

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA  
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO: CATTOLICA - FANO

OPERE COMPENSATIVE COMUNE DI PESARO

## PROGETTO DEFINITIVO

NUOVO SVINCOLO DI PESARO SUD



OPERE D'ARTE MAGGIORI  
PONTI E SOTTOVIA (L>10)

ST06-Ampliamento sottovia di svincolo  
Strada Pantano Castagni - km 161+300

Relazione di calcolo fondazioni

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N. 20155  RESPONSABILE UFFICIO APE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Michele Angelo Parrella Ord. Ingg. Avellino N.933  CAPO COMMESSA/PROJECT ENGINEER	IL DIRETTORE TECNICO  Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE
--	---	--

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: MARZO 2015	REVISIONE									
	DIRETTORIO			FILE					n.	data								
—	codice	commissa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.											
—	1	1	1	4	3	1	0	1	STP	PAPE	0	1	2	3	—	—		
	SCALA: ---																	

 <b>ingegneria europea</b>	PIANIFICAZIONE COMMESSE Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :	 Studio Cancelli Associato	IL RESPONSABILE UNITA' STP :	Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N.1154

	VISTO DEL COMMITTENTE    Geom. Mauro MORETTI	VISTO DEL CONCEDENTE   <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	---	---

**TRATTO: CATTOLICA – FANO**  
**OPERE COMPENSATIVE COMUNE DI PESARO**

**NUOVO SVINCOLO DI PESARO SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE APE0123**

ST06 - AMPLIAMENTO SOTTOVIA DI SVINCOLO – Strada Pantano  
Castagni km 161+300

Relazione di calcolo delle fondazioni

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>SOFTWARE DI CALCOLO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI.....</b>	<b>5</b>
4.1	PALI DI FONDAZIONE .....	5
<b>5</b>	<b>PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>6</b>
5.1	PREMESSA.....	6
5.2	INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO .....	6
5.3	MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA .....	7
5.4	STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	7
5.5	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO .....	9
<b>6</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....</b>	<b>10</b>
6.1	PREMESSA.....	10
6.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	10
6.3	CRITERI DI PROGETTAZIONE DI FONDAZIONI SU PALI.....	12
6.3.1	<i>Verifiche di sicurezza .....</i>	<i>13</i>
6.3.2	<i>Resistenza di pali soggetti a carichi assiali.....</i>	<i>14</i>
6.3.3	<i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.....</i>	<i>17</i>
<b>7</b>	<b>AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....</b>	<b>22</b>
<b>8</b>	<b>RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....</b>	<b>26</b>
<b>9</b>	<b>RISULTATI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....</b>	<b>28</b>
	RISULTATI DELLE ANALISI CON GROUP .....	31
	VERIFICHE GEOTECNICHE (GEO) – RESISTENZA AI CARICHI ASSIALI .....	35
9.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE) – VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI.....	35
9.2	VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO (STR).....	36

## 1 PREMESSA

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni profonde della nuova struttura di ampliamento del sottovia di svincolo esistente, collocato al km 161+300m in corrispondenza di strada Pantano Castagni. Tale opera è prevista nell'ambito della progettazione esecutiva delle opere compensative da realizzare nel Comune di Pesaro, già interessato dai lavori di ampliamento alla terza corsia del sistema autostradale esistente A14 Bologna-Bari-Taranto, nel tratto Cattolica-Fano.

L'opera in oggetto, per i cui dettagli si rimanda agli elaborati grafici specifici, rappresenta uno degli interventi riguardanti il nuovo "Svincolo di Pesaro Sud".

Nella presente Relazione si riportano le verifiche geotecniche dei pali sui quali sono fondate le due spalle del sottovia, come segue:

- per la spalla lato Cattolica: n. 8 pali Ø800mm, lunghezza L = 25 m.
- per la spalla lato Fano: n. 12 pali Ø800mm, lunghezza L = 25 m.

Tutte le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 - NTC 2008).

## 2 SOFTWARE DI CALCOLO

Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc (1985-2003).

## 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [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.

## 4 MATERIALI

### 4.1 PALI DI FONDAZIONE

Calcestruzzo per pali e cordolo paratie:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro minimo per pali 60 mm
- Copriferro minimo per cordolo 40 mm

Acciaio per armature ordinarie:

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

## 5 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1 PREMESSA

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica e il dimensionamento delle opere in oggetto. I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito, oltre che delle prove di laboratorio.

Per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale allegata al progetto e ai profili geotecnici.

### 5.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO

Il sottovia si imposta su un sottile strato di depositi eluviocolluviali, al di sotto del quale si rilevano depositi alluvionali attuali e recenti il cui spessore massimo è stato stimato in circa 10 metri dal p.c. Tali depositi si presentano in facies limoso-argillosa e sabbiosa con locali lenti e/o livelli di ghiaie generalmente discontinue. Alla base dei depositi alluvionali quaternari è stata rinvenuta la presenza di termini riferibili alla successione terrigena del substrato miopliocenico.

Il dettaglio delle verticali di indagine disponibili in prossimità del sottovia, relative alle indagini geotecniche effettuate in fase preliminare nel 2009 e a quelle pregresse realizzate per la progettazione dell'ampliamento alla terza corsia dell'autostrada A14, è riportato nei profili geotecnici.

Pertanto, per la caratterizzazione geotecnica si fa riferimento a due successive campagne di indagine, di seguito riportate.

- a) Indagine progetto preliminare opere compensative (campagna febbraio-marzo 2009):

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto fino a una profondità di 30 m, attrezzato con piezometro a tubo aperto, con le rispettive prove penetrometriche dinamiche SPT e di permeabilità in foro Lefranc (Socp5);
- prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati nel sondaggio per la determinazione della composizione granulometrica (per vagliatura e per sedimentazione), dei limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico) e ove appropriato, del contenuto in acqua, degli indici di consistenza, dei pesi di volume, del peso specifico dei grani e della resistenza al taglio (prova di taglio diretto TD o prova triassiale UU o CIU );
- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati nel sondaggio per la determinazione della composizione granulometrica (per vagliatura e per sedimentazione) e ove appropriato, dei limiti di Atterberg.

b) Indagini pregresse per progetto di ampliamento A14 (campagne 2003-2006):

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto fino a una profondità di 30 m, attrezzato con piezometro a tubo aperto, con le rispettive prove penetrometriche dinamiche SPT (E2-S24);
- n. 1 pozzetto esplorativo con le rispettive prove di carico su piastra PLT (B3-PZR1).

### **5.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA**

I dati ottenuti dalle indagini svolte, indicano la presenza di una falda che, nell'ambito del complesso acquifero dei depositi alluvionali, si attesta ad una profondità variabile da 0 a circa 10 m dal p.c.

Nel dimensionamento delle fondazioni, si è tenuto in considerazione un livello piezometrico coincidente con la quota di imposta dei plinti di fondazione.

### **5.4 STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

Dal punto di vista stratigrafico le indagini, nel loro complesso, hanno evidenziato la presenza di depositi alluvionali recenti sovrapposti ad un substrato mio/plio-pleistocenico. Questi



materiali, in funzione della loro granulometria prevalente, sono stati suddivisi in quattro categorie principali, in accordo allo schema già seguito in sede di parametrizzazione geotecnica del sottosuolo sia per quanto riguarda il progetto di ampliamento alla terza corsia dell'A14, sia nella fase di progettazione preliminare delle opere compensative nel comune di Pesaro.

Si sono pertanto definite tali categorie:

- **A1** depositi alluvionali attuali e recenti di natura limoso-argillosa;
- **A2** depositi alluvionali attuali e recenti di natura sabbioso-ghiaiosa;
- **P1** depositi miocenici e plio-pleistocenici limoso-argillosi;
- **P2** depositi miocenici e plio-pleistocenici sabbioso-ghiaiosi.

