



SPEA Ingegneria Europea

# **AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA**

**Ampliamento alla terza corsia del tratto**

**Monselice - Padova Sud**

## **PROGETTO DEFINITIVO**

PONTE SUL CANALE BISATTO (VI002)

Relazione di calcolo delle fondazioni

APE0303



## Indice

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
2.1 NORMATIVA.....	6
2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....	6
2.3 BIBLIOGRAFIA.....	6
2.4 SOFTWARE DI CALCOLO .....	7
<b>3. MATERIALI.....</b>	<b>8</b>
<b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>9</b>
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 .....	12
<b>5. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....</b>	<b>13</b>
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 (<math>R_k</math>) di pali soggetti a carichi assiali</i> .....	17
5.3.2.1 Stima della resistenza di pali soggetti a carichi assiali.....	20
5.3.2.2 Pali trivellati.....	20
5.3.2.2.1 Portata di base.....	20
5.3.2.2.2 Attrito laterale.....	23
5.3.2.3 Pali battuti.....	24
5.3.2.3.1 Portata di base.....	24
5.3.2.3.2 Attrito laterale.....	25
5.3.3 <i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali</i> .....	32
5.3.4 <i>Analisi della palificata</i> .....	37
5.3.4.1 Comportamento non lineare del palo .....	38
<b>6. METODI PER LA VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SISMICO DELLE SPALLE.....</b>	<b>39</b>
6.1 VALUTAZIONE DEL TIRO DI LAVORO NEL SISTEMA DI RITEGNO SISMICO.....	40
<b>7. DESCRIZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>44</b>
<b>8. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....</b>	<b>50</b>

8.1	CONSIDERAZIONI GENERALI E SISTEMA DI RIFERIMENTO .....	50
8.2	AZIONI DI CALCOLO – SPALLE.....	52
8.3	AZIONI DI CALCOLO – PILE .....	56
<b>9.</b>	<b>PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE .....</b>	<b>58</b>
<b>10.</b>	<b>FONDAZIONI SPALLE .....</b>	<b>60</b>
10.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	60
10.2	ANALISI DELLO STATO DI FATTO DELLA FONDAZIONE .....	69
10.3	ANALISI DI INTERAZIONE FRA STRUTTURA ESISTENTE E RITEGNO SISMICO .....	69
10.4	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE .....	72
10.4.1	<i>Risultati delle analisi</i> .....	73
10.4.2	<i>Verifiche geotecniche</i> .....	74
10.4.3	<i>Verifiche strutturali del palo</i> .....	74
<b>11.</b>	<b>FONDAZIONI PILE .....</b>	<b>82</b>
11.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	82
11.2	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE .....	86
11.2.1	<i>Risultati delle analisi</i> .....	88
11.2.2	<i>Verifiche geotecniche</i> .....	89
11.2.3	<i>Verifiche strutturali del palo</i> .....	93
<b>12.</b>	<b>VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE .....</b>	<b>94</b>
<b>13.</b>	<b>OPERE PROVVISORIE .....</b>	<b>95</b>
13.1	PREMESSA .....	95
13.2	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	95
13.3	CRITERI DI VERIFICA .....	96
13.3.1	<i>Paratie</i> .....	96
13.3.1.1	Verifica dei tubi di armatura dei micropali .....	99
13.3.2	<i>Ancoraggi</i> .....	100
13.3.2.1	Verifica dell'armatura dei tiranti.....	100
13.3.2.2	Verifica a sfilamento dei micropali inclinati.....	102
13.4	VERIFICHE ESEGUITE E RISULTATI.....	103
13.5	VERIFICA DEI TUBI DI ARMATURA DEI MICROPALI .....	109

## 1. PREMESSA

Oggetto della presente Relazione sono le verifiche geotecniche delle fondazioni del Ponte sul Canale Bisatto (VI002) 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°8 (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) + 8 (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 Ø1000 di L=25m

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  $0.152g$  <sup>(1)</sup>. 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.

---

<sup>(1)</sup> 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 STR0301- STR0306

### 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
SD4	2011	91+510	+6.39	40	TA (3 ÷ 40)
CPTU-D2	2011	91+520	+6.50	35	-
SD6 – SD6bis <sup>(1)</sup>	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

<sup>(1)</sup> 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 6.5 m s.l.m. (corrispondente alla quota di boccaforo del sondaggio SD4) (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	2.5	2.5	A1	Argille limose e limi argillosi
2.5	4.8	2.3	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
4.8	8.0	3.0	A1	Argille limose e limi argillosi
8.0	10.0	2.0	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
10.0	13.0	3.0	A1	Argille limose e limi argillosi
13.0	15.0	2.0	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
15.0	19.0	4.0	A1	Argille limose e limi argillosi
19.0	26.8	7.8	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
26.8	27.5	0.7	A1	Argille limose e limi argillosi
27.5	30.0	2.5	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
30.0	32.0	2.0	A1	Argille limose e limi argillosi
32.0	33.0	1.0	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo

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

$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	19 ÷ 20 z < 15m 18 ÷ 19.5 z ≥ 15m
$c_u$ (kPa)	20 ÷ 45 z < 15m 20+2.5·(z-15) ÷ 45+4.0·(z-15) z ≥ 15m
$GSC = \sigma'_{vp} / \sigma_{v0}'$	$7.38 \cdot z^{-0.8} \geq 1.1$

dove:  $\gamma_n$  = 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)**

$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	18 ÷ 20
N <sub>SPT</sub> (colpi/30 cm)	2 ÷ 22 z < 13m 11 ÷ 32 z ≥ 13m
$\phi'$ (°)	34 ÷ 37
q <sub>c</sub> (MPa)	min 5 ÷ 7 max 10 ÷ 20
D <sub>r</sub> (%)	min 40 ÷ 60 max 60 ÷ 80

dove:

N<sub>SPT</sub> = resistenza penetrometrica dinamica con prova SPT

$\phi'$  = angolo di attrito operativo;

q<sub>c</sub> = resistenza alla punta;

D<sub>r</sub> = densità relativa.

#### 4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda la falda, si fa riferimento alle letture nelle verticali d'indagine SD4 e CPTU-D2, che si trovano in prossimità dell'opera, le quali indicano una soggiacenza minima che si attesta a circa 1 m da p.c.; si veda in proposito la tabella seguente. Nelle verifiche riportate in questo documento, la falda in ogni caso è stata assunta, cautelativamente, al piano di posa delle fondazioni.

**Tabella 4-5: Letture in foro**

Verticali d'indagine	Quota boccaforo (m s.l.m.)	Livello di falda (m da p.c.)
SD4	6.39	2.21
CPTU-D2	6.50	0.90

#### 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 limite 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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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	$\gamma_{Cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	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	$\gamma_R$	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	$\gamma_R$	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  $\xi$  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  $\xi_3$  e  $\xi_4$  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  $\xi_3$  e  $\xi_4$  fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5-4).

**Tabella 5-4: Fattori di correlazione  $\xi$  (vedi tab. 6.4.IV NTC)**

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	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  $\gamma_R$  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	$\gamma_R$	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	$\gamma_b$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale (compressione)	$\gamma_s$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale <sup>(3)</sup>	$\gamma_T$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale (trazione)	$\gamma_{st}$	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

<sup>(3)</sup> – 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;

$\gamma'_{cls}$  = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato

$A_B$  = area di base;

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

$\Delta H_i$  = 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)

$\sigma_v$  = 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;

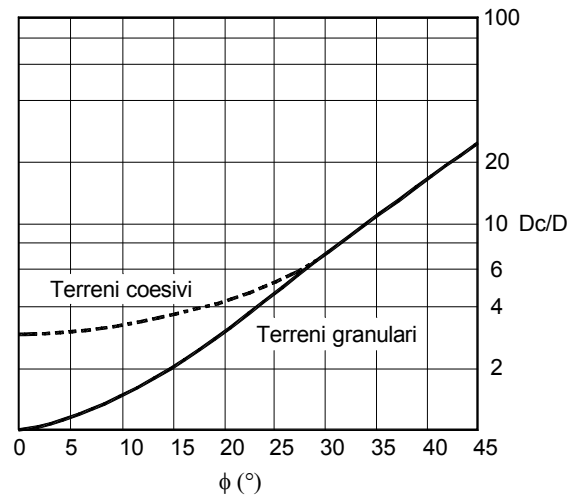
la portata critica è valutata in accordo con le indicazioni di Reese-Wright et al. [1978]:

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

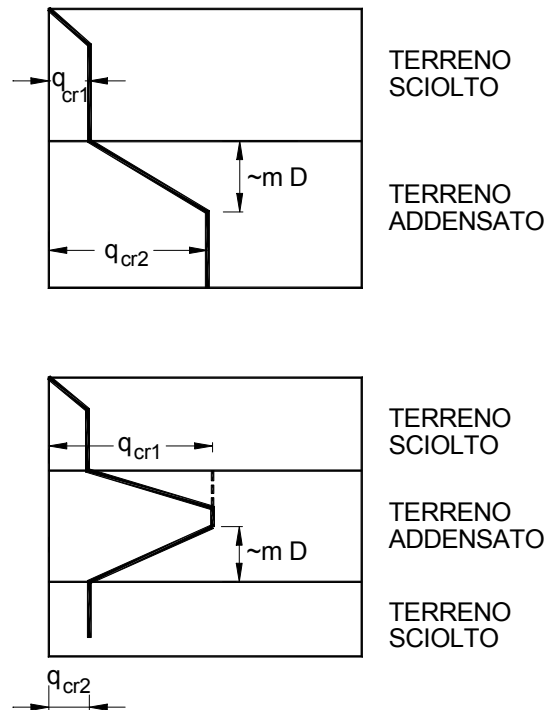
I valori di  $q_{cr}$  sono interamente mobilitati ad una "profondità critica"  $z_c$  come descritto sopra, con  $m$  variabile fra 4 e 21 secondo la Figura 5-1.

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:

$$\alpha = \text{coefficiente riduttivo (AGI [1984])} = \begin{cases} 0.9 & \text{per } c_U \leq 25 \text{ kPa,} \\ 0.8 & \text{per } 25 < c_U \leq 50 \text{ kPa,} \\ 0.6 & \text{per } 50 < c_U \leq 75 \text{ kPa,} \\ 0.4 & \text{per } c_U > 75 \text{ kPa;} \end{cases}$$

$c_U$  = 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;
- $\sigma'_v$  = pressione geostatica verticale efficace;
- $\phi'$  = 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:

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

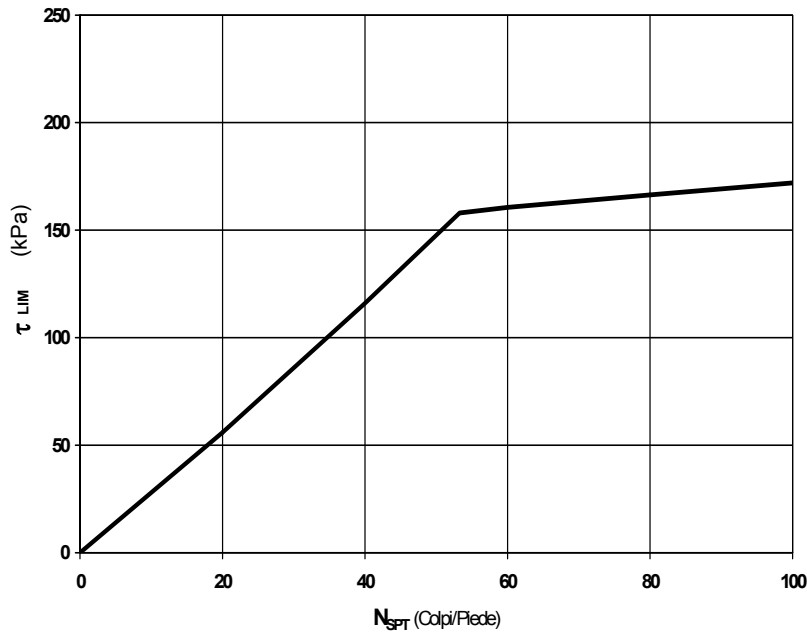
dove:

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

In Figura 5-3 è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della  $\tau_{lim}$  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:

$K_\delta$  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  $K_\delta$  per  $\delta$  diverso da  $\phi$  (Figura 5-5);

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

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

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

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

Meyerhof-b [1976]:

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

Vesic [1977] :

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

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

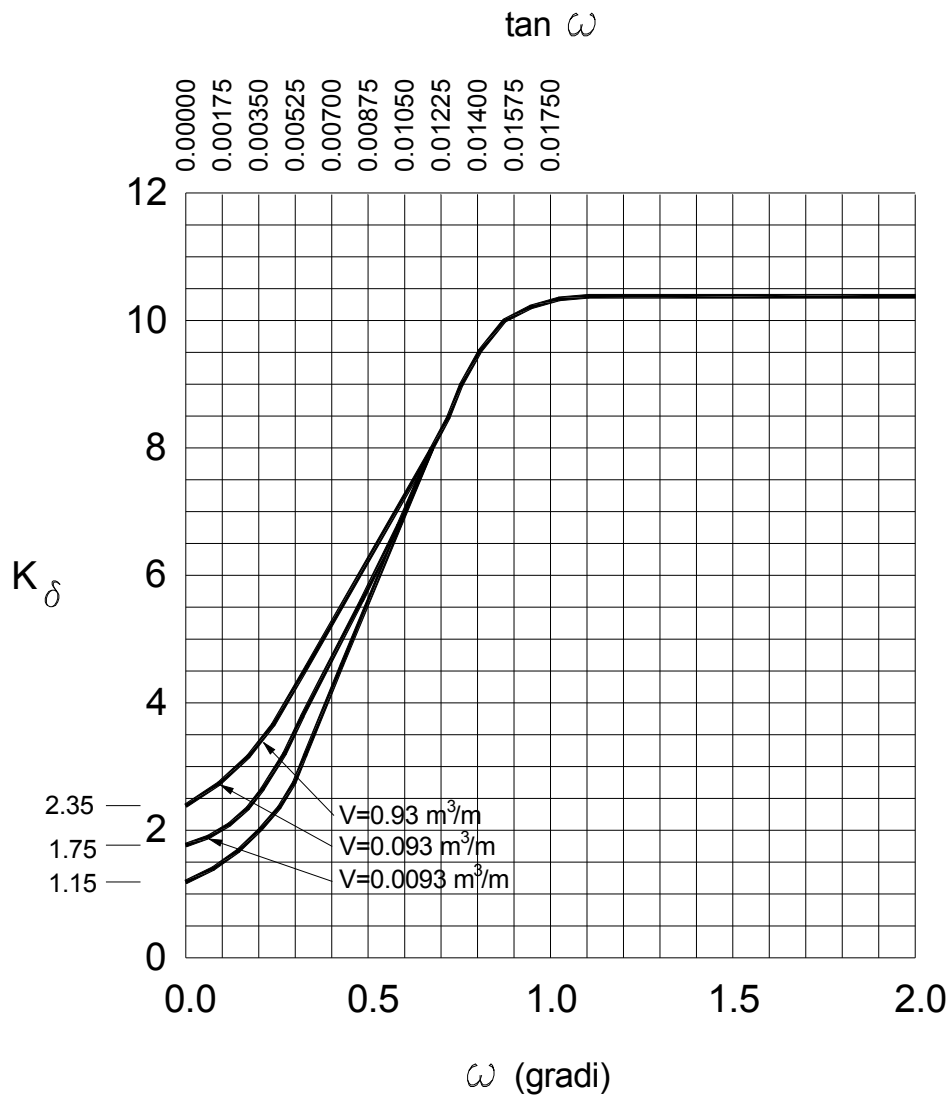
$D_R$  = densità relativa (decimali)

De Beer [1985] :

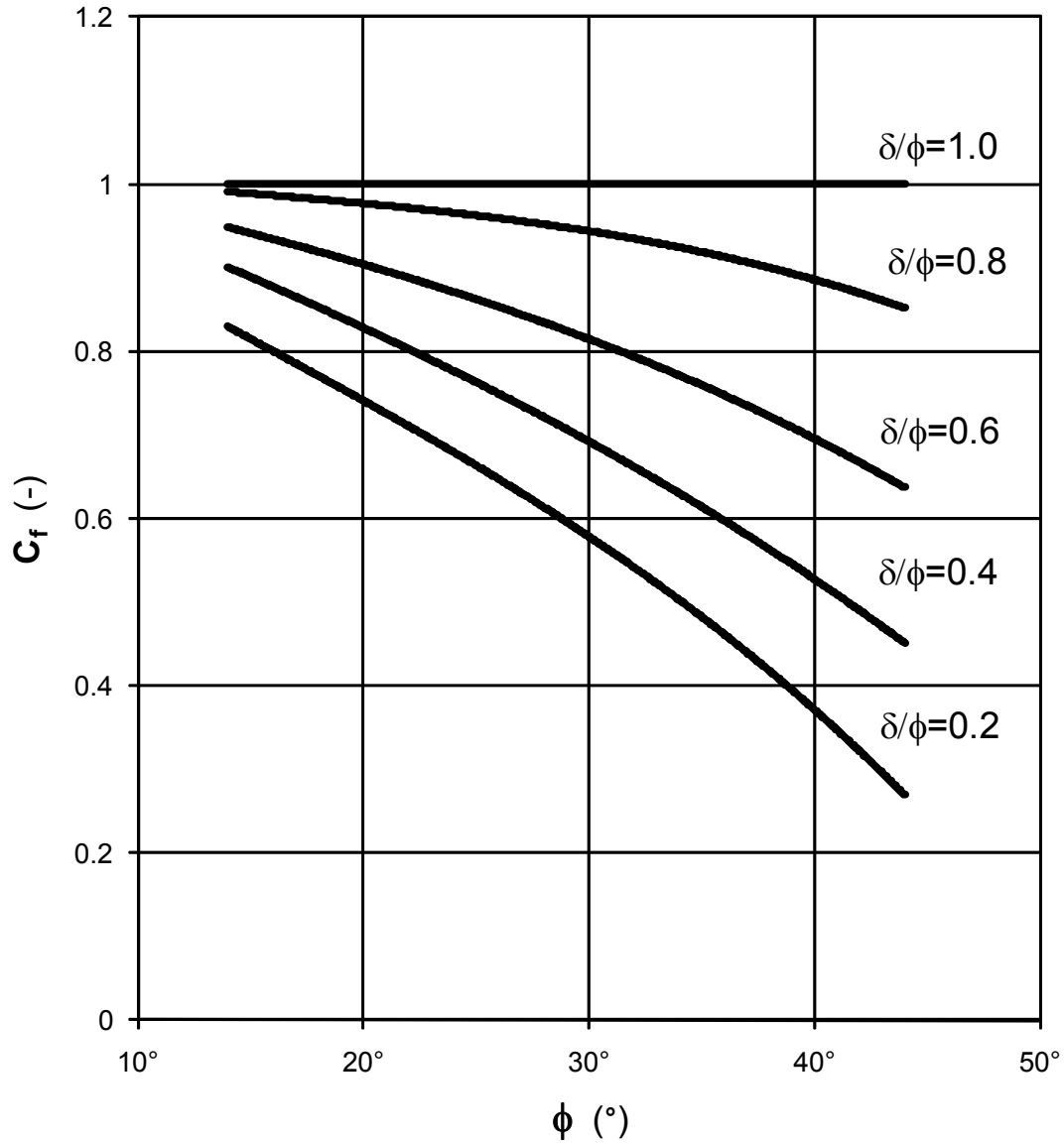
$$f_L = q_c/200 \text{ (MPa)}$$

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

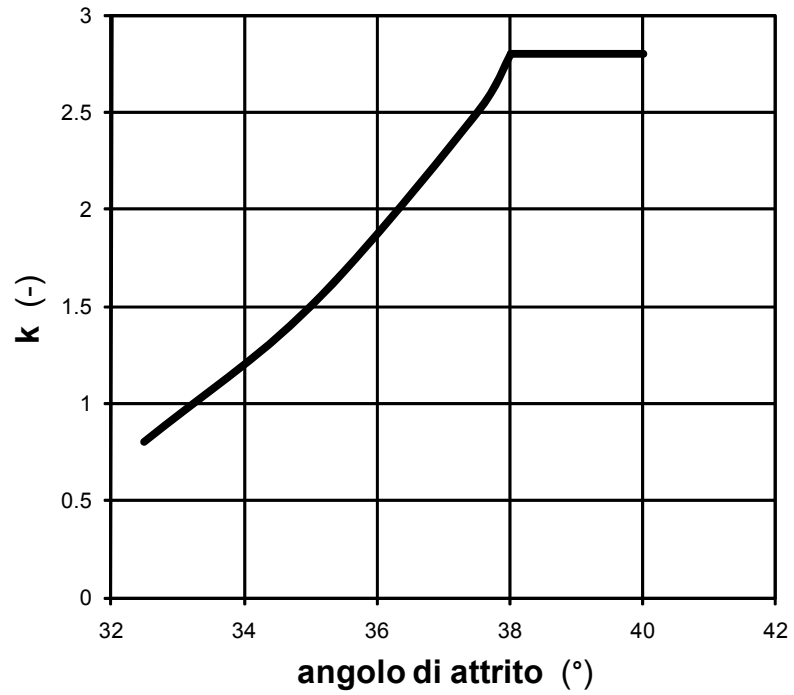
**Figura 5-4:  $\phi = 35^\circ$  - valori di  $K_\delta$  in funzione della conicità del palo e del volume di terreno spostato durante l'infissione**



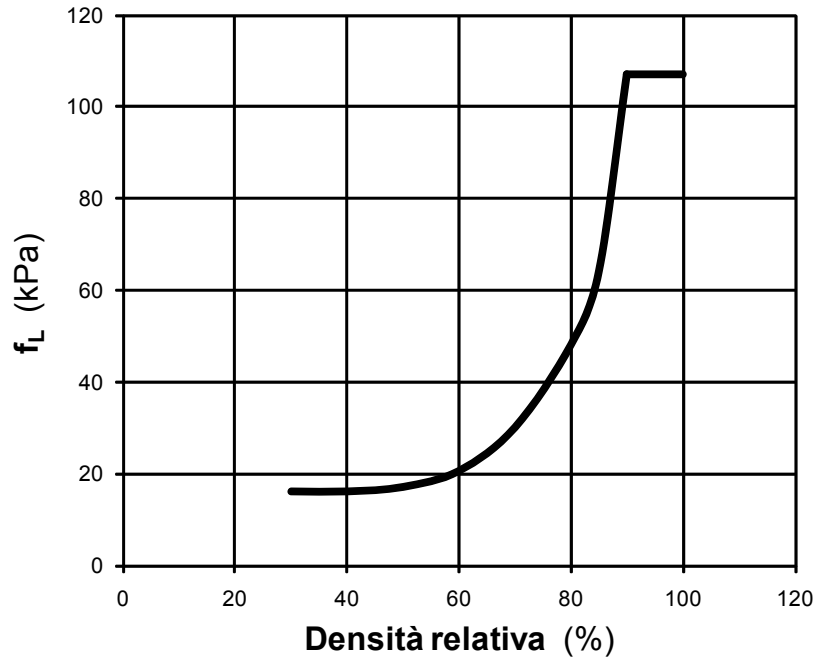
**Figura 5-5: Valore del fattore correttivo  $C_f$  in funzione del rapporto  $\delta/\phi'$  e  $\phi'$ .**



