



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850

PROGETTO DEFINITIVO

ASSE STRADALE PRINCIPALE VIADOTTI

VIADOTTO SELARGIUS CENTRO - km 8+500

Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO			CODICE ELABORATO					SCALA	DATA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev		
D P C A 0 6	D	1 5 0 1	T 0 0	V I 0 3	S T R	R E 0 3	A	-	03/05/2019

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.

SWSTM

Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Antonio De Girolamo

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	4
1.2	Oggetto specifico della relazione: verifiche geotecniche delle fondazioni	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida	6
2.2	Elaborati	6
2.3	Relazioni	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
3.1	Conglomerato cementizio	7
3.1.1	Fondazioni (Platee Spalle, Plinti Pile).....	7
3.1.2	Pali	7
3.2	Acciaio per barre di armatura	7
3.3	Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato	8
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI	9
5	DESCRIZIONE DELLE OPERE	12
6	ANALISI DEI CARICHI	13
7	CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI.....	14
7.1	CAPACITA' PORTANTE LIMITE VERTICALE DEL PALO SINGOLO	14
7.1.1	Portanza laterale	14
7.1.2	Portanza di base - terreni in roccia.....	15
7.2	CAPACITA' PORTANTE LIMITE ORIZZONTALE DEL PALO SINGOLO	15
7.3	CAPACITA' PORTANTE LIMITE GRUPPO DI PALI	17
7.3.1	Capacità portante verticale gruppo di pali	17
7.3.2	Capacità portante orizzontale gruppo di pali	17
7.4	ANALISI DELL'INTERAZIONE PALO TERRENO	17
7.4.1	Comportamento del palo singolo rispetto a carichi verticali.....	17
7.4.2	Comportamento del palo singolo rispetto a carichi orizzontali.....	20
7.4.3	Effetto "ombra"	22
7.4.4	Cedimento del gruppo di pali per carichi verticali	23

8	CRITERIO DI VERIFICA PALI	24
8.1	STATI LIMITE PER PALI DI FONDAZIONE.....	24
8.1.1	Stati limite ultimi	24
8.1.2	Stati limite di esercizio.....	26
9	VERIFICHE	27
9.1	Interazione palo terreno.....	27
9.1.1	PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11	27
9.1.2	Sintesi dei risultati	30
9.1.3	PILA P1, P2, P5 e P7	37
9.1.4	Sintesi dei risultati	40
9.1.5	PILA P6	47
9.1.6	Sintesi dei risultati	50
9.1.7	SP1 e SP2.....	57
9.1.8	intesi dei risultati.....	60
9.2	Verifica di capacità portante per carichi verticali.....	65
9.2.1	PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11	65
9.2.2	PILA P1, P2, P5 e P7	66
9.2.3	PILA P6	67
9.2.4	SPALLE SP1 E SP2.....	68
9.3	Verifica di capacità portante per carichi orizzontali.....	69
9.3.1	PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11	69
9.3.2	PILA P1, P2, P5 e P7	70
9.3.3	PILA P6	71
9.3.4	SPALLE SP1, SP2	74
9.4	Cedimento gruppo di pali per carichi verticali	74
9.4.1	PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11	74
9.4.2	PILA P1, P2, P5 e P7	75
9.4.3	PILA P6	75
9.4.4	SPALLE SP1 E SP2.....	75
9.5	Verifiche strutturali dei pali.....	76
9.5.1	PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11 – tratto superiore	76

9.5.2	PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11 – tratto inferiore	79
9.5.3	PILA P1, P2, P5 e P7	80
9.5.4	PILA P1, P2, P5 e P7 – tratto inferiore	83
9.5.5	PILA P6	85
9.5.6	PILA P6 – tratto inferiore	88
9.5.7	SPALLA SP1 e SP2	90
9.5.8	SPALLA SP1 e SP2 – tratto inferiore	93

1 PREMESSA

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

La presente relazione di calcolo costituisce parte integrante del Progetto Definitivo "NUOVA SS 554 "CAGLIARITANA", adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km 1+500 al km 11+850".

L'immagine riportata di seguito fornisce un inquadramento geografico dell'intervento con particolare riferimento all'oggetto specifico della relazione, il "Viadotto Selargius Centro", un'opera che verrà realizzata nell'ambito del Lotto 2, tra le progressive 8+289.70 e 8+360.70, sullo svincolo di omonima denominazione, tra l'asse principale della SS 554 e alcune viabilità locali, all'interno del Comune di Selargius.

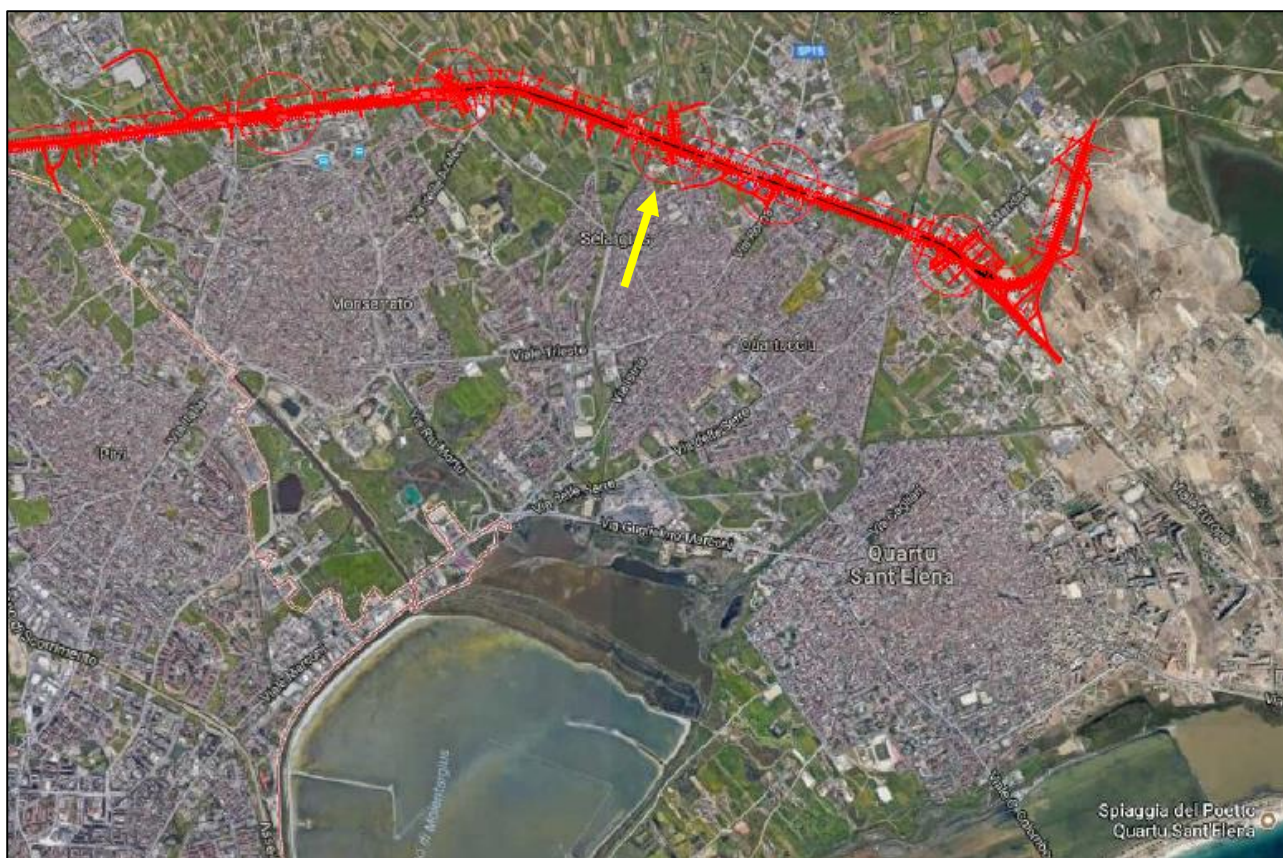


Figura 1 – Vista aerea dell'area oggetto di intervento

1.2 Oggetto specifico della relazione: verifiche geotecniche delle fondazioni

Le verifiche geotecniche delle fondazioni del "Viadotto Selargius Centro" costituiscono l'oggetto della presente relazione. L'opera è costituita da una struttura a due impalcati separati (uno per ciascuna delle due carreggiate separate), appoggiate su sottostrutture a blocco unico, sia per quanto riguarda le spalle, che per quanto riguarda le pile.

Il documento si pone l'obiettivo di descrivere nel dettaglio i criteri progettuali adottati e le verifiche svolte ai fini del dimensionamento geotecnico delle fondazioni. Per le verifiche strutturali delle spalle e delle pile si rimanda invece alla relazione specifica DPCA06-D-1501-T00-VI-03-STR-RE-02.

Di seguito si riportano un profilo longitudinale dell'opera.

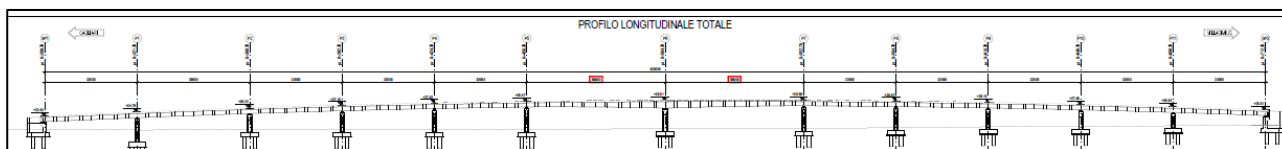


Figura 2 – Pianta e prospetto del ponte

L'impalcato del ponte si sviluppa in continuità su 12 campate di luce rispettivamente pari a 32, 39 e 48 metri, si vedano gli elaborati grafici allegati.

La sezione trasversale a doppio impalcato si compone dalla sede stradale per una fascia centrale di 9.25 m, il settore rimanente comprende i due cordoli laterali (di larghezza rispettivamente 0.5 e 1.0 m) risultando un ingombro complessivo pari a 10.75 m. La struttura portante di impalcato si realizza con travi composte acciaio-calcestruzzo. Nello specifico si hanno 3+3 travi principali ad altezza costante $h=1.40$ m nelle campate da 32 m; per le campate da 48 si impiegano travi ad altezza variabile da 1.4 a 2.2 m. Le medesime sono collegate trasversalmente da traversi reticolari che garantiscono la ripartizione del carico ortogonalmente all'asse longitudinale del ponte

Le sotto-strutture sono costituite da 2 spalle SP1 ed SP2, e da 11 pile P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11. Per le due spalle sono previsti n°10 pali di fondazione ϕ . 1200 m, di lunghezza pari a 26 m. Ciascuna pila sarà invece dotata di n°8 pali di fondazione ϕ . 1200 m, di lunghezza da 24 m a 26 m.

Di seguito si riportano alcune immagini delle pile e delle spalle

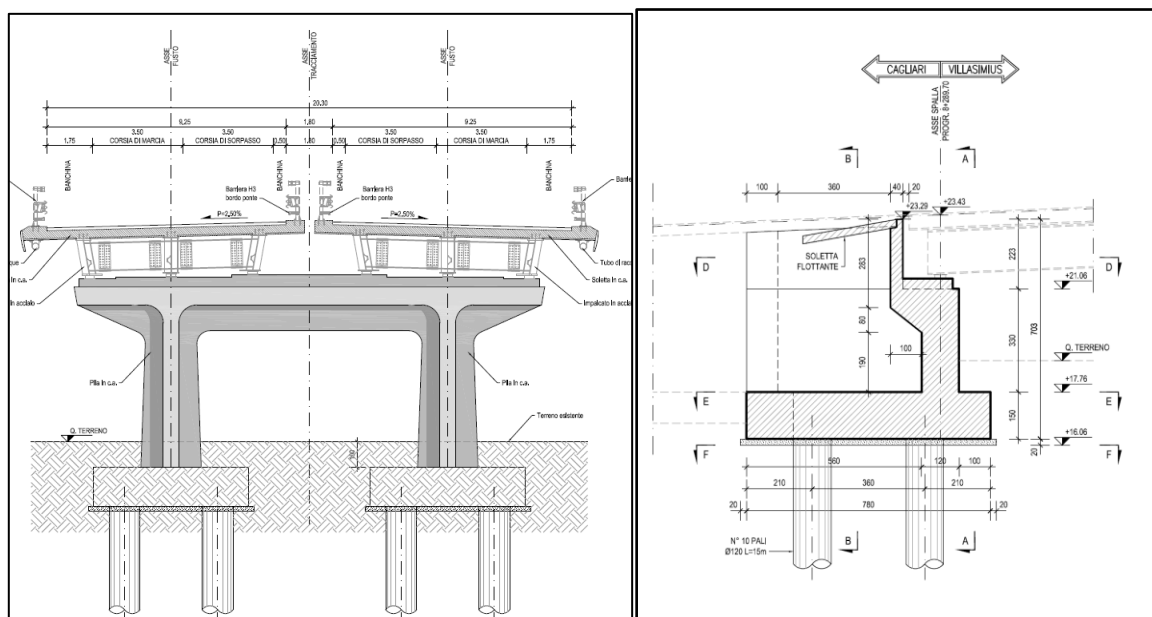


Figura 3 – Vista frontale della pila tipo e sezione longitudinale della spalla SP1

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida

In accordo a quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n. 76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si fa riferimento alle normative, alle raccomandazioni ed alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo ad integrare le informazioni in esse contenute, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali. Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo, dove necessario, ad integrare le informazioni in esse contenute con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali:

- [1] D.M. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- [2] Circolare 02.02.2009 n°617/C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;

Ad integrazione delle indicazioni proposte dal D.M. 14.01.2008, dove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

- [3] EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- [4] EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali".
- [5] EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".
- [6] EN 1998-5: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- [7] UNI EN 206-1 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- [8] UNI EN 11104: 03.2004 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

La caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni interessati dal tracciato è stata redatta in conformità a dette Norme, analogamente le verifiche geotecniche delle opere previste nel progetto. Raccomandazioni e specifiche

- A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana – "Linee guida - aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" (2005);
- A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana – "Raccomandazioni sui Pali di Fondazione" (1984);
- A.I.C.A.P., AGI - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - raccomandazioni

2.2 Elaborati

Tutti gli elaborati grafici di progetto definitivo.

2.3 Relazioni

- [9] DPCA06-D-1501-T00-GE-01-GET-RE-01-A - Relazione geotecnica generale
[10] DPCA06-D-1501-T00-VI-03-STR-RE-03 - Viadotto Selargius Centro. Relazione geotecnica

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

3.1 Conglomerato cementizio

3.1.1 Fondazioni (Platee Spalle, Plinti Pile)

Per le strutture di fondazione quali le platee delle spalle, la fondazione dell'arco e i plinti delle pile è stato previsto un calcestruzzo classe C25/30 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1.98 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 31476 \text{ Mpa}$

3.1.2 Pali

Per i pali di fondazione di tutte le sottostrutture è stato previsto un calcestruzzo classe C25/30 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 31476 \text{ MPa}$

3.2 Acciaio per barre di armatura

Nella strutture in c.a. dovranno essere poste barre nervate in acciaio B450C (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento. Dovranno essere garantite la saldabilità e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_a = 210000 \text{ MPa}$

3.3 Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato

Per garantire la durabilità delle strutture di calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dagli attacchi chimico-fisici.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

La tabella seguente indica, con riferimento alle sottostrutture e alle fondazioni in oggetto, la vita nominale, la classe di esposizione (**Tabella 2**) e la classe di calcestruzzo, di ciascuna opera.

PONTI	VN [anni]	Classe d'uso	Classe esp.	Materiale	Copriferro [cm]
Elevazioni pile	100	IV	XC4+XD1	C32/40	4.5
Elevazioni spalle	100	IV	XC4+XD1	C28/35	4.5
Fondazioni spalle e pile	100	IV	XC2	C25/30	4.5
Pali fondazione di spalle e pile	100	IV	XC2	C25/30	5.0

Tabella 1 – Dimensionamento del copriferro

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 2 – Descrizione delle condizioni ambientali (tab.4.1.III NTC2008)

I valori del copriferro sopra indicati sono maggiori rispetto ai valori minimi suggeriti in normativa (**Tabella 3**) poiché tengono conto sia della vita utile delle opere che delle tolleranze di posa delle armature.

Cmin	Co	Ambiente	C≥Co	Cmin <C< Co
C28/35	C40/50	Ordinario	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	30	35
C35/45	C45/55	molto aggressivo	40	45

Tabella 3 – Valori minimi di copriferro in mm (tab.C4.1.IV NTC 2008)

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

- Combinazione quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$;

4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

La stratigrafia e i parametri geotecnici dei terreni interessati dalle opere di fondazione del viadotto sono stati indagati in dettaglio nel documento.

- Relazione geotecnica generale

In corrispondenza di questo tratto sono stati effettuati i sondaggi S24, S25, S26, S27, S28, S29, S30, S31 e S32 (2015), e i pozzetti esplorativi Pz7 (2015) e Pzi6 (2016).

Sia le Spalle che le Pile saranno impostate interamente nei depositi alluvionali terrazzati essenzialmente argilloso-limosi debolmente sabbiosi. Il progetto prevede inoltre la realizzazione dello svincolo Selargius Centro.

Il log del sondaggio S27 riporta la presenza della falda a circa 8 m di profondità dal p.c.. Tuttavia, ai fini di progetto viene considerato il livello più alto di falda indicato dal profilo geologico, corrispondente a circa 6 m di profondità dal p.c..

Di seguito la stratigrafia di dettaglio per le singole opere/spalle.

	Unità geotecnica	da	a
		[m]	[m]
Spalla Ovest	LA	0,00	24,00
	GST - alt	24,00	25,00
	GST	25,00	-
Pila1	LA	0,00	25,00
	GST - alt	25,00	26,50
	GST	26,50	-
Pila2	LA	0,00	23,50
	GST - alt	23,50	26,00
	GST	26,00	-
Pila3	LA	0,00	23,00
	GST - alt	23,00	26,00
	GST	26,00	-
Pila4	LA	0,00	6,50
	G	6,50	8,00
	LA	8,00	22,00
	GST - alt	22,00	25,30
	GST	25,30	-
Pila5	LA	0,00	23,50
	GST - alt	23,50	25,50
	GST	22,50	-
Pila6	LA	0,00	21,50
	GST - alt	21,50	25,00
	GST	25,00	-
Pila7	LA	0,00	24,00
	GST - alt	24,00	25,50
	GST	25,50	-

Pila 8	LA	0,00	3,20
	S	3,20	6,50
	LA	6,50	25,00
	GST - alt	25,00	26,00
	GST	26,00	-
Pila 9	LA	0,00	3,00
	S	3,00	5,00
	LA	5,00	24,50
	GST - alt	24,50	26,00
	GST	26,00	-
Pila 10	LA	0,00	20,50
	GST - alt	20,50	22,50
	GST	22,50	-
Pila 11	LA	0,00	20,00
	GST - alt	20,00	21,00
	GST	21,00	-
Spalla est	LA	0,00	5,10
	S	5,10	7,50
	LA	7,50	20,00
	GST - alt	20,00	21,00
	GST	21,00	-

Tabella 4: viadotto Selargius centro. Stratigrafia spalle e pile

I parametri di calcolo delle unità geotecniche sopra riportate sono di seguito elencati:

UNITA' LA	
γ (kN/m ³)	19 ± 1
cu (kPa)	124 ± 40
φ (°)	23,5 ± 7
c' (kPa)	30 ± 18
G _o (MPa)	81 ± 21
E _o (MPa)	170 ± 55
Coefficiente di permeabilità k (m/sec)	1×10-9 > k

UNITA' G	
γ (kN/m ³)	19
φ (°)	39 ± 1
c' (kPa)	0
E _o (MPa)	490 ± 14
E'(MPa) - Opere di sostegno	90
E'(MPa) - Cedimenti	50
k (m/sec)	1·10-4 > k > 1·10-5

UNITA' S	
γ (kN/m ³)	18
φ (°)	35 ± 2
c' (kPa)	0
E _o (MPa)	300± 19
E'(MPa) - Opere di sostegno	60
E'(MPa) - Cedimenti	30
k (m/sec)	1·10 ⁻⁵ > k > 1·10 ⁻⁶

UNITA' GST	
γ (kN/m ³)	20
σ_c (MPa)	14÷70
RQD (%)	20÷90
φ (°)	35
c' (kPa)	490
E _m (MPa)	1750
k (m/sec)	k > 1·10 ⁻⁹

UNITA' GSTalt	
γ (kN/m ³)	20
φ (°)	29
c' (kPa)	340
c _u (kPa) (*)	270
E _m (MPa)	650
Coefficiente di permeabilità k (m/sec)	1·10 ⁻⁹ > k
(*) componente relativa alla porzione argillosa dell'ammasso	

Tabella 5: viadotto Selargius centro. Parametri di calcolo delle unità geotecniche

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Per gli elevati carichi trasmessi dai plinti di fondazione sono necessarie fondazioni profonde costituite da pali di grande diametro della lunghezza variabile per trasferire i carichi allo strato inferiore di buone caratteristiche geotecniche.

I pali trivellati vengono realizzati con asportazione del terreno e sua sostituzione con calcestruzzo armato mediante attrezzatura adeguata a qualsiasi tipo di terreno da attraversare con l'ausilio del rivestimento provvisorio (incamiciatura) totale del foro.

Il diametro medio reso dei pali è di circa 1200 mm e la lunghezza di perforazione è variabile.

L'armatura dei pali è costituita da una gabbia di armatura formata da correnti $\phi 24 \div \phi 32$ mm e da staffe spiriodali $\phi 10 \div 12$ mm in acciaio B450C e giuntate a 12 m.

L'iniezione dei pali viene eseguita con calcestruzzo SCC tipo min C25/30 fino al completo getto del palo.

Per i particolari esecutivi si rimanda alle tavole grafiche dettagliate.

Nella seguente tabella riepilogativa si riportano le lunghezze ed il numero dei pali previsti per le sottostrutture dell'opera in oggetto.

VIADOTTO SELARGIUS CENTRO			
	n°PALI	L pali (m)	L pali totale (m)
SP1	10	28	280
P1	8	26	208
P2	8	26	208
P3	8	24	192
P4	8	24	192
P5	8	26	208
P6	8	26	208
P7	8	26	208
P8	8	24	192
P9	8	24	192
P10	8	24	192
P11	8	24	192
SP2	10	28	280

Tabella 6: viadotto Selargius centro. Tabella riepilogo lunghezza pali

6 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi prevalenti per le spalle.

Condizione	Carico normale kg	Taglio Tx kg	Taglio Ty kg	Momento Mx kgm	Momento My kgm
SLU-STR (c 1)	3549147	773631	19414	418001	4091071
SLE-RARA (c 6)	2496220	541234	1181	2309058	13443
SLV (c 13)	2496220	1648660	127762	682078	8400972

Tabella 7: viadotto Selargius centro. Carichi prevalenti per le spalle

Di seguito si riportano i carichi prevalenti per le pile.

PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11

Condizione	Carico normale Kg	Taglio Tx kg	Momento My kgm
SLU-STR	1667260	34335	81014
SLE-RARA	1215381	27407	72661
SLV	1088976	288111	1421757

PILA P1, P2, P5 e P7

Condizione	Carico normale Kg	Taglio Tx kg	Momento My kgm
SLU-STR	1939846	46192	128063
SLE-RARA	1416219	36786	110523
SLV	1257409	346831	1789686

PILA P6

Condizione	Carico normale Kg	Taglio Tx kg	Momento My kgm
SLU-STR	2269675	58738	152624
SLE-RARA	1659864	46568	131325
SLV	1478474	413751	2073272

Tabella 8: viadotto Selargius centro. Carichi prevalenti per le pile

7 CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

7.1 CAPACITA' PORTANTE LIMITE VERTICALE DEL PALO SINGOLO

La capacità portante del palo di fondazione è valutata come somma della portata laterale e di base.

$$R_t = R_s + R_b$$

dove:

R_s = resistenza limite laterale;

R_b = resistenza limite di base

la resistenza limite laterale e di base sono valutate con le seguenti espressioni:

$$R_s = \sum_{j=1}^n A_{s,j} * q_{s,j} \quad R_b = A_b * q_b$$

$A_{s,j}$ = area laterale del palo corrispondente allo strato j;

$q_{s,j}$ = portanza laterale limite allo strato j;

n = numero totali di strati;

A_b = area base palo;

q_b = portanza limite di base.

7.1.1 Portanza laterale

7.1.1.1 Strati argillosi

Ci si riferisce alle unità LA e a favore di sicurezza anche per la unità GST alt. In quest'ultimo caso si considera sempre che i pali attraversino lo strato di roccia alterata avente una consistenza di tipo terroso.

$$q_{s,j} = \alpha_j * c_{u,j}$$

con;

$q_{s,j}$ = portanza laterale dello strato j esimo;

$c_{u,j}$ = coesione non drenata dello strato j-esimo;

α_j = coefficiente empirico dello strato j-esimo, funzione della $c_{u,j}$ (Raccomandazioni AGI):

$$\alpha = 0.9 \quad c_u \leq 25 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.8 \quad c_u = 25 \div 50 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.6 \quad c_u = 50 \div 75 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.4 \quad c_u \geq 75 \text{ kPa}$$

7.1.1.2 Strati sabbiosi e ghiaiosi

Ci si riferisce alle unità S e unità G.

$$q_{s,j} = k_{s,j} * \tan(\varphi_j) * \sigma_v' \leq 170 \text{ con } k_{s,j} = 0.6$$

7.1.2 Portanza di base - terreni in roccia

Il valore della portata limite di base è calcolato utilizzando la formula di Terzaghi di seguito riportata.