La Relazione Geotecnica allegata al progetto esecutivo individua nell'area in esame le seguenti unità stratigrafiche di progetto:

profondità (m da p.c.)	strato	$z_w$	$N_{SPT}$	$C'$	$\gamma_n$	$\varphi'$	$E'_o$	$V_s$
0 → 10	A2	-	10 ÷ 30	1,5 ÷ 2	19	35 ÷ 40	300	130 ÷ 280
> 10	P1	>10 m	>35	10 ÷ 20	20	26 ÷ 30	500	>280

$z_w$  = profondità falda da p.c. (m);

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

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

$\varphi'$  = resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci ( $^\circ$ );

$C'$  = coesione drenata (kPa);

$E_o$  = modulo elastico iniziale (MPa);

$V_s$  = velocità onde di taglio (m/s);

**Tabella 1: Unità lito-stratigrafiche in corrispondenza dell'opera**

## 5.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. [1]), è basata sulla stima dei valori di 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 fine).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 delle NTC 2008, l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria C**.

Nel caso specifico, si ha:

categoria di suolo	C
categoria topografica	T1
coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$	1.5
coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	1.0
coefficiente $S = S_S \cdot S_T$	1.5

**Tabella 2: Parametri per la valutazione dell'azione sismica locale**

## 6 CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

### 6.1 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 sono state eseguite 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.

### 6.2 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 3: 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 4: 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

$$E_d \leq C_d$$

(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.

### 6.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI FONDAZIONI SU PALI

Per l'approccio progettuale 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) e quelli sui materiali del gruppo (M1), 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) e quelli sui materiali del gruppo (M2), è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Per le resistenze si utilizzano rispettivamente i coefficienti (R1 o R3) e (R2) definiti in funzione della differente combinazione.

Sinteticamente, le verifiche devono essere svolte considerando uno dei due approcci alternativi:

#### **Approccio 1:**

- Combinazione 1 (STR):  $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2 (GEO):  $A2 + M2 + R2$

#### **Approccio 2:**

- Combinazione:  $A1 + M1 + R3$

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif [1]).

Nello specifico, per la verifica statica è stato adottato l'approccio 1 mentre per la verifica sismica è stato utilizzato l'approccio 2.

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

Resistenza	$\gamma_R$	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	$\gamma_b$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale (compressione)	$\gamma_s$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale <sup>(3)</sup>	$\gamma_T$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale (trazione)	$\gamma_{st}$	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

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

### 6.3.1 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.

### 6.3.2 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 può essere determinata mediante tre approcci distinti:

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

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

Si è proceduto come di seguito descritto.

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

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

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

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

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

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

con  $\xi_3$  e  $\xi_4$  fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 6).

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:



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

con  $\xi_3$  e  $\xi_4$  fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 6).

**Tabella 6: 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

Nel presente progetto si è fatto riferimento ad un numero di prove di indagine pari a 3.

La resistenza di progetto  $R_d$  si ottiene applicando alla resistenza caratteristica  $R_k$  i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati Tabella 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 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;

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

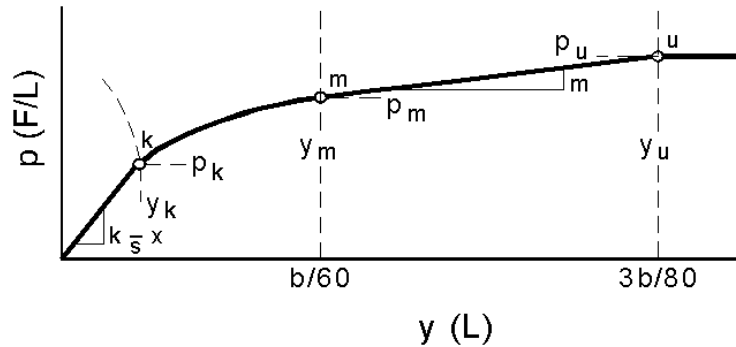
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP.

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

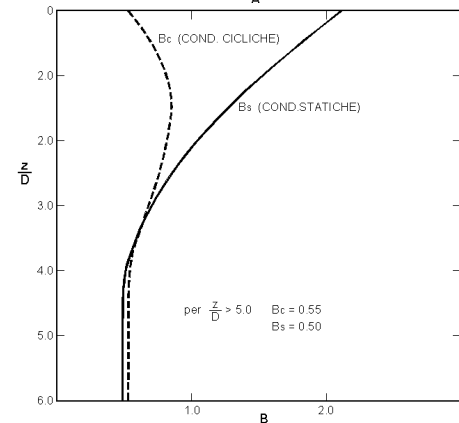
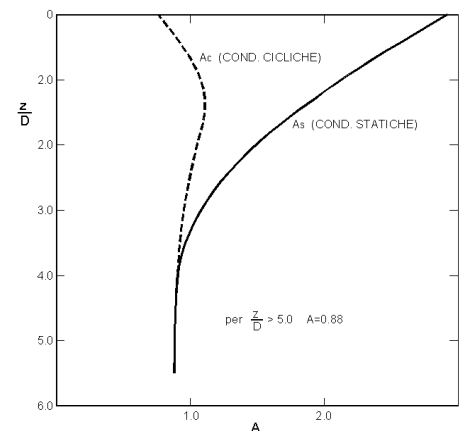
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

$$p = Cy^{1/n}$$

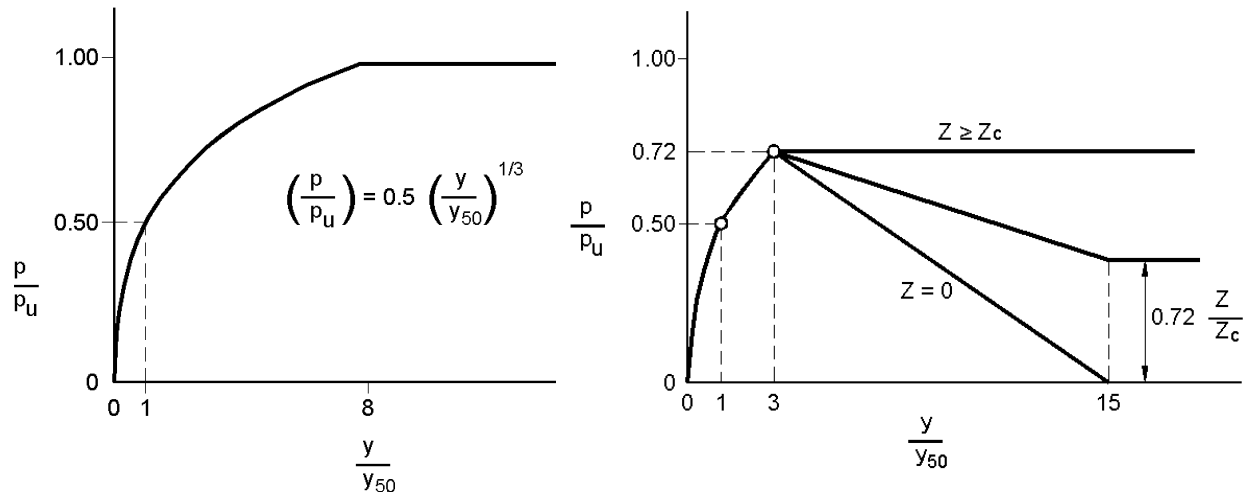
dove:

$$n = p_m / my_m$$

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



### 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  $p=0.5 p_u$

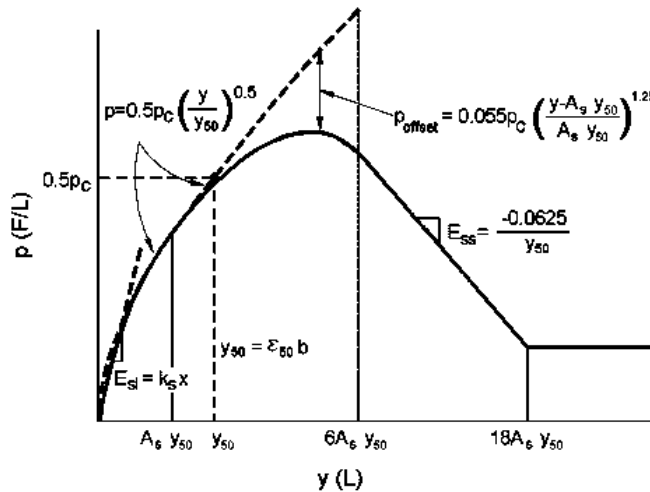
$\varepsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

