

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA – MANTOVA

VI01_Ponte sul Canale Dugale Tagliata

Relazione geotecnica e strutturale fondazioni su pozzo (spalle)

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

N M 2 5 0 3 D 0 9 R B V I 0 1 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	C. Grossi 	Apr. 2020	L. Utzeri 	Apr. 2020	M. Berlingieri 	Apr. 2020	A. Vitozzi Apr. 2020 ITALFERR S.p.A. Opere Civili e Centro delle varianti Dipartimento Ingegneria N° 440785 Provincia di Roma

File: NM2503D09RBVI0100001A

n. Elab.:

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO.....	5
2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	5
2.3 BIBLIOGRAFIA	6
2.4 SOFTWARE.....	7
3. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	8
3.1 GENERALE	8
3.2 GEOMETRIA DELLE FONDAZIONI	9
4. CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018	11
4.1 GENERALE	11
4.1.1 Stati Limite Ultimi (SLU).....	11
4.1.2 Stati Limite di Esercizio (SLE)	13
5. VERIFICHE E CRITERI DI CALCOLO	14
5.1 VERIFICHE STATICHE.....	14
5.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO)	14
5.1.2 Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Strutturale (SLU STRU)	16
5.1.3 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	17
5.2 VERIFICHE SISMICHE.....	18
6. STRATIGRAFIA DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA.....	21
7. RESTENZA DI PROGETTO NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI.....	22
7.1 GENERALE	22
7.2 RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI	23
7.2.1 Resistenza laterale di calcolo	24

7.2.2	Resistenza di base di calcolo	25
7.3	RESISTENZA CARATTERISTICA	27
7.4	RESISTENZA DI PROGETTO	28
8.	ATTRITO NEGATIVO	40
8.1	GENERALE	40
8.2	MODELLO DI CALCOLO.....	41
8.3	CARICO DA “ATTRITO NEGATIVO” DA CONSIDERARE NELLE VERIFICHE SLU	43
8.4	CURVA CARICO CEDIMENTO DEL SINGOLO PANNELLO, IN PRESENZA DI ATTRITO NEGATIVO, DA UTILIZZARE NELLE VERIFICHE SLE	43
9.	RESTENZA DI PROGETTO NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI	46
9.1	GENERALE	46
9.2	MODELLO DI INTERAZIONE PALO TERRENO – METODO DELLE CURVE P-Y.....	46
9.3	CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE	49
10.	VERIFICHE DELLA FONDAZIONE A POZZO.....	50
10.1	GENERALE	50
10.2	MODELLO DI CALCOLO.....	50
10.3	CARICHI APPLICATI E SISTEMA DI RIFERIMENTO.....	52
10.4	RISULTATI	54
11.	VERIFICA STRUTTURALE DEI DIAFRAMMI DI FONDAZIONE	57
11.1	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE E TENSOFFLESSIONE DEVIATA.....	57
11.2	VERIFICA A TAGLIO.....	60
11.3	VERIFICA A SLE	61

ALLEGATO A – Sollecitazioni sui pannelli da verifiche Group

1. INTRODUZIONE

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche e strutturali delle fondazioni delle spalle del viadotto VI01 – Ponte sul Canale Dugale Tagliata, ai sensi della Normativa NTC2018 (Doc. Rif.[4] e [5]),nell’ambito del Progetto Definitivo di raddoppio della tratta Codogno – Cremona – Mantova.

Il documento è così articolato:

- Il capitolo 2 elenca i documenti, le normative citate nel testo, la bibliografia di riferimento e i software utilizzati;
- Il capitolo 3 riporta una breve descrizione dell’opera in esame e la geometria delle fondazioni delle spalle;
- il capitolo 4 ed il capitolo 5 descrivono i criteri generali di progettazione in accordo alla Normativa vigente (NTC2018) ed i criteri di verifica adottati nel presente documento;
- il capitolo 6 riporta la stratigrafia di calcolo insieme ai valori dei parametri geotecnici assunti e alla profondità della falda di progetto assunta nei calcoli;
- capitolo 7 descrive i criteri utilizzati nella valutazione della resistenza di progetto della fondazione nei confronti dei carichi verticali e riporta le curve di resistenza di progetto ottenute per il caso in esame;
- il capitolo 8 riporta il calcolo della curva carico cedimento in presenza di attrito negativo ed il calcolo del carico di “attrito negativo” da considerare per la fondazione nel suo complesso;
- il capitolo 9 riporta il calcolo e la verifica della resistenza di progetto della fondazione nei confronti dei carichi orizzontali;
- il capitolo 10 riporta i risultati delle verifiche SLU ed SLE eseguite sulla fondazione nel suo complesso applicando le combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
- il capitolo 11 riporta le verifiche strutturali effettuate sul singolo pannello applicando le sollecitazioni ricavate nel capitolo 10 per definirne l’armatura necessaria.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [1] ITALFERR – Progetto Definitivo – Raddoppio linea Codogno – Cremona – Mantova, Tratta Piadena – Mantova – Relazione geotecnica generale (Doc. Rif. - NM2503D26GE0006001A)
- [2] ITALFERR – Progetto Definitivo – Raddoppio linea Codogno – Cremona – Mantova, Tratta Piadena – Mantova – Relazione di calcolo rilevati e trincee ferroviarie (Doc. Rif. - NM2503D26CLRI0000001A)
- [3] ITALFERR – Progetto Definitivo – Raddoppio linea Codogno – Cremona – Mantova, Tratta Piadena – Mantova – Geotecnica – Profilo geotecnico in asse tracciato – da Tav.1/23 a Tav.23/23 (Doc. da NM25 03 D 26 F6 GE0006 001 A a Doc. NM25 03 D 26 F6 GE0006 023 A)

2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [4] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- [5] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [6] UNI EN 1997-1 :Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [7] UNI EN 1998-5 :Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [8] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.
- [9] RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 21.12.2011- Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;
- [10] RFI DTC INC CS SP IFS 001 A del 21.12.2011 - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- [11] RFI DTC SICS SP IFS 001 A del 30.06.2014 - Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [12] Bowles J.E. (1988) "Foundation Analysis and Design", 4TH Edition, Mc Graw Hill
- [13] Chen Y.J., Kulhawy F.H. (1994) "Case history evaluation of the behaviour of drilled shafts under axial and lateral loading" EPRI TR-104601, Research Project 1493-04, Palo Alto.
- [14] Elson W.K. (1984) "Design of laterally loaded piles" CIRIA Report n°103.
- [15] Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph M.F., Elson W.K. (1985) "Piling Engineering" Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York.
- [16] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26.
- [17] Jamiolkowski M. (2000) "Axial load capacity of bored piles in sand and gravel" 3rd Symposium on Deep Foundations, Mexico City.
- [18] Matsui T. (1993) "Case studies on cast-in-place bored piles and some considerations for design" Proc. 2nd Int. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent.
- [19] Meyerhof G.G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundation" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.102, March.
- [20] O'Neill M.W, Hassan K.M. (1994) "Drilled shaft: effects of construction on performance and design criteria" Proc. Int. Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Orlando, Florida, U.S., F.H.W.A., vol.I.
- [21] Poulos H.G. (1989) "Program PIES – Axial response of piles in expansive soils" Centre for Geotechnical Research. University of Sydney.
- [22] Poulos H.G. (1990) "Program DEFPIG – Deformation analysis of pile groups" Centre for Geotechnical Research. University of Sydney.
- [23] Poulos H.G. e Davis E.H. (1980), "Pile foundation analysis and design", John Wiley and Sons.
- [24] Reese L.C., O'Neill M.W. (1988) "Drilled shaft: construction procedures and design methods" Publication N.FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C..
- [25] Reese L.C., Wang S.T. (1990) "Analysis of load versus settlement for an axially loaded deep foundation" Documentation of Computer Program APILE2, Ensoft Inc., Austin, Texas.

[26] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.

2.4 SOFTWARE

[27] TZPile Ver. 2014.3.2, Ensoft Inc.

[28] LPile Ver. 2016.9.09, Ensoft Inc.

[29] Group Ver. 2016.10.11, Ensoft Inc

[30] VcaSLU Ver. 7.7, distribuito liberamente dal prof. Piero Gelfi (<http://gelfi.unibs.it/>)

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

3.1 GENERALE

Il Viadotto VI01 permette lo scavalco del canale Dugale tra il km 57+906.86 ed il km 57+976.80 circa, il raddoppio della linea è previsto in variante rispetto alla linea esistente che si trova ad una distanza minima pari a 45 m circa.

Il nuovo viadotto sarà costituito da n.2 spalle ed avrà un'unica campata con una lunghezza complessiva pari a $L = 70\text{m}$ ca. La quota del piano campagna in corrispondenza dell'opera è variabile tra +30.5 e +31.0 m slmm circa. I rilevati di approccio alle spalle raggiungono altezze pari a circa 4.0 m. In Figura 3.1 si riporta uno stralcio della planimetria di progetto con l'ubicazione dell'opera insieme alle indagini presenti in corrispondenza della stessa.



Figura 3.1 – Ubicazione VI01

3.2 GEOMETRIA DELLE FONDAZIONI

Per le pile sono previste fondazioni profonde costituite da diaframmi disposti a formare un solido rettangolare la cui pianta è riportata in Figura 3.2. Il plinto di fondazione è previsto di dimensioni 13.90m x 10.90m (lato corto parallelo alla linea ferroviaria) con uno spessore di 2.0m. L'intradosso plinto è a quota +27.15 m slm, ad una profondità variabile tra 3.40÷3.90 m da piano campagna. In Figura 3.3 si riporta una sezione longitudinale del Viadotto.

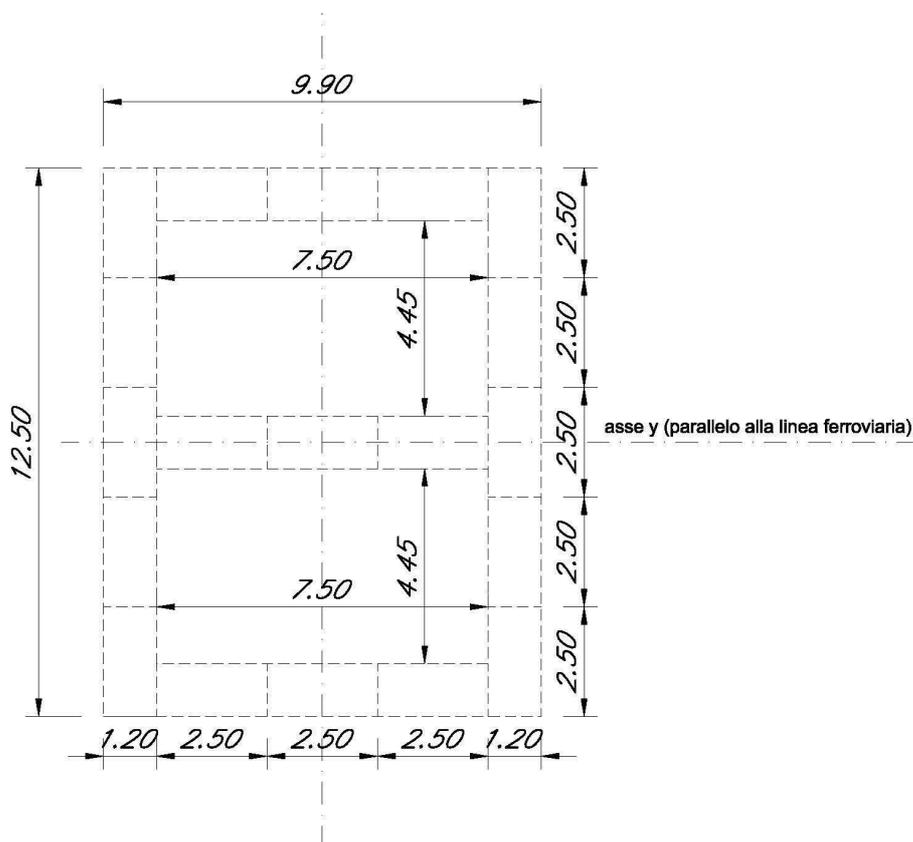


Figura 3.2 – Disposizione in pianta dei pannelli di diaframma della fondazione (le misure sono in metri)

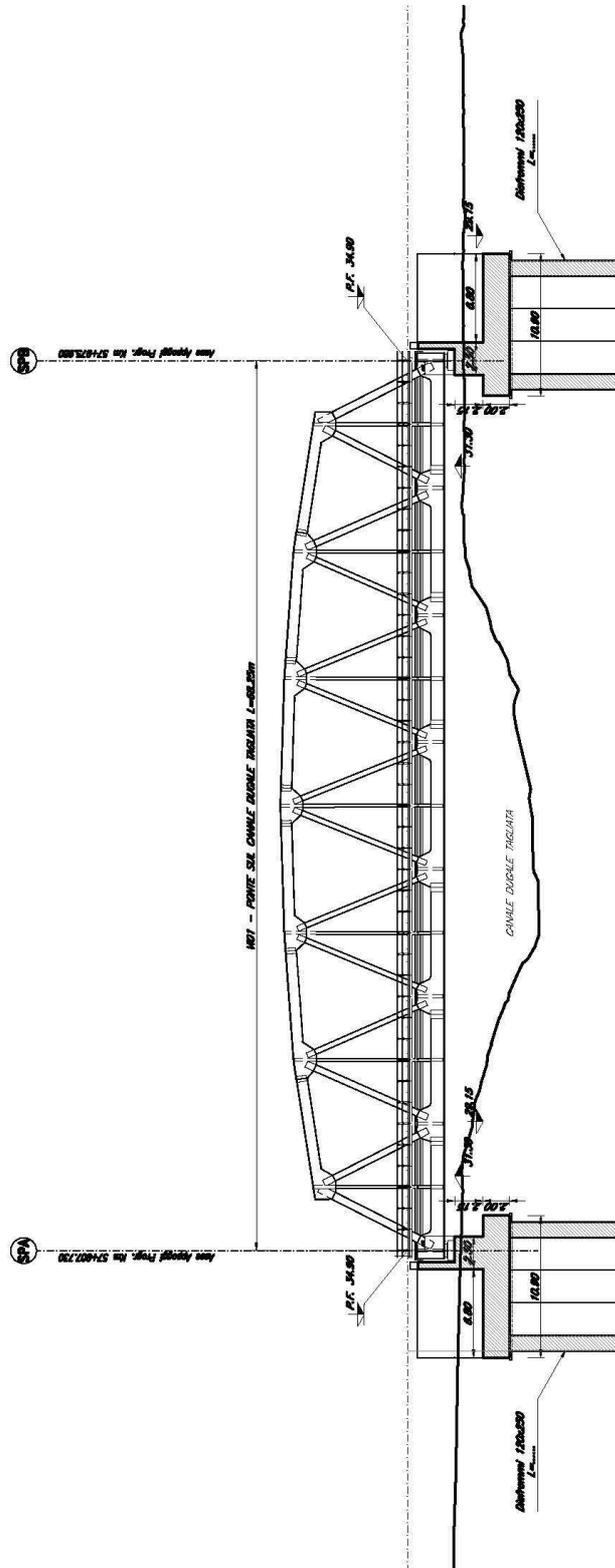


Figura 3.3 –Sezione longitudinale

4. CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018

4.1 GENERALE

In accordo con quanto definito nel paragrafo 6.2.4 delle NTC2018 (Doc.Rif.[4]), devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)
- Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE)

Per le verifiche della fondazione si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo 6.4.3 delle NTC2018 (Doc.Rif. [4]).

4.1.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

L'azione e la corrispondente resistenza di progetto vanno determinate in accordo alle NTC2018 per gli approcci previsti al paragrafo 6.4.3.1. Sono previsti coefficienti parziali da applicarsi rispettivamente alle azioni (A), ai parametri del terreno (M) ed alle resistenze caratteristiche di calcolo (R).

In particolare:

- per le verifiche di stabilità, non oggetto nel presente documento, si deve seguire l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2);
- per tutte le altre verifiche le NTC2018 indicano di adottare l'approccio progettuale DA2. Nel secondo approccio progettuale, **Approccio 2**, è prevista una sola combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottarsi sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Per le verifiche in condizioni sismiche è previsto l'utilizzo della medesima combinazione in cui siano posti pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (già pari ad 1 secondo il set M1) ed adottando i coefficienti parziali sulle resistenze come indicato per le combinazioni statiche laddove non diversamente specificato nel Capitolo 7 delle NTC2018. In particolare, per le fondazioni profonde il capitolo

7.11.5.3.2 non indica coefficienti parziali sulle resistenze diversi da quelli per le verifiche in campo statico, ma indica di valutare opportunamente le eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

I valori assunti dai coefficienti di sicurezza parziali di ciascun gruppo, "Azioni – Parametri geotecnici del terreno – Resistenze", sono riportati all'interno delle NTC2018 (Doc.Rif.[4] e Doc.Rif.[5]), rispettivamente alle tabelle: Tabella 6.2.I, Tabella 6.2.II, Tabella 6.4.II e Tabella 6.4.IV qui di seguito riportate.

Tabella 4.1- Coefficienti sulle azioni (Tab 6.2.I Doc.Rif.[4])

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

Tabella 4.2- Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno (Tab 6.2.II Doc.Rif.[4])

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Tabella 4.3- Coefficienti da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale (Tab 6.4.IIDoc.Rif.[4])

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^o	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^o da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 4.4- Coefficiente per le verifiche di pali soggetti a carichi orizzontali (Tab 6.4.VIDoc.Rif.[4])

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

4.1.2 Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq C_d$$

dove

E_d = valore di progetto dell'effetto dell'azione;

C_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

5. VERIFICHE E CRITERI DI CALCOLO

Data la medesima geometria per le fondazioni delle spalle e l'applicazione di carichi comparabili, le verifiche sono state effettuate per la Spalla A (lato Piadena) ma possono ritenersi rappresentative di entrambe le spalle.

5.1 VERIFICHE STATICHE

Come riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- Stato limite ultimo di tipo Geotecnico (SLU GEO)
- Stato limite ultimo di tipo Strutturale (SLU STR)
- Stato limite di esercizio (SLE)

Le verifiche statiche GEO e STR devono essere svolte secondo l'**Approccio 2** indicato al paragrafo 4.1, ossia:

- Combinazione A1+M1+R3 (SLU STR e SLU GEO)

Con la sola esclusione delle verifiche di stabilità, non oggetto nel presente documento, per le quali si deve seguire l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2).

5.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Geotecnico (SLU GEO)

Le verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico sono:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi orizzontali;
- stabilità globale.

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione

Ai fini della verifica nei confronti dei carichi assiali nel presente documento viene determinata la curva di resistenza di progetto della fondazione profonda, mediante l'utilizzo della combinazione di carico prevista dalla Normativa, quindi Approccio 2 (A1+M1+R3) (si vedano Tabella 4.1, Tabella 4.2, Tabella 4.3).

La capacità portante della fondazione nel suo complesso è stata valutata considerando i seguenti contributi:

- 1) la resistenza laterale derivante dalla superficie esterna della fondazione nel suo complesso;
- 2) la portata di base derivante dall'impronta della fondazione (area di base sei soli pannelli di diaframma);
- 3) il minimo contributo di resistenza tra:
 - a) la portata di base calcolata sul 50% dell'area di terreno confinato lateralmente tra i pannelli della fondazione ed in sommità dal plinto. Tale assunzione di una sola quota parte della portata di base derivante dal terreno confinato, deriva dalla differenza di rigidezza tra terreno naturale e la fondazione stessa;
 - b) la resistenza laterale derivante dall'attrito della superficie interna della fondazione.

Definito l'andamento della resistenza di progetto con la profondità, entrando nella curva con il massimo carico verticale (di compressione e di trazione) applicato alla fondazione per la combinazione SLU A1+M1+R3 che massimizza i carichi verticali, è stata ottenuta la lunghezza minima dei diaframmi costituenti la fondazione. Tale lunghezza è stata poi nuovamente verificata a valle delle analisi che tengono in conto della distribuzione dei carichi verticali su ogni pannello di diaframma confrontando l'azione assiale massima con la portata ultima calcolata per il singolo diaframma escludendo dal calcolo il contributo della superficie laterale dei lati corti.

Le curve di capacità portante calcolate sono riportate nel Capitolo 7.

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi orizzontali

Per quanto concerne le verifiche geotecniche nei confronti dei carichi orizzontali le NTC2018 indicano di eseguire una verifica confrontando l'azione applicata alla fondazione con il valore di progetto della resistenza mediante l'utilizzo della combinazione di carico prevista dalla Normativa, quindi Approccio 2 (A1+M1+R3) (si veda Tabella 4.4) la quale prevede, per tale verifica, un coefficiente parziale γ_T pari a 1.3.

La verifica è stata eseguita con il codice di calcolo L-Pile [EnsoftInc., Austin, Texas (USA), <https://www.ensoftinc.com/products/lpile/>] considerando la fondazione pozzo come un "palo equivalente" in termini di EJ che interagisce con il terreno mediante molle non lineari (curve p-y). La fondazione, libera di ruotare è stata caricata in testa da una azione orizzontale H aumentando il carico orizzontale fino alla

determinazione di H_{lim} per la quale non si raggiunge la convergenza del modello anche con grandi spostamenti. Questo significa che il terreno ha mobilitato l'intera resistenza.

