

# autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

TRATTO: BOLOGNA - FERRARA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA  
TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO - FERRARA SUD

## PROGETTO DEFINITIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Ampliamento Ponte fiume Reno Km. 26+398

Relazione di calcolo delle fondazioni

**IL PROGETTISTA SPECIALISTICO**

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

RESPONSABILE GEOTECNICA  
ALL'APERTO

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

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


**IL DIRETTORE TECNICO**

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

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

**CODICE IDENTIFICATIVO**

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:			
Codice	Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	—			
1	1	306	0001	P	D	0000	0000	0000	0000	0	A	P	E	0555	—	—	SCALA: —

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

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

**SPEA ENGINEERING**

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

**Ampliamento alla terza corsia del tratto**

**Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud**

## **PROGETTO DEFINITIVO**

**OPERE D'ARTE MAGGIORI**

**SOTTOVIA, PONTI E VIADOTTI**

**Nuovo Ponte fiume Reno km 26+398**

**Relazione di calcolo delle fondazioni**



## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>5</b>
<b>3. MATERIALI.....</b>	<b>6</b>
<b>4. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>7</b>
4.1 PREMESSA.....	7
4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO .....	7
4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI .....	8
4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA .....	15
4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO .....	16
<b>5. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....</b>	<b>17</b>
5.1 PREMESSA.....	17
5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	17
5.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI FONDAZIONI SU PALI.....	19
5.3.1 <i>Verifiche di sicurezza</i> .....	20
5.3.2 <i>Resistenza di pali soggetti a carichi assiali</i> .....	21
5.3.3 <i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali</i> .....	26
<b>6. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....</b>	<b>31</b>
<b>7. RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....</b>	<b>44</b>
<b>8. RISULTATI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI DELLE PILE.....</b>	<b>48</b>
8.1 RISULTATI E VERIFICHE GEOTECNICHE – RESISTENZA AI CARICHI ASSIALI .....	51
8.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE) – VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI.....	53
8.3 VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO .....	54
<b>9. RISULTATI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI DELLE SPALLE.....</b>	<b>58</b>
9.1 RISULTATI E VERIFICHE GEOTECNICHE – RESISTENZA AI CARICHI ASSIALI .....	59
9.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE) – VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI.....	60
9.3 VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO .....	60

## 1. PREMESSA

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni profonde del ponte sul fiume Reno al km 26+398, previste nell'ambito della progettazione definitiva dell' "Autostrada A13 (Bologna-Padova), ampliamento alla terza corsia del tratto tra Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud".

Il ponte in oggetto è a 12 campate con lunghezza complessiva di circa 390.0 m, come meglio descritto nella Relazione di calcolo strutturale.

Le fondazioni dell'opera sono di tipo profondo su pali; in particolare, per la parte del ponte esistente, si hanno:

### PILE 1, 7, 8, 10 e 11

Prima costruzione n. 12 pali Ø 800 mm L = 30/32 m

Primo ampliamento n. 2+2 pali Ø 1500 mm L = 45 m

### PILE 2 e 9

Prima costruzione n. 10 pali Ø 800 mm L = 36 m

Primo ampliamento n. 2+2 pali Ø 1500 mm L = 45 m

### PILE 3, 4, 5 e 6

Prima costruzione n. 10 pali Ø 800 mm L = 36/37 m

Primo ampliamento n. 2+2 pali Ø 1500 mm L = 45 m

### SPALLE

Prima costruzione n. 17 pali Ø 800 mm L = 30/33 m

Primo ampliamento n. 1+1 pali Ø 1500 mm L = 45 m

Per il secondo ampliamento (oggetto del presente documento) si prevedono per ognuna delle spalle, n. 5+5 pali Ø 1500 mm di lunghezza L = 45 m; per le pile: n. 2+2 pali Ø 1500 mm di lunghezza L = 45 m

Le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 - NTC 2008), per mezzo del programma di calcolo Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc.

## 2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella stesura della presente relazione si è fatto riferimento alle seguenti Normative:

- [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
- [5] UNI EN 1992-1-1: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

Si sono inoltre considerati i seguenti documenti di riferimento:

- APE0001 - Relazione geotecnica generale.
- Appendice 3 APE 0001 - Schede Geotecniche delle opere.
- APE0002-APE0009 - Planimetrie e Profili Geotecnici.

### 3. MATERIALI

#### Calcestruzzo per pali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro nominale per pali 75 mm

#### Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C.  
fyk > 450 Mpa      ftk > 540 Mpa

## 4. PROFILO STRATIGRAFICO E 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 opere in oggetto. 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, si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto e alle Schede Geotecniche.

### 4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO

In corrispondenza dell'opera in esame sono disponibili i risultati delle indagini riassunte nella tabella.

**Tabella 1: Indagini geognostiche di riferimento**

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPTU – BF23 – C	Tecno-in C-2011	25+976.00	10.46	35.00	-
DPSH – BF4 – B	Imprefond B-2011	26+137.00	19.84	15.00	-
S – BF20 – A	Imprefond A-2009	26+268.00	10.74	60.00	TA (22.00-25.00)
S – BF24 – C	Tecno-in C-2011	26+321.00	14.54	50.00	-
CPTU – BF24 – C	Tecno-in C-2011	26+406.00	15.77	35.00	-
S – BF25 – C	Tecno-in C-2011	26+460.00	15.21	50.00	-
CPTU – BF25 – C	Tecno-in C-2011	26+501.00	15.96	35.00	-
S – BF26 – C	Tecno-in C-2011	26+561.00	10.93	50.00	CH
C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella); TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante); CH = sondaggio attrezzato per prova Cross-Hole					



### 4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le tabelle seguenti riportano le unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame, la stratigrafia di riferimento valutata a partire dal piano campagna riferito alla quota +14.54 m s.l.m. ed i parametri geotecnici di progetto.

**Tabella 2: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame**

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

**Tabella 3: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica**

Profondità $Q_{ref. p.c}$ 14.54 m slm	Unità	$z_w$ (m)	$N_{spt}$ (colpi)	$V_s$ (m/s)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$D_r$ (%)	$\phi' (^{\circ})$ ( $^{\circ}$ )	$c' (^{\circ})$ (kPa)	$c_u (^{\circ})$ (kPa)	$G_0$ (MPa)	$E_{25}$ (MPa)	$M$ (MPa)
0-0.70	V/R	0-2.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.70-7.00	1 a	0-2.0	2 - 8	120	18.0	30 - 45	32 - 35	0	-	26	2 - 7	-
7.00-10.00	2 a	0-2.0	9 - 11	155	18.5	40 - 50	32 - 35	0	-	45	6 - 10	-
10.00-13.80	3	0-2.0	4-11	190	18.0	-	20 - 25	10	25 - 50	66	-	2.5-5.0
13.80-14.40	4	0-2.0	-	-	10.0-13.0(**)	-	20 - 25	0	5-15 (**)	-	-	0.5-1.0 (**)
14.40-16.00	3	0-2.0	5-14	220	18.0	-	20 - 25	0	40 - 120	88	-	4.0 -12.0
16.00-17.40	1	0-2.0	18-19	215	18.0	-	20 - 25	0	40 - 120	89	-	4.0 -12.0
17.40-18.60	1 a	0-2.0	10-25	220	19.0	40 - 55	32 - 35	0	-	94	10 - 15	
18.60-27.00	1	0-2.0	15-28	230	19.5	-	20 - 24	10	60 - 100	105	-	7.0 - 12.0
27.00-30.00	1 a	0-2.0	22-59	230	19.5	40 - 60	33 - 35	0	-	105	15 - 20	
30.00-32.00	1	0-2.0	18-24	230	19.5	-	22 - 25	0-5	60 - 100	105	-	7.0 - 12.0

<b>32.00-38.00</b>	2 a	0-2.0	8-26	235	19.5	35 - 50	34 - 35	0	-	109	20 - 22	-
<b>38.00-41.70</b>	2	0-2.0	14-23	250	19.5	-	22 - 25	0-5	70 - 100	124	-	8.0 - 12.0
<b>41.70-43.80</b>	2 a	0-2.0	18- 22	250	19.5	45 - 50	33 - 35	0	-	124	20 - 22	-
<b>43.80-44.00</b>	4	0-2.0	-	-	10.0-13.0(**)	-	-	-	5 - 15 (**)	-	-	0.5-1.0 (**)
<b>44.00-45.00</b>	2 a	0-2.0	26	250	19.5	45-55	33-35	0	-	124	20-22	-
<b>45.00-48.40</b>	2	0-2.0	22-28	250	19.5	-	22 - 25	5	80 - 130	124	-	8.0 - 15.6
<b>48.40-50.00</b>	2 a	0-2.0	28	240	19.5	40-50	33-35	0	-	114	20-22	-
<b>50.00-60.00</b>	2	0-2.0	16-24	280	19.5	-	22-25	0-5	80 - 150	156	-	8.0-16.0

NOTA: - intervallo di valori (min – max);

÷ linearmente variabile (da ÷ a).

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

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

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

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

$\gamma_n$  = peso di volume naturale ( $kN/m^3$ );

$D_r$  = densità relativa (%);

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

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

(\*\*) = valori ottenuti da letteratura, in assenza di prove specifiche.

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio ( $^\circ$ );

$c'$  = coesione efficace (kPa);

$c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenata (kPa);

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

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

$M$  = valore del modulo edometrico (MPa).

Nel seguito si riporta per ogni singola spalla/pila la stratigrafia di dettaglio considerata per i calcoli.

SPALLA BO		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	3.80	1a
3.80	10.00	3/4
10.00	12.50	1
12.50	15.50	1a
15.50	20.50	1
20.50	24.50	2a
24.50	28.00	1
28.00	32.00	2a
32.00	35.00	2
35.00	43.00	2a
43.00	50.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800		
(*) +6.7 Testa pali $\phi$ 1500		

**Tabella 4: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio SPALLA BOLOGNA**

PILA1		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	4.00	1a
4.00	9.80	3/4
9.80	12.50	1
12.50	15.50	1a
15.50	20.50	1
20.50	24.50	1a
24.50	28.00	1
28.00	32.50	2a
32.50	35.50	2
35.50	43.50	2a
43.50	50.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800 e $\phi$ 1500		

**Tabella 5: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio PILA 1**

PILA2		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	5.80	R
5.80	14.70	1a
14.70	21.40	3/4
21.40	22.30	1
22.30	25.00	1a
25.00	31.70	1
31.70	34.70	1a
34.70	37.20	1
37.20	42.70	2a
42.70	46.10	2
46.10	54.70	2a
54.70	60.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800 e $\phi$ 1500		

**Tabella 6: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio PILA 2**

PILA3		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	3.10	1a
3.10	9.50	3/4
9.50	10.30	1
10.30	11.50	1a
11.50	20.00	1
20.00	22.80	1a
22.80	25.10	1
25.10	31.00	2a
31.00	34.60	2
34.60	43.00	2a
43.00	50.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800 e $\phi$ 1500		

**Tabella 7: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio PILA 3**

PILA4		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	3.10	1a
3.10	9.30	3/4
9.30	10.30	1
10.30	12.70	1a
12.70	20.30	1
20.30	22.80	1a
22.80	25.10	1
25.10	31.20	2a
31.20	34.60	2
34.60	43.00	2a
43.00	50.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800 e $\phi$ 1500		

**Tabella 8: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio PILA 4**

PILA5		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	2.50	1a
2.50	9.30	3/4
9.30	10.30	1
10.30	14.30	1a
14.30	20.30	1
20.30	22.50	1a
22.50	25.00	1
25.00	32.00	2a
32.00	33.70	2
33.70	38.30	2a
38.30	50.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800 e $\phi$ 1500		