#### per carichi ciclici

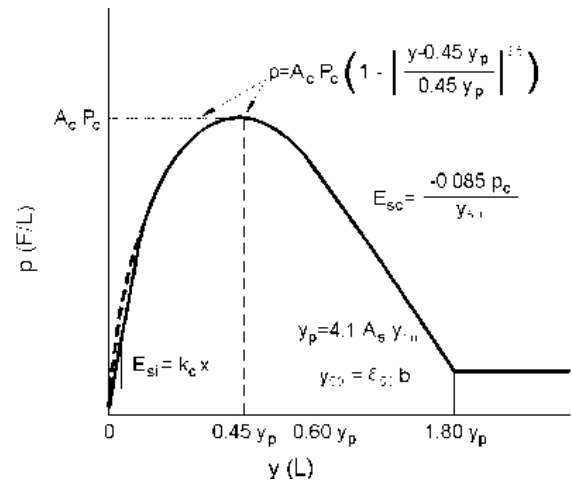
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

$\gamma'$  = 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

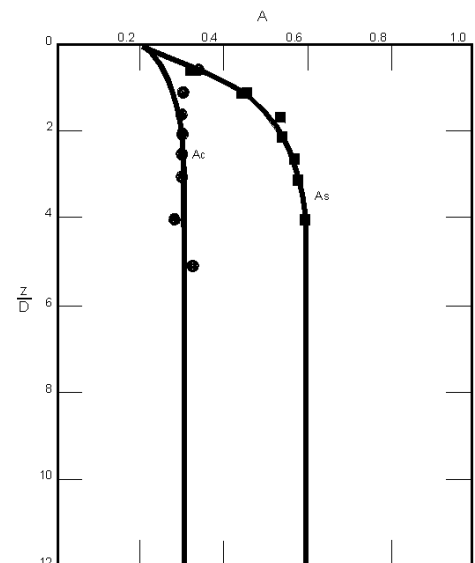
$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D =$  spostamento orizzontale per  $p=0.5 p_u$

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

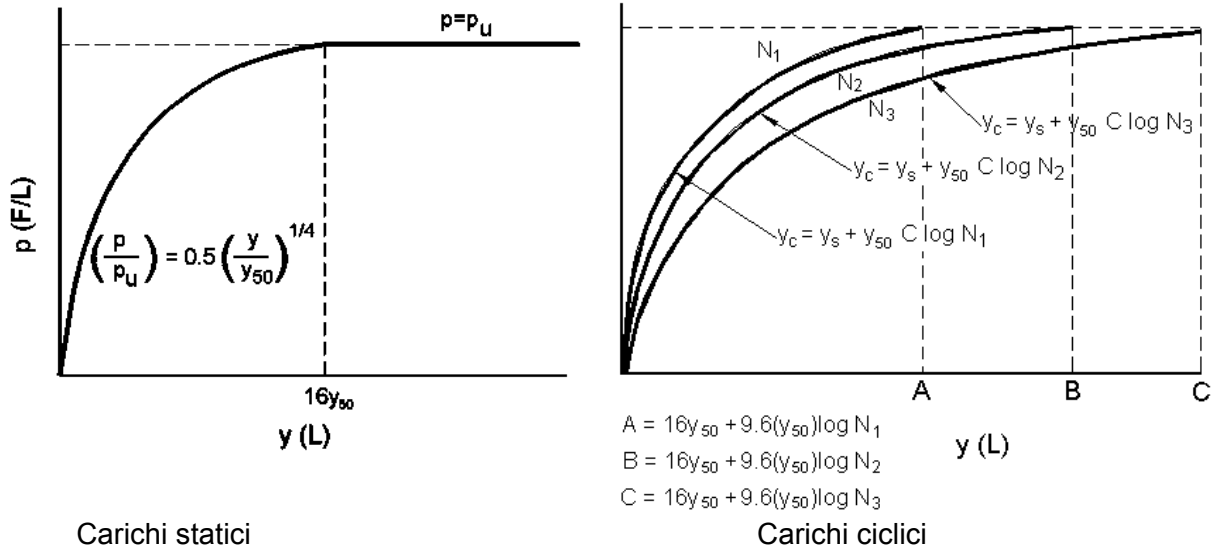
$K_s$  pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

$K_c$  pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

$A_c$  parametro empirico



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



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

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

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

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

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

## 7 AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riportano le azioni utilizzate nelle verifiche, agenti in mezzeria ed alla base di ognuna delle due spalle della struttura intesa nel suo complesso, ovvero sia la porzione esistente che quella di ampliamento. Tali azioni sono state ottenute a partire dai carichi forniti dal progettista strutturale agenti all'appoggio dell'impalcato (a cui si rimanda per l'analisi dei carichi in dettaglio), ai quali si aggiungono i pesi permanenti strutturali e non strutturali della spalla, le relative inerzie in condizioni sismiche e nelle combinazioni in cui agiva in maniera sfavorevole, la spinta statica o sismica dovuta al terreno e ai carichi variabili agenti a tergo dell'opera.

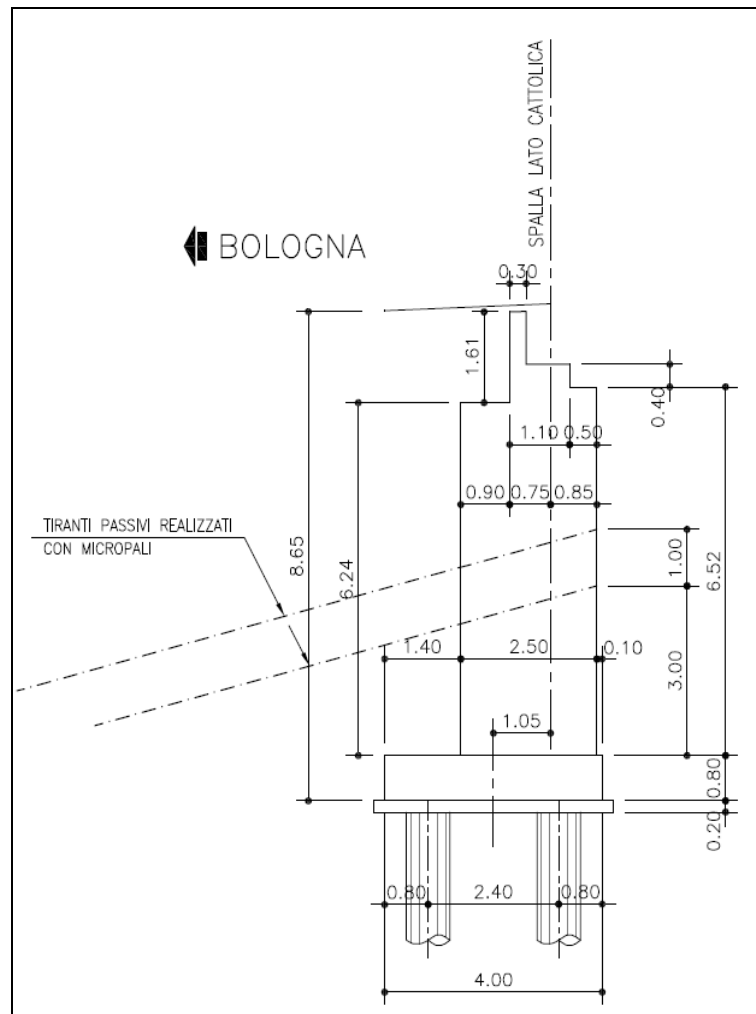


Figura 1: Sezione di calcolo delle azioni aggiuntive

A favore di sicurezza si è trascurata la presenza dei tiranti passivi e nel calcolo delle azioni in condizioni sismiche SLV si è considerato un coefficiente  $K_h = a_{max}/g$ .