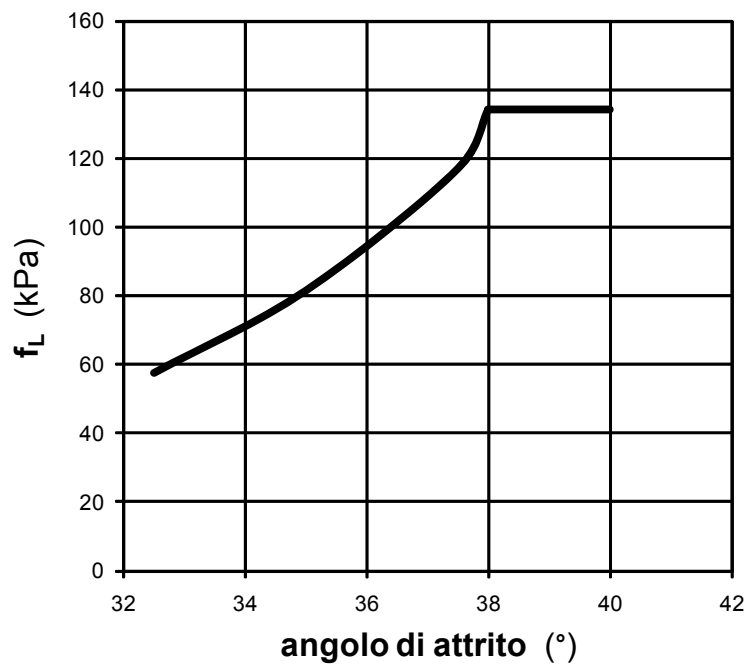
**Figura 5-6: K in accordo a Meyerhof [1976]**



**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:

 $\alpha$  coefficiente moltiplicativo $c_u$  coesione non drenata (kPa)Pali soggetti a compressione

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

$$\alpha = 1.28 \text{ per } c_u \leq 25 \text{ kPa,}$$
$$= 1.13 \text{ per } 25 < c_u \leq 50 \text{ kPa,}$$
$$= 0.85 \text{ per } 50 < c_u \leq 75 \text{ kPa,}$$
$$= 0.57 \text{ per } c_u > 75 \text{ kPa.}$$

In alternativa sono stati utilizzati i coefficienti  $\alpha$  delle norme API:

$$\alpha = 1.00 \text{ per } c_u \leq 25 \text{ kPa,}$$
$$= 1.00 \div 0.50 \text{ per } 25 < c_u \leq 75 \text{ kPa,}$$
$$= 0.50 \text{ per } c_u > 75 \text{ kPa.}$$

Pali soggetti a trazione

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

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c_u \leq 25 \text{ kPa,}$$
$$= 0.8 \text{ per } 25 < c_u \leq 50 \text{ kPa,}$$
$$= 0.6 \text{ per } 50 < c_u \leq 75 \text{ kPa,}$$
$$= 0.4 \text{ per } c_u > 75 \text{ kPa.}$$



### 5.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

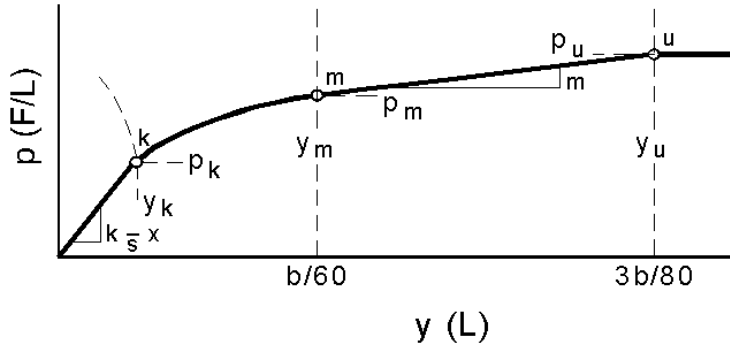
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante 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
- $\gamma$  peso di volume efficace
- $z$  profondità da p.c.
- $K_0$  coefficiente di spinta a riposo
- $\phi$  angolo di attrito
- $\beta = 45 + \phi/2$
- $\alpha = \phi/2$
- $D$  diametro del palo
- $K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$
- $\delta$  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

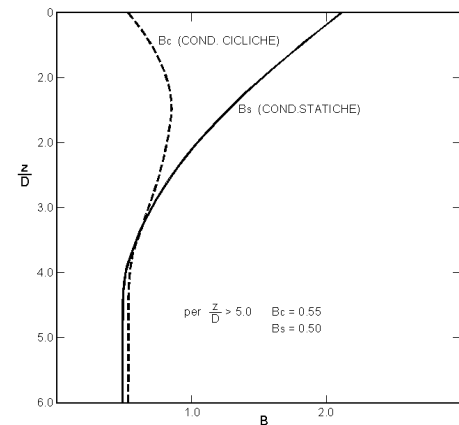
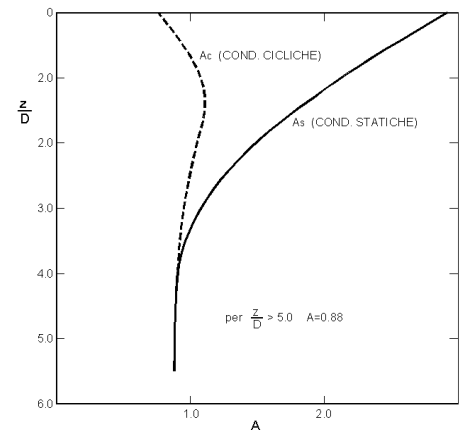
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

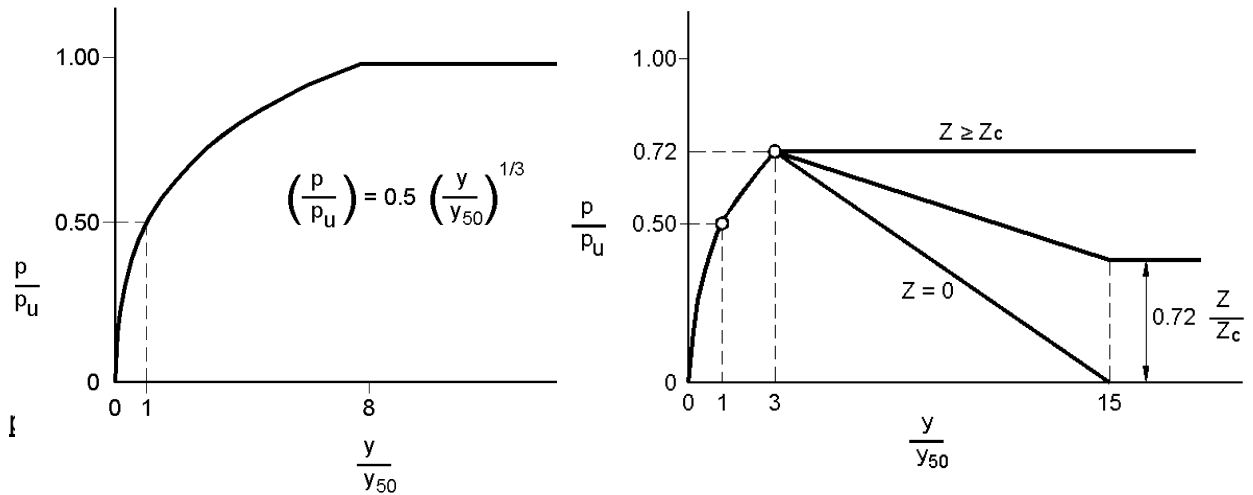
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



### 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

$\sigma'$  pressione geostatica verticale efficace alla quota  $z$

$c_u$  coesione non drenata

$z$  profondità da p.c.

$D$  diametro del palo

$\delta$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

$y$  spostamento orizzontale

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

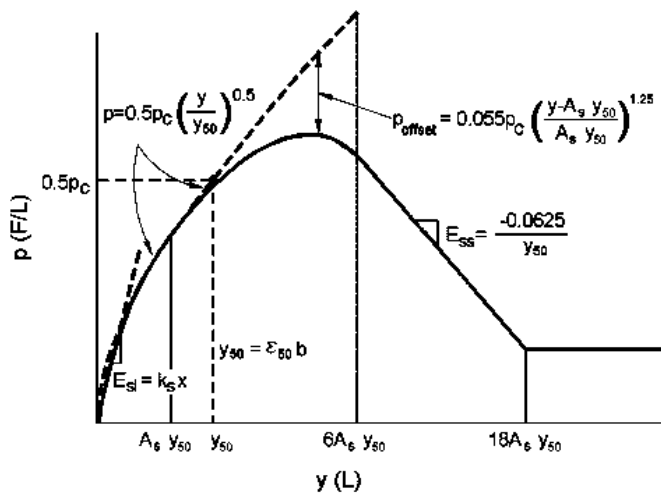
$\varepsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

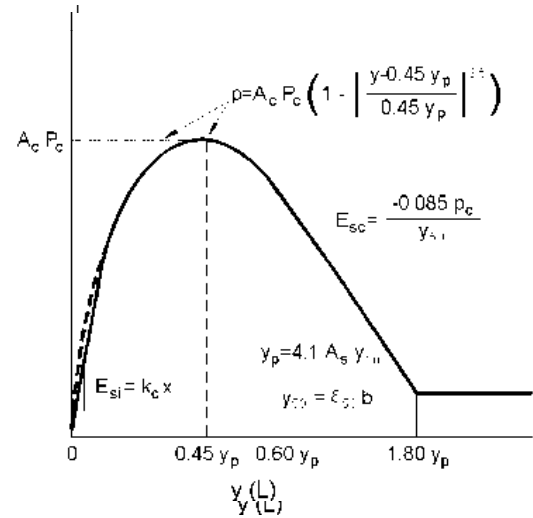
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

$\gamma'$  = 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.

$\sigma'$  pressione geostatica verticale efficace alla profondità  $z$

$c_u$  coesione non drenata

$D$  diametro del palo

$y$  spostamento orizzontale

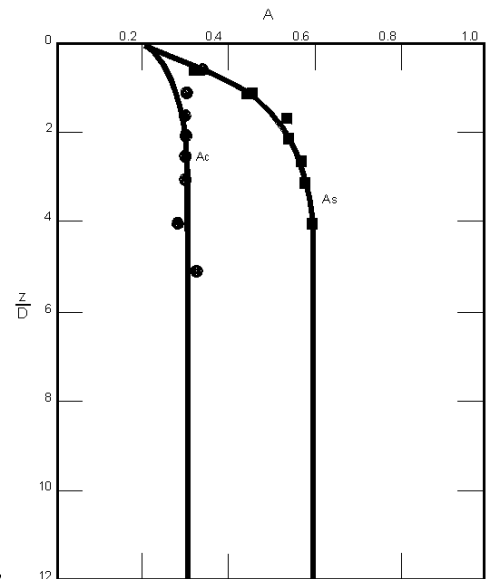
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$  spostamento orizzontale per  $p = 0.5 p_u$

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

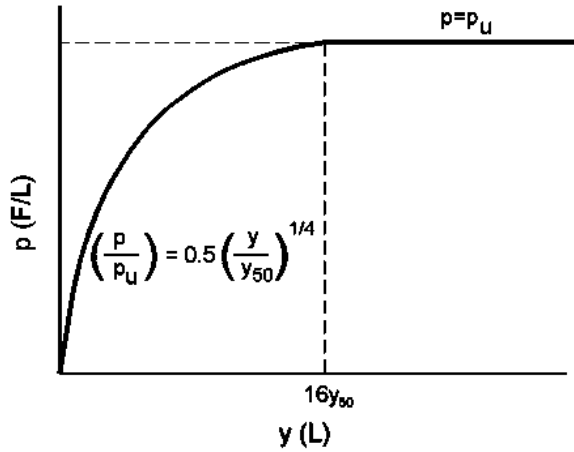
$K_s$  pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

$K_c$  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

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

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

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

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

dove:

$p_u$  resistenza laterale unitaria ultima

$\gamma'$  peso di volume unitario

$c_u$  coesione non drenata

$z$  profondità da p.c.

$D$  diametro del palo

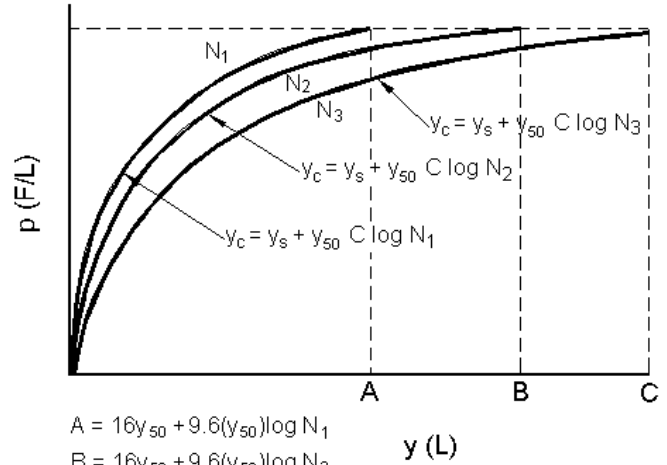
$\delta$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

$y$  spostamento orizzontale

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

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

$K_s$  pendenza del tratto iniziale della curva



$$A = 16y_{50} + 9.6(y_{50}) \log N_1$$

$$B = 16y_{50} + 9.6(y_{50}) \log N_2$$

$$C = 16y_{50} + 9.6(y_{50}) \log N_3$$

Carichi ciclici

### 5.3.4 Analisi della palificata

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

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

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

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

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

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

#### 5.3.4.1 *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  $\delta_h$ , T, dove:

$\delta_h$  = 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  $\delta_h$ , 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 ( $\delta_o$ ) ed una rotazione rigida ( $\theta_o$ ); in questo caso, indicando con  $h_{rit}$  la distanza verticale tra l'intradosso della fondazione e la quota della trave di collegamento ritegno/spalla (*spiccato del paraghiaia*), lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione del tiro risulta:

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

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

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

Si avrà infatti:

$$N_i = N$$

$$H_i = H - T_i$$

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

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

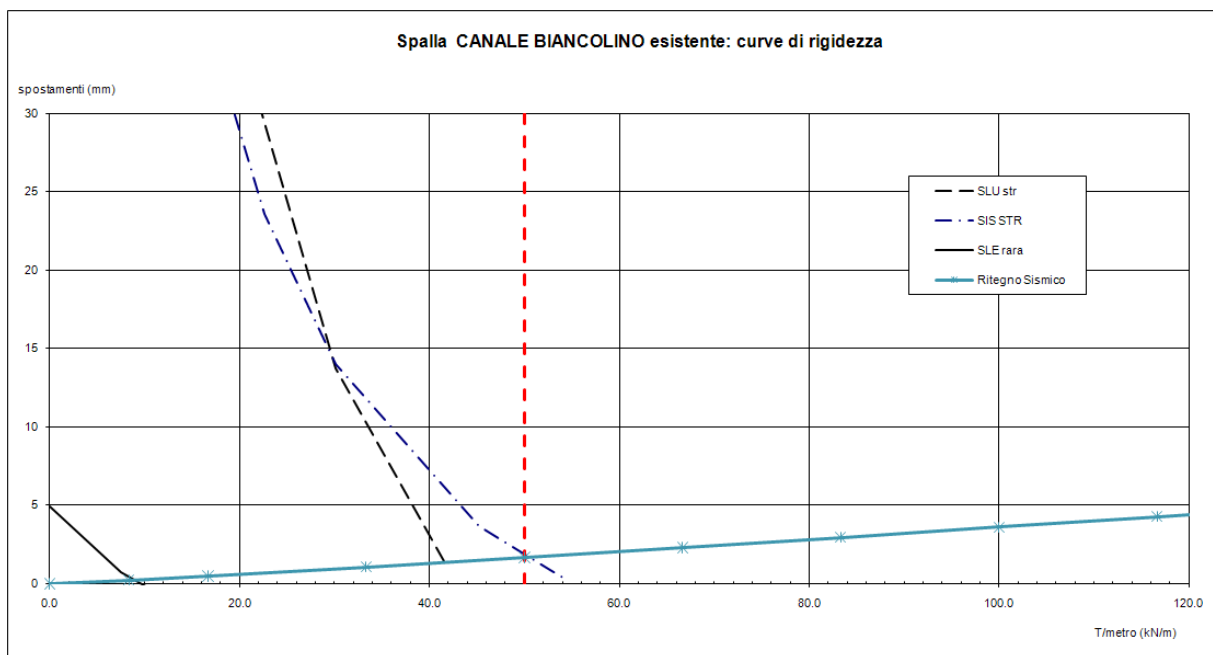
Tali sollecitazioni ( $N_i$ ,  $H_i$ ,  $M_i$ ) danno luogo ad uno spostamento orizzontale ( $\delta_i$ ) e ad una rotazione della fondazione ( $\theta_i$ ). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari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

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

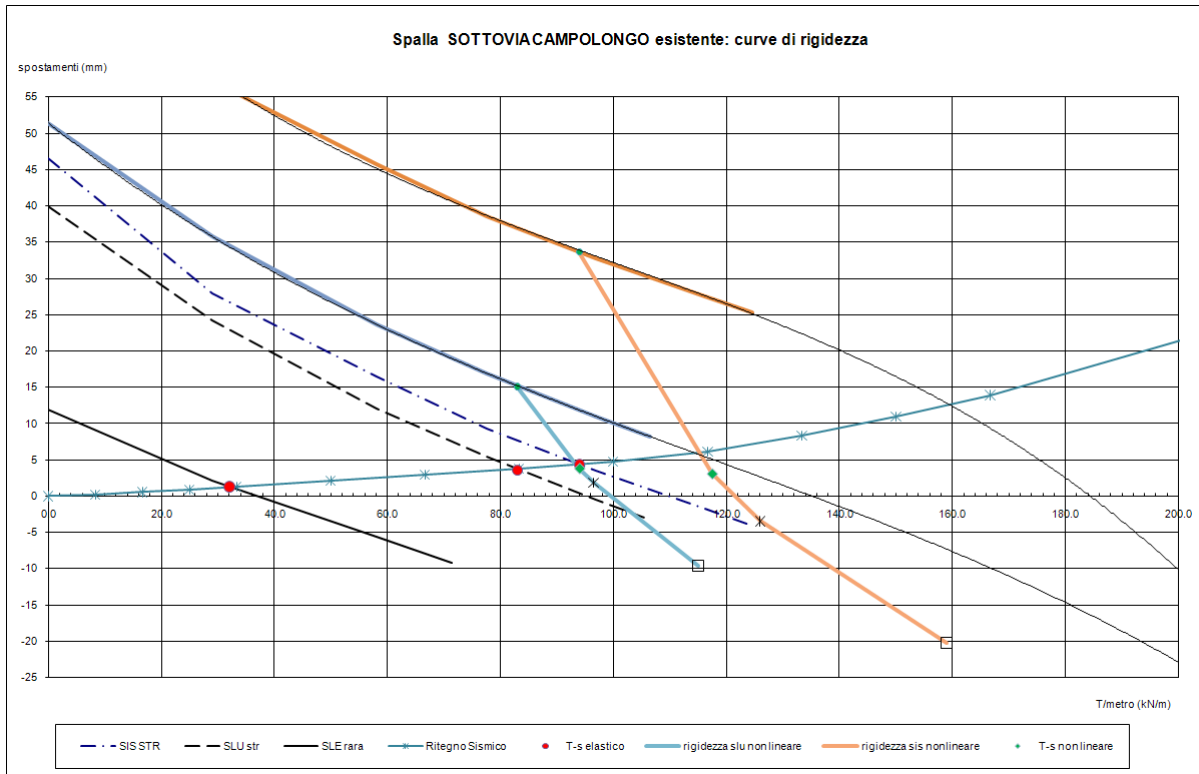
Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

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

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 Bisatto è un'opera a tre campate sostenuta da spalle passanti e due pile, con fondazioni profonde. L'opera è disposta con una obliquità rispetto l'asse longitudinale autostradale pari a ca. 43.2°.

Le fondazioni esistenti delle spalle e delle pile sono realizzate con pali battuti di tipo SCAC (pali di fondazione prefabbricati centrifugati) di diametro  $\varnothing 420+480\text{mm}$  e lunghezza variabile da 12 ÷ 16m.

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°30 pali. L'interasse dei pali è pari a 1.10 m, e l'interasse dei setti è 3,25 m.

Le fondazioni delle pile sono costituite da un unico plinto fondato su n°46 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 ( $\varnothing 1000\text{ mm}$ ).

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 rigidzze 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 parapetto, 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°8 (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) + 8 (Sud) pali  $\varnothing1000$  di  $L=25.0\text{m}$

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

Pile: n°6x2 pali  $\varnothing1000$  di  $L=25\text{m}$

Mentre per le fondazioni esistenti:

Spalle: n°30 (10 fondazioni indipendenti di 3 pali ciascuna)  $\varnothing420\div480\text{mm}$  di  $L=12 \div 16\text{m}$