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

i coefficienti che compaiono nella formula di capacità portante valgono approssimativamente:

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi/2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Assieme a tali coefficienti, vanno usati i fattori di forma di Terzaghi e cioè:

	Tipo fondaz	Sc	S _γ
quadrata	1	1.30	0.80
rettangolare	2	1.00	1.00
circolare	3	1.30	0.60

Infine la capacità portante ultima è espressa in funzione di RQD secondo la formula:

$$q_b = q_{ult}(RQD)^2$$

Si considera che la punta dei pali entri sempre all'interno della formazione GST, con angolo di attrito dell'ammasso pari a 35°.

I pali entrano all'interno della formazione GST di poco, per il calcolo della capacità portante alla punta dei pali si considerano i valori di σ_c e RQD ubicati nella parte più scadente dei risultati rilevate dalle indagini e dalle prove di laboratorio.

$$\sigma_c = 14 \text{ MPa}$$

$$RQD = 20\%$$

Considerando un angolo di attrito pari a 35°, si ottiene una coesione dell'ammasso intatto pari a 3500 kPa.

7.2 CAPACITA' PORTANTE LIMITE ORIZZONTALE DEL PALO SINGOLO

Quando un palo è caricato da un'azione orizzontale in testa, sia essa una forza o una coppia, le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale. Le tensioni normali poste a tergo del palo diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale (Figura 1). Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo raggiungerà il collasso in seguito alla formazione di un cuneo di rottura (Figura 2). A profondità maggiori, il meccanismo di collasso del terreno prevede che lo stesso scorra defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo terreno – palo a tergo dello stesso. Questi due differenti meccanismi di rottura condizionano la distribuzione con la profondità delle pressioni limite pu che il terreno esercita sul palo.

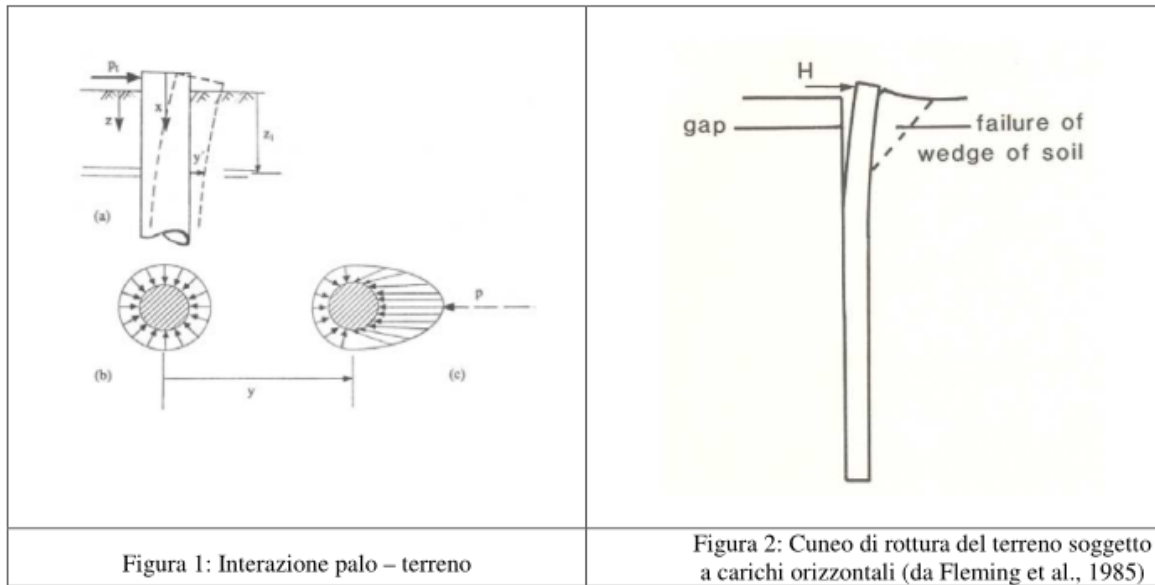


Figura 1: Interazione palo – terreno

Figura 2: Cuneo di rottura del terreno soggetto a carichi orizzontali (da Fleming et al., 1985)

Quando il palo è soggetto ad azioni orizzontali, considerate le sollecitazioni di momento e taglio che si generano nelle varie sezioni, la rottura può verificarsi per raggiungimento dello stato limite ultimo sia del terreno che del palo. I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo “corto”, “intermedio” e “lungo”, come riportato nella figura seguente.

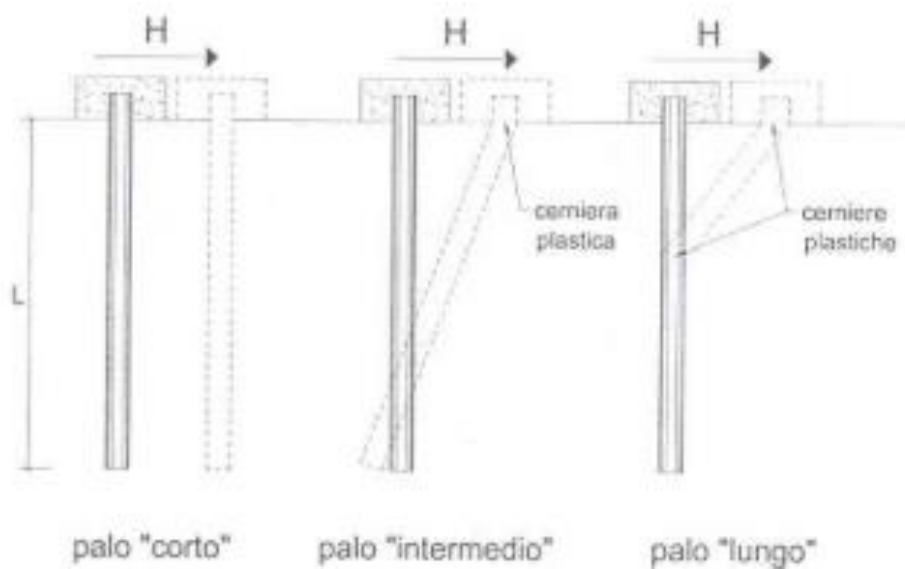


Figura 4: meccanismi di rottura

La resistenza trasversale del palo viene calcolata come valore minimo corrispondente ai possibili meccanismi di rottura:

$$R_{tr} = \min[R_{tr,corto}; R_{tr,lungo}]$$

7.3 CAPACITA' PORTANTE LIMITE GRUPPO DI PALI

7.3.1 Capacità portante verticale gruppo di pali

I pali sono previsti ad interasse di 3 volte il diametro, alla portanza del palo singolo non viene applicato nessun coefficiente di riduzione per effetto gruppo.

7.3.2 Capacità portante orizzontale gruppo di pali

L'effetto del gruppo di pali sulla portanza viene considerato dall'analisi numerica eseguita tramite software GROUP, Ensoft Inc., che restituisce valori di tagli sollecitanti i singoli pali già condizionati da tale effetto. Per questo motivo, la capacità portante del gruppo di pali si considera analizzata mediante la verifica a capacità portante trasversale del singolo palo, in considerazione del massimo taglio agente sull'elemento, ottenuto dalla modellazione.

7.4 ANALISI DELL'INTERAZIONE PALO TERRENO

I pali vengono modellati secondo la teoria proposta da Matlock & Reese (1966) e modello del terreno alla Winkler. l'analisi è condotta con l'ausilio del codice di calcolo GROUP, Ensoft Inc..

7.4.1 Comportamento del palo singolo rispetto a carichi verticali

La valutazione della curva carico cedimento del palo singolo può essere effettuata con il noto metodo delle curve di trasferimento (τ -s e q-s).

1. Il palo è schematizzato con un elemento cilindrico, suddiviso per conci, caratterizzato da un modulo elastico E_s ;
2. Il trasferimento degli sforzi dal palo al terreno avviene tramite molle (una per concio) caratterizzate da leggi non lineari. L'ordinata delle molle rappresenta la tensione tangenziale sviluppabile lungo il fusto (t) o la portata di base (q); le ascisse rappresentano lo spostamento locale verso il basso del concio generico (s_v). Lo spostamento verso il basso del generico concio viene a dipendere dal carico applicato alla testa del palo (Q_t), dalla sua posizione lungo il palo, dal modulo elastico del palo e dalle curve di trasferimento (t - s_v e q - s_v) lungo il fusto e alla base;
3. La determinazione dell'andamento dei carichi e degli spostamenti lungo il fusto e alla base per un dato carico applicato in testa viene effettuata risolvendo l'equazione differenziale:

$$\frac{dQ_z}{dz} = E_p \cdot A_p \cdot \frac{d^2 s_{vz}}{dz^2}$$

essendo:

z = coordinata generica lungo il palo con origine alla testa del palo;

A_p = area della sezione del palo;

Q_z = carico assiale agente nella sezione di palo di coordinata z ;

s_{vz} = spostamento assiale nella sezione di palo di coordinata z .

La soluzione dell'equazione differenziale viene fatta con metodi numerici in accordo alla seguente procedura:

1. Si assume un movimento verso il basso della base del palo; con riferimento alla curva di trasferimento della base si ottiene il corrispondente carico applicato alla base;
2. Si assume un valore di primo tentativo del carico applicato alla sommità del concio di palo soprastante la base: si calcola l'accorciamento elastico di tale concio;
3. Si usa lo spostamento imposto alla base più quello dovuto all'accorciamento elastico di cui al punto precedente per ottenere lo spostamento risultante in mezzeria del concio immediatamente sopra la base del palo;
4. Si usa la curva di trasferimento relativa al concio sopra la base e si ottiene il carico di attrito laterale associabile allo spostamento risultante di cui al punto precedente; si valuta quindi il carico agente alla sommità del concio sopra la base;
5. Si ripetono i calcoli ai punti 2 e 4 finché la differenza fra successivi valori del carico applicato in sommità del concio sopra la base risulta trascurabile;
6. Si ripete la procedura per ciascun concio soprastante quello di base, fino ad arrivare alla testa del palo; il carico e lo spostamento della testa rappresentano un punto della curva carico cedimento del palo;
7. Si assumono altri valori dello spostamento della base e per ciascun valore si ripetono i calcoli fino ad ottenere la curva carico cedimento completa del palo.

I risultati del calcolo, per ogni valore di carico assiale applicato in testa, sono:

- lo spostamento verticale della testa del palo;
- l'andamento dei carichi assiali lungo il fusto;
- le azioni esercitate tra palo e terreno.

Sulla base di prove sperimentali ricavabili dalla letteratura (Reese & O'Neill (1988)), si sono ottenute le curve di trasferimento lungo il fusto, più sotto riportate.

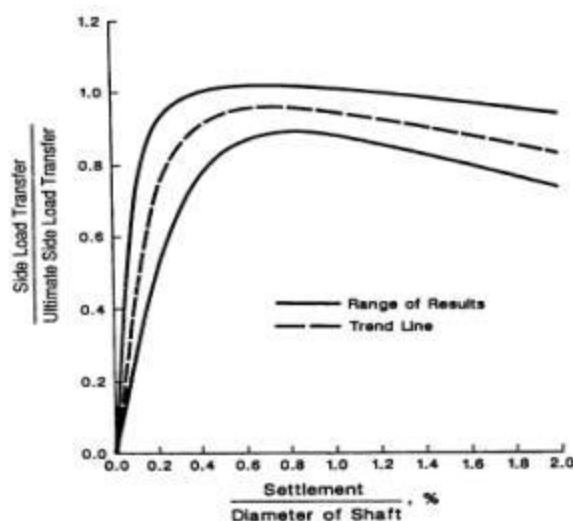


Figura 5: curva di trasferimento τ -s in terreni coesivi

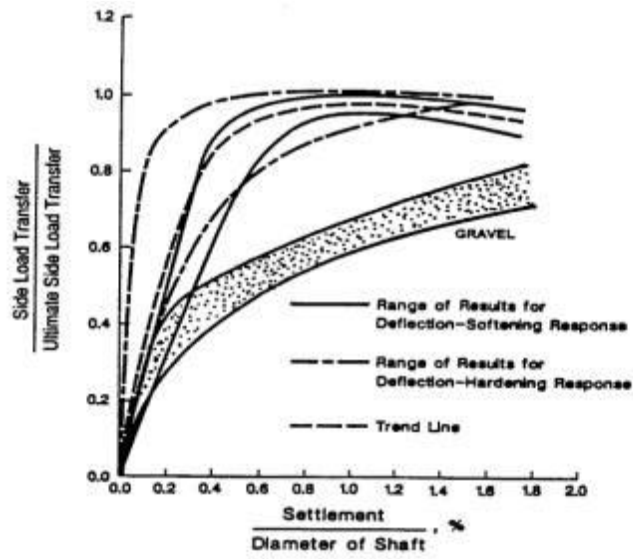


Figura 6: curva di trasferimento τ -s in terreni non coesivi

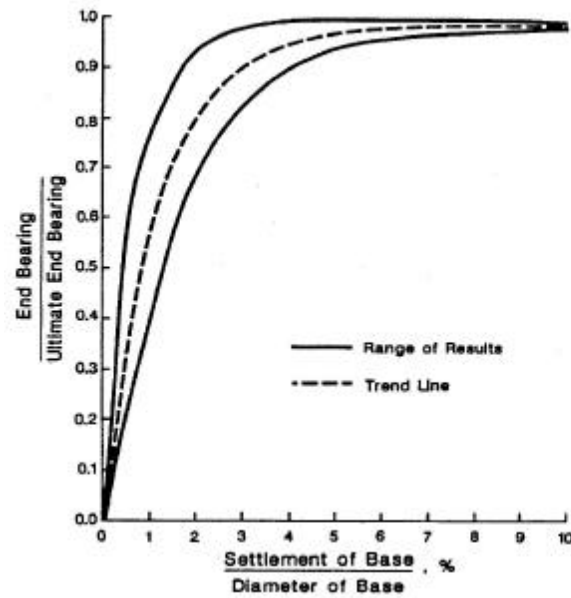


Figura 7: curva di trasferimento q-s in terreni coesivi

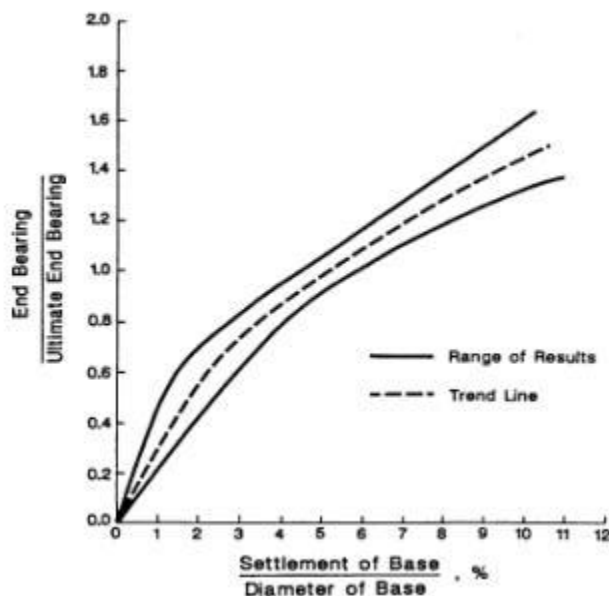


Figura 8: curva di trasferimento q-s in terreni non coesivi

7.4.2 Comportamento del palo singolo rispetto a carichi orizzontali

La valutazione del comportamento del palo singolo caricato da una forza orizzontale H e da un momento flettente M in termini di spostamento laterali, rotazioni tagli e momenti lungo il fusto è effettuata con il metodo delle curve p-y.

1. Il palo è schematizzato con un elemento cilindrico, suddiviso in conci, caratterizzato da un modulo elastico E_p ;
2. Il trasferimento degli sforzi dal palo al terreno avviene tramite molle (una per concio) caratterizzate da leggi non lineari. L'ordinata delle molle rappresenta la pressione normale esercitata tra palo e terreno (p); le ascisse rappresentano lo spostamento locale orizzontale del concio generico (y). Lo spostamento orizzontale del generico concio viene a dipendere dai carichi applicati alla testa del palo (H, M), dalla sua posizione lungo il palo, dal modulo elastico del palo e dalle curve di trasferimento ($p-y$) lungo il fusto;
3. La determinazione dell'andamento delle sollecitazioni di taglio e di momento e degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni del palo per assegnati carichi trasversali (H, M) applicati in testa viene effettuata risolvendo la seguente equazione differenziale:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} - E_s y = 0$$

essendo:

E_p = modulo elastico del palo;

I_p = momento d'inerzia del palo;

E_s = modulo di reazione secante orizzontale del terreno;

z = coordinata generica lungo il palo con origine alla testa del palo.

Considerata anche la non linearità del comportamento del terreno (moduli di reazione orizzontale E_s variabili in funzione del livello di sforzo), la soluzione dell'equazione differenziale è generalmente ottenuta per via numerica e per successive iterazioni. L'analisi viene effettuata con il modulo secante del terreno E_s operando in questo modo:

- Viene effettuato un calcolo di primo tentativo facendo riferimento alla pendenza iniziale delle curve p-y. Una volta ottenuto il valore di primo tentativo degli spostamenti del palo in ogni concio, il modulo secante E_s viene rivalutato entrando direttamente nelle curve p-y;
- Il calcolo viene ripetuto con il nuovo valore di E_s ottenendo un secondo valore degli spostamenti del palo e quindi un nuovo valore del modulo secante entrando nuovamente nelle curve p-y;
- Il procedimento iterativo di cui ai punti precedenti si interrompe quando si ottengono piccole differenze tra le deformate corrispondenti a due iterazioni successive;
- Una volta calcolata la deformata, note le condizioni al contorno e le reazioni offerte dal terreno, è possibile risalire all'andamento delle sollecitazioni flessionali e di taglio lungo il fusto del palo.

Le curve p-y utilizzate nelle analisi sono di seguito riportate:

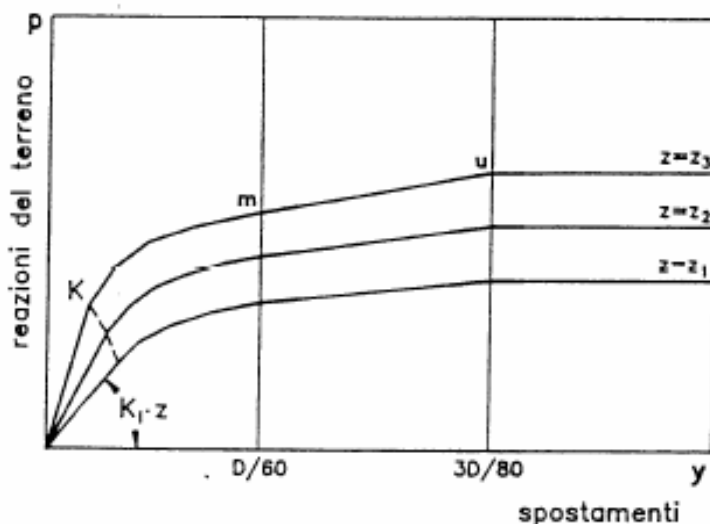


Figura 9: curve p-y in sabbie

Tabella 4.1: Valori di k_j secondo Reese et al. (1974).

Tipo di materiale	k_j [kN/m ³]
Sabbie sciolte	5500
Sabbie mediamente addensate	16600
Sabbie dense	34500

Tabella 9: valori di k_i secondo Reese et al. (1974)

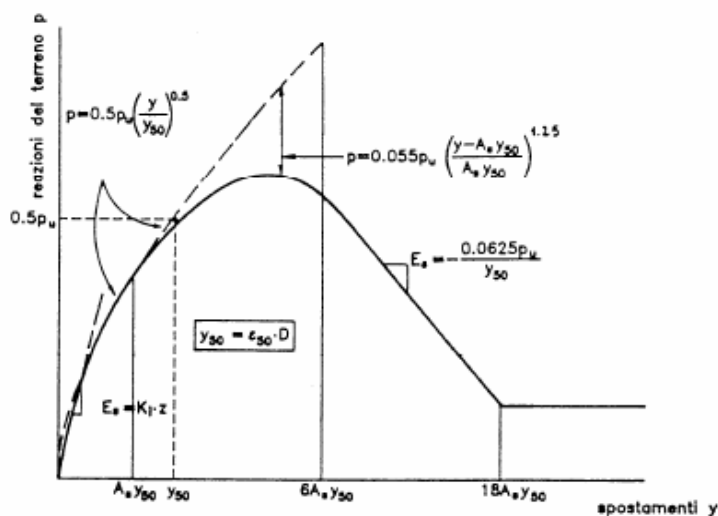


Figura 10: curve p-y in argille compatte

	Resistenza al taglio non drenata c_u [kPa]		
	50÷100	100÷200	200÷400
k_i (statico) [kN/m ³]	138000	276000	552000
k_i (ciclico) [kN/m ³]	55000	110000	220000

Tabella 10: valori di k_i secondo Reese et al. (1975)

Tabella 4.3: Valori di e_{50} secondo Reese et al. (1975).

	Resistenza al taglio non drenata c_u [kPa]		
	50÷100	100÷200	200÷400
e_{50} [-]	0.007	0.005	0.004

Tabella 11: valori di e_{50} secondo Reese et al. (1975)

7.4.3 Effetto "ombra"

Il carico totale agente su un gruppo di pali con interasse s sufficientemente ridotto ($s/D < 6$), sottoposto ad una sollecitazione orizzontale statica, si ripartisce in maniera non uniforme tra i singoli pali. L'aliquota di carico assorbita da ciascun palo è condizionata, principalmente, dalla fila di appartenenza dei pali all'interno del gruppo. Il complesso della sperimentazione disponibile evidenzia come la fila che assorbe l'aliquota maggiore di carico è la fila frontale, quella cioè, che incontra la resistenza di un terreno non disturbato dalla presenza di file a lei antistanti. Le file successive, invece, assorbono aliquote di carico minori. Il fenomeno di disomogenea distribuzione dei carichi in ragione della fila di appartenenza del gruppo va sotto il nome di *shadowing* (BROWN ET AL., 1988).

Il metodo di analisi del gruppo di pali proposto da BROWN & REESE (1985) prevede la definizione dei fattori moltiplicativi delle curve $p - y$.

Tali fattori vengono calcolati direttamente dal programma di calcolo GROUP:

7.4.4 Cedimento del gruppo di pali per carichi verticali

Per la valutazione del cedimento del gruppo di pali (E) si amplifica il cedimento del plinto determinato con GROUP in accordo a quanto suggerito da Mandolini et al. (2005) che definisce il parametro:

$$R_G = 0.29 R^{-1.35},$$

essendo:

$$R = \sqrt{\frac{n s}{L}},$$

dove:

n = numero di pali;

s = interasse pali;

L = lunghezza palo.

Il coefficiente amplificativo E_G per effetto gruppo si ottiene dalla seguente espressione:

$$E_G = R_G n$$

8 CRITERIO DI VERIFICA PALI

8.1 STATI LIMITE PER PALI DI FONDAZIONE

8.1.1 Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

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

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

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: A1+M1+R1;

Combinazione 2: A2+M2+R2;

Approccio 2:

Combinazione 2: A1+M1+R3;

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 12: (6.2.I ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni per pali di fondazione

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 13: (6.2.II ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno per pali di fondazione

8.1.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 14: (6.4.II ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di pali caricati assialmente

Nel caso in esame il valore caratteristico è calcolato con riferimento a procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici ricavati dai risultati di prove in sito. In questo caso il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 15: (6.4.IV ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate per pali di fondazione

Essendo stati eseguiti 2 sondaggi con profondità superiore a quella dei pali di fondazione previsti per l'opera in oggetto, il coefficiente ξ_3 viene adottato pari a 1,65.

8.1.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del §6.1.1.1, applicando i coefficienti parziali γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Tabella 16: (6.4.VI ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di pali caricati trasversalmente

8.1.2 Stati limite di esercizio

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) viene stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base.

9 VERIFICHE

9.1 Interazione palo terreno

L'analisi di interazione terreno-fondazione è stata sviluppata con il software GROUP della Ensoft. Se si considera un palo ad asse verticale, immerso in un terreno inizialmente le tensioni normali agenti sulla superficie laterale del palo presentano una distribuzione assialsimmetrica, la cui risultante è nulla. Quando il palo è soggetto, in testa, ad una forza orizzontale e/o ad una coppia applicata, si induce una traslazione y all'interno del terreno. Il diagramma delle tensioni del terreno, conseguentemente, si modifica; le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale. Le tensioni normali poste a tergo del palo, viceversa, diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale. Lungo i bordi del palo, le tensioni orizzontali presentano una componente normale ed una tangenziale. La risultante p [F/L] di tali azioni sarà posta nella direzione dello spostamento del palo ed avrà verso opposto ad esso.

Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo, invece, tende a raggiungere la condizione di collasso. A profondità maggiori, il terreno tende a scorrere defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo a tergo. Alla luce di queste considerazioni risulta evidente come la reazione del terreno p dipenda sia dall'entità dello spostamento y raggiunto dal palo sia dalla quota di riferimento z .