<i>H di spinta</i>	8,65	m
$\gamma$	20	kN/mc
$\varphi'$	35	°
$\delta = 2/3 \varphi'$	23,33	°
<i>L spalla</i>	46,3	m
<i>sovraccarico q</i>	20	kN/mq
<i>Ka STR</i>	0,245	-
<i>Ka GEO</i>	0,306	-
<i>Ko STR</i>	0,426	-
<i>Ko GEO</i>	0,511	-
<i>Kae SISM</i>	0,539	-
<i>Kh</i>	0,29298	-
<i>Kv</i>	0,14649	-

**Tabella 7: Dati di calcolo delle azioni aggiuntive**

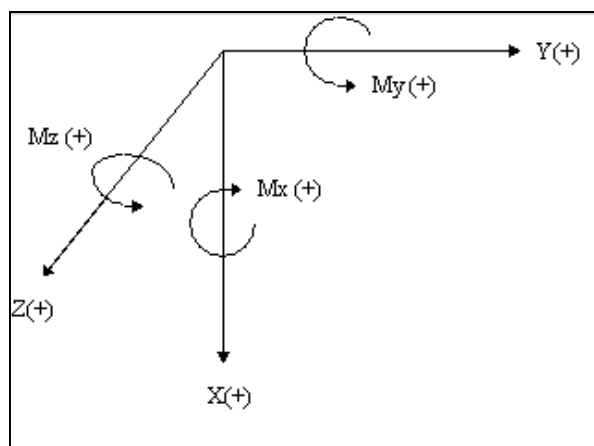
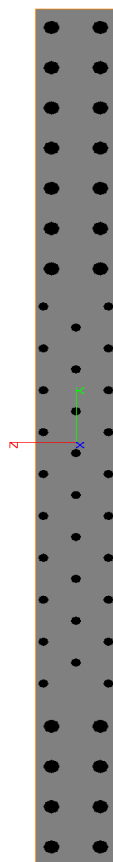
	<b>SLU STR</b>	<b>SLU GEO</b>	<b>SLE RARA</b>	<b>SLV</b>
<i>F<sub>(vert.)</sub> [KN]</i>	45745	35529,8	35068,8	34174,9
<i>F<sub>(trasv.)</sub> [KN]</i>	12845	12997	9603,3	27094,7
<i>M<sub>(att.all'asselong.)</sub> [KNm]</i>	29145,8	32052,8	21459,2	81748,7

**Tabella 8: Valori delle azioni aggiuntive complessive agenti nella sezione di mezzeria della singola spalla**

Poiché come precedentemente specificato le azioni agenti su ognuna delle due spalle del sottovia sono relative all'intero corpo strutturale, si è effettuata la verifica della portanza dei pali della porzione di ampliamento, analizzando la struttura di fondazione nel suo complesso.



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). Si specifica che sono state analizzate tutte le combinazioni di carico più gravose per la struttura in esame. Le sollecitazioni sono state valutate rispetto all'intradosso del plinto di fondazione.



Schema di riferimento dei carichi:

L'asse Z coincide con la direzione trasversale all'asse della struttura.

L'asse Y coincide con la direzione longitudinale all'asse della struttura.

L'asse X coincide con la direzione verticale all'asse della struttura.

**Figura 2: Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP**

<b>n</b>	<b>Combinazione</b>	<b>Fz</b>	<b>Fy</b>	<b>Fx</b>	<b>My</b>	<b>Mz</b>	<b>Mx</b>
1	SLU RARA	-9775,3	-199	41427,8	-51995	-20	-1447
2	SLU RARA	9743,3	-252	41426,8	44319	-25	1124
3	SLU RARA	-9658,3	-18601	40180,8	32307,8	-1860	-249
4	SLU STR	-13051	-13475	54245	-71152,8	-1348	-1942
5	SLU STR	-12924	-22907	52640	43788,5	-2291	-338
6	SLU STR	-13213	-11822	51627	-61256	-1182	-1965
7	SLU STR	-13067	-800	54323	-70368,7	-80	-1955
8	SLU STR	13028	168	52867	60125,9	17	1538
9	SLU GEO	13172	-11265	40943,8	-46357,5	-1127	1587
10	SLU GEO	-13067	-18762	40764,8	44196,5	-1876	-273
11	SLU GEO	-13186	-336	42197,8	-66158,2	-34	-1650
12	SLU GEO	13151	-396	42197,8	58009,2	-40	1307
13	SLU GEO	-13312	-10369	41141,8	-61102,4	-1037	-1677
14	SLU GEO	-13171	-10867	42161,8	-66129,4	-1087	-1651
15	SLV	-27939,7	-11808	38873,9	-89658	-1181	-229
16	SLV	-29070,7	-9354	38600,9	-90352	-935	-175
17	SLV	27940,7	3198	38029,9	-87347,4	320	32
18	SLV	27940,7	-7262	38029,9	-87347,4	-726	34

**Tabella 9: Azioni sulla fondazione della spalla del sottovia**

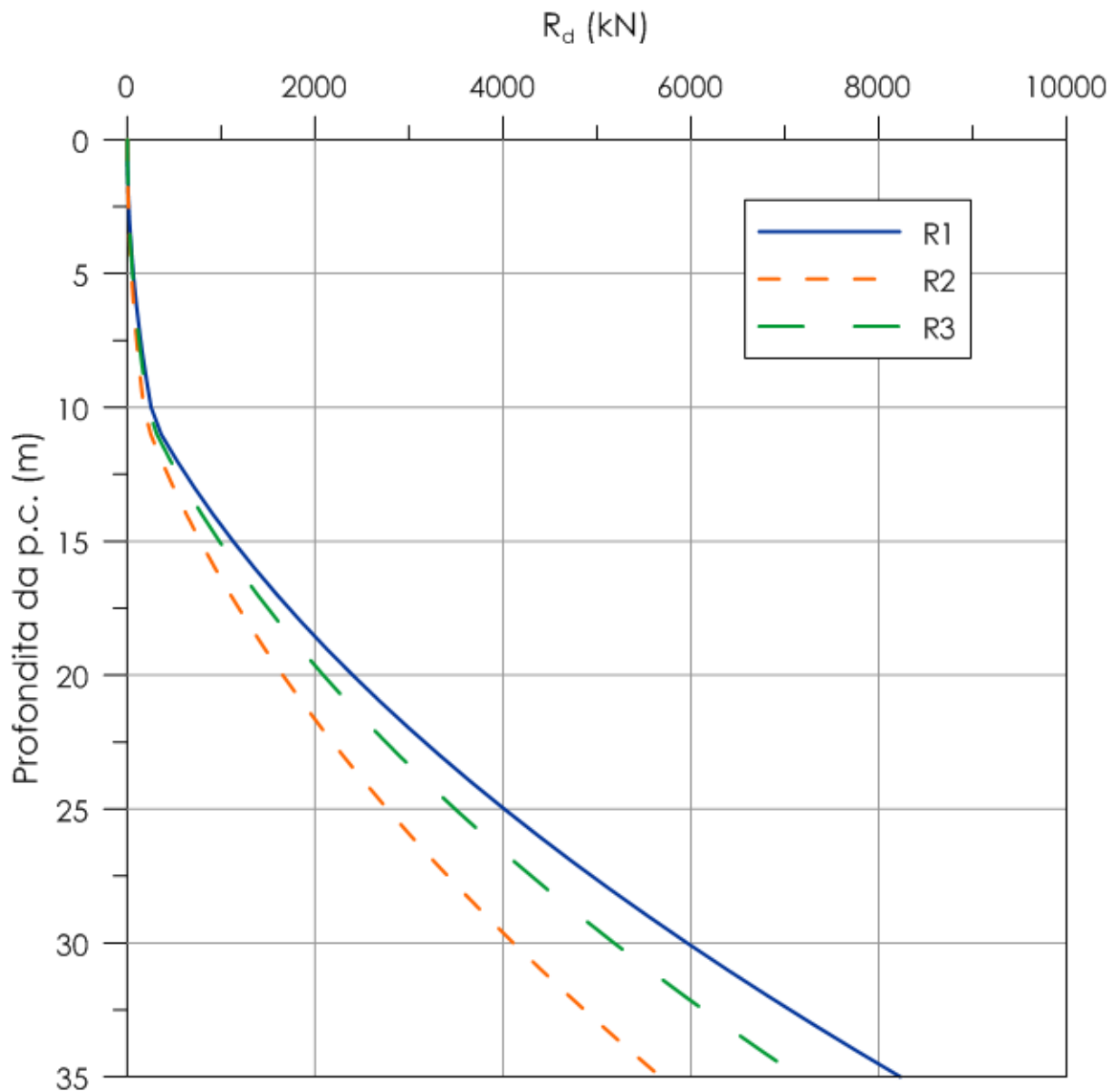
## **8 RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI**