Pila 1: n°46  $\varnothing420\div480\text{mm}$  di  $L = 16.0\text{ m}$

Pila 2: n°46  $\varnothing420\div480\text{mm}$  di  $L = 13.0\div16.0\text{ m}$

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 Bisatto

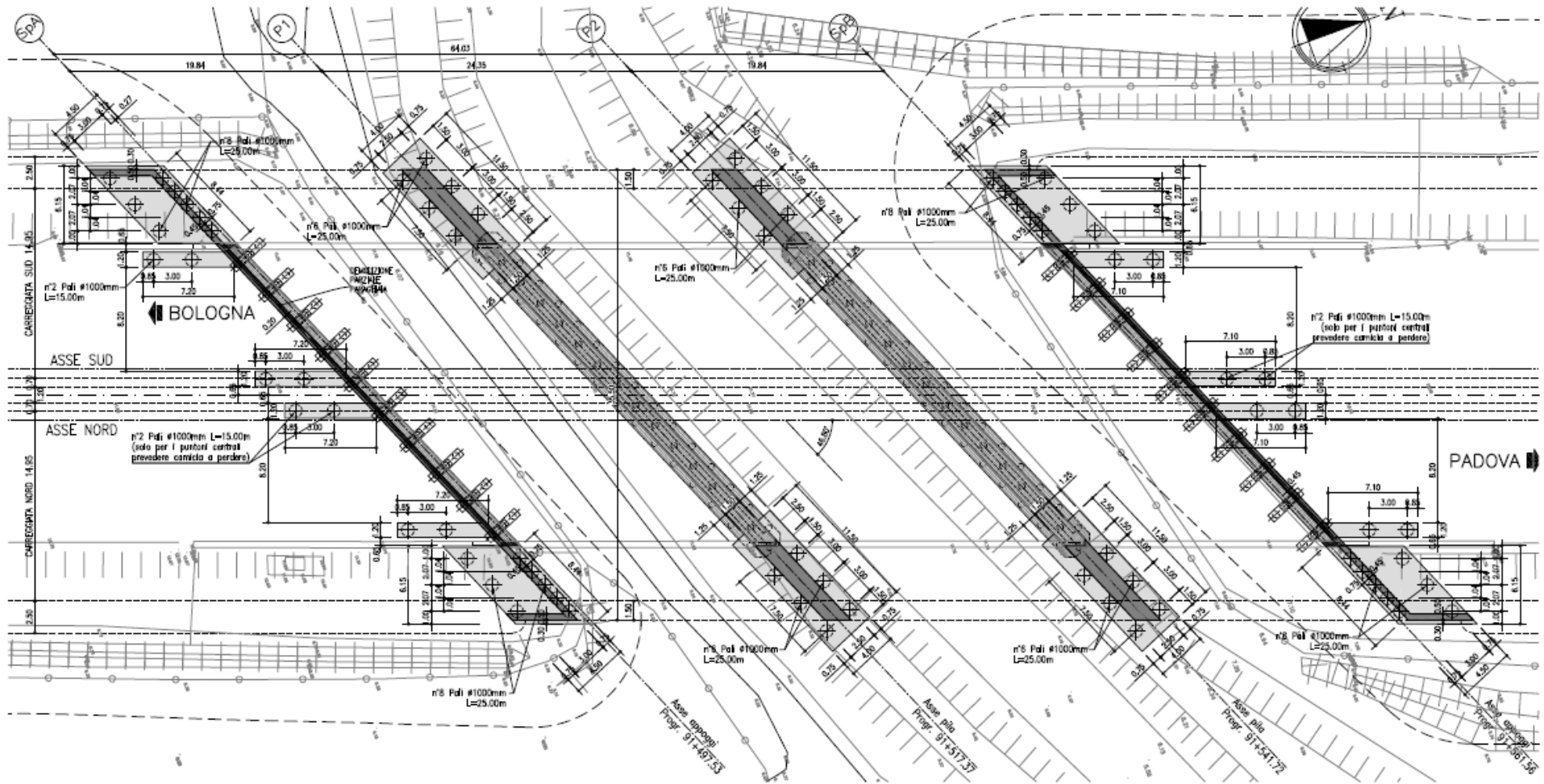








Figura 7-4: Sezione spalla

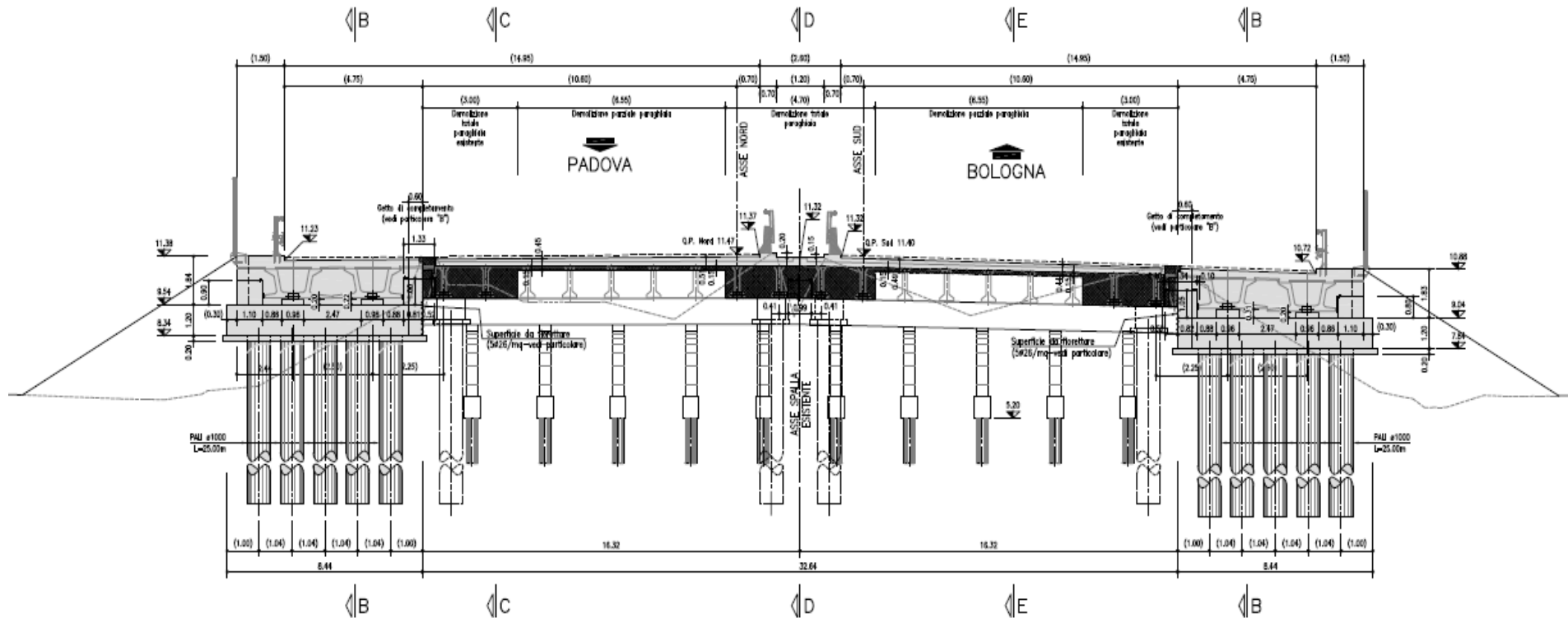
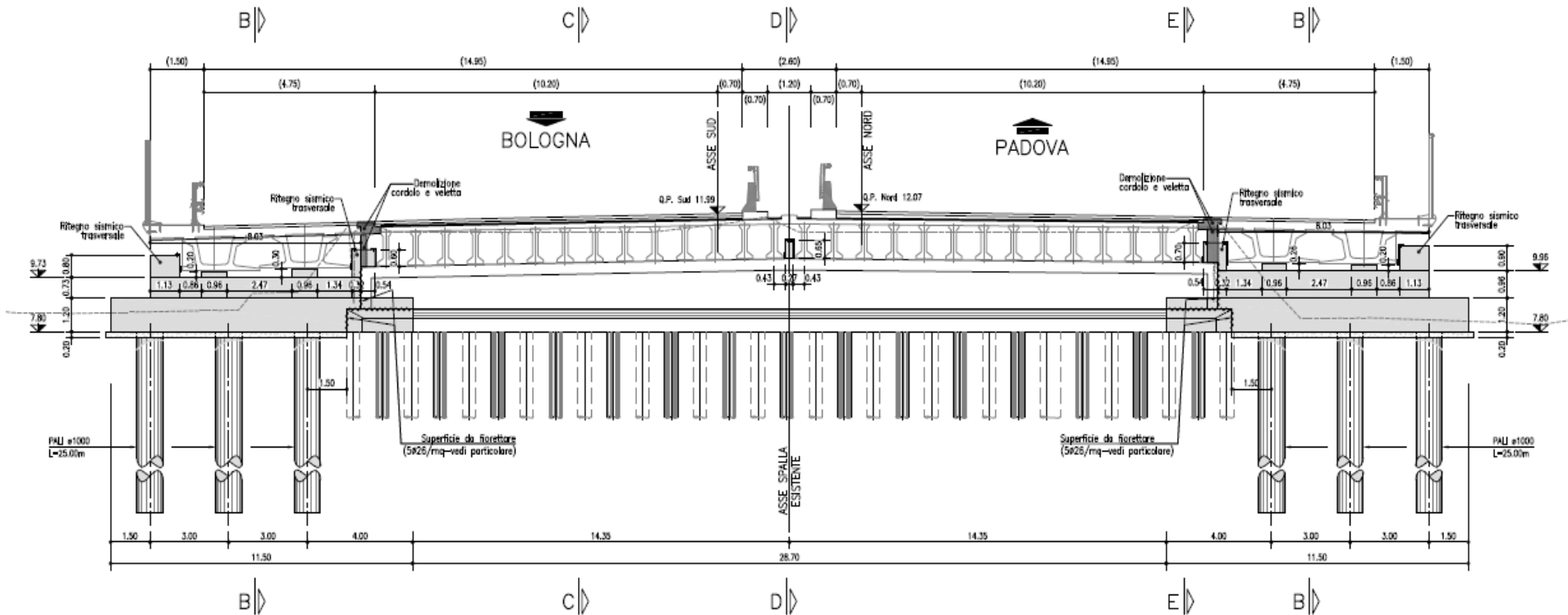


Figura 7-5: Sezione pila



## 8. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

### 8.1 CONSIDERAZIONI GENERALI E SISTEMA DI RIFERIMENTO

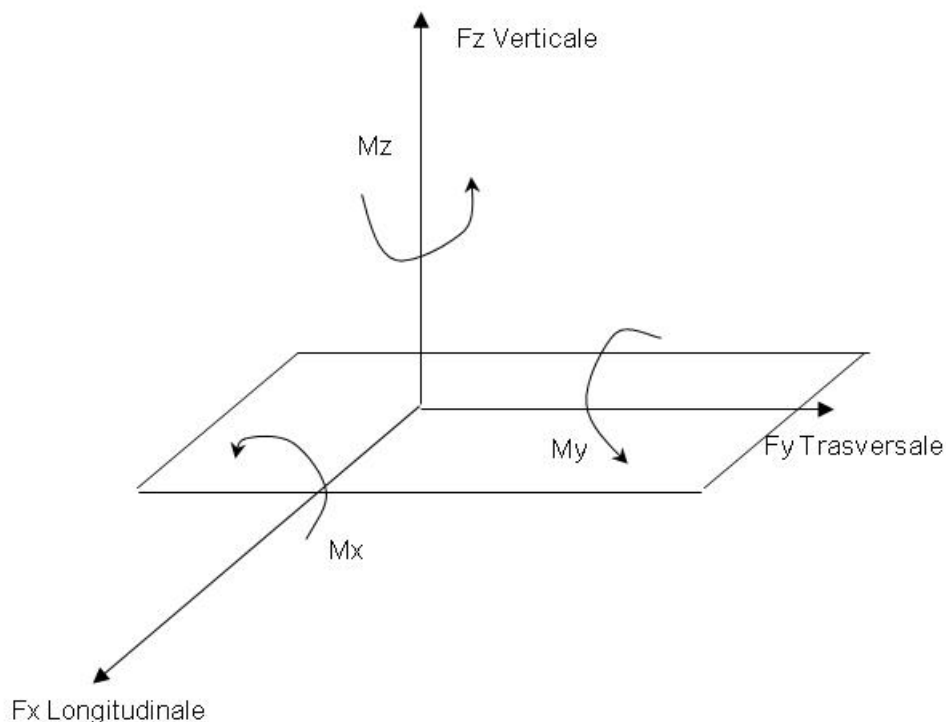
Nel presente capitolo si riportano i carichi sulle strutture forniti dal Progettista Strutturale, a cui si rimanda per l'analisi in dettaglio.

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

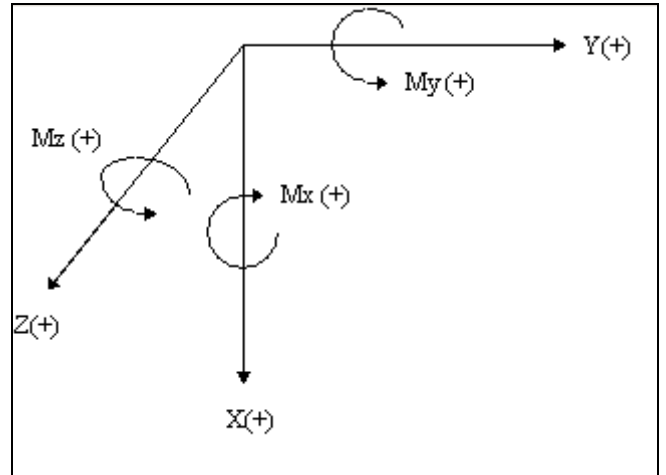
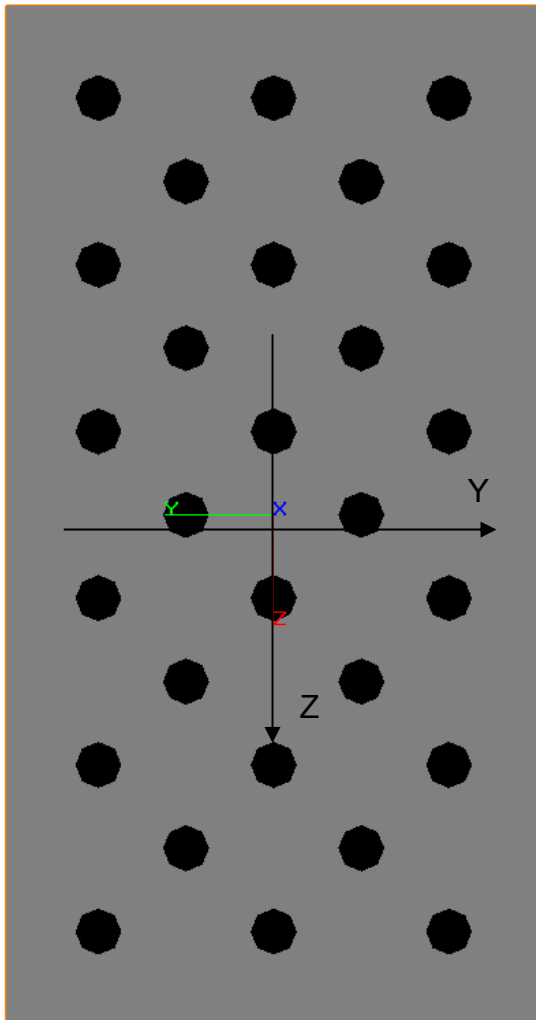
Le sollecitazioni sono valutate nel baricentro della fondazione all'intradosso plinto.

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 2.0m.

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.)	19.8	30.8	19.8	38.6
spinta terra p.to 2 (-5.0 da t.p.)	33.0	51.3	33.0	59.2
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 Htot (kN/m)		SISMA A1 - M1 Htot (kN/m)	
	pali lato Aut.	pali interni	pali lato Aut.	pali interni	pali lato Aut.	pali interni
spinta terra p.to 1 (t.p.)	25.8	40.0	25.8	51.8	34.3	53.3
spinta terra p.to 2 (-5.0 da t.p.)	42.9	66.7	42.9	78.5	57.2	88.8
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 Htot (kN/m)		SISMA A2 - M2 Htot (kN/m)	
	pali lato Aut.	pali interni	pali lato Aut.	pali interni	pali lato Aut.	pali interni
spinta terra p.to 1 (t.p.)	25.0	38.8	25.0	51.7	34.9	54.2
spinta terra p.to 2 (-5.0 da t.p.)	41.6	64.6	41.6	77.5	58.1	90.3
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]
<b>SLE_Rara</b>	max Fx	1443.4	228.5	-212.6
	min Fz	1626.4	148.3	122.3
	max Fz	1443.4	228.5	-212.6
	min My	1626.4	148.3	122.3
	max My	1443.4	228.5	-212.6
<b>SLU_STR</b>	max Fx	1805.8	329.0	-435.2
	min Fz	2195.6	200.9	161.5
	max Fz	1805.8	329.0	-435.2
	min My	2195.6	200.9	161.5
	max My	1805.8	329.0	-435.2
<b>SLU_GEO</b>	max Fx	1366.5	321.6	-377.8
	min Fz	1659.2	191.4	33.6
	max Fz	1366.5	321.6	-377.8
	min My	1659.2	191.4	33.6
	max My	1366.5	321.6	-377.8
<b>Sisma STR</b>	max Fx	1407.7	390.2	-745.9
	min Fz	1407.7	6.8	495.3
	max Fz	1407.7	390.2	-745.9
	min My	1407.7	6.8	495.3
	max My	1407.7	390.2	-745.9
<b>Sisma GEO</b>	max Fx	1407.7	441.9	-873.3
	min Fz	1407.7	49.8	395.2
	max Fz	1407.7	441.9	-873.3
	min My	1407.7	49.8	395.2
	max My	1407.7	441.9	-873.3
<b>Permanenti</b>	max Fx	1407.7	153.3	21.8
	min Fz	1407.7	153.3	21.8
	max Fz	1407.7	153.3	21.8
	min My	1407.7	153.3	21.8
	max My	1407.7	153.3	21.8
<b>SLE_PLUS</b>	max Fx	1458.7	260.8	-313.1
	min Fz	1720.1	153.3	165.4
	max Fz	1458.7	260.8	-313.1
	min My	1720.1	153.3	165.4
	max My	1458.7	260.8	-313.1

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

		Fx [kN]	Fz [kN]	My [kNm]
<b>SLE_Rara</b>	max Fx	3559.2	504.9	-1768.7
	min Fz	3569.1	283.0	-2748.0
	max Fz	3559.2	504.9	-1768.7
	min My	3569.1	283.0	-2748.0
	max My	3559.2	504.9	-1768.7
<b>SLU_STR</b>	max Fx	4475.6	729.9	-1810.0
	min Fz	4818.4	383.9	-3711.9
	max Fz	4475.6	729.9	-1810.0
	min My	4818.4	383.9	-3711.9
	max My	4475.6	729.9	-1810.0
<b>SLU_GEO</b>	max Fx	2466.6	681.0	678.8
	min Fz	3646.9	341.7	-2956.7
	max Fz	2466.6	681.0	678.8
	min My	3646.9	341.7	-2956.7
	max My	2466.6	681.0	678.8
<b>Sisma STR</b>	max Fx	3051.0	810.4	-2449.5
	min Fz	3051.0	-25.7	-1447.5
	max Fz	3051.0	810.4	-2449.5
	min My	3051.0	-25.7	-1447.5
	max My	3051.0	810.4	-2449.5
<b>Sisma GEO</b>	max Fx	3051.0	878.0	-2521.6
	min Fz	3051.0	32.9	-1506.1
	max Fz	3051.0	878.0	-2521.6
	min My	3051.0	32.9	-1506.1
	max My	3051.0	878.0	-2521.6
<b>Permanenti</b>	max Fx	3051.0	294.8	-1761.8
	min Fz	3051.0	294.8	-1761.8
	max Fz	3051.0	294.8	-1761.8
	min My	3051.0	294.8	-1761.8
	max My	3051.0	294.8	-1761.8

**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**

		<b>Fx [kN]</b>	<b>Fy [kN]</b>	<b>Fz [kN]</b>	<b>Mx [kNm]</b>	<b>My [kNm]</b>
<b>SLU STR</b>	<b>max Fx</b>	956.4	84.7	-19,439.7	326.1	4,543.1
	<b>min Fx</b>	-1,038.0	84.7	-32,405.4	326.1	-4,930.7
	<b>max Fz</b>	956.4	84.7	-19,439.7	326.1	4,543.1
	<b>min Fz</b>	-261.1	84.7	-36,131.3	326.1	-1,240.4
<b>SLU GEO</b>	<b>max Fx</b>	811.4	73.4	-19,439.7	282.6	3,854.2
	<b>min Fx</b>	-879.4	73.4	-24,688.6	282.6	-4,177.3
	<b>max Fz</b>	811.4	73.4	-19,439.7	282.6	3,854.2
	<b>min Fz</b>	-217.6	73.4	-27,862.6	282.6	-1,033.6

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

		<b>Fx [kN]</b>	<b>Fy [kN]</b>	<b>Fz [kN]</b>	<b>Mx [kNm]</b>	<b>My [kNm]</b>
<b>Sisma STR</b>	<b>max Fx</b>	4,145.6	714.3	-19,439.7	1,166.9	10,489.3
	<b>min Fx</b>	4,145.6	714.3	-19,439.7	1,166.9	10,489.3
	<b>max Fz</b>	4,145.6	714.3	-19,439.7	1,166.9	10,489.3
	<b>min Fz</b>	4,145.6	714.3	-19,439.7	1,166.9	10,489.3
<b>Sisma GEO</b>	<b>max Fx</b>	4,145.6	714.3	-19,439.7	1,166.9	10,489.3
	<b>min Fx</b>	4,145.6	714.3	-19,439.7	1,166.9	10,489.3
	<b>max Fz</b>	4,145.6	714.3	-19,439.7	1,166.9	10,489.3
	<b>min Fz</b>	4,145.6	714.3	-19,439.7	1,166.9	10,489.3

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

		<b>Fx [kN]</b>	<b>Fy [kN]</b>	<b>Fz [kN]</b>	<b>Mx [kNm]</b>	<b>My [kNm]</b>
<b>SLE Rara</b>	<b>max Fx</b>	249.3	56.5	-19,439.7	217.4	1,184.4
	<b>min Fx</b>	-362.7	56.5	-24,004.0	217.4	-1,722.7
	<b>max Fz</b>	249.3	56.5	-19,439.7	217.4	1,184.4
	<b>min Fz</b>	-217.6	56.5	-26,764.0	217.4	-1,033.6
<b>Permanenti</b>	<b>max Fx</b>	0.0	0.0	-19,439.7	0.0	0.0
	<b>min Fx</b>	0.0	0.0	-19,439.7	0.0	0.0
	<b>max Fz</b>	0.0	0.0	-19,439.7	0.0	0.0
	<b>min Fz</b>	0.0	0.0	-19,439.7	0.0	0.0
<b>SLE Plus</b>	<b>max Fx</b>	249.3	56.5	0.0	217.4	1,184.4
	<b>min Fx</b>	-362.7	56.5	-4,564.2	217.4	-1,722.7
	<b>max Fz</b>	249.3	56.5	0.0	217.4	1,184.4
	<b>min Fz</b>	-217.6	56.5	-7,324.2	217.4	-1,033.6

## 9. PARAMETRI DEL MODELLO GEOTECNICO DELLE PALIFICATE

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

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

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

Profondità (da intradosso fondazione)	$\gamma$	$\tau_{lim}$	$\phi$	$c_u$	$q_b$	K
da 0 a 1.7 m	18	20	-	15	0→200	10000
da 1.7 a 4.0 m	19	25	34	-	200→800	18000
da 4.0 a 7.0 m	18	30	-	20	500	15000
da 7.0 a 9.0 m	19	40	34	-	700	20000
da 9.0 a 12.0 m	18	40	-	30	800	20000
da 12.0 a 14.0 m	19	60	35	-	1000	25000
da 14.0 a 18.0 m	19	45	-	40	1000	20000

$\gamma$	⇒	Peso di volume (kN/mc)
$\tau_{lim}$	⇒	Attrito unitario laterale limite (kPa)
$q_b$	⇒	Resistenza ultima alla punta (kPa)
$\phi$	⇒	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)	$\gamma$	$\tau_{lim}$	$\phi$	$c_u$	$q_b$	K
da 0 a 2.0m	20	7	26	-	0	25000
da 2.0 a 10.0 m	20	20	-	20	200	15000
da 10.0 a 12.0 m	19	40	35	-	700	20000
da 12.0 a 21.0 m	19	35	-	40	400	20000
da 21.0 a 32.0 m	19	50	36	-	1000	25000
da 32.0 a 34.0 m	18	45	-	71	630	25000

**Tabella 9-3: Valori caratteristici dei parametri geotecnici – pile**

Profondità (da intradosso fondazione)	$\gamma$	$\tau_{lim}$	$\phi$	$c_u$	$q_b$	K
da 0 a 3.8 m	18	20	-	15	0→200	10000
da 3.8 a 6.1 m	19	25	34	-	200→800	18000
da 6.1 a 9.3 m	18	30	-	20	500	15000
da 9.3 a 11.3 m	19	40	34	-	700	20000
da 11.3 a 14.3 m	18	40	-	30	800	20000
da 14.3 a 16.3 m	19	60	35	-	1000	25000
da 16.3 a 20.3 m	18	45	-	40	1000	20000
da 20.3 a 28.1 m	19	100	35	-	1000	25000
da 28.1 a 28.8 m	18	40	-	65	585	25000
da 28.8 a 31.3 m	19	145	36	-	1200	25000

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

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

## 10. FONDAZIONI 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.

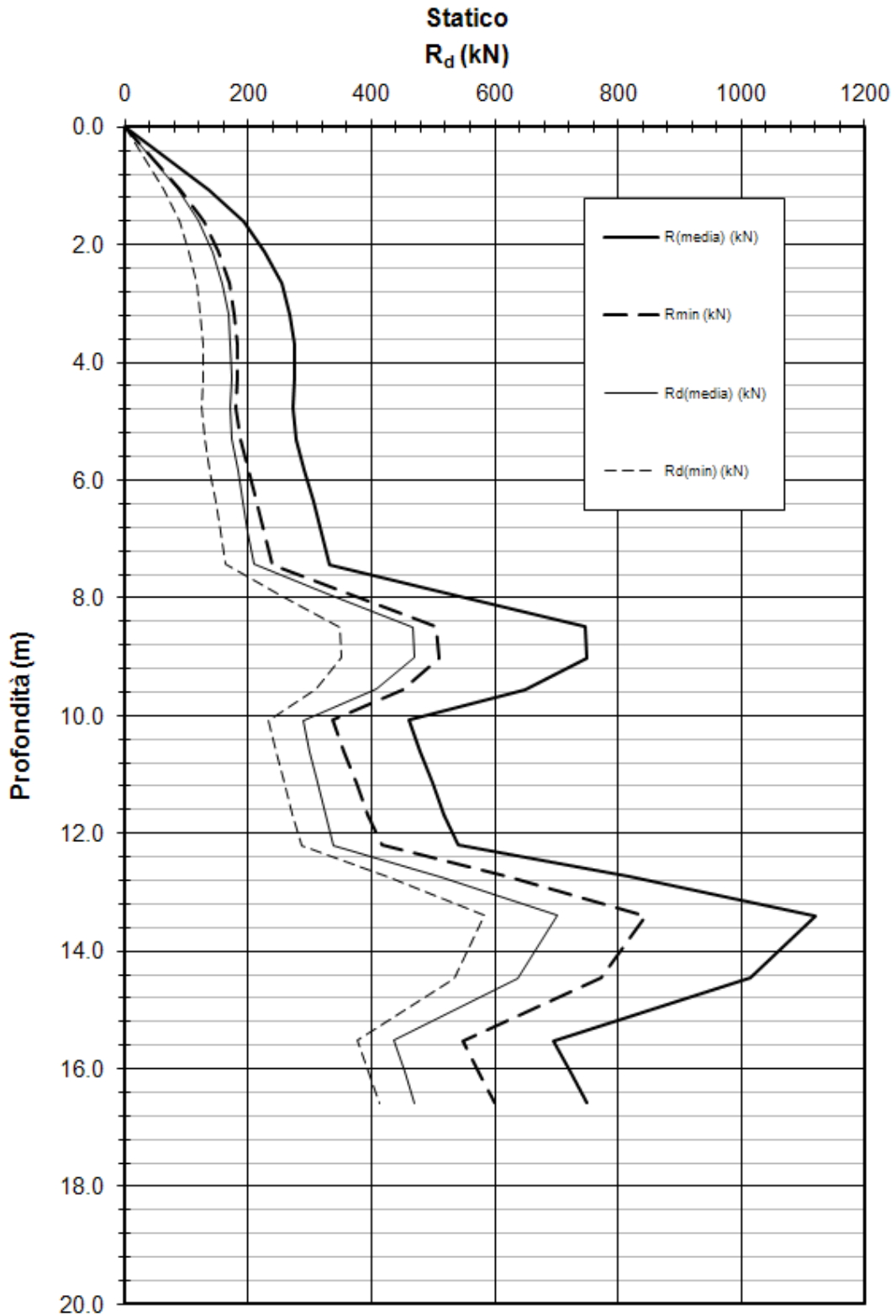
Utilizzando le formulazioni indicate al par. 5.3.2.1 è possibile ottenere i profili di resistenza di progetto.