La verifica è riportata al Capitolo 9.

In merito a tali verifiche si ritiene tuttavia, in virtù della flessibilità delle fondazioni profonde sottoposte a tali carichi, che tale meccanismo di rottura non sia possibile, e che le problematiche progettuali della palificata sottoposta ai carichi di progetto orizzontali afferiscano piuttosto nei seguenti aspetti:

- limitazione degli spostamenti orizzontali entro i limiti accettabili, imposti dal progettista strutturale (nella valutazione del campo di spostamento indotto si terrà conto anche delle rotazioni);
- limitazione dei carichi orizzontali e dei relativi momenti di incastro per limiti strutturali.

Stabilità globale

La stabilità globale non viene qui considerata in quanto la geometria del problema non rende possibili fenomeni di instabilità globale della fondazione.

5.1.2 Verifiche agli stati limite ultimi di tipo Strutturale (SLU STRU)

Le verifiche di sicurezza agli SLU di tipo strutturale sono relative a:

- resistenza strutturale dei diaframmi;
- resistenza strutturale della struttura di collegamento dei pali;

Resistenza strutturale dei diaframmi

La verifica di resistenza dei diaframmi è effettuata confrontando la resistenza di progetto della sezione in c.a. del singolo pannello con le azioni di progetto ricavate dall'analisi di interazione struttura – terreno. Nell'analisi di interazione, eseguita mediante il software Group [EnsoftInc., Austin, Texas (USA), <https://www.ensoftinc.com/products/group/>], i diaframmi sono schematizzati come pali a sezione rettangolare, collegati in testa alla piastra di fondazione. Nel modello numerico si trascura la "collaborazione" fra i pannelli di diaframma, pertanto per compensare almeno in parte tale semplificazione del modello adottato, che considera i pannelli come elementi isolati, si è trascurato l'effetto gruppo nei confronti dei carichi orizzontali. Il modello di calcolo ed i risultati delle analisi in termini di sollecitazioni massime sono riportati nel Capitolo 10.

Ricavate le azioni su ciascun pannello (azioni assiali, azioni di taglio e momento flettente) per ogni combinazione di carico SLU e SLV, si esegue la verifica di resistenza strutturale della sezione di un pannello secondo la procedura descritta al Capitolo 11.

Dato che le fondazioni in esame sono le fondazioni delle spalle del viadotto, si deve anche tenere in conto del carico di “attrito negativo” sulla fondazione (si veda Capitolo 8) considerato come azione ed opportunamente fattorizzato come carico permanente G_1 (si veda Doc.Rif. [4]). e sommato al carico verticale sulla fondazione, quest’ultimo ottenuto considerando i soli carichi permanenti, ottenendo quindi un’ulteriore combinazione di carico per il dimensionamento della fondazione.

Il carico di “attrito negativo” è stato ricavato utilizzando il codice di calcolo TZ-Pile [EnsoftInc., Austin, Texas (USA), <https://www.ensoftinc.com/products/tzpile/>], imponendo al terreno intorno al palo un profilo di cedimento, indotto dal rilevato di approccio, calcolato sulla base di quanto riportato nel Doc.Rif.[2]. Cautelativamente, lo spessore di strato compressibile (S_c) nel quale avviene l’inversione delle forze di attrito è stato assunto pari a quello determinato in condizioni di rilevato semi infinito (interrotto cioè in corrispondenza del fusto della spalla).

Il calcolo carico di “attrito negativo” è riportato nel Capitolo 8.

Altre verifiche

Oltre alle verifiche di cui sopra, in presenza di attrito negativo, si riverifica la lunghezza dei diaframmi, già determinata nelle verifiche SLU GEO, per la combinazione di carico ulteriore che considera i soli carichi permanenti ed il carico di “attrito negativo” fattorizzato come azione permanente non strutturale.

Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento ai pali

Tale verifica non è oggetto del presente documento

5.1.3 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Gli stati limite di esercizio sono:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali;

- eccessive rotazioni.

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni, riportati alla quota appoggio impalcato, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. La geometria della fondazione deve essere stabilita nel rispetto dei requisiti di cui sopra tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali.

In analogia a quanto fatto per le verifiche SLU, gli spostamenti della fondazione sono stati calcolati mediante analisi con il codice di calcolo Group [EnsoftInc., Austin, Texas (USA), <https://www.ensoftinc.com/products/group/>] i diaframmi sono schematizzati come pali a sezione rettangolare, collegati in testa alla piastra di fondazione. Nel modello numerico si trascura la “collaborazione” fra i pannelli di diaframma, pertanto per compensare almeno in parte tale semplificazione del modello adottato, che considera i pannelli come elementi isolati, si è trascurato l’effetto gruppo nei confronti dei carichi orizzontali. L’effetto gruppo nei confronti dei carichi verticali è stato tenuto in conto mediante la procedura interna al codice di calcolo che prevede l’inserimento di un fattore di riduzione della curva carico-cedimento del palo singolo.

Per tenere in conto dell’attrito negativo, la curva carico cedimento del singolo pannello è stata ricavata utilizzando il codice di calcolo Tz-Pile [Ensoft Inc., Austin, Texas (USA), <https://www.ensoftinc.com/products/tzpile/>] imponendo al terreno intorno al palo un profilo di cedimento, indotto dal rilevato di appoggio, calcolato sulla base di quanto riportato nel Doc.Rif.[2]. Cautelativamente, lo spessore di strato compressibile (S_c) nel quale avviene l’inversione delle forze di attrito è stato assunto pari a quello determinato in condizioni di rilevato semi infinito (interrotto cioè in corrispondenza del fusto della spalla). La curva così ricavata è stata inserita nel codice Group per le verifiche SLE.

Il calcolo della curva carico-cedimento che tiene in conto dell’attrito negativo è riportato nel Capitolo 8.

Il modello di calcolo ed i risultati delle analisi in termini di sollecitazioni massime sono riportati nel Capitolo 10.

5.2 VERIFICHE SISMICHE

La Normativa, come definito nei Doc. Rif. [4] e Doc. Rif. [5], stabilisce differenti Stati Limite (sia d’esercizio che ultimi) in funzione:

- dell’importanza dell’opera, mediante l’identificazione della Classe d’Uso;

- del danno conseguente ad un certo Stato Limite.

In particolare, si definiscono i seguenti Stati Limite di esercizio e ultimi:

- SLU:
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
 - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.
- SLE:
 - Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.
 - Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 del Doc. Rif. [5], le verifiche geotecniche in presenza di un evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$ nel periodo V_R);
- Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$ nel periodo V_R).

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

Stabiliti i criteri di determinazione degli Stati Limite, le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico. In più sono da prevedersi le verifiche di liquefazione del terreno in caso di evento sismico.

Si precisa che le verifiche di collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi verticali e trasversali, come definito al paragrafo 7.11.5.3.2 delle NTC2018, dovranno essere svolte secondo quanto riportato al punto 7.11.1 secondo cui si deve adottare il medesimo approccio di verifica adottato per le condizioni statiche (DA2), utilizzando coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali pari ad 1, mentre restano invariati i fattori parziali sulle resistenze.

Di fatto si tratta di utilizzare, sia per le verifiche geotecniche che per quelle strutturali, la seguente combinazione di carico:

- SISMA+M1+R3

Per le procedure di verifica si faccia quindi riferimento a quelle definite nel paragrafo 5.1.

6. STRATIGRAFIA DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA

La stratigrafia di calcolo è stata definita sulla base delle indagini riportate in Tabella 6.1. In Tabella 6.1 si riportano la stratigrafia insieme ai valori caratteristici dei parametri geotecnici assunti in accordo a quanto riportato nella Relazione Geotecnica generale (Doc. Rif.[1]).

Tabella 6.1- Indagini geognostiche di riferimento

ID	Tipo di indagine	Campagna d'indagine	Quota	Profondità	SPT	Lefranc	Foro attrezzato	Campioni indisturbati (3)	Campioni rimaneggiati (3)
(sigla)	(Tipo)	(Riferimento)	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA= Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
L3-S34-DH	Sondaggi	ITALFERR 2019	30.36	50	12	1	Down Hole	6	7
L3-S04	Sondaggi	ITALFERR 2019	30.34	50	11	2	TA (5.2m÷50.0m)	4	7
SCPTU_01	SCPTU	ITALFERR 2019	30.00	20	-	-	-	-	-

⁽¹⁾ Tra parentesi la profondità della cella Casagrande
⁽²⁾ Tra parentesi il tratto finestrato
⁽³⁾ Disponibili per la sola campagna di indagine ITALFERR 2019

Tabella 6.2- Stratigrafia e valori dei parametri geotecnici

Quota di riferimento pc ≈ 30.5 m slmm								
UNITA' GEOTECNICA	DESCRIZIONE	DA	A	SPESSORE	γ	ϕ_k'	c_k'	C_{uk}
(-)	(-)	(m pc)	(m pc)	(m)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)
Ws1	S(L); S,L(A)	0.0	3.0	3.0	19.0	34	0	-
WRa2	A(L)(S); L(A)(S); AS	3.0	8.0	5.0	19.0	25	0	50
WRs2	S(L)[A], S(L)(A)	8.0	9.5	1.5	19.0	33	0	-
WRa2	A(L)(S); L(A)(S); AS	9.5	13.5	4.0	19.0	25	0	50
Rs1	S[L]; S(L); S[A]	13.5	15.0	1.5	19.0	33	0	-
RMa	L(A)(S); A(L)(S) con livelli centimetrici di torba	15.0	50.0	35.0	19.0	25	0	60 fino a 17 m da pc; 70 tra 17 e 24 m da pc; 100 tra 24 e 40 m da pc; 120 oltre a 40 m da pc

La falda di progetto è a 4.5 m da pc

γ = peso di volume naturale

ϕ_k' = valore caratteristico dell'angolo di attrito

c_k' = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate

C_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata

7. RESTENZA DI PROGETTO NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI

7.1 GENERALE

Di seguito si riportano i criteri adottati per il calcolo della capacità portante ultima della fondazione nei confronti dei carichi verticali. I criteri di calcolo della resistenza di base e laterale sono i medesimi adottati per il calcolo dei pali trivellati.

Viene calcolata quindi la curva di resistenza di progetto della fondazione nel suo complesso, secondo quanto riportato al paragrafo 5.1.1., ovvero considerando i seguenti contributi:

- 1) la resistenza laterale derivante dalla superficie esterna della fondazione nel suo complesso;
- 2) la portata di base derivante dall'impronta della fondazione (area di base sei soli diaframmi);
- 3) il minimo contributo di resistenza tra:
 - a) la portata di base calcolata sul 50% dell'area di terreno confinato lateralmente tra i pannelli della fondazione ed in sommità dal plinto. Tale assunzione di una sola quota parte della portata di base derivante dal terreno confinato, deriva dalla differenza di rigidità tra terreno naturale e la fondazione stessa;
 - b) la resistenza laterale derivante dall'attrito della superficie interna della fondazione.

Sono state calcolate quindi due curve a simulare il comportamento della fondazione nel suo complesso, una data dai contributi: 1) + 2) + 3a) ed una seconda data dai contributi 1) + 2) + 3b). Nel caso in oggetto la curva dimensionante risulta quella derivante dal contributo 1) + 2) + 3a).

Si è calcolata inoltre la curva di capacità portante per il singolo pannello escludendo dal calcolo il contributo della superficie laterale dei lati corti.

Le curve di resistenza di progetto a compressione (o trazione) $R_{c,d}$ (o $R_{t,d}$), da confrontare con la massima azione di compressione (o trazione) agente in testa fondazione E_d , sono date dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \underline{\text{Resistenza di progetto a compressione}}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \underline{\text{Resistenza di progetto a trazione}}$$

dove

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione, determinate ad una data profondità secondo quanto descritto al paragrafo 7.2.

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 7.3;

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione ad una data profondità, calcolate secondo quanto descritto al paragrafo 7.3;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato, valutati secondo quanto indicato al paragrafo 7.4.

7.2 RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ a compressione del palo viene definita come capacità portante totale data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo $R_{t,cal}$ a trazione del palo viene valutata come sola portata limite per attrito laterale. Di seguito si riportano entrambe le espressioni di calcolo:

$R_{c,cal} = R_{lat,cal} + R_{b,cal} = Q_{ult,comp} =$ Resistenza di calcolo a compressione;

$R_{t,cal} = Q_{lat,ult} = Q_{ult,traz} =$ Resistenza di calcolo a trazione;

dove:

$R_{lat,cal} = Q_{lat,ult} = \sum_{j=1}^n A_{s,j} \cdot \tau_{u,s,j} =$ Portata limite per attrito laterale

con:

$A_{s,j}$ = area laterale del palocorrispondente allo strato j . Per il calcolo della capacità portante della fondazione nel suo complesso (si veda par.7.1) corrisponderà all'area laterale data dalla superficie esterna della fondazione per calcolare il contributo 1); all'area data dalla superficie interna sei setti di diaframma a contatto con il terreno naturale per calcolare il contributo 3b);

$\tau_{u,s,j}$ = tensione tangenziale ultima dello strato j lungo il fusto del palo, calcolata come riportato nel paragrafo 7.2.1;

n = numero totali di strati;

$R_{b,cal} = Q_{base,ult} = A_b \cdot q_b =$ Portata limite di base

con:

A_b = area di base del palo. Per il calcolo della capacità portante della fondazione nel suo complesso (si veda par.7.1), corrisponderà all'area di base derivante dai soli setti di diaframma per calcolare il contributo 2); al 50% dell'area di base costituita da terreno naturale confinato lateralmente dai diaframmi, per calcolare il contributo 3a);

q_{ub} = pressione limite alla base del palo calcolata come riportato nel paragrafo 7.2.2;

I contributi di resistenza laterale e di base sono stati calcolati come descritto nei paragrafi 7.2.1 e 7.2.2 in funzione del tipo di terreno attraversato e della tipologia e dimensione del palo da realizzare.

7.2.1 Resistenza laterale di calcolo

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come segue:

Terreni a grana grossa (sabbie)

$$\tau_{u,s} \text{ (kPa)} = k \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \phi' \leq \tau_{u,s \max} \text{ (kPa)}$$

dove:

k = coefficiente empirico variabile con la profondità tra 0.4 e 0.7, assunto in questa sede pari a 0.6;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace geostatica calcolata, a partire dal p.c. originario, alla quota di riferimento;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio del terreno.

Il valore di $\tau_{u,s \max}$ è assunto nei calcoli pari a 120 kPa.

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$\tau_{ult} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{ult, \max}$$

dove:

c_u = resistenza a taglio non drenata;

α = coefficiente adimensionale variabile col valore di c_u secondo quanto indicato in Tabella 7.1.

$\tau_{ult, \max}$ = limit skin friction value, assumed equal to 100 kPa.

Tabella 7.1 valori indicativi di α per pali trivellati in terreni coesivi (AGI, 1984)

c_u (kPa)	α (-)
≤ 25	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
≥ 75	0.4

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli sopra descritti.

7.2.2 Resistenza di base di calcolo

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come segue (AGI, 1984):

Terreni a grana grossa (sabbie)

$$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1} (kPa) = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} \leq q_{u,b,max} (kPa)$$

dove:

$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1}$ = pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo;

N_q^* = parametro che può essere valutato mediante la Figura 7.1;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace calcolata dal p.c. originario.

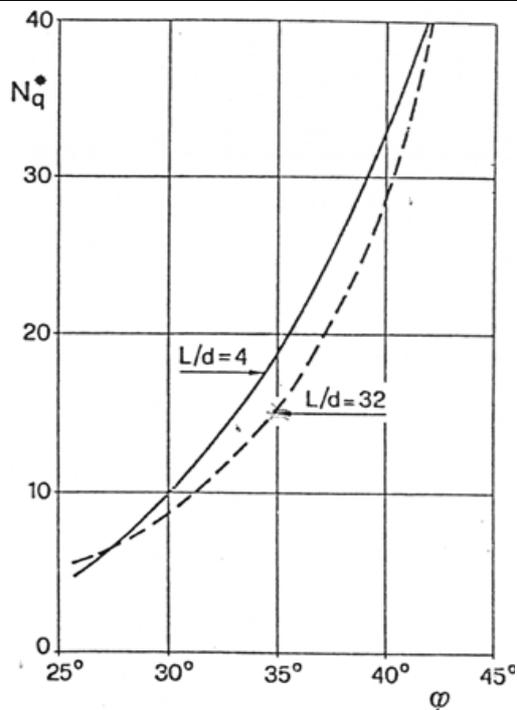


Figura 7.1: Coefficienti N_q^* (Berezantzev, 1965)

Il valore di $q_{ub,max}$ è stato valutato in accordo a quanto riportato nella successiva Tabella 7.2 ed assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 4000 kPa.

Tabella 7.2: valori di $(q_{u,b})_{max}$ per terreni grana grossa, Gwizdala, 1984

	$(q_{u,b})_{max}$
GHIAIE	7500
GHIAIE SABBIOSE	5800
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$q_{ult} = 9 \cdot c_u \leq q_{ub,max}$$

dove:

c_u = resistenza a taglio non drenata del terreno alla base del palo.

Il valore di $q_{ub,max}$ è stato assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 3000 kPa.

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

essendo:

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica rispettivamente a compressione e a trazione del palo singolo ad una data profondità;

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo rispettivamente a compressione e a trazione determinate ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{media}$ e $(R_{t,cal})_{media}$ resistenza di calcolo media ad una data profondità;

$(R_{c,cal})_{min}$ e $(R_{t,cal})_{min}$ resistenza di calcolo minima ad una data profondità;

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate, in accordo a quanto indicato nel paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018, Tab. 6.4.IV.

Nel caso in esame si è assunto: $\xi_3 = 1.7$ e $\xi_4 = 1.7$.

7.4 RESISTENZA DI PROGETTO

I valori della resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ e della resistenza di progetto a trazione $R_{t,d}$ sono determinati applicando al valore caratteristico della resistenza i coefficienti parziali γ_R secondo le seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R}$$

essendo:

$R_{c,d}$ e $R_{t,d}$ resistenza di progetto del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato e della tipologia esecutiva del palo (vedi la Tabella 7.3 in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	VI01 RELAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE FONDAZIONI SU POZZO (SPALLE)	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 09 RB	DOCUMENTO VI 01 00 001	REV. A

Tabella 7.3: Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche

	Pali trivellati
Resistenza \ \(\gamma_R	R₃ [-]
Base	1.35
Laterale - compressione	1.15
Laterale - trazione	1.25

In accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, il peso del palo (nel caso in oggetto il peso dei pannelli del diaframma) deve essere aggiunto come carico esterno, tra le azioni permanenti e fattorizzato come da Tabella 6.2.I delle stesse NTC2018.

Le curve che tengono in conto del contributo del peso dei/del diaframma saranno:

- $R_{c,d} - ((W_p - W_s) \cdot \gamma_{G1}) = R_{c,d} - (W'_p) \cdot \gamma_{G1}$
- $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$

dove:

W_p = Peso pannello/i del diaframma

W_s = Peso del terreno sostituito ai diaframmi

Nella condizione di resistenza a compressione W_p è stato assunto come carico permanente strutturale sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente strutturale favorevole.

Capacità portante della fondazione nel suo complesso

- in Figura.7.3 sono riportate le curve di resistenza di progetto a compressione e a trazione valide per le verifiche in condizioni statiche e sismiche;
- in Figura.7.4 e in Figura.7.5 si riportano le curve $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$ valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
- in Figura.7.6 si riporta la curva $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$ valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;

Capacità portante singolo pannello

- in Figura.7.7 sono riportate le curve di resistenza di progetto a compressione e a trazione valide per le verifiche in condizioni statiche e sismiche;

- in Figura.7.8e in Figura.7.9 si riportano le curve $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$ valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
- in Figura.7.10 si riporta la curva $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$ valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;
- in Figura.7.11 si riporta la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.