**Tabella 9: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio PILA 5**

PILA6		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	1.90	1a
1.90	9.10	3/4
9.10	10.20	1
10.20	14.60	1a
14.60	20.30	1
20.30	22.40	1a
22.40	25.00	2
25.00	32.40	2a
32.40	33.50	2
33.50	37.20	2a
37.20	50.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800 e $\phi$ 1500		

**Tabella 10: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio PILA 6**

PILA7		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	5.50	1a
5.50	13.00	3/4
13.00	14.10	1
14.10	18.70	1a
18.70	23.30	1
23.30	26.30	1a
26.30	28.90	2
28.90	36.50	2a
36.50	37.30	2
37.30	41.10	2a
41.10	50.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800 e $\phi$ 1500		

**Tabella 11: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio PILA 7**

PILA8		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	5.50	1a
5.50	12.70	3/4
12.70	16.00	1
16.00	18.80	1a
18.80	22.50	1
22.50	26.20	1a
26.20	28.90	2
28.90	36.40	2a
36.40	37.30	2
37.30	41.00	2a
41.00	50.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800 e $\phi$ 1500		

**Tabella 12: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio PILA 8**

PILA9		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	3.20	R
3.20	13.50	1
13.50	20.00	3/4
20.00	24.00	1
24.00	26.80	1a
26.80	30.40	1
30.40	34.00	1a
34.00	36.70	2
36.70	44.30	2a
44.30	45.30	2
45.30	49.00	2a
49.00	60.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800 e $\phi$ 1500		

**Tabella 13: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio PILA 9**

PILA10		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	2.50	1
2.50	8.50	3/4
8.50	13.00	1
13.00	15.40	1a
15.40	19.30	1
19.30	22.90	1a
22.90	24.80	1
24.80	32.15	2a
32.15	34.20	2
34.20	37.80	2a
37.80	50.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800 e $\phi$ 1500		

**Tabella 14: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio PILA 10**

PILA11		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	1.50	1
1.50	10.30	3/4
10.30	10.50	1
10.50	12.00	1a
12.00	12.50	1
12.50	14.60	1a
14.60	24.90	1
24.90	30.70	2a
30.70	33.80	2
33.80	37.30	2a
37.30	50.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800 e $\phi$ 1500		

**Tabella 15: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio PILA 11**

SPALLA FE		
DA	A	TIPO
0.00 (*)	0.50	1
0.50	11.40	3/4
11.40	12.90	1a
12.90	13.40	1
13.40	15.40	1a
15.40	24.90	1
24.90	31.40	2a
31.40	34.60	2
34.60	38.10	2a
38.10	50.00	2
(*) Testa pali $\phi$ 800		
(*) +6.7 Testa pali $\phi$ 1500		

**Tabella 16: Caratterizzazione stratigrafica di dettaglio SPALLA FERRARA**

#### 4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda la falda, si fa riferimento cautelativamente ad una quota coincidente col p.c..



#### 4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa NTC 2008, 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).

Analizzando i primi 30m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, la categoria di sottosuolo sulla base delle  $V_{s30}$  calcolata dai risultati ottenuti dalla prova Cross Hole CH BF 26-C, risulterebbe essere la C ( $V_{s30} = 180.29$  m/s). Il valore della  $V_{s30}$ , calcolata partendo da 5 m di profondità dallo strato vegetale risulta essere di 191.50 m/s (da prova Cross Hole CH BF 26 – C) a cui è associabile anche in questo caso la classe di sottosuolo C.

Essendo il valore della  $V_{s30}$  appena superiore al limite di separazione tra la classe D e la classe C (180 m/s) e data la particolare natura del terreno, molto stratificato e caratterizzato in profondità da materiale soffice, è stata presa in considerazione anche la  $C_u$  equivalente nei primi 30 m di profondità ( $C_{u30}$ ). In riferimento al profilo stratigrafico considerato, riportato nella precedente tabella, il valore di  $C_{u30}$  ottenuto è variabile da un minimo di 23 kPa a un massimo di 72 kPa (CPTU BF 23-C; CPTU BF 24-C), corrispondente ad una classe di sottosuolo di tipo D al limite della classe di tipo C. Alla luce dei suddetti risultati, e della  $V_{s30}$  prossima al limite di classe D, l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria D**, ossia *“Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m”*.

## 5. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

### 5.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi fondazionali nelle NTC 2008 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche, sia per il caso statico che per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC 2008 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 e  $R_d$  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.

**Tabella 17: Coefficienti parziali sulle azioni**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		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 18: 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

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 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI 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 a contatto 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]).

**Tabella 19: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4.II NTC)**

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		$\gamma_R$	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2
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.

### 5.3.1 Verifiche di sicurezza

Come riportato al par. 6.4.3.1 della Normativa di riferimento NTC 2008 per le opere di fondazione su pali e micropali, 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 dei micropali 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 – se presente – 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 dei micropali 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 micropali 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 a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale.

### 5.3.2 Resistenza 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 (NTC 2008).

La resistenza caratteristica ( $R_k$ ) del palo singolo è ottenuta come:

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

con:  $R_{MEDI A}$  e  $R_{MIN}$  le resistenze calcolate e i fattori di correlazione  $\xi$  in funzione del numero di verticali indagate (Tabella 20).

**Tabella 20: 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 19.

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 trazione sono illustrati nel seguito.

La portata limite ( $Q_{LIM}$ ) di un palo è stata calcolata con riferimento all'equazione:

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

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

con:

$Q_{B,LIM}$  = portata limite di base (assunta nulla nel caso di trazione);

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

$W$  = peso proprio del palo;

$q_b$  = portata unitaria di base;

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

$A_B$  = area di base;

$D_{Si}$  = 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, basati sui risultati di prove penetrometriche standard SPT o sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

### 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 (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;

Per pali trivellati 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 1.

Per pali battuti, la portata critica, sempre maggiore di quella per pali trivellati, viene valutata di volta in volta secondo le effettive modalità esecutive.

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 2.

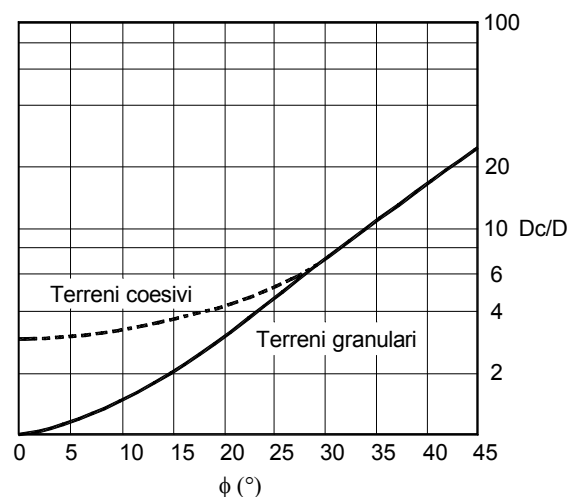
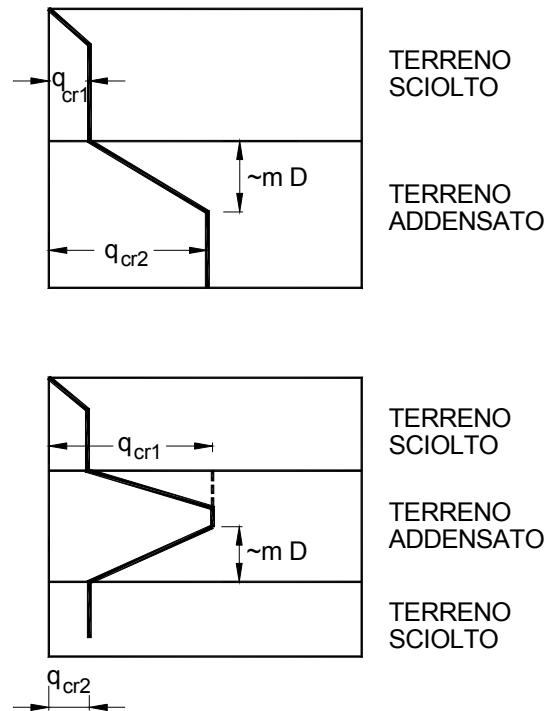


Figura 1:  $z_c/D = f(D_r)$  (Meyerhof [1976])





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

### Attrito laterale

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

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

dove:

$\alpha$  = coefficiente riduttivo:

= 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; AGI [1984];

$c_U$  = 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 in prossimità del palo.

$\sigma'_v$  = pressione geostatica verticale efficace;

$\phi$  = angolo d'attrito;

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

$K = 0.7$  in compressione

$K = 0.5$  in trazione

Per pali battuti si adottano i coefficienti raccomandati da AGI [1984].

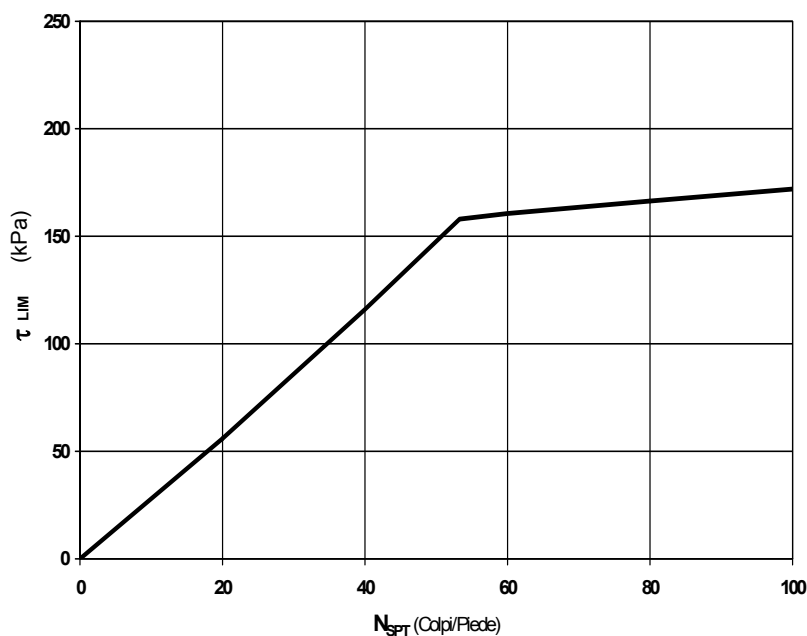
Per i pali trivellati deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica:

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

dove:

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

In Figura 3 è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della  $\tau_{lim}$  ed il valore di NSPT.



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

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

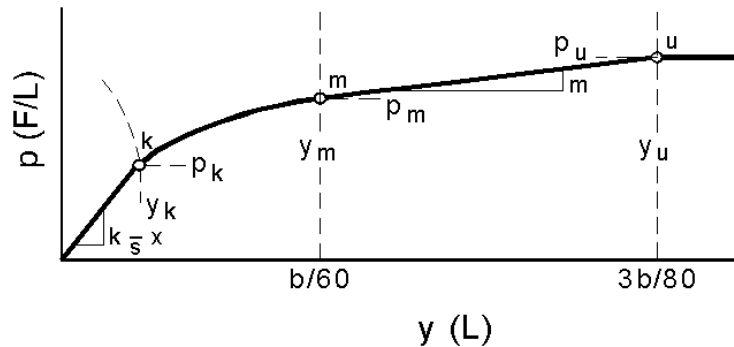
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP.