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 5.3.2 adottando i coefficienti parziali  $\xi_3$  e  $\xi_4$  relativi a n.2 verticali di indagini a disposizione.

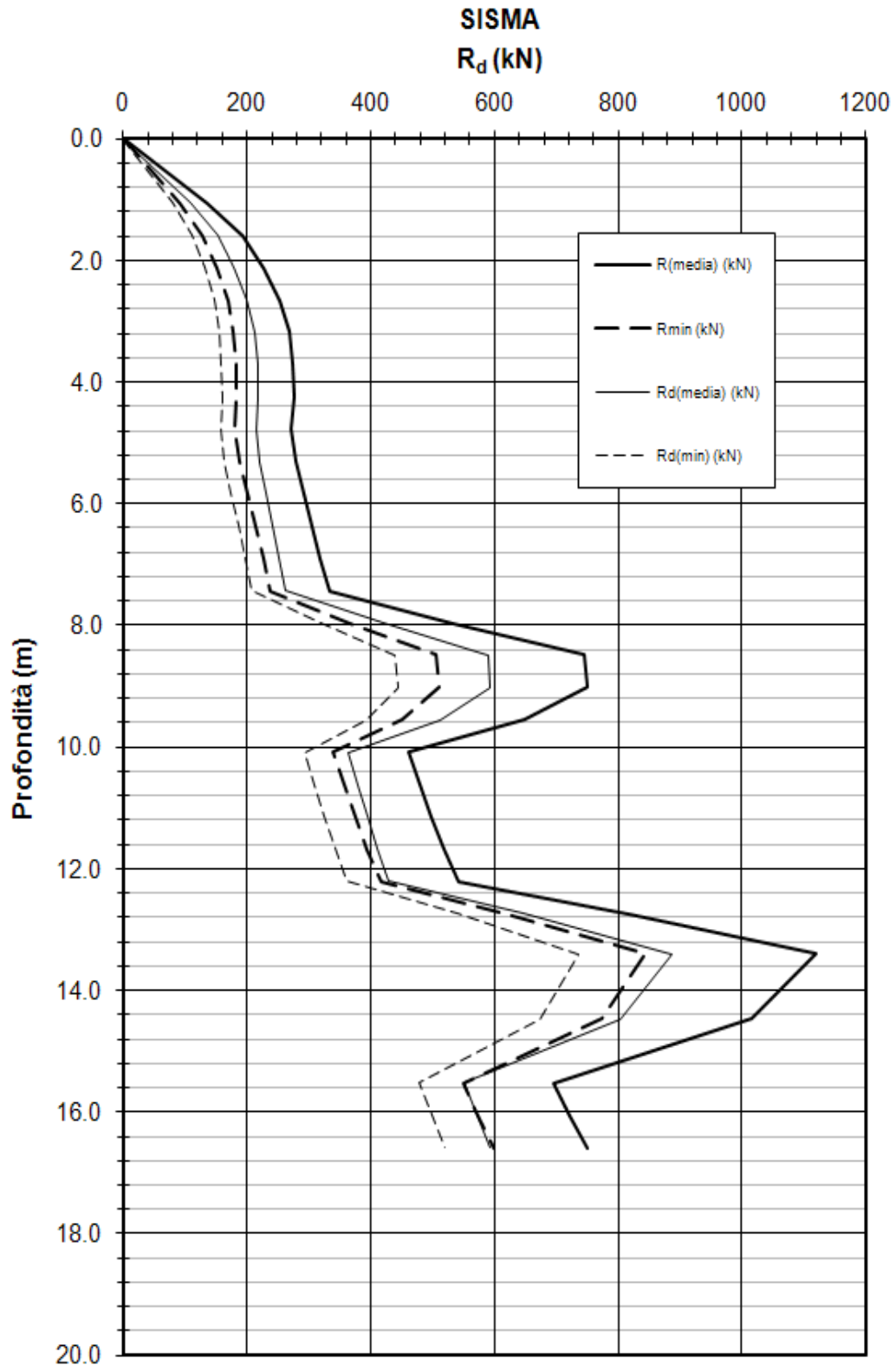
I valori delle resistenze di progetto così trovati (cfr. le Figure seguenti) sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M1+R2 in campo statico e A2+M1+R3 in campo sismico).

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

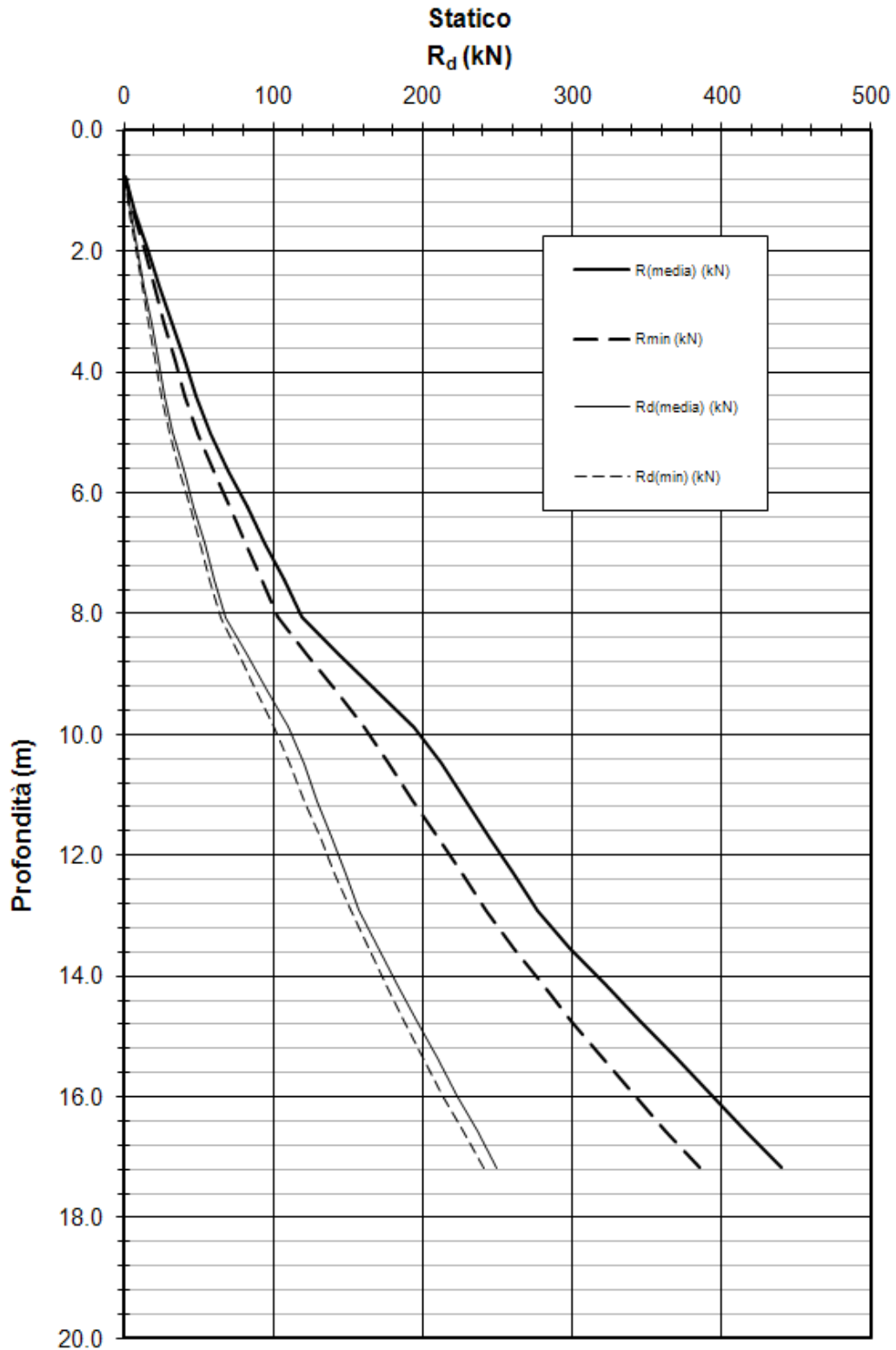
- Capacità portante dei pali esistenti (battuti) con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R2' (SLU) (cfr. par.6.4.3.1.1 delle NTC'08)
- Capacità portante dei pali esistenti (battuti) con i valori medi e minimi per la combinazione 'A2+M1+R3' (SIS) (cfr. par.6.4.3.1.1 – par.7.11.5.3.2 delle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

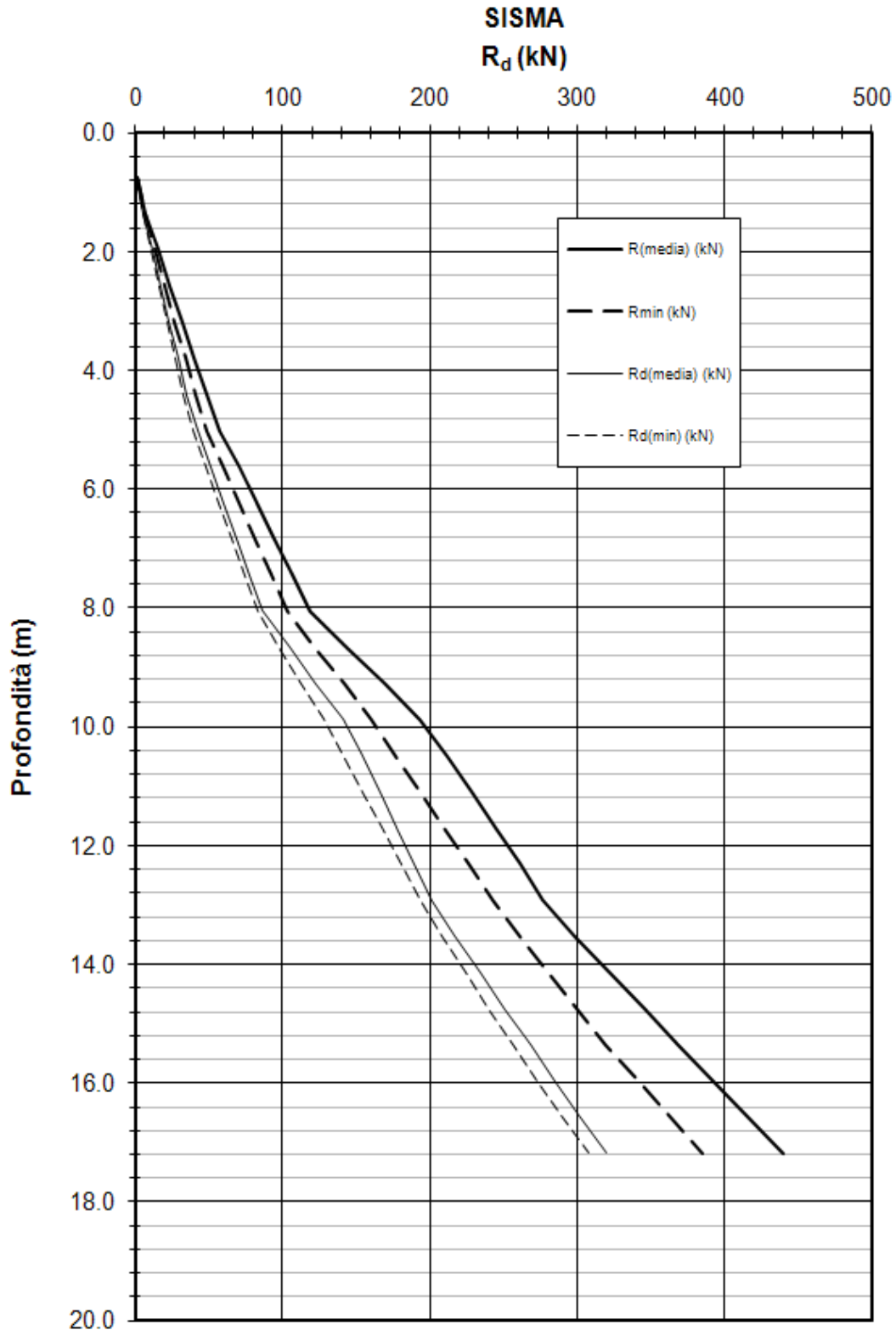


**Figura 10-2: Pali battuti - Resistenza del palo a compressione – combinazione SIS**

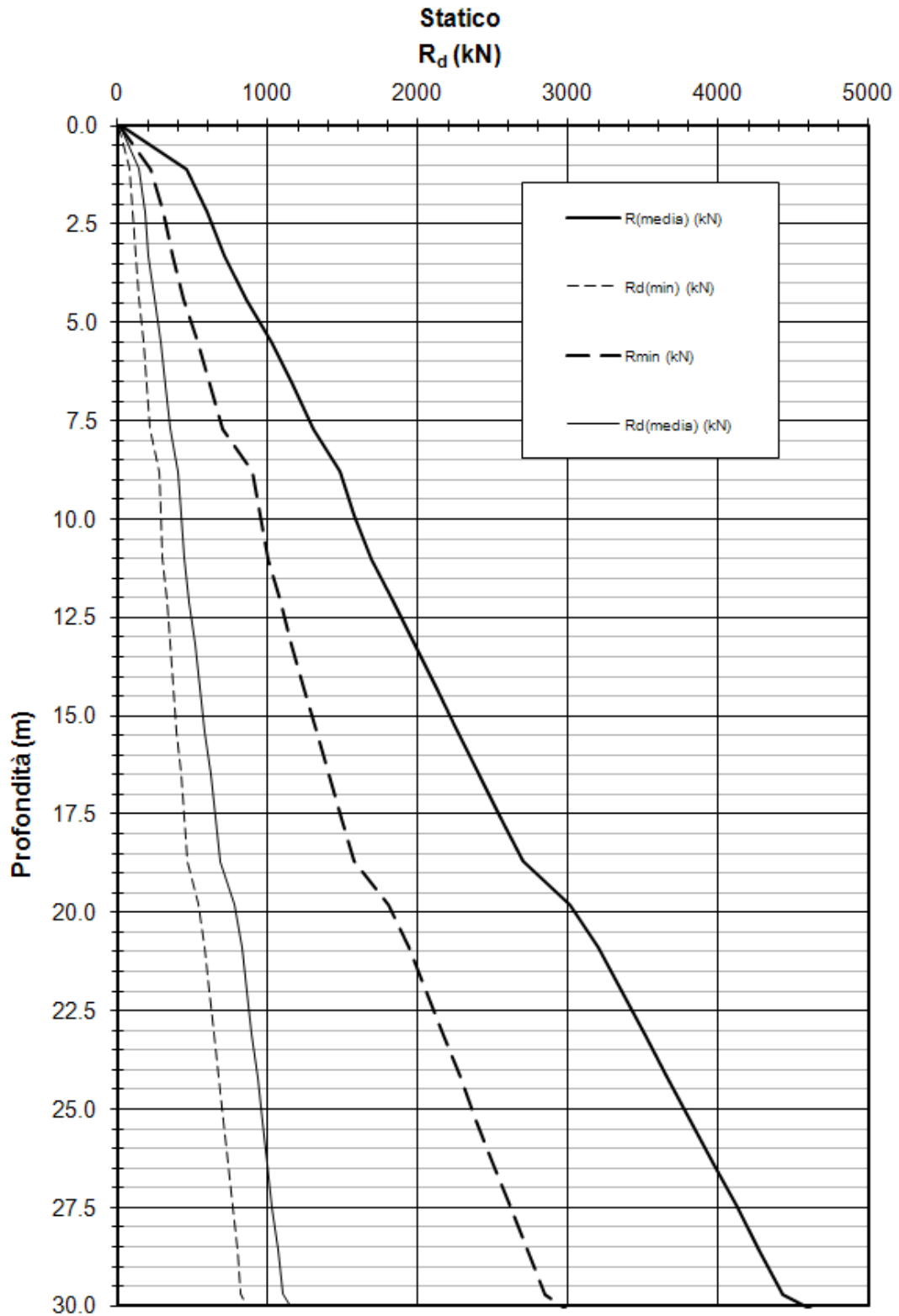


**Figura 10-3: Pali battuti - Resistenza del palo a trazione – combinazione SLU**

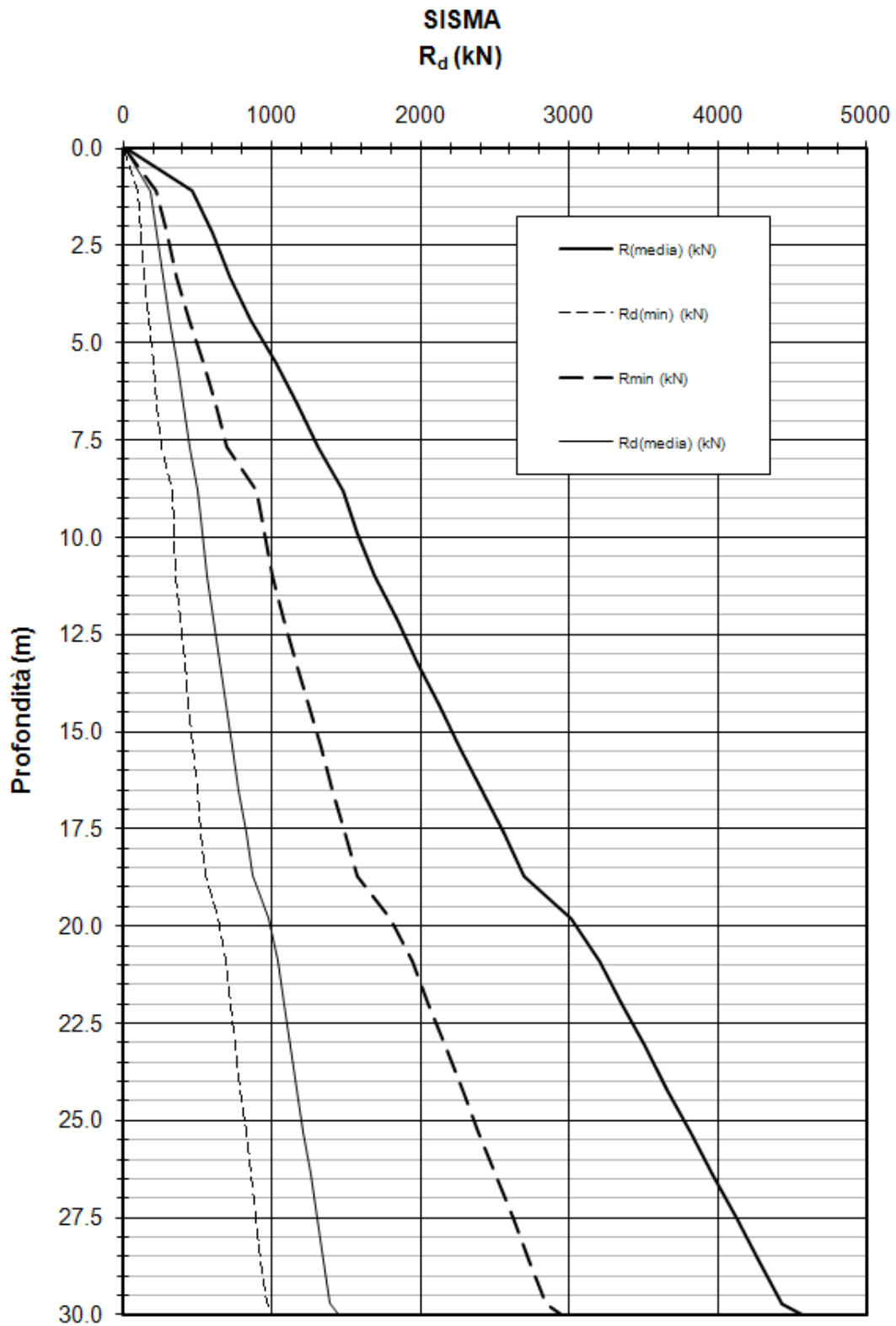




**Figura 10-4: Pali battuti - Resistenza del palo a trazione – combinazione SIS**



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



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

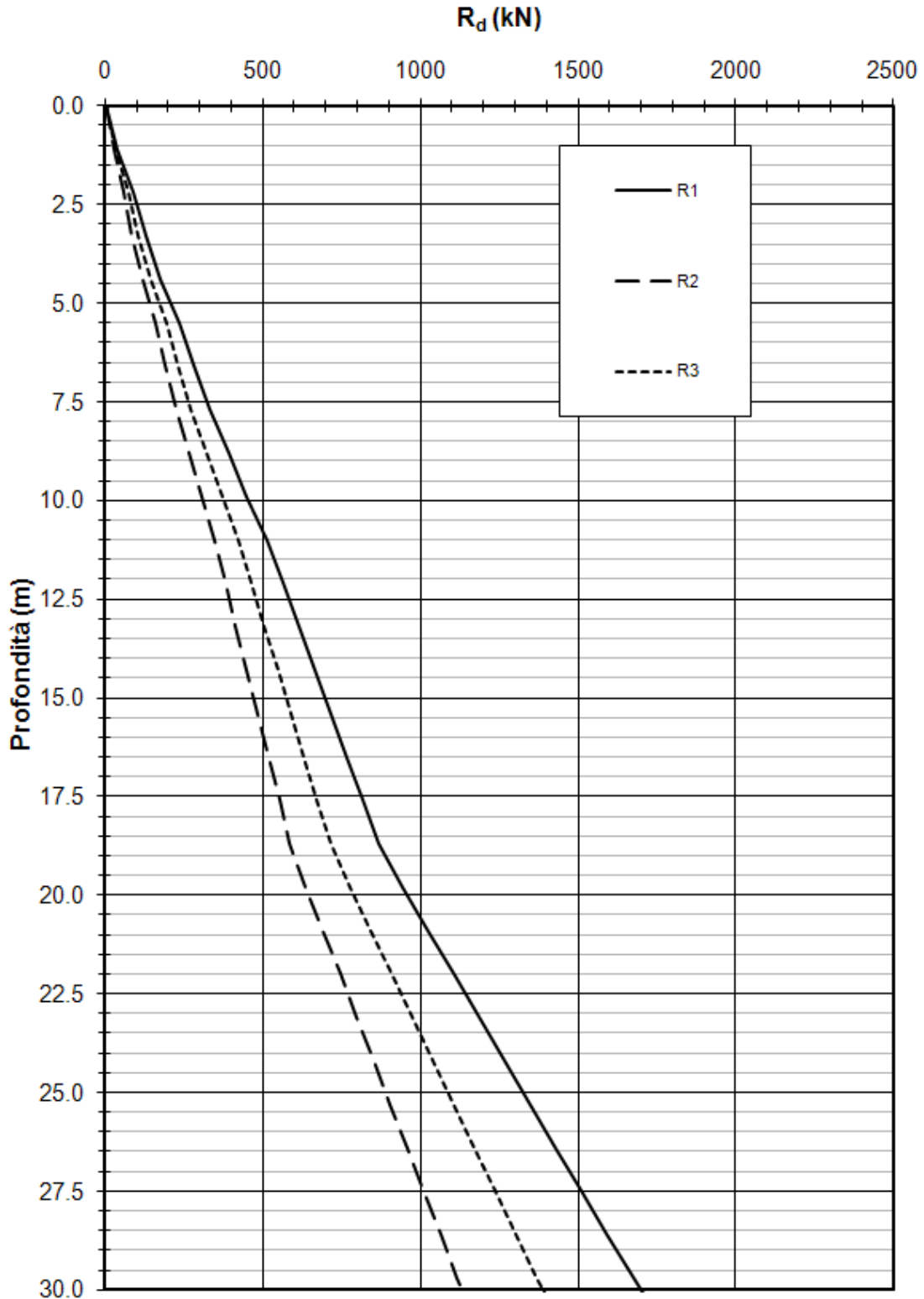


Figura 10-7: Pali trivellati - Resistenza del palo a trazione – combinazione SLU-SIS

Dall'esame delle figure risulta:

*Pali battuti di lunghezza L=14m*

$$R_d \cong 550 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 175 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 700 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3)}$$

$$R_d \cong 220 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

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

$$R_d \cong 550 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 470 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

$$R_d \cong 700 \text{ kN} \quad \text{a compressione sismico (R3)}$$

$$R_d \cong 570 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

*Pali trivellati di lunghezza L=25m*

$$R_d \cong 640 \text{ kN} \quad \text{a compressione statico (R2) (ridotta al 55%) (*)}$$

$$R_d \cong 790 \text{ KN} \quad \text{a trazione statico (R2)}$$

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

$$R_d \cong 970 \text{ kN} \quad \text{a trazione e sismico (R3)}$$

(\*) 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 10-11 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  $\gamma_{R2,base} = 1,70$ ,  $\gamma_{R2,latérale} = 1,45$ ):

- combinazione SLE PLUS            N = 652.0 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 rigidezze comparabili.