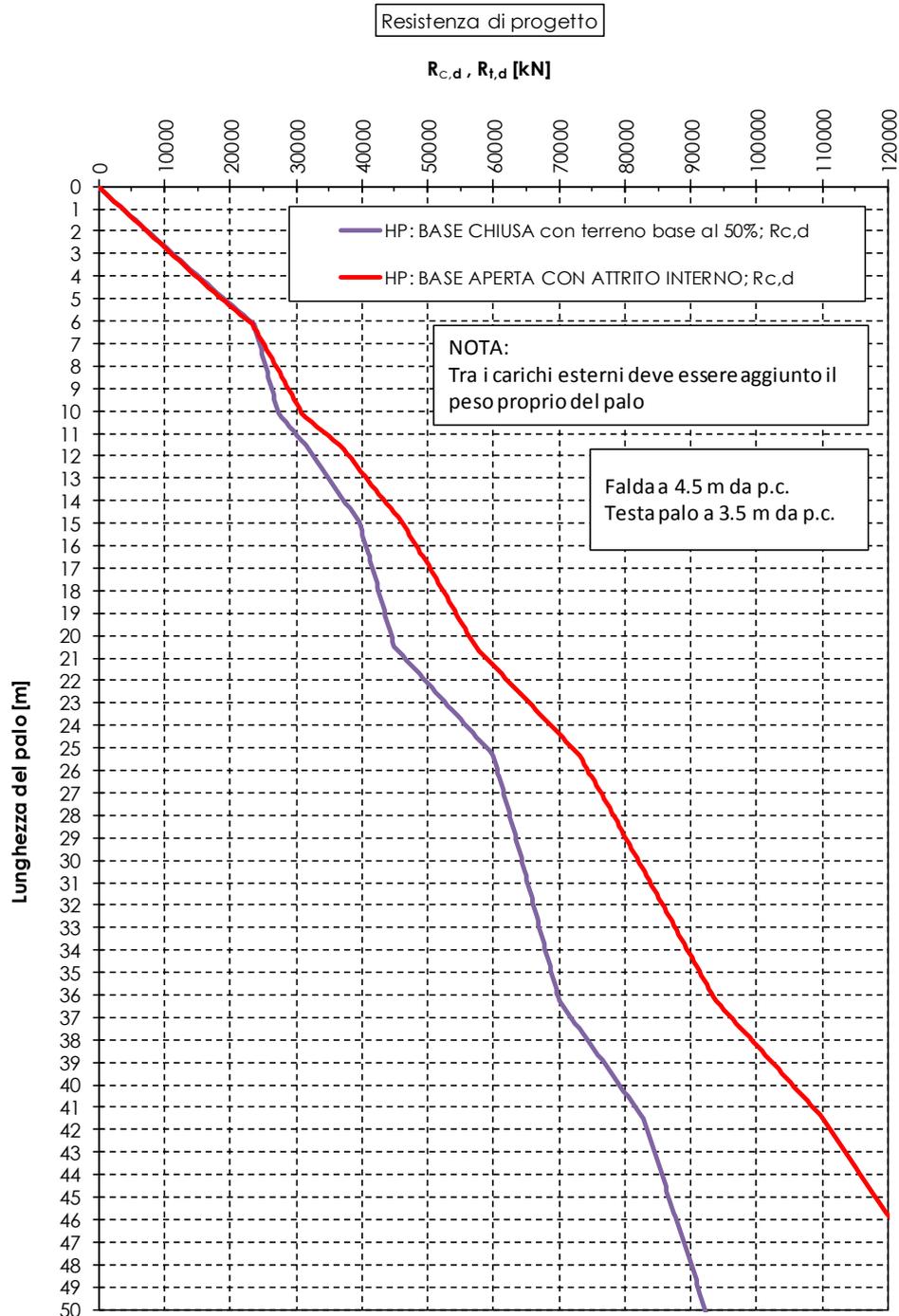


Figura.7.3: Resistenza di progetto a compressione in accordo a DA2 – Fondazione completa

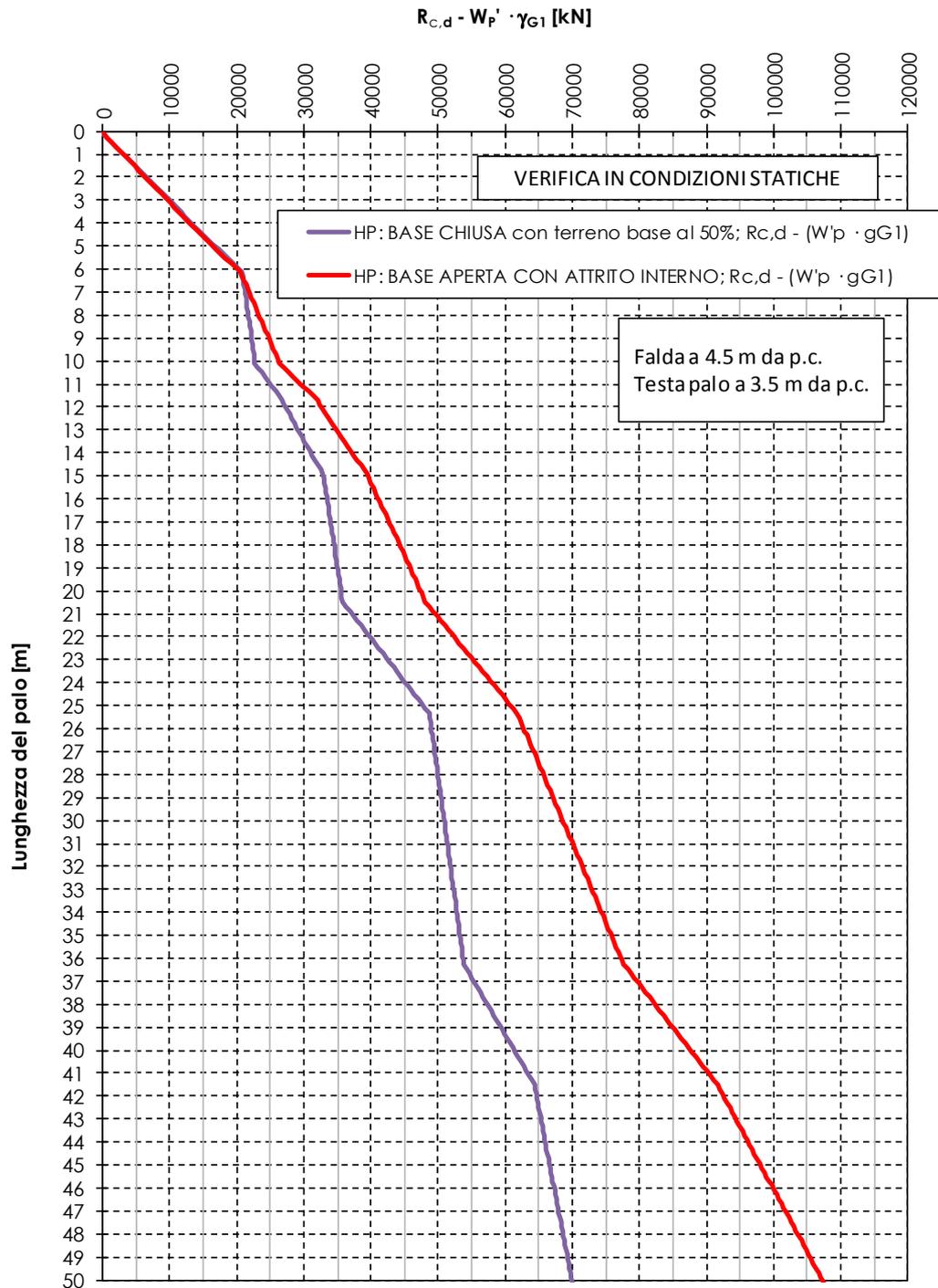


Figura.7.4: - Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica statica – Fondazione completa

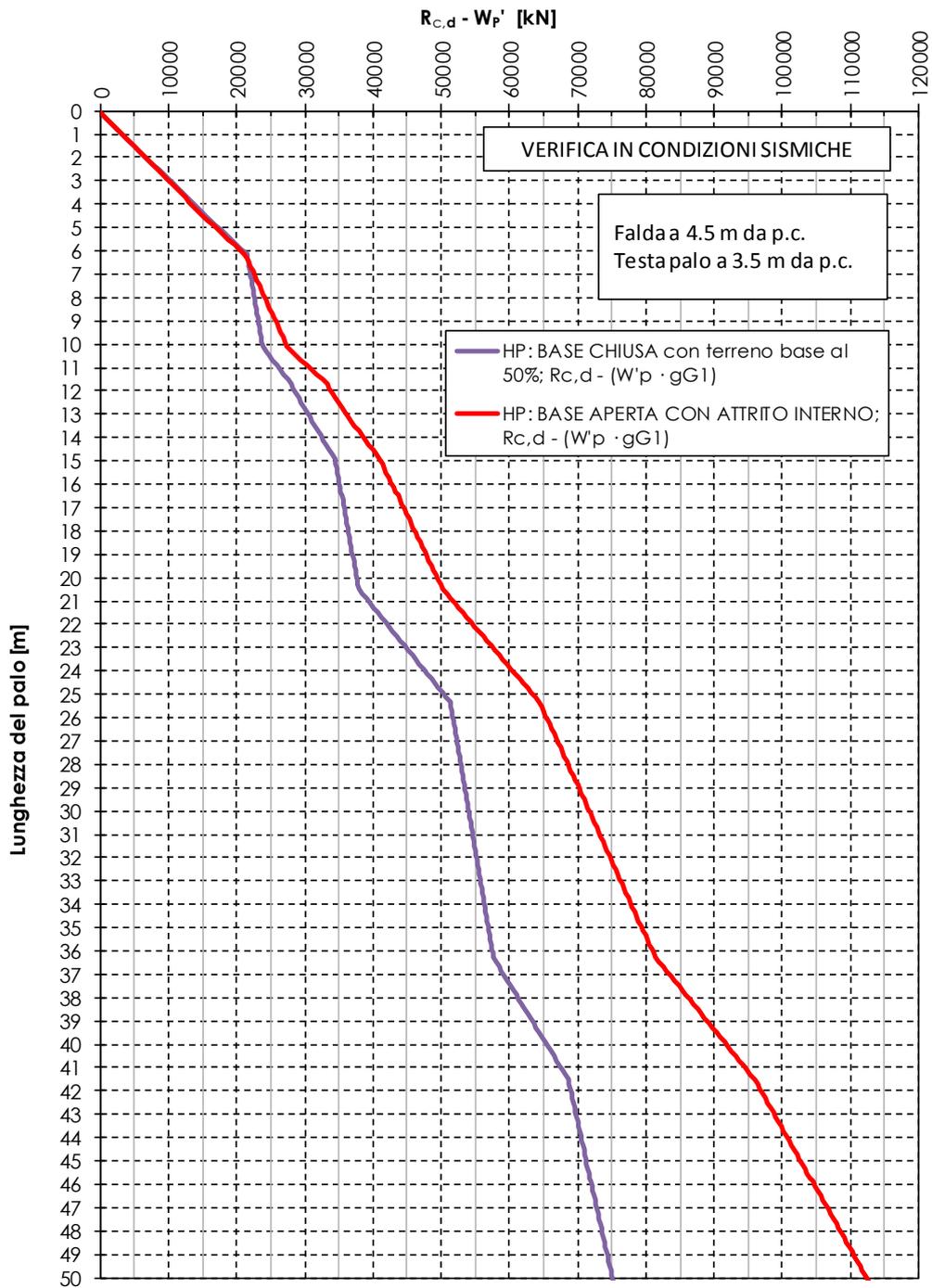


Figura.7.5: Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica sismica – Fondazione completa

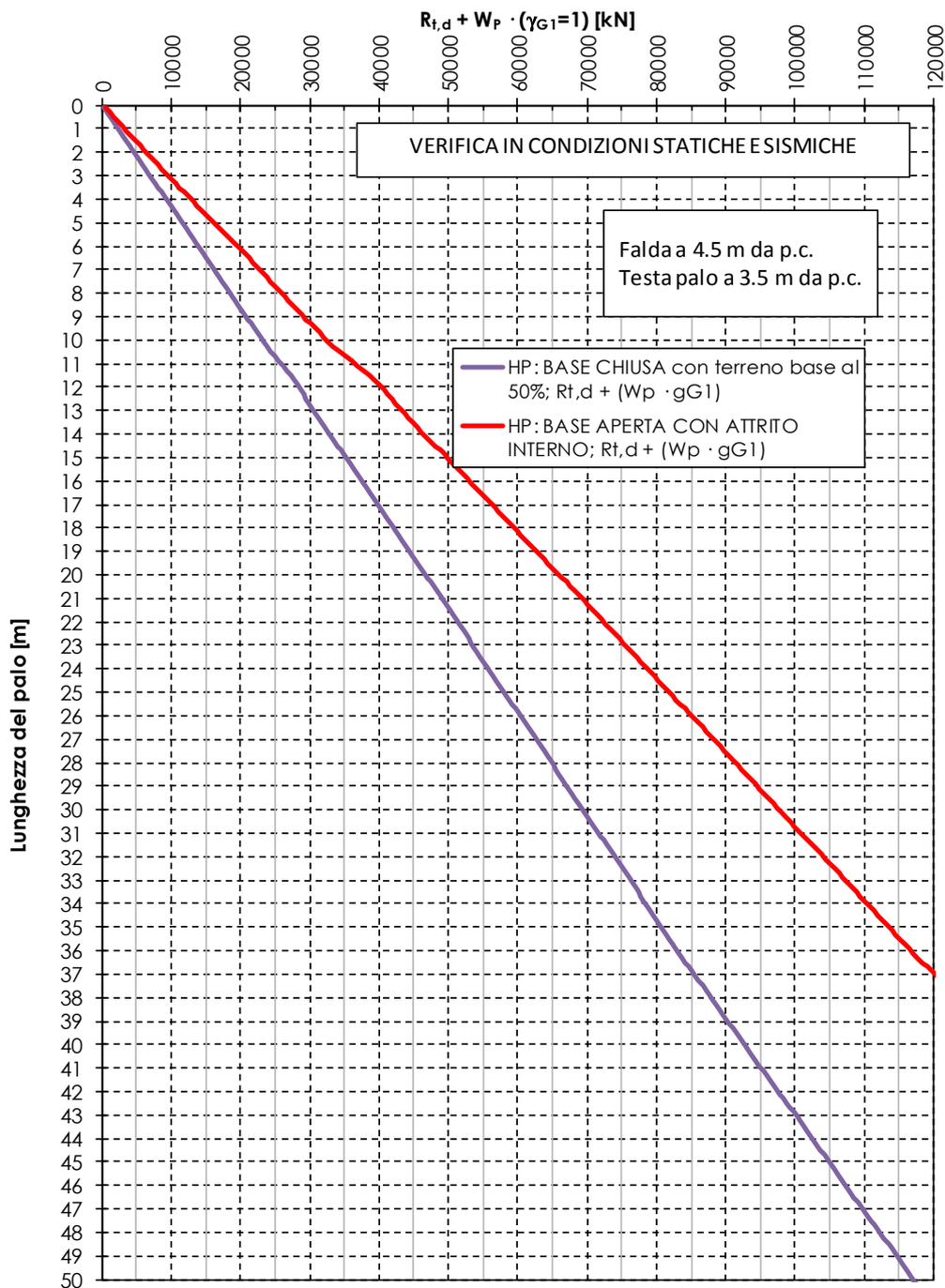


Figura.7.6: Curva: $R_{t,d} + W_{palo} \cdot (\gamma_{G1}=1)$ in accordo a DA2 per verifica statica e sismica – Fondazione completa

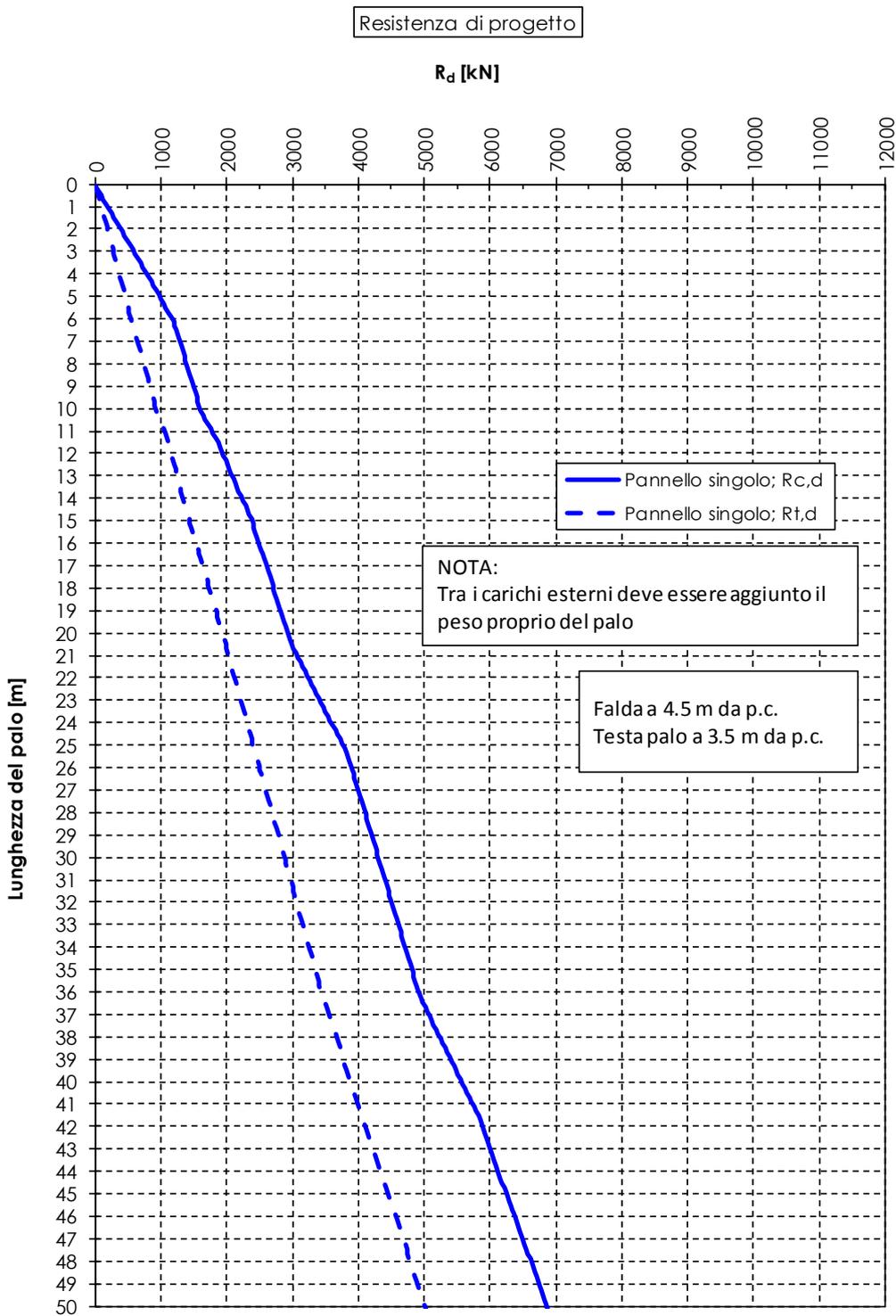


Figura.7.7: Resistenza di progetto a compressione e a trazione in accordo a DA2 – Singolo diaframma

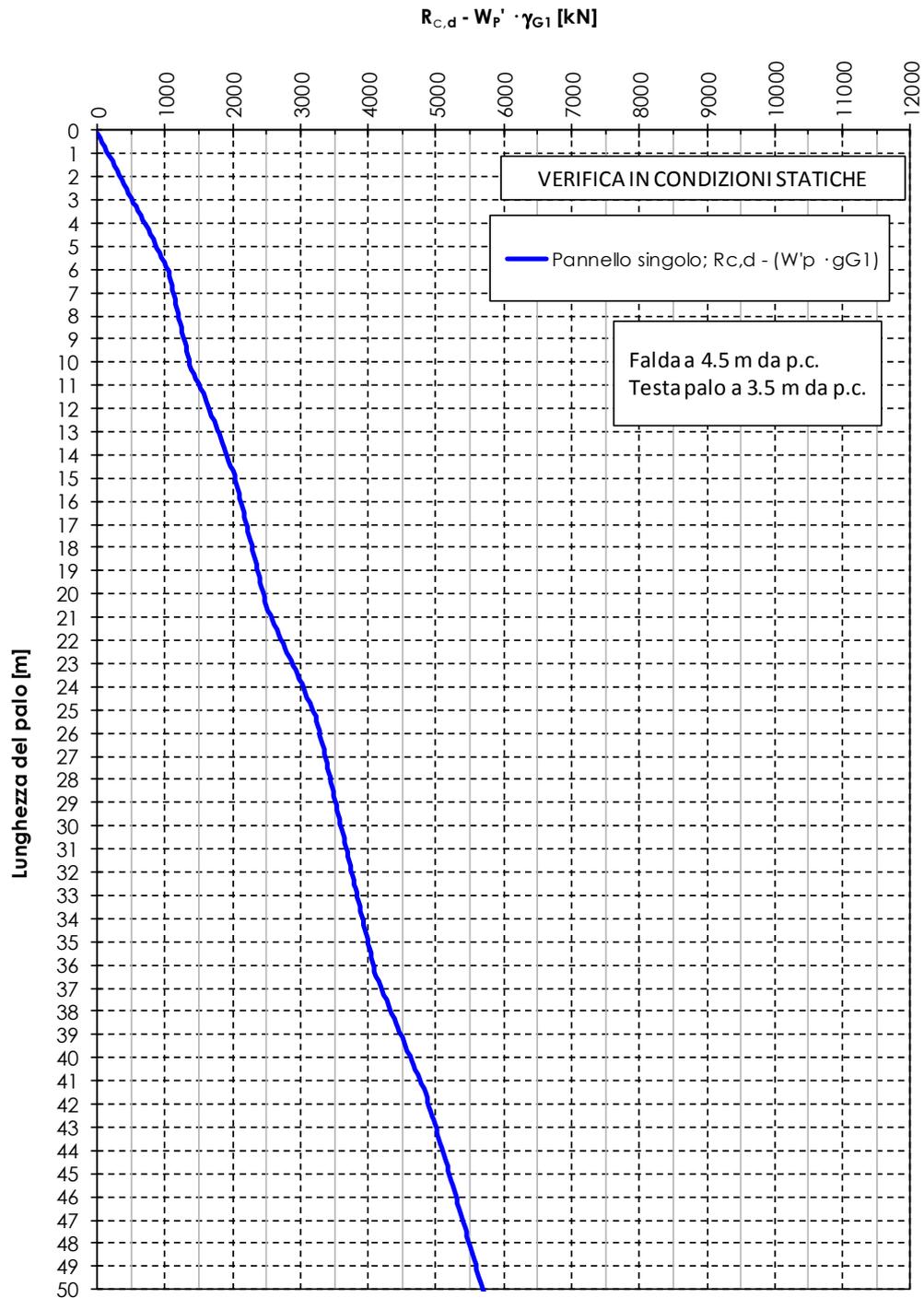


Figura.7.8: - Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica statica – Singolo diaframma