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. 6.3.2 è possibile ottenere i profili di resistenza caratteristica 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. 1 verticali di indagine, a favore di sicurezza.

I valori delle resistenze di progetto così trovati saranno poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli.



**Figura 3: Resistenza del palo singolo a compressione (R1 caso statico STR - R2 caso statico GEO - R3 sisma)**

## 9 RISULTATI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

L'analisi è stata condotta a favore di sicurezza sullo schema di fondazione della spalla lato Cattolica, poiché presenta un'impronta di base e un numero complessivo di pali ridotto rispetto a quella lato Fano. I risultati ottenuti sono ritenuti validi per entrambe le spalle del viadotto. Per la modellazione in Group dell'intera struttura di fondazione si è considerata la geometria semplificata a sezione costante, indicata in figura 5, trascurando, a favore di sicurezza, le due porzioni con asse principale ortogonale a quello della struttura, indicate in figura 6 con un'area tratteggiata comprendente complessivamente 12 pali Ø500 mm. La lunghezza dei pali esistenti è stata assunta pari a 24 m. Per maggiori informazioni circa la geometria delle opere si rimanda in ogni caso agli elaborati grafici di progetto.

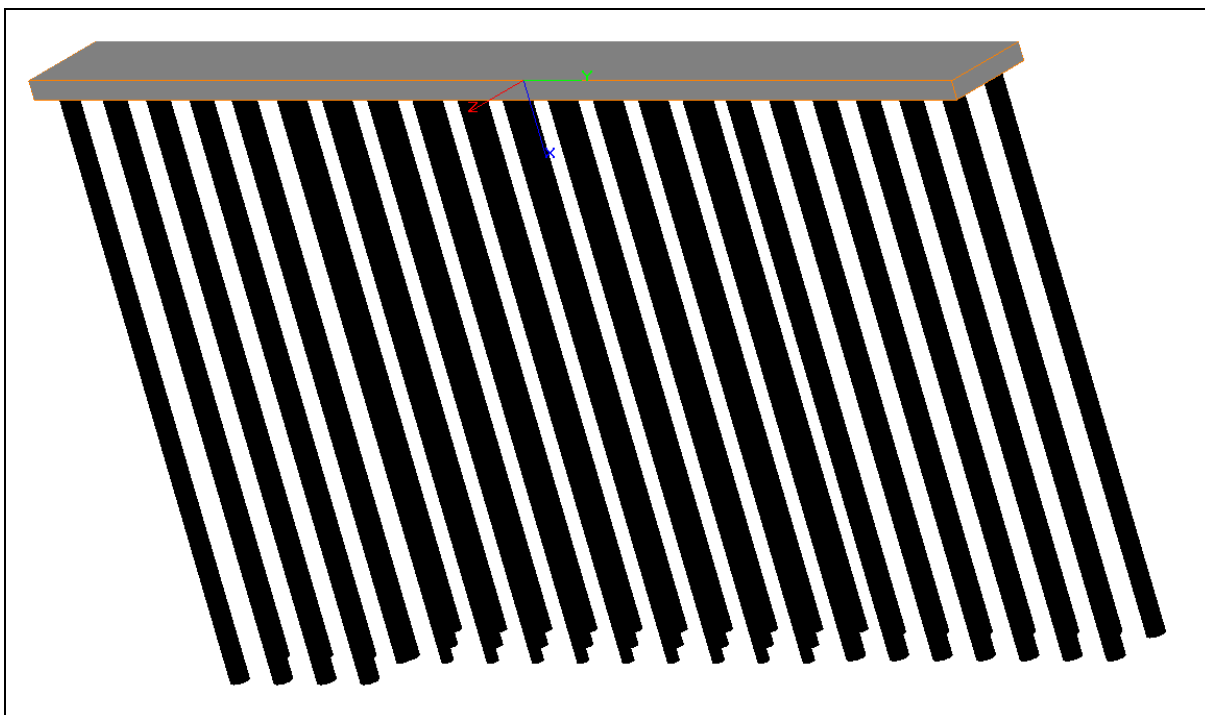
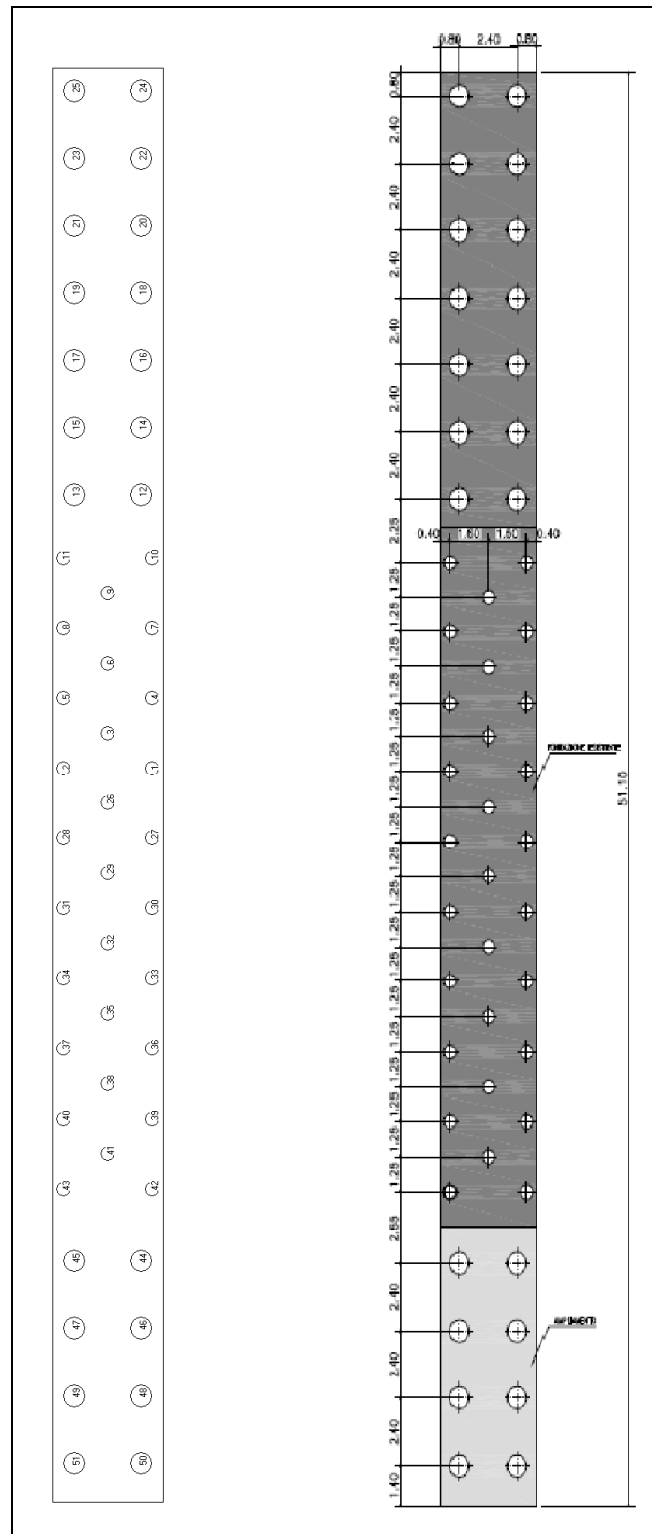