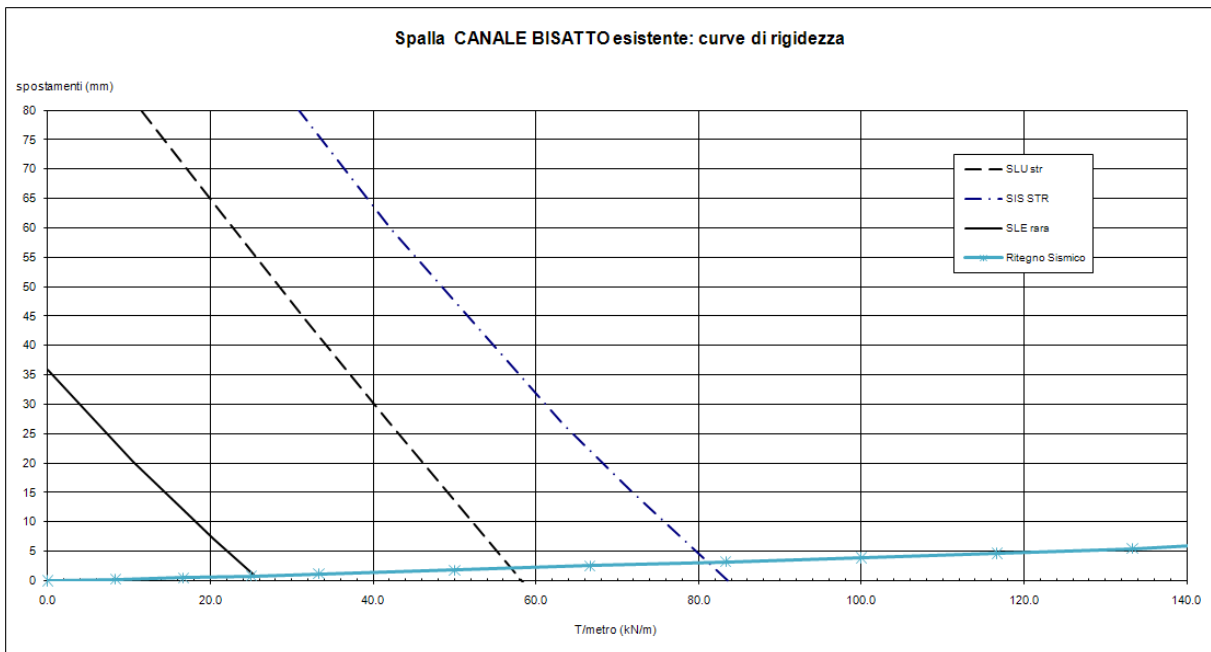
Per l'adeguamento della struttura esistente in condizioni sismiche è necessario intervenire con un consolidamento della spalla. Il sistema di rinforzo è di tipo passivo, costituito da un cavalletto di pali trivellati disposti in serie lungo l'asse autostradale (direzione spinta terreno). Tale adeguamento, 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 4.4 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  $T = 25.0$  kN/m

- combinazione SLU STR                      T = 57.0 kN/m
- combinazione SIS STR                      T = 81.0 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):

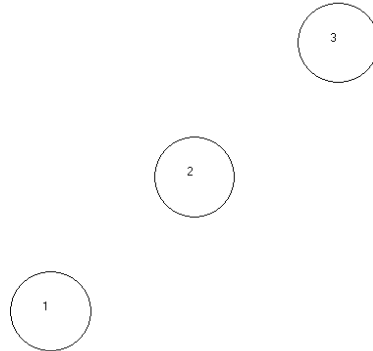
**Tabella 10-1: Spalla esistente: sollecitazioni intradosso fondazione in presenza di tiranti**

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	150	1443.4	169.3	48.1	0	0	0
SLU STR	342	1805.8	193.9	159.2	0	0	0
SLU GEO	342	1366.5	186.5	216.6	0	0	0
SISMA STR	486	1407.7	198.2	-98.8	0	0	0
SISMA GEO	486	1407.7	249.9	-28.6	0	0	0

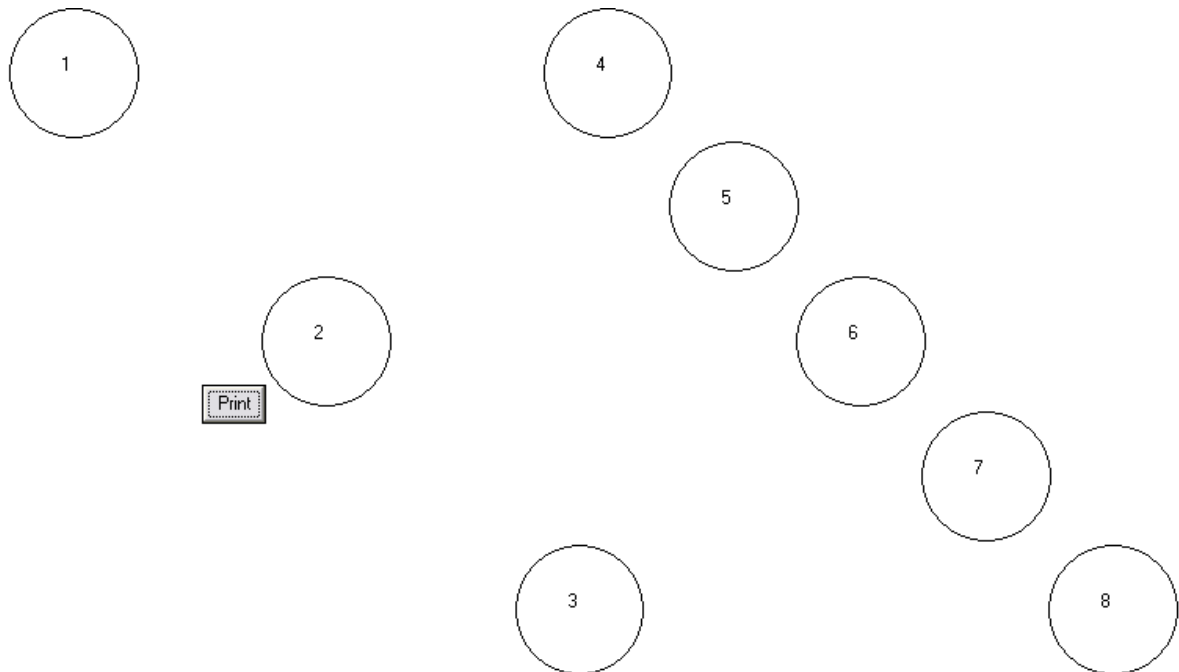


## 10.4 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

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**

#### 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	547	634	490	541	591
	Pali trivellati Ø1000	578	792	627	667	688
$N_{min}$	Pali battuti Ø450	395	553	421	382	290
	Pali trivellati Ø1000	235	281	165	-76	-110
$M_{max}$	Pali battuti Ø450	73	83	97	91	131
	Pali trivellati Ø1000	405	632	608	752	803
$T_{max}$	Pali battuti Ø450	61	70	67	72	91
	Pali trivellati Ø1000	142	198	188	219	231

**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	238	314
$N_{min}$	Pali trivellati Ø1000	-138	-214
$M_{max}$	Pali trivellati Ø1000	305	430
$T_{max}$	Pali trivellati Ø1000	188	267

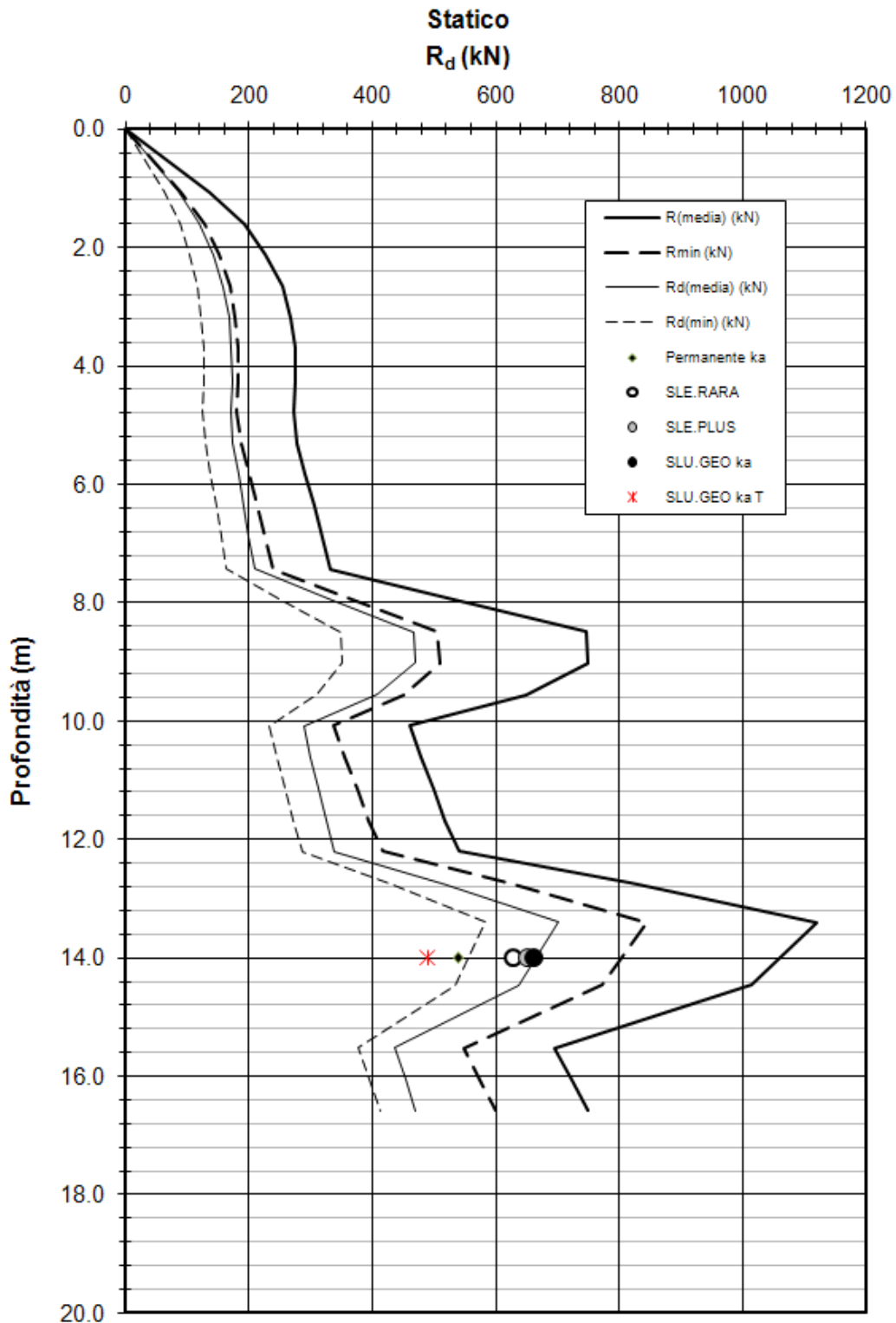
**Tabella 10-3: Sollecitazioni massime agenti sui pali del ritegno sismico**

#### **10.4.2 Verifiche geotecniche**

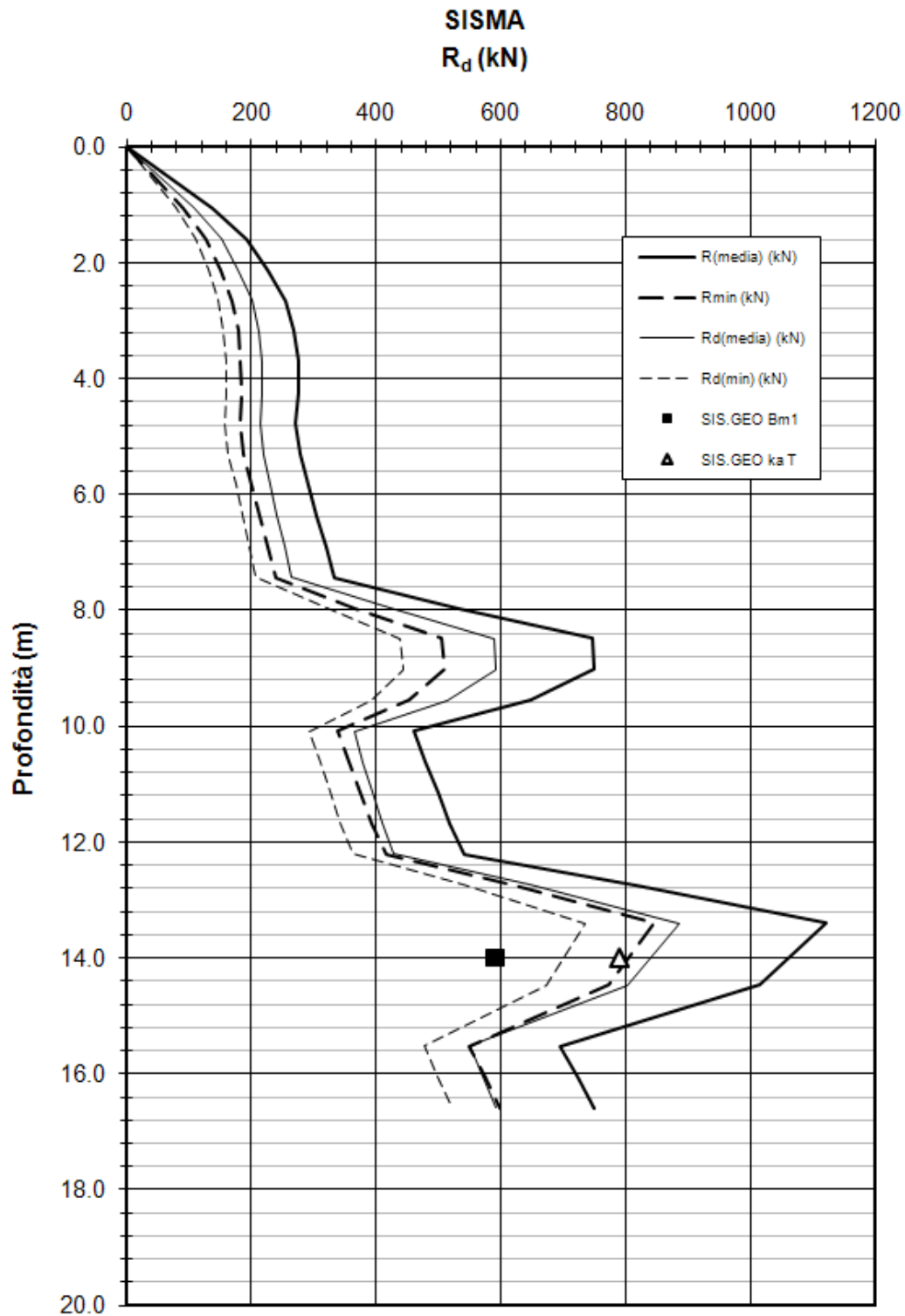
Nelle Figura 10-11 ÷ Figura 10-17 le azioni assiali massime agenti sui pali sono messe a confronto con le resistenze di progetto  $R_d$ : in tali grafici si evidenziano i valori delle sollecitazioni sui pali di fondazione in presenza del ritegno sismico (riportato con il suffisso 'T' – valore assunto 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**

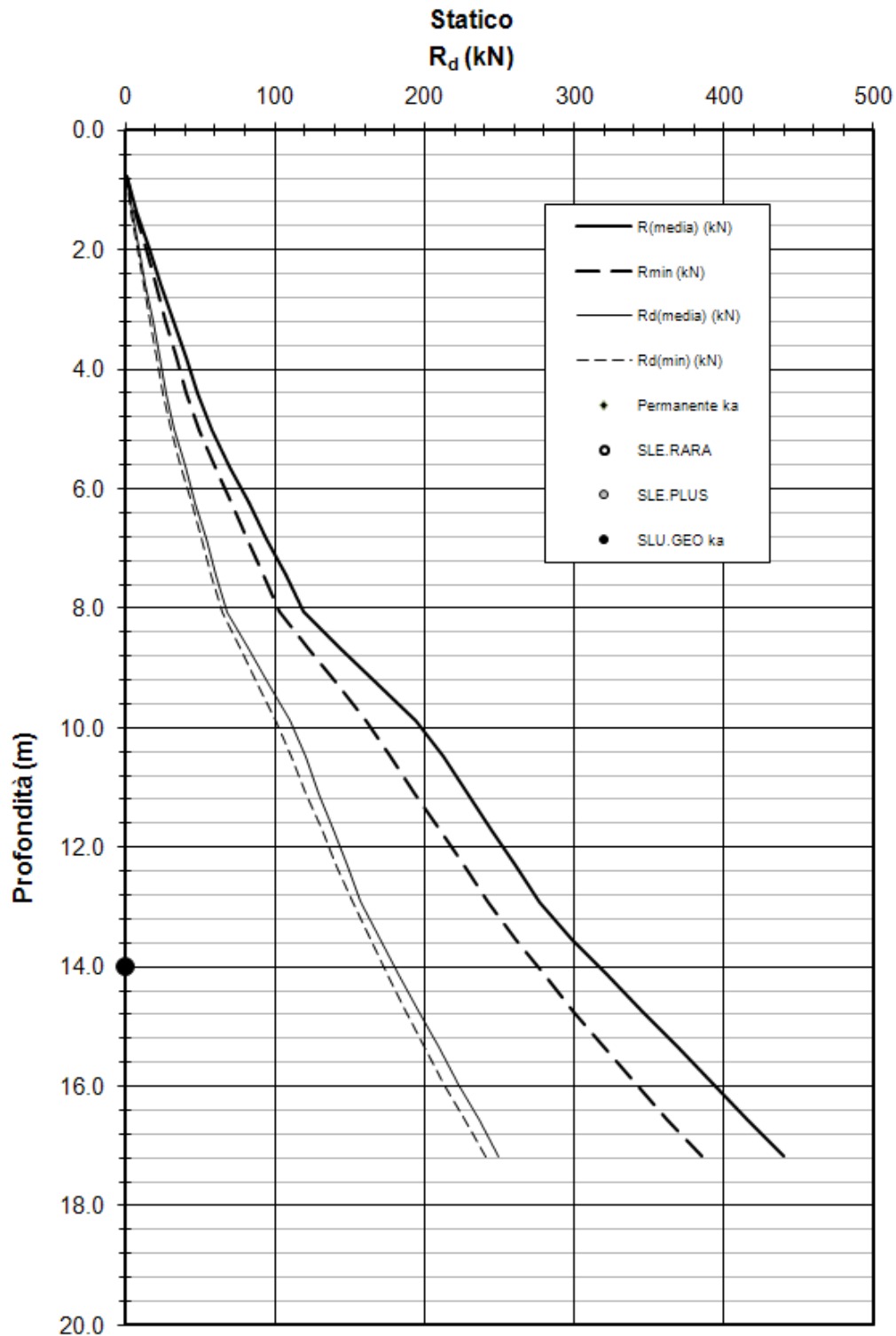
Per questa verifica si rimanda alla Relazione STR di calcolo dell'opera.