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

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

### Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

- $p_u$  resistenza laterale unitaria ultima
- $y$  spostamento orizzontale
- $\gamma$  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

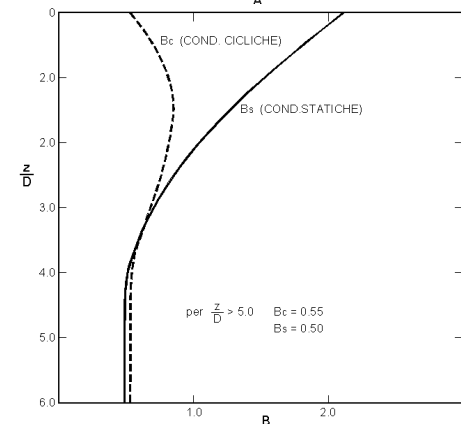
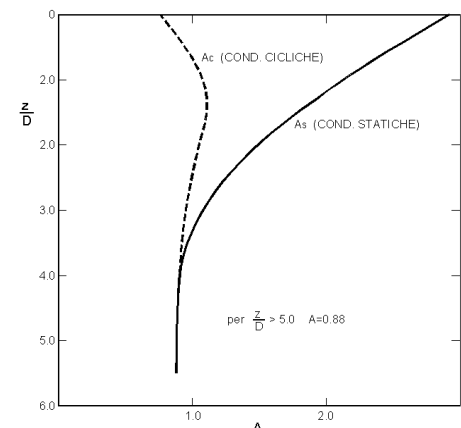
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

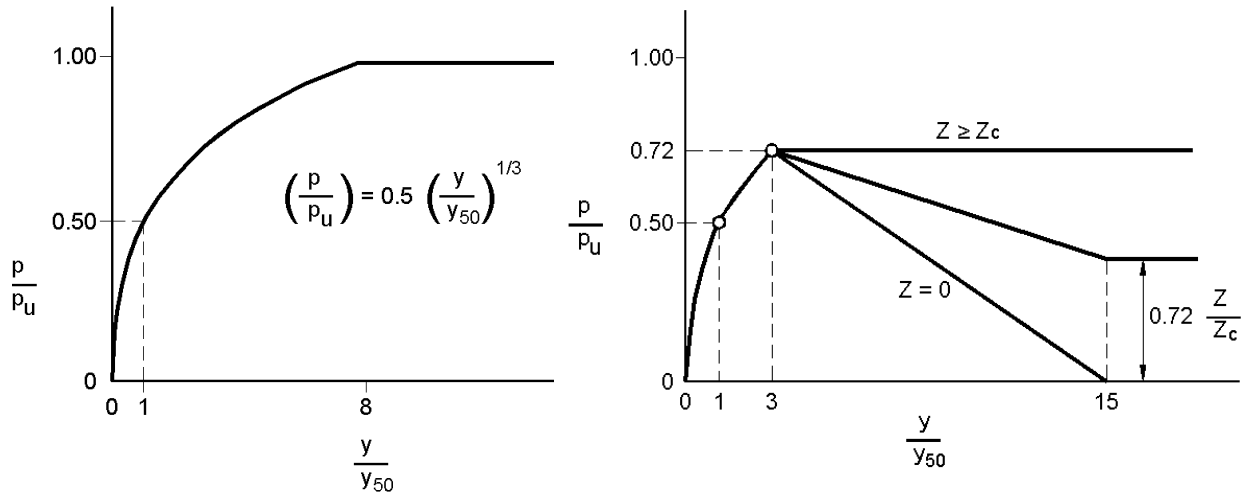
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



### 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  $p=0.5 p_u$

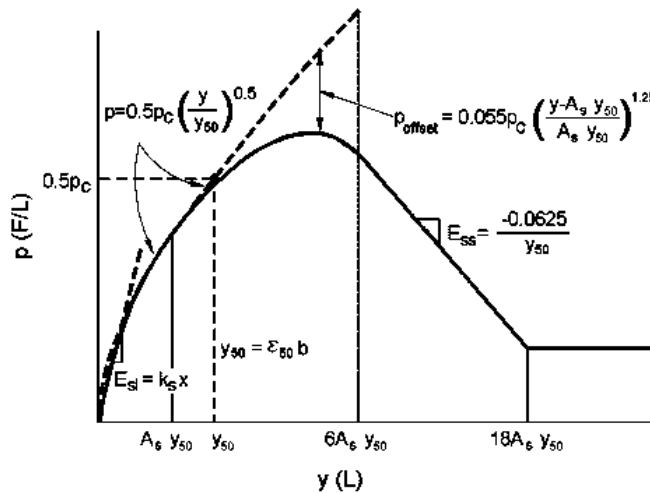
$\varepsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

#### per carichi ciclici

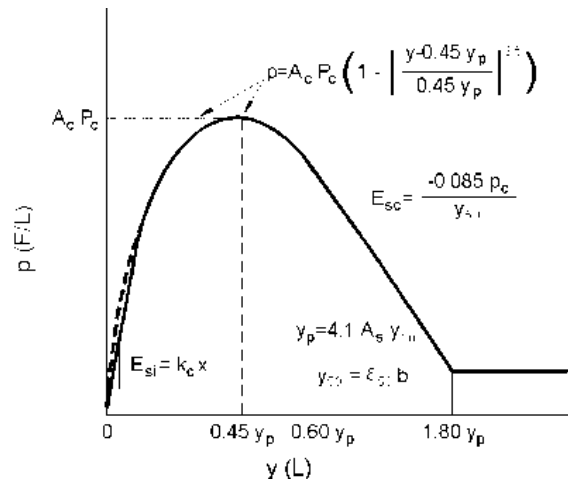
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

$\gamma'$  = 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

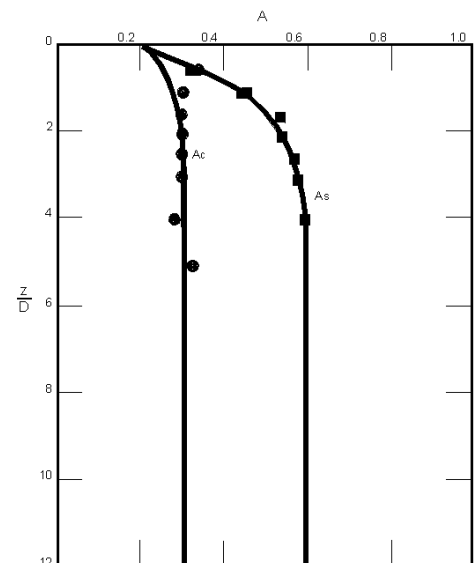
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$  spostamento orizzontale per  $p = 0.5 p_u$

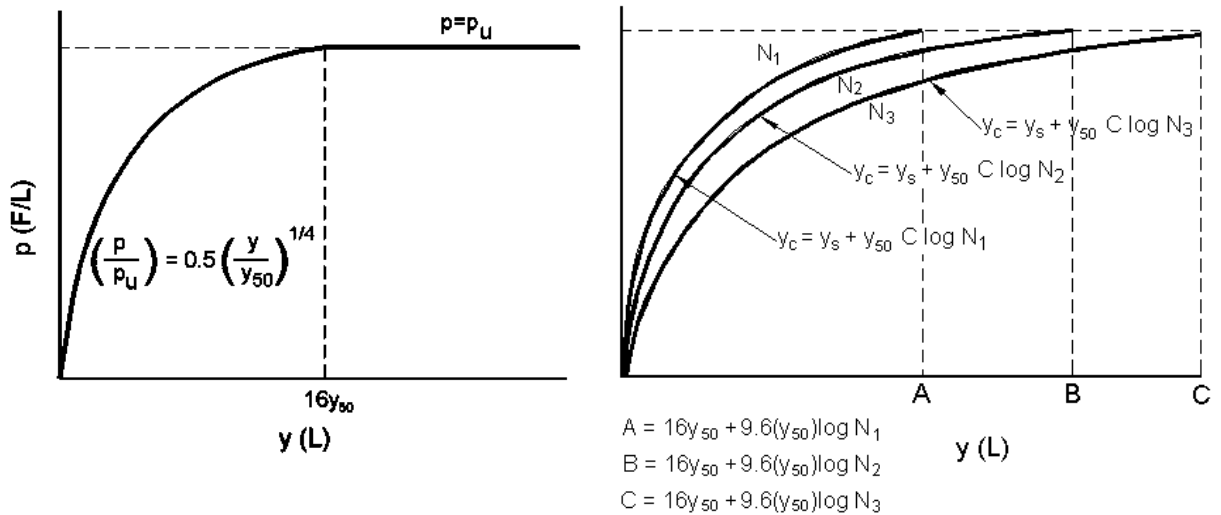
$\epsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

$K_s$  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

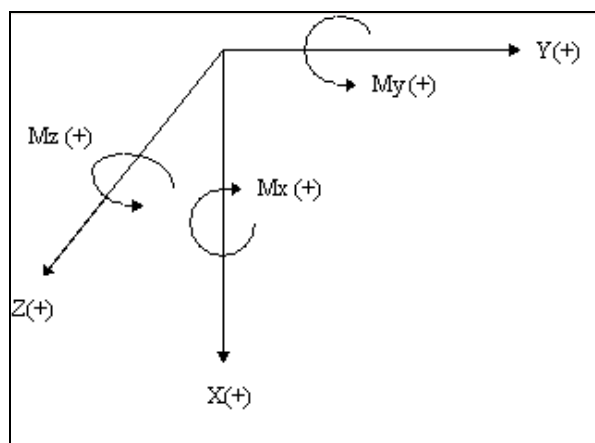
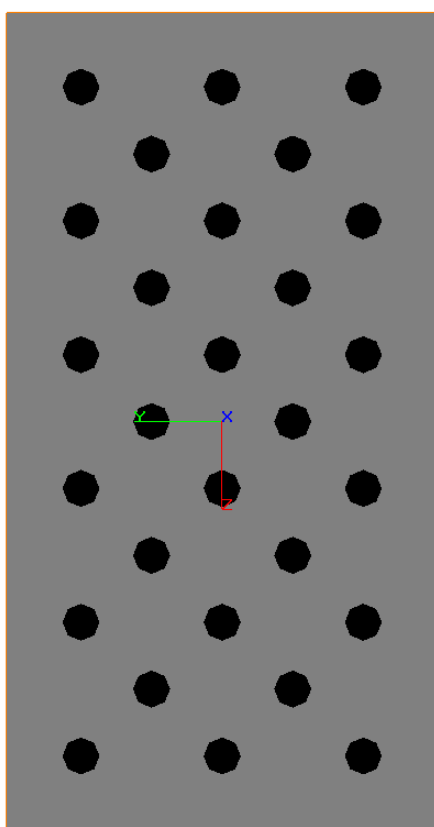
$K_s$  pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

## 6. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

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

I segni convenzionali imposti nello studio delle palificate sono rappresentati nella seguente figura (sistema di riferimento del codice di calcolo GROUP per l'analisi delle fondazioni profonde). Le sollecitazioni sono state valutate rispetto all'intradosso del plinto di fondazione.