Di conseguenza, la risposta di un palo verticale ad un carico orizzontale crescente, in termini di curva carichi – spostamenti, oppure in termini di carichi – momenti flettenti massimi, è di tipo non lineare. Con il software GROUP in funzione della natura e caratteristiche dei terreni è possibile rappresentare tramite le curve p - y questo comportamento non lineare. Il programma considera inoltre che il comportamento di un palo soggetto ad azioni orizzontali all'interno di un gruppo differisce da quello di un palo singolo ed isolato. In un gruppo di pali caricato da azioni orizzontali i fenomeni di interazione reciproca palo – terreno – palo determinano, complessivamente, una diminuzione della rigidezza del sistema.

La diversità di comportamento si manifesta mediante un differente valore dello sforzo di taglio agente in testa a ciascun palo, differenti valori di momento flettente, diversa ubicazione del valore massimo di momento al variare della profondità (nell'ipotesi in cui il vincolo in testa al palo non sia un incastro). La modalità di risposta di ciascun palo è funzione essenzialmente dalla posizione geometrica che questo occupa all'interno del gruppo. Precisamente, la risposta del singolo palo all'interno del gruppo è condizionata:

- dalla fila di appartenenza all'interno del gruppo (effetto ombra o *shadowing*);
- dalla posizione all'interno della singola fila (effetto di bordo).

9.1.1 PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11

I pali in corrispondenza delle pile in oggetto presentano lunghezza pari a 24m.

La verifica è condotta con riferimento alla pila avente stratigrafia peggiore: pila P8.

La figura sottostante riporta la sezione di calcolo.

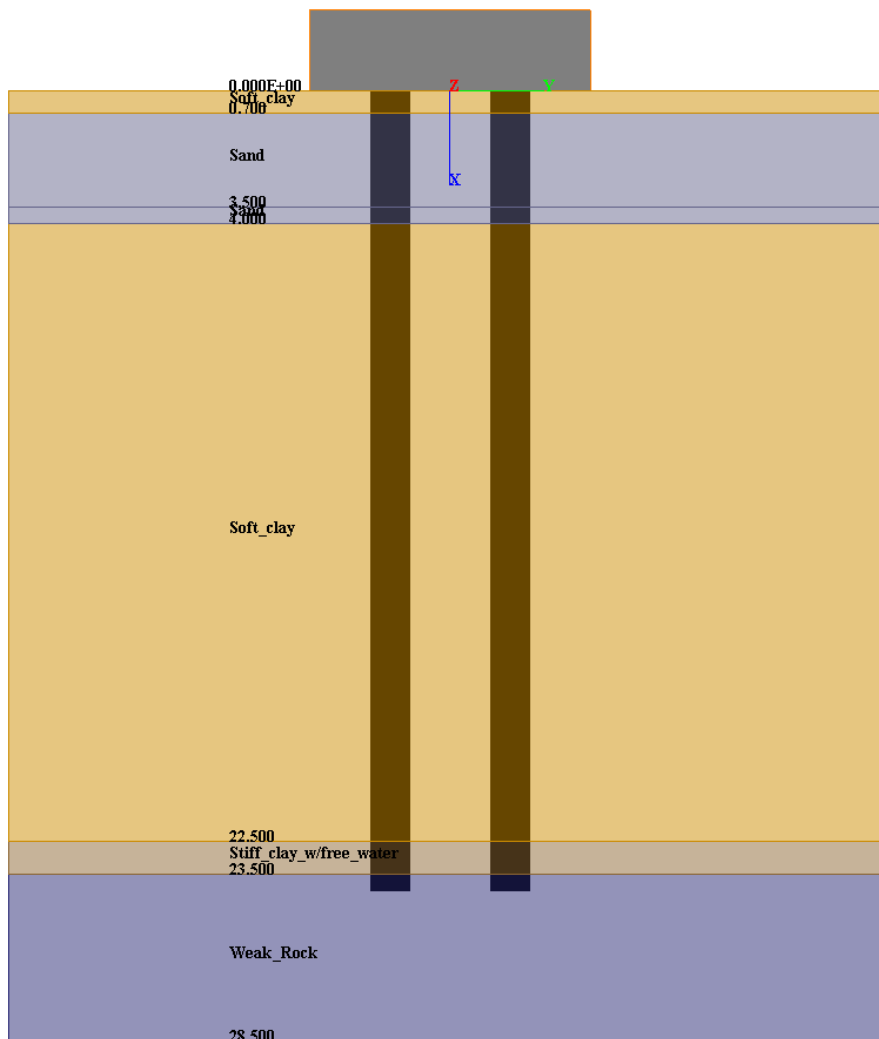


Figura 11: modello di calcolo

Nella figura sottostante vengono riportati i parametri di calcolo assegnati agli strati.

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Soft Clay (Matlock)	0	0.7	1: Soft Clay
2	Sand (Reese)	0.7	3.5	2: Sand (Reese, et al.)
3	Sand (Reese)	3.5	4	3: Sand (Reese, et al.)
4	Soft Clay (Matlock)	4	22.5	4: Soft Clay
5	Stiff Clay with Free Water (Reese)	22.5	23.5	5: Stiff Clay with Free Water
6	Weak Rock (Reese)	23.5	28.5	6: Weak Rock

Buttons: Add Row, Insert Row, Delete Row

Soft Clay 1						
1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	
1	19	120	0.01	48	0	
2	19	120	0.01	48	0	

Sand (Reese, et al.) 2						
1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	
1	18	35	24400	27	0	
2	18	35	24400	39	0	

Sand (Reese, et al.) 3						
1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	
1	8	35	16300	39	0	
2	8	35	16300	46	0	

Soft Clay 4						
1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	
1	9	120	0.01	48	0	
2	9	120	0.01	48	0	

Stiff Clay with Free Water 5						
1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	270	450000	0.005	108	0
2	10	270	450000	0.005	108	0

Weak Rock 6							
1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Uniaxial Compressive Strength, qu, (kN/m ²)	Initial Modulus of Rock Mass, (kN/m ²)	Strain Factor, k _{rm}	RQD, (%)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400
2	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400

Figura 12: parametri di calcolo

9.1.2 Sintesi dei risultati

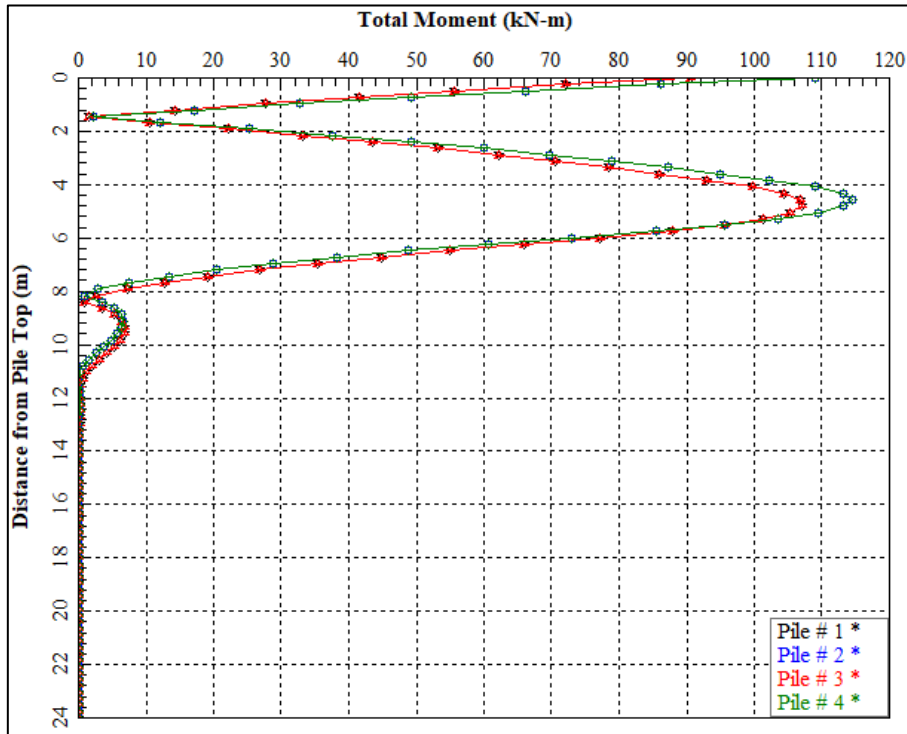


Figura 13: SLU M

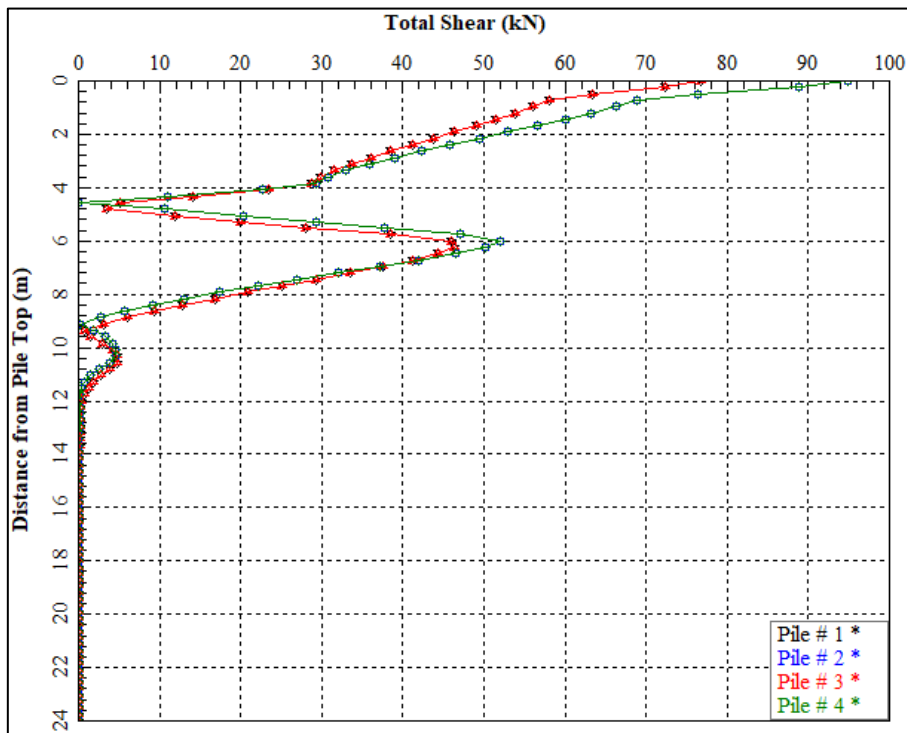


Figura 14: SLU T

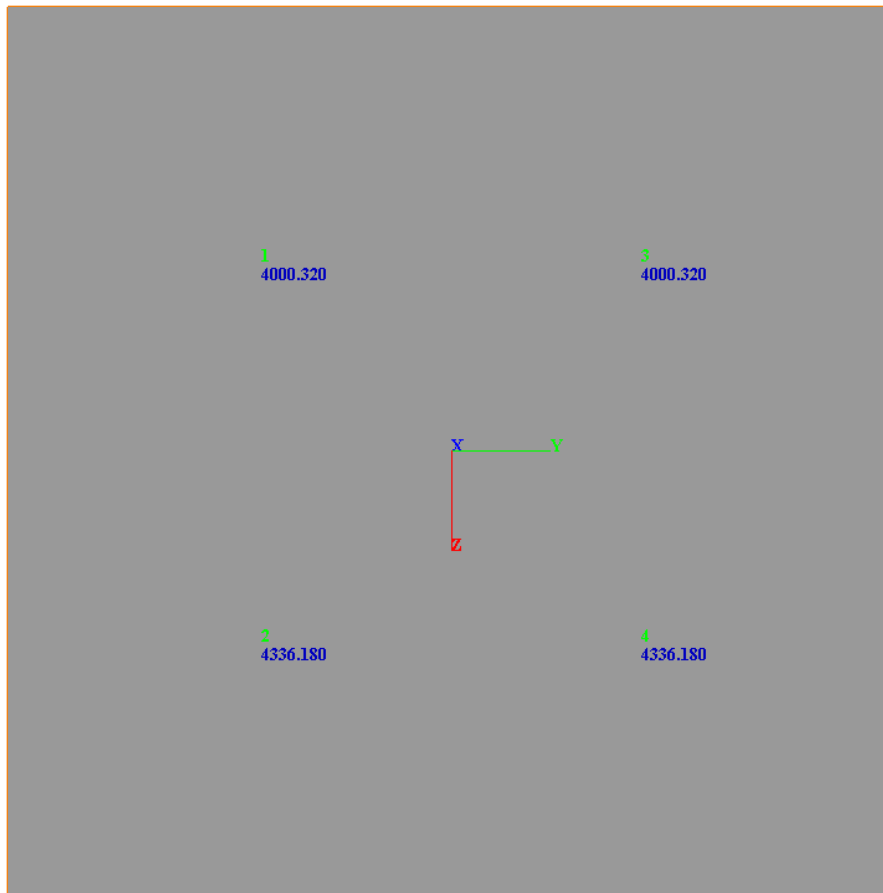


Figura 15: SLU N (kN)

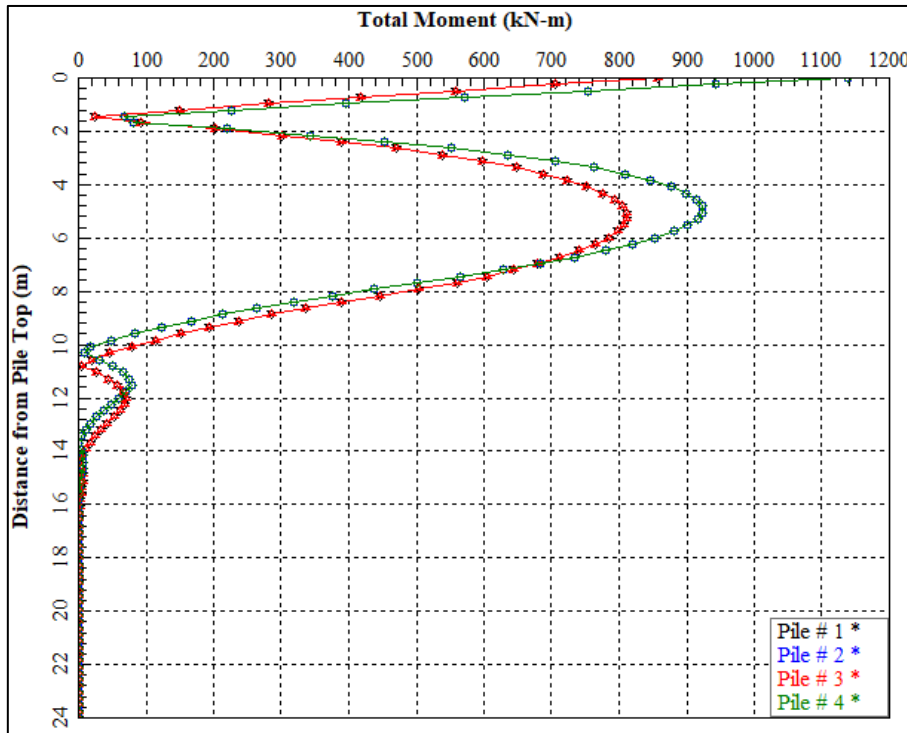


Figura 16: SLV M

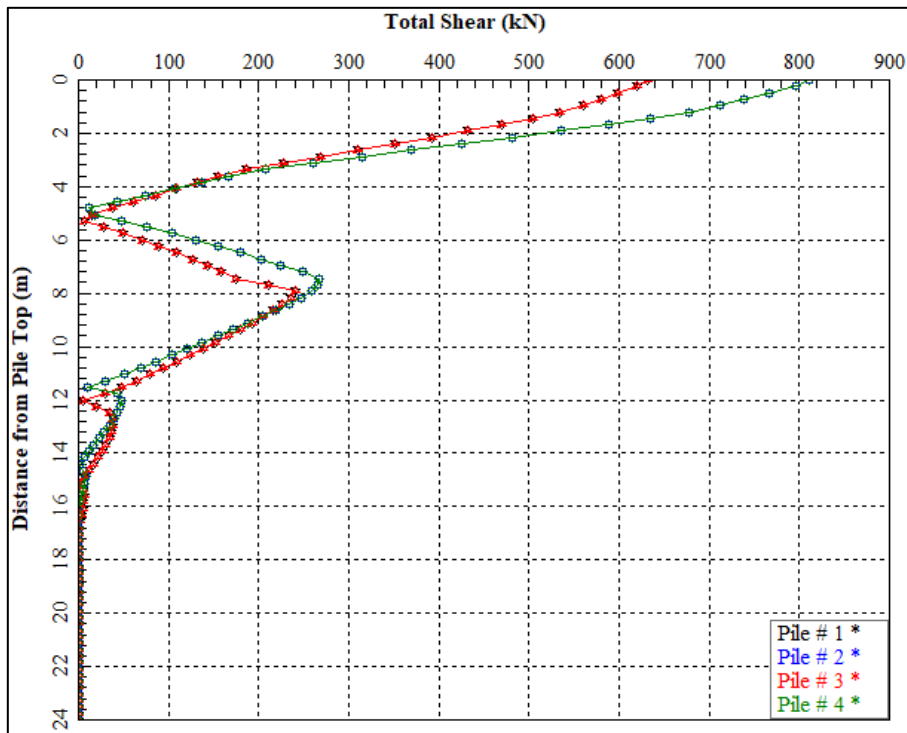


Figura 17: SLV T

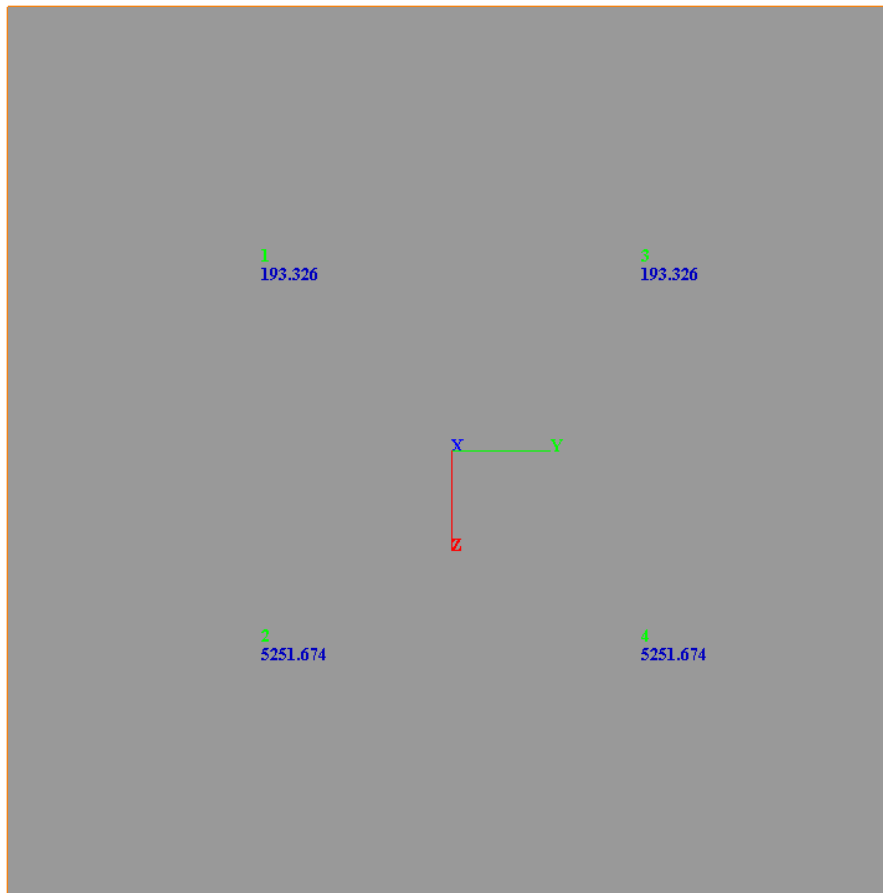


Figura 18: SLV N (kN)

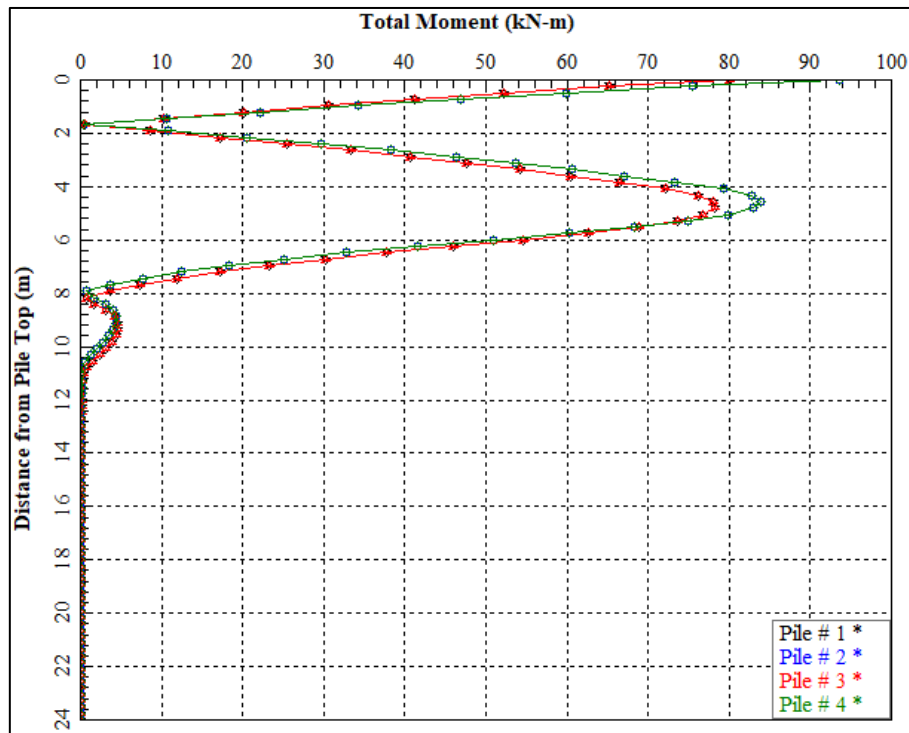


Figura 19: SLE M

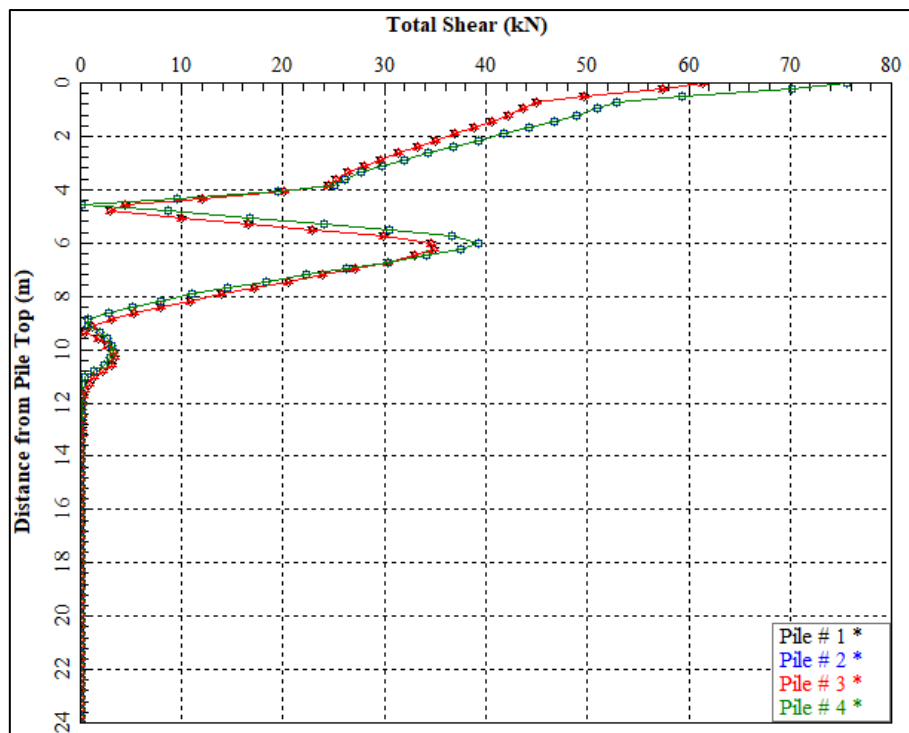


Figura 20: SLE T

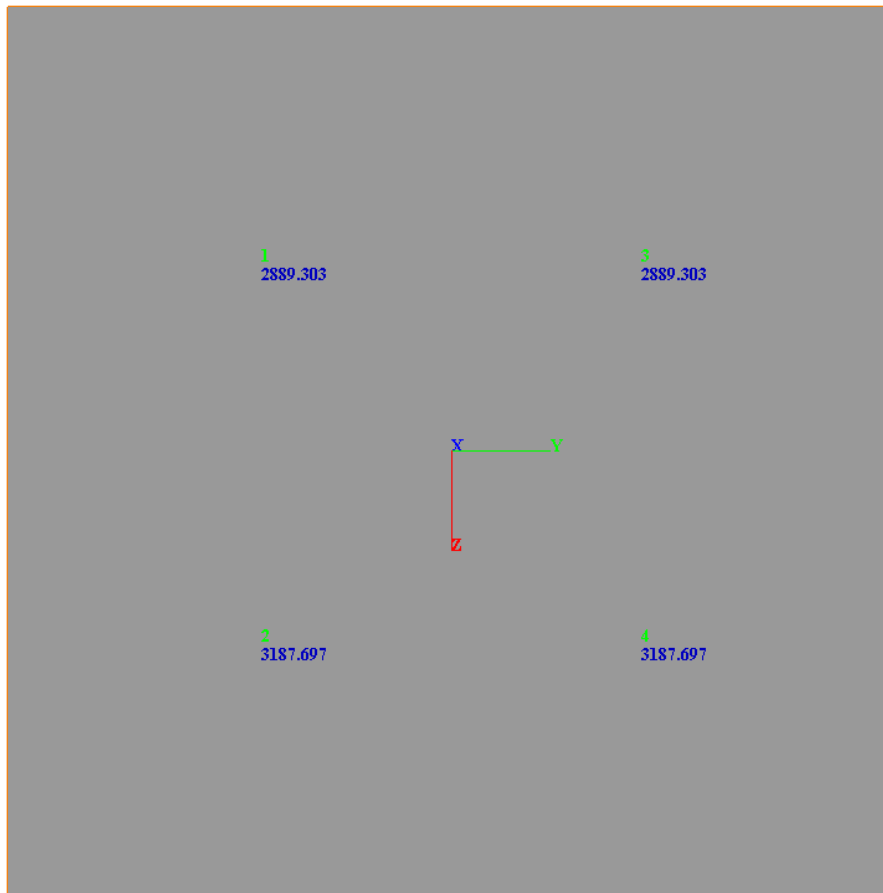


Figura 21: SLE N (kN)

