

## AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

### POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

## PROGETTO DEFINITIVO

### AUTOSTRADA A14/TANGENZIALE

### OPERE COMPLEMENTARI

### SEGNALETICA VARIABILE

### PORTALE CAVALLETTO MONOPIANO A14 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio  
Ord. Ingg. Milano n.A20155

RESPONSABILE GEOTECNICA  
ALL'APERTO

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE


Ing. Raffaele Rinaldesi  
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi  
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	AU	OPC	SM000	00000	R	A P E	0084	- 0	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	SETTEMBRE 2020
							1	-
							2	-
						3	-	
						4	-	

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	VISTO DEL CONCEDENTE  <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	---	---

**SPEA ENGINEERING**

# **AUTOSTRADA (A14) BOLOGNA-BARI-TARANTO**

**Tratto Bologna Borgo Panigale - Bologna San Lazzaro**

## **POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA**

### **PROGETTO DEFINITIVO**

**PORTALE DI SEGNALETICA VARIABILE  
CAVALLETTO MONOPIANO SU TANGENZIALE**

Relazione di calcolo delle fondazioni

## Indice

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
2.1	NORMATIVA .....	4
2.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....	4
2.3	BIBLIOGRAFIA .....	4
2.4	SOFTWARE DI CALCOLO .....	5
<b>3</b>	<b>MATERIALI.....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>7</b>
4.1	PREMESSA .....	7
4.2	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	7
4.3	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO.....	8
<b>5</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO .....</b>	<b>9</b>
5.1	PREMESSA .....	9
5.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	9
5.3	FONDAZIONI SU PALI .....	11
5.3.1	<i>Resistenza caratteristica (<math>R_k</math>) di pali soggetti a carichi assiali.....</i>	<i>11</i>
5.3.1.1	Stima della resistenza di pali soggetti a carichi assiali .....	14
5.3.1.2	Pali trivellati .....	14
5.3.1.2.1	Portata di base.....	14
5.3.1.2.2	Attrito laterale.....	16
5.3.2	<i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali .....</i>	<i>18</i>
5.3.3	<i>Analisi della palificata .....</i>	<i>23</i>
5.3.3.1	Comportamento non lineare del palo .....	23
<b>6</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE.....</b>	<b>24</b>
<b>7</b>	<b>AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....</b>	<b>27</b>
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI E SISTEMA DI RIFERIMENTO .....	27
7.2	AZIONI DI CALCOLO .....	29
<b>8</b>	<b>ANALISI E RISULTATI PALI DI FONDAZIONE .....</b>	<b>30</b>
8.1	STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	30
8.2	RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE .....	32
8.2.1	<i>Verifiche geotecniche .....</i>	<i>32</i>
8.2.2	<i>Verifiche strutturali.....</i>	<i>33</i>
8.2.3	<i>Verifiche spostamenti .....</i>	<i>34</i>

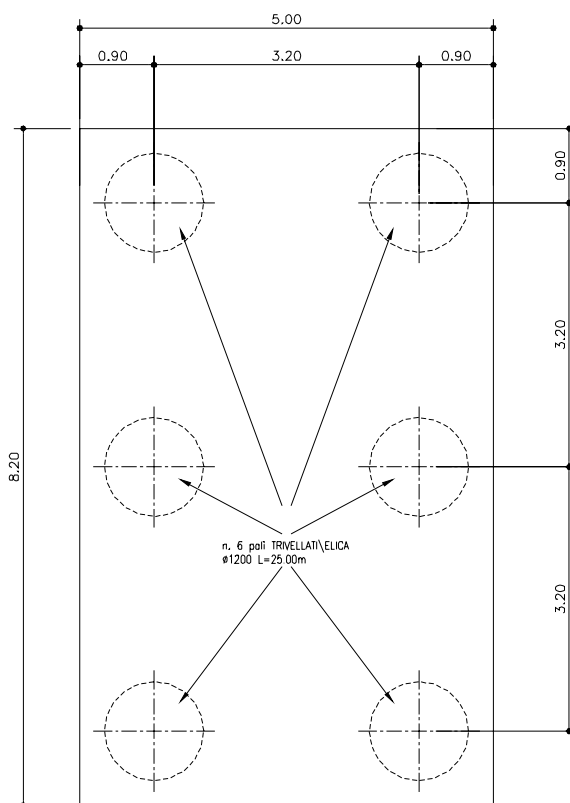
## 1 PREMESSA

Oggetto della presente Relazione sono le verifiche geotecniche delle fondazioni del portale di segnaletica variabile a Cavalletto Monopiano su Autostrada A14 le previsto nell'ambito della progettazione definitiva dell'Autostrada A14 (Bologna - Bari - Taranto), Potenziamento del sistema tangenziale di Bologna.

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

Le fondazioni sono state previste profonde su pali trivellati di grande diametro con le seguenti caratteristiche:

n°6 pali  $\text{Æ}1200$  di  $L = 25.0$  m



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  $0.210g$  <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] Circolare 21 gennaio 2019, n7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Gazzetta Ufficiale del 11.02.2019 n. 5, supplemento ordinario n.35.
- [2] Decreto Ministeriale del 18 gennaio 2018: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.42 del 20-02-2018, Supplemento Ordinario n.8
- [3] 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.
- [4] 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.
- [5] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [6] 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

- [7] Relazione Geotecnica Generale APE0001
- [8] Planimetrie e Profili Geotecnici APE0002÷APE0009

### 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)

### 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, mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito.

In questa fase progettuale si è deciso di considerare la stratigrafia più cautelativa dell'intera tratta

Per eventuali approfondimenti, soprattutto per quanto riguarda le indagini storico-bibliografiche, si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto (Doc. Rif.[7]).

### 4.2 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le tabelle sottostanti riportano le unità litostratigrafiche e la caratterizzazione stratigrafico – geotecnica utilizzate nel calcolo

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	$z_w$ (m da p.c.)
0.00	0.0 ÷ 300.0	Limo argilloso	A	-10.0

Tabella 4-1: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Descrizione	g	c'	f	E'	s' <sub>pre</sub>	CR	RR	C <sub>v</sub>	C <sub>u</sub>	E <sub>u</sub>
	(KN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec <sup>2</sup>	(KPa)	(MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	50 +3.3 z	20
g	=	peso di volume del terreno				CR	=	angolo di resistenza al taglio		
c'	=	coesione efficace				RR	=	modulo di elasticità		
j' taglio	=	angolo di resistenza al taglio				C <sub>v</sub>	=	coeff. di consolidazione verticale		
E'	=	modulo di elasticità				C <sub>u</sub>	=	coesione non drenata		
s' <sub>pre</sub>	=	tensione di preconsolid				E <sub>u</sub>	=	mod di elasticità in condiz non drenate		

Tabella 4-2: : Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)



### 4.3 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

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

I risultati della prova di Down-Hole hanno evidenziato delle velocità delle onde di taglio variabili da 200 a 600 m/s

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 C, ossia "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m".

