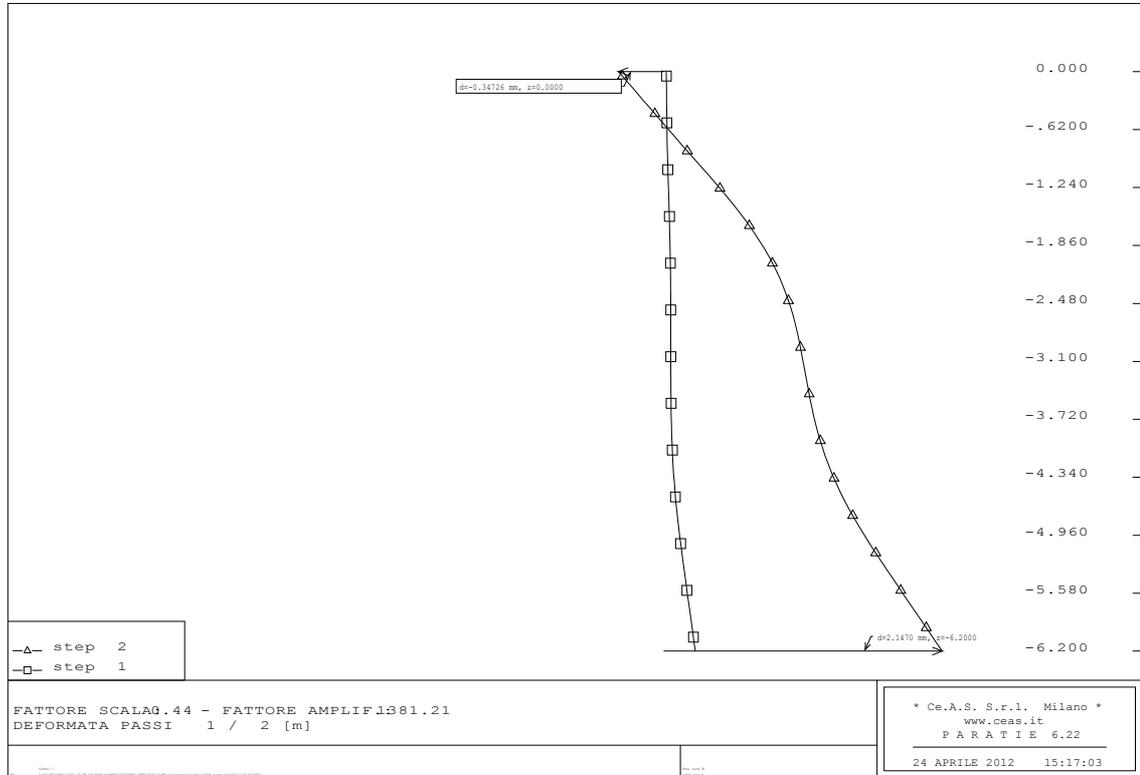
Figura 13-1: Risultati dell'opera provvisoria di H_{SCAVO} = 2.5 m

Come si può desumere dalla Figura 13-1, le geometrie dell'opera provvisoria sono:

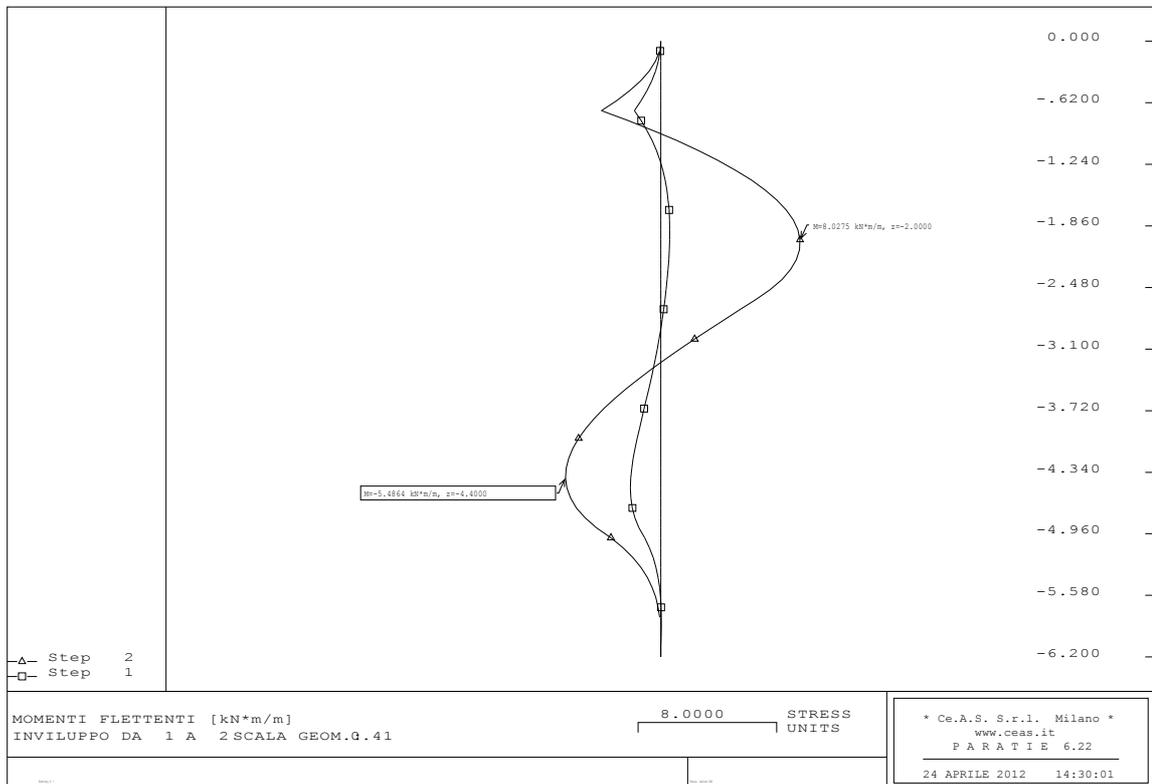
- micropali verticali L = 6.0 m;
 tubolare $\varnothing 168.3$ mm spessore 12.5 mm
- tirante passivo L = 10.0 m
 tubolare $\varnothing 168.3$ mm spessore 12.5 mm