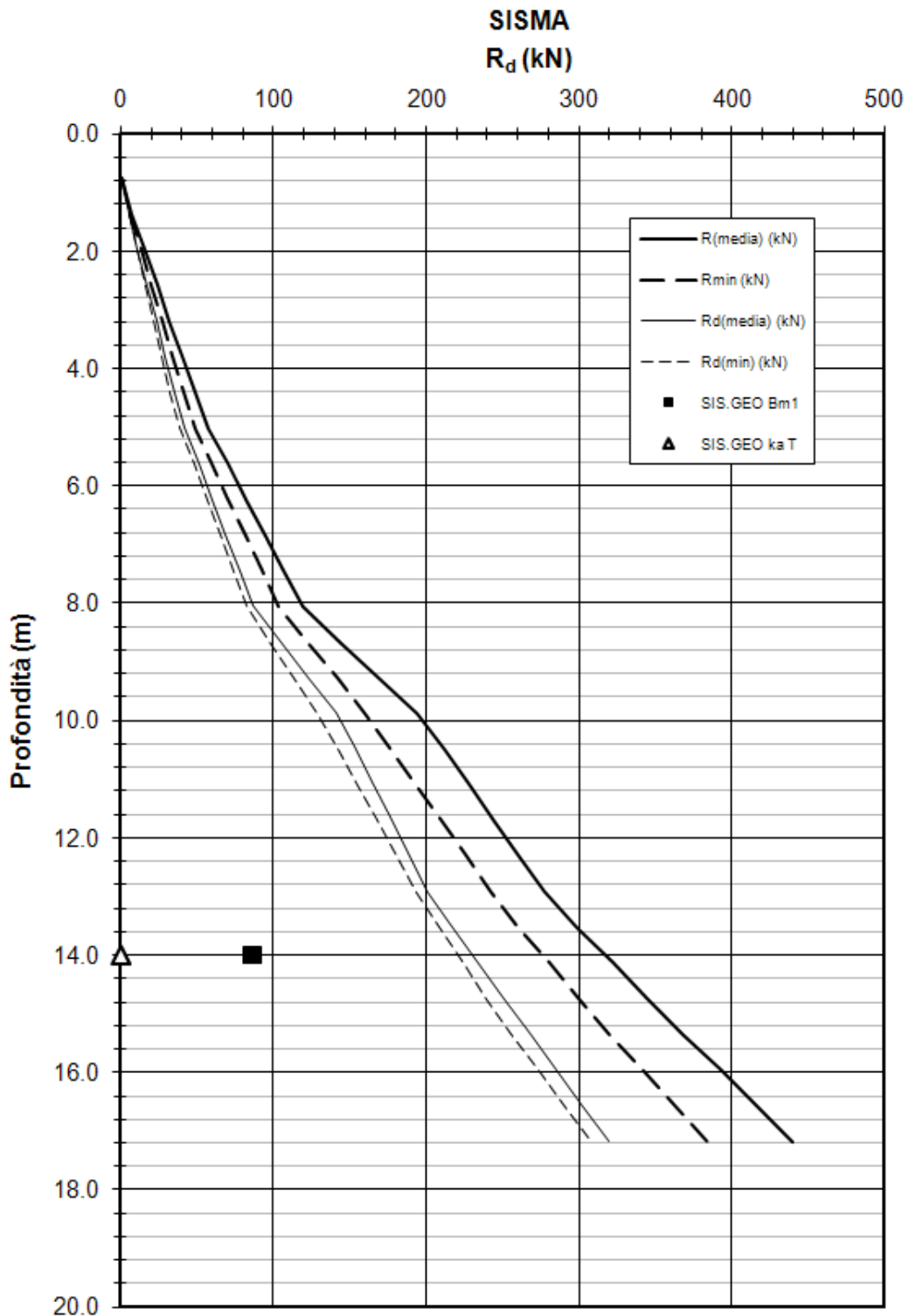
**Figura 10-11: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto  $R_d$  per i pali battuti soggetti a compressione – combinazione SLU**



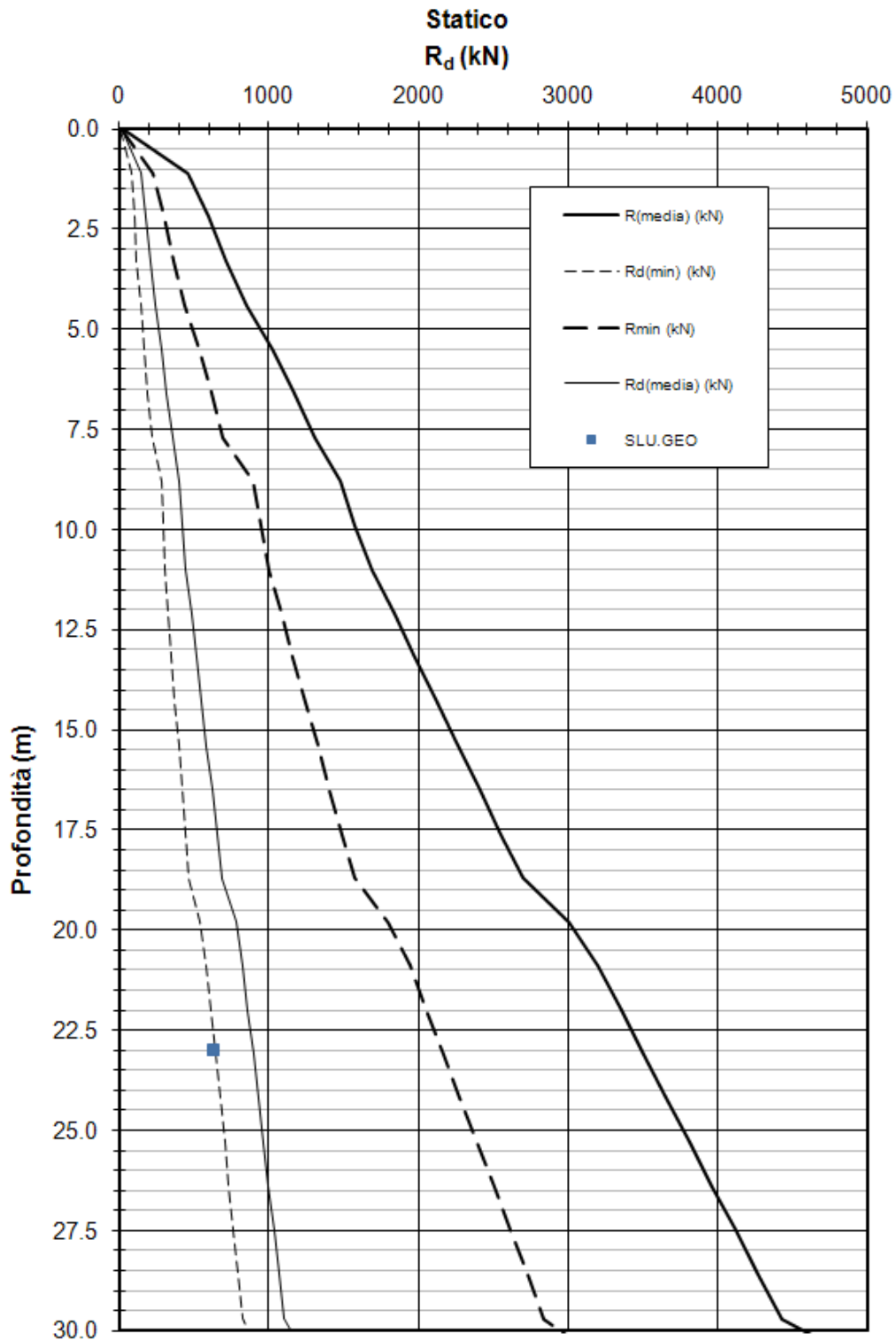
**Figura 10-12: Pali battuti - Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto  $R_d$  per i pali battuti soggetti a compressione – combinazione SIS**



**Figura 10-13: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto  $R_d$  per i pali battuti soggetti a trazione – combinazione SLU**

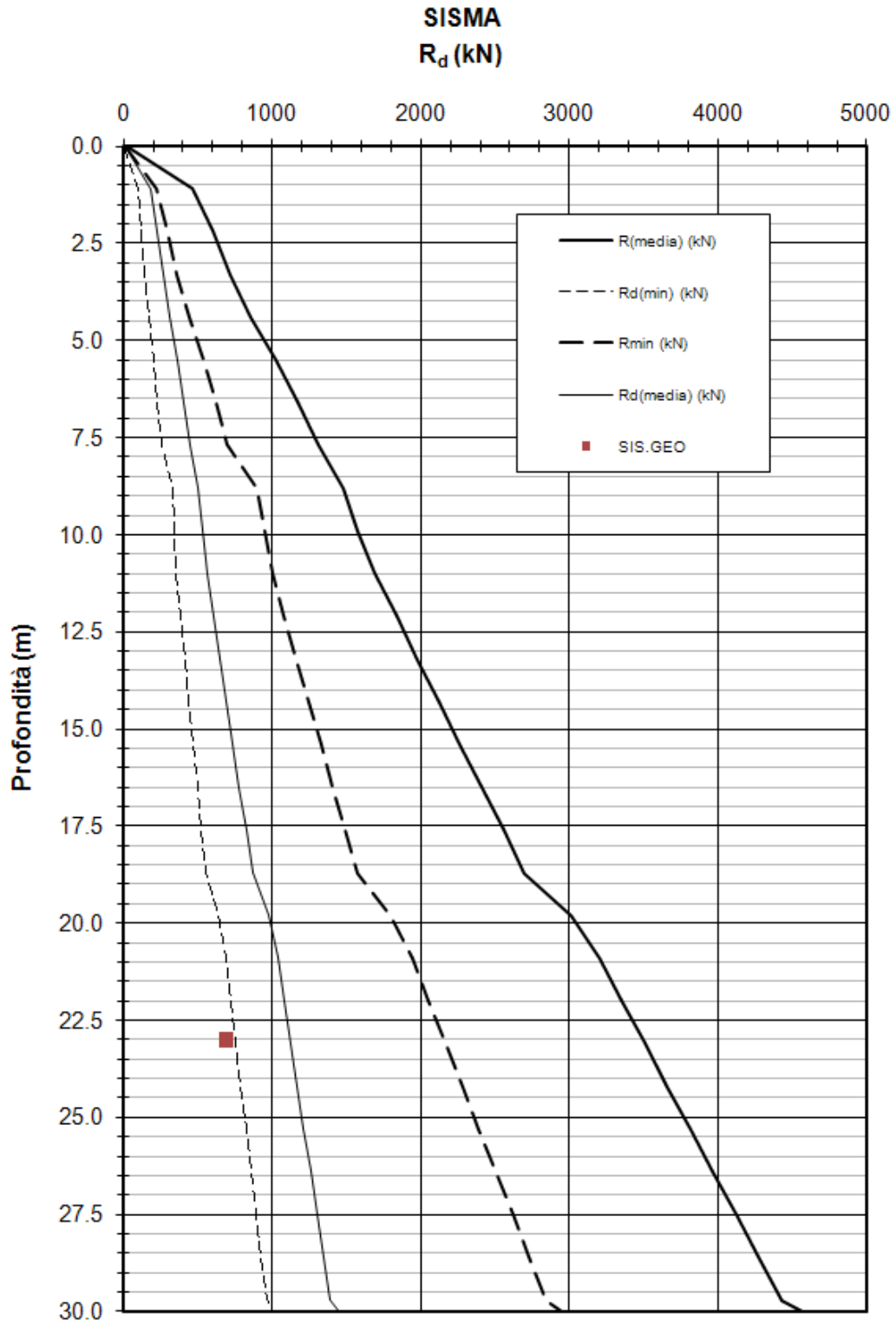


**Figura 10-14: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto  $R_d$  per i pali battuti soggetti a trazione – combinazione SIS**

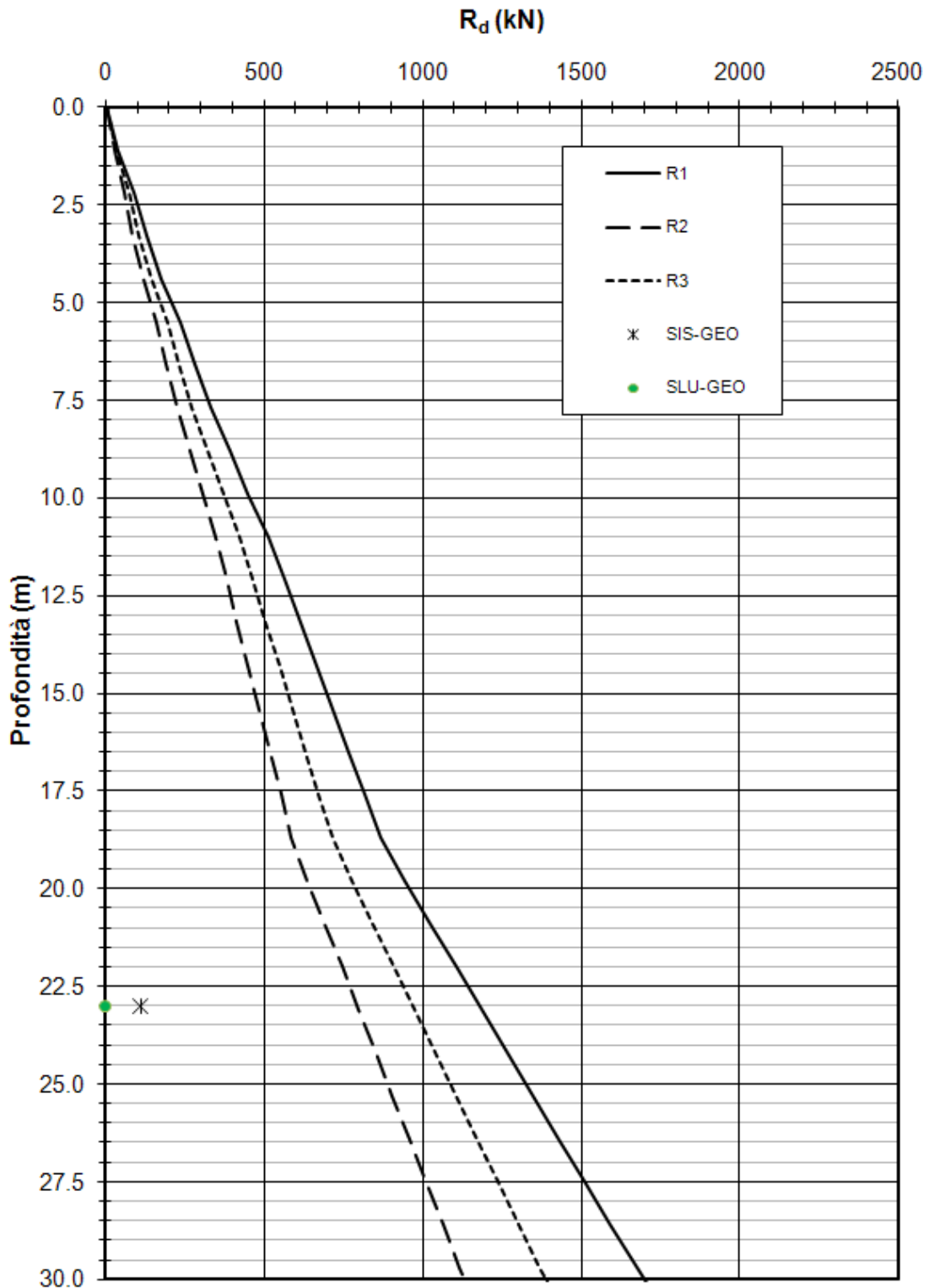


**Figura 10-15: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto  $R_d$  per i pali trivellati soggetti a compressione – combinazione SLU**





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



**Figura 10-17: 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  $\xi_3$  e  $\xi_4$  relativi a n.2 verticali di indagini a disposizione.

I valori delle resistenze di progetto così trovati (cfr. le Figure seguenti) sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M1+R2 in campo statico e A2+M1+R3 in campo sismico). Si omette il grafico inerente la resistenza di progetto dei pali battuti soggetti a trazione, in quanto nelle analisi condotte col programma di calcolo Group nessuno di questi pali è risultato essere soggetto a trazione.

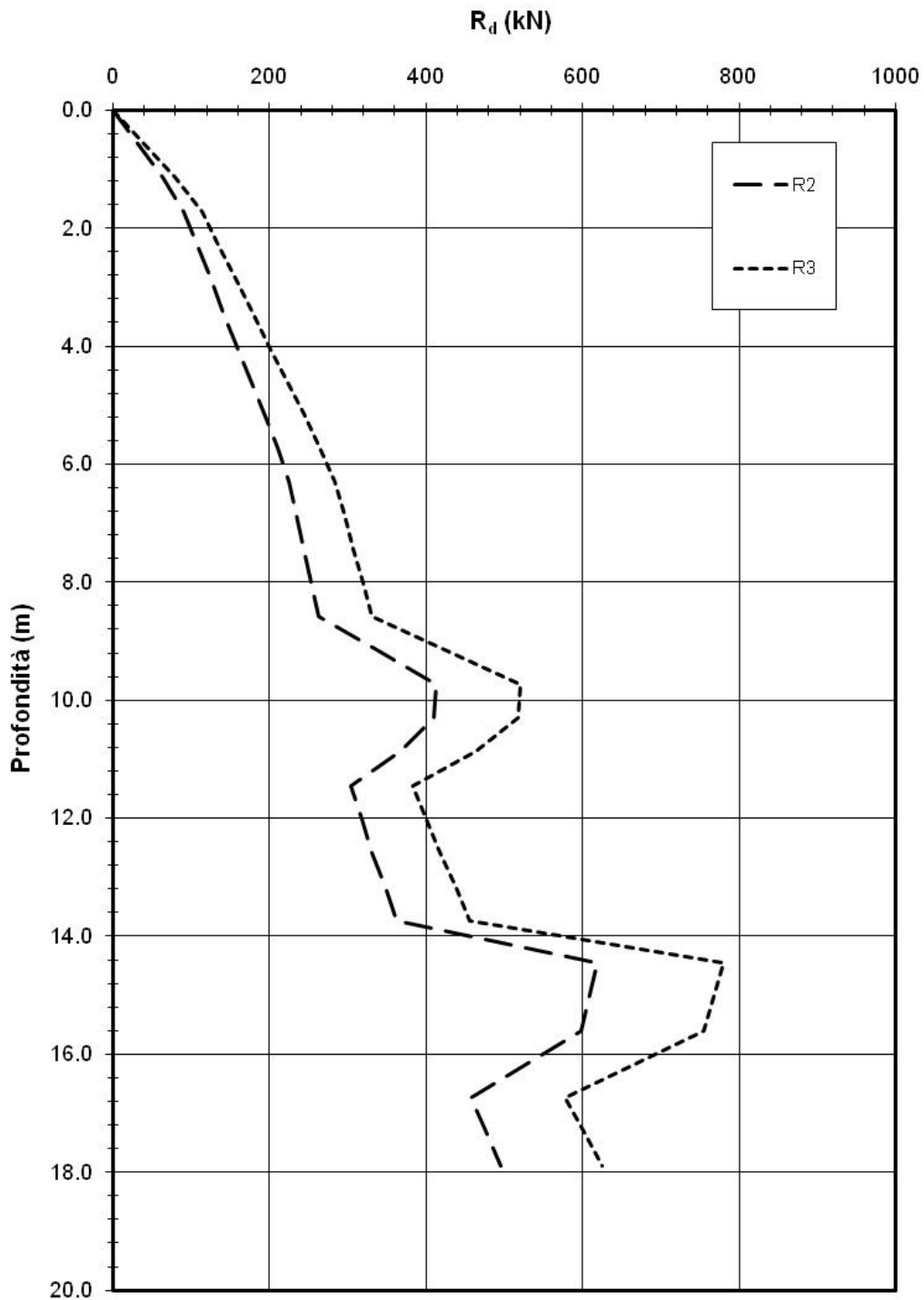
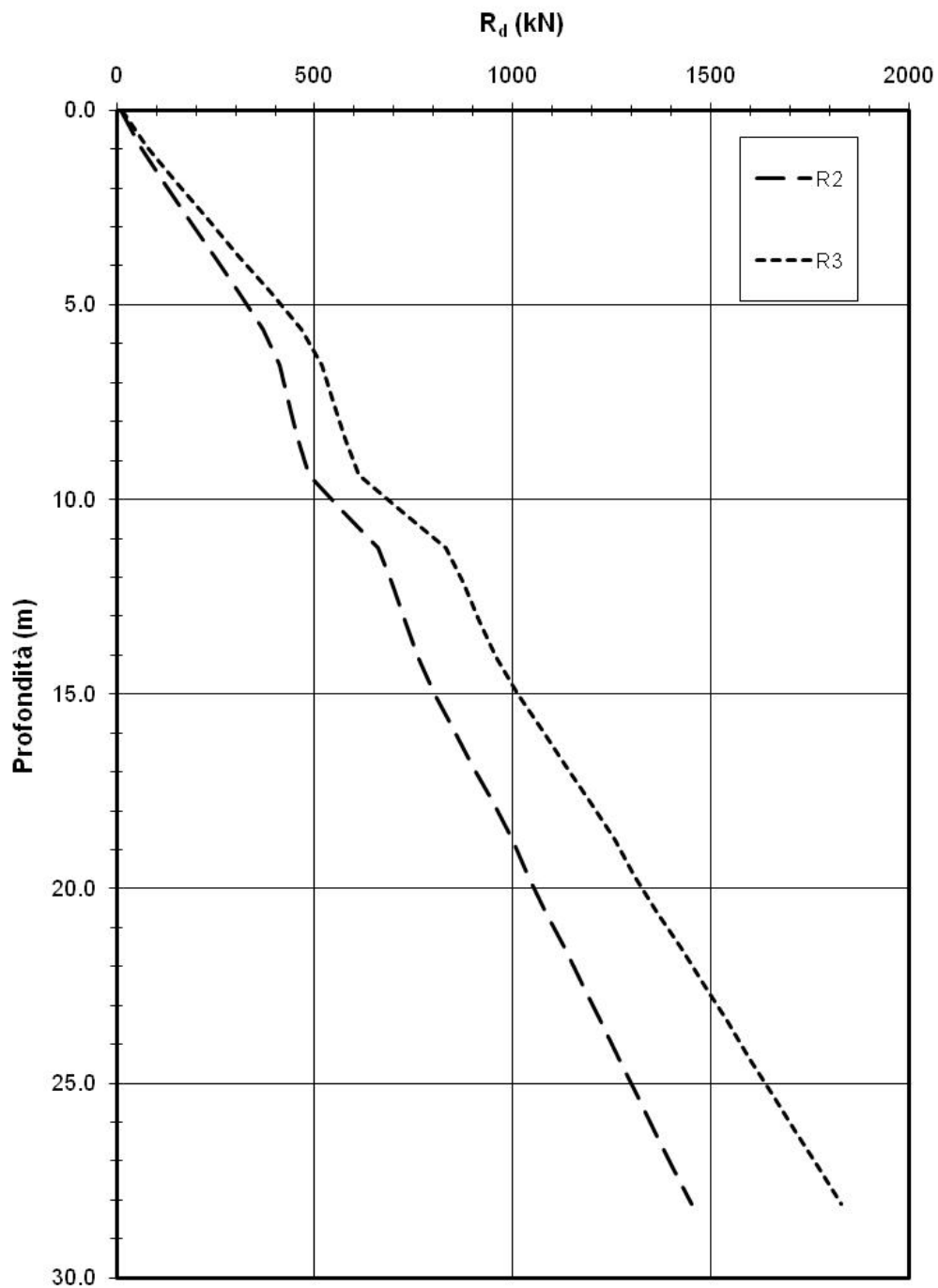
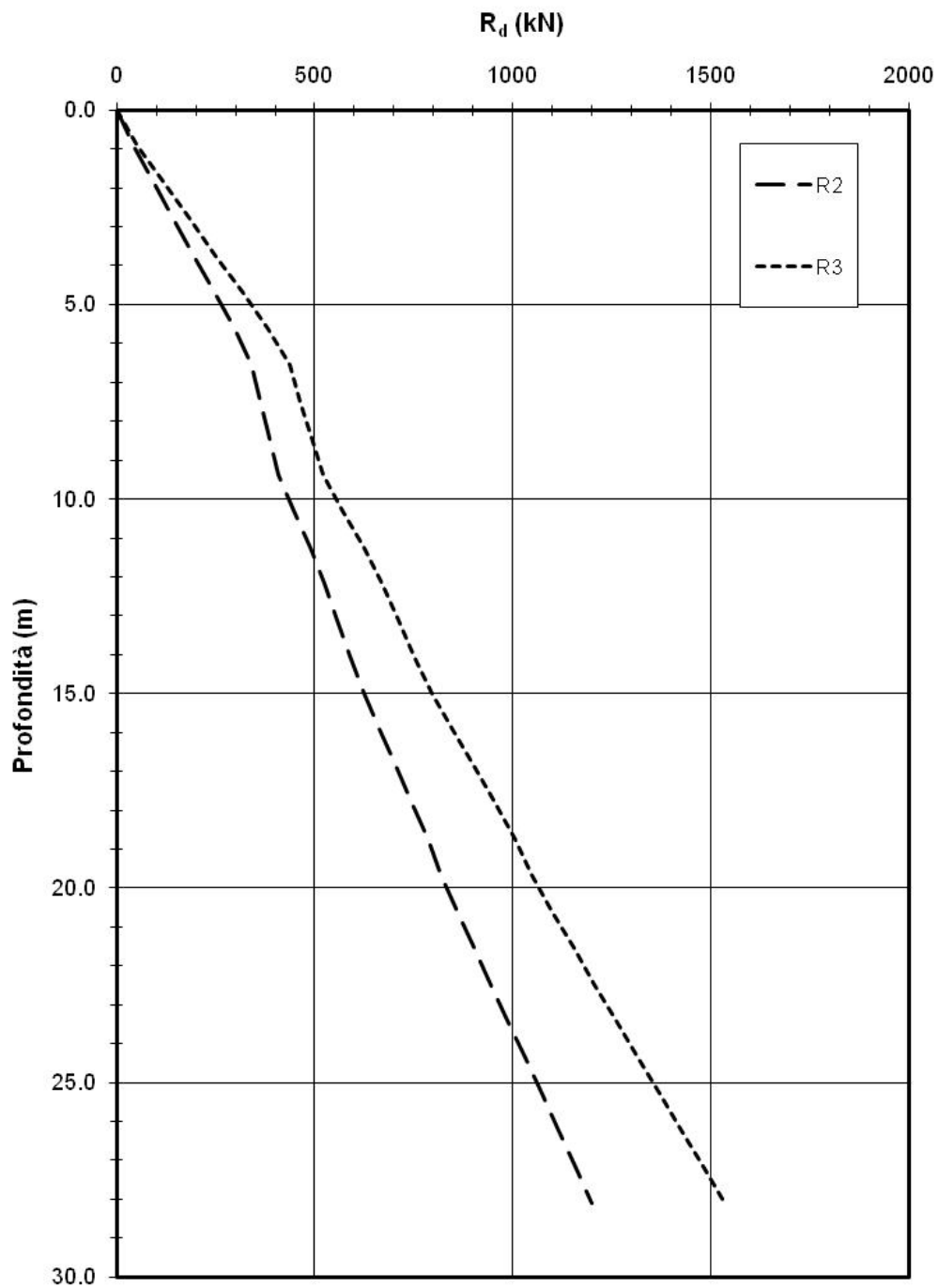