Nei calcoli di è cautelativamente considerato una categoria di suolo di tipo D

## 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. [4]).

Le verifiche, sia per il caso statico e sia per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 2 delle NTC (Doc. Rif. [1]) nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

### 5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. Rif. [1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

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

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

dove

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

$R_d$  è il valore di progetto della resistenza.

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

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

Tabella 5-1: Coefficienti parziali sulle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $g_i$ (o $g_e$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$g_{S1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$g_{S2}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$g_{Di}$	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	$g'$	1.0	1.25
Coesione efficace	$g_c'$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$g_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$g_b$	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	$g_R$	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	$g_R$	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

Secondo quanto specificato al punto 6.4.3.1 delle NTC2018, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono 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 stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali sono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali;

accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II delle NTC2018, seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto al punto 6.4.3.1 delle NTC2018.

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>Ⓜ</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>Ⓜ</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 5-1: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (Tab.6.4.II delle NTC2018)

#### 5.3.1 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:

$$R_k = \min \left[ \frac{R_{MEDIA}}{x_3}; \frac{R_{MIN}}{x_4} \frac{\ddot{u}}{\dot{y}} \right]$$

con:  $R_{MEDIA}$  e  $R_{MIN}$  le resistenze calcolate e i fattori di correlazione  $x$  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:

$$R_k = \min \left[ \frac{R_{MEDIA}}{x_3}; \frac{R_{MIN}}{x_4} \frac{\ddot{u}}{\dot{y}} \right]$$

con  $x_3$  e  $x_4$  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:

$$R_k = \min \left[ \frac{R_{MEDIA}}{x_3}; \frac{R_{MIN}}{x_4} \frac{\ddot{u}}{\dot{y}} \right]$$

con  $x_3$  e  $x_4$  fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5-4).

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

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$x_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$x_4$	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  $\gamma$  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.

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

Resistenza	g <sub>R</sub>	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	g <sub>b</sub>	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale (compressione)	g <sub>s</sub>	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale <sup>(3)</sup>	g <sub>T</sub>	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale (trazione)	g <sub>bt</sub>	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.

### 5.3.1.1 Stima della resistenza di pali soggetti a carichi assiali

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

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \times A_B + \sum_i \alpha \rho \times D_i \times DH_i \times t_{LIM,i} \quad \text{compressione}$$

$$Q_{LIM} = Q_{L,LIM} = g'_{cls} \left( \sum_i \alpha DH_i \right) \times A_B + \sum_i \alpha \rho \times D_i \times DH_i \times t_{LIM,i} \quad \text{trazione}$$

dove:

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

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

$q_b$  = portata unitaria di base;

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

$A_B$  = area di base;

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

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

$t_{LIM,i}$  = 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).

### 5.3.1.2 Pali trivellati

#### 5.3.1.2.1 Portata di base

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

$$q_b = 9 \times c_u + s_v$$

dove:

$c_u$  = coesione non drenata (kPa)

$s_v$  = 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  $z_c = m \times D$ , 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]:

$$q_{cr} = 0.0667 \times N_{SPT} \quad \text{£ } 4 \text{ MPa}$$

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 5-2.

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 immersarsi in uno strato compatto di base di notevole spessore, piuttosto che pali immersi in uno strato compatto di base di modesto spessore sovrastante uno strato di terreno sciolto) è condotta in accordo alle indicazioni riportate in Figura 5-3.

Figura 5-2:  $z_c/D = f(D_c)$  (Meyerhof [1976])

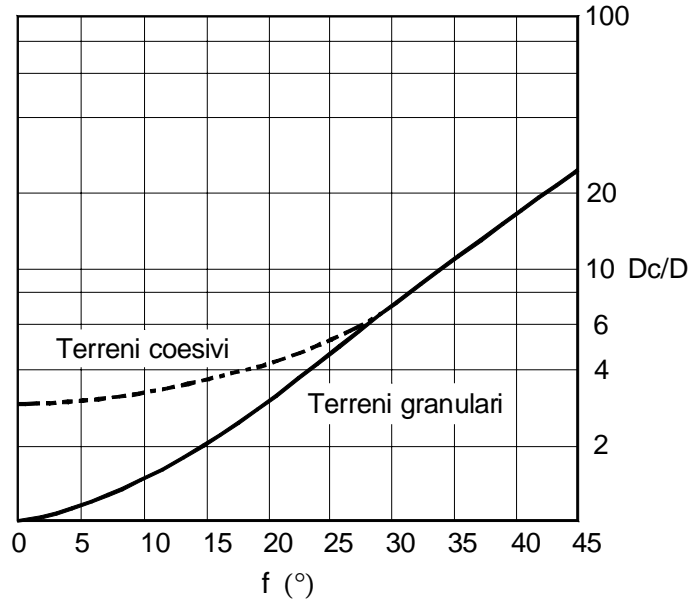
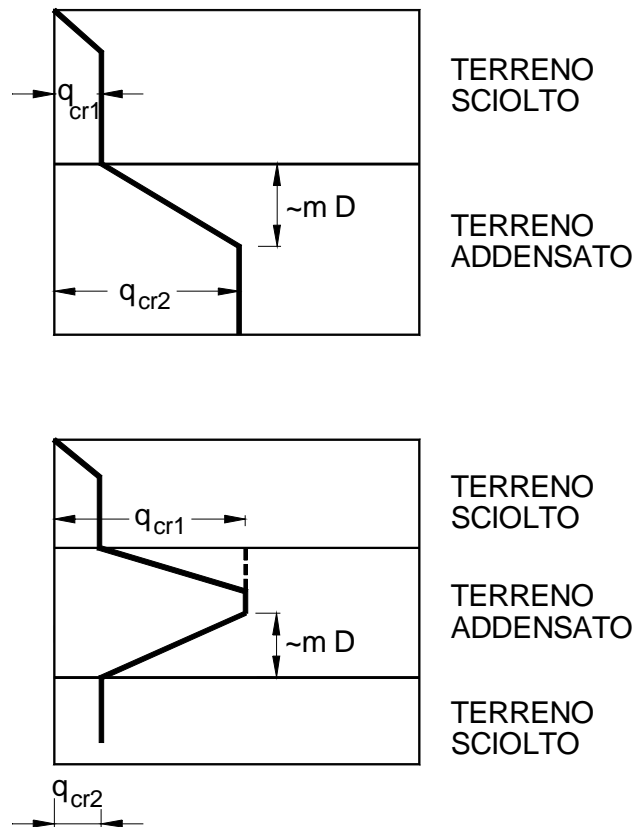


Figura 5-3: Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])





### 5.3.1.2.2 Attrito laterale

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

$$t_{LIM} = a \times c_U \times 100kPa$$

dove:

- a = coefficiente riduttivo (AGI [1984]) = 0.9 per  $c_U \leq 25$  kPa,  
 0.8 per  $25 < c_U \leq 50$  kPa,  
 0.6 per  $50 < c_U \leq 75$  kPa,  
 0.4 per  $c_U > 75$  kPa;

$c_U$  = coesione non drenata (kPa).