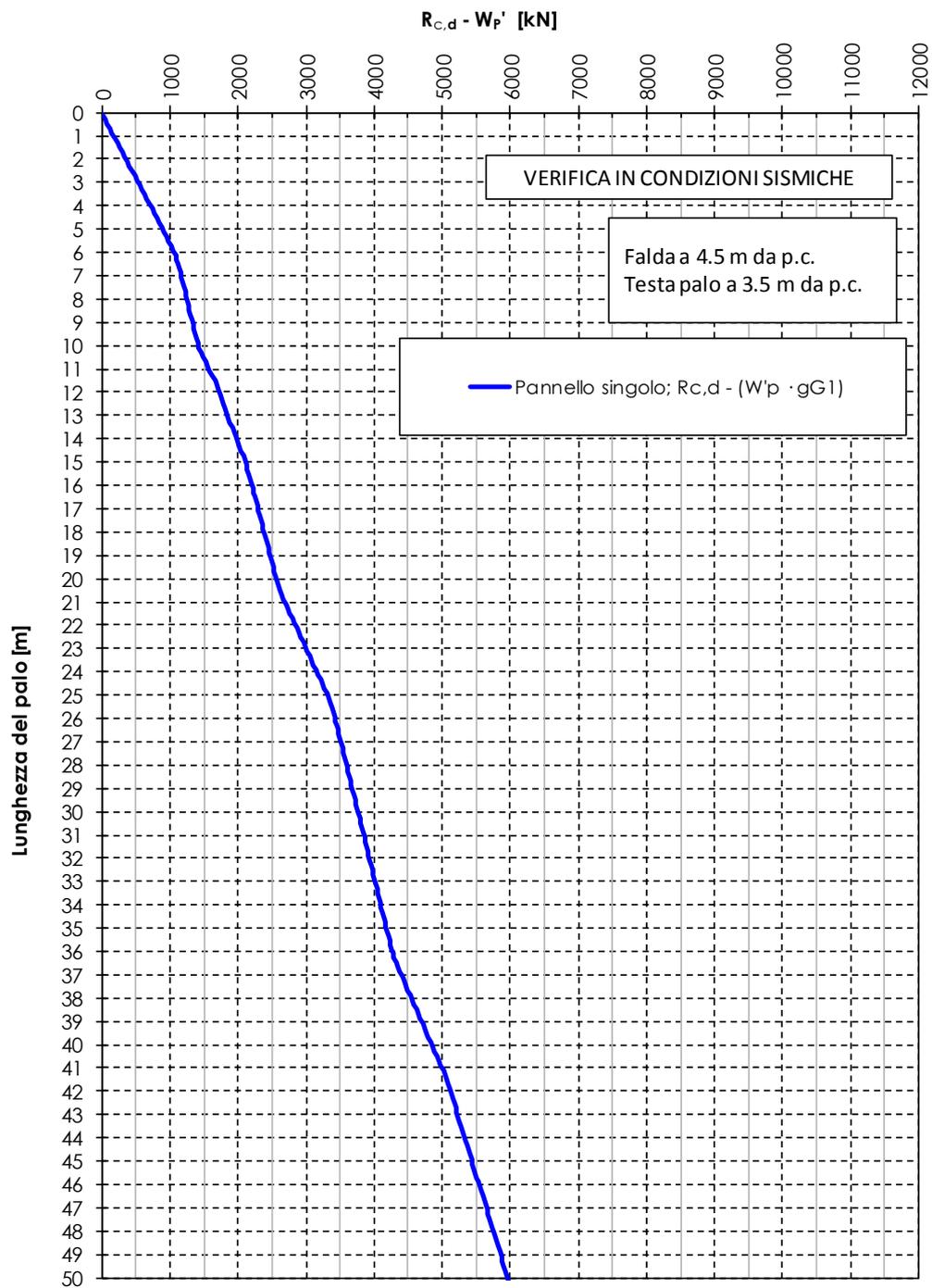


Figura.7.9: Curva: R_{c,d}- ((W_{palo}- W_s)· γ_{G1}) in accordo a DA2 per verifica sismica – Singolo diaframma

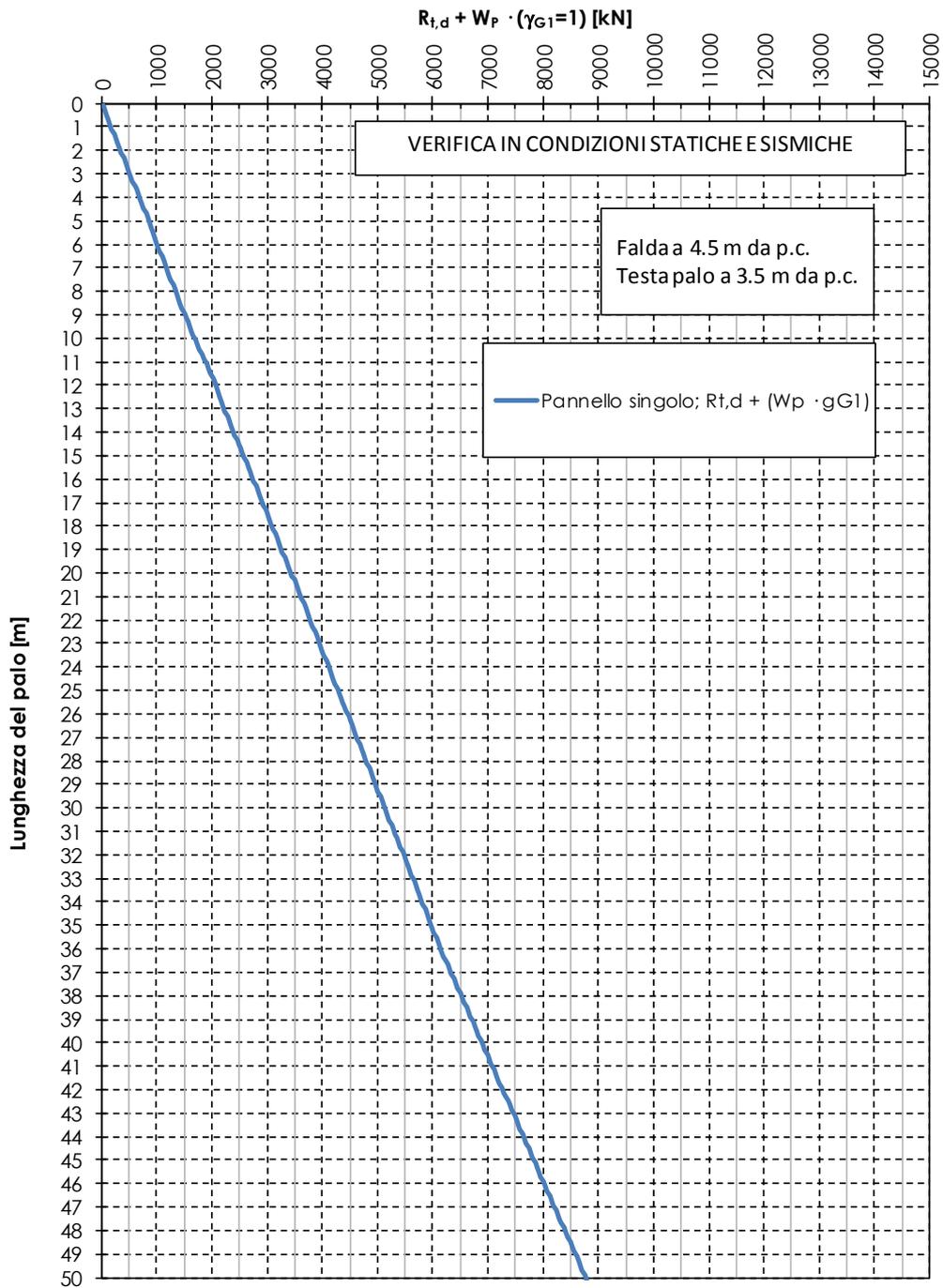


Figura.7.10: Curva: $R_{t,d} + W_{palo} \cdot (\gamma_{G1}=1)$ in accordo a DA2 per verifica statica e sismica – Singolo diaframma

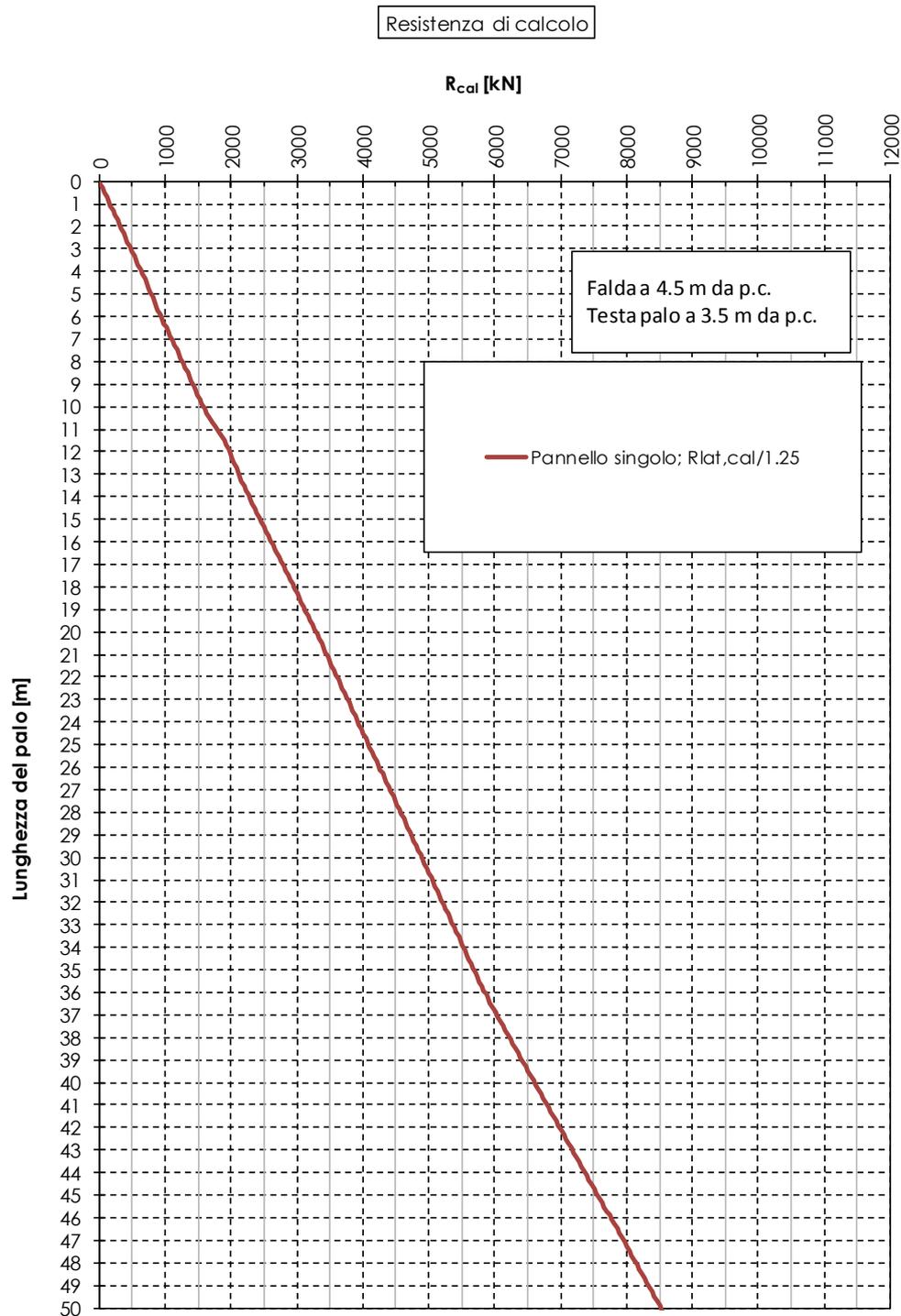


Figura.7.11: Resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 – Singolo diaframma

8. ATTRITO NEGATIVO

8.1 GENERALE

In presenza di terreni a natura prevalentemente coesiva, in corrispondenza delle spalle dei viadotti e dei cavalcaferrovia realizzate prima del rilevato di approccio, si manifesta, nell'ambito della profondità (zona compressibile del terreno) dove lo spostamento verticale del terreno (cedimento) supera quello del palo, una inversione delle forze di attrito che vengono a costituire così un carico addizionale per la fondazione ("attrito negativo").

Da un esame di dettaglio della letteratura riguardante tale fenomeno possono trarsi le seguenti considerazioni:

- 1 "l'attrito negativo" può essere innescato da piccolissimi spostamenti relativi tra palo e terreno. Quindi per il dimensionamento delle palificate, il carico addizionale di attrito negativo è stato associato ai soli carichi permanenti, ipotizzando che l'accorciamento elastico del palo indotto dai carichi accidentali sia sufficiente ad innescare l'inversione delle tensioni tangenziali (da negative a positive) lungo la zona compressibile;
- 2 "l'attrito negativo" induce, a parità di carico di esercizio sul palo, un maggior cedimento del palo e quindi della palificata;
- 3 la portata limite del palo singolo non è influenzata dalla presenza o meno "dell'attrito negativo".

Cautelativamente lo spessore di strato compressibile (S_c) nel quale avviene l'inversione delle forze di attrito verrà assunto pari a quello determinato in condizioni di rilevato semi infinito (interrotto cioè in corrispondenza del fusto della spalla)

Nel dimensionamento delle fondazioni si è tenuto in conto di tale fenomeno nel seguente modo:

- considerando, nelle verifiche SLU, per la combinazione di carico che tiene in conto dei soli carichi permanenti, il carico di "attrito negativo" sulla fondazione fattorizzato come carico permanente G_1 (si veda Doc.Rif. [4]). e sommato al carico verticale sulla fondazione. Il valore del carico è stato stimato utilizzando il codice di calcolo Tz-Pile (Doc.Rif.[27]), modellando la fondazione come un "palo equivalente" in termini di EA ed in termini di superficie laterale. Nell'analisi si è tenuto in conto del cedimento indotto sulla fondazione dal rilevato di approccio alla spalla. Nello specifico, per la stima del cedimento, si è tenuto conto di quanto riportato nella relazione di calcolo dei rilevati ferroviari Doc.Rif.[2]. Si è poi impostoterreno intorno al palo un profilo di cedimento, assunto pari a quello determinato in condizioni di rilevato semi infinito (interrotto cioè in corrispondenza del fusto della

spalla), e se ne è valutato l'effetto in termini di attrito negativo sulla fondazione; non sono invece state considerate agenti sui pali di fondazione ulteriori azioni orizzontali indotte da tale cedimento.

- considerando, nelle verifiche SLE una curva carico cedimento per il singolo pannello, calcolata tenendo in conto del cedimento indotto, sulla fondazione, dal rilevato di approccio alla spalla. La curva carico-cedimento è stata calcolata sempre utilizzando il codice di calcolo Tz-Pile (Doc.Rif.[27]).

La stratigrafia di calcolo è riportata nel Capitolo 6, mentre la geometria della fondazione, è riportata nel Capitolo 3.

Le verifiche sono state eseguite con una lunghezza dei diaframmi pari a 43 m.

8.2 MODELLO DI CALCOLO

La valutazione della curva carico-cedimento del palo singolo è stata effettuata con il metodo delle curve di trasferimento (τ -s e q-s) mediante l'ausilio del codice di calcolo TZ-Pile (Doc.Rif.[27]), che opera come segue:

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 (si veda la Figura.8.1). L'ordinata delle molle rappresenta la tensione tangenziale sviluppabile lungo il fusto (τ) 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 (τ - 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 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:

- a. si assume un movimento verso il basso della base del palo e, con riferimento alla curva di trasferimento della base ($q-s$), si ottiene il corrispondente carico applicato alla base;
 - b. si usa la curva di trasferimento ($\tau-s$) relativa al concio sopra la base e si ottiene il carico di attrito laterale associabile allo spostamento di cui al punto a);
 - c. si valuta il carico agente alla sommità del concio come somma del carico applicato alla base (punto a) e del carico di attrito laterale (punto b);
 - d. si calcola l'accorciamento elastico del concio di palo in funzione dei carichi agenti a testa concio (punto c) e base concio (punto a);
 - e. si calcola lo spostamento alla testa del concio come somma di quello imposto alla base (punto a) più quello elastico del concio (punto d).
4. 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.
 3. 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.

In presenza di attrito negativo si tiene conto, concio per concio, dell'entità del cedimento differenziale tra quello relativo al concio e quello relativo al terreno circostante il 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.

Sono state adottate le curve di trasferimento implementate internamente al codice di calcolo (Reese & O'Neill, 1988).

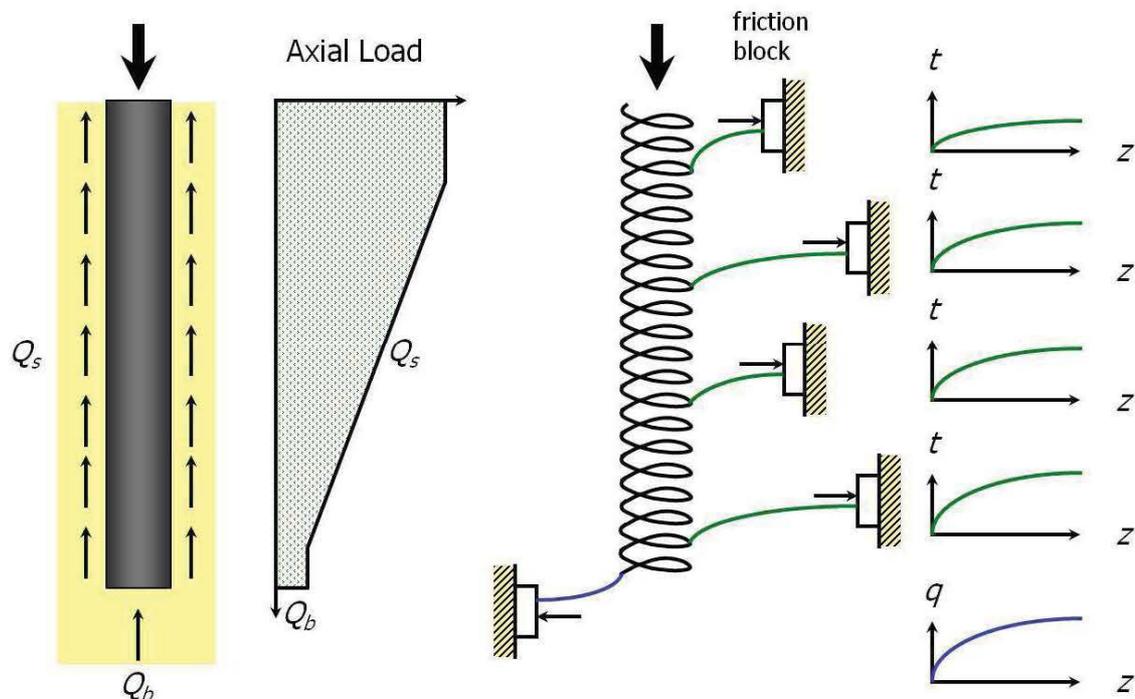


Figura.8.1:Schema di calcolo del palo singolocaricato assialmente (TZPILE Technical Manual)

8.3 CARICO DA “ATTRITO NEGATIVO” DA CONSIDERARE NELLE VERIFICHE SLU

Dall’analisi fatta modellando la fondazione come un “palo equivalente” in termini di EA ed in termini di superficie laterale si è valutato l’effetto dell’attrito negativo in termini di carico N.

In Figura.8.2 si riporta l’andamento dell’azione assiale con la profondità per diversi valori di carico N a testa fondazione. Dal grafico si osserva che l’attrito negativo, causa un incremento di carico assiale lungo il fusto della fondazione profonda pari a circa $N \sim 10000$ kN (carico non fattorizzato). Per la combinazione SLU calcolata considerando i soli carichi permanenti, si è tenuto in conto anche di questo ΔN fattorizzato per 1.3

8.4 CURVA CARICO CEDIMENTO DEL SINGOLO PANNELLO, IN PRESENZA DI ATTRITO NEGATIVO, DA UTILIZZARE NELLE VERIFICHE SLE

La curva carico-cedimento del singolo pannello che tiene in conto dell’attrito negativo è riportata in Figura.8.3. Tale curva è stata inserita nel codice di calcolo Group per le verifiche SLE finalizzate al calcolo dei cedimenti.