Figura 11-1: Pali battuti - Resistenza del palo a compressione



**Figura 11-2: Pali trivellati - Resistenza del palo a compressione**



**Figura 11-3: Pali trivellati - Resistenza del palo a trazione**

Dall'esame delle figure risulta:

*Pali battuti di lunghezza L=13m*

$R_d \cong 310 \text{ kN}$  a compressione statico (R2)

$R_d \cong 391 \text{ kN}$  a compressione sismico (R3)

*Pali battuti di lunghezza L=14m*

$R_d \cong 432 \text{ kN}$  a compressione statico (R2)

$R_d \cong 545 \text{ kN}$  a compressione sismico (R3)

*Pali battuti di lunghezza L=16m*

$R_d \cong 514 \text{ kN}$  a compressione statico (R2)

$R_d \cong 648 \text{ kN}$  a compressione sismico (R3)

*Pali trivellati di lunghezza L=25m*

$R_d \cong 1298 \text{ kN}$  a compressione statico (R2)

$R_d \cong 1058 \text{ kN}$  a trazione statico (R2)

$R_d \cong 1636 \text{ kN}$  a compressione sismico (R3)

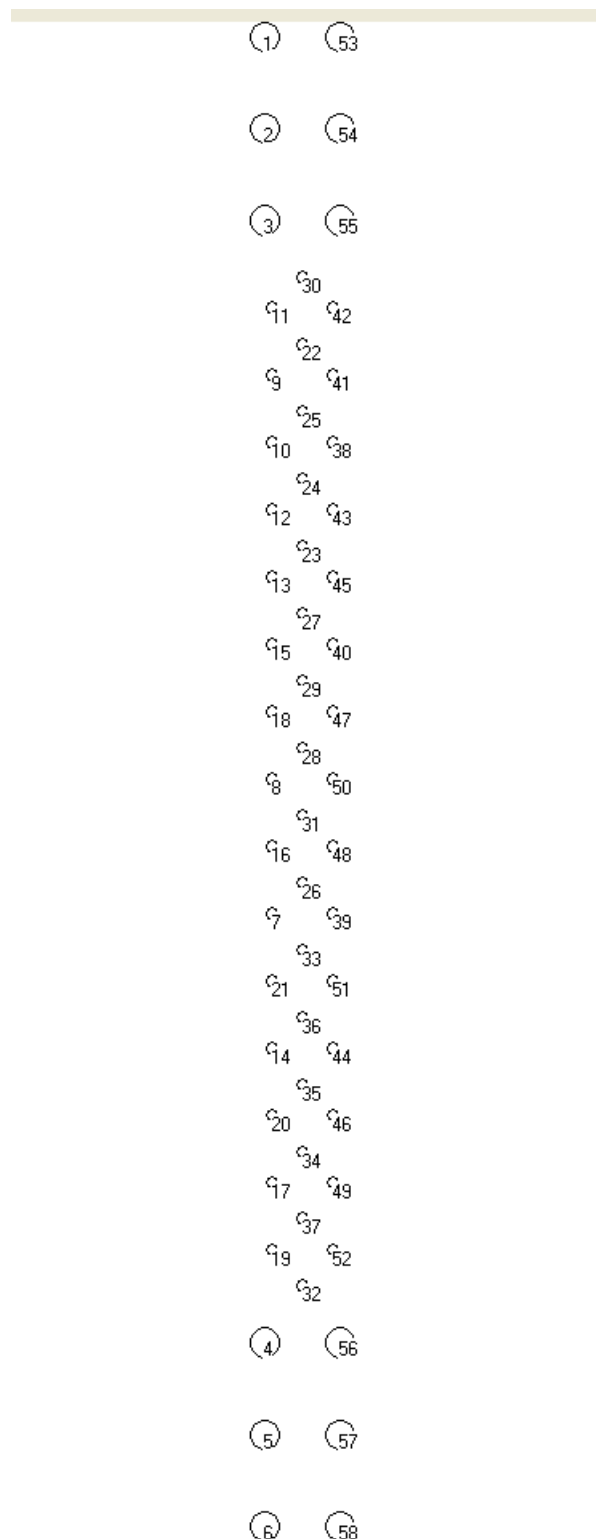
$R_d \cong 1344 \text{ kN}$  a trazione e sismico (R3)

## 11.2 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

Nella Figura 11-4 è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

I pali esistenti della pila 1 hanno tutti la medesima lunghezza (pari a 16m), mentre per quelli della pila 2 le lunghezze sono le seguenti:

- L=13m, pali n.85÷114
- L=14m, pali n.11-30-42-9-22-41-25-38-19-32-52-17-34-49-20
- L=16m, palo n.37.



**Figura 11-4: Schema Group della palificata**



### 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 - L=16m	326.0	437.0	339.0	419.0
	Pali trivellati Ø1000	1070.0	1500.0	1150.0	1530.0
$N_{min}$	Pali battuti Ø450 - L=16m	-13.6	177.0	187.0	31.0
	Pali trivellati Ø1000	-50.4	492.0	531.0	-93.0
$M_{max}$	Pali battuti Ø450 - L=16m	3.5	14.3	11.6	68.9
	Pali trivellati Ø1000	27.7	71.3	60.3	418.8
$T_{max}$	Pali battuti Ø450 - L=16m	5.9	15.7	13.5	47.1
	Pali trivellati Ø1000	12.8	37.0	30.6	198.4

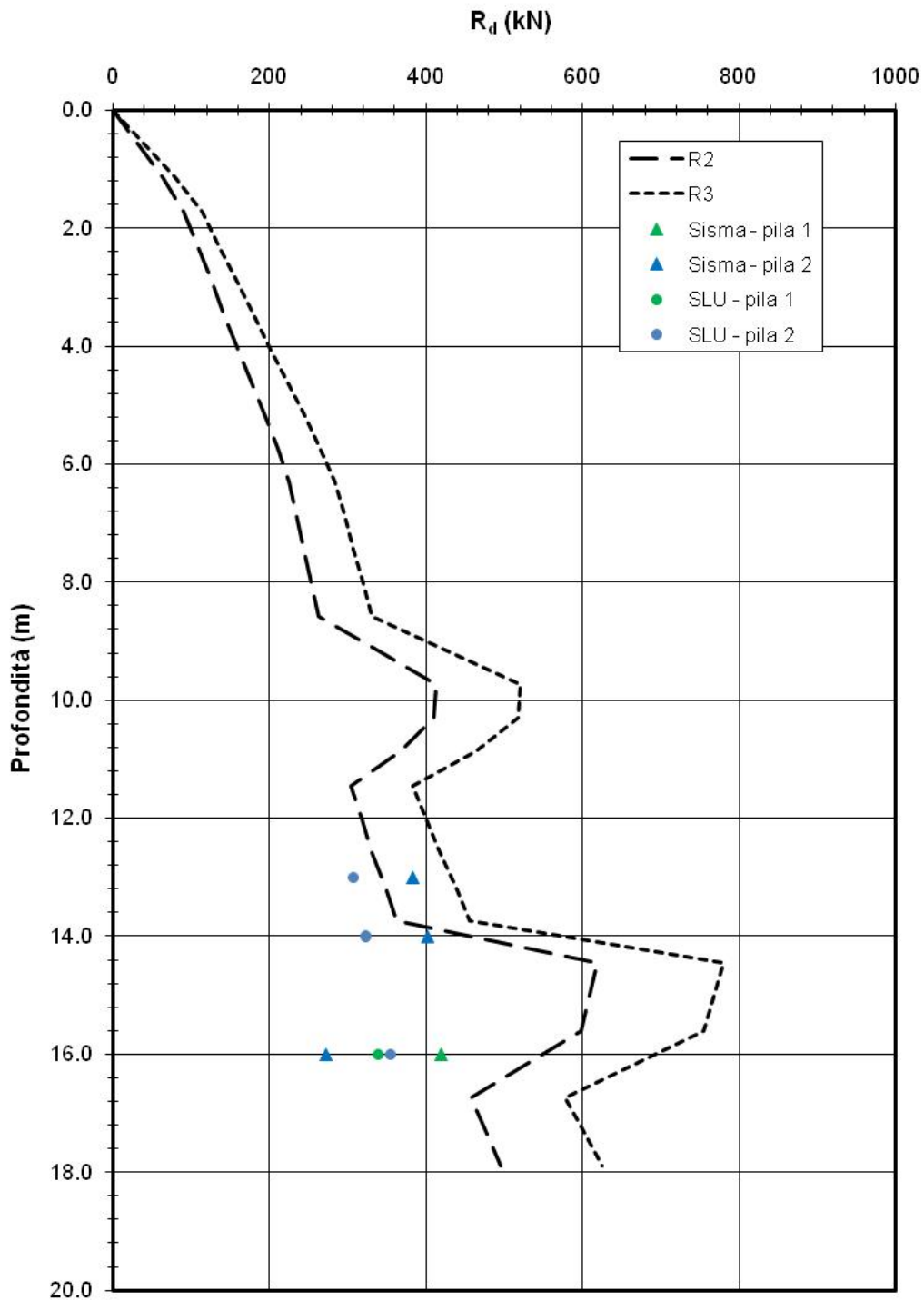
**Tabella 11-1: Sollecitazioni massime agenti sui pali - pila 1**

Spalla		SLE	SLU STR	SLU GEO	SIS
<b>N<sub>max</sub></b>	Pali battuti Ø450 - L=13m	294.0	402.0	307.0	383.0
	Pali battuti Ø450 - L=14m	310.0	422.0	323.0	402.0
	Pali battuti Ø450 - L=16m	342.0	450.0	355.0	272.0
	Pali trivellati Ø1000	1160.0	1600.0	1240.0	1630.0
<b>N<sub>min</sub></b>	Pali battuti Ø450 - L=13m	-12.2	157.0	164.0	36.5
	Pali battuti Ø450 - L=14m	-12.9	166.0	174.0	38.2
	Pali battuti Ø450 - L=16m	-1.0	259.0	258.0	272.0
	Pali trivellati Ø1000	-51.9	577.0	620.0	-55.9
<b>M<sub>max</sub></b>	Pali battuti Ø450 - L=13÷16m	3.5	14.3	11.6	68.8
	Pali trivellati Ø1000	27.9	71.8	60.7	411.1
<b>T<sub>max</sub></b>	Pali battuti Ø450 - L=13÷16m	6.0	15.7	13.5	47.2
	Pali trivellati Ø1000	12.6	36.9	30.5	197.5

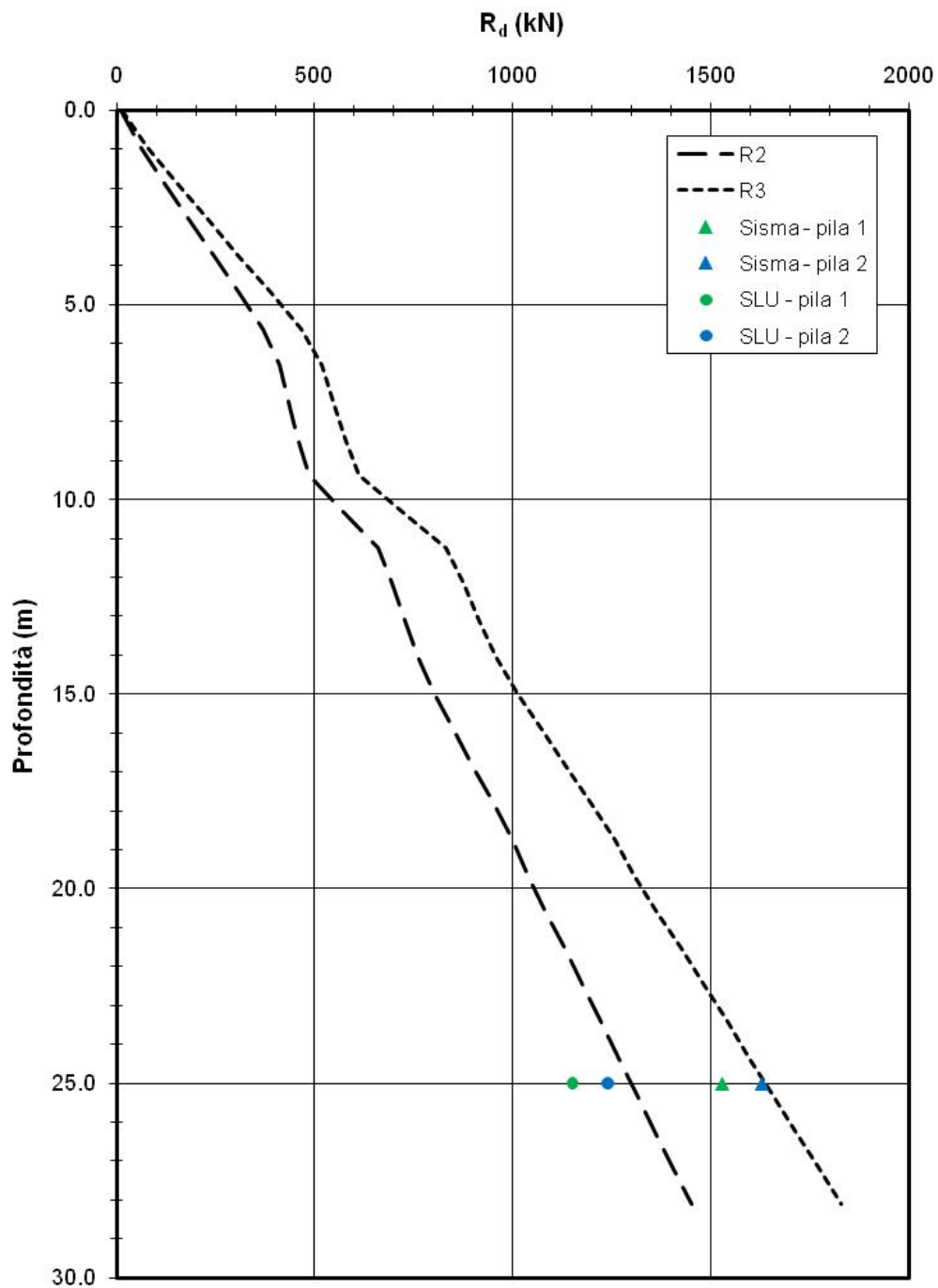
**Tabella 11-2: Sollecitazioni massime agenti sui pali - pila 2**

### 11.2.2 Verifiche geotecniche

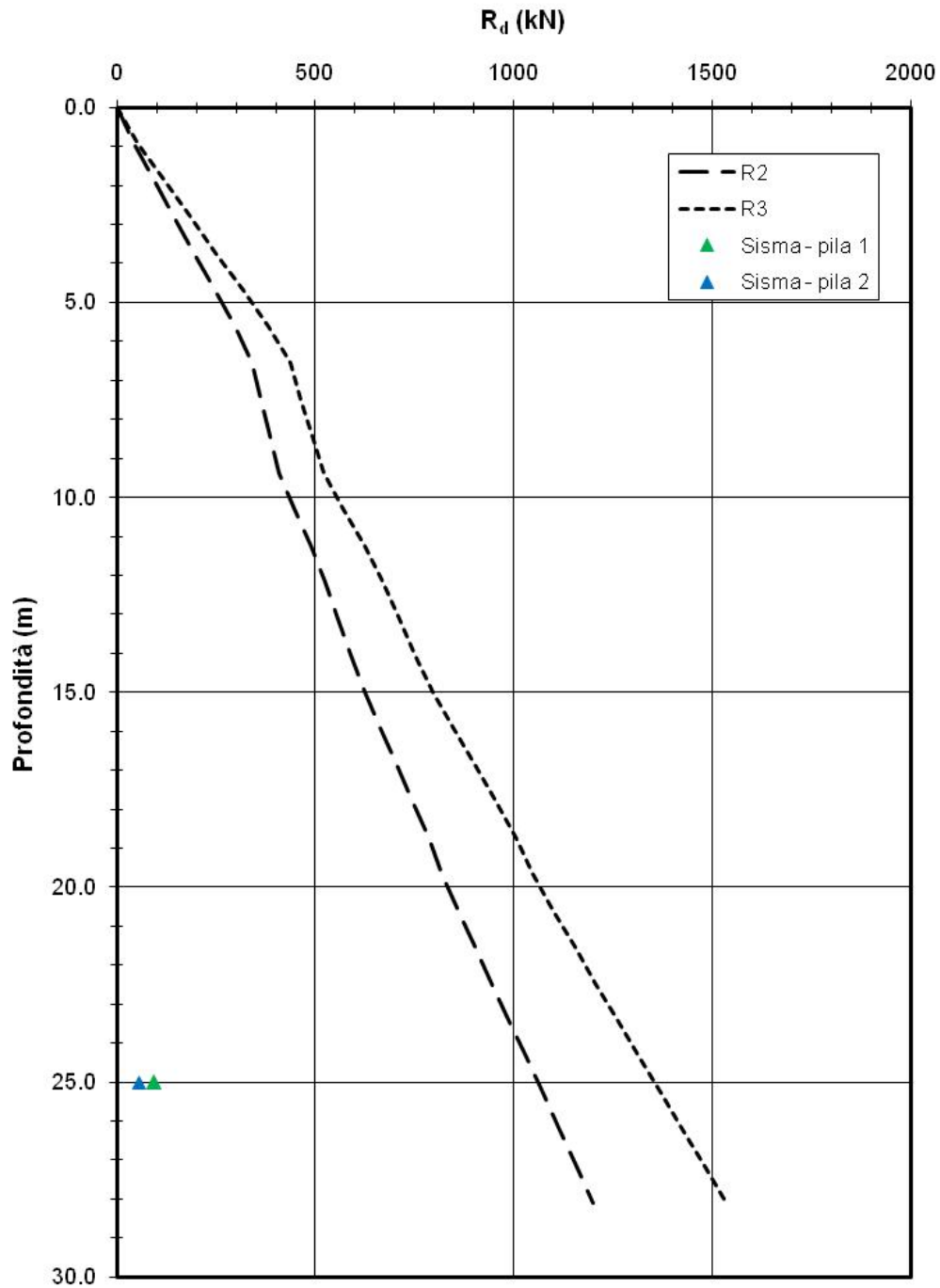
Nella Figura 11-5÷Figura 11-7 le azioni assiali massime agenti sui pali sono messe a confronto con le resistenze di progetto  $R_d$ : come si evince da tali figure le verifiche di capacità portante sono soddisfatte sia per i pali battuti che per i pali trivellati.



**Figura 11-5: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto  $R_d$  per i pali battuti soggetti a compressione**



**Figura 11-6: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto  $R_d$  per i pali trivellati soggetti a compressione**



**Figura 11-7: Azioni assiali massime a confronto con le resistenze di progetto  $R_d$  per i pali trivellati soggetti a trazione**

### 11.2.3 Verifiche strutturali del palo

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

## 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)

$$\text{spostamento verticale} = 2.0 \cdot 10^{-03} \text{ m}$$

$$\text{spostamento orizzontale} = 9.63 \cdot 10^{-03} \text{ m}$$

$$\text{rotazione} = -2.52 \cdot 10^{-03} \text{ rad}$$

### SPALLE (ampliamento)

$$\text{spostamento verticale} = 5.21 \cdot 10^{-04} \text{ m}$$

$$\text{spostamento orizzontale} = 2.33 \cdot 10^{-03} \text{ m}$$

$$\text{rotazione} = -1.02 \cdot 10^{-04} \text{ rad}$$

### PILE (esistente ed ampliamento)

$$\text{spostamento verticale} = 1.21 \cdot 10^{-03} \text{ m}$$

$$\text{spostamento orizzontale} = -2.01 \cdot 10^{-04} \text{ m}$$

$$\text{rotazione} = 7.85 \cdot 10^{-05} \text{ rad}$$

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

## 13. OPERE PROVVISORIALI

### 13.1 PREMESSA

In questo capitolo vengono esposte le verifiche geotecniche delle opere provvisorie 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 provvisorie 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	$\gamma$	$\phi'$	$C'$	$E_{vc}$	$E_{ur}$
da (m)	a (m)				[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[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 provvisionali 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 provvisionali, 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  $\gamma_F$  riferiti alle azioni (set **A1**) come segue, proprio per tenere conto, come detto, del coefficiente moltiplicativo globale  $\gamma_E$  che viene applicato alle sollecitazioni risultanti:

I carichi permanenti vengono moltiplicati per il rapporto tra il coefficiente parziale  $\gamma_G$  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  $\gamma_Q$  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  $\gamma_F$  pari a 1.0. I coefficienti parziali sui parametri geotecnici caratteristici  $\gamma_M$  (set **M1**) sono pari ad 1.0. I coefficienti parziali  $\gamma_R$  per il set **R1** sono pari ad 1.0.