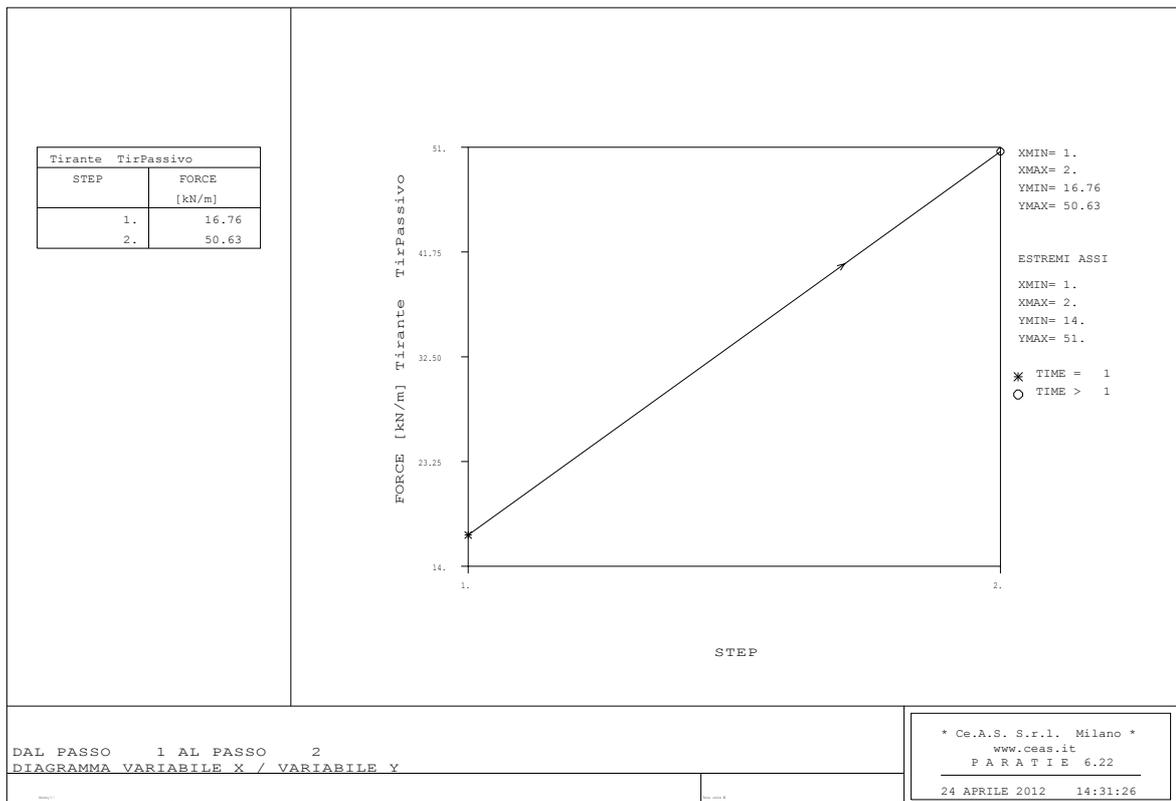
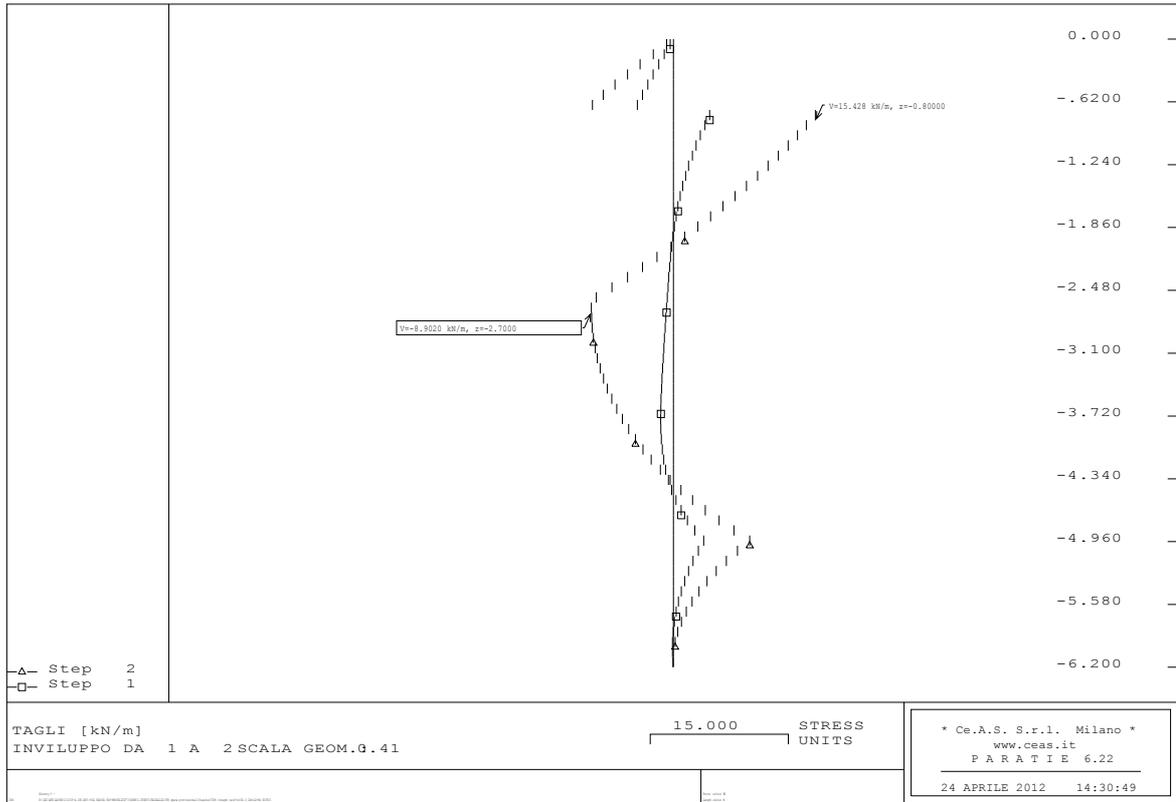
Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni e le deformate come output del programma Paratie:

Combinazione SLE

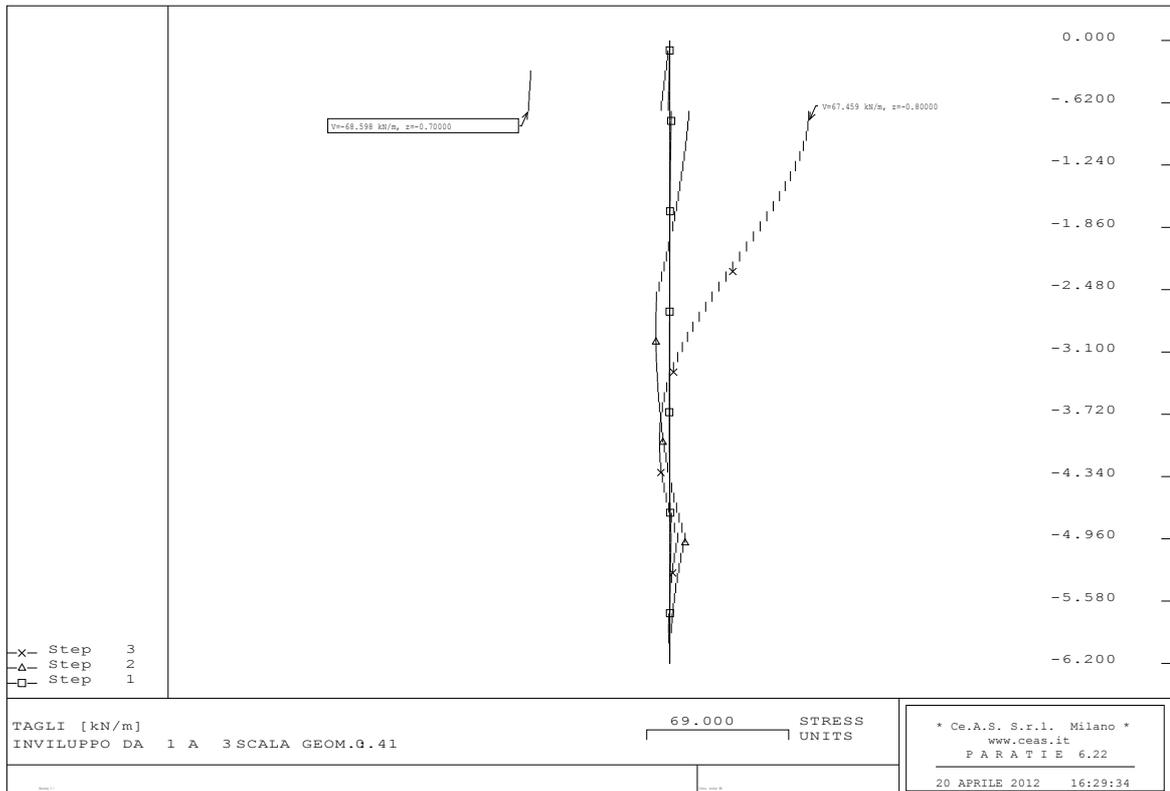
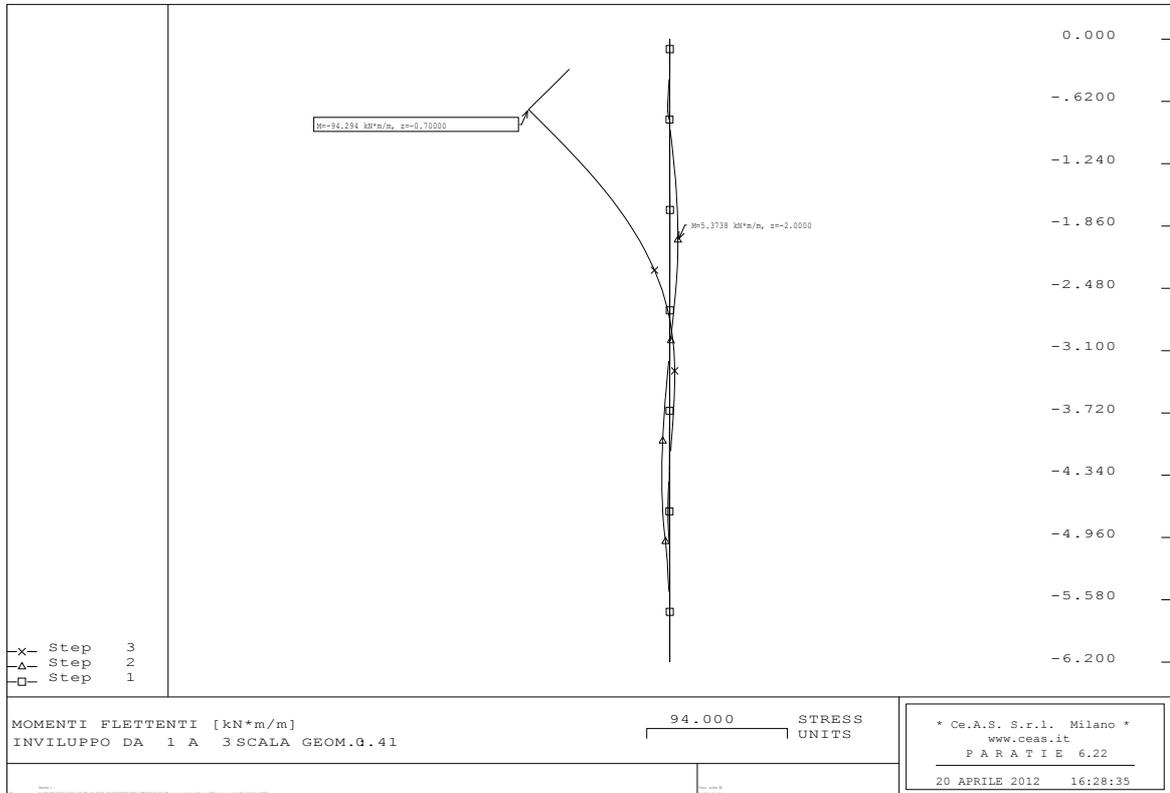