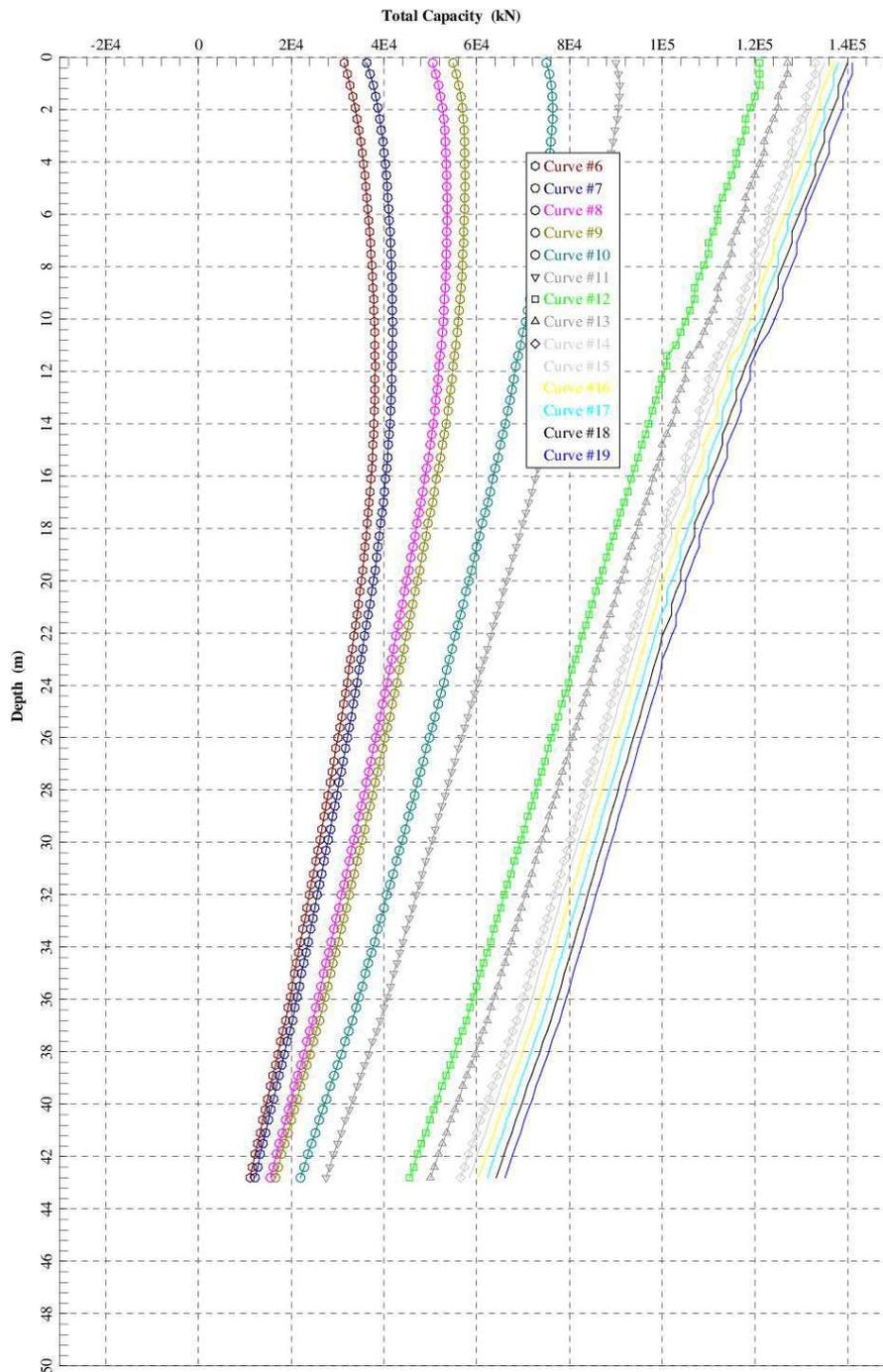


Figura.8.2: Andamento dell'azione assiale con la profondità del palo in presenza di attrito negativo

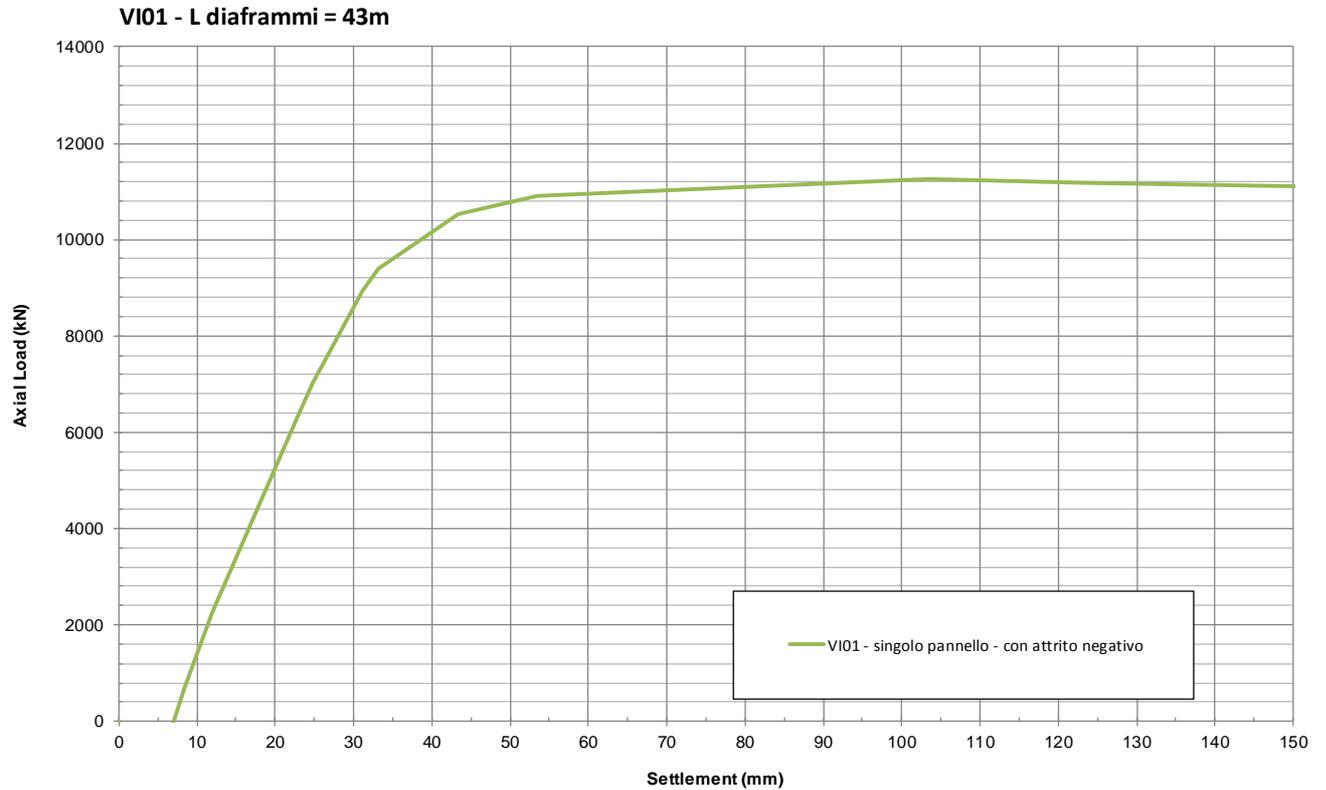


Figura.8.3: Curva carico-cedimento singolo pannello in presenza di attrito negativo

9. RESTENZA DI PROGETTO NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI

9.1 GENERALE

Per quanto concerne le verifiche geotecniche nei confronti dei carichi orizzontali le NTC2018 indicano di eseguire una verifica confrontando l'azione applicata alla fondazione con il valore di progetto della resistenza mediante l'utilizzo della combinazione di carico prevista dalla Normativa, quindi Approccio 2 (A1+M1+R3) (si veda Tabella 4.4) la quale prevede un coefficiente parziale γ_T pari a 1.3.

Tale verifica è stata fatta con il software L-Pile (Doc.Rif.[28]) considerando la fondazione pozzo come un "palo equivalente" in termini di EJ (nello specifico si è considerata un'unica direzione, quella con J minore) che interagisce con il terreno mediante molle non lineari (curve p-y). La fondazione, libera di ruotare è stata caricata in testa da una azione orizzontale H aumentando il carico orizzontale fino alla determinazione di H_{lim} per la quale non si raggiunge la convergenza del modello anche con grandi spostamenti. Questo significa che il terreno ha mobilitato l'intera resistenza.

La stratigrafia di calcolo è riportata nel Capitolo 6, mentre la geometria della fondazione, è riportata nel capitolo 3.

Le verifiche sono state eseguite con una lunghezza dei diaframmi pari a 43 m.

9.2 MODELLO DI INTERAZIONE PALO TERRENO – METODO DELLE CURVE P-Y

Il comportamento del palo singolo (nel caso in oggetto del "palo equivalente") sotto i soli carichi orizzontali è stato analizzato con l'ausilio del codice di calcolo software L-Pile (Doc.Rif.[28]) adottando il metodo delle curve p-y.

Sulla base di tale metodo:

- 1 il palo viene schematizzato come un elemento cilindrico, suddiviso in conci e caratterizzato da un modulo elastico E_p ;
- 2 il trasferimento delle tensioni dal palo al terreno viene schematizzato mediante molle (una per concio) caratterizzate da leggi non lineari (Figura.9.1). L'ordinata delle molle rappresenta la pressione normale esercitata tra palo e terreno (p), mentre l'ascissa rappresenta lo spostamento orizzontale (y) del generico concio: tale spostamento dipende dalle azioni applicate alla testa del palo (H_0 , M_0), dal punto di applicazione di tali azioni, dal modulo elastico del palo e dalle curve di trasferimento p-y lungo il fusto;

- 3 la base teorica generale che permette la soluzione del problema dei pali caricati trasversalmente è la stessa delle travi inflesse soggette a carichi non uniformi che, nel caso in esame, consente di scrivere la seguente equazione differenziale della linea elastica:

$$E_p \cdot J_p \cdot \frac{d^4 y(z)}{dz^4} + E_s \cdot y(z) = 0$$

dove:

E_p = modulo elastico del palo

J_p = momento d'inerzia del palo

E_s = modulo secante di reazione orizzontale del terreno

z = coordinata generica coincidente con l'asse longitudinale del palo, con l'origine posta in testa al palo

y = spostamento orizzontale del palo

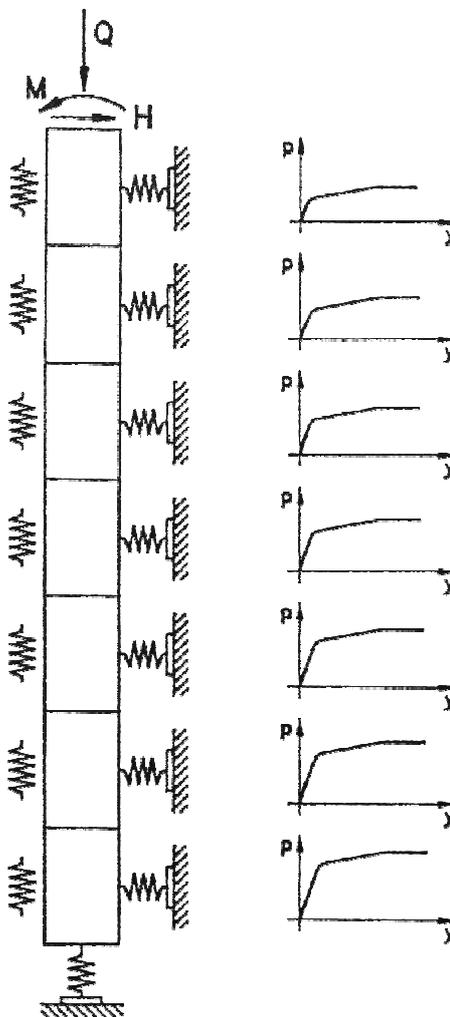


Figura.9.1: Schema di calcolo del palo singolo soggetto ad azioni trasversali

Considerata la non linearità delle leggi che descrivono il comportamento (moduli di reazione orizzontali E_s variabili in funzione del livello di pressione), la soluzione dell'equazione differenziale viene usualmente ricavata per via numerica e per iterazioni successive.

L'analisi viene condotta secondo il seguente schema:

- 1 viene effettuato un calcolo di primo tentativo con riferimento alla pendenza iniziale delle curve p - y ; una volta ricavato il valore di primo tentativo degli spostamenti del palo in corrispondenza di ogni concio, il modulo secante E_s viene rivalutato entrando direttamente nelle curve p - y ;
- 2 il calcolo viene ripetuto con il nuovo valore di E_s , ricavando un nuovo valore degli spostamenti e tramite le curve p - y un nuovo valore del modulo secante;

- 3 il procedimento iterativo descritto ai punti precedenti termina nel momento in cui risulta trascurabile la differenza tra gli spostamenti valutati in due successive iterazioni;
- 4 nota la deformata del palo e note le condizioni al contorno e le reazioni prodotte dal terreno, è possibile risalire all'andamento delle sollecitazioni flessionali e di taglio lungo il fusto del palo.

Nelle analisi si è fatto riferimento alle curve di trasferimento del carico P-Y di letteratura fornite direttamente nella libreria del codice di calcolo Doc.Rif.[28], al quale si rimanda per i dettagli. Le curve P-Y sono state determinate facendo riferimento ai parametri geotecnici caratteristici di resistenza al taglio forniti al precedente capitolo 6.

9.3 CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE

I risultati delle analisi sono riportati in Tabella 9.1. Nello specifico vengono forniti i seguenti valori:

- H_{lim} = Carico orizzontale limite di calcolo, valore limite della forza orizzontale ricavato dal codice di calcolo
- H_k = Carico limite orizzontale caratteristico = H_{lim}/ξ_3 , con $\xi_3 = 1.7$
- H_d = Carico limite orizzontale di progetto = H_k/γ_T , con $\gamma_T = 1.3$

Tabella 9.1 – Sintesi delle analisi per la determinazione del carico limite ultimo

H_{lim} (kN)	90000
H_k (kN)	52941
H_d (kN)	40724

Sulla base dei carichi di progetto riportati nel paragrafo 10.3, il carico limite ultimo orizzontale della fondazione schematizzata come “palo equivalente” risulta per tutti i casi analizzati maggiore rispetto al carico di progetto. Le verifiche risultano quindi soddisfatte

10. VERIFICHE DELLA FONDAZIONE A POZZO

10.1 GENERALE

La valutazione dei carichi e delle sollecitazioni massime in condizioni SLU sui pannelli di diaframma costituenti la fondazione della pila è stata eseguita mediante il software Group (Doc.Rif.[29]) mediante lo schema statico di plinto di fondazione infinitamente rigido.

In analogia, anche la valutazione degli spostamenti della fondazione in condizione SLE è stata eseguita con l'ausilio dello stesso codice di calcolo.

La stratigrafia di calcolo è riportata nel Capitolo 6, mentre la geometria della fondazione è riportata nel Capitolo 3.

Le verifiche sono state eseguite con una lunghezza dei diaframmi pari a 43m e testa diaframmi a 3.5 m da pc.

10.2 MODELLO DI CALCOLO

Il software Group (Doc.Rif.[29]) opera come riportato di seguito.

- Il palo singolo all'interno del gruppo viene trattato nel modo seguente:
 - In direzione assiale attribuendo ad esso una curva carico-cedimento di tipo lineare o non lineare; tale curva può essere generata internamente dal codice di calcolo a partire dalle caratteristiche del terreno e del palo, oppure può essere inserita come input dall'utente. Per la generazione interna al programma di tale curva si rimanda al manuale teorico del codice di calcolo.
 - In direzione trasversale con il metodo delle curve p-y, calcolate automaticamente dal programma oppure inserite come input dall'utente. Per la generazione interna al programma di tale curva si rimanda al manuale teorico del codice di calcolo.
- L'effetto gruppo viene considerato nel modo seguente:
 - In direzione assiale il codice di calcolo non permette di tenere conto dell'effetto gruppo in modo automatico. All'utente viene lasciata la possibilità o di inserire direttamente la curva carico-cedimento abbattuta per effetto gruppo, oppure di inserire un fattore riduttivo della curva carico-cedimento del palo singolo.
 - In direzione trasversale abbattendo le curve p-y in accordo a procedure semiempiriche (vedi ad esempio Brown & Reese [1985], Brown et al. [1988], Mc Vay et al. [1995]); il codice di



**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA**

**VI01 RELAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE
FONDAZIONI SU POZZO (SPALLE)**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 RB	VI 01 00 001	A	51 di 100

calcolo contempla la possibilità di calcolare i coefficienti riduttivi delle curve p-y, in funzione della spaziatura e disposizione geometrica dei pali, in accordo ad una procedura interna, oppure di assegnare i coefficienti riduttivi dall'esterno.

Nel caso in esame la curva carico-cedimento e le curve p-y sono state generate internamente dal codice di calcolo. Con eccezione delle analisi SLE per le quali la curva carico-cedimento del singolo pannello è stata inserita manualmente per tenere in conto dell'effetto dell'attrito negativo (si veda paragrafo 8.4). Come riportato nel paragrafo 10.1, nel modello numerico si trascura completamente la "collaborazione" fra i pannelli di diaframma, pertanto per compensare almeno in parte tale semplificazione del modello adottato, che considera i pannelli come elementi isolati, si è trascurato l'effetto gruppo nei confronti dei carichi orizzontali in tutte le verifiche. Nelle verifiche SLE, l'effetto gruppo nei confronti dei carichi verticali è stato tenuto in conto mediante la procedura interna al codice di calcolo che richiede l'inserimento di un fattore riduttivo della curva carico-cedimento del palo singolo. Nel caso in esame, sulla base di quanto riportato nel manuale tecnico del codice di calcolo (Doc.Rif.[29]), è stato considerato un fattore di riduzione pari a 0.80.

10.3 CARICHI APPLICATI E SISTEMA DI RIFERIMENTO

Nella Tabella 10.1 si riportano le azioni fornite dai progettisti strutturali ed applicate al baricentro della fondazione a quota intradosso plinto e secondo la convenzione di segno utilizzata dal codice di calcolo Group e riportata in Figura 10.1.

Il carico sulla palificata dovuto all'attrito negativo è definito nel paragrafo 8.3, è stato opportunamente fattorizzato e sommato al carico verticale della combinazione SLU che tiene in conto dei soli carichi permanenti (in tabella denominata Combinazione numero 3 SLU STATICA).