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

$$t_{LIM} = K \times s'_v \times \tan(f')$$

dove:

- K = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace;  
 $s'_v$  = pressione geostatica verticale efficace;  
 $f'$  = 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:

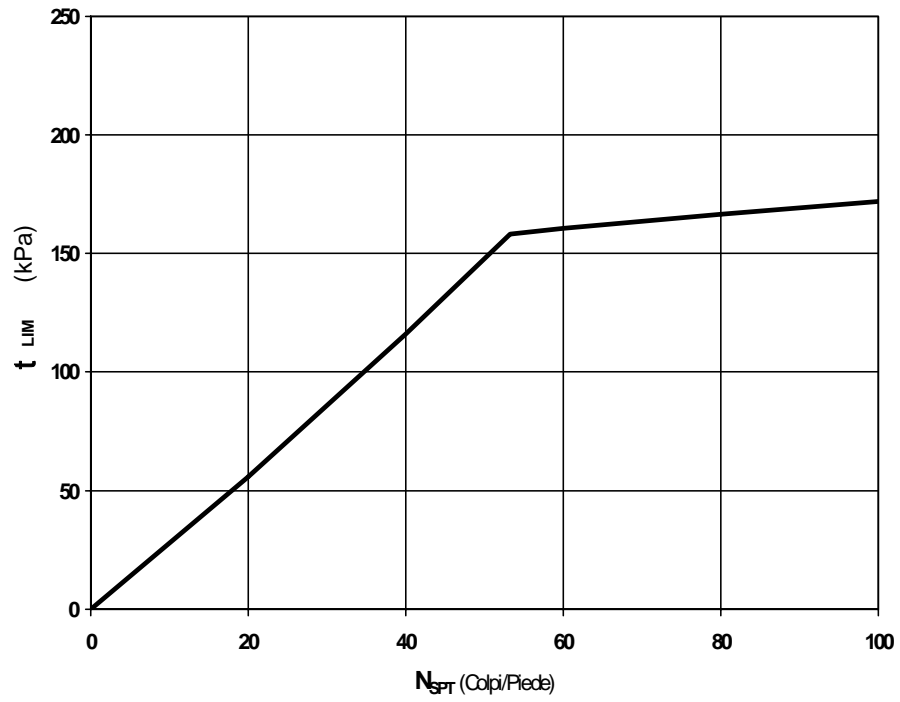
$$t_{lim} \leq t = f(N_{SPT})$$

dove:

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

In Figura 5-4 è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della  $t_{lim}$  ed il valore di  $N_{SPT}$ .

Figura 5-4: Terreni granulari -  $t_{LIM} = f(N_{SPT})$  (Wright-Reese [1977])



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

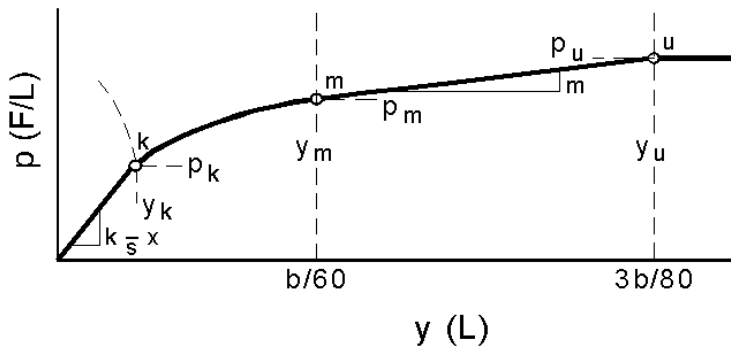
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante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

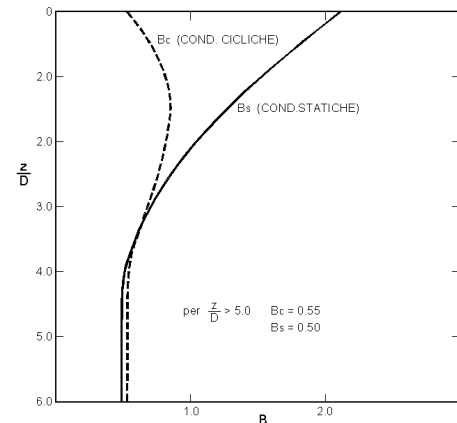
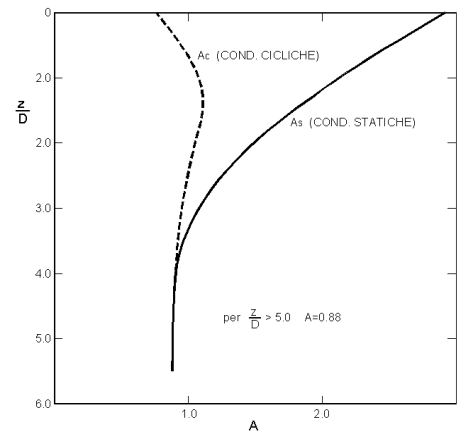
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

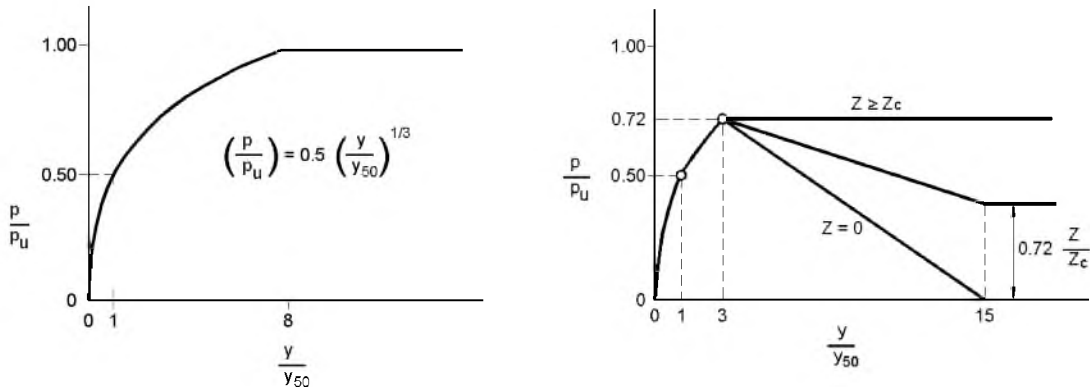
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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