Figura 4: Vista 3D del Modello di calcolo in Group



**Figura 5: Struttura di fondazione di calcolo (esistente+ampliamento) e numerazione pali in Group**

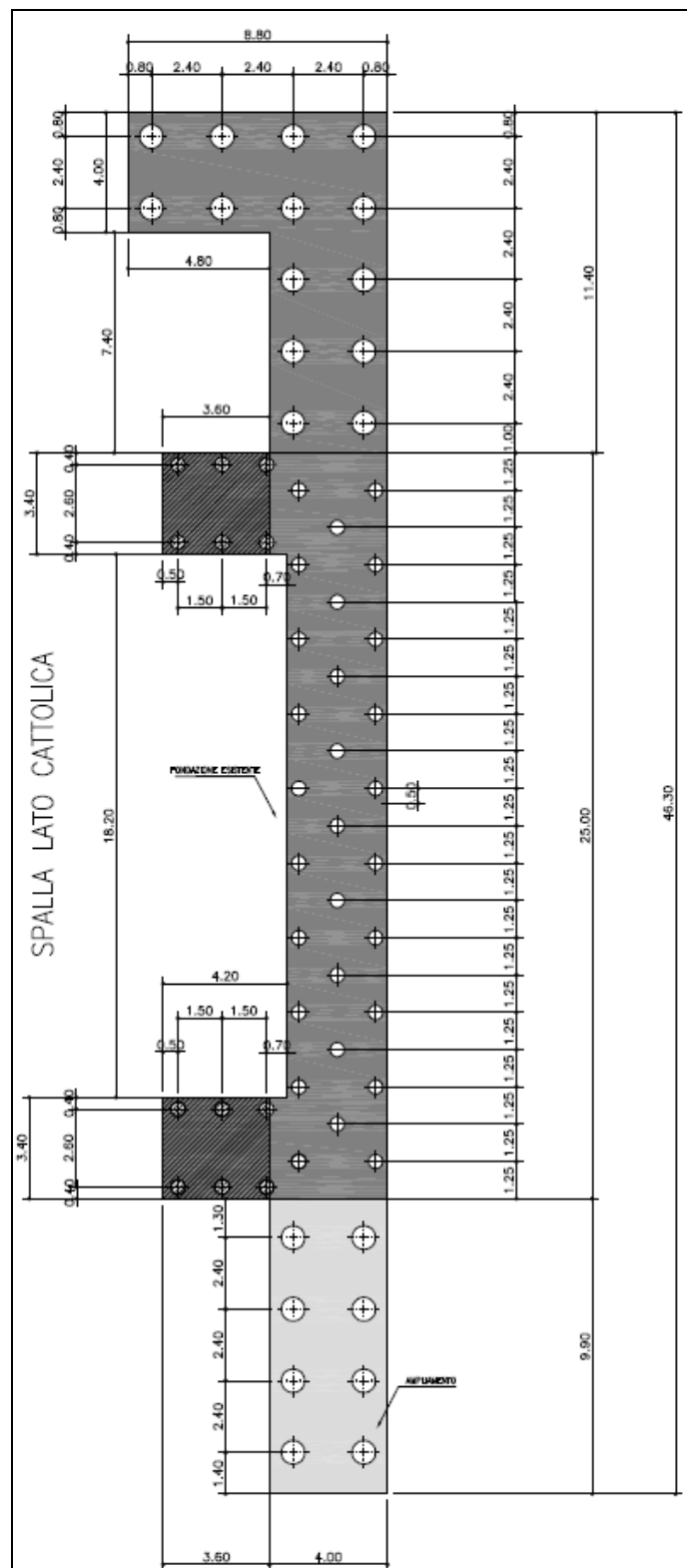


Figura 6: Struttura di fondazione reale (esistente+ampliamento)

## RISULTATI DELLE ANALISI CON GROUP

Nelle Tabelle seguenti sono riportati i risultati delle analisi svolte in termini di azione assiale massima  $N_{max}$ , momento massimo  $M_{max}$  e massima azione di taglio  $T_{max}$ . Nello specifico, si sono verificate tutte le combinazioni di carico più gravose per la struttura di fondazione in esame.

Combinazione			Azioni		
			$N_{max}$ (kN/palo)	$M_{max}$ (kNm/p.)	$T_{max}$ (kN/palo)
SLE	Rar a	1	2100	600 (fusto)	254
		2	1990	566 (fusto)	256
		3	1200	2150 (testa palo)	632
SLU	STATICA STR	4	3000	1480 (fusto)	531
		5	1550	2750 (testa palo)	787
		6	2760	1310 (testa palo)	501
		7	2890	927 (fusto)	332
		8	2680	847 (fusto)	335
	STATICA GEO	9	1230	1740 (testa palo)	520
		10	1240	2360 (testa palo)	685
		11	2520	859 (fusto)	340
		12	2380	801 (fusto)	344
		13	2490	1180 (testa palo)	474
	SISMA SLV	14	2590	1220 (testa palo)	480
		15	3340	2130 (fusto)	796
		16	3350	2210 (fusto)	790
		17	969	2740 (testa palo)	805
		18	3320	2040 (fusto)	847

**Tabella 10: Azioni risultanti sui pali Ø800 mm della porzione di ampliamento**

Le sollecitazioni di momento flettente e di taglio sui pali sono anche rappresentate in funzione della profondità nelle figure seguenti per le combinazioni SLU e SLE in cui si hanno i valori massimi.