Tabella 10.1: Azioni a intradosso plinto di fondazione
VERIFICHE SLU STATICHE

Combinazione (nome)	Combinazione (Numero)	F _x (kN)	F _y (kN)	M _z (kNm)	F _z (kN)	M _y (kNm)	M _x (kNm)
1_A1+M1+R3	1 SLU STATICA	63109	8313	-72569	-458	-9572	0
2_A1+M1+R3	2 SLU STATICA	55950	8313	-87246	-458	-9572	0
A1_SLU_solo perm + Att.Nega	3 SLU STATICA	57026	4404	-35312	0	0	0

VERIFICHE SLU SISMICHE

sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	1 SLU SISMICA	30051	15240	-74714	-2032	-12304	0
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	2 SLU SISMICA	32727	15240	-76526	-2032	-12304	0
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	3 SLU SISMICA	30051	6791	-38843	-7019	-33159	0
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	4 SLU SISMICA	32727	6791	-40655	-7019	-33159	0
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	5 SLU SISMICA	37241	6791	-40590	-2032	-12304	0
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	6 SLU SISMICA	30441	6791	-42932	-2032	-12304	0

VERIFICHE SLE

1_SLE rara	1 SLE RARA	44980	5931	-50001	-307	-6498	0
2_SLE rara	2 SLE RARA	40042	5931	-60123	-307	-6498	0
1_SLE frequente	3 SLE FREQ	43335	5581	-43598	-44	-2804	0
2_SLE frequente	4 SLE FREQ	38398	5581	-53720	-44	-2804	0
SLE quasi permanente	5 SLE QP	36756	4181	-17988	0	0	0

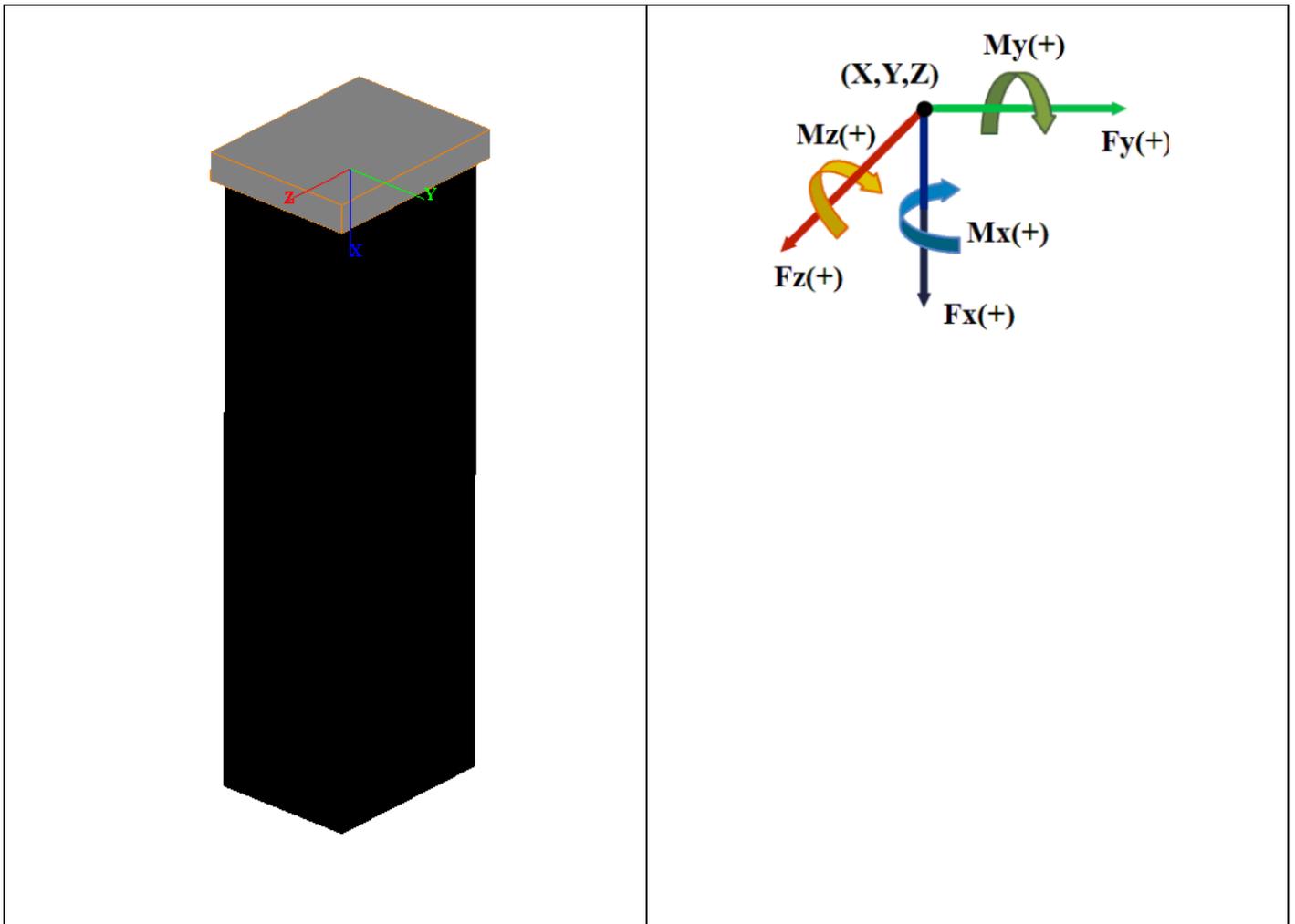


Figura 10.1: Sistema di riferimento e convenzione di segno per le azioni applicate

10.4 RISULTATI

Le sollecitazioni vengono restituite secondo il sistema di riferimento del codice di calcolo Group riportato in Figura 10.1. La numerazione dei pannelli del diaframma riportata nei grafici delle sollecitazioni è quella riportata in Figura 10.2.

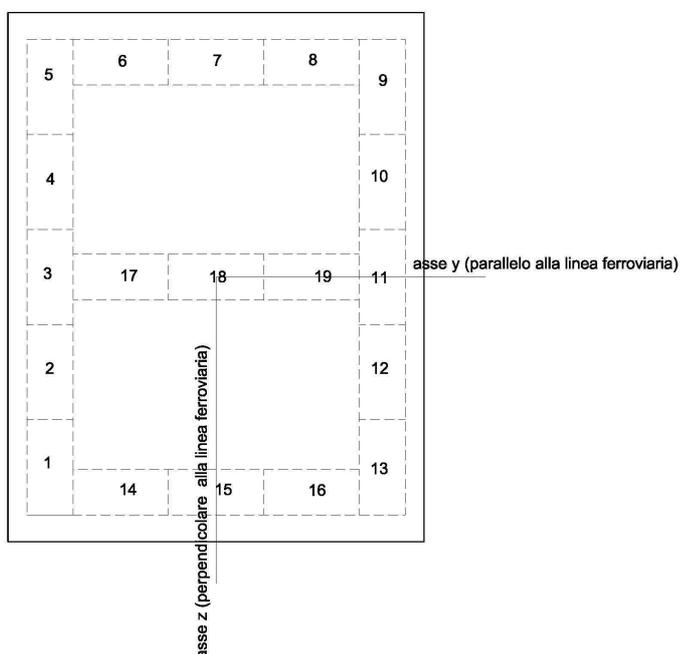


Figura 10.2: Numerazione dei pannelli

Per tutte le combinazioni SLU in Appendice A vengono fornite, per singolo pannello:

- L'azione assiale massima a testa pannello in corrispondenza del plinto (kN);
- la distribuzione del taglio a testa pannello in corrispondenza del plinto (kN);
- la distribuzione dell'azione di taglio, in direzione y, con la profondità lungo ogni pannello (kN);
- la distribuzione del momento flettente, in direzione z, con la profondità lungo ogni pannello (kNm);
- la distribuzione del momento flettente, in direzione y, con la profondità lungo ogni pannello (kNm).

I risultati sono riportati in Appendice A. La lunghezza di palo, $L=43\text{m}$ risulta verificata.

In Tabella 10.2 si riporta l'azione assiale massima sul pannello più caricato della fondazione, risultante dalle verifiche SLU per ogni combinazione di carico analizzata. Tale azione deve essere confrontata con la resistenza di progetto, nei confronti dei carichi verticali. La lunghezza di palo, $L=43\text{ m}$ risulta verificata.

Tabella 10.2: Azione assiale massima sul singolo pannello da verifiche SLU

VERIFICHE SLU STATICHE		
Combinazione (nome)	Combinazione (Numero)	N max singolo pannello (kN)
1_A1+M1+R3	1 SLU STATICA	4938
2_A1+M1+R3	2 SLU STATICA	4829
A1_SLU_solo perm + Att.Nega	3 SLU STATICA	3722
VERIFICHE SLU SISMICHE		
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	1 SLU SISMICA	3946
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	2 SLU SISMICA	4117
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	3 SLU SISMICA	3301
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	4 SLU SISMICA	3473
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	5 SLU SISMICA	3150
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	6 SLU SISMICA	2827

L'azione assiale massima sul singolo pannello ottenuta con la combinazione di carico SLE rara, da confrontare con la curva di resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 riportata in Figura.7.11, è pari a 3018 kN, la verifica risulta quindi soddisfatta.

Per tutte le combinazioni SLE vengono forniti in Tabella 10.3 gli spostamenti calcolati a quota intradosso plinto di fondazione e gli spostamenti a calcolati a quota appoggio impalcato.

Tabella 10.3: Spostamenti a quota intradosso plinto di fondazione

Combinazione (nome)	Combinazione (Numero)	s_x (mm)	s_y (mm)	s_z (mm)	θ_y (mrad)	θ_z (mrad)	$S_{y,imp}$ (mm)	$S_{z,imp}$ (mm)
1_SLE rara	1 SLE RARA	13.8	2.1	-0.2	0.0	-0.5	4.3	-0.4
2_SLE rara	2 SLE RARA	13.0	2.3	-0.2	0.0	-0.5	4.9	-0.4
1_SLE frequente	3 SLE FREQ	13.5	1.7	-0.1	0.0	-0.4	3.7	-0.1
2_SLE frequente	4 SLE FREQ	12.7	2.0	-0.1	0.0	-0.5	4.3	-0.1
SLE quasi permanente	5 SLE QP	12.4	0.7	0.0	0.0	-0.2	1.6	0.0

dove:

s_x = spostamento verticale

**VI01 RELAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE
FONDAZIONI SU POZZO (SPALLE)**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 RB	VI 01 00 001	A	56 di 100

s_y = spostamento orizzontale in direzione y

s_z = spostamento orizzontale in direzione z

θ_y = rotazione attorno all'asse y (in direzione z)

θ_z = rotazione attorno all'asse z (in direzione y)

$s_{y,imp}$ = spostamento orizzontale in direzione y a quota appoggio impalcato così calcolato:

$$s_{y,imp} = s_y - \theta_z \cdot h_{spalla}$$

$s_{z,imp}$ = spostamento orizzontale in direzione z a quota appoggio impalcato così calcolato:

$$s_{z,imp} = s_z + \theta_y \cdot h_{spalla}$$

Essendo h_{spalla} = Quota appoggio impalcato – Quota intradosso plinto di fondazione = 5.0 m c.a.

11. VERIFICA STRUTTURALE DEI DIAFRAMMI DI FONDAZIONE

11.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE E TENSOFFLESSIONE DEVIATA

In base ai risultati delle analisi di interazione, il generico pannello di diaframma è soggetto a pressoflessione e tensoflessione deviata, poiché, in generale, l'asse di sollecitazione non coincide con uno degli assi principali di inerzia della sezione.

La verifica della sezione è eseguita con il metodo semplificato (par. 4.1.2.3.4.2 delle NTC2018), riscontrando il rispetto della disuguaglianza:

$$(M_{Eyd}/M_{Ryd})^\alpha + (M_{Ezd}/M_{Rzd})^\alpha \leq 1$$

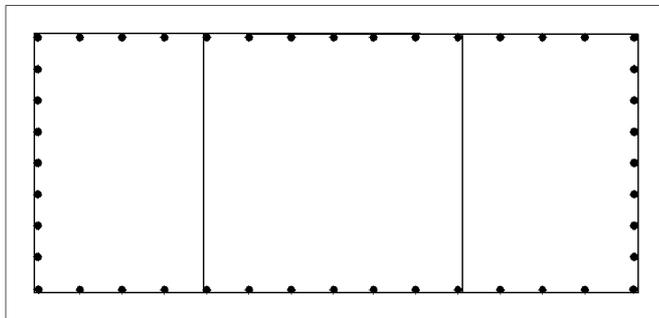
in cui:

- M_{Eyd} , M_{Ezd} sono i valori di progetto delle due componenti di flessione retta della sollecitazione attorno agli assi y e z;
- M_{Ryd} , M_{Rzd} sono i valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z;
- α si ricava per interpolazione lineare dalla tabella seguente, dove $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$

N_{Ed}/N_{Rcd}	0,1	0,7	1
α	1	1,5	2

Si riporta nel seguito la verifica relativa ai due pannelli soggetti alla combinazione di azioni N- M_y - M_z più gravosa, rispettivamente un pannello con l'asse maggiore parallelo alla direzione z del modello (asse perpendicolare alla linea) e un pannello con l'asse maggiore parallelo alla direzione y del modello (asse parallelo alla linea).

In pianta, la sezione del singolo pannello ha dimensioni 2,5x1,2 m ed è armata con 15 barre diametro 28 mm in direzione parallela al lato lungo e 9 barre diametro 28 mm in direzione parallela al lato corto, secondo lo schema mostrato nella figura seguente. Il copriferro assunto nei calcoli a SLU è 9,2 cm, considerando 7,5 cm (minimo copriferro per diaframmi armati secondo UNI EN 1538) e lo spessore delle staffe (distanza tra il baricentro dell'armatura e il lembo della sezione 10,5 cm).



I valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} sono valutati a parte con il software VcaSLU versione 7.7, distribuito liberamente dal prof. Piero Gelfi (<http://gelfi.unibs.it/>) (Doc.Rif.[30]).

Le proprietà dei materiali ed i coefficienti parziali considerati nei calcoli sono in accordo alle NTC2018 e sono riassunti nel prospetto seguente, estratto dal software citato.

Materiali			
B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	14,17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

La verifica è eseguita per il pannello P1 e il pannello P14 (si veda Figura 10.2 per la numerazione dei pannelli).

Le tabelle seguenti riportano i risultati dei calcoli e l'esito delle verifiche per le 6 combinazioni di SLU e le 3 combinazioni di SLV valutate con l'analisi di interazione.

11.2 VERIFICA A TAGLIO

Si riporta la verifica a taglio per la sezione soggetta alla massima azione di taglio nelle. La verifica è eseguita in accordo al par. 4.1.2.3.5.2 delle NTC2018. L'armatura a taglio è costituita da staffe a 4 bracci $\phi 16/25$.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo

Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo

Coefficiente $CR_{d,c}$

Coefficiente k

Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso

Resistenza minima del calcestruzzo teso

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso

V_{Ed}	925 [kN]
ρ_l	0,00337 [-]
$C_{Rd,c}$	0,12 [-]
k	1,43 [-]
	1,43 [-]
	0,00337 [-]
	0,00337 [-]
$V_{Rd,c}$	954,5 [kN]
$V_{Rd,min}$	817,0 [kN]
V_{Rd}	954,5 [kN]

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe

Numero di braccia

Passo delle staffe

Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave

Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio

Braccio della coppia interna

Cotangente di θ

Cotangente di α

Seno di α

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)

Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente

ϕ_{sw}	16 [mm]
n_b	4 [-]
s	250 [mm]
θ	45 [°]
α	90 [°]
A_{sw}	804,2 [mm ²]
z	985,5 [mm]
$\cot\theta$	1 [-]
	1 [-]
$\cot\alpha$	0 [-]
$\sin\alpha$	1 [-]
V_{Rsd}	1240,6 [kN]
f'_{cd}	7,1 [MPa]
V_{Rcd}	8725,8 [kN]
$A_{sw,max}$	6788,2 [mm ²]
V_{Rd}	1240,6 [kN]

Essendo $V_{Rd}=1240 \text{ kN} > 925 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

11.3 VERIFICA A SLE

Si esegue la verifica dello stato limite di apertura delle fessure. L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE dovrà risultare:

$$\delta_f \leq w_2$$

per strutture in condizioni ambientali ordinarie, essendo $w_2 = 0,30$ mm.

**VI01 RELAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE
FONDAZIONI SU POZZO (SPALLE)**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 RB	VI 01 00 001	A	62 di 100

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	2500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1200 [mm]
Copriferro	d'	105 [mm]
Altezza utile della sezione	d	2395 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	5541,77 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	5541,77 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	91 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	142,5 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{ref,max}	525 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M _{Ed,q.p.}	420 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	466,0673 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	33,69751 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,564964 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	262,5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	315000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,017593 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,354087 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sym} - ε _{cm}	-0,00016 [-]
		0,000101 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	28 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	579,9634 [mm]
		579,9634 [mm]
Ampiezza delle fessure	w _k	0,05863 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w _{max}	0,3 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M _{Ed,freq.}	925 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	466,0673 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	74,21475 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,564964 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	262,5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	315000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,017593 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,354087 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sym} - ε _{cm}	4,69E-05 [-]
		0,000223 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	28 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	579,9634 [mm]
		579,9634 [mm]
Ampiezza delle fessure	w _k	0,129126 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w _{max}	0,3 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica (rara)	M_{Ed,charatt.}	1013 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	466,0673 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	81,27518 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,564964 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	262,5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	315000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,017593 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,354087 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sym} - ε _{cm}	8,22E-05 [-]
		0,000244 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	28 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	579,9634 [mm]
		579,9634 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,14141 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w _{max}	0,3 [mm]



**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA**

**VI01 RELAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE
FONDAZIONI SU POZZO (SPALLE)**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 RB	VI 01 00 001	A	63 di 100

Essendo $\delta_f \leq w_2$ la verifica è soddisfatta.



**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA**

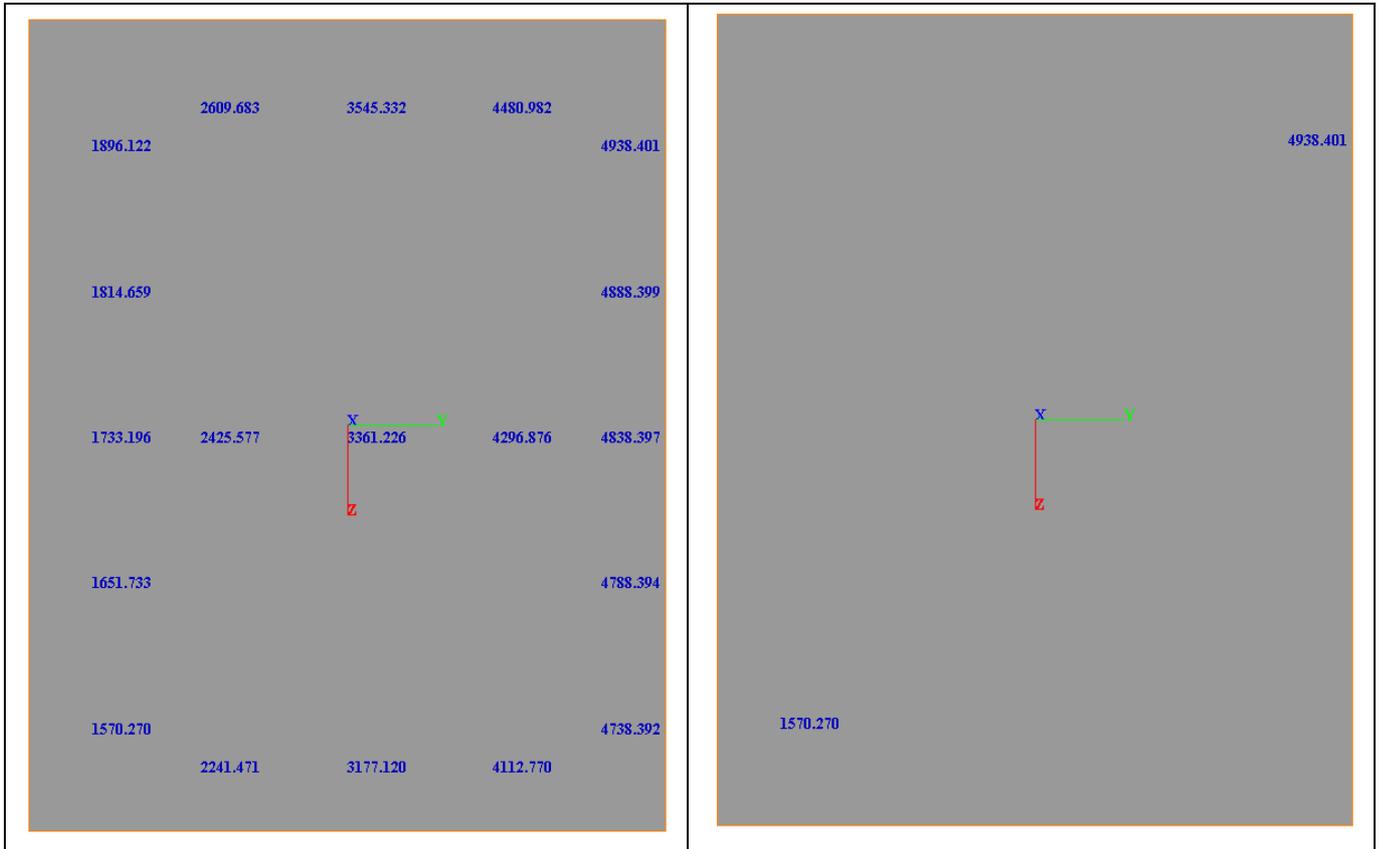
**VI01 RELAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE
FONDAZIONI SU POZZO (SPALLE)**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 RB	VI 01 00 001	A	64 di 100

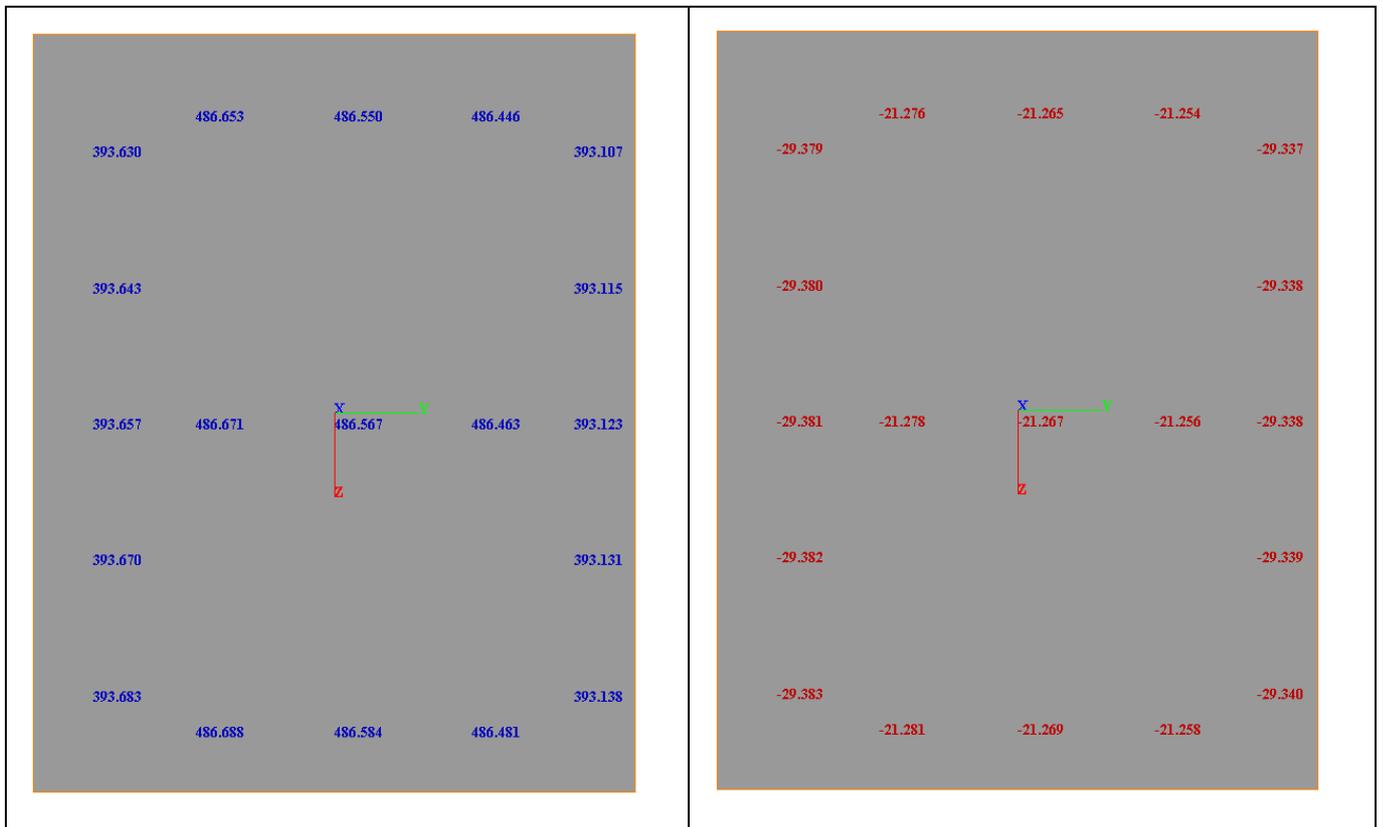
ALLEGATO A – Sollecitazioni sui pannelli da verifiche Group