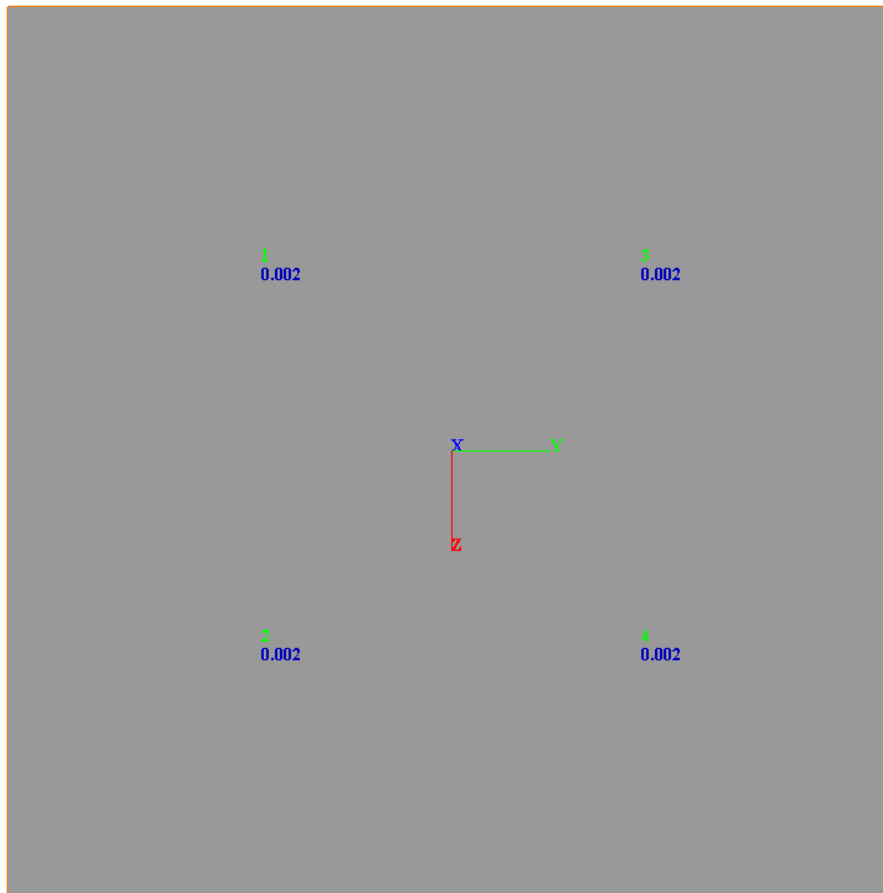


Figura 22: SLE cedimenti (m)

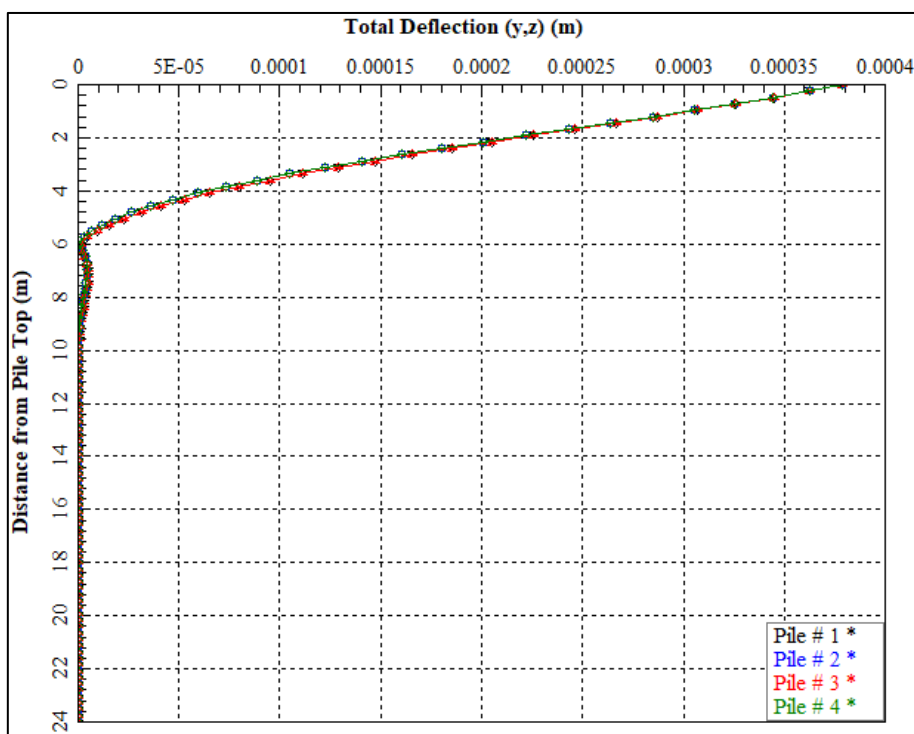


Figura 23: SLE spostamenti orizzontali

I cedimenti e gli spostamenti orizzontali dei pali sono millimetrici, sicuramente compatibili con la funzionalità dell'opera.

9.1.3 PILA P1, P2, P5 e P7

I pali in corrispondenza delle pile in oggetto presentano lunghezza pari a 26m.

La verifica è condotta con riferimento alla pila avente stratigrafia peggiore: pila 7.

la figura sottostante riporta la sezione di calcolo.

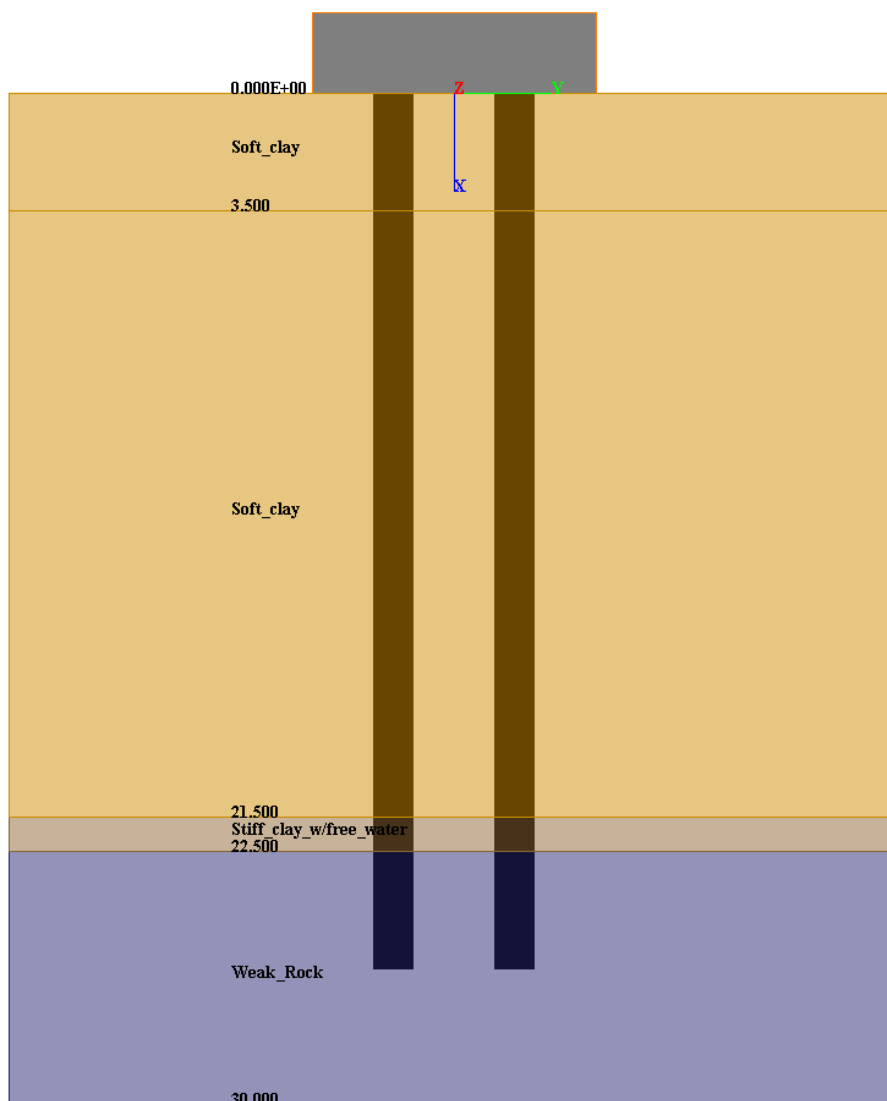


Figura 24: modello di calcolo

Nella figura sottostante vengono riportati i parametri di calcolo assegnati agli strati.

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Soft Clay (Matlock)	0	3.5	1: Soft Clay
2	Soft Clay (Matlock)	3.5	21.5	2: Soft Clay
3	Stiff Clay with Free Water (Reese)	21.5	22.5	3: Stiff Clay with Free Water
4	Weak Rock (Reese)	22.5	30	4: Weak Rock

Buttons: Add Row, Insert Row, Delete Row

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	19	120	0.01	48	0
2	19	120	0.01	48	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	9	120	0.01	48	0
2	9	120	0.01	48	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	270	450000	0.005	108	0
2	10	270	450000	0.005	108	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Uniaxial Compressive Strength, qu, (kN/m ²)	Initial Modulus of Rock Mass, (kN/m ²)	Strain Factor, k _{rm}	RQD, (%)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400
2	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400

Figura 25: parametri di calcolo

9.1.4 Sintesi dei risultati

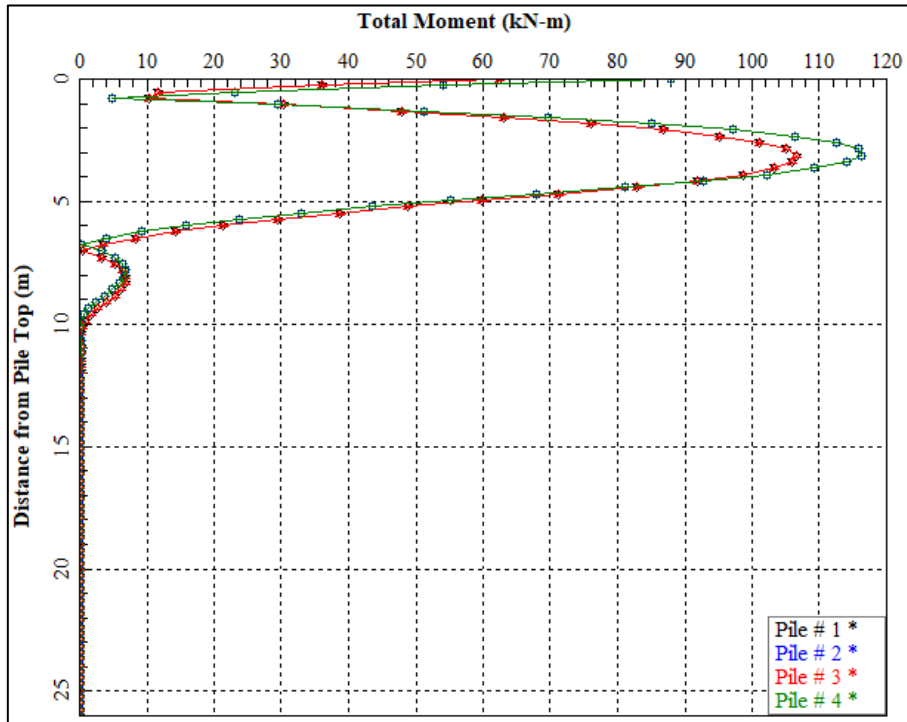


Figura 26: SLU M

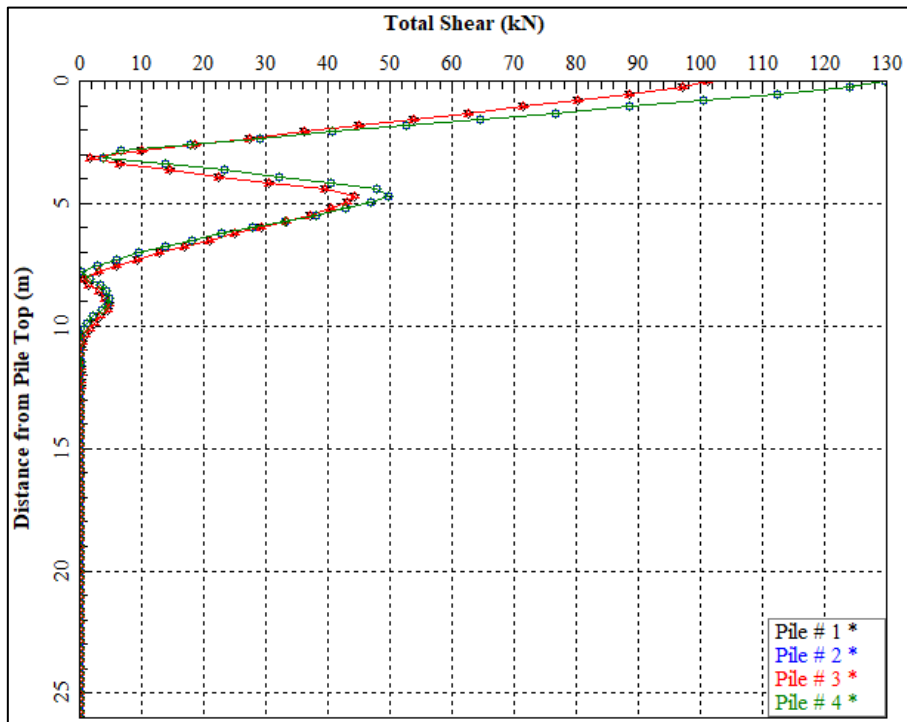


Figura 27: SLU T

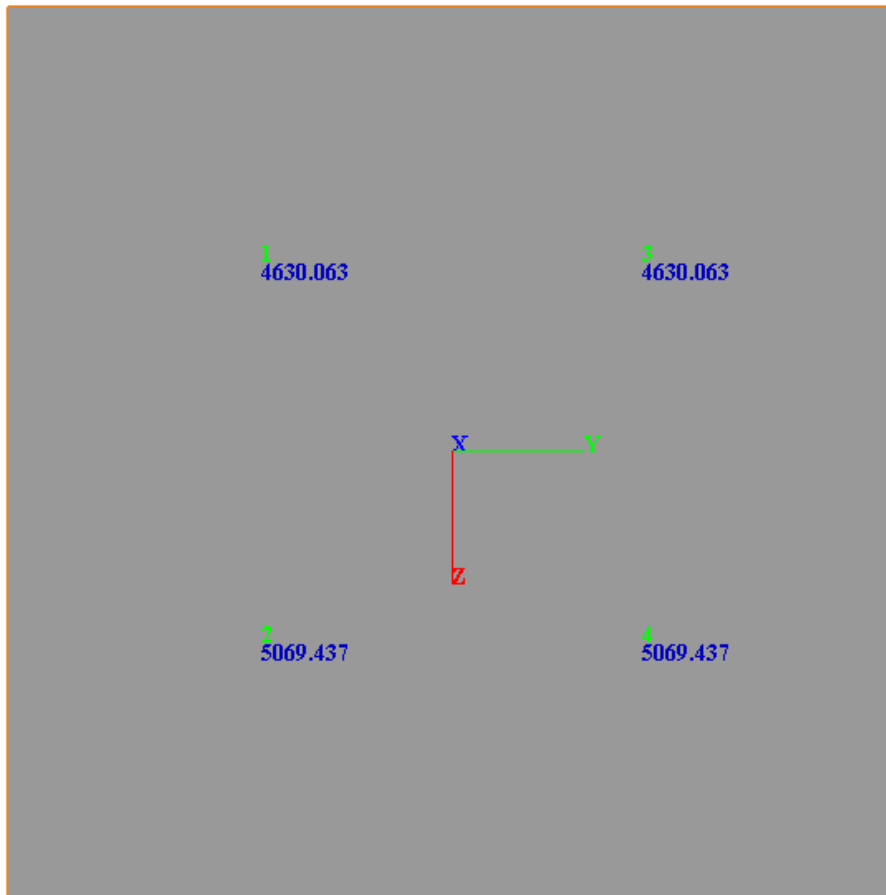


Figura 28: SLU N (kN)

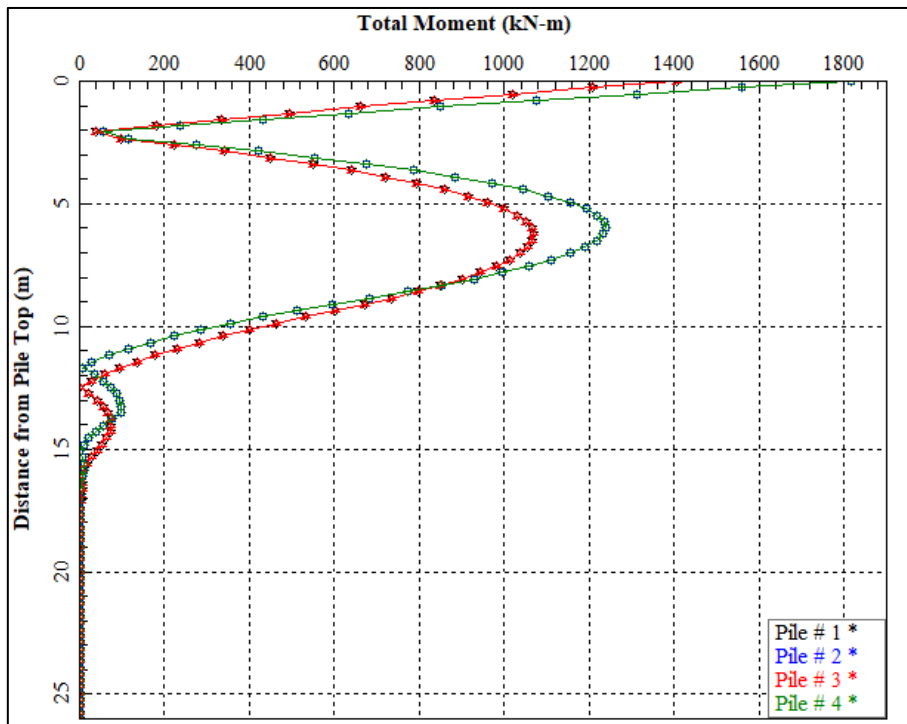


Figura 29: SLV M

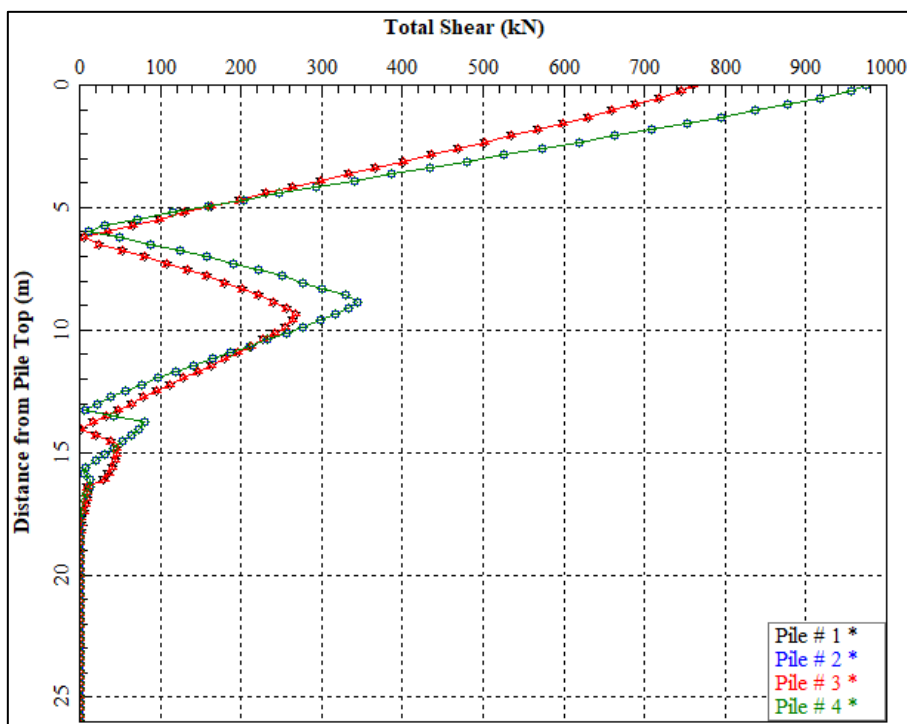


Figura 30: SLV T

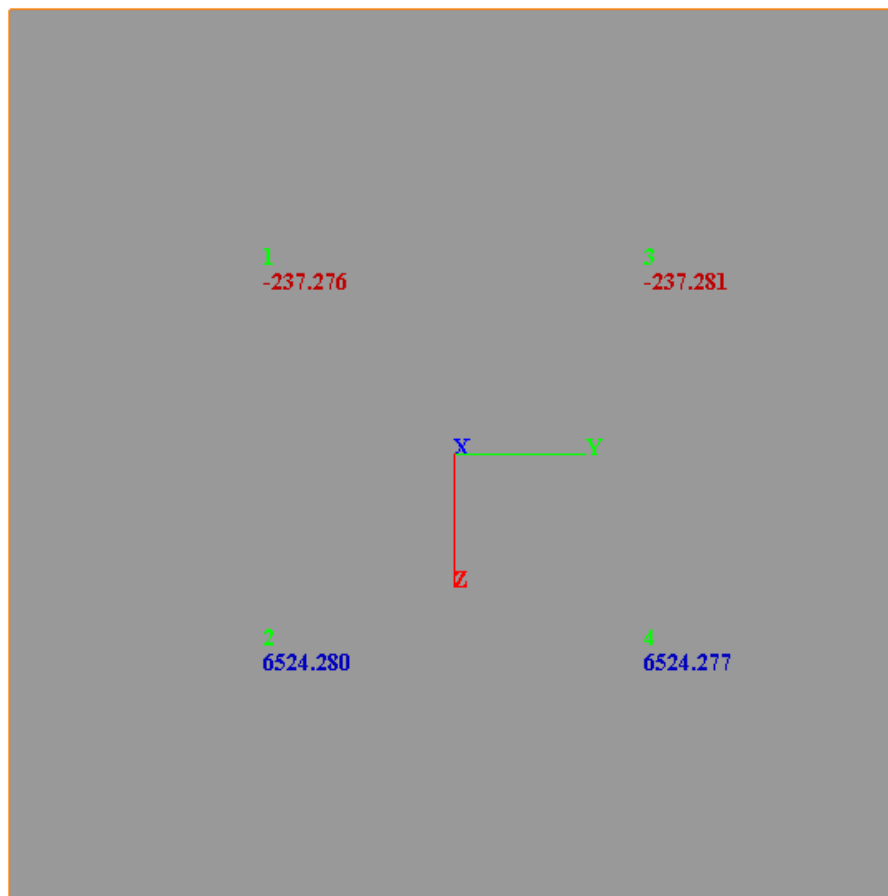


Figura 31: SLV N (kN)