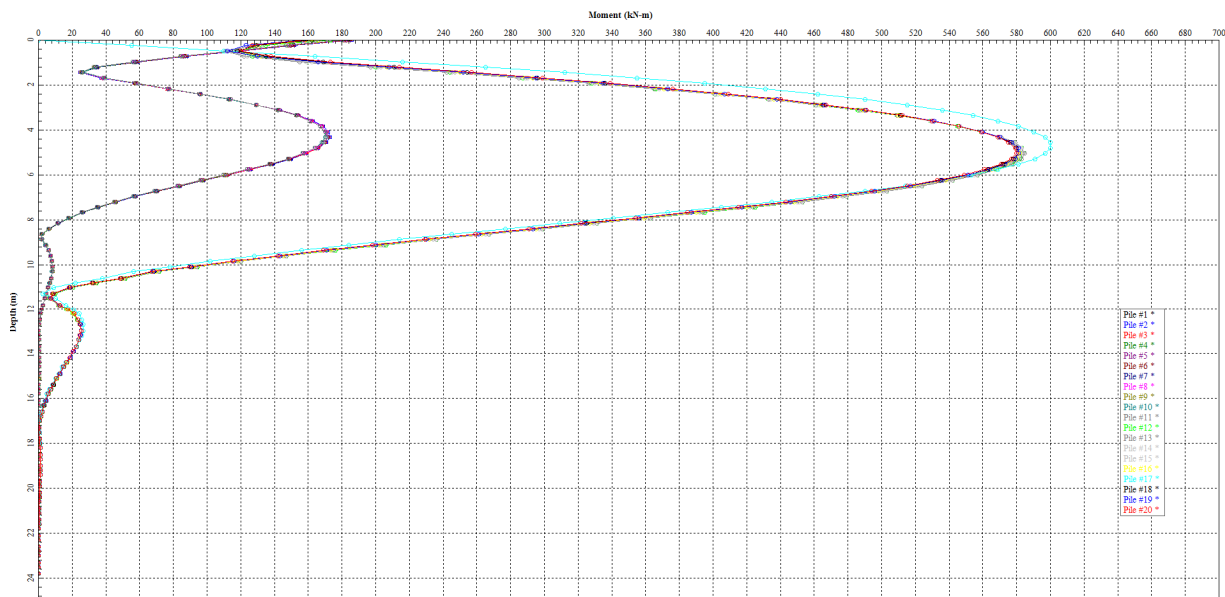


Figura 7: Diagramma max momento flettente (lungo il fusto) – Comb. SLE-rara 1

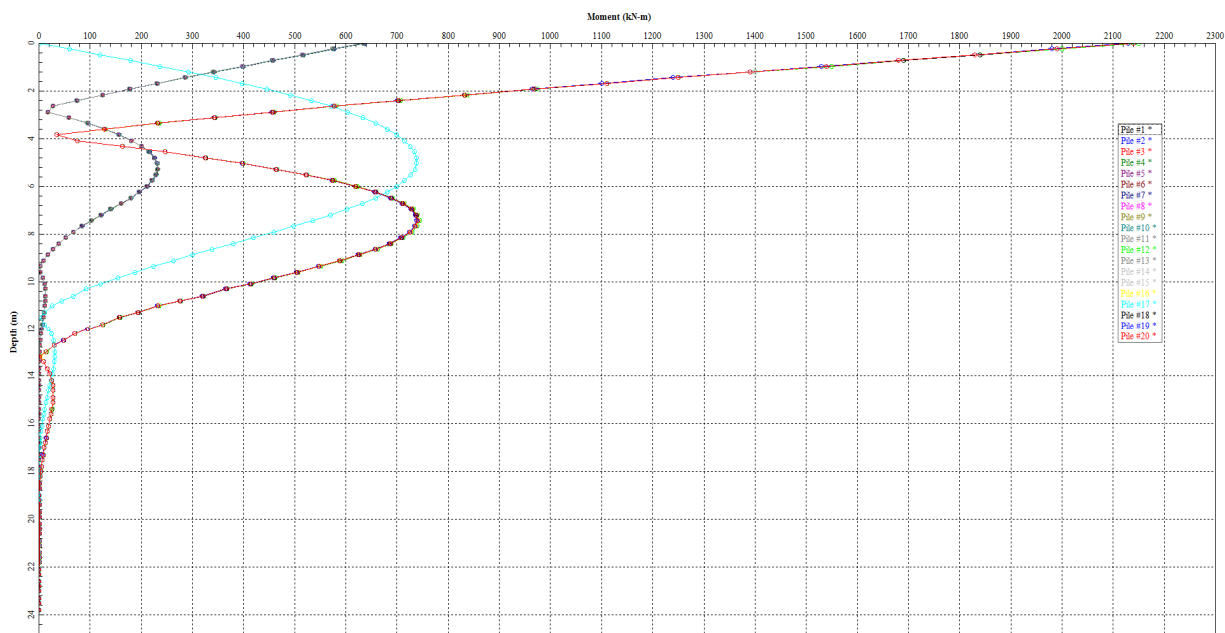


Figura 8: Diagramma max momento flettente (in testa) – Comb. SLE-rara 3

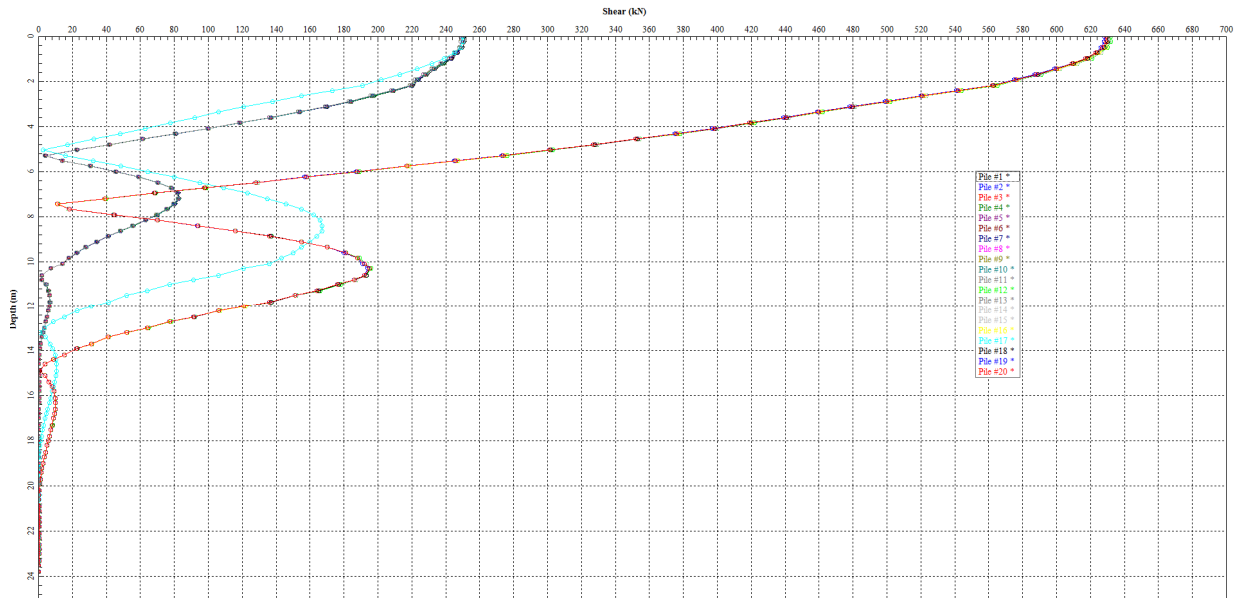


Figura 9: Diagramma max taglio – Comb. SLE-rara 3

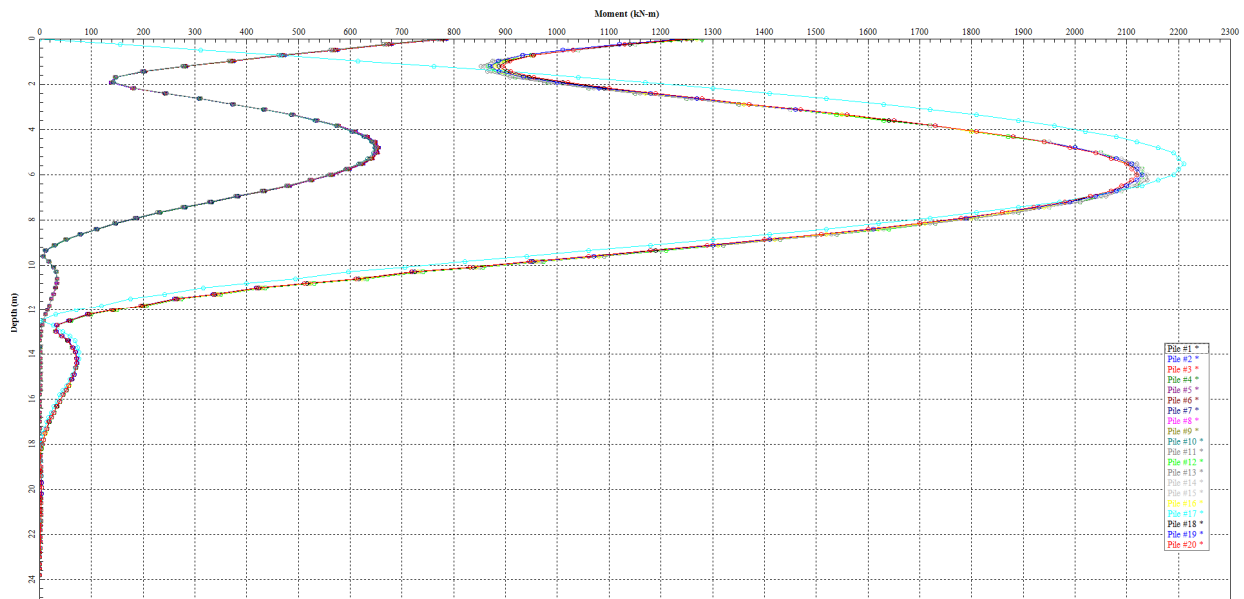


Figura 10: Diagramma max momento flettente (lungo il fusto) – Comb. SLV 16

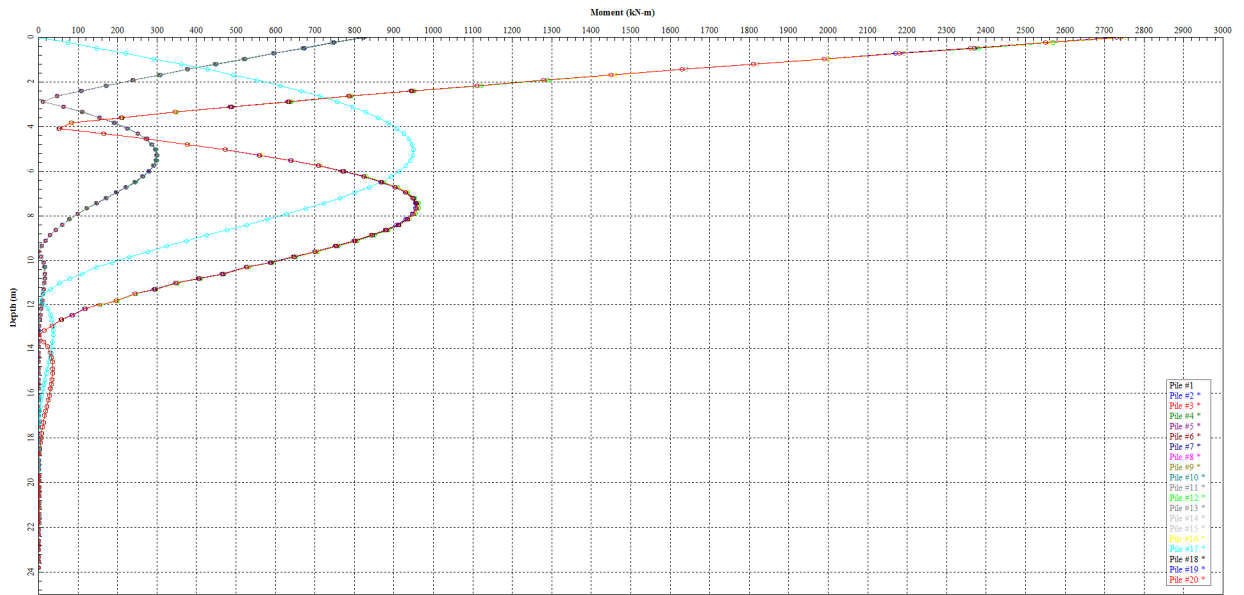


Figura 11: Diagramma max momento flettente (in testa) – Comb. SLU STR 5

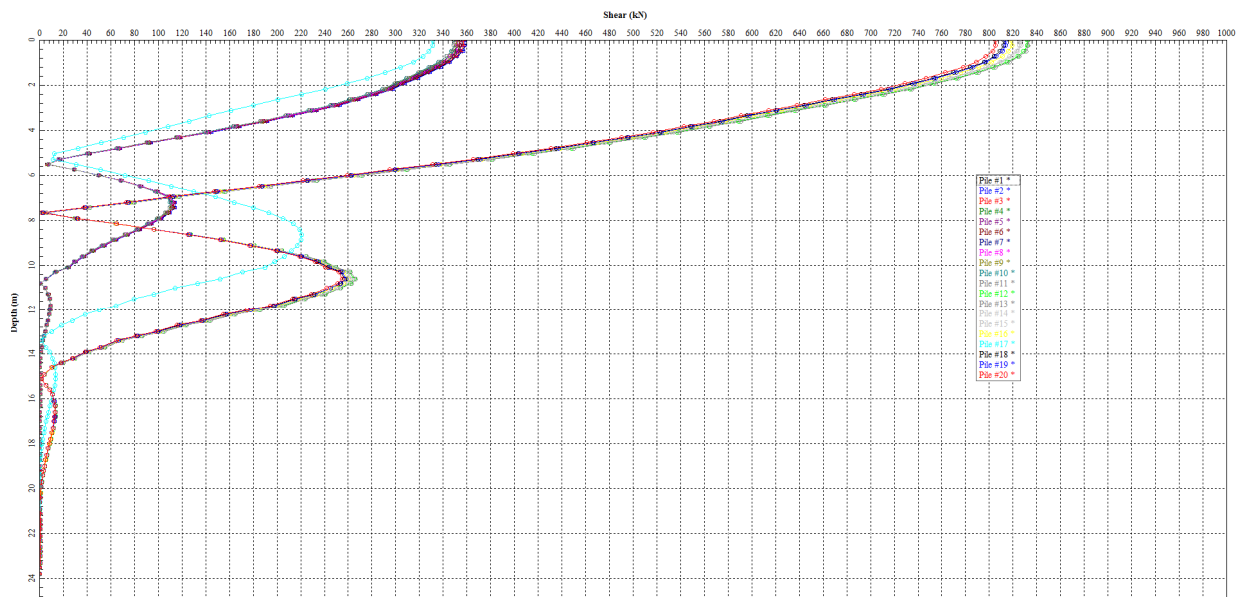


Figura 12: Diagramma max taglio – Comb. SLV 18

## VERIFICHE GEOTECNICHE (GEO) – RESISTENZA AI CARICHI ASSIALI

Dalle curve di capacità portante presentate nel par.8, si evince che le resistenze di progetto per i pali Ø800 in progetto, riferite alla lunghezza utile dei pali stessi, sono superiori alle massime azioni assiali valutate, come segue:

### Spalla

L = 25 m	$R_d \cong 2767,8 \text{ kN} > 2657,8 \text{ kN}$	a compressione (caso statico GEO)
	$R_d \cong 4013,4 \text{ kN} > 3088,2 \text{ kN}$	a compressione (caso statico STR)
	$R_d \cong 3489,9 \text{ kN} > 3417,8 \text{ kN}$	a compressione (caso sismico SLV)

Si richiama il fatto che, nel calcolo delle massime azioni assiali (in compressione, non sussiste infatti la condizione di trazione), si è tenuto conto anche del peso del palo, valutato in funzione di un peso specifico di  $6 \text{ kN/m}^3$ , come differenza fra il peso del calcestruzzo ( $25 \text{ kN/m}^3$ ) ed il peso del terreno in sito (valore medio  $19,6 \text{ kN/m}^3$ ).