COMBINAZIONE 1 SLU STATICA

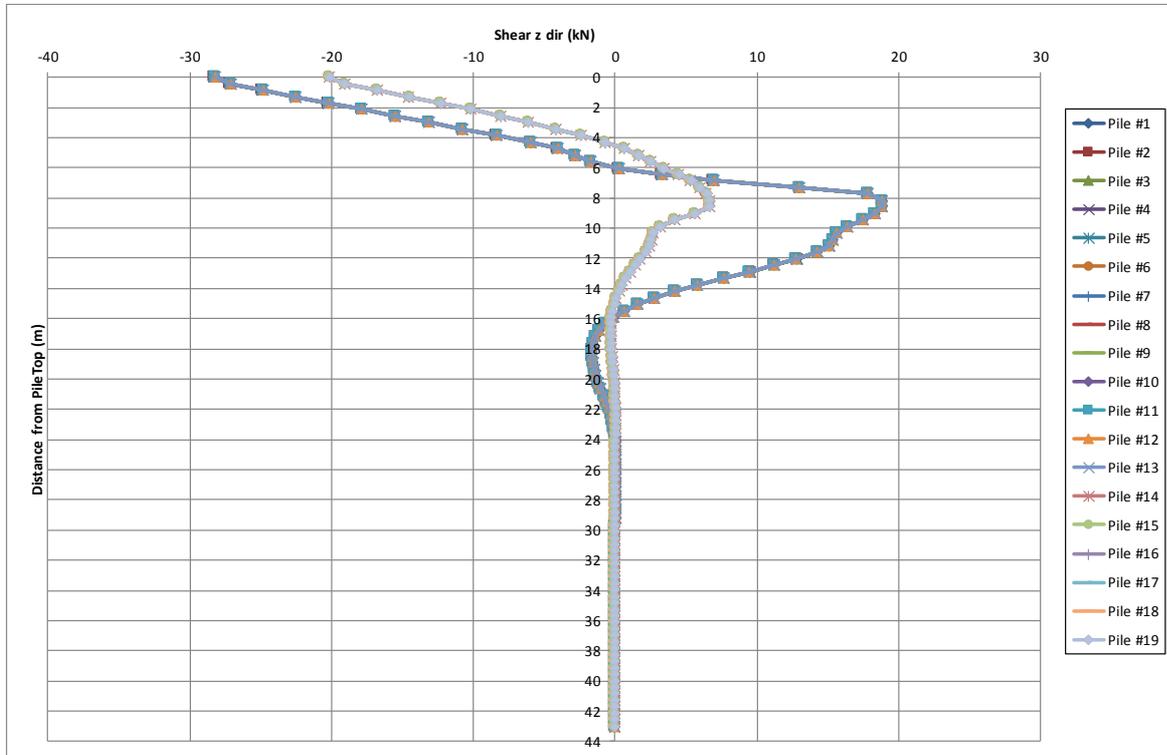
Azione assiale massima a testa pannello (kN) (tutte e poi solo max e min)



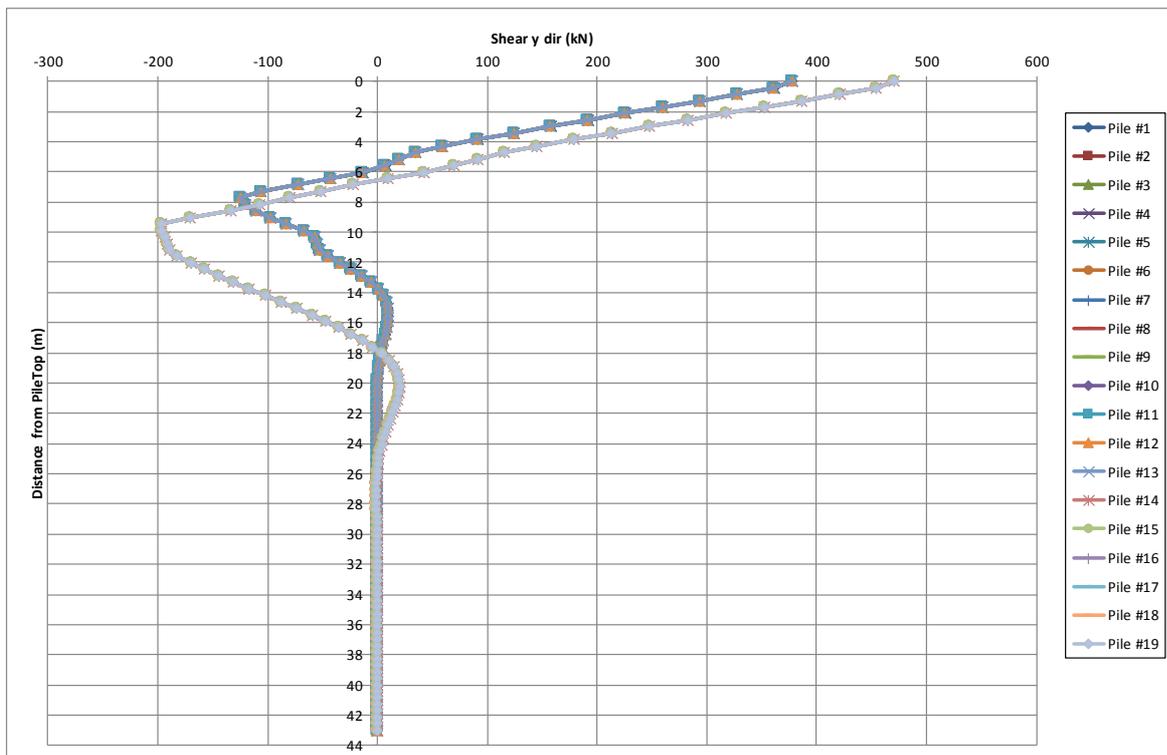
Azione di taglio in corrispondenza del plinto (kN) (rispettivamente Ty ed Tz)



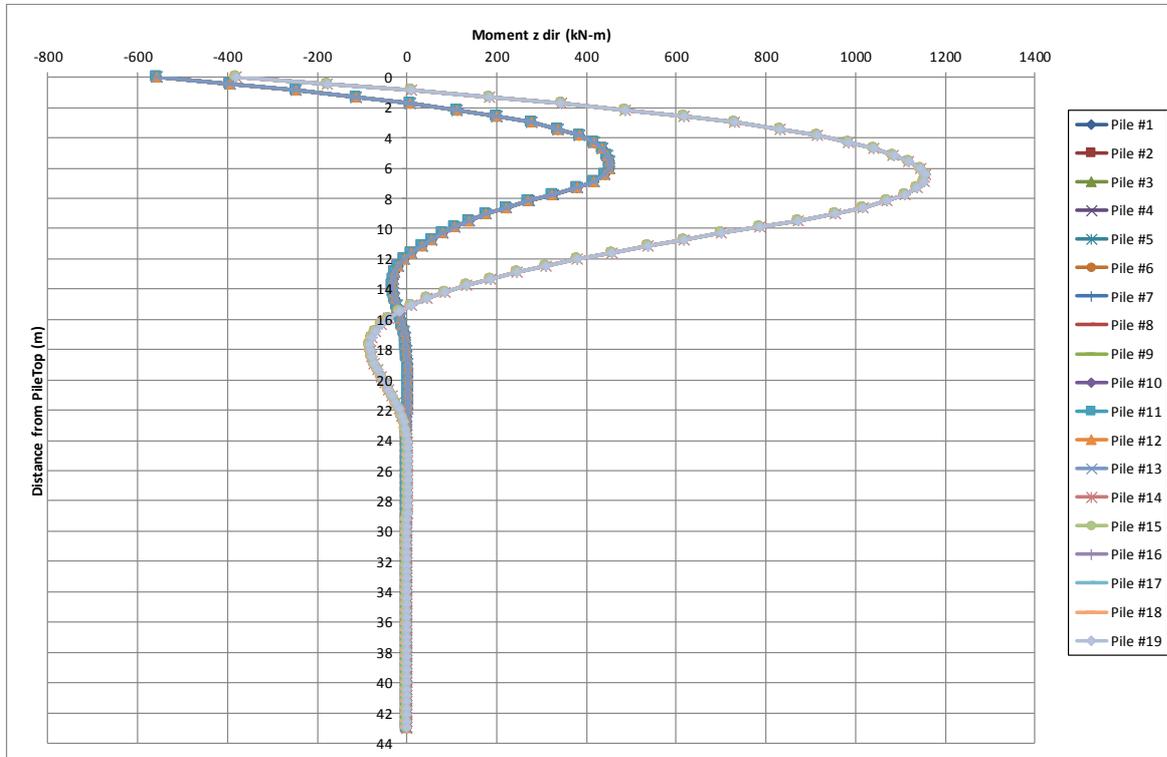
Azione di taglio in direzione z



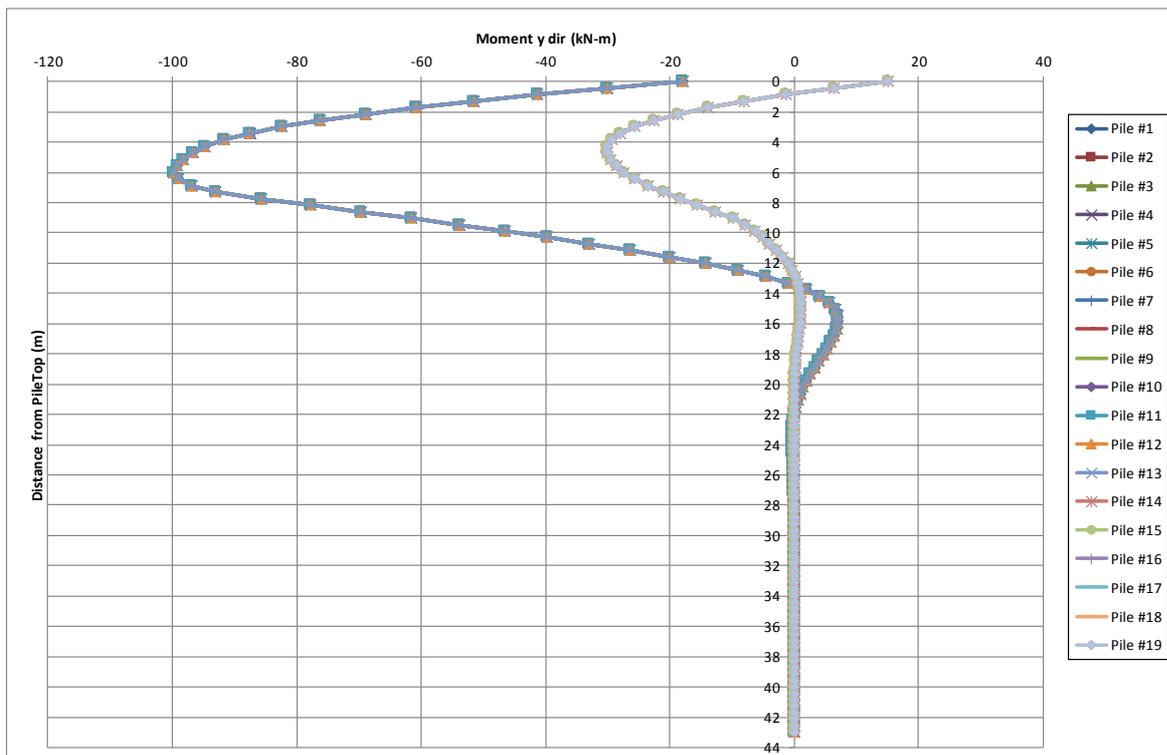
Azione di taglio in direzione y



Momento flettente, in direzione z

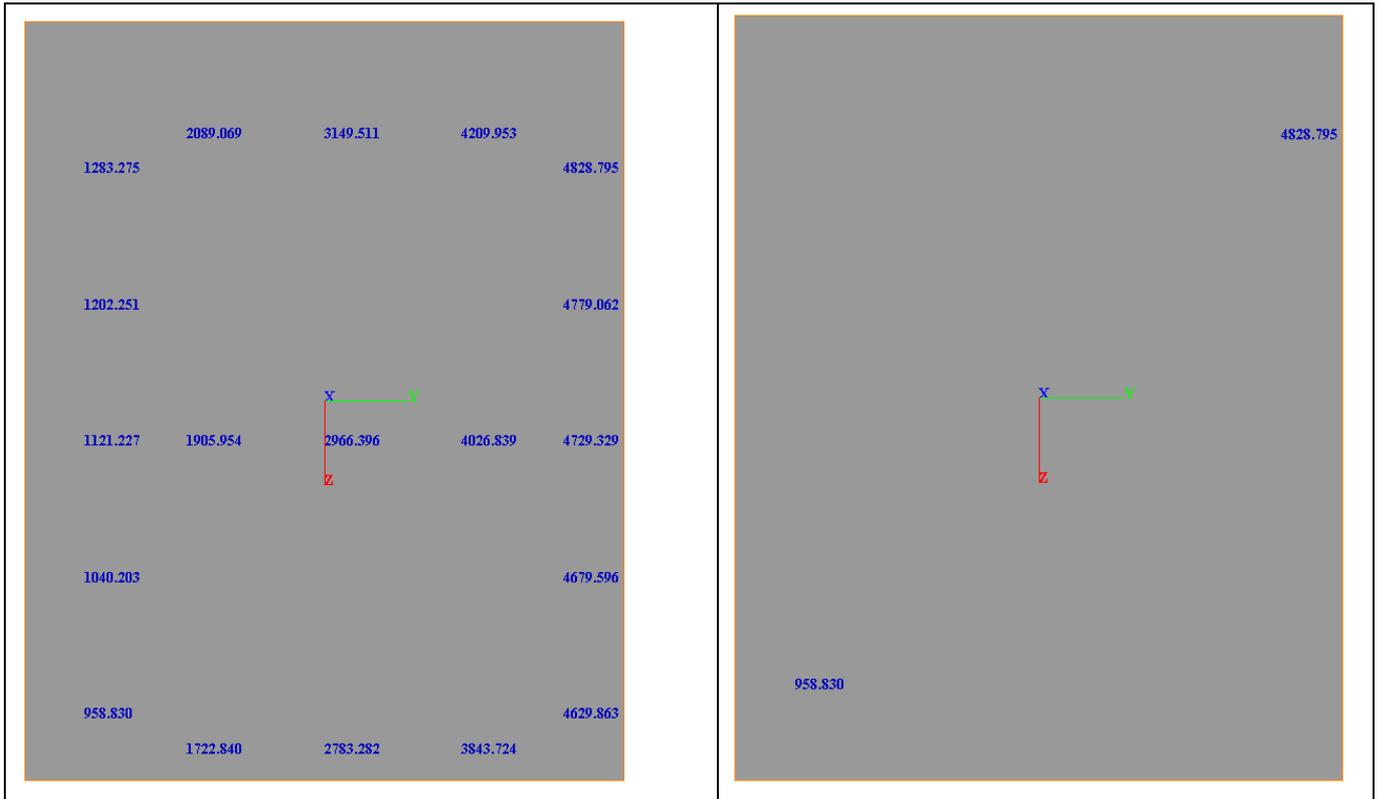


Momento flettente, in direzione y

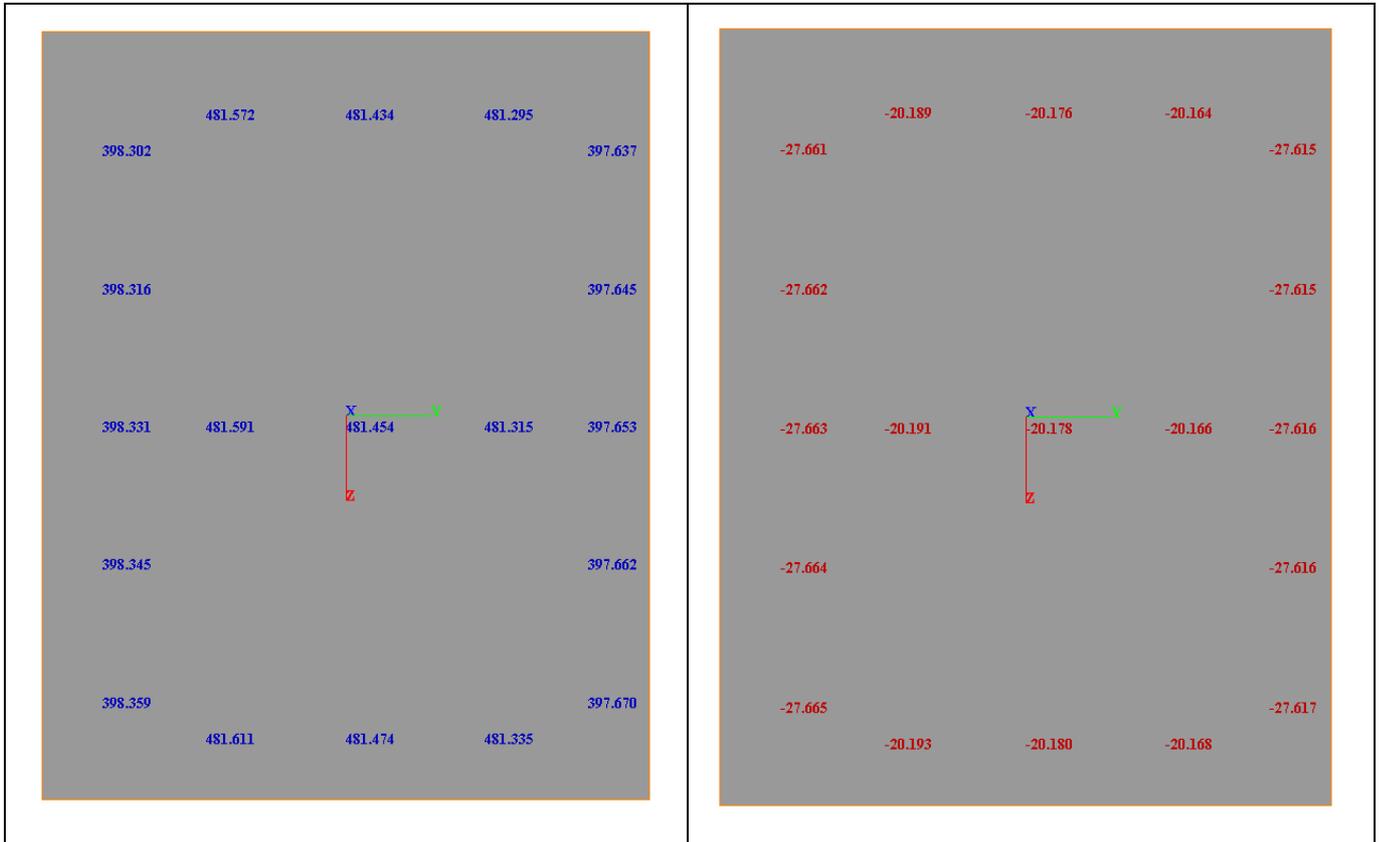


COMBINAZIONE 2 SLU STATICA

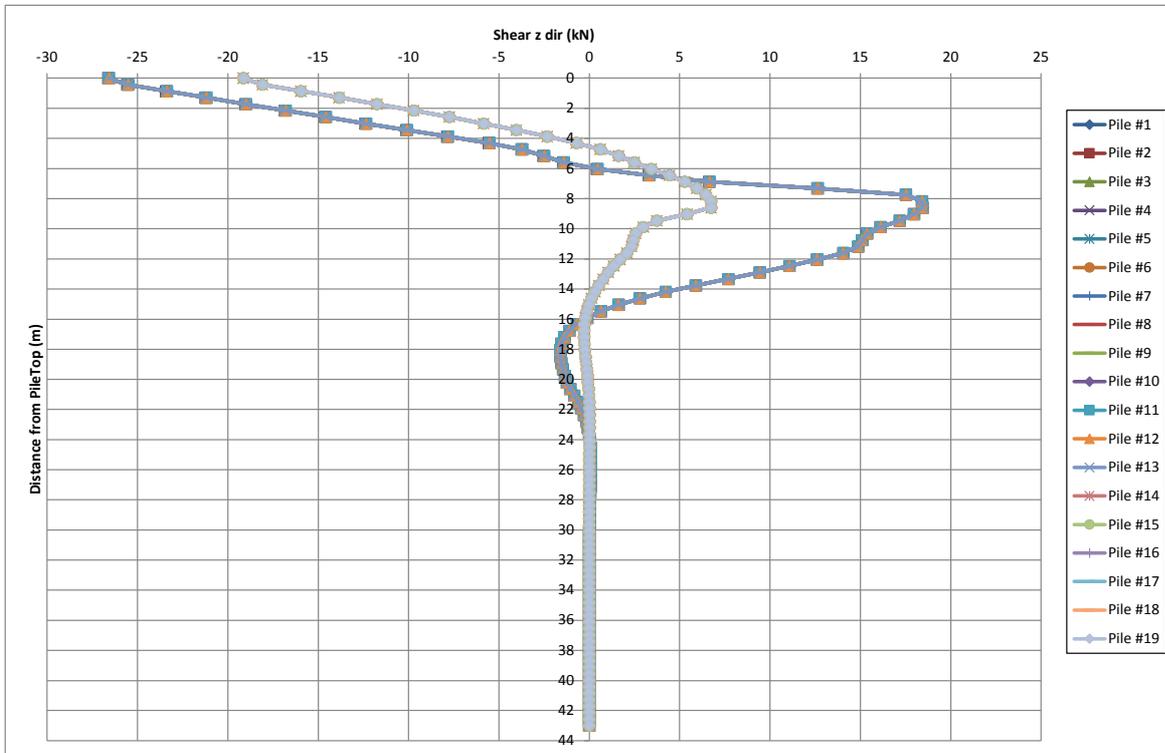
Azione assiale massima a testa pannello (kN) (tutte e poi solo max e min)