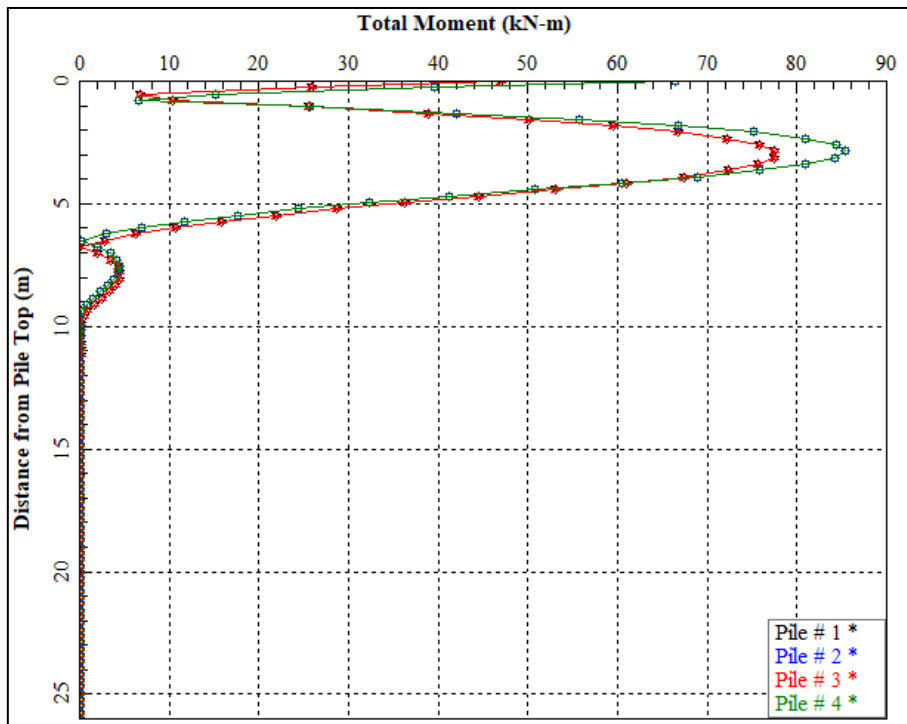


Figura 32: SLE M

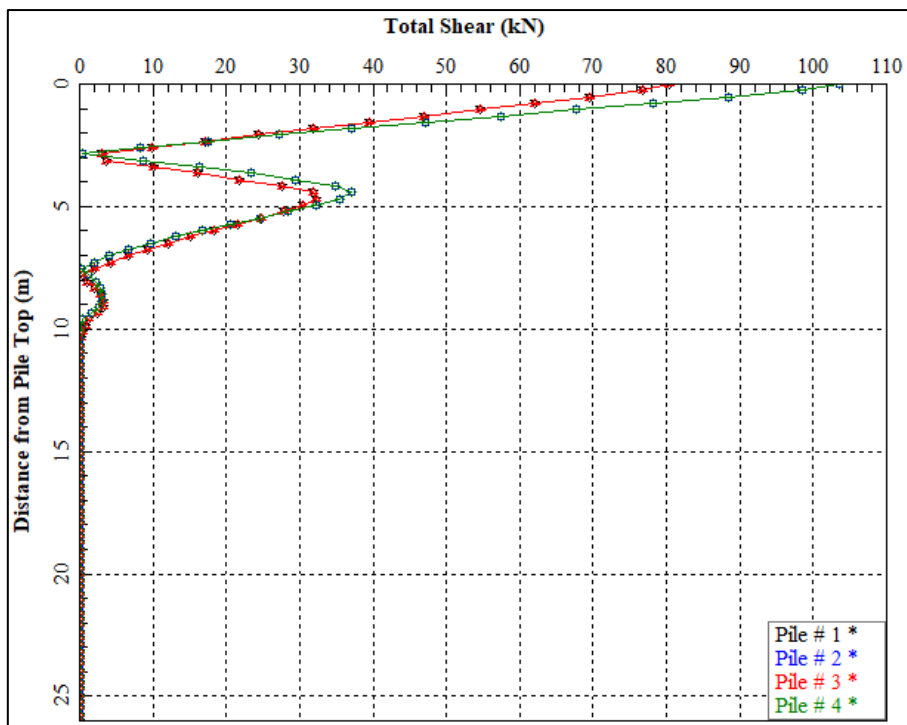


Figura 33: SLE T

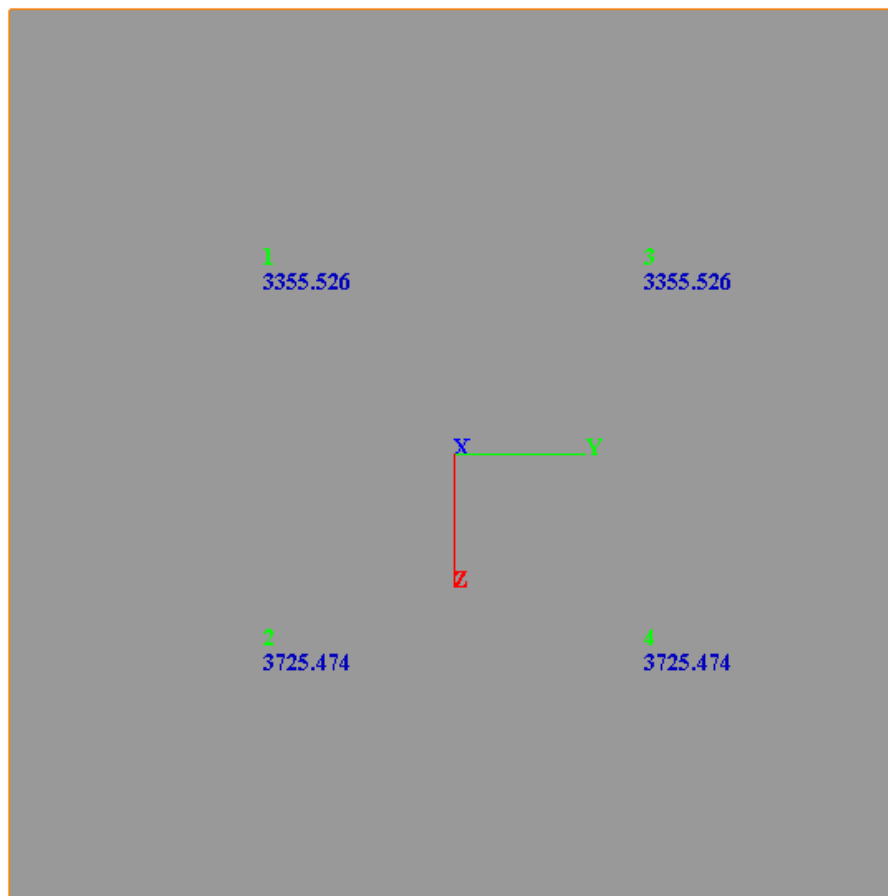


Figura 34: SLE N (kN)

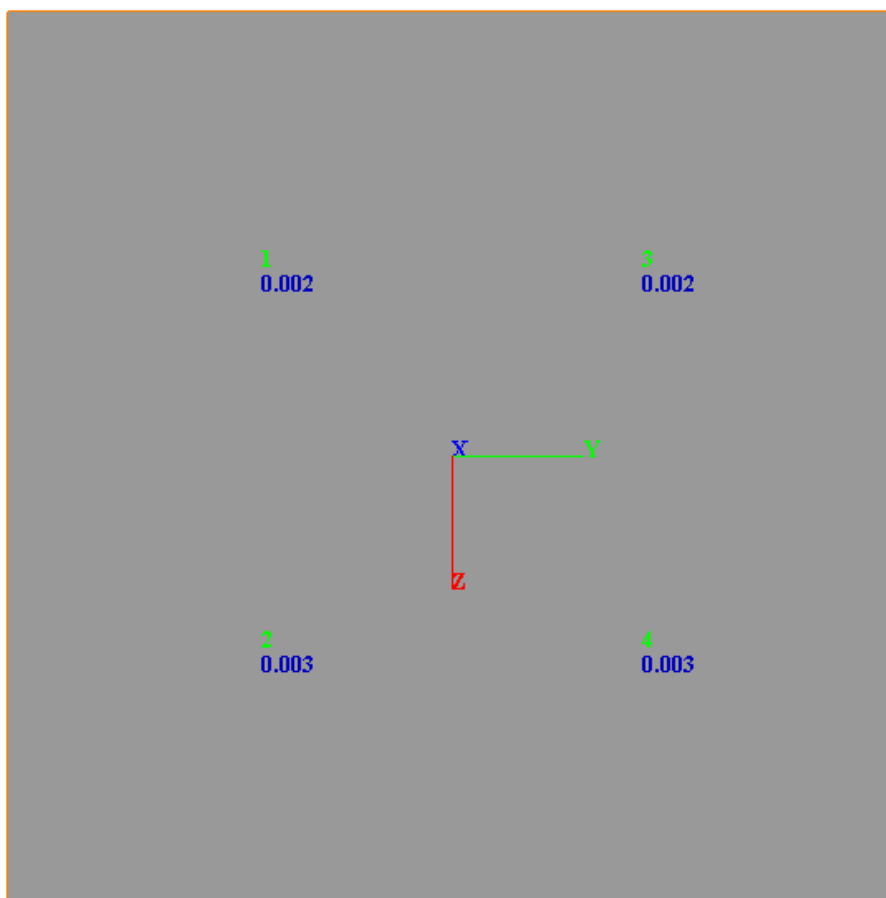


Figura 35: SLE cedimenti (m)

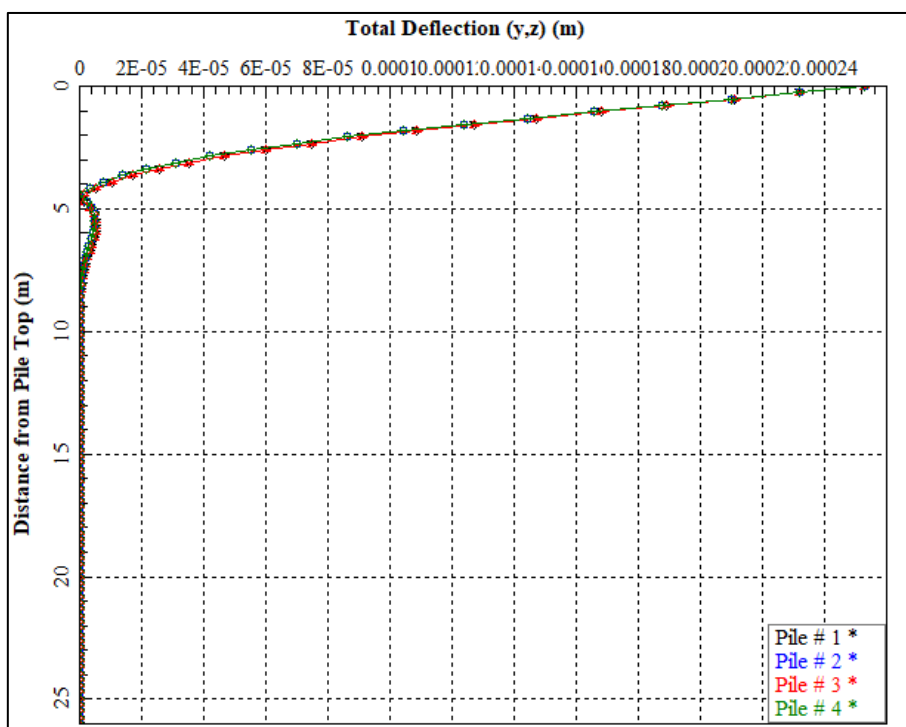


Figura 36: SLE spostamenti orizzontali

I cedimenti e gli spostamenti orizzontali dei pali sono millimetrici, sicuramente compatibili con la funzionalità dell'opera.

9.1.5 PILA P6

I pali in corrispondenza della pila in oggetto presentano lunghezza pari a 26m.

la figura sottostante riporta la sezione di calcolo.

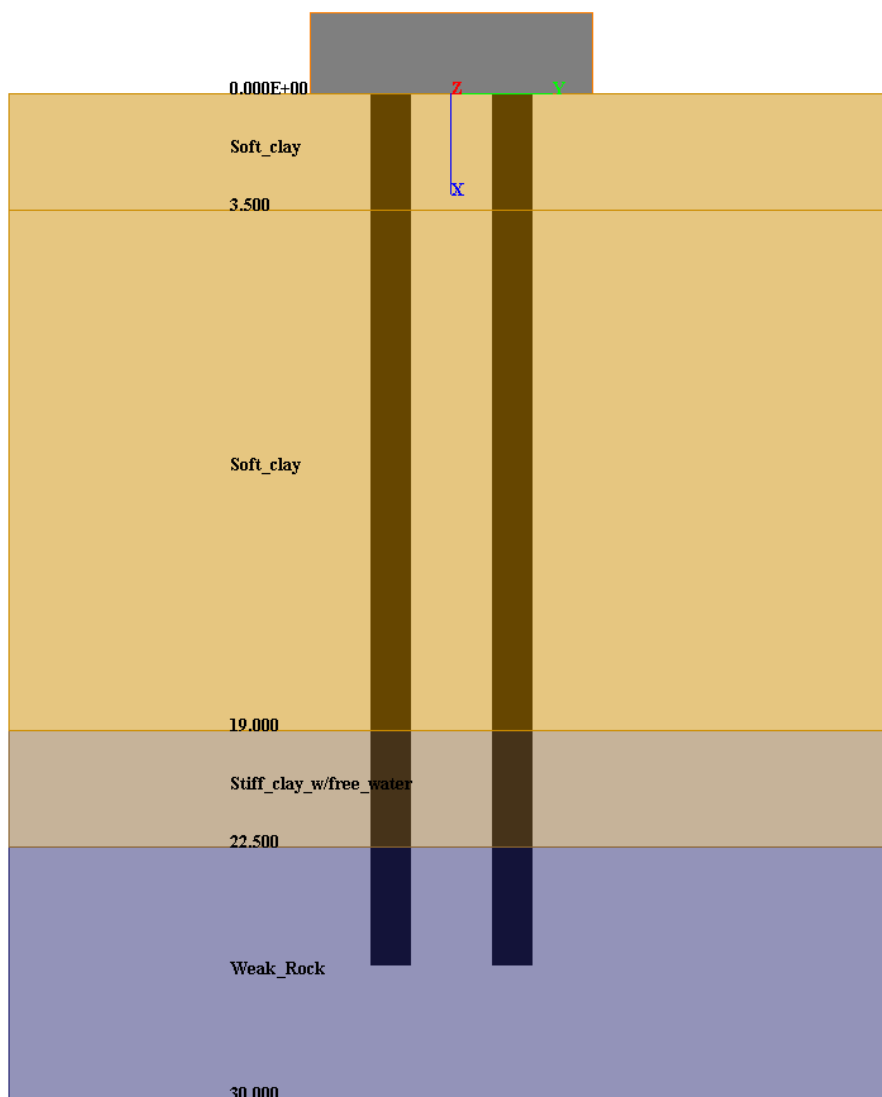


Figura 37: modello di calcolo

Nella figura sottostante vengono riportati i parametri di calcolo assegnati agli strati.

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Soft Clay (Matlock)	0	3.5	1: Soft Clay
2	Soft Clay (Matlock)	3.5	19	2: Soft Clay
3	Stiff Clay with Free Water (Reese)	19	22.5	3: Stiff Clay with Free Water
4	Weak Rock (Reese)	22.5	30	4: Weak Rock

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	19	120	0.01	48	0
2	19	120	0.01	48	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	9	120	0.01	48	0
2	9	120	0.01	48	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	270	450000	0.005	108	0
2	10	270	450000	0.005	108	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Uniaxial Compressive Strength, qu, (kN/m ²)	Initial Modulus of Rock Mass, (kN/m ²)	Strain Factor, k _m	RQD, (%)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400
2	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400

Figura 38: parametri di calcolo

9.1.6 Sintesi dei risultati

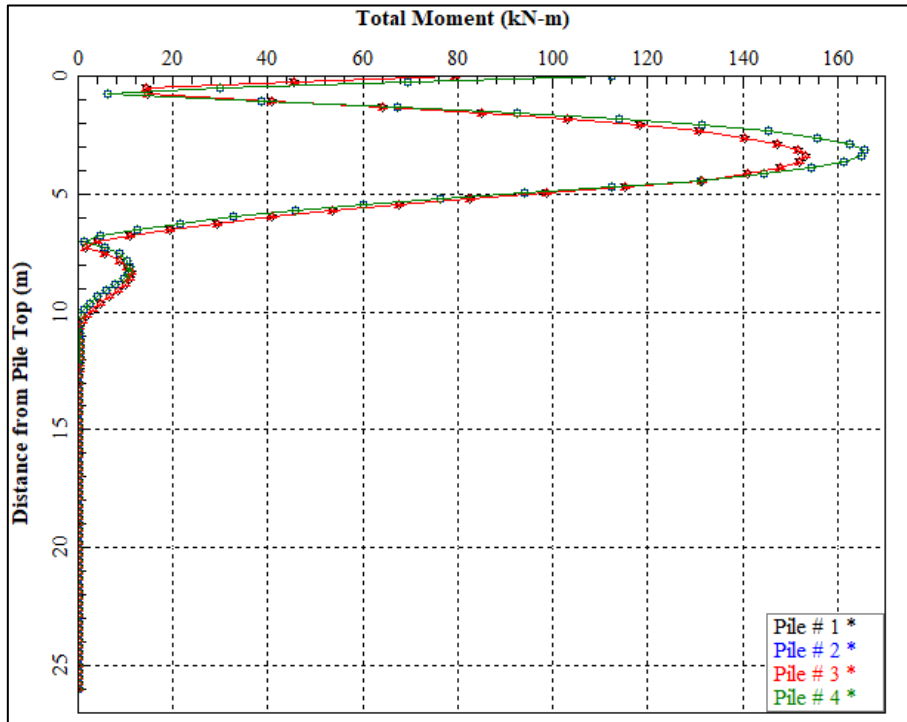


Figura 39: SLU M

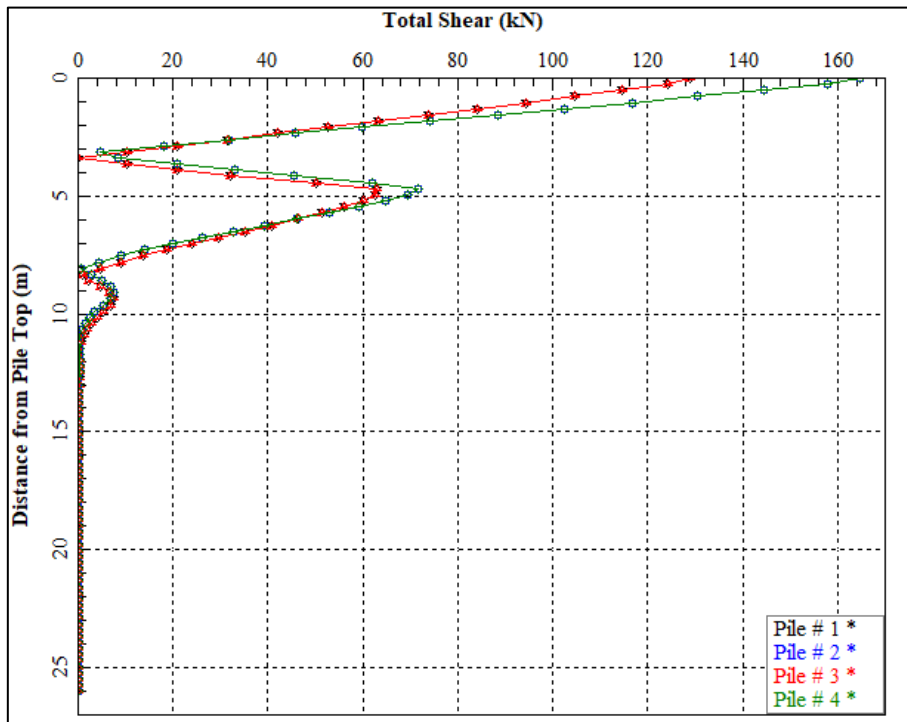


Figura 40: SLU T

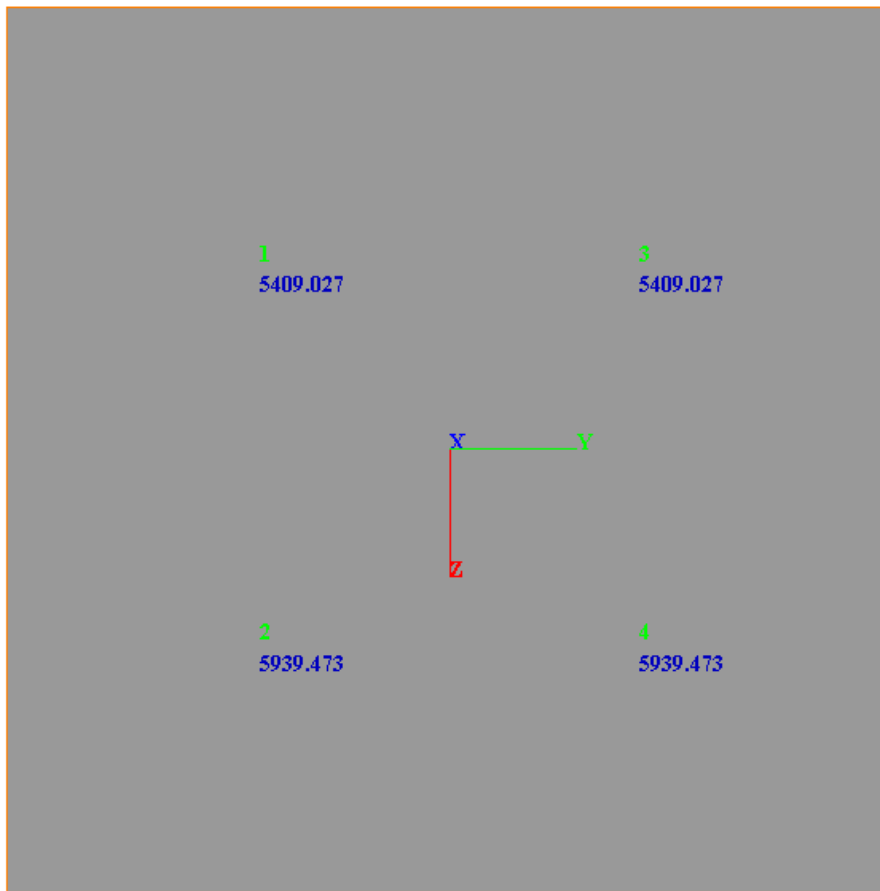


Figura 41: SLU N (kN)

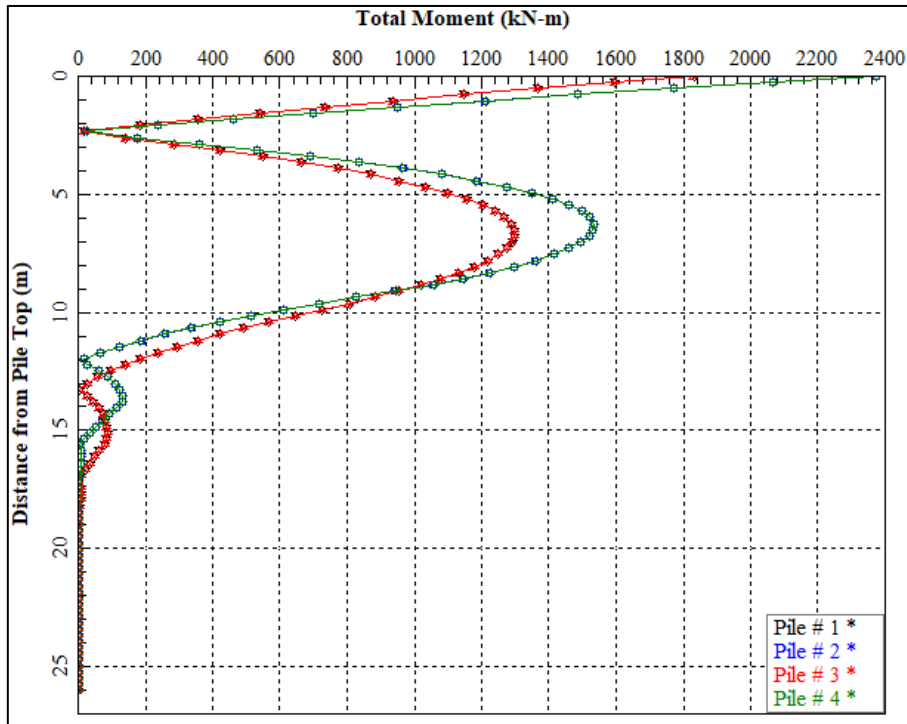


Figura 42: SLV M

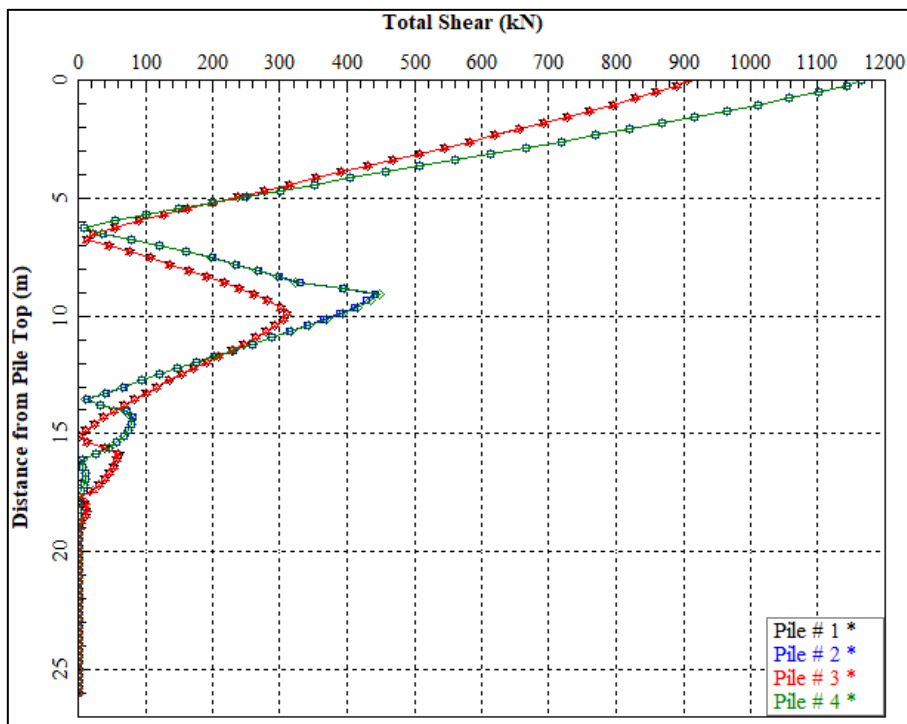


Figura 43: SLV T

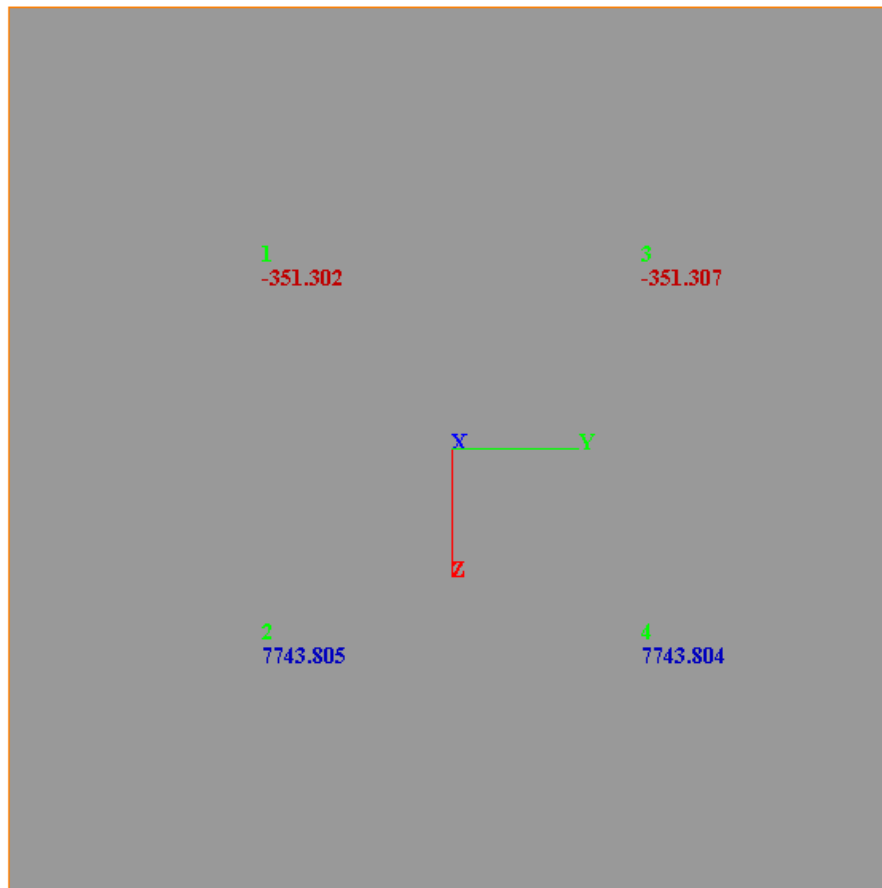


Figura 44: SLV N (kN)