Schema di riferimento dei carichi

L'asse Y coincide con la direzione longitudinale della palificata

L'asse Z coincide con la direzione trasversale della palificata

L'asse X coincide con la direzione verticale della palificata

**Figura 4: Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP**



	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slustr1</b>	55992	954	-9218	-613	-62853	14
<b>slustr2</b>	55929	-854	12168	613	-45499	-14
<b>slustr3</b>	58034	579	-4093	-613	-80912	14
<b>slustr4</b>	49807	954	-11282	-613	-8675	14
<b>slustr5</b>	58010	-479	8420	-613	-80912	14
<b>slustr6</b>	49745	-854	10105	-613	-8675	14
<b>slustr7</b>	55929	-854	12168	613	62857	-14
<b>slustr8</b>	49807	954	-11282	-613	-8675	14
<b>slustr9</b>	49745	-854	10105	613	8679	-14
<b>slustr10</b>	55929	-854	12168	613	-45499	-14
<b>slustr11</b>	58034	579	-4093	613	80917	-14
<b>slustr12</b>	55992	954	-9218	613	-45499	-14

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slugeo1</b>	42166	802	-7726	-531	-53670	12
<b>slugeo2</b>	42113	-719	10261	531	-38630	-12
<b>slugeo3</b>	43905	482	-3360	-531	-69054	12
<b>slugeo4</b>	36898	802	-9484	-531	-7518	12
<b>slugeo5</b>	43885	-399	7067	-531	-69054	12
<b>slugeo6</b>	36845	-719	8503	-531	-7518	12
<b>slugeo7</b>	42113	-719	10261	531	53673	-12
<b>slugeo8</b>	36898	802	-9484	-531	-7518	12
<b>slugeo9</b>	36845	-719	8503	531	7522	-12
<b>slugeo10</b>	42113	-719	10261	531	-38630	-12
<b>slugeo11</b>	43905	482	-3360	531	69057	-12
<b>slugeo12</b>	42166	802	-7726	531	-38630	-12

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slv1</b>	37062	-2236	-21211	-5947	-77850	839
<b>slv2</b>	37508	-7452	-70703	-1784	-23358	254
<b>slv3</b>	36679	2236	21211	5947	77853	-839
<b>slv4</b>	36232	7452	70703	1784	23361	-254

**Tabella 21: Azioni in fondazione PILA 1**

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slustr1</b>	45343	228	1281	-645	13697	11
<b>slustr2</b>	45348	-829	4864	645	-50500	-11
<b>slustr3</b>	47407	-300	3760	645	26846	-11
<b>slustr4</b>	39117	891	-3010	-645	-3679	11
<b>slustr5</b>	47365	363	1533	-645	-75916	11
<b>slustr6</b>	45343	228	1281	-645	50500	11
<b>slustr7</b>	45306	-166	2637	645	-13697	-11
<b>slustr8</b>	39117	891	-3010	-645	-3679	11
<b>slustr9</b>	39117	891	-3010	-645	-3679	11
<b>slustr10</b>	45348	-829	4864	645	-50500	-11
<b>slustr11</b>	47407	-300	3760	645	75916	-11
<b>slustr12</b>	45306	-166	2637	645	-50500	-11

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slugeo1</b>	34276	200	1073	-559	11613	9
<b>slugeo2</b>	34280	-700	4125	559	-42964	-9
<b>slugeo3</b>	36034	-250	3185	559	22923	-9
<b>slugeo4</b>	28973	752	-2541	-559	-3188	9
<b>slugeo5</b>	35999	302	1329	-559	-64724	9
<b>slugeo6</b>	34276	200	1073	-559	42964	9
<b>slugeo7</b>	34245	-148	2269	559	-11613	-9
<b>slugeo8</b>	28973	752	-2541	-559	-3188	9
<b>slugeo9</b>	28973	752	-2541	-559	-3188	9
<b>slugeo10</b>	34280	-700	4125	559	-42964	-9
<b>slugeo11</b>	36034	-250	3185	559	64724	-9
<b>slugeo12</b>	34245	-148	2269	559	-42964	-9

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slv1</b>	29438	-2487	-8388	-6508	-32618	810
<b>slv2</b>	30474	-8290	-27961	-1953	-9788	246
<b>slv3</b>	28550	2487	8388	6508	32618	-810
<b>slv4</b>	27514	8290	27961	1953	9788	-246

**Tabella 22: Azioni in fondazione PILA 2**

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slustr1</b>	57299	-264	5791	-627	-64521	6
<b>slustr2</b>	51071	-360	5089	-627	-10343	6
<b>slustr3</b>	59352	43	2135	627	82586	-6
<b>slustr4</b>	51097	351	-4961	627	10348	-6
<b>slustr5</b>	59352	43	2135	-627	-82580	6
<b>slustr6</b>	57255	-360	7153	-627	-64521	6
<b>slustr7</b>	57238	255	-1535	627	64527	-6
<b>slustr8</b>	57282	351	-2897	627	-43830	-6
<b>slustr9</b>	51054	255	-3599	-627	-10343	6
<b>slustr10</b>	57255	-360	7153	-627	43835	6
<b>slustr11</b>	59308	-52	3497	627	82586	-6
<b>slustr12</b>	54189	351	-3930	627	46125	-6

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slugeo1</b>	43134	-226	4945	-544	-55116	5
<b>slugeo2</b>	37829	-305	4322	-544	-8964	5
<b>slugeo3</b>	44882	36	1830	544	70504	-5
<b>slugeo4</b>	37851	298	-4215	544	8968	-5
<b>slugeo5</b>	44882	36	1830	-544	-70500	5
<b>slugeo6</b>	43097	-305	6080	-544	-55116	5
<b>slugeo7</b>	43082	218	-1322	544	55120	-5
<b>slugeo8</b>	43119	298	-2457	544	-37184	-5
<b>slugeo9</b>	37814	218	-3080	-544	-8964	5
<b>slugeo10</b>	43097	-305	6080	-544	37188	5
<b>slugeo11</b>	44846	-44	2965	544	70504	-5
<b>slugeo12</b>	40485	298	-3337	544	39445	-5

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slv1</b>	38277	-1435	-17884	-6835	-104630	671
<b>slv2</b>	39294	-4783	-59614	-2050	-31391	204
<b>slv3</b>	37406	1435	17884	6835	104634	-671
<b>slv4</b>	36390	4783	59614	2050	31395	-204

**Tabella 23: Azioni in fondazione PILA 3**

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slustr1</b>	57709	-42	2722	-627	-64971	1
<b>slustr2</b>	51449	-583	8640	-627	-10793	1
<b>slustr3</b>	59770	245	-864	627	-12368	-1
<b>slustr4</b>	51523	532	-7889	627	10799	-1
<b>slustr5</b>	59694	-296	7118	-627	-83031	1
<b>slustr6</b>	57633	-583	10704	-627	-64971	1
<b>slustr7</b>	57633	-8	2157	627	64977	-1
<b>slustr8</b>	57708	532	-5825	627	-43379	-1
<b>slustr9</b>	51448	-8	93	-627	-10793	1
<b>slustr10</b>	57633	-583	10704	-627	43385	1
<b>slustr11</b>	59770	245	-864	627	83036	-1
<b>slustr12</b>	51523	532	-7889	627	10799	-1

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slugeo1</b>	43437	-41	2385	-543	-55506	1
<b>slugeo2</b>	38107	-491	7279	-543	-9354	1
<b>slugeo3</b>	45193	204	-669	543	-10376	-1
<b>slugeo4</b>	38169	449	-6653	543	9359	-1
<b>slugeo5</b>	45130	-246	5983	-543	-70890	1
<b>slugeo6</b>	43375	-491	9037	-543	-55506	1
<b>slugeo7</b>	43374	-2	1756	543	55510	-1
<b>slugeo8</b>	43437	449	-4895	543	-36793	-1
<b>slugeo9</b>	38106	-2	-2	-543	-9354	1
<b>slugeo10</b>	43375	-491	9037	-543	36797	1
<b>slugeo11</b>	45193	204	-669	543	70894	-1
<b>slugeo12</b>	38169	449	-6653	543	9359	-1

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slv1</b>	38599	-1339	-17401	-7084	-113345	644
<b>slv2</b>	39668	-4464	-58004	-2125	-34005	195
<b>slv3</b>	37682	1339	17401	7084	113349	-644
<b>slv4</b>	36613	4464	58004	2125	34010	-195

**Tabella 24: Azioni in fondazione PILA 4**

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slustr1</b>	57835	-153	4360	-618	43503	-4
<b>slustr2</b>	51422	-374	5590	-618	-10675	-4
<b>slustr3</b>	59894	121	950	-618	-82912	-4
<b>slustr4</b>	51646	395	-5899	618	10681	4
<b>slustr5</b>	59666	-100	4243	-618	-82912	-4
<b>slustr6</b>	57607	-374	7653	618	-43497	4
<b>slustr7</b>	57602	174	-542	618	-43497	4
<b>slustr8</b>	57830	395	-3836	618	64859	4
<b>slustr9</b>	51417	174	-2606	618	10681	4
<b>slustr10</b>	57607	-374	7653	-618	-64853	-4
<b>slustr11</b>	59894	121	950	618	82918	4
<b>slustr12</b>	57830	395	-3836	-618	43503	-4

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slugeo1</b>	43540	-133	3748	-535	36900	-3
<b>slugeo2</b>	38081	-317	4734	-535	-9252	-3
<b>slugeo3</b>	45294	101	843	-535	-70788	-3
<b>slugeo4</b>	38268	334	-4992	535	9256	3
<b>slugeo5</b>	45103	-83	3587	-535	-70788	-3
<b>slugeo6</b>	43349	-317	6492	535	-36896	3
<b>slugeo7</b>	43345	150	-490	535	-36896	3
<b>slugeo8</b>	43536	334	-3234	535	55408	3
<b>slugeo9</b>	38077	150	-2248	535	9256	3
<b>slugeo10</b>	43349	-317	6492	-535	-55404	-3
<b>slugeo11</b>	45294	101	843	535	70792	3
<b>slugeo12</b>	43536	334	-3234	-535	36900	-3

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slv1</b>	38656	-1267	-17024	-7130	-114381	286
<b>slv2</b>	39799	-4222	-56747	-2139	-34315	88
<b>slv3</b>	37675	1267	17024	7130	114385	-286
<b>slv4</b>	36532	4222	56747	2139	34320	-88

**Tabella 25: Azioni in fondazione PILA 5**

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slustr1</b>	57676	799	-9827	-618	-64851	1
<b>slustr2</b>	51549	-707	10521	618	10679	-1
<b>slustr3</b>	59799	-444	9348	618	82916	-1
<b>slustr4</b>	51492	799	-11891	-618	-10673	1
<b>slustr5</b>	59733	536	-5214	-618	-82910	1
<b>slustr6</b>	54641	-707	11552	-618	-46449	2
<b>slustr7</b>	57733	-707	12585	618	64857	-1
<b>slustr8</b>	57676	799	-9827	-618	43505	1
<b>slustr9</b>	51482	273	-4041	-618	-10673	1
<b>slustr10</b>	57733	-707	12585	618	-43499	-1
<b>slustr11</b>	59799	-444	9348	618	82916	-1
<b>slustr12</b>	57676	799	-9827	618	64857	-2

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slugeo1</b>	43407	671	-8224	-535	-55402	1
<b>slugeo2</b>	38186	-594	8840	535	9255	-1
<b>slugeo3</b>	45215	-370	7841	535	70790	-1
<b>slugeo4</b>	38139	671	-9982	-535	-9250	1
<b>slugeo5</b>	45159	447	-4294	-535	-70786	1
<b>slugeo6</b>	40821	-594	9718	-535	-39726	1
<b>slugeo7</b>	43455	-594	10598	535	55406	-1
<b>slugeo8</b>	43407	671	-8224	-535	36902	1
<b>slugeo9</b>	38131	223	-3295	-535	-9250	1
<b>slugeo10</b>	43455	-594	10598	535	-36897	-1
<b>slugeo11</b>	45215	-370	7841	535	70790	-1
<b>slugeo12</b>	43407	671	-8224	535	55406	-1

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slv1</b>	38726	-1440	-17903	-6935	-111297	1406
<b>slv2</b>	40034	-4799	-59675	-2080	-33391	425
<b>slv3</b>	37605	1440	17903	6935	111302	-1406
<b>slv4</b>	36297	4799	59675	2080	33395	-425

**Tabella 26: Azioni in fondazione PILA 6**

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slustr1</b>	55176	30	1740	-641	-62328	-1
<b>slustr2</b>	48983	-736	7642	641	8153	1
<b>slustr3</b>	57233	-353	6411	641	80391	1
<b>slustr4</b>	48961	809	-8402	-641	-8150	-1
<b>slustr5</b>	57233	-353	6411	-641	-80387	-1
<b>slustr6</b>	52084	30	707	641	-27624	1
<b>slustr7</b>	55136	43	1628	641	62331	1
<b>slustr8</b>	55146	809	-6338	-641	46028	-1
<b>slustr9</b>	48952	43	-436	-641	-8150	-1
<b>slustr10</b>	55167	-736	9706	641	-46025	1
<b>slustr11</b>	57202	426	-1667	641	80391	1
<b>slustr12</b>	55136	43	1628	-641	46028	-1