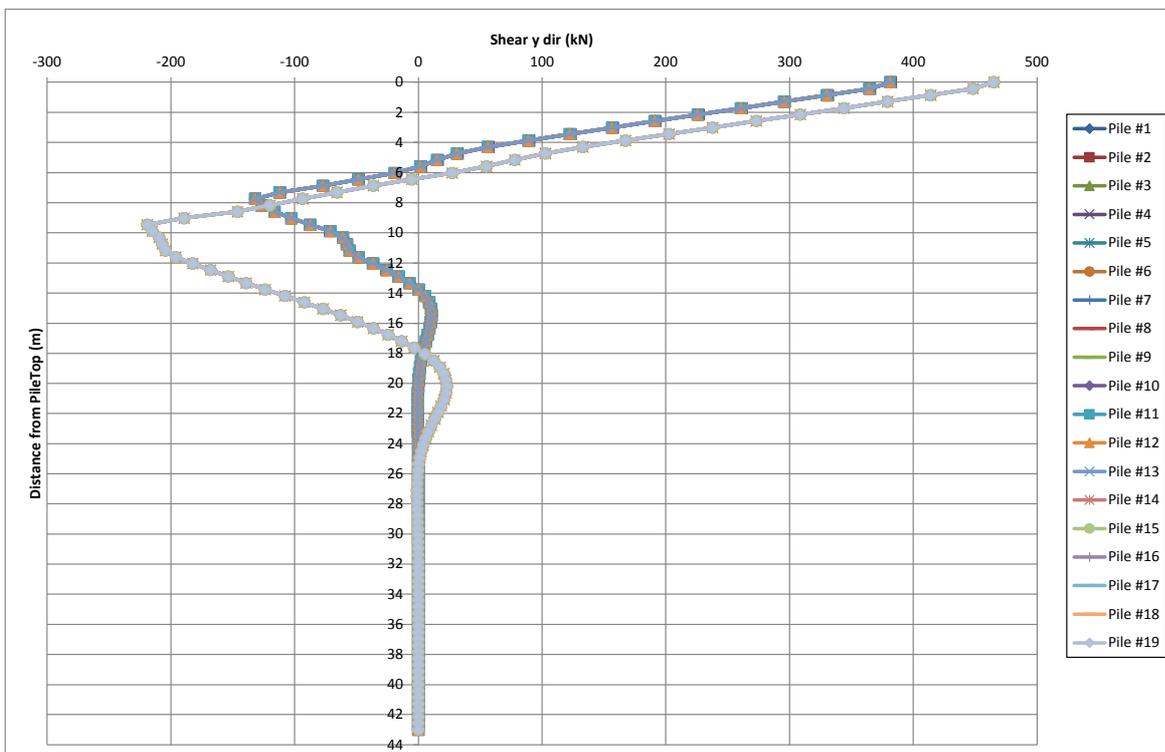
Azione di taglio in corrispondenza del plinto (kN) (rispettivamente Ty ed Tz)



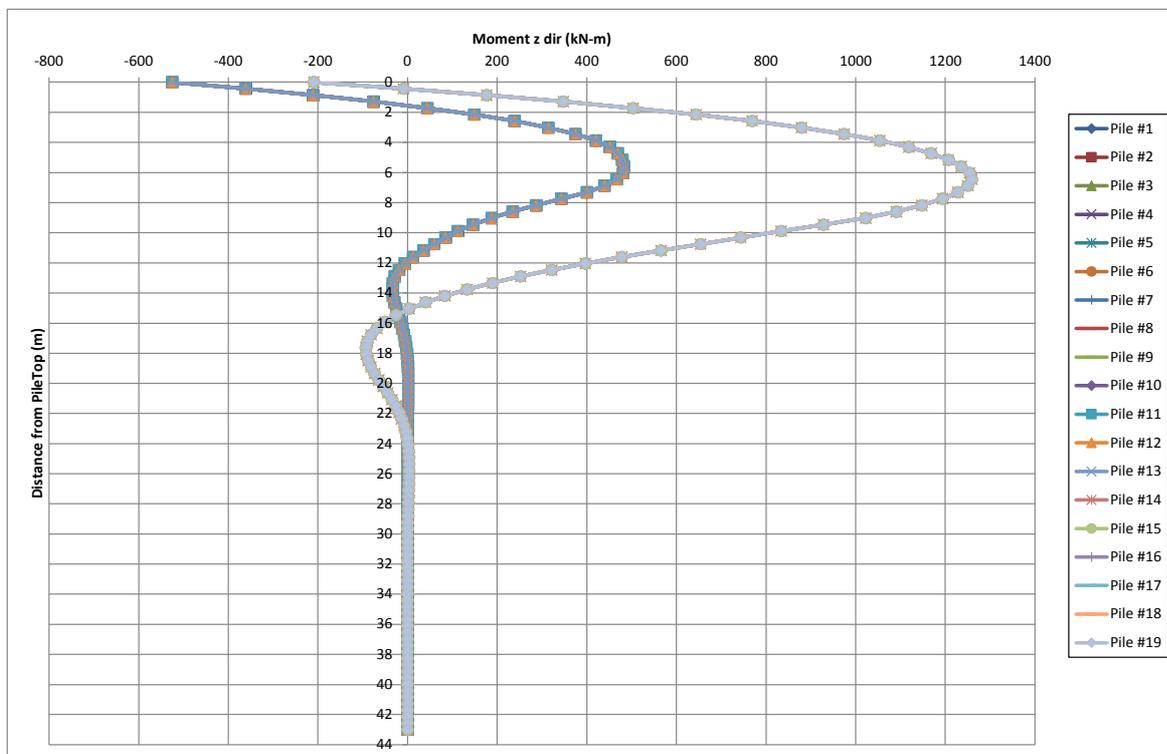
Azione di taglio in direzione z



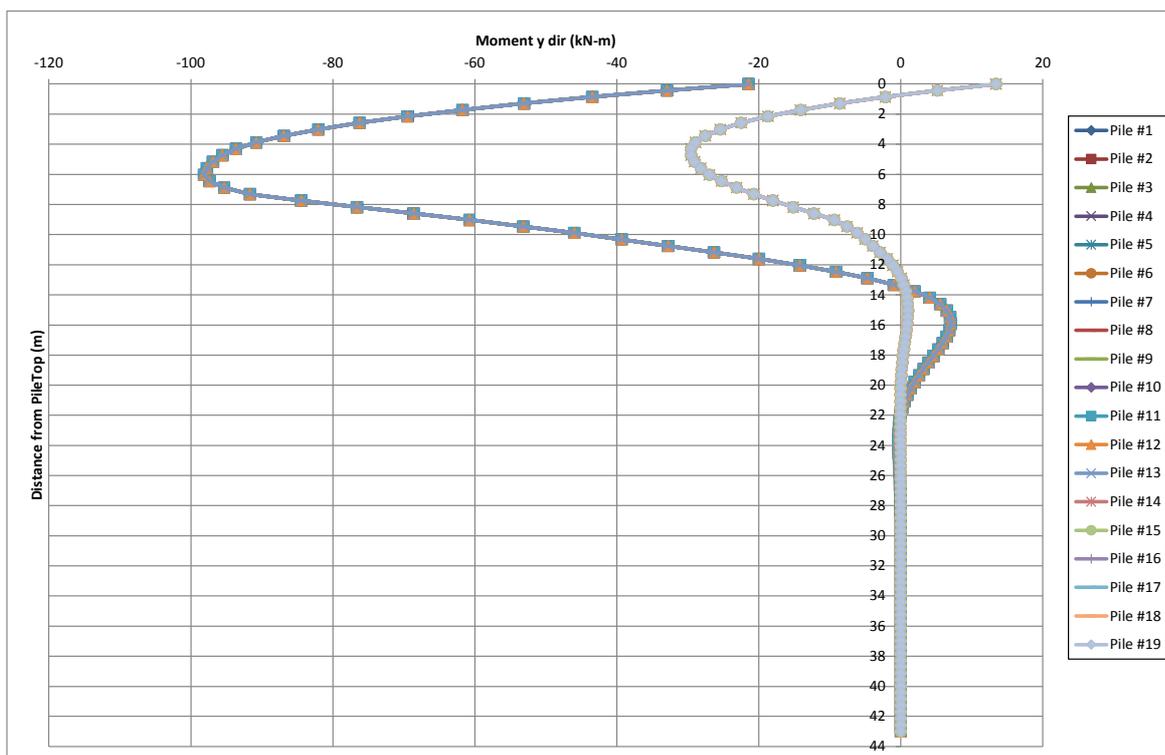
Azione di taglio in direzione y



Momento flettente, in direzione z



Momento flettente, in direzione y





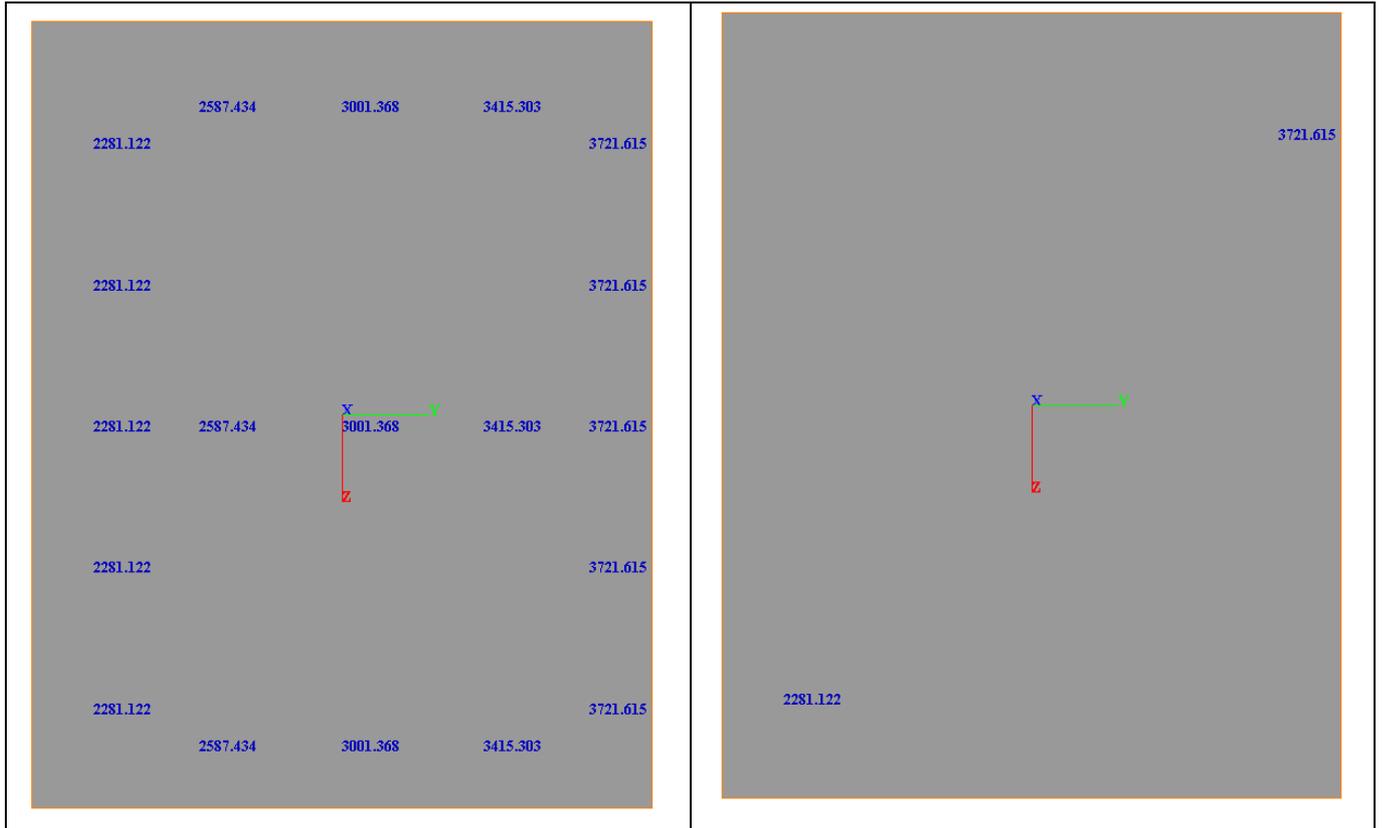
RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA

VI01 RELAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE
FONDAZIONI SU POZZO (SPALLE)

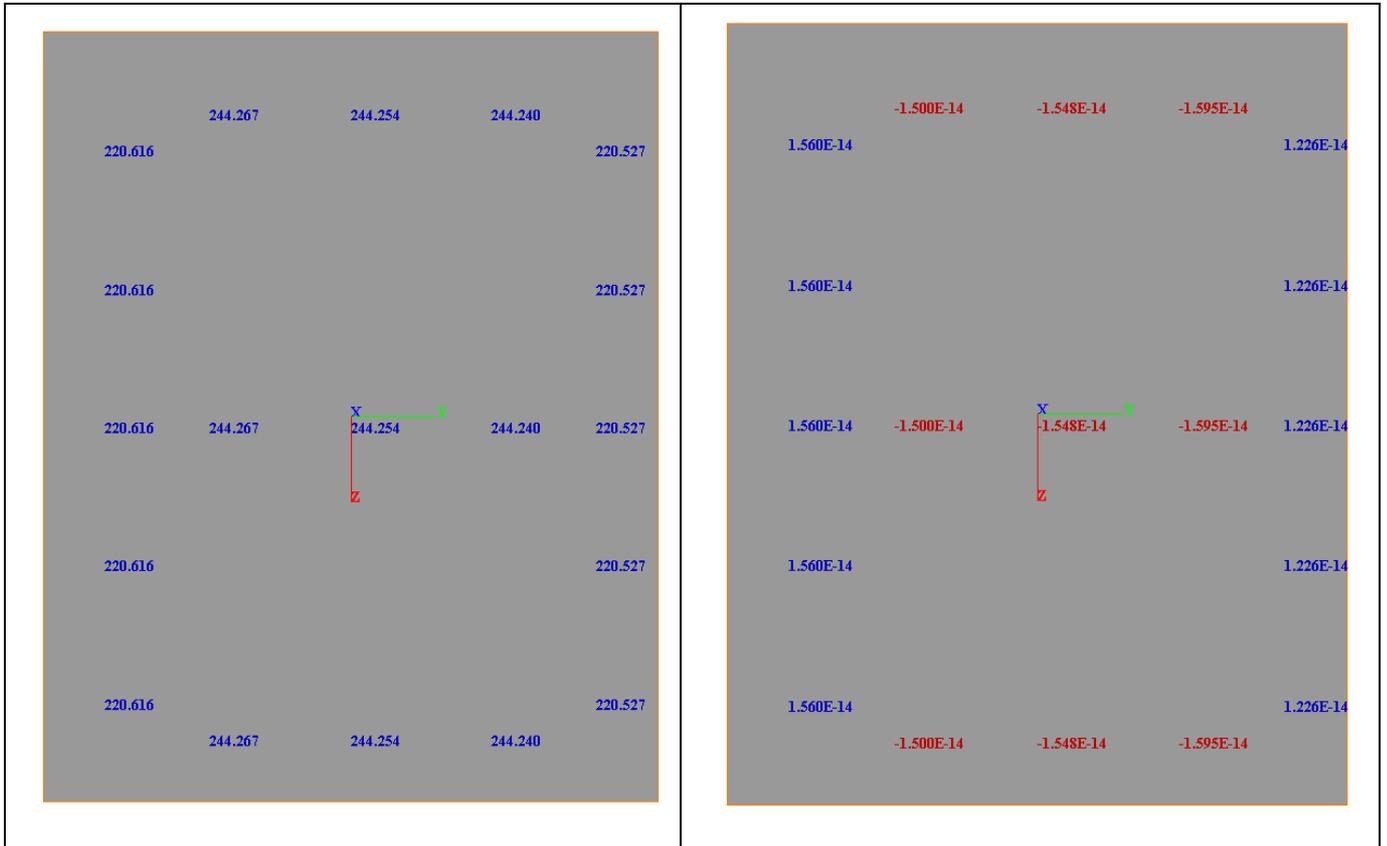
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 RB	VI 01 00 001	A	73 di 100

COMBINAZIONE 3 SLU STATICA

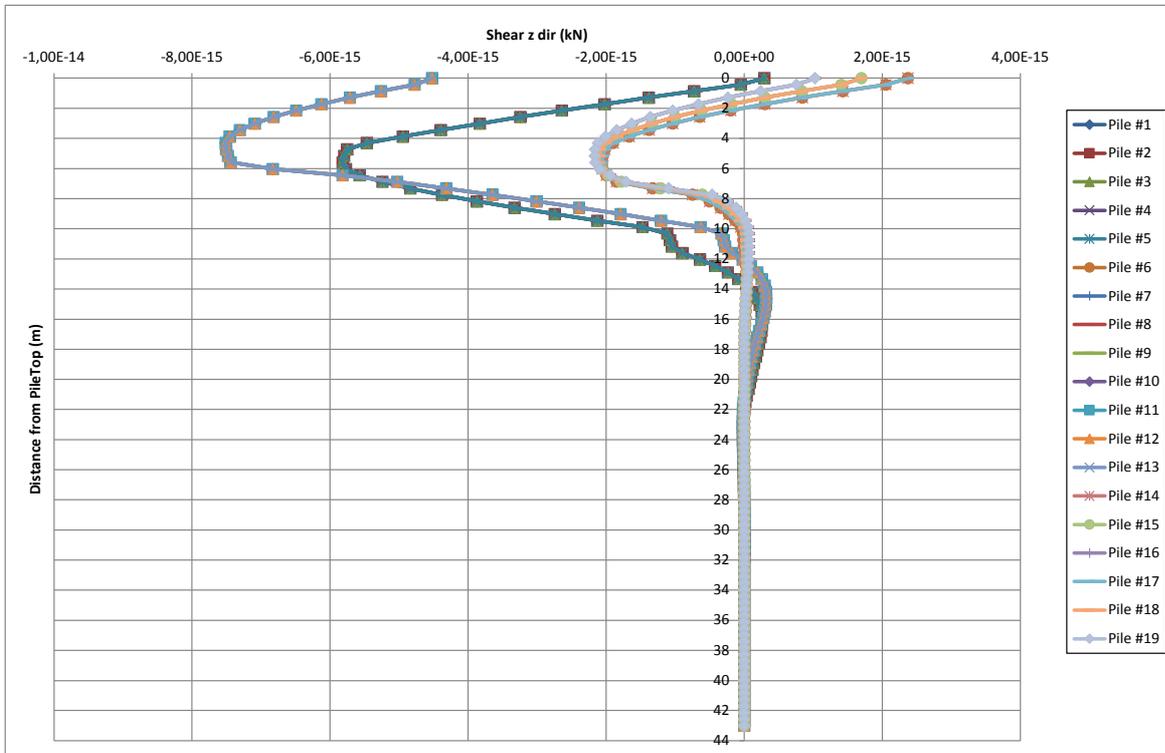
Azione assiale massima a testa pannello (kN) (tutte e poi solo max e min)