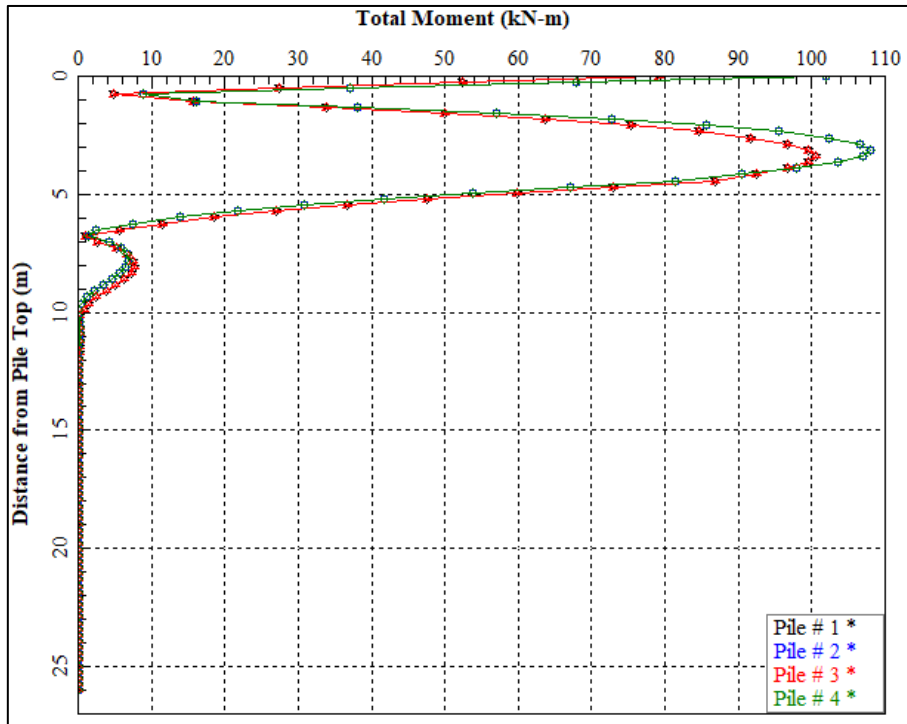


Figura 45: SLE M

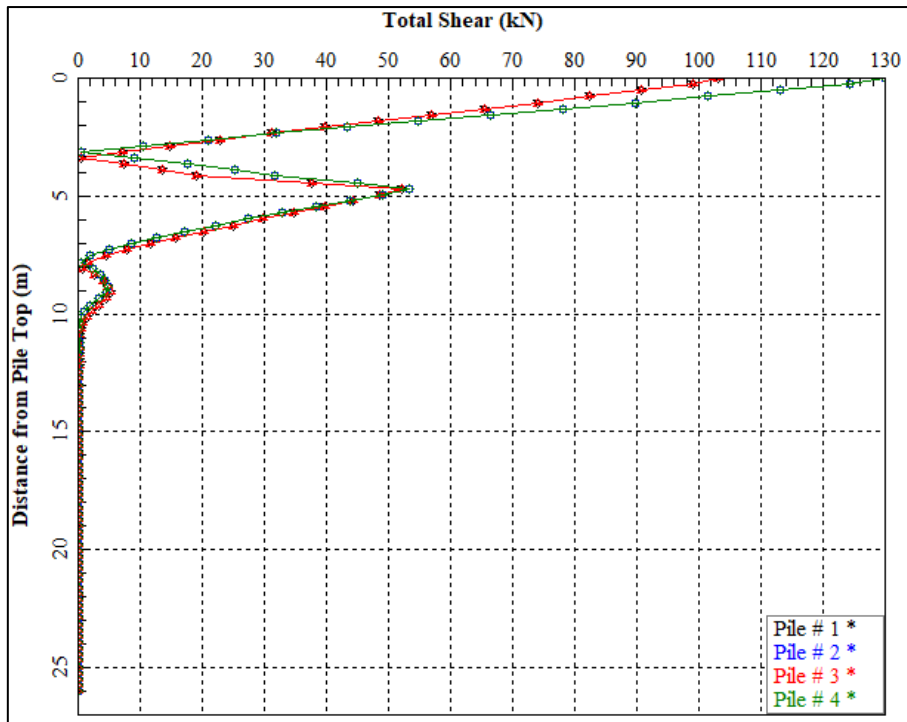


Figura 46: SLE T

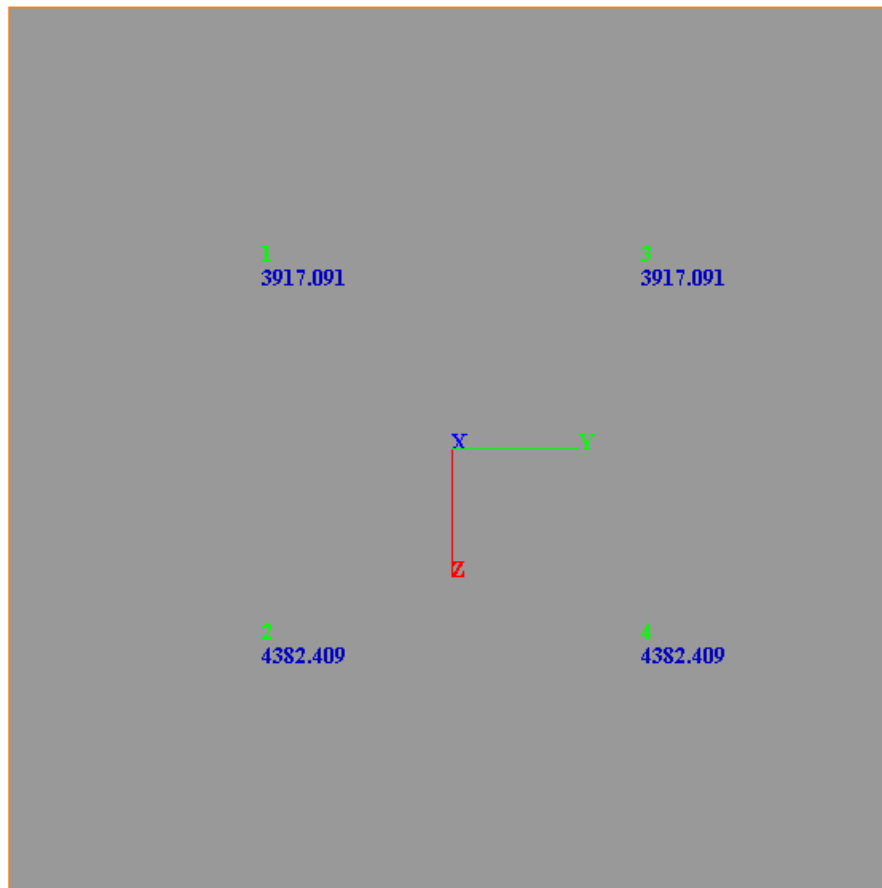


Figura 47: SLE N (kN)

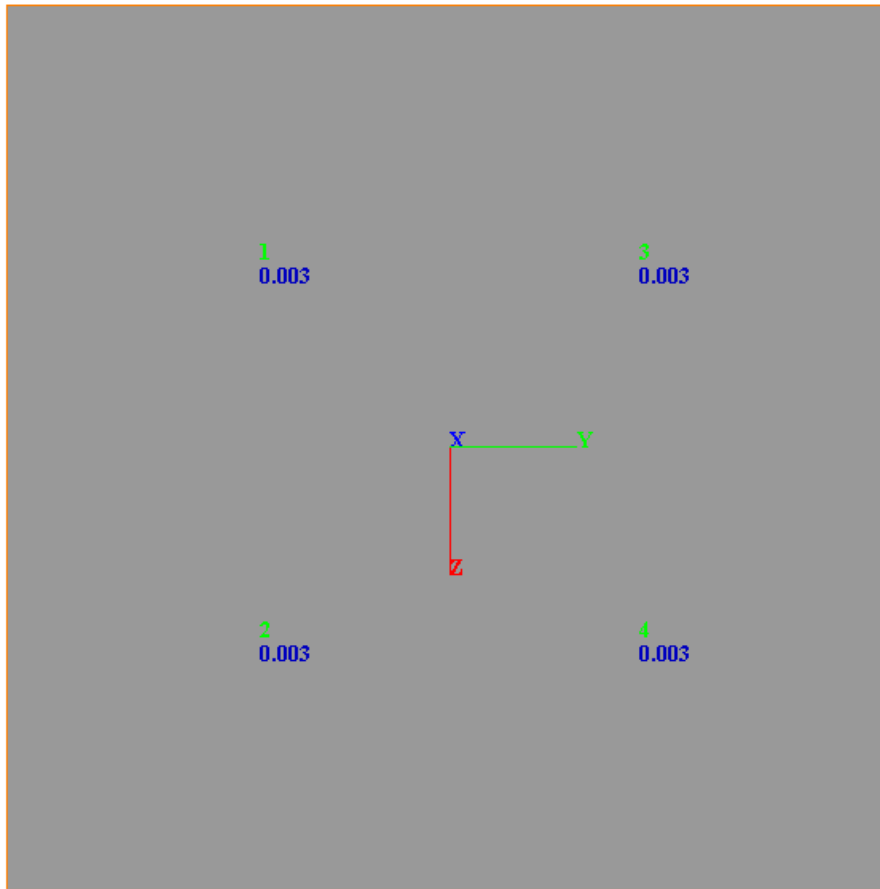


Figura 48: SLE cedimenti (m)

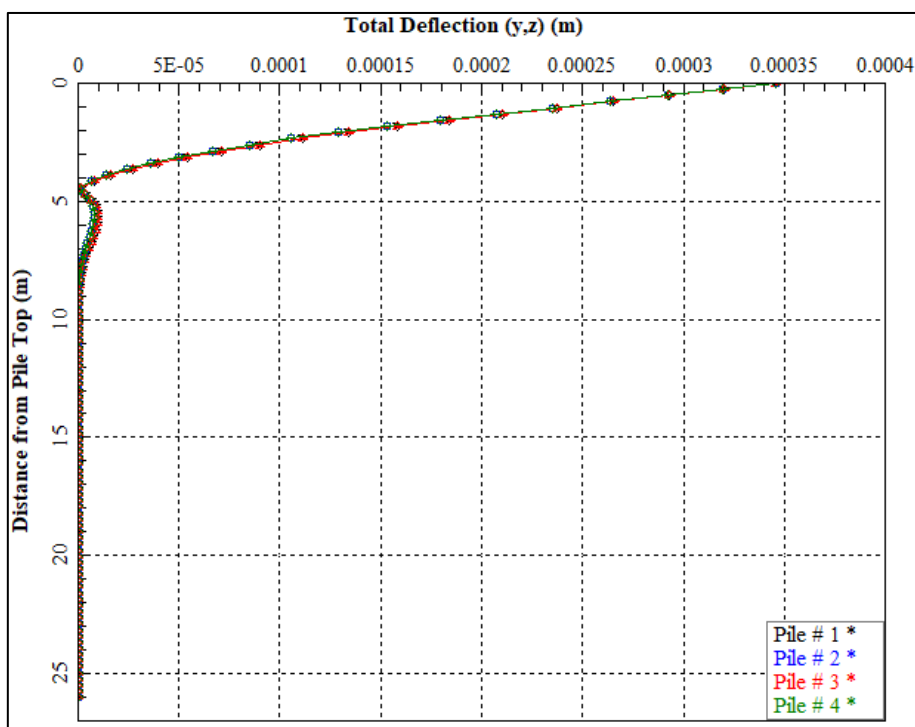


Figura 49: SLE spostamenti orizzontali

I cedimenti e gli spostamenti orizzontali dei pali sono millimetrici, sicuramente compatibili con la funzionalità dell'opera.

9.1.7 SP1 e SP2

I pali in corrispondenza delle pile in oggetto presentano lunghezza pari a 28m.

La verifica è condotta con riferimento alla pila avente stratigrafia peggiore: SP1.

la figura sottostante riporta la sezione di calcolo.

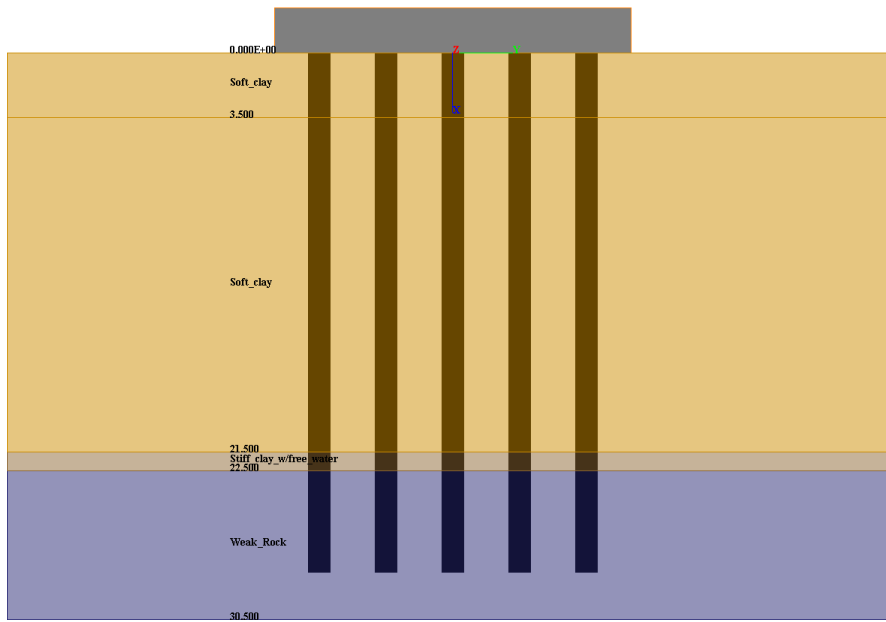


Figura 50: modello di calcolo

Nella figura sottostante vengono riportati i parametri di calcolo assegnati agli strati.

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Soft Clay (Matlock)	0	3.5	1: Soft Clay
2	Soft Clay (Matlock)	3.5	21.5	2: Soft Clay
3	Stiff Clay with Free Water (Reese)	21.5	22.5	3: Stiff Clay with Free Water
4	Weak Rock (Reese)	22.5	30.5	4: Weak Rock

Add Row Insert Row Delete Row

Soft Clay 1						
1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	
1	19	120	0.01	48	0	
2	19	120	0.01	48	0	

Soft Clay 2						
1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	
1	9	120	0.01	48	0	
2	9	120	0.01	48	0	

Stiff Clay with Free Water 3						
1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	270	450000	0.005	108	0
2	10	270	450000	0.005	108	0

Weak Rock 4							
1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Uniaxial Compressive Strength, qu, (kN/m ²)	Initial Modulus of Rock Mass, (kN/m ²)	Strain Factor, k _m	RQD, (%)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400
2	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400

Figura 51: parametri di calcolo

9.1.8 intesi dei risultati

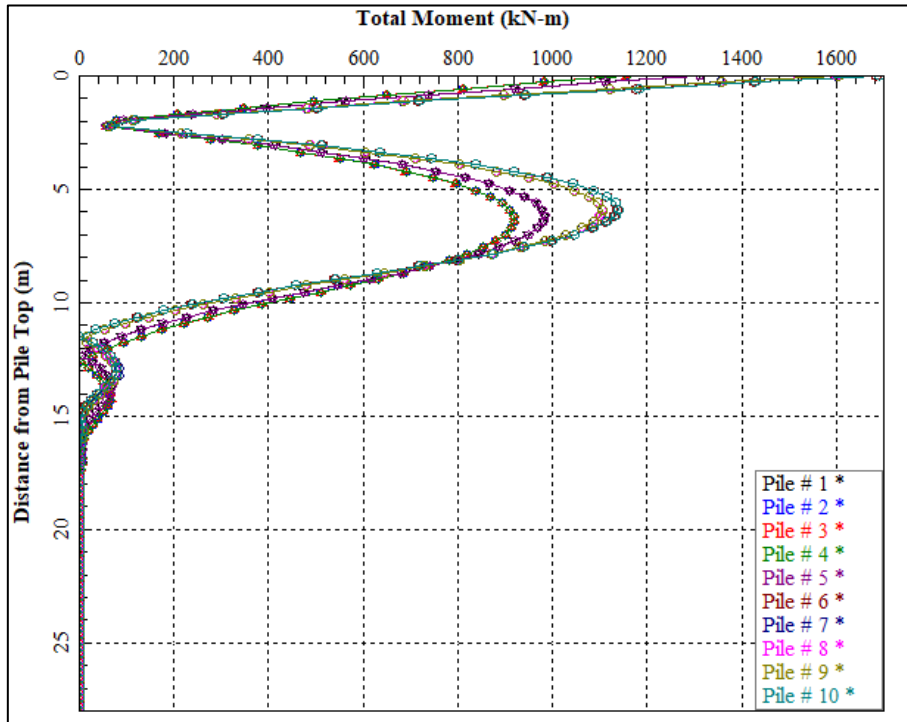


Figura 52: SLU M

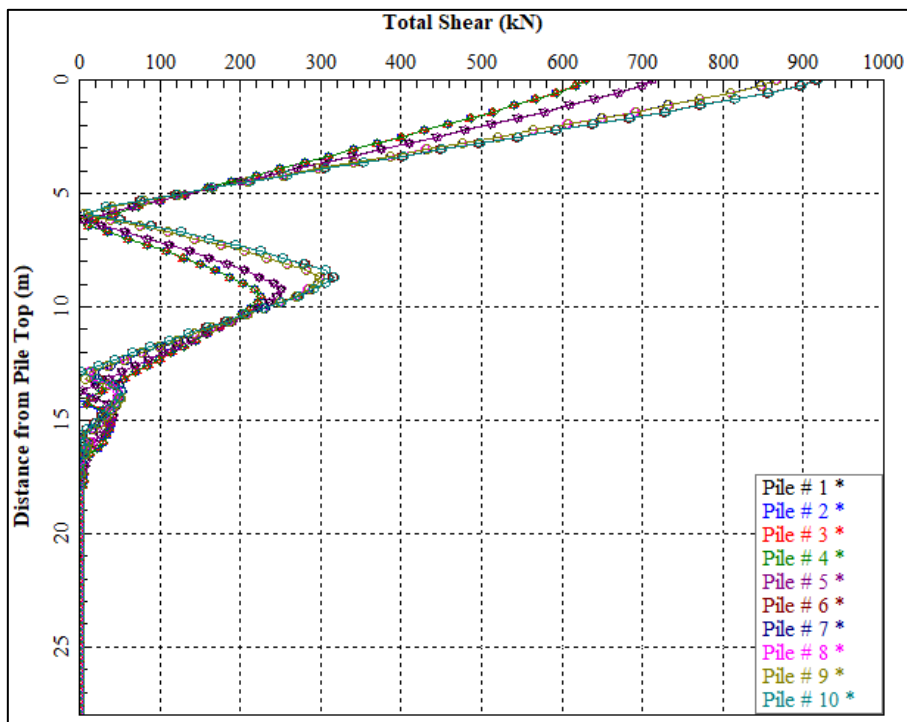


Figura 53: SLU T

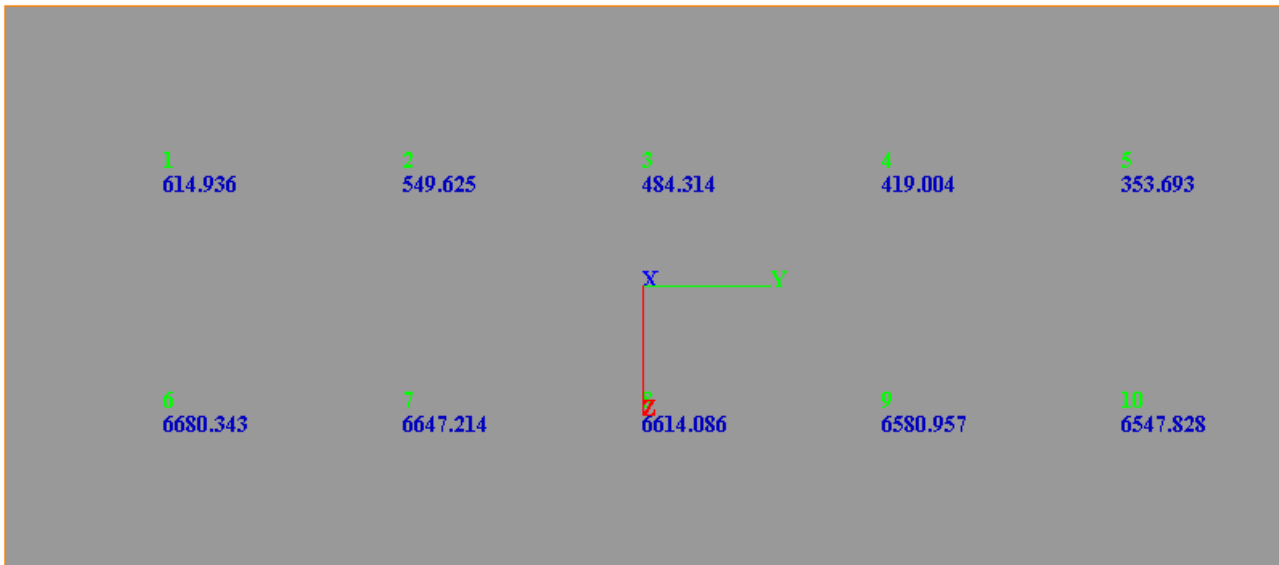


Figura 54: SLU N (kN)