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slugeo1</b>	41560	32	1414	-556	-53215	-1
<b>slugeo2</b>	36284	-621	6442	556	7066	1
<b>slugeo3</b>	43312	-294	5393	556	68602	1
<b>slugeo4</b>	36266	682	-7075	-556	-7063	-1
<b>slugeo5</b>	43312	-294	5393	-556	-68599	-1
<b>slugeo6</b>	38926	32	535	556	-23411	1
<b>slugeo7</b>	41527	29	1468	556	53218	1
<b>slugeo8</b>	41535	682	-5317	-556	39088	-1
<b>slugeo9</b>	36259	29	-290	-556	-7063	-1
<b>slugeo10</b>	41552	-621	8200	556	-39086	1
<b>slugeo11</b>	43287	355	-1338	556	68602	1
<b>slugeo12</b>	41527	29	1468	-556	39088	-1

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slv1</b>	36842	-2384	-20437	-6680	-78535	195
<b>slv2</b>	38160	-7947	-68124	-2004	-23563	61
<b>slv3</b>	35712	2384	20437	6680	78538	-195
<b>slv4</b>	34393	7947	68124	2004	23565	-61

**Tabella 27: Azioni in fondazione PILA 7**

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slustr1</b>	55062	327	-1258	-640	46189	-3
<b>slustr2</b>	55054	-450	6631	640	62171	3
<b>slustr3</b>	57119	-61	3374	640	80230	3
<b>slustr4</b>	48826	462	-4696	-640	-7990	-3
<b>slustr5</b>	57119	-61	3374	-640	-80227	-3
<b>slustr6</b>	55062	327	-1258	640	62171	3
<b>slustr7</b>	55002	-314	5256	640	-46185	3
<b>slustr8</b>	48826	462	-4696	-640	-7990	-3
<b>slustr9</b>	48818	-314	3193	-640	-7990	-3
<b>slustr10</b>	55054	-450	6631	640	62171	3
<b>slustr11</b>	57068	74	2000	640	80230	3
<b>slustr12</b>	48818	-314	3193	-640	-7990	-3

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slugeo1</b>	41476	280	-1083	-555	39227	-3
<b>slugeo2</b>	41470	-382	5637	555	53079	3
<b>slugeo3</b>	43229	-51	2863	555	68463	3
<b>slugeo4</b>	36165	392	-3987	-555	-6925	-3
<b>slugeo5</b>	43229	-51	2863	-555	-68460	-3
<b>slugeo6</b>	41476	280	-1083	555	53079	3
<b>slugeo7</b>	41427	-269	4492	555	-39225	3
<b>slugeo8</b>	36165	392	-3987	-555	-6925	-3
<b>slugeo9</b>	36159	-269	2734	-555	-6925	-3
<b>slugeo10</b>	41470	-382	5637	555	53079	3
<b>slugeo11</b>	43186	62	1718	555	68463	3
<b>slugeo12</b>	36159	-269	2734	-555	-6925	-3

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slv1</b>	36788	-3016	-22482	-6059	-69846	341
<b>slv2</b>	38196	-10054	-74939	-1818	-20956	106
<b>slv3</b>	35582	3016	22482	6059	69848	-341
<b>slv4</b>	34175	10054	74939	1818	20959	-106

**Tabella 28: Azioni in fondazione PILA 8**



	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slustr1</b>	45347	-192	2748	-645	13599	-4
<b>slustr2</b>	39122	-841	2964	-645	-3776	-4
<b>slustr3</b>	47406	294	1719	645	76014	4
<b>slustr4</b>	39158	780	-2750	645	3776	4
<b>slustr5</b>	47365	-355	3999	-645	-76014	-4
<b>slustr6</b>	45302	131	1594	645	-50402	4
<b>slustr7</b>	45302	131	1594	645	-13599	4
<b>slustr8</b>	45343	780	-686	645	-50402	4
<b>slustr9</b>	39117	131	-469	-645	-3776	-4
<b>slustr10</b>	45306	-841	5028	-645	50402	-4
<b>slustr11</b>	47406	294	1719	645	76014	4
<b>slustr12</b>	39163	-192	684	-645	-3776	-4

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slugeo1</b>	34280	-169	2360	-559	11529	-3
<b>slugeo2</b>	28977	-710	2502	-559	-3273	-3
<b>slugeo3</b>	36034	245	1483	559	64808	3
<b>slugeo4</b>	29008	659	-2323	559	3273	3
<b>slugeo5</b>	36000	-296	3384	-559	-64808	-3
<b>slugeo6</b>	34242	118	1335	559	-42879	3
<b>slugeo7</b>	34242	118	1335	559	-11529	3
<b>slugeo8</b>	34276	659	-565	559	-42879	3
<b>slugeo9</b>	28974	118	-423	-559	-3273	-3
<b>slugeo10</b>	34245	-710	4260	-559	42879	-3
<b>slugeo11</b>	36034	245	1483	559	64808	3
<b>slugeo12</b>	29011	-169	602	-559	-3273	-3

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slv1</b>	29748	-2468	-8683	-5332	-27498	454
<b>slv2</b>	31508	-8226	-28943	-1600	-8253	139
<b>slv3</b>	28240	2468	8683	5332	27498	-454
<b>slv4</b>	26480	8226	28943	1600	8253	-139

**Tabella 29: Azioni in fondazione PILA 9**

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slustr1</b>	53257	122	-472	-621	26578	-6
<b>slustr2</b>	50132	-872	10852	-621	-9199	-5
<b>slustr3</b>	58406	450	-2845	621	-13964	5
<b>slustr4</b>	50154	778	-9690	621	9203	5
<b>slustr5</b>	58406	450	-2845	-621	-81436	-6
<b>slustr6</b>	50132	-872	10852	621	9203	6
<b>slustr7</b>	56305	-215	4730	621	-8172	6
<b>slustr8</b>	56339	778	-7626	621	63382	5
<b>slustr9</b>	50121	-215	2666	-621	-9199	-5
<b>slustr10</b>	56316	-872	12916	-621	-63377	-5
<b>slustr11</b>	58372	-544	9511	621	81441	6
<b>slustr12</b>	56339	778	-7626	-621	44979	-6

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slugeo1</b>	39796	95	-299	-538	22504	-5
<b>slugeo2</b>	37134	-733	9119	-538	-7973	-5
<b>slugeo3</b>	44181	375	-2320	538	-11759	5
<b>slugeo4</b>	37152	655	-8151	538	7976	5
<b>slugeo5</b>	44181	375	-2320	-538	-69508	-5
<b>slugeo6</b>	37134	-733	9119	538	7976	5
<b>slugeo7</b>	42392	-173	3904	538	-6825	5
<b>slugeo8</b>	42420	655	-6393	538	54128	5
<b>slugeo9</b>	37124	-173	2146	-538	-7973	-5
<b>slugeo10</b>	42402	-733	10878	-538	-54124	-5
<b>slugeo11</b>	44153	-453	7977	538	69512	5
<b>slugeo12</b>	42420	655	-6393	-538	38179	-5

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slv1</b>	37548	-1850	-19591	-4586	-62992	502
<b>slv2</b>	38488	-6165	-65303	-1376	-18901	153
<b>slv3</b>	36741	1850	19591	4586	62995	-502
<b>slv4</b>	35800	6165	65303	1376	18904	-153

**Tabella 30: Azioni in fondazione PILA 10**

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slustr1</b>	56311	-1183	16731	-609	45201	-11
<b>slustr2</b>	50126	-1183	14667	-609	-8977	-11
<b>slustr3</b>	58360	-852	13314	-609	-81214	-11
<b>slustr4</b>	50066	1036	-12851	609	8981	11
<b>slustr5</b>	58360	-852	13314	-609	-81214	-11
<b>slustr6</b>	56311	-1183	16731	609	-45197	11
<b>slustr7</b>	56250	1036	-10787	609	-45197	11
<b>slustr8</b>	56250	1036	-10787	609	63159	11
<b>slustr9</b>	50066	1036	-12851	609	8981	11
<b>slustr10</b>	56311	-1183	16731	-609	-63155	-11
<b>slustr11</b>	58324	706	-5994	609	81219	11
<b>slustr12</b>	56250	1036	-10787	-609	45202	-11

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slugeo1</b>	42402	-992	14057	-528	38372	-10
<b>slugeo2</b>	37134	-992	12299	-528	-7780	-10
<b>slugeo3</b>	44148	-710	11146	-528	-69316	-10
<b>slugeo4</b>	37083	870	-10785	528	7783	10
<b>slugeo5</b>	44148	-710	11146	-528	-69316	-10
<b>slugeo6</b>	42402	-992	14057	528	-38368	10
<b>slugeo7</b>	42351	870	-9027	528	-38368	10
<b>slugeo8</b>	42351	870	-9027	528	53935	10
<b>slugeo9</b>	37083	870	-10785	528	7783	10
<b>slugeo10</b>	42402	-992	14057	-528	-53932	-10
<b>slugeo11</b>	44117	588	-4944	528	69319	10
<b>slugeo12</b>	42351	870	-9027	-528	38372	-10

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>slv1</b>	37326	-1967	-20132	-3952	-53923	556
<b>slv2</b>	37836	-6558	-67106	-1186	-16185	170
<b>slv3</b>	36888	1967	20132	3952	53926	-556
<b>slv4</b>	36378	6558	67106	1186	16189	-170

**Tabella 31: Azioni in fondazione PILA 11**

Per le spalle le azioni sono riportate a quota intradosso fondazione dell'ampliamento, considerando solo il primo allargamento, trascurando la presenza della struttura del primo impianto. L'analisi è stata condotta per la Spalla Firenze, caratterizzata da sollecitazioni dall'impalcato leggermente superiori. Le azioni si riferiscono all'intera larghezza della spalla.

	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>STR 1</b>	46180	6381	-75785	-320	15886	0
<b>STR 2</b>	46123	6381	-75607	320	-48176	0
<b>STR 3</b>	46180	6381	-75785	320	52428	0
<b>SIS STR 1</b>	27580	11276	-62257	-2812	-9720	0
<b>SIS STR 2</b>	27580	11528	-63157	-2812	-9720	0
<b>SIS STR 3</b>	26769	11276	-59704	-1737	-3256	0
<b>SIS STR 4</b>	26769	11528	-60604	-1737	-3256	0
<b>SIS STR 5</b>	27053	11276	-60597	-484	4245	0
<b>SIS STR 6</b>	27053	11528	-61498	-484	4245	0
	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Mz</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>
<b>GEO 1</b>	35675	5192	-59705	-277	13501	0
<b>GEO 2</b>	35628	5192	-59557	277	-41007	0
<b>GEO 3</b>	35675	5192	-59705	277	44692	0
<b>SIS GEO 1</b>	27580	11910	-63709	-2812	-9720	0
<b>SIS GEO 2</b>	27580	11818	-63383	-2812	-9720	0
<b>SIS GEO 3</b>	26769	11910	-61156	-1737	-3256	0
<b>SIS GEO 4</b>	26769	11818	-60830	-1737	-3256	0
<b>SIS GEO 5</b>	27053	11910	-62049	-484	4245	0
<b>SIS GEO 6</b>	27053	11818	-61723	-484	4245	0

**Tabella 32: Azioni in fondazione SPALLE**

## 7. RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

Secondo le NTC 2008, 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.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 5.3.2 è possibile ottenere i profili di resistenza caratteristica ( $R_k$ ) e di progetto ( $R_d$ ), in funzione della profondità, riportate nelle figure seguenti.