### per carichi statici

$$p_{u1} = [3 + \sigma' / c_u + (J/D)z] c_u D \alpha$$

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

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

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

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

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

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  $p=0.5 p_u$

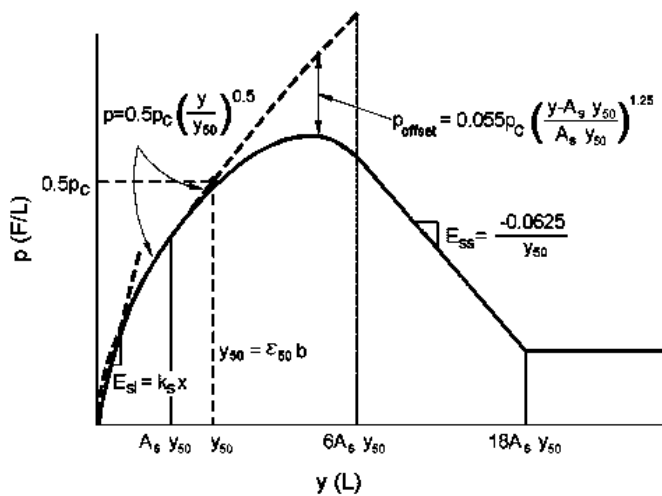
$\varepsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

### per carichi ciclici

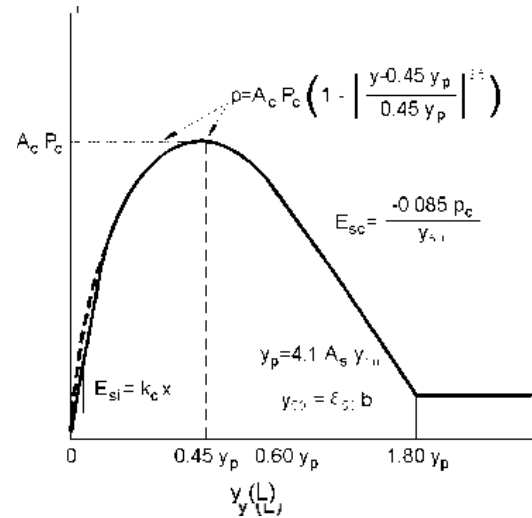
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

$$\gamma' = \text{peso di volume efficace}$$

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



Carichi statici



Carichi ciclici

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

$$p_{u2} = 11 c_u D a$$

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

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

$p_u$  resistenza laterale unitaria ultima

$z$  profondità da p.c.

$s'$  pressione geostatica verticale efficace alla profondità  $z$

$c_u$  coesione non drenata

$D$  diametro del palo

$y$  spostamento orizzontale

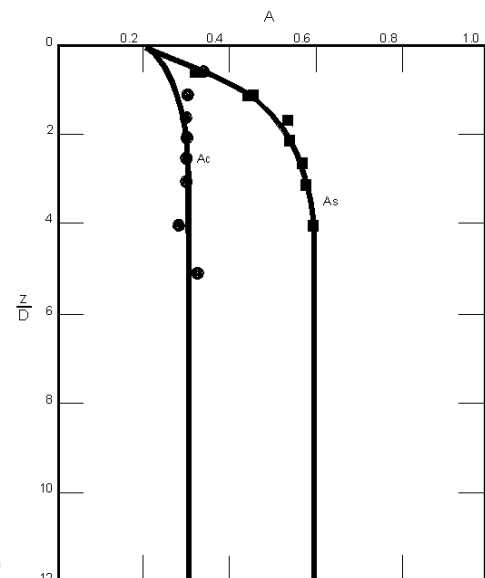
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$  spostamento orizzontale per  $p=0.5 p$

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

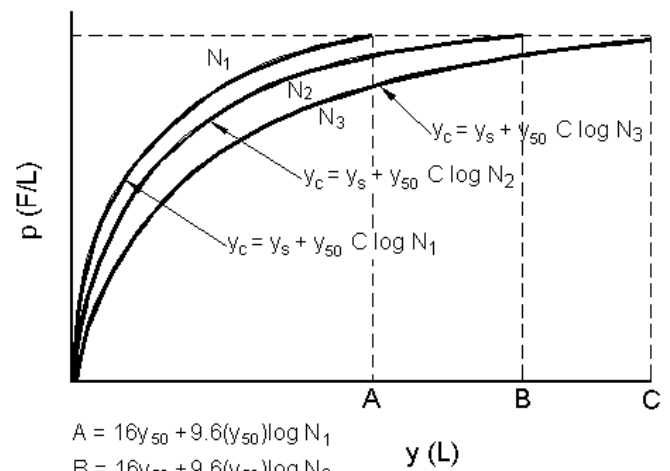
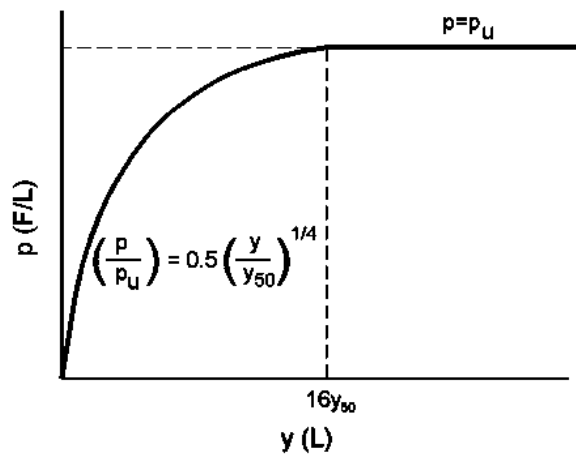
$K_s$  pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

$K_c$  pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

$A_c$  parametro empirico



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



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

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

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

Carichi statici

$$p_{u1} = [3c_u D + gD z + 2.83c_u z] a$$

$$p_{u2} = 9 c_u D a$$

$$a = 1/(1+\tan d)$$

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

dove:

$p_u$  resistenza laterale unitaria ultima

$g$  peso di volume unitario

$c_u$  coesione non drenata

$z$  profondità da p.c.

$D$  diametro del palo

$d$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

$y$  spostamento orizzontale

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

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

$K_s$  pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

### 5.3.3 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 – q) 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.