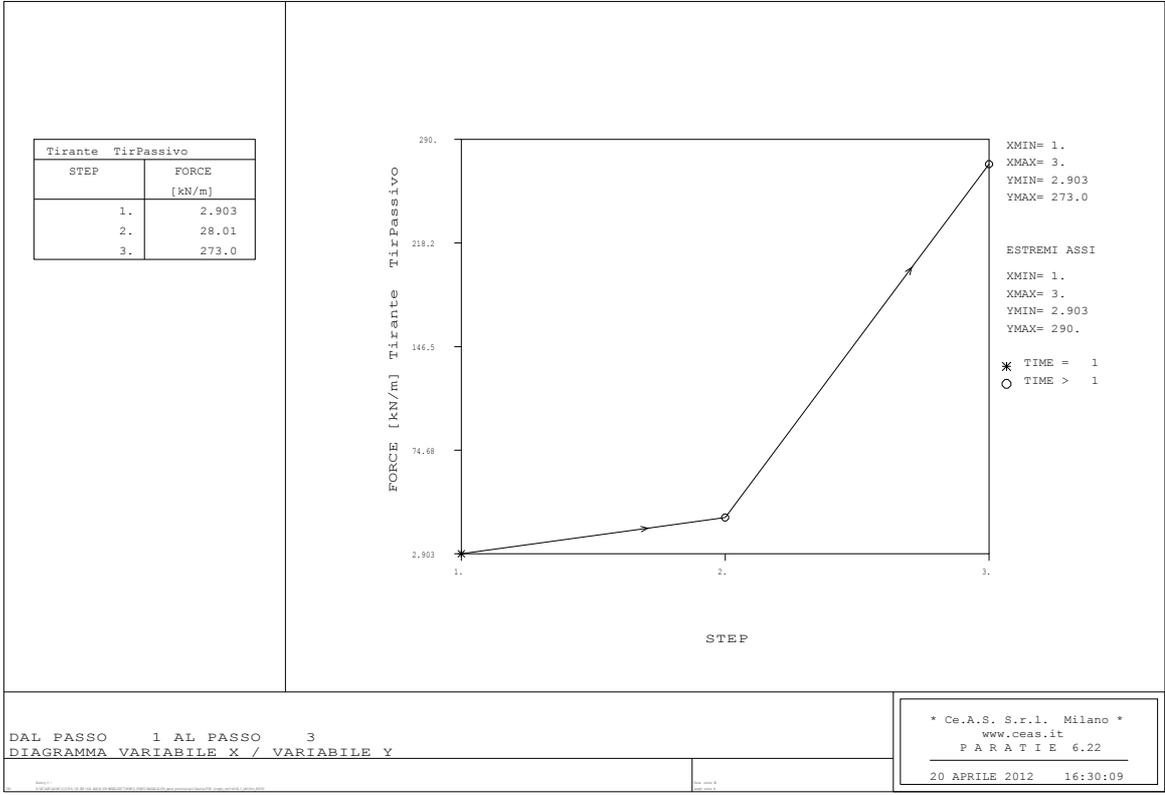
Combinazione A1+M1+R1





Combinazione Eccezionale – URTO





13.5 VERIFICA DEI TUBI DI ARMATURA DEI MICROPALI

Si riportano nella seguente tabella le verifiche strutturali della sezione dei micropali verticali costituenti la paratia, così come indicato nel par. 13.3.1.1, nella combinazione dimensionante che è l'URTO:

Tabella 13-2: Verifiche dei tubi di armatura dei micropali

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO										
Materiale			Azioni di calcolo			A1-M1-R1	A1-M1-R1	A1-M1-R1	A2-M2-R2	A2-SISMA
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s	kN/m	0				
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05 -	Taglio	v_s	kN/m	69				
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s	kNm/m	94				
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico			A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMA+	SISMA-	URTO
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ	-	1.3				
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	i	m	0.4				
Spessore (s <= 40 mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto			A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMA+	SISMA-	URTO
Diametro interno	d	143.3 mm	Azione assiale	N_{sd}	kN	0	0	0	0	0
Momento d'inerzia	I	2.99E-04 m ⁴	Taglio	V_{sd}	kN	36	0	0	0	0
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m ²	Momento	M_{sd}	kNm	49	0	0	0	0
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	3.04E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)			A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMA+	SISMA-	URTO
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.90E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A_v^* = A$	6.12E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
A_v^*/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$	kN-m	103	103	103	103	103
Azioni resistenti elementari			Verifiche			A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMA+	SISMA-	URTO
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2069 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	760 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	103 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

La verifica del tubolare risulta soddisfatta.