La resistenza caratteristica è stimata adottando i coefficienti parziali  $\xi_3$  e  $\xi_4$  relativi al numero delle verticali di indagine a disposizione per ognuno dei sistemi di fondazione. Nel caso specifico, i calcoli son stati eseguiti con riferimento a n. 5 verticali di indagine.

I valori delle resistenze di progetto così trovati saranno poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli, come si vedrà nei paragrafi seguenti.

Tali valori di resistenza sono riportati in dettaglio nelle Tabelle riportate nei seguenti capitoli; qui di seguito, a titolo di esempio si riporta la curva di resistenza a compressione dei pali  $\varnothing$  800 mm e  $\varnothing$  1500 mm della Pila 1.

Si fa notare infine che i valori di resistenza a trazione non sono stati calcolati dal momento che tali sforzi nei pali non sono significativi.

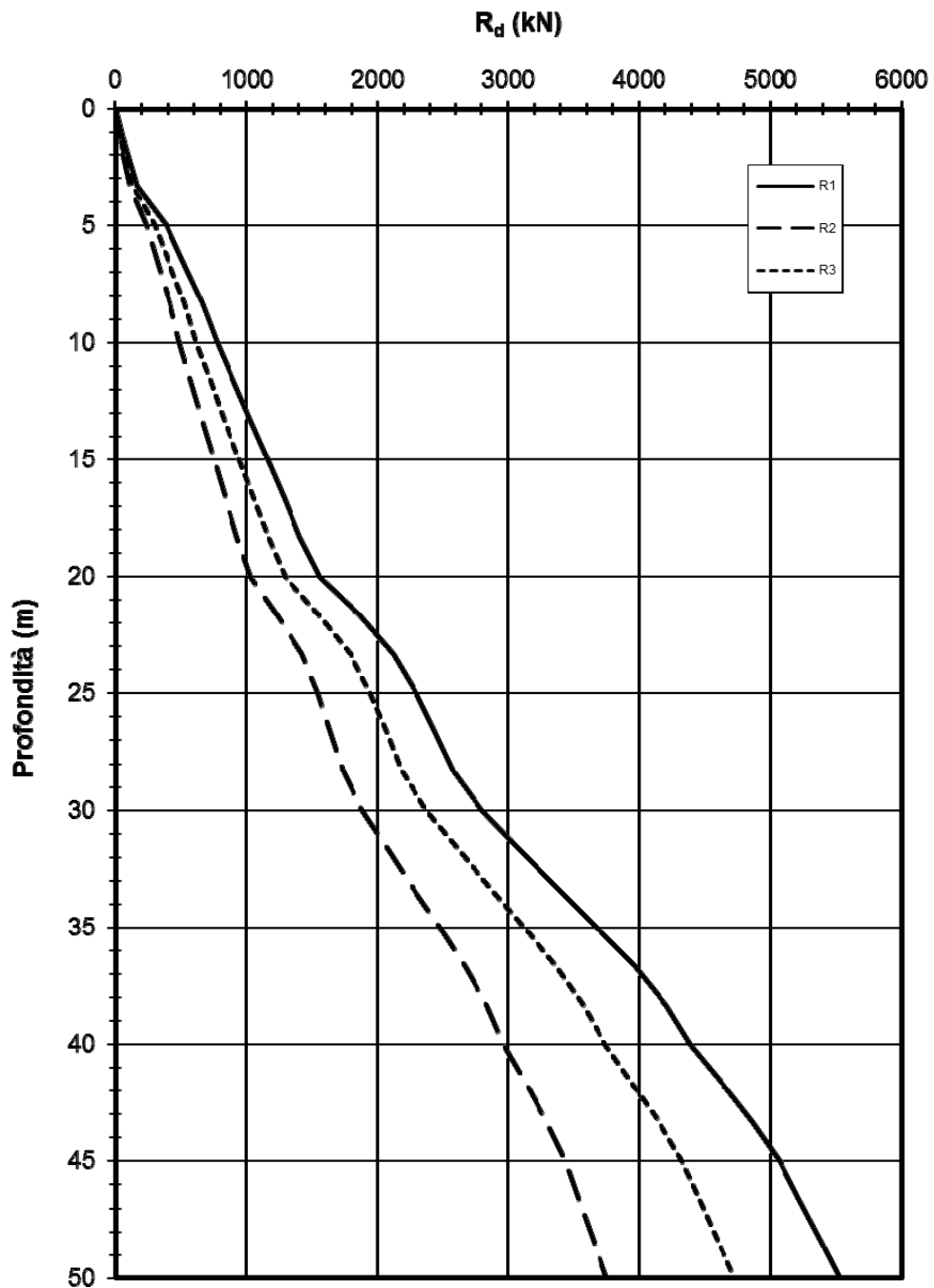


Figura 5: Resistenza del palo singolo a compressione - PILA 1 - Ø 800 mm

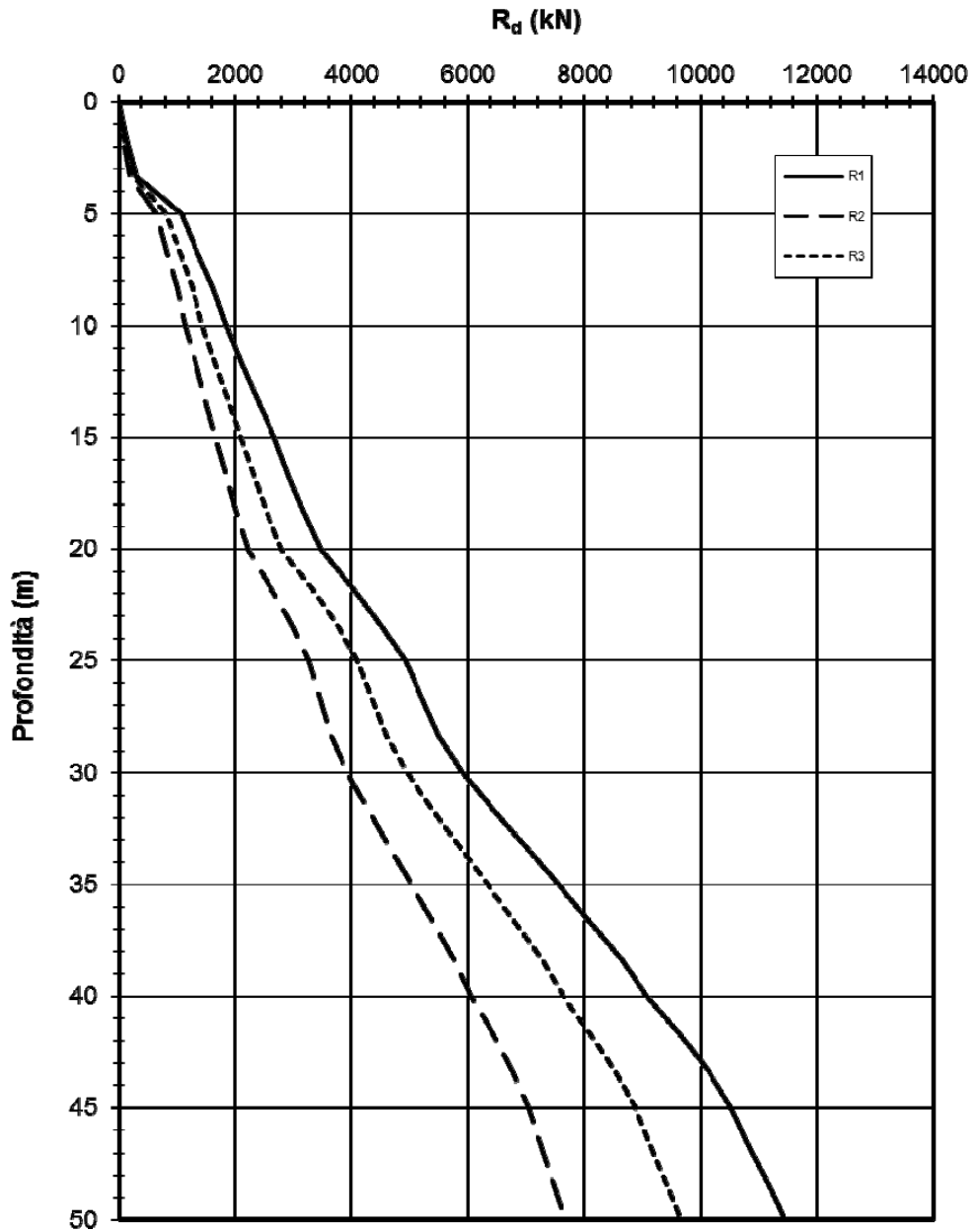


Figura 6: Resistenza del palo singolo a compressione - PILA 1 - Ø 1500 mm

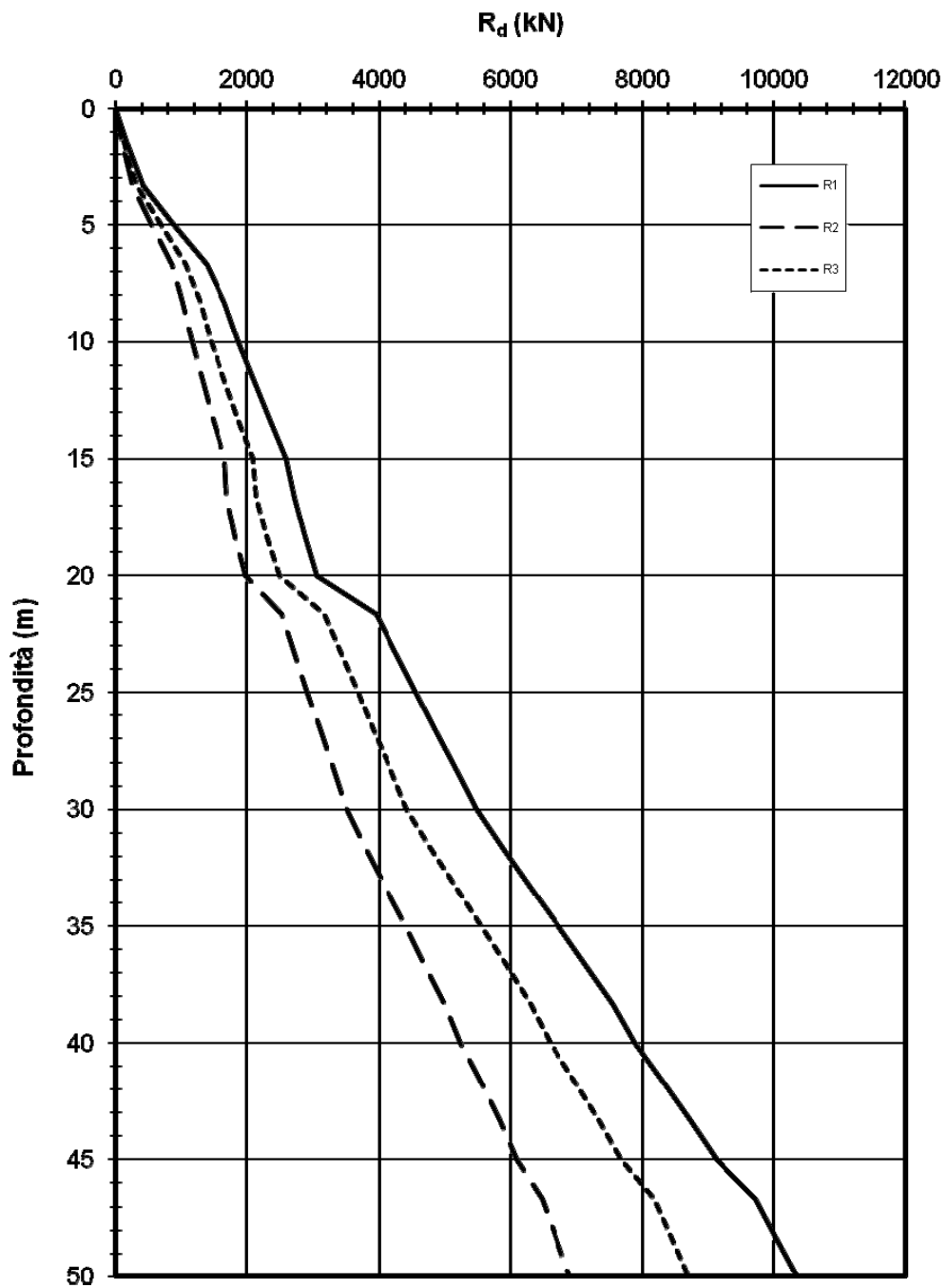


Figura 7: Resistenza del palo singolo a compressione – SPALLA FI - Ø 1500 mm



## 8. RISULTATI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI DELLE PILE

Nelle figure seguenti si riportano la pianta della palificata e lo schema di calcolo con il sistema di riferimento del programma Group. Per maggiori informazioni circa la geometria delle opere si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