#### 5.3.3.1 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.

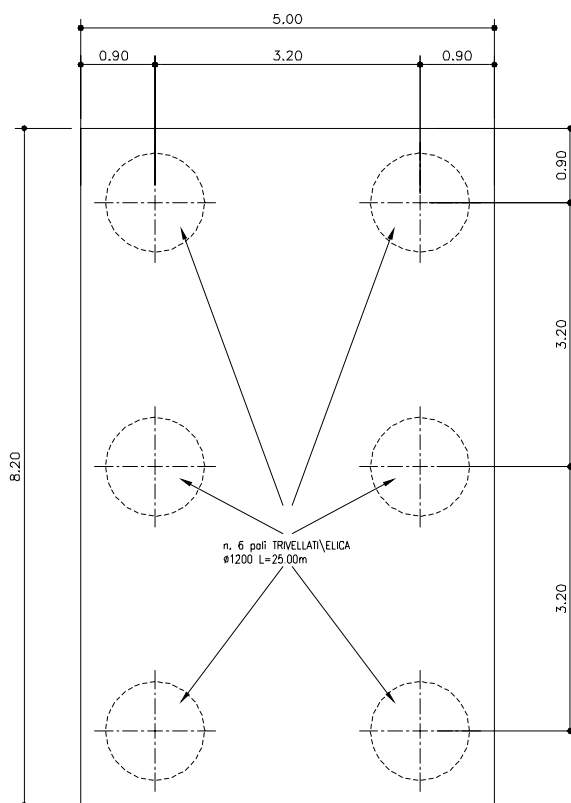
In particolare questo criterio è stato impiegato nei pali esistenti delle opere d'arte, dove la sezione del palo e i materiali componenti esigui (calcestruzzo e armature) ne identificano univocamente e limitano il comportamento.



## 6 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le fondazioni sono state previste profonde su pali trivellati di medio diametro con le seguenti caratteristiche:

n°6 pali  $\text{AE1200}$  di  $L = 25.0$  m



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

Figura 6-1: Carpenteria plinto di fondazione

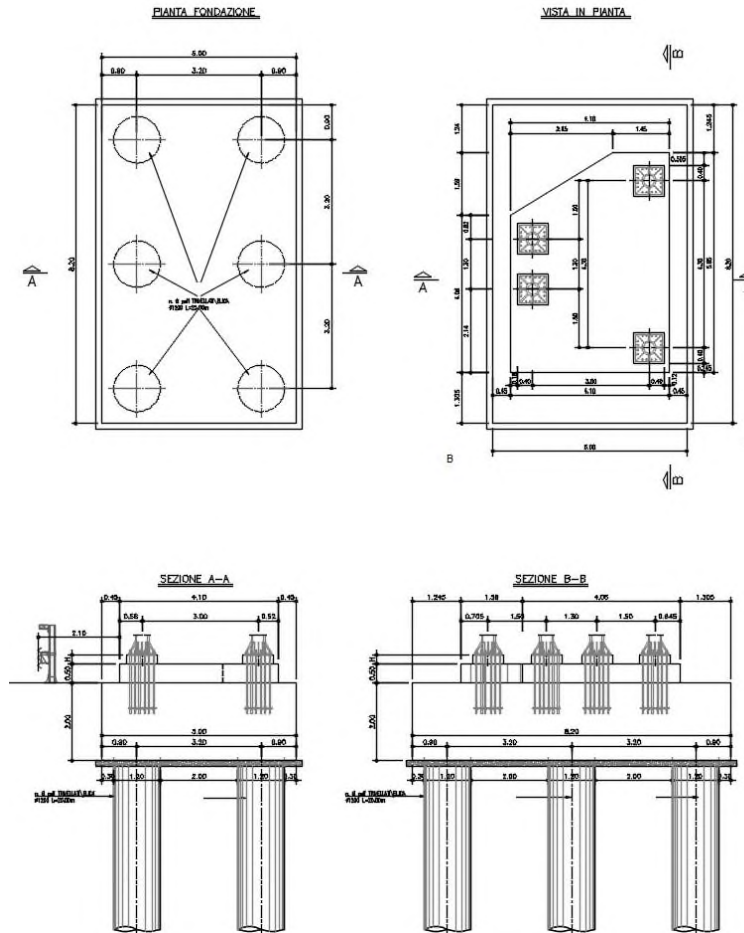
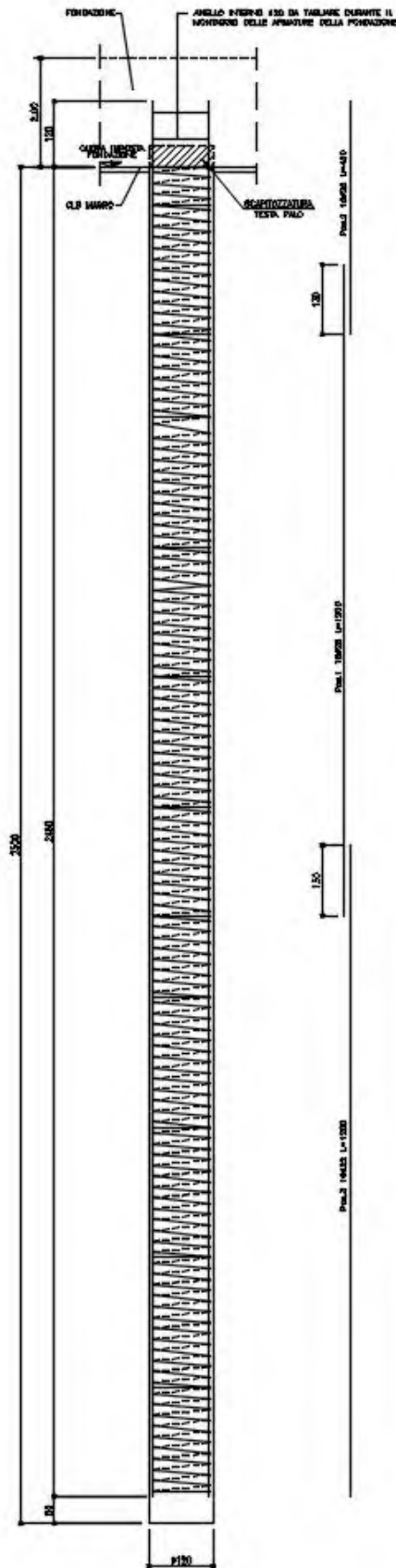