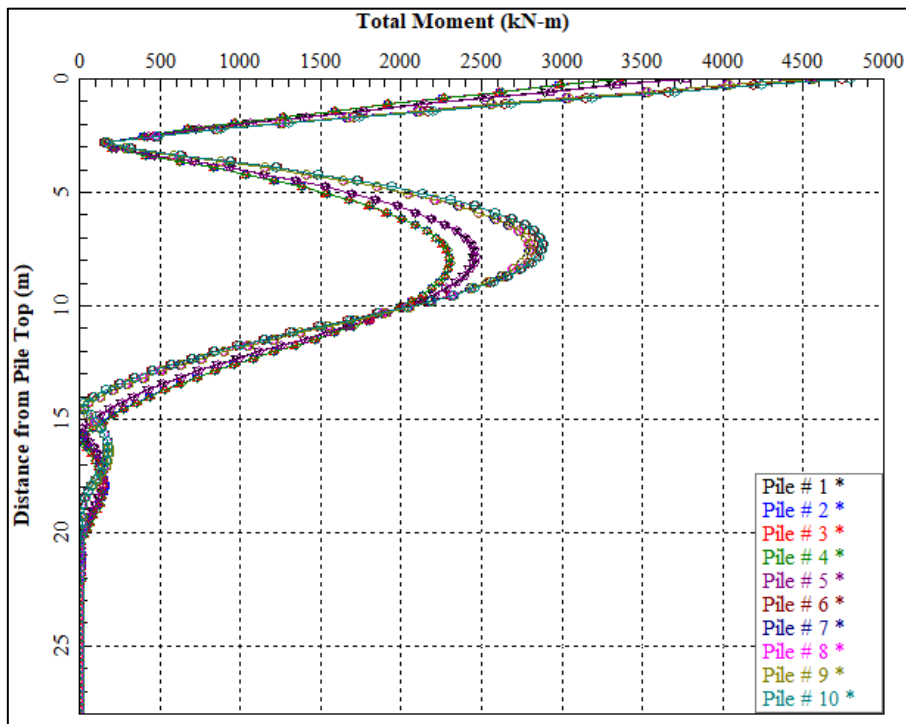


Figura 55: SLV M

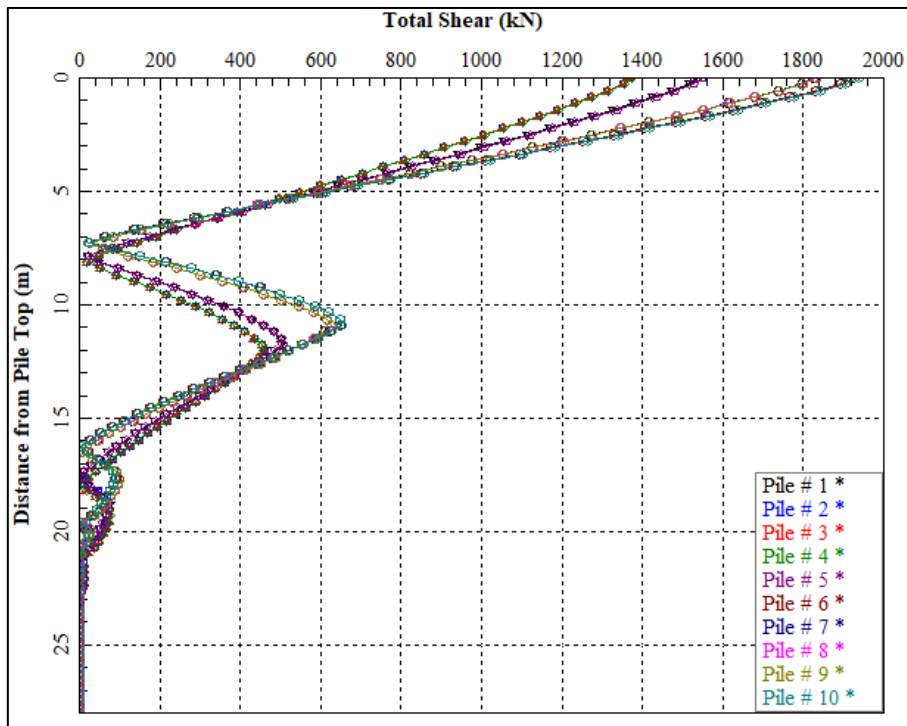


Figura 56: SLV T

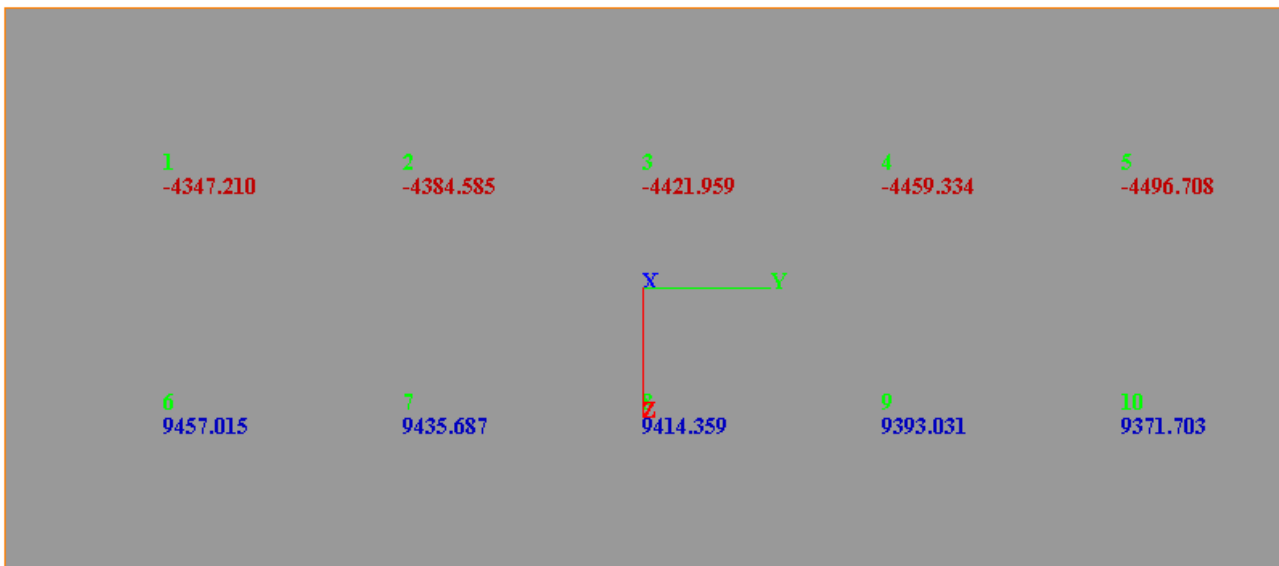


Figura 57: SLV N (kN)

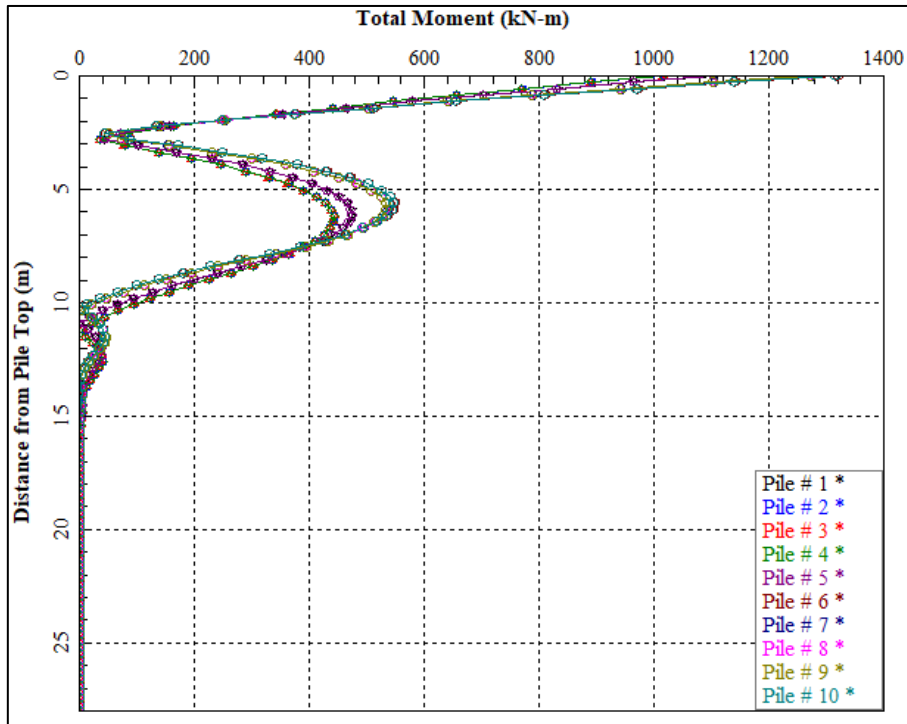


Figura 58: SLE M

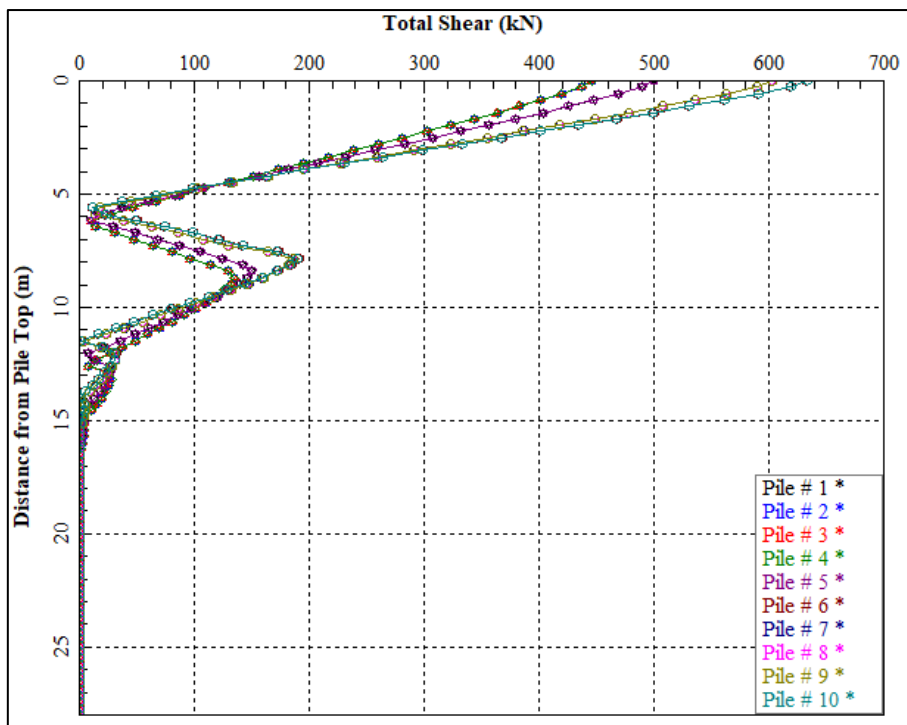


Figura 59: SLE T

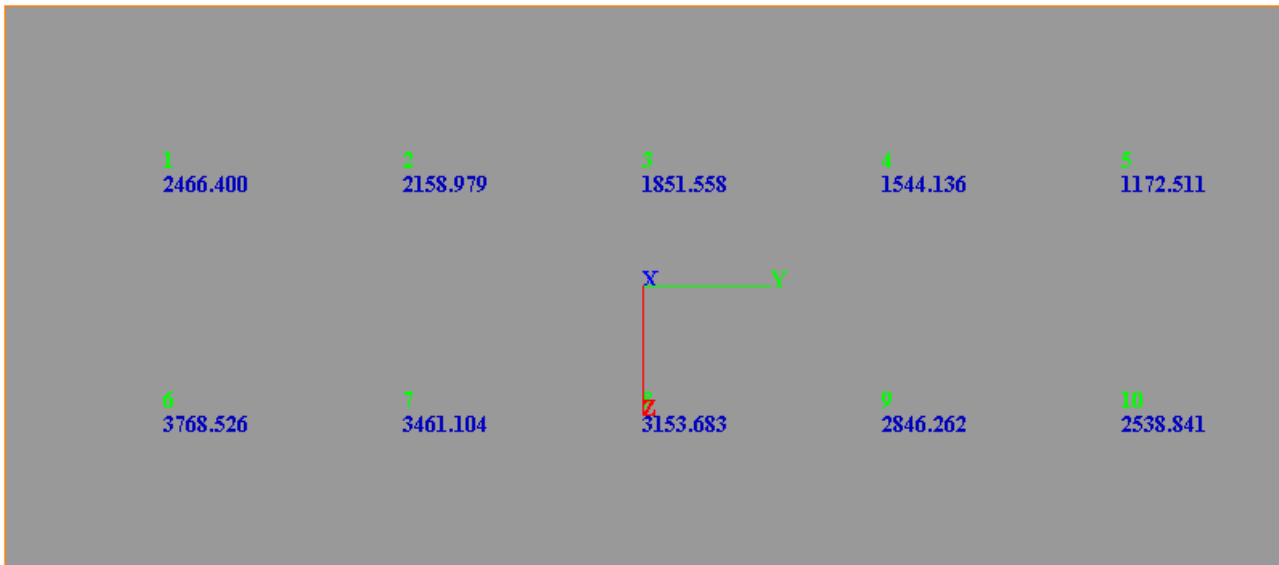


Figura 60: SLE N (kN)

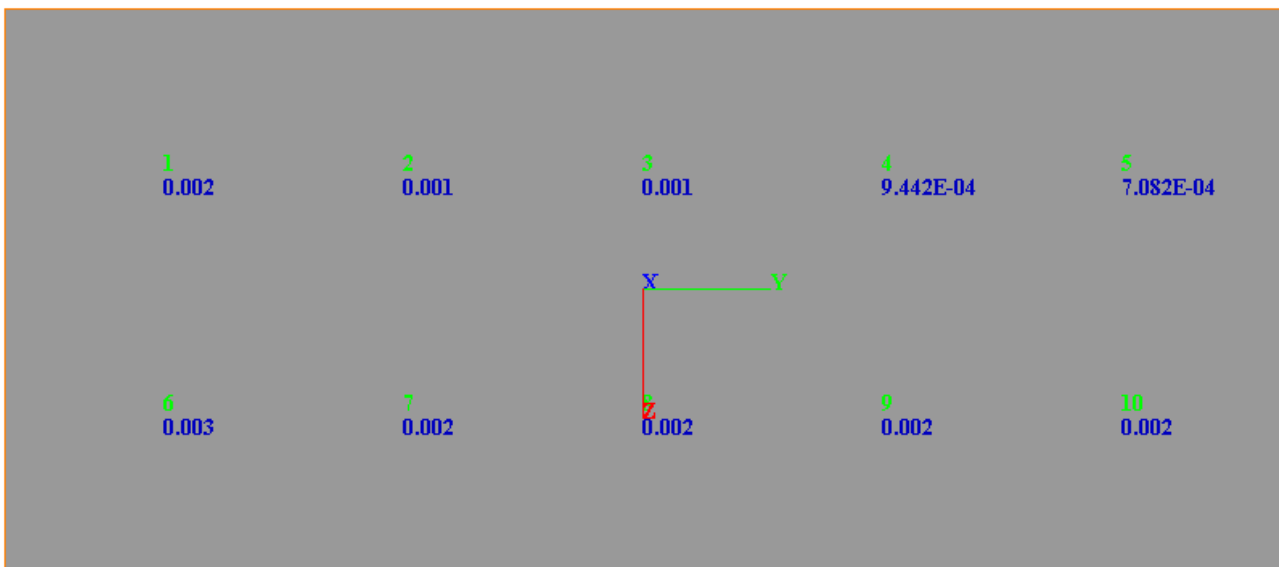


Figura 61: SLE cedimenti (m)

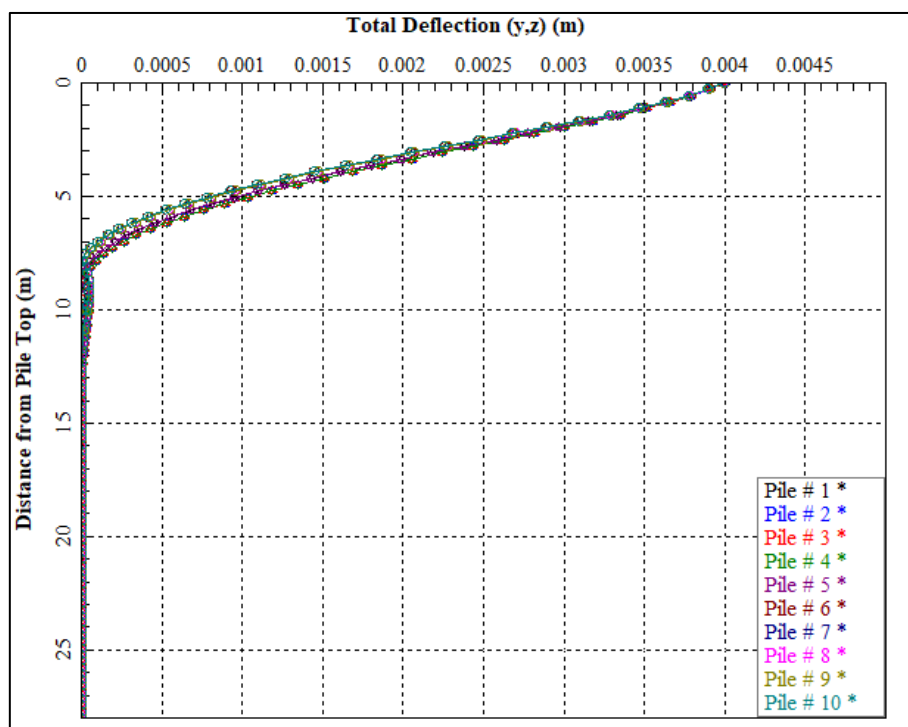


Figura 62: SLE spostamenti orizzontali

I cedimenti e gli spostamenti orizzontali dei pali sono millimetrici, sicuramente compatibili con la funzionalità dell'opera.

9.2 Verifica di capacità portante per carichi verticali

La capacità portante a compressione R_{cd} e a trazione R_{td} del palo isolato secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

9.2.1 PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11

I pali presentano lunghezza pari a 24m.

Di seguito la verifica

VIADOTTO SELARGIUS CENTRO													
PILE P3, P4, P8, P9, P10 e P11. Pila di calcolo P8													
γ medio	(kN/mc)	19											
prof. falda	m	6											
strato	da	a	diametro	L tratto	σ'	φ	cu	K	α	A laterale	s	S	
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m)	(m)	(kN/mq)	(°)	(kN/mq)			(m ²)	(kN/mq)	(kN)	
LA	0	3.2	1.2	0.7	30.4		120		0.4	2.64	48.00	126.7	
S	3.2	6.5	1.2	3.3	103.65	35		0.6		12.44	43.52	541.4	
LA	6.5	25	1.2	18.5	201.75		120		0.4	69.74	48.00	3347.7	
GStalt	25	26	1.2	1	289.5		270		0.4	3.77	108.00	407.2	
GST	26	26.5	1.2	0.5	296.25		490		0.4	1.88	196.00	369.5	
											PORTATA LATERALE (kN) =	4792.3	
Profondità testa (m)			2.5										
Profondità punta (m)			26.5										
Area di base (m ²)			1.1										
Lpalo (m)			24.0										
Angolo d'attrito r.i. (°)			35.0										
Coesione r.i. (kPa)			3500.0										
R.Q.D. (%)			20										
fattore Nc			68.1										
fattore Nq			50.3										
fattore Ny			51.3										
fattore di forma Sc			1.3										
fattore di forma Sy			0.6	Laterale in compressione		Ql,k = Ql,l / 1,65	2904.4	Qlc,d = Ql,k / 1,15		2525.6			
Profondità (D)			1.0	Laterale in trazione		Ql,k = Qb,l / 1,65	2904.4	Qlt,d = Ql,k / 1,25		2323.6			
qult roccia intatta (kN/m ²)			310756.8	Base		Qb,k = Qb,l / 1,65	8520.2	Qb,d = Qb,k / 1,35		6311.2			
qult a.r. (kN/m ²)			12430.27										
PORTATA DI PUNTA (kN)			14058.3										
PESO PALO (kN)			446.73										
											Rcd kN	8256.1	
											Rtd kN	2770.3	

Figura 63: capacità portante PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11

Il palo più sollecitato presenta compressione pari 5252 kN (SLV), mentre nessun palo viene sollecitato a trazione. La verifica risulta essere soddisfatta.

9.2.2 PILA P1, P2, P5 e P7

I pali presentano lunghezza pari a 26m.

Di seguito la verifica

VIADOTTO SELARGIUS CENTRO													
PILE P1, P2, P5 e P7. Pila di calcolo P7													
γ medio	(kN/mc)	19											
prof. falda	m	6											
strato	da	a	diametro	L tratto	σ'	φ	cu	K	α	A laterale	s	S	
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m)	(m)	(kN/mq)	(°)	(kN/mq)			(m ²)	(kN/mq)	(kN)	
S			1.2	0						0.00	0.00	0.0	
LA	0	24	1.2	21.5	168		120		0.4	81.05	48.00	3890.5	
GSTalt	24	25	1.2	1	280.5		270		0.4	3.77	108.00	407.2	
GST	25	28.5	1.2	3.5	300.75		490		0.4	13.19	196.00	2586.2	
Profondità testa (m)			2.5									PORTATA LATERALE (kN) =	6883.9
Profondità punta (m)			28.5										
Area di base (m ²)			1.1										
Lpalo (m)			26.0										
Angolo d'attrito r.i. (°)			35.0										
Coesione r.i. (kPa)			3500.0										
R.Q.D. (%)			20										
fattore Nc			68.1										
fattore Nq			50.3										
fattore Ny			51.3										
fattore di forma Sc			1.3										
fattore di forma Sy			0.6		Laterale in compressione		Ql,k = Ql,l / 1,65	4172.0	Qlc,d = Ql,k / 1,15		3627.9		
Profondità (D)			1.0		Laterale in trazione		Ql,k = Qb,l / 1,65	4172.0	Qlt,d = Ql,k / 1,25		3337.6		
qult roccia intatta (kN/m ²)			310756.8		Base		Qb,k = Qb,l / 1,65	8520.2	Qb,d = Qb,k / 1,35		6311.2		
qult a.r. (kN/m ²)			12430.27										
PORTATA DI PUNTA (kN)			14058.3										
PESO PALO (kN)			480.66										
										Rcd	kN	9314.2	
										Rtd	kN	3818.3	

Figura 64: capacità portante PILA P1, P2, P5 e P7

Il palo più sollecitato presenta compressione pari 6524 kN (SLV), mentre la massima trazione risulta pari a 237 kN (SLV).

La verifica risulta essere soddisfatta.

9.2.3 PILA P6

I pali presentano lunghezza pari a 26m.

Di seguito la verifica

VIADOTTO SELARGIUS CENTRO PILA P6													
γ medio	(kN/mc)	19											
prof. falda	m	8											
strato	da	a	diametro	L tratto	σ'	φ	cu	K	α	A laterale	s	S	
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m)	(m)	(kN/mq)	(°)	(kN/mq)			(m ²)	(kN/mq)	(kN)	
S			1.2	0						0.00	0.00	0.0	
LA	0	21.5	1.2	19	176.75		120		0.4	71.63	48.00	3438.2	
GStalt	21.5	25	1.2	3.5	289.25		270		0.4	13.19	108.00	1425.0	
GST	25	28.5	1.2	3.5	320.75		490		0.4	13.19	196.00	2586.2	
Profondità testa (m)			2.5		PORTATA LATERALE (kN) =							7449.3	
Profondità punta (m)			28.5										
Area di base (m ²)			1.1										
Lpalo (m)			26.0										
Angolo d'attrito r.i. (°)			35.0										
Coesione r.i. (kPa)			3500.0										
R.Q.D. (%)			20										
fattore Nc			68.1										
fattore Nq			50.3										
fattore Ny			51.3										
fattore di forma Sc			1.3										
fattore di forma Sy			0.6		Laterale in compressione		Ql,k = Ql,i / 1,65	4514.8	Qlc,d = Ql,k / 1,15		3925.9		
Profondità (D)			1.0		Laterale in trazione		Ql,k = Qb,i / 1,65	4514.8	Qlt,d = Ql,k / 1,25		3611.8		
qult roccia intatta (kN/m ²)			310756.8		Base		Qb,k = Qb,i / 1,65	8520.2	Qb,d = Qb,k / 1,35		6311.2		
qult a.r. (kN/m ²)			12430.272										
PORTATA DI PUNTA (kN)			14058.3						Rcd kN		9582.9		
PESO PALO (kN)			503.28						Rtd kN		4115.1		

Figura 65: capacità portante PILA P6

Il palo più sollecitato presenta compressione pari 7744 kN (SLV), mentre la massima trazione risulta pari a 351 kN (SLV).

La verifica risulta essere soddisfatta.

9.2.4 SPALLE SP1 E SP2

I pali presentano lunghezza pari a 28m.