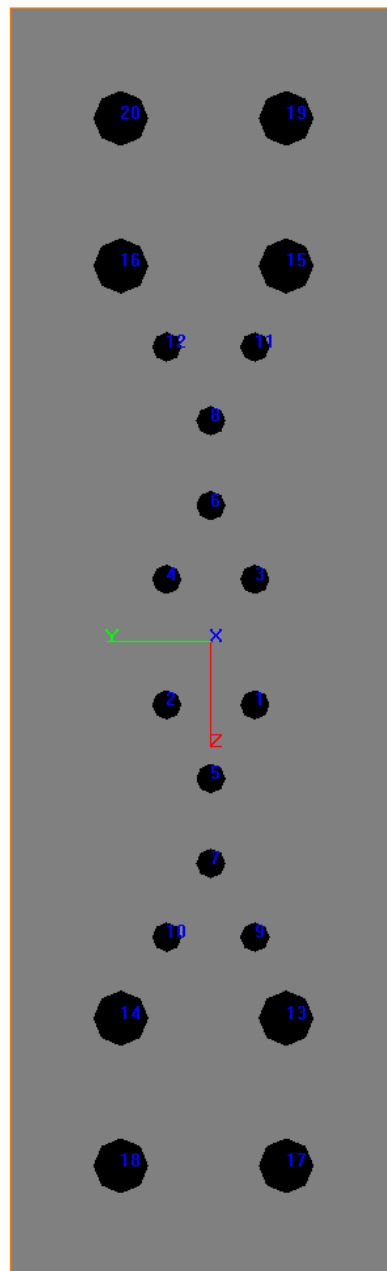


Figura 8: Schema di calcolo Group – PILE 1 7 8 10 e 11

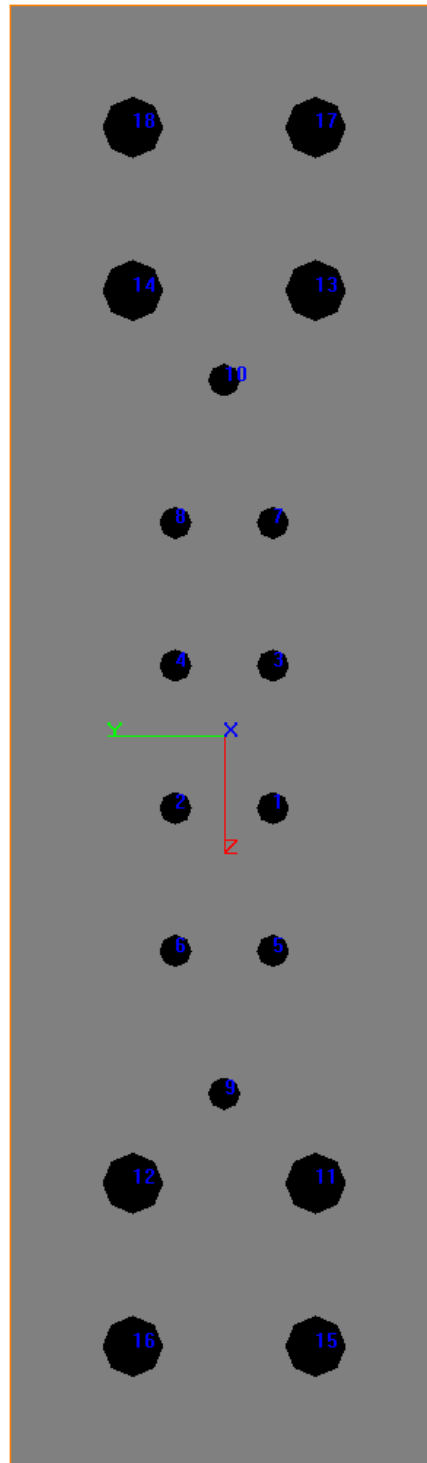
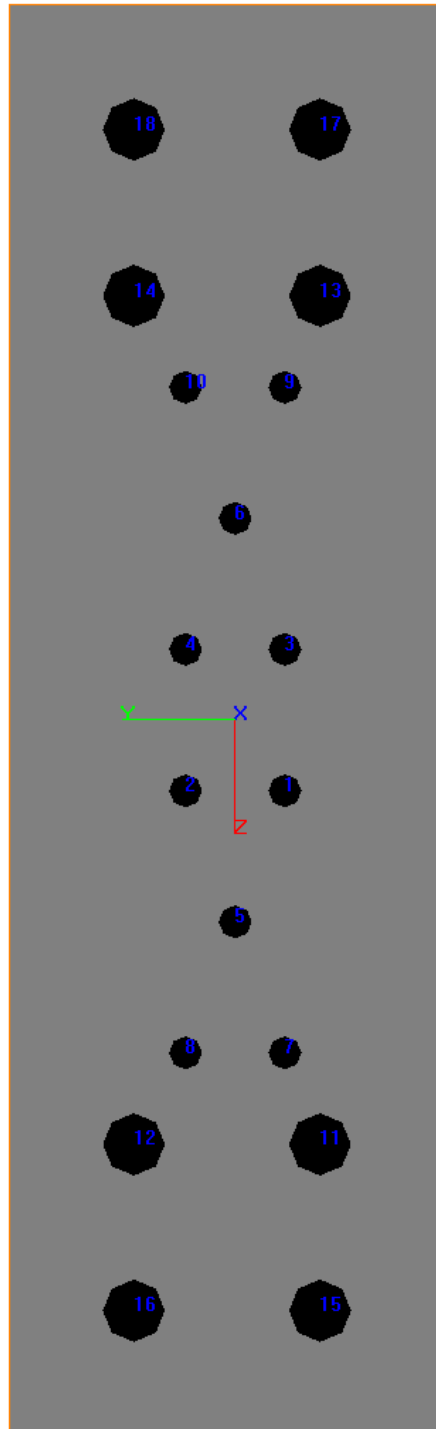


Figura 9: Schema di calcolo Group – PILE 2 e 9



**Figura 10: Schema di calcolo Group – PILE 3 4 5 e 6**

## 8.1 RISULTATI E VERIFICHE GEOTECNICHE – RESISTENZA AI CARICHI ASSIALI

Nella successiva Tabella 33 sono riportati i risultati delle analisi in termini di azione assiale massima  $N_{max}$  a compressione agenti sui singoli pali nelle varie combinazioni di carico (SLU GEO e SLV); come già accennato, non sono risultati sforzi significativi di trazione sui pali.

Nella stessa Tabella si riporta anche la verifica di resistenza ai carichi assiali confrontando le sollecitazioni calcolate ( $E_d$ ) con le resistenze ( $R_d$ ) valutate come descritto nel par.7; da tale confronto si evince che le verifiche geotecniche (combinazioni SLU GEO e SLV) risultano soddisfatte.

Nella successiva Tabella 34 si riportano poi i risultati delle analisi in termini di momento massimo  $M_{max}$  e azione massima di taglio  $T_{max}$  agenti sui singoli pali nelle combinazioni di carico dimensionanti (SLV). I valori massimi sono sempre risultati localizzati alla testa del palo.

	Tipo fondaz	num.	diam	Lungh.	SLU GEO			SLV		
					Rd	Ed	Verifica	Rd	Ed	Verifica
	-	-	[mm]	[m]	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	
PILA 1	pali 1° impianto	12	800	32.4	2080	1970	OK	2620	2090	OK
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	7030	4070	OK	8860	4900	OK
	pali New	4	1500	45.0	7030	4270	OK	8860	4970	OK
PILA 2	pali 1° impianto	10	800	36.2	1640	1540	OK	2060	1250	OK
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	4480	3450	OK	5640	2730	OK
	pali New	4	1500	45.0	4480	3620	OK	5640	2860	OK
PILA 3	pali 1° impianto	10	800	36.3	1900	1880	OK	2400	1930	OK
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	5100	4420	OK	6430	5160	OK
	pali New	4	1500	45.0	5100	4640	OK	6430	5260	OK
PILA 4	pali 1° impianto	10	800	36.8	1920	1910	OK	2420	1930	OK
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	5130	4590	OK	6470	5170	OK
	pali New	4	1500	45.0	5130	4800	OK	6470	5270	OK
PILA 5	pali 1° impianto	10	800	36.8	1895	1890	OK	2380	1930	OK
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	5080	4480	OK	6400	5140	OK
	pali New	4	1500	45.0	5080	4700	OK	6400	5250	OK
PILA 6	pali 1° impianto	10	800	36.0	1950	1940	OK	2450	1940	OK
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	5180	4660	OK	6530	5170	OK
	pali New	4	1500	45.0	5180	4870	OK	6530	5280	OK
PILA 7	pali 1° impianto	12	800	30.3	1890	1880	OK	2380	1940	OK
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	6820	3990	OK	8590	4700	OK
	pali New	4	1500	45.0	6820	4180	OK	8590	4780	OK
PILA 8	pali 1° impianto	12	800	30.2	1890	1840	OK	2380	1930	OK
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	6820	3870	OK	8590	4720	OK
	pali New	4	1500	45.0	6820	4070	OK	8590	4790	OK
PILA 9	pali 1° impianto	10	800	36.0	1700	1330	OK	2150	1130	OK
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	4010	3650	OK	5060	2870	OK
	pali New	4	1500	45.0	4010	3830	OK	5060	2920	OK
PILA 10	pali 1° impianto	12	800	30.0	1685	1680	OK	2125	1700	OK
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	5730	4360	OK	7220	4960	OK
	pali New	4	1500	45.0	5730	4560	OK	7220	5020	OK
PILA 11	pali 1° impianto	12	800	30.0	1890	1850	OK	2380	1890	OK
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	6160	4350	OK	7760	4960	OK
	pali New	4	1500	45.0	6160	4550	OK	7760	5020	OK

**Tabella 33: Pile – Verifiche geotecniche**

					SLV	
	Tipo fondaz	num.	diam	Lungh.	M <sub>max</sub>	T <sub>max</sub>
	-	-	[mm]	[m]	[kN]	[kN]
PILA 1	pali 1° impianto	12	800	32.4	485	205
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	2770	660
	pali New	4	1500	45.0		
PILA 2	pali 1° impianto	10	800	36.2	485	232
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	2500	777
	pali New	4	1500	45.0		
PILA 3	pali 1° impianto	10	800	36.3	470	230
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	2340	595
	pali New	4	1500	45.0		
PILA 4	pali 1° impianto	10	800	36.8	482	236
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	2250	613
	pali New	4	1500	45.0		
PILA 5	pali 1° impianto	10	800	36.8	485	237
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	2175	615
	pali New	4	1500	45.0		
PILA 6	pali 1° impianto	10	800	36.0	475	225
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	2365	613
	pali New	4	1500	45.0		
PILA 7	pali 1° impianto	12	800	30.3	490	208
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	2900	720
	pali New	4	1500	45.0		
PILA 8	pali 1° impianto	12	800	30.2	590	250
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	3490	912
	pali New	4	1500	45.0		
PILA 9	pali 1° impianto	10	800	36.0	570	265
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	2495	720
	pali New	4	1500	45.0		
PILA 10	pali 1° impianto	12	800	30.0	415	166
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	2670	556
	pali New	4	1500	45.0		
PILA 11	pali 1° impianto	12	800	30.0	428	183
	pali 2° impianto	4	1500	45.0	2530	570
	pali New	4	1500	45.0		

**Tabella 34: Pile - Azioni di progetto sui pali**

## 8.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE) – VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

La verifica dei requisiti prestazionali della fondazione, valutata mediante l'analisi del comportamento a "gruppo" dei pali sono state valutate in via cautelativa nelle condizioni simiche; i valori ottenuti sono risultati compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera.