Figura 6-2: Armatura palo di fondazione



## 7 AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

### 7.1 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.

**Figura 7-1: Convenzioni di segno dei carichi forniti dal progettista strutturale**

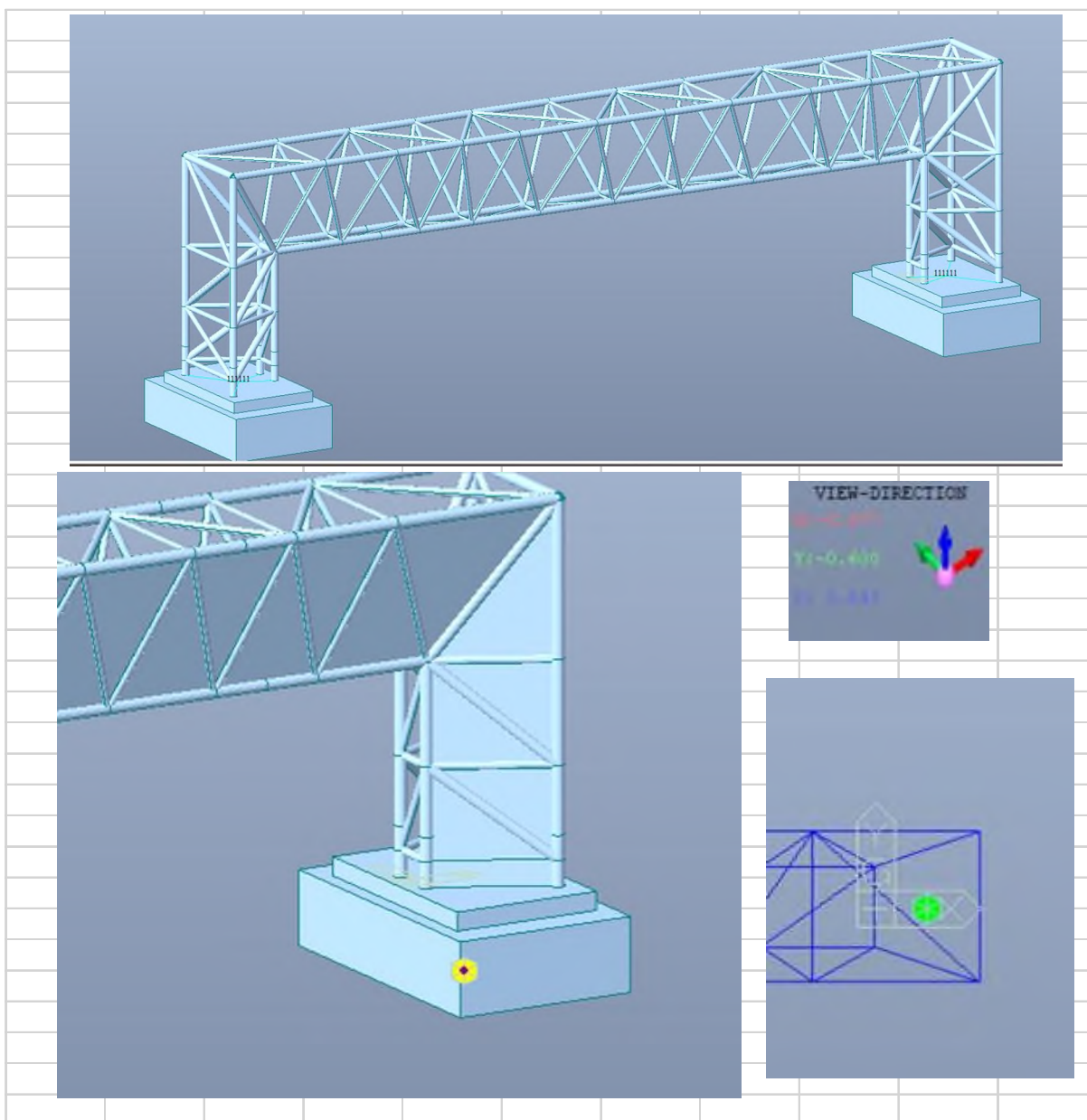
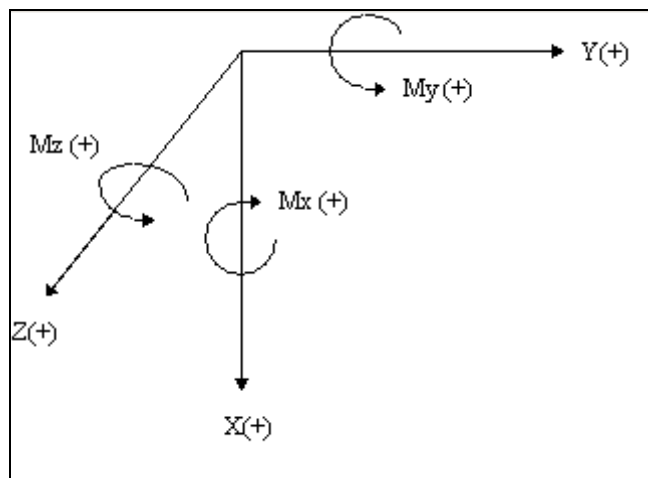
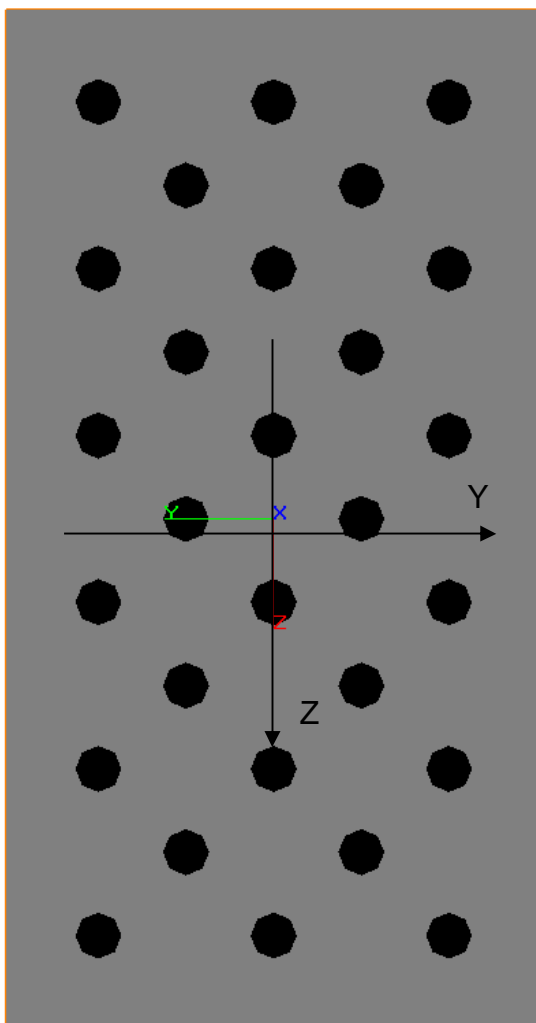


Figura 7-2: Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP



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

## 7.2 AZIONI DI CALCOLO

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 7-1).