Le verifiche (combinazioni SLU GEO, SLU STR e SLV) pertanto risultano soddisfatte.

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

La valutazione degli spostamenti, intesi sia come spostamenti orizzontali/rotazioni alla testa dei pali sia come cedimenti verticali della palificata, è stata eseguita mediante il software Group con riferimento agli stati limite di esercizio.

I valori ottenuti sono risultati compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera; infatti, come si vede dalla Tabella seguente, distorsioni e spostamenti massimi sono risultati in fondazione dell'ordine di pochi mm e del tutto compatibili con la funzionalità delle opere.

	w (m)	$\epsilon_h$ (m)	$\delta$ (rad)
Spalla	0.1412E-02	0.3190E-02	0.3300E-02

**Tabella 11: Spostamenti massimi della fondazione**

dove:

$w$  = cedimento verticale;

$\varepsilon_h$  = cedimento orizzontale in testa;

$\delta$  = rotazione in testa.

## 9.2 VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO (STR)

Per questa verifica si rimanda alla Relazione di calcolo strutturale dell'opera. Si specifica che le azioni risultanti dall'analisi geotecnica effettuata, risultano essere fortemente sovradimensionanti dal punto di vista strutturale e pertanto è ammissibile l'utilizzo di azioni di progetto ridotte, derivanti da un'analisi più dettagliata della struttura nella sua reale configurazione geometrica.