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono risultate infatti in fondazione inferiori a 1.0 cm, per tutte le pile analizzate; alla luce di tali valori, anche in campo statico, le distorsioni sono da ritenersi ampiamente compatibili con le prestazioni della struttura.

### 8.3 VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pali esistenti ( $\varnothing 800$  e  $\varnothing 1500$ ) e dei pali in progetto  $\varnothing 1500$  per le massime sollecitazioni calcolate.

#### Pali esistenti $\varnothing 800$ - armatura 20 $\Phi$ 14

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: palof800 port

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C25/30

Resis. compr. di calcolo fcd :	141,60 daN/cm <sup>2</sup>
Resis. compr. ridotta fcd' :	70,80 daN/cm <sup>2</sup>
Def.unit. max resistenza ec2 :	0,0020
Def.unit. ultima ecu :	0,0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	314750 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. di Poisson :	0,20
Resis. media a trazione fctm:	26,00 daN/cm <sup>2</sup>

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk:	4500,0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:	4500,0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913,0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di calcolo ftd:	3913,0 daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di calcolo Epu:	0,068
Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm):	80,0 cm
Barre circonfer.:	20 $\Phi$ 14 (30,8 cm <sup>2</sup> )
Copriferro (dal baric. barre):	6,0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione

Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	193000	59000	25000	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5,3 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 9,2 cm

Copriferro netto minimo staffe: 4,5 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione) = 30,8 cm <sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	193000	59000	193010	73987	1,254	6,9		

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0,00350	-0,00013	40,0	0,00287	34,0	-0,00433	-34,0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	8 mm	
Passo staffe:	16,7 cm	[Passo massimo di normativa = 16,8 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	6,0 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima normativa = 3,4 cm <sup>2</sup> /m]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	25000	41948	125328	32945	73,4	21,80	1,250	4,6



## Pali esistenti/in progetto Ø1500 - armatura 24Φ26

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: palof1500 port

(Percorso File: \\tsclient\D\xxxxxxxxxx\palof1500 port.sez)

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Tipologia sezione: Sezione predefinita  
 Forma della sezione: Circolare  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C25/30  
 Resist. compr. di calcolo  $f_{cd}$  : 141,60 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. compr. ridotta  $f_{cd}'$  : 70,80 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def.unit. max resistenza  $ec2$  : 0,0020  
 Def.unit. ultima  $ecu$  : 0,0035  
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale  $E_c$  : 314750 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0,20  
 Resist. media a trazione  $f_{ctm}$  : 26,00 daN/cm<sup>2</sup>

ACCIAIO - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. snervam.  $f_{yk}$  : 4500,0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura  $f_{tk}$  : 4500,0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. snerv. di calcolo  $f_{yd}$  : 3913,0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo  $f_{td}$  : 3913,0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo  $E_{pu}$  : 0,068  
 Modulo Elastico  $E_f$  : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm) : 150,0 cm  
 Barre circonfer.: 24Ø26 (127,4 cm<sup>2</sup>)  
 Copriferro (dal baric. barre) : 6,0 cm

### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	472000	349000	91200	0

### RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4,7 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 15,4 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 3,5 cm

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione) = 127,4 cm <sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	472000	349000	472013	485041	1,390	22,8		

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0,00350	-0,00081	75,0	0,00310	69,0	-0,00615	-69,0

## ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12 mm	
Passo staffe:	25,0 cm	[Passo massimo di normativa = 25,0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	9,0 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima normativa = 2,3 cm <sup>2</sup> /m]

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	91200	114829	433566	97723	135,3	21,80	1,189	8,4

## 9. RISULTATI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI DELLE SPALLE

Nelle figure seguenti si riportano la pianta della palificata e lo schema di calcolo con il sistema di riferimento del programma Group. Per maggiori informazioni circa la geometria delle opere si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Come anticipato si è trascurato il contributo dei pali Ø800 della prima costruzione, distribuendo i carichi sui pali Ø1500 del primo (pali 2 e 3) e del secondo ampliamento (pali 1 e 4÷12)

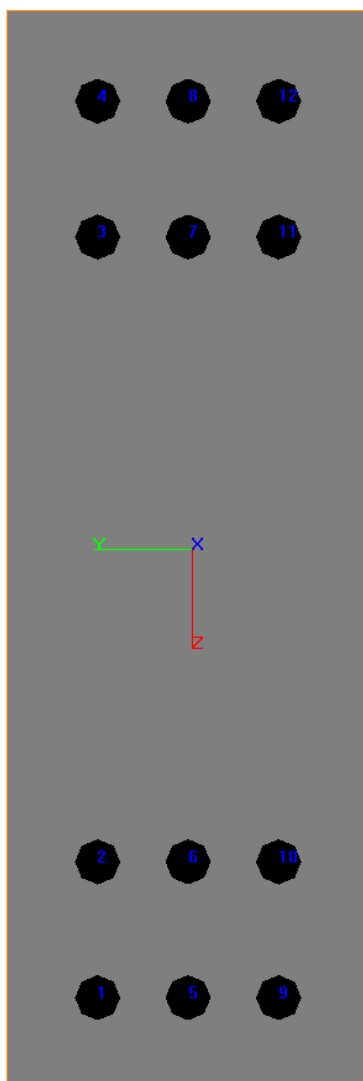


Figura 11: Schema di calcolo Group - SPALLE

## 9.1 RISULTATI E VERIFICHE GEOTECNICHE – RESISTENZA AI CARICHI ASSIALI

Nella successiva Tabella 35 sono riportati i risultati delle analisi in termini di azione assiale massima  $N_{max}$  a compressione agenti sui singoli pali nelle varie combinazioni di carico (SLU GEO e SLV); come già accennato, non sono risultati sforzi significativi di trazione sui pali.

Nella stessa Tabella si riporta anche la verifica di resistenza ai carichi assiali confrontando le sollecitazioni calcolate ( $E_d$ ) con le resistenze ( $R_d$ ) valutate come descritto nel par.7; da tale confronto si evince che le verifiche geotecniche (combinazioni SLU GEO e SLV) risultano soddisfatte.

Nella successiva Tabella 36 si riportano poi i risultati delle analisi in termini di momento massimo  $M_{max}$  e azione massima di taglio  $T_{max}$  agenti sui singoli pali nelle combinazioni di carico dimensionanti (SLV). I valori massimi sono sempre risultati localizzati alla testa del palo.

					SLU GEO			SLV		
	Tipo fondaz	num.	diam	Lungh.	Rd	Ed	Verifica	Rd	Ed	Verifica
	-	-	[mm]	[m]	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	
<b>SPALLE</b>	pali 1° impianto	17	800	32.3	--	--	--	--	--	--
	pali 2° impianto	2	1500	45.0	6095	5830	OK	7683	6020	OK
	pali New	10	1500	45.0	6095	5930	OK	7683	6070	OK

**Tabella 35: Spalle – Verifiche geotecniche**

					SLV	
	Tipo fondaz	num.	diam	Lungh.	$M_{max}$	$T_{max}$
	-	-	[mm]	[m]	[kN]	[kN]
<b>SPALLE</b>	pali 1° impianto	17	800	32.3	--	--
	pali 2° impianto	2	1500	45.0	3364	1324
	pali New	10	1500	45.0	3382	1333

**Tabella 36: Spalle - Azioni di progetto sui pali**

## 9.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE) – VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

La verifica dei requisiti prestazionali della fondazione, valutata mediante l'analisi del comportamento a "gruppo" dei pali sono state valutate in via cautelativa nelle condizioni simiche; i valori ottenuti sono risultati compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera.

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono risultati infatti in fondazione di poco superiori a 1.0 cm,; alla luce di tali valori, anche in campo statico, le distorsioni sono da ritenersi ampiamente compatibili con le prestazioni della struttura.

## 9.3 VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pali Ø1500 per le massime sollecitazioni calcolate.

### Pali esistenti Ø1500 - armatura 24Φ26

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C20/25	
	Resis. compr. di calcolo $f_{cd}$ :	113.30 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta $f_{cd}'$ :	56.65 daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza $ec2$ :	0.0020
	Def.unit. ultima $ecu$ :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	299600 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. di Poisson :	0.20
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	23.00 daN/cm <sup>2</sup>

ACCIAIO -	Tipo: B450C	
	Resist. caratt. snervam. $f_{yk}$ :	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura $f_{tk}$ :	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo $f_{yd}$ :	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo $f_{td}$ :	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo $E_{pu}$ :	0.068
	Modulo Elastico $E_f$ :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm) :	150.0 cm
Barre circonfer.:	24Ø26 (127.4 cm <sup>2</sup> )
Copriferro (dal baric. barre):	7.5 cm

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
M <sub>x</sub>	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
V <sub>y</sub>	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			

N.Comb.	N	M <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	MT
---------	---	----------------	----------------	----

1 600000 336400 132400 0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 15.0 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 5.4 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.  
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue  
 Area efficace barre inf. (per presenza di torsione) = 127.4 cm<sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	600000	336400	599980	475352	1.413	8.9		

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	0.00010	75.0	0.00310	67.5	-0.00405	-67.5

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe: 8 mm  
 Passo staffe: 7.9 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 12.7 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm<sup>2</sup>/m]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe  
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato  
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe  
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro  
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	132400	127982	364860	134469	138.3	21.80	1.250	12.5

Pali new Ø1500 - armatura 24Φ26

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO	-	Classe: C20/25	
		Resis. compr. di calcolo fcd :	113.30 daN/cm <sup>2</sup>
		Resis. compr. ridotta fcd' :	56.65 daN/cm <sup>2</sup>
		Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
		Def.unit. ultima ecu :	0.0035
		Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
		Modulo Elastico Normale Ec :	299600 daN/cm <sup>2</sup>
		Coeff. di Poisson :	0.20
		Resis. media a trazione fctm:	23.00 daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO	-	Tipo: B450C	
		Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
		Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
		Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
		Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
		Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
		Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
		Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Diametro sezione (cm) :	150.0 cm
Barre circonfer.:	24Ø26 (127.4 cm <sup>2</sup> )
Copriferro (dal baric. barre):	7.5 cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	-150000	214700	80500	0
2	600000	338200	133300	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 15.0 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 5.4 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 127.4 cm <sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	-150000	214700	-149985	217887	1.015	52.7		
2	S	600000	338200	599980	475352	1.406	8.9		

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00658	75.0	0.00232	67.5	-0.01885	-67.5
2	0.00350	0.00010	75.0	0.00310	67.5	-0.00405	-67.5

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	8 mm	
Passo staffe:	7.9 cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	12.7 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata								
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)								
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe								
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato								
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe								
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro								
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato								
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione								
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]								

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	80500	0	240259	145697	105.1	21.80	1.000	7.0
2	S	133300	127982	364860	134469	138.3	21.80	1.250	12.6