- **Combinazione A2+M2+R1**

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

Sfavorevole  $\rightarrow$  1.0

Favorevole  $\rightarrow$  1.0

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

Sfavorevole  $\rightarrow$  1.3

Favorevole  $\rightarrow$  0.0

L'eventuale pretiro degli ancoraggi viene moltiplicato per un coefficiente parziale  $\gamma_F$  pari a 1.0. I coefficienti parziali sui parametri geotecnici caratteristici  $\gamma_M$  (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
$\gamma$	1.0	peso di volume

I coefficienti parziali  $\gamma_R$  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

- $\psi_{21}$ ,  $\psi_{22}$ : 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  $\gamma_R$ :

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

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

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  $\xi_a$  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

$\gamma_{M0}$  = 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 filamento 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

$\gamma_{RTIR}$  = 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

$\alpha$  = coefficiente empirico correlato con la metodologia di esecuzione delle iniezioni del tratto di fondazione

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

$\xi_{a3}, \xi_{a4}$  = 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

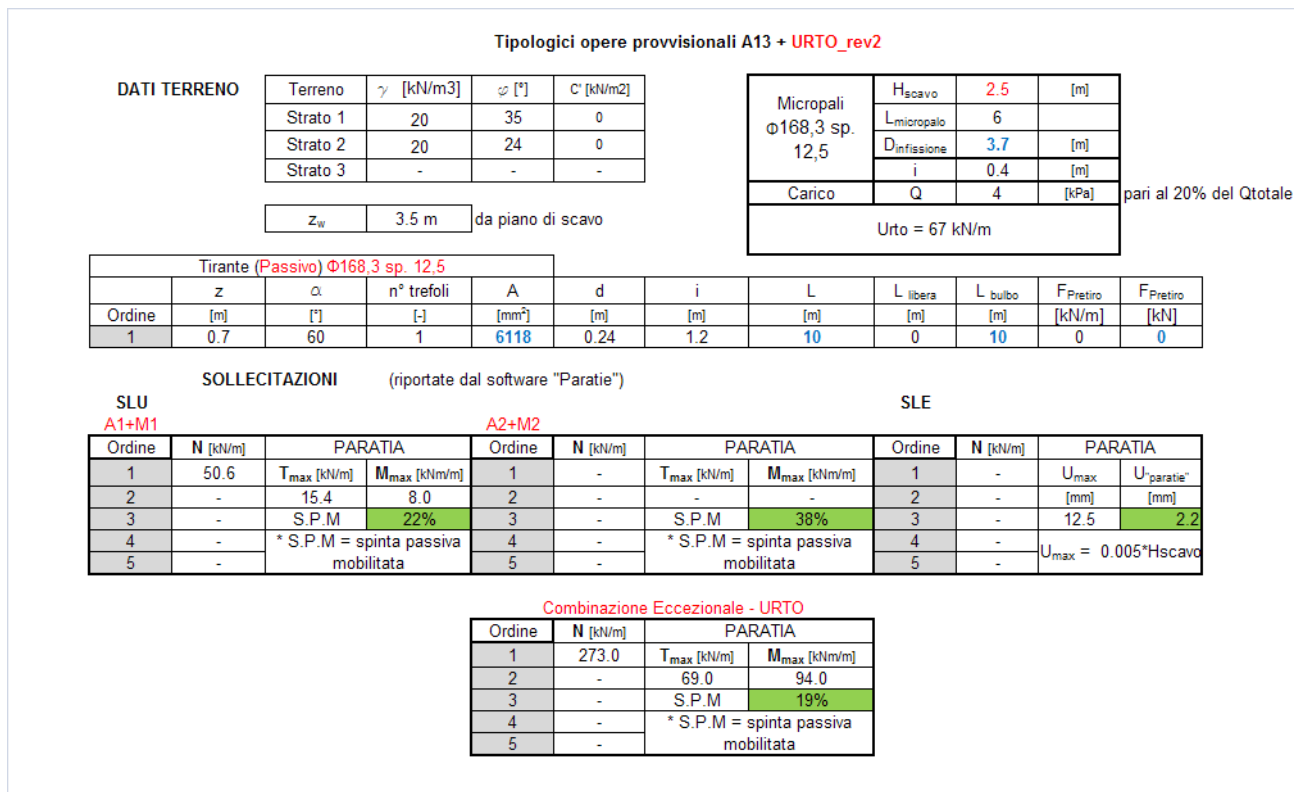
Nel seguito si riportano le verifiche e i risultati dei calcoli eseguiti con il programma "Paratie 6.2 - Ceas", in termini di sollecitazioni massime per le diverse combinazioni esaminate e in funzione delle fasi di calcolo:

- 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:

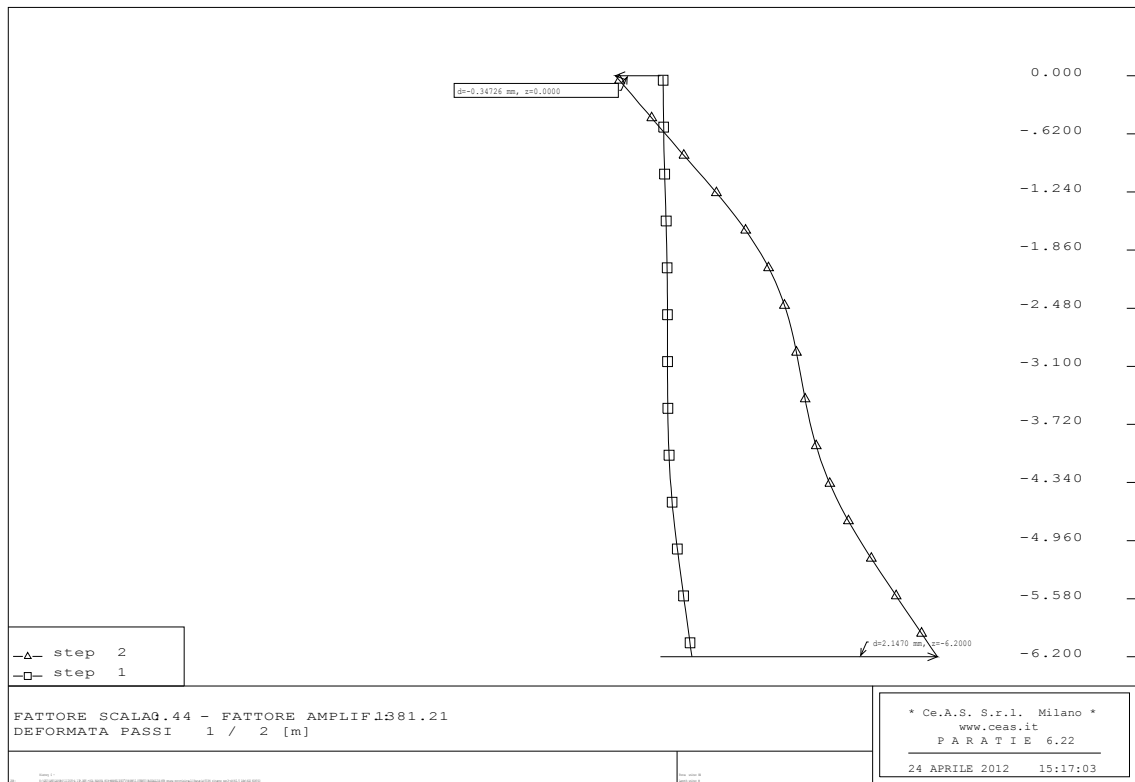


**Figura 13-1: Risultati dell'opera provvisoria di H<sub>SCAVO</sub> = 2.5 m**

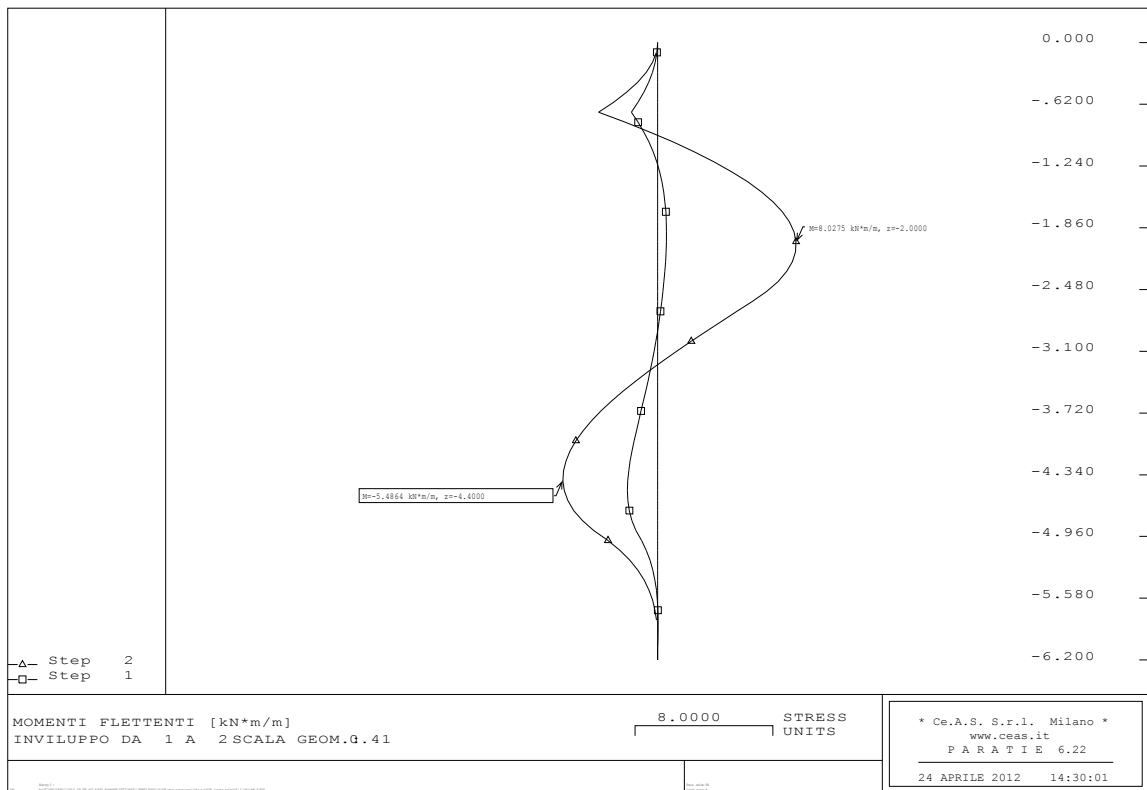


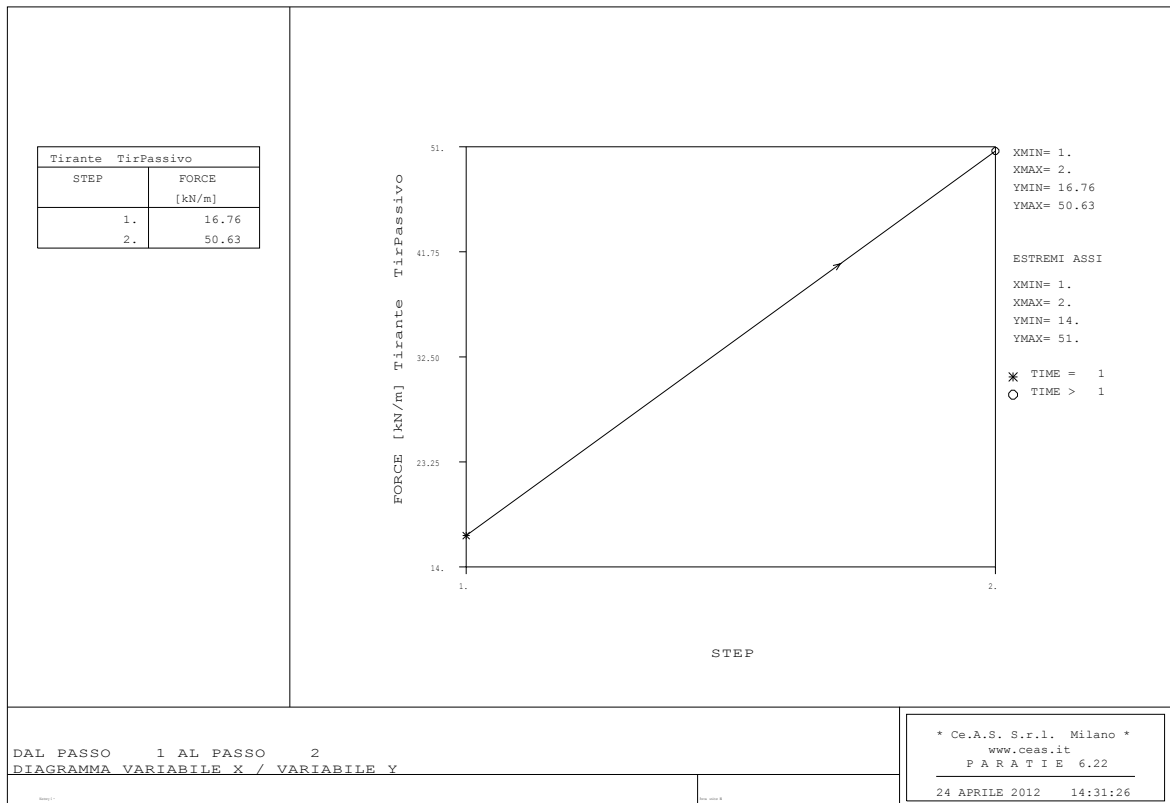
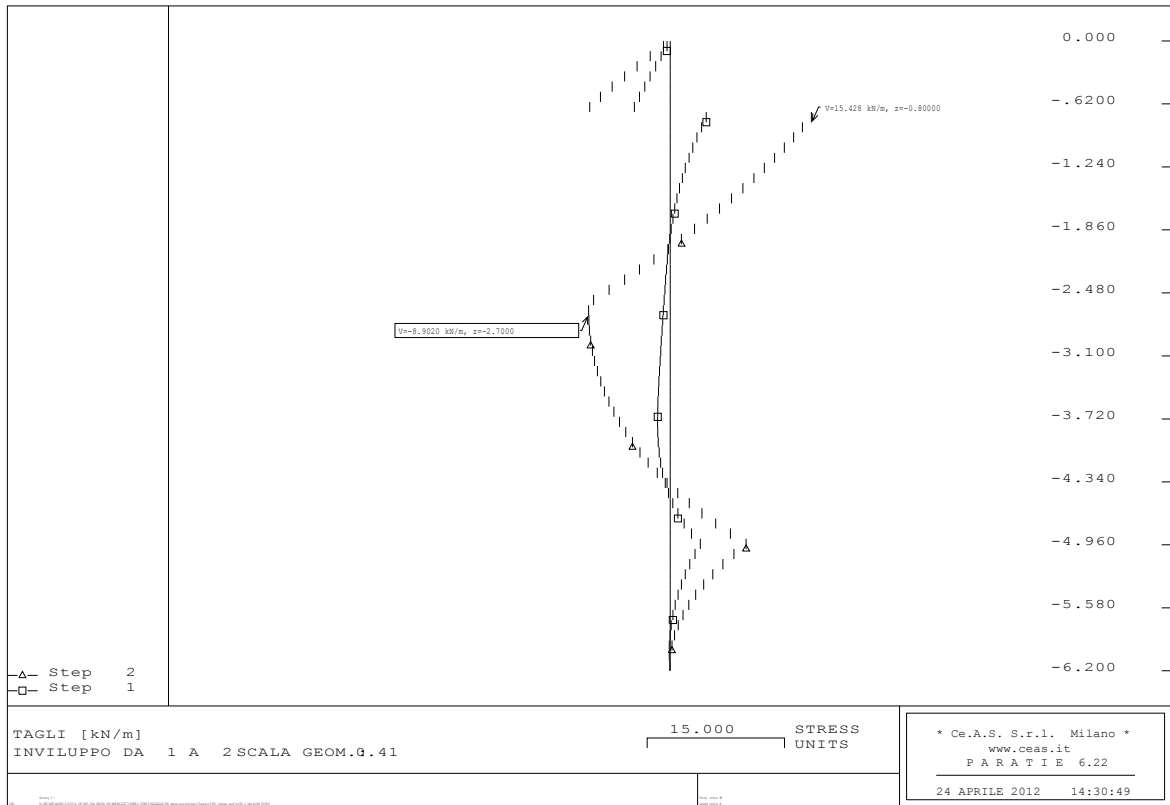


**Combinazione SLE**

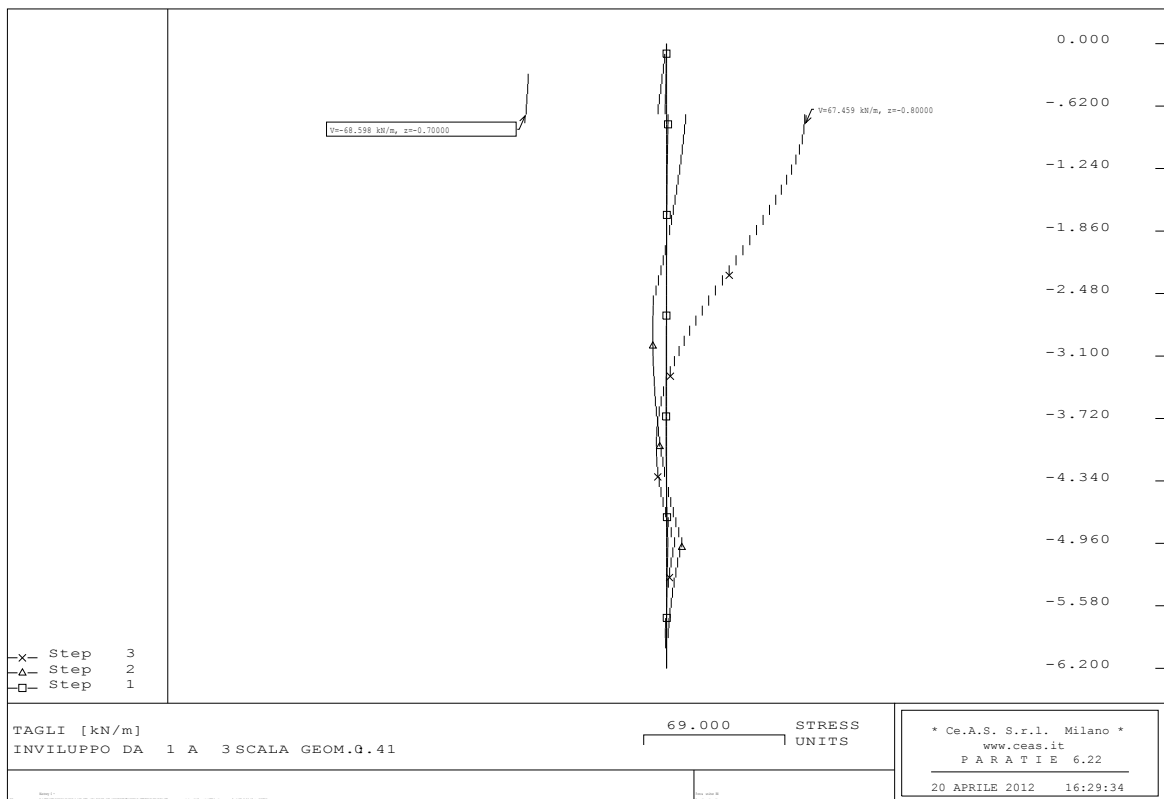
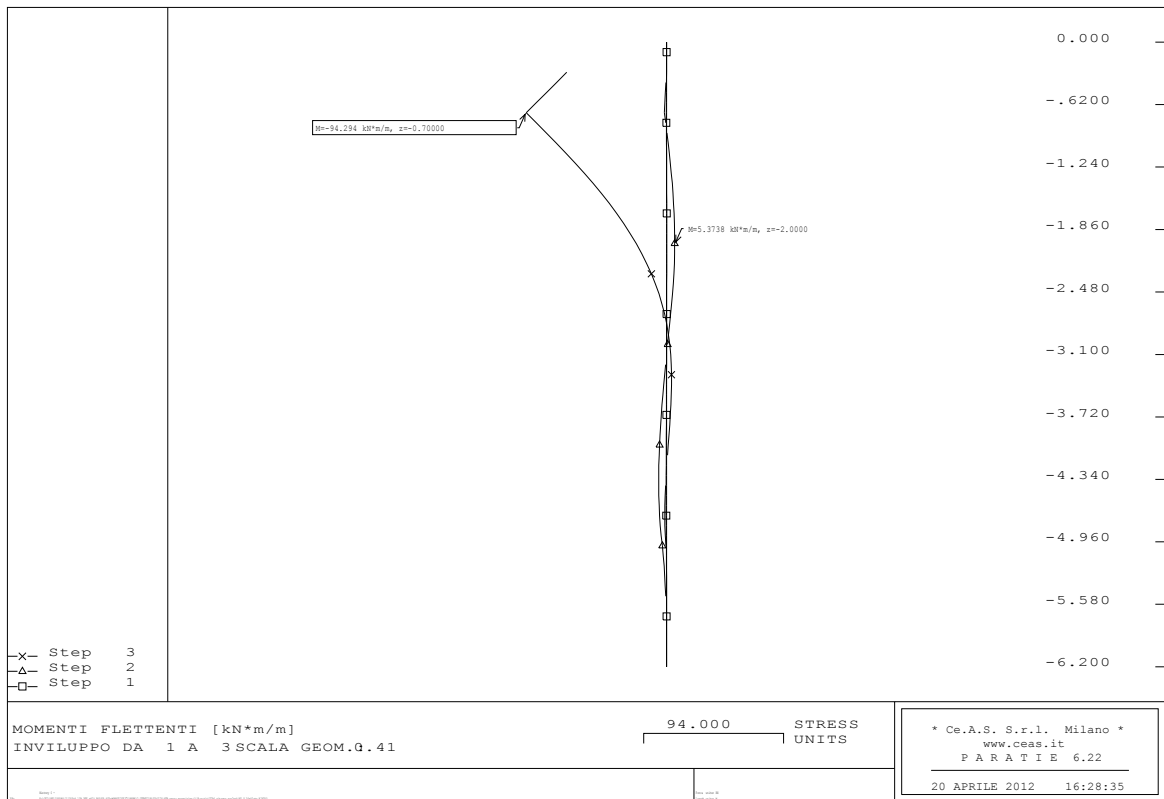


**Combinazione A1+M1+R1**

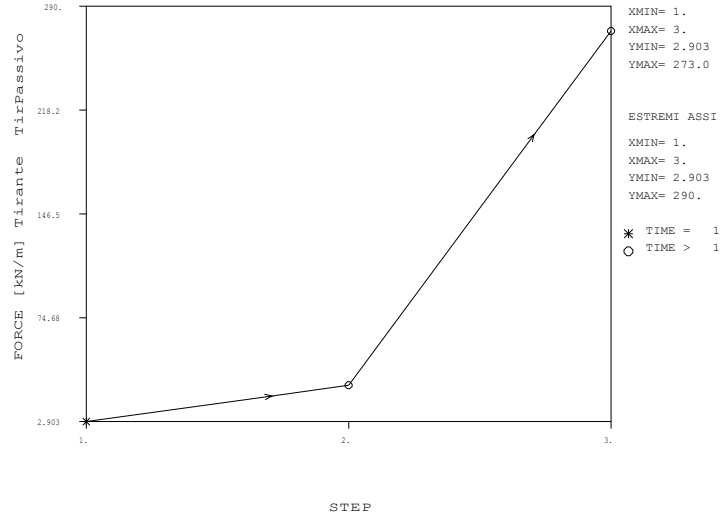




**Combinazione Eccezionale – URTO**



Tirante	TirPassivo
STEP	FORCE [kN/m]
1.	2.903
2.	28.01
3.	273.0



DAL PASSO 1 AL PASSO 3  
DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ceas.it  
P A R A T I E 6.22

20 APRILE 2012 16:30:09

### 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										
<b>Materiale</b>			<b>Azioni di calcolo</b>			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	$\gamma_{Mo}$	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	<b>Combinazioni di carico</b>			A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMA+	SISMA-	URTO
<b>Sezione (UNI EN 10219-2:2006)</b>			Coefficiente di sicurezza	$\gamma$	-	1.3				
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	i	m	0.4				
Spessore (s <= 40 mm)	s	12.5 mm	<b>Azioni di progetto</b>			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 <sup>4</sup>	Taglio	$V_{sd}$	kN	36	0	0	0	0
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m <sup>2</sup>	Momento	$M_{sd}$	kNm	49	0	0	0	0
Modulo resistente a flessione	$W_{pl}$	3.04E-04 m <sup>3</sup>	<b>Effetto delle azioni combinate (N, V, M)</b>			A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMA+	SISMA-	URTO
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.90E-03 m <sup>2</sup>	$[(2 V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	$\rho$	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A_v^* = A$	6.12E-03 m <sup>2</sup>	$N_{sd}/[A(1-\rho a_v) f_{yd}]$	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
<b>Azioni resistenti elementari</b>			<b>Verifiche</b>			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.