Le sollecitazioni sono state valutate nel baricentro della fondazione ad intradosso del plinto di fondazione

	N	FY	MZ	FZ	MY	MX
	kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
STR 1	5421	-2170	2611	310	3173	1461
STR 2	3669	-1960	10653	310	3164	1477
STR 3	4872	-2243	9612	310	3166	1470
STR 4	3669	699	-15802	310	3130	1498
STR 5	3669	-1960	10653	310	3164	1477
STR 6	4872	416	-16844	310	3132	1491
STR 7	4872	-1702	4180	517	5249	2477
STR 8	5043	-1843	3833	310	3163	1470
STR 9	4639	-1505	4908	517	5250	2481
STR 10	3903	503	-16531	310	3129	1493
STR 11	5421	-2170	2611	310	3173	1461
STR 12	3670	177	-10652	517	5226	2496

**Tabella 7-1: Valori di calcolo delle azioni STR**

	N	FY	MZ	FZ	MY	MX
	kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
SLE Rara 1	3679	-1173	2648	345	3500	1650
SLE Rara 2	3792	-1267	2416	207	2110	979
SLE Rara 3	4045	-1486	1602	207	2116	973
SLE Rara 4	3678	-1534	6269	207	2112	979
SLE Rara 5	3679	-109	-7935	345	3487	1659
SLE Rara 6	3792	-204	-8166	207	2096	988
SLE Rara 7	4045	-422	-8981	207	2103	981
SLE Rara 8	3678	239	-11368	207	2089	993
SLE Freq 1	3564	-560	-2224	207	2098	988
SLE Freq 2	3678	-658	-2408	0	11	-17
SLE Freq 3	3564	-1102	3208	0	15	-19
SLE Freq 4	3564	-38	-7374	0	2	-10
SLE OP	3564	-570	-2083	0	9	-14

**Tabella 7-2: Valori di calcolo delle azioni SLE**

## 8 ANALISI E RISULTATI PALI DI FONDAZIONE

### 8.1 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. 5.3.1.1 è possibile ottenere i profili di resistenza di progetto.

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 5.3.1 adottando i coefficienti parziali  $x_3$  e  $x_4$  relativi a n.1 verticale di indagine a disposizione.

I valori delle resistenze di progetto così trovati (cfr. le Figure seguenti) sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 2 A2+M1+R3.

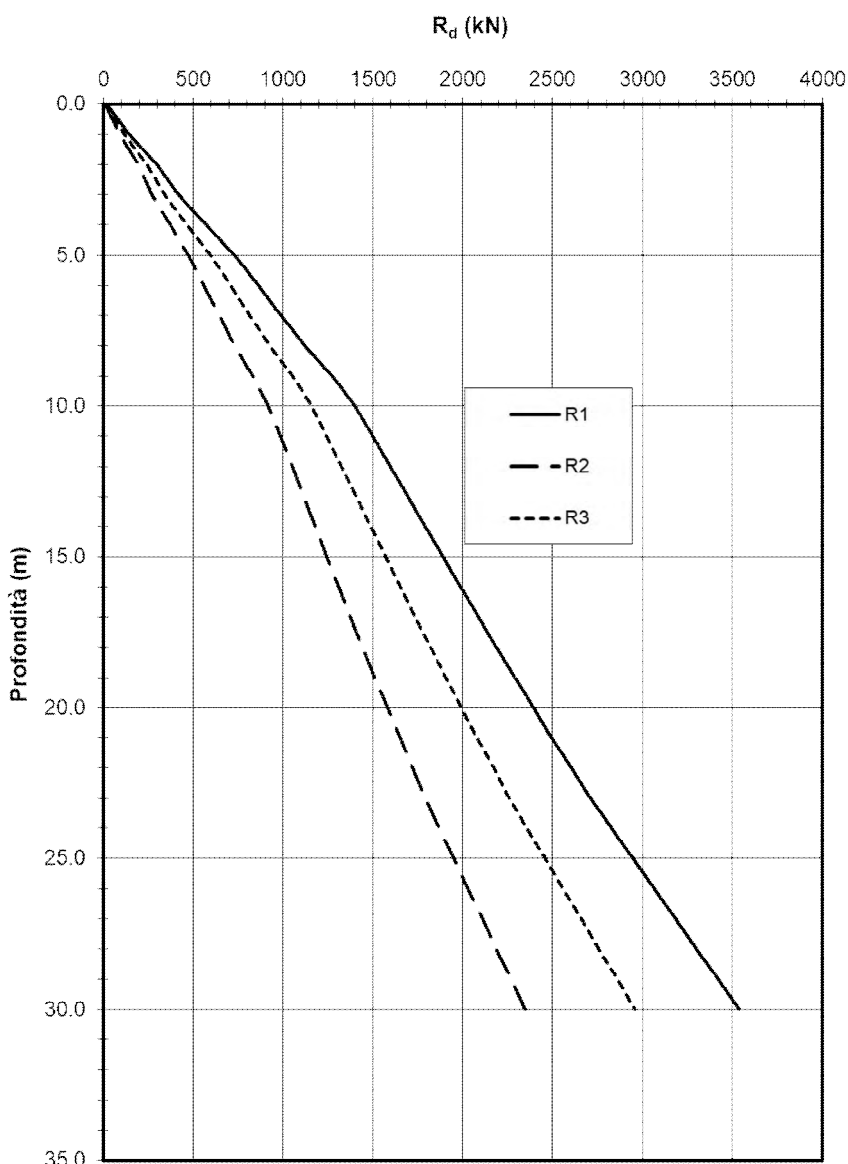


Figura 8-1: Resistenza del palo f 1200 a compressione

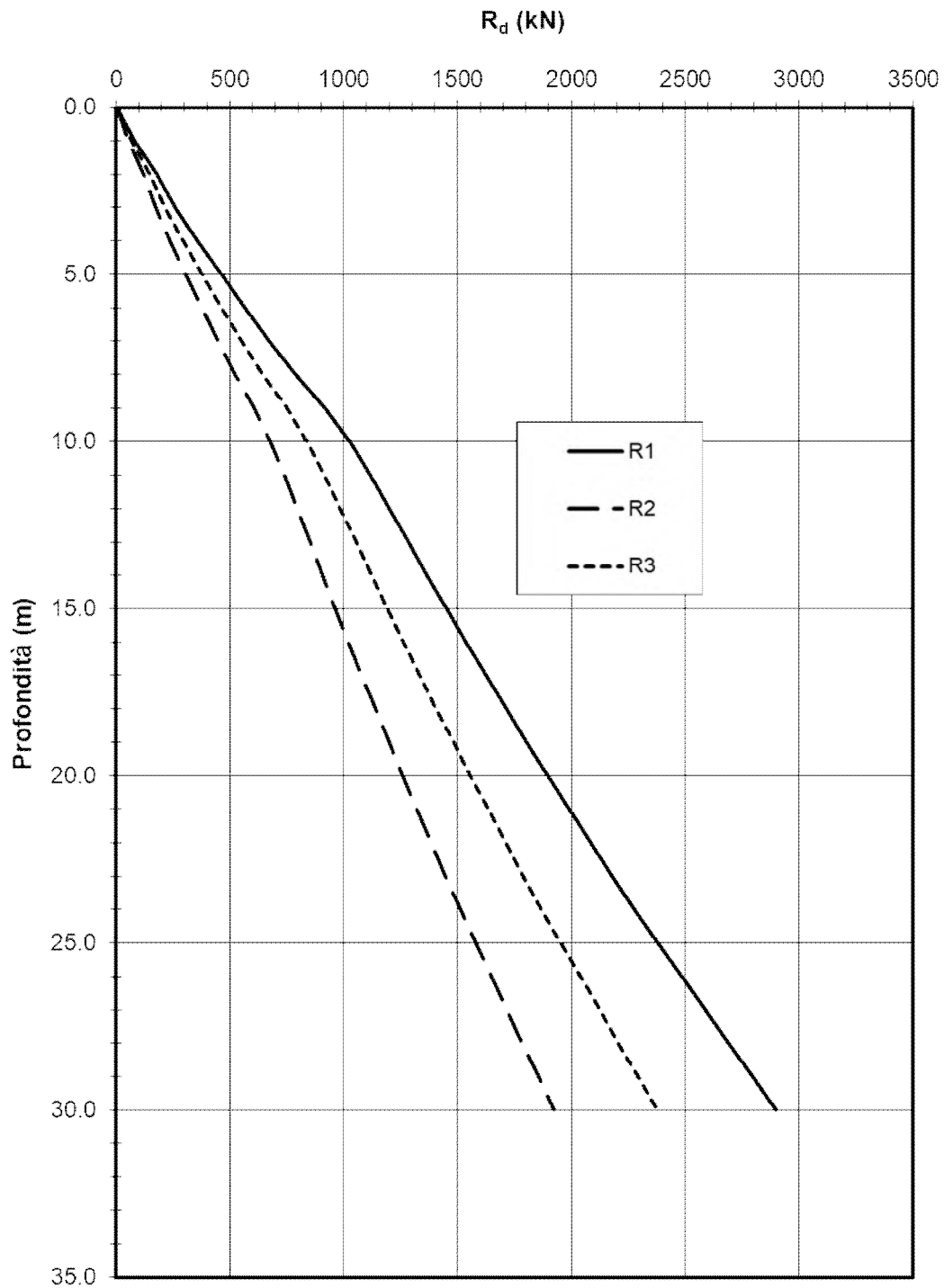


Figura 8-2: Resistenza del palo f 1200 a trazione

Dall'esame delle figure risulta:

*Pali di lunghezza  $L = 25.00$  m*

$R_d @ 2459$  kN a compressione (R3)

$R_d @ 1954$  kN a trazione (R3)



## 8.2 RISULTATI ANALISI PALIFICATA E VERIFICHE

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

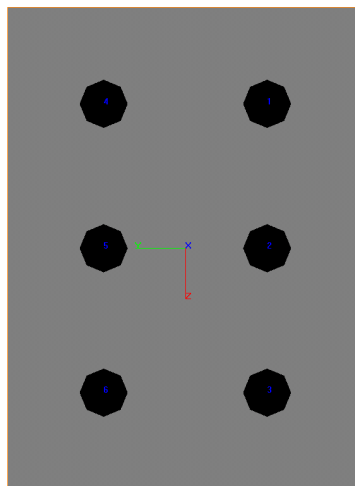


Figura 8-3: Schema Group della palificata

### 8.2.1 Verifiche geotecniche

Nella seguente tabella sono riportate le azioni assiali, utili al dimensionamento geotecnico del singolo palo di fondazione.

Tabella 8-1: Carichi assiali massimi e minimi per verifiche geotecniche

SLU STR			Palo (-)	Combinazione (-)
N <sub>MAX</sub>	(kN)	2380	6	6
N <sub>MIN</sub>	(kN)	-1050	1	4

Dove N<sub>MAX</sub> e N<sub>MIN</sub> sono rispettivamente l'azione assiale massima (in compressione) e minima (in trazione) agente sul singolo palo.

Confrontando questi valori con le resistenze riportate nel paragrafo precedente le verifiche risultano soddisfatte.

## 8.2.2 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni massime e minime agenti sui singoli pali sono riportate nella seguente tabella.

SLU STR			Palo (-)	Combinazione (-)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
N <sub>MAX</sub>	(kN)	2380	6	6	-	173	799
N <sub>MIN</sub>	(kN)	-1050	1	4	-	192	525
M <sub>MAX</sub>	(kNm)	799	6	6	2380	173	-
T <sub>MAX</sub>	(kN)	450	6	3	-76.1	-	572

dove:

- N: sollecitazione assiale;
- T: sollecitazione di taglio;
- M: momento flettente.

Le verifiche vengono soddisfatte con un'armatura di 16f 26 che ha un momento resistente ultimo pari a  $M_p=1488\text{kNm}$

### 8.2.3 Verifiche spostamenti

La verifica di compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e le distorsioni previste, in condizioni di stati limite di esercizio è stata valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei pali.

La seguente tabella riporta i valori degli spostamenti rilevati sulle singole palificate, in accordo al sistema di riferimento utilizzato per le verifiche con Group.

	v (mm)	dy (mm)	dz (mm)	rotX (rad)	rotY (rad)	rotZ (rad)
SLE Rara 1	0.5727	-1.091	0.3477	0.000119	8.6E-05	0.000236
SLE Rara 2	0.589	-1.118	0.2074	7.29E-05	5.14E-05	0.000234
SLE Rara 3	0.628	-1.287	0.2215	7.99E-05	5.22E-05	0.000223
SLE Rara 4	0.5924	-1.964	0.2448	8.98E-05	5.31E-05	0.000457
SLE Rara 5	0.5826	0.5896	0.2617	6.88E-05	8.25E-05	-0.00035
SLE Rara 6	0.6006	0.5298	0.1389	3.54E-05	4.89E-05	-0.00035
SLE Rara 7	0.6421	0.4886	0.1346	3.41E-05	4.87E-05	-0.00037
SLE Rara 8	0.5994	1.148	0.1805	5.32E-05	5.13E-05	-0.00055
SLE Freq 1	0.5407	-0.04795	0.1189	2.99E-05	4.88E-05	-6E-05
SLE Freq 2	0.557	-0.03026	0.000278	-4.9E-07	2.23E-07	-6.7E-05
SLE Freq 3	0.555	-0.9936	0.000598	-1.3E-06	3.04E-07	0.000249
SLE Freq 4	0.5629	0.5273	6.53E-05	-3.5E-07	3.99E-08	-0.00033
SLE QP	0.538	-0.01488	0.000205	-3.4E-07	1.8E-07	-5.8E-05

Tabella 8-2: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono compatibili con i requisiti prestazioni dell'opera.