Di seguito la verifica

VIADOTTO SELARGIUS CENTRO												
SPALLE SP1 E SP2. Spalla di calcolo SP1												
γ medio	(kN/mc)	19										
prof. falda	m	6										
strato	da	a	diametro	L tratto	σ'	φ	cu	K	α	A laterale	s	S
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m)	(m)	(kN/mq)	(°)	(kN/mq)			(m ²)	(kN/mq)	(kN)
S			1.2	0						0.00	0.00	0.0
LA	0	24	1.2	21.5	168		120		0.4	81.05	48.00	3890.5
GSTalt	24	25	1.2	1	280.5		270		0.4	3.77	108.00	407.2
GST	25	30.5	1.2	5.5	309.75		490		0.4	20.73	196.00	4064.0
Profondità testa (m)			2.5			PORTATA LATERALE (kN) =						8361.7
Profondità punta (m)			30.5									
Area di base (m ²)			1.1									
Lpalo (m)			28.0									
Angolo d'attrito r.i. (°)			35.0									
Coesione r.i. (kPa)			3500.0									
R.Q.D. (%)			20									
fattore Nc			68.1									
fattore Nq			50.3									
fattore Ny			51.3									
fattore di forma Sc			1.3									
fattore di forma Sy			0.6			Laterale in compressione	Ql,k = Ql,l / 1,65	5067.7	Qlc,d = Ql,k / 1,15	4406.7		
Profondità (D)			1.0			Laterale in trazione	Ql,k = Qb,l / 1,65	5067.7	Qlt,d = Ql,k / 1,25	4054.1		
qult roccia intatta (kN/m ²)			310756.8			Base	Qb,k = Qb,l / 1,65	8520.2	Qb,d = Qb,k / 1,35	6311.2		
qult a.r. (kN/m ²)			12430.27									
PORTATA DI PUNTA (kN)			14058.3									
PESO PALO (kN)			514.59									
										Rcd	kN	10049.0
										Rtd	kN	4568.7

Figura 66: capacità portante SPALLE SP1 E SP2.

Il palo più sollecitato presenta compressione pari 9457 kN (SLU) in compressione e 4497 kN (SLV) in trazione. La verifica risulta essere soddisfatta.

9.3 Verifica di capacità portante per carichi orizzontali

La verifica di capacità portante per carichi verticali è stata calcolata secondo il metodo di Broms descritto ai paragrafi precedenti.

9.3.1 PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11

I pali presentano lunghezza pari a 24m.

Per i primi 12 m di palo si prevede un'armatura longitudinale 28φ24, staffe φ10/10 e copriferro 5 cm. Il momento plastico massimo è quindi pari a 2300 kNm.

I pali vengono cautelativamente considerati immersi all'interno della formazione S, caratterizzata da una capacità portante laterale inferiore.

Si riporta di seguito la verifica.

Capacità portante trasversale			Rotazione in testa impedita	
M_{pl}	2 300.0	kNm		
L/d	20.00		palo corto	Condizione:
$M_{pl}/k_p \gamma d^4$	15.8		H_{lim_c}	72693.4
M_{max}	1163095	kNm		$M_{pl} > M_{max}$
			Palo intermedio	
L	24	m	H_{lim_i}	24327.0
e	0	m		
		0 se vincolato	Palo lungo	
d	1.2	m	H_{lim_l}	1818.6
φ	35	°		
γ	19	kN/m ³		
k_p	3.69	-	H_{lim}	1819
R_3	1.3			
ξ_3	1.65		$H_{lim}/R_3/\xi$	848

Figura 67: capacità portante laterale PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11

Il taglio massimo sollecitante il palo è pari a 812 kN (SLV) < 848 kN

La verifica risulta essere soddisfatta.

9.3.2 PILA P1, P2, P5 e P7

I pali presentano lunghezza pari a 26m.

Per i primi 12 m di palo si prevede un'armatura longitudinale 24 ϕ 30, staffe ϕ 12/18 e copriferro 5 cm. Il momento plastico massimo è quindi pari a 2989 kNm.

I pali sono immersi all'interno della formazione LA.

Si riporta di seguito la verifica.

Capacità portante trasversale			Rotazione in testa impedita	
M_{pl}	2989	kNm		
L/d	21.67		palo corto	Condizione: $M_{pl} > M_{max}$
$M_{pl}/c_u d^3$	14.4		H_{lim_c}	31363.2
M_{max}	435948	kNm		
			Palo intermedio	
f_{yk}	355	MPa (N/mm ²)	H_{lim_i}	11900.5
γ_{M0}	1.05	-		
W_{pl}	411.0	cm ³	Palo lungo	
			H_{lim_l}	2242.9
L	26	m		
e	0	m	0 se vincolato	
d	1.2	m		
c_u	120	kPa	H_{lim}	2242.9
γ	19	kN/m ³		
			$H_{lim}/R_3/\xi$	1045.6
R_3	1.3			
ξ	1.65			

Figura 68: capacità portante PILA P1, P2, P5 e P7

Il taglio massimo sollecitante il palo è pari a 976 kN (SLV) < 1046 kN

La verifica risulta essere soddisfatta.

9.3.3 PILA P6

I pali presentano lunghezza pari a 26m.

Per i primi 12 m di palo si prevede un'armatura longitudinale 24 ϕ 30, staffe ϕ 12/18 e copriferro 5 cm. Il momento plastico massimo è quindi pari a 2989 kNm.

I pali sono immersi all'interno della formazione LA.

Si riporta di seguito la verifica.

Capacità portante trasversale			Rotazione in testa impedita	
M_{pl}	2989	kNm		
L/d	21.67		palo corto	Condizione:
$M_{pl}/c_u d^3$	14.4		H_{lim_c}	31363.2
M_{max}	435948	kNm		$M_{pl} > M_{max}$
			Palo intermedio	
f_{yk}	355	MPa (N/mm ²)	H_{lim_i}	11900.5
γ_{M0}	1.05	-		
W_{pl}	411.0	cm ³	Palo lungo	
			H_{lim_l}	2242.9
L	26	m		
e	0	m	0 se vincolato	
d	1.2	m		
c_u	120	kPa	H_{lim}	2242.9
γ	19	kN/m ³		
			$H_{lim}/R_3/\xi$	1045.6
R_3	1.3			
ξ	1.65			

Figura 69: capacità portante PILA P6

Il taglio massimo sollecitante il palo è pari a 1166 kN (SLV) > 1046 kN. In considerazione del momento plastico su palo non caricato assialmente la verifica non risulta soddisfatta.

È tuttavia possibile considerare l'azione assiale agente sui pali per riferirsi al momento plastico caratteristico di ciascun elemento strutturale in questione. Tale valore può essere perciò aggiornato considerando la massima trazione per i pali in trazione, e la minima compressione per i pali compressi. Il momento plastico che si ottiene vale rispettivamente 2885 kN e 4038 kN. In considerazione di questi valori, la verifica di capacità portante laterale viene aggiornata come in seguito.

Capacità portante trasversale			Rotazione in testa impedita	
M_{pl}	2885	kNm		
L/d	21.67		palo corto	Condizione: $M_{pl} > M_{max}$
$M_{pl}/c_u d^3$	13.9		H_{lim_c}	31363.2
M_{max}	435948	kNm		
			Palo intermedio	
f_{yk}	355	MPa (N/mm ²)	H_{lim_i}	11894.9
γ_{M0}	1.05	-		
W_{pl}	411.0	cm ³	Palo lungo	
			H_{lim_l}	2183.6
L	26	m		
e	0	m	0 se vincolato	
d	1.2	m		
c_u	120	kPa	H_{lim}	2183.6
γ	19	kN/m ³		
			$H_{lim}/R_3/\xi$	1018.0
R_3	1.3			
ξ	1.65			

Figura 70: capacità portante PILA P6, pali in trazione

Capacità portante trasversale			Rotazione in testa impedita	
M_{pl}	4038	kNm		
L/d	21.67		palo corto	Condizione: $M_{pl} > M_{max}$
$M_{pl}/c_u d^3$	19.5		H_{lim_c}	31363.2
M_{max}	435948	kNm		
			Palo intermedio	
f_{yk}	355	MPa (N/mm ²)	H_{lim_i}	11957.2
γ_{M0}	1.05	-		
W_{pl}	411.0	cm ³	Palo lungo	
			H_{lim_l}	2802.9
L	26	m		
e	0	m	0 se vincolato	
d	1.2	m		
c_u	120	kPa	H_{lim}	2802.9
γ	19	kN/m ³		
			$H_{lim}/R_3/\xi$	1306.7
R_3	1.3			
ξ	1.65			

Figura 71: capacità portante PILA P6, pali in compressione

A queste condizioni, essendo il taglio massimo per i pali in trazione pari a 906 kN e per i pali in compressione pari a 1166 kN, la verifica risulta essere soddisfatta.

9.3.4 SPALLE SP1, SP2

I pali presentano lunghezza pari a 28m.

Per i primi 12 m di palo si prevede un'armatura longitudinale 56 ϕ 32, staffe ϕ 12/10 e copriferro 5 cm. Il momento plastico massimo è quindi pari a 7096 kNm.

I pali sono immersi all'interno della formazione LA.

Si riporta di seguito la verifica.

Capacità portante trasversale			Rotazione in testa impedita	
M_{pl}	7096	kNm		
L/d	23.33		palo corto	Condizione:
$M_{pl}/c_u d^3$	34.2		H_{lim_c}	33955.2
M_{max}	505932	kNm		$M_{pl} > M_{max}$
			Palo intermedio	
f_{yk}	355	MPa (N/mm ²)	H_{lim_i}	13160.5
γ_{MO}	1.05	-		
W_{pl}	411.0	cm ³	Palo lungo	
			H_{lim_l}	4165.5
L	28	m		
e	0	m		0 se vincolato
d	1.2	m		
c_u	120	kPa	H_{lim}	4165.5
γ	19	kN/m ³		
			$H_{lim}/R_3/\xi$	1941.9
R_3	1.3			
ξ	1.65			

Figura 72: capacità portante PILA SP1 e SP2

Il taglio massimo sollecitante il palo è pari a 1938 kN (SLV) < 1942 kN

La verifica risulta essere soddisfatta.

9.4 Cedimento gruppo di pali per carichi verticali

9.4.1 PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11

Applicando le formule riportate al §7.4.4 e con riferimento, a favore di sicurezza, al cedimento massimo del plinto calcolato in condizioni SLE pari a 0.00231m, si ottiene:

$$R=0.75$$
$$R_G=0.409$$
$$E_G=1.638$$

Il cedimento del gruppo di pali può quindi essere stimato in $s_G=1.638 \times 0.00231m=0.00378m$.

9.4.2 PILA P1, P2, P5 e P7

Applicando le formule riportate al §7.4.4 e con riferimento, a favore di sicurezza, al cedimento massimo del plinto calcolato in condizioni SLE pari a 0.00251m, si ottiene:

$$R=0.74$$
$$R_G=0.432$$
$$E_G=1.728$$

Il cedimento del gruppo di pali può quindi essere stimato in $s_G=1.728 \times 0.00251m=0.00434m$.

9.4.3 PILA P6

Applicando le formule riportate al §7.4.4 e con riferimento, a favore di sicurezza, al cedimento massimo del plinto calcolato in condizioni SLE pari a 0.00290m, si ottiene:

$$R=0.74$$
$$R_G=0.432$$
$$E_G=1.728$$

Il cedimento del gruppo di pali può quindi essere stimato in $s_G=1.728 \times 0.00290m=0.00501m$.

9.4.4 SPALLE SP1 E SP2

Applicando le formule riportate al §7.4.4 e con riferimento, a favore di sicurezza, al cedimento massimo del plinto calcolato in condizioni SLE pari a 0.00168m, si ottiene:

$$R=1.13$$
$$R_G=0.245$$
$$E_G=2.448$$

Il cedimento del gruppo di pali può quindi essere stimato in $s_G=2.448 \times 0.00168m=0.00411m$.

9.5 Verifiche strutturali dei pali

Nel presente capitolo vengono riportate le verifiche a presso / tenso flessione e taglio degli involucri delle sollecitazioni SLU e SLV, nonché le verifiche a fessurazione delle sezioni in condizioni SLE quasi permanenti.

9.5.1 PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11 – tratto superiore

Le armature sono costituite da n. 28Ø24. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spirroidali Ø10/10. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax (SLV)	11400000	0	-525200	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	11400000	0	-525200	2.938>1	2.389>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio	(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m
$\Phi_{\text{barre trasversali}}$	10	mm
s	10	mm
cf	50	mm
α	90	°
N_{ed}	5252	kN
V_{ed}	810	kN
A_{sl}	12667	mm ²
A_{sw}	157	mm ²
r	600	mm
r_s	550	mm
α	0.623	rad
A_{tot}	1130973	mm ²
A	960410	mm ²
b	1011	mm
h	1119	mm
d	950	mm
γ_c	1.5	-
σ_{cp}	4.64	kPa
ρ_l	1.32	%
k	1.46	-
v_{min}	0.31	-
α_c	1.00	-

			FS	
V_{Rd}	1208.11	kN	1.49	Senza armatura
V_{Rsd}	5256.12	kN	6.49	
V_{Rcd}	3062.31	kN	3.78	

$\cot\theta$ 1 -

Figura 73: verifica al taglio PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11- combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
2	Lineare	Calcestruzzo lineare SLE	Ec=140000

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo lineare SLE

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax (SLE)	940000	0	-525200	0	0	0
Nmin (SLE)	800000	0	-288900	0	0	0

Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	940000	0	-525200	-44.4	-540.5	0.0	0.0
2	800000	0	-288900	-25.7	-279.7	0.0	0.0

Le tensioni massime risultano accettabili.

Verifiche a fessurazione

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN* cm)	My(daN* cm)	N(daN)	sc,max(daN/ cmq)	sc,min(daN/ cmq)	sf,max(daN/ cmq)	sf,min(daN/c mq)	sp,max(daN/ cmq)	sp,min(daN/ cmq)
940000	0	-525200	-35.5	-44.4	-540.5	-657.5	0.0	0.0
800000	0	-288900	-18.2	-25.7	-279.7	-379.3	0.0	0.0

La sezione risulta interamente compressa, e pertanto non fessurata.

9.5.2 PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11 – tratto inferiore

Le armature sono costituite da n. 28Ø24. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spiroidali Ø10/20. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Essendoci differenze tra il tratto superiore e quello inferiore unicamente per l'armatura al taglio, l'unica verifica aggiuntiva presentata riguarda la resistenza al taglio della nuova sezione, in quanto le sollecitazioni di momento sul palo sono molto inferiori oltre i 12m di profondità.

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
Φ _{barre trasversali}	10	mm	
s	20	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N _{ed}	5252	kN	positivo se di compressione
V _{ed}	48	kN	
A _{sl}	12667	mm ²	
A _{sw}	157	mm ²	
r	600	mm	
r _s	550	mm	
α	0.623	rad	
A _{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ _c	1.5	-	
σ _{cp}	4.64	kPa	
ρ _l	1.32	%	
k	1.46	-	
v _{min}	0.31	-	
α _c	1.00	-	

FS				Senza armatura
V _{Rd}	1208.11	kN	25.17	
V _{Rsd}	3048.55	kN	63.51	
V _{Rcd}	3028.89	kN	63.10	

cotθ	1.16	-
------	------	---

Figura 74: verifica al taglio PILA P3, P4, P8, P9, P10 e P11- combinazione con taglio massimo

9.5.3 PILA P1, P2, P5 e P7

Le armature sono costituite da n. 24Ø30. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spirroidali Ø12/18. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax (SLV)	18190000	0	-652400	0	0	0
Nmin (SLV)	14090000	0	23700	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	18190000	0	-652400	2.199>1	1.851>1
2	14090000	0	23700	2.038>1	1.984>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio	(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))		
D	1.2	m	
$\Phi_{\text{barre trasversali}}$	12	mm	
s	18	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N_{ed}	6524	kN	positivo se di compressione
V_{ed}	976	kN	
A_{sl}	16965	mm ²	
A_{sw}	226	mm ²	
r	600	mm	
r_s	550	mm	
α	0.623	rad	
A_{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ_c	1.5	-	
σ_{cp}	5.77	kPa	
ρ_l	1.77	%	
k	1.46	-	
v_{min}	0.31	-	
α_c	1.00	-	

			FS	
V_{Rd}	1425.28	kN	1.46	Senza armatura
V_{Rsd}	4204.89	kN	4.31	
V_{Rcd}	3062.55	kN	3.14	

$\cot\theta$ 1 -

Figura 75: verifica al taglio PILA P1, P2, P5 e P7- combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
----	------	------	------

1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
2	Lineare	Calcestruzzo lineare SLE	Ec=140000

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo lineare SLE

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax (SLE)	860000	0	-372600	0	0	0
Nmin (SLE)	480000	0	-335600	0	0	0

Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	860000	0	-372600	-30.7	-354.8	0.0	0.0
2	480000	0	-335600	-26.4	-336.8	0.0	0.0

Le tensioni massime risultano accettabili.

Verifiche a fessurazione

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sc,min(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sf,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)
860000	0	-372600	-23.3	-30.7	-354.8	-455.4	0.0	0.0
480000	0	-335600	-22.2	-26.4	-336.8	-392.9	0.0	0.0

La sezione risulta interamente compressa, e pertanto non fessurata.

9.5.4 PILA P1, P2, P5 e P7 – tratto inferiore

Le armature sono costituite da n. 20Ø32. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spirroidali Ø10/20. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax (SLV)	1000000	0	-652400	0	0	0
Nmin (SLV)	770000	0	23700	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	1000000	0	-652400	32.321>1	2.598>1
2	770000	0	23700	24.389>1	10.868>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
Φ _{barre trasversali}	10	mm	
s	20	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N _{ed}	-237	kN	positivo se di compressione
V _{ed}	131	kN	
A _{sl}	10857	mm ²	
A _{sw}	157	mm ²	
r	600	mm	
r _s	550	mm	
α	0.623	rad	
A _{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ _c	1.5	-	
σ _{cp}	-0.21	kPa	
ρ _l	1.13	%	
k	1.46	-	
v _{min}	0.31	-	
α _c	1.00	-	

FS			
V _{Rd}	481.93	kN	3.68
V _{Rsd}	3022.27	kN	23.07
V _{Rcd}	3031.61	kN	23.14

Senza armatura

cotθ	1.15
------	------

Figura 76: verifica al taglio PILA P1, P2, P5 e P7 - combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Siccome il momento agente sui pali oltre i 12 m di profondità è trascurabile, la verifica SLE per il tratto inferiore non si ritiene necessaria.

9.5.5 PILA P6

Le armature sono costituite da n. 24Ø30. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spirroidali Ø12/18. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax (SLV)	23760000	0	-774400	0	0	0
Nmin (SLV)	18370000	0	23700	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	23760000	0	-774400	1.679>1	1.473>1
2	18370000	0	23700	1.563>1	1.541>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
$\Phi_{\text{barre trasversali}}$	12	mm	
s	18	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N_{ed}	7744	kN	positivo se di compressione
V_{ed}	1166	kN	
A_{sl}	16965	mm ²	FS
A_{sw}	226	mm ²	
r	600	mm	
r_s	550	mm	
α	0.623	rad	
A_{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ_c	1.5	-	
σ_{cp}	6.85	kPa	
ρ_l	1.77	%	
k	1.46	-	
v_{min}	0.31	-	
α_c	1.00	-	

V_{Rd}	1580.68	kN	1.36	Senza armatura
V_{Rsd}	4204.89	kN	3.61	
V_{Rcd}	3062.79	kN	2.63	

cot θ	1	-
--------------	---	---

Figura 77: verifica al taglio PILA P6- combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
2	Lineare	Calcestruzzo lineare SLE	Ec=140000

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo lineare SLE

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax (SLE)	1080000	0	-438200	0	0	0
Nmin (SLE)	800000	0	-391700	0	0	0

Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	1080000	0	-438200	-36.5	-413.3	0.0	0.0
2	800000	0	-391700	-31.9	-379.1	0.0	0.0

Le tensioni massime risultano accettabili.

Verifiche a fessurazione

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sc,min(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sf,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)
800000	0	-391700	-24.9	-31.9	-379.1	-472.6	0.0	0.0
1080000	0	-438200	-27.1	-36.5	-413.3	-539.5	0.0	0.0

La sezione risulta interamente compressa, e pertanto non fessurata.

9.5.6 PILA P6 – tratto inferiore

Le armature sono costituite da n. 24Ø24. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spirroidali Ø10/20. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax (SLV)	1330000	0	-652400	0	0	0
Nmin (SLV)	1900000	0	23700	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	1330000	0	-652400	24.311>1	2.598>1
2	1900000	0	23700	9.888>1	6.785>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
Φ barre trasversali	10	mm	
s	20	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N _{ed}	-351	kN	positivo se di compressione
V _{ed}	192	kN	
A _{sl}	10857	mm ²	
A _{sw}	157	mm ²	
r	600	mm	
r _s	550	mm	
α	0.623	rad	
A _{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ_c	1.5	-	
σ_{cp}	-0.31	kPa	
ρ_l	1.13	%	
k	1.46	-	
v _{min}	0.31	-	
α_c	1.00	-	

V _{Rd}	467.41	kN	2.43	FS	Senza armatura
V _{Rsd}	3022.27	kN	15.74		
V _{Rcd}	3031.58	kN	15.79		

cot θ	1.15	-
--------------	------	---

Figura 78: verifica al taglio PILA P6- combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Siccome il momento agente sui pali oltre i 12 m di profondità è trascurabile, la verifica SLE per il tratto inferiore non si ritiene necessaria.

9.5.7 SPALLA SP1 e SP2

Le armature sono costituite da n. 56Ø32. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spirroidali Ø12/10. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLV	47920000	0	-937200	0	0	0
Nmax_SLV	47510000	0	-945700	0	0	0
Nmin_SLV	37770000	0	449700	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	47920000	0	-937200	1.691>1	1.536>1
2	47510000	0	-945700	1.703>1	1.543>1
3	37770000	0	449700	2.685>1	3.074>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
$\Phi_{\text{barre trasversali}}$	12	mm	
s	10	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N_{ed}	9372	kN	positivo se di compressione
V_{ed}	1938	kN	
A_{sl}	45038	mm ²	FS
A_{sw}	226	mm ²	
r	600	mm	
r_s	550	mm	
α	0.623	rad	
A_{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ_c	1.5	-	
σ_{cp}	8.29	kPa	
ρ_l	4.69	%	
k	1.46	-	
v_{min}	0.31	-	
α_c	1.00	-	

V_{Rd}	2016.64	kN	1.04	Senza armatura
V_{Rsd}	7568.81	kN	3.91	
V_{Rcd}	3063.10	kN	1.58	

cot θ	1	-
--------------	---	---

Figura 79: verifica al taglio PILA SP1 e SP2- combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
2	Lineare	Calcestruzzo lineare SLE	Ec=140000

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo lineare SLE

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLE	13210000	0	-376900	0	0	0
Nmin_SLE	11040000	0	-117300	0	0	0

Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	13210000	0	-376900	-67.2	341.6	0.0	0.0
2	11040000	0	-117300	-49.7	650.6	0.0	0.0

Le tensioni massime risultano accettabili.

Verifiche a fessurazione

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
1321000 0	0	-376900	15	0.0146	0.0248	226	1.0999E-03	15	0.4	0.125	1	0.8
1104000 0	0	-117300	15	0.0342	0.0581	232	2.5036E-03	15	0.4	0.125	1	0.8

I valori di fessurazione risultano accettabili rispetto al limite imposto di $W_k = 0.200$ mm.

9.5.8 SPALLA SP1 e SP2 – tratto inferiore

Le armature sono costituite da n. 20Ø32. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spirroidali Ø10/20. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLV	12420000	0	445900	0	0	0
Nmax_SLV	8520000	0	-945700	0	0	0
Nmin_SLV	11230000	0	449700	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	12420000	0	445900	4.848>1	3.748>1
2	8520000	0	-945700	5.145>1	2.063>1
3	11230000	0	449700	5.367>1	3.911>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
Φ barre trasversali	10	mm	
s	20	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N _{ed}	-4497	kN	positivo se di compressione
V _{ed}	528	kN	
A _{sl}	16085	mm ²	
A _{sw}	157	mm ²	
r	600	mm	
r _s	550	mm	
α	0.623	rad	
A _{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ_c	1.5	-	
σ_{cp}	-3.98	kPa	
ρ_l	1.67	%	
k	1.46	-	
V _{min}	0.31	-	
α_c	1.00	-	

FS				Senza armatura
V _{Rd}	10.98	kN	0.02	
V _{Rsd}	3022.27	kN	5.72	
V _{Rcd}	3030.80	kN	5.74	

cot θ	1.15
--------------	------

Figura 80: verifica al taglio SPALLA SP1 e SP2- combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
2	Lineare	Calcestruzzo lineare SLE	Ec=140000

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

 fctd 0 daN/cm²

 Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo lineare SLE

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLE	410000	0	-154400	0	0	0
Nmax_SLE	360000	0	-376900	0	0	0
Nmin_SLE	430000	0	-117300	0	0	0

Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
-------	------------	------------	--------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------

1	410000	0	-154400	-13.0	-145.2	0.0	0.0
2	360000	0	-376900	-29.0	-391.9	0.0	0.0
3	430000	0	-117300	-10.4	-103.4	0.0	0.0

Le tensioni massime risultano accettabili.

Verifiche a fessurazione

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN* cm)	My(daN* cm)	N(daN)	sc,max(daN/ cmq)	sc,min(daN/ cmq)	sf,max(daN/ cmq)	sf,min(daN/c mq)	sp,max(daN/ cmq)	sp,min(daN/ cmq)
410000	0	-154400	-9.5	-13.0	-145.2	-192.7	0.0	0.0
360000	0	-376900	-26.0	-29.0	-391.9	-432.8	0.0	0.0
410000	0	-154400	-9.5	-13.0	-145.2	-192.7	0.0	0.0

La sezione risulta interamente compressa, e pertanto non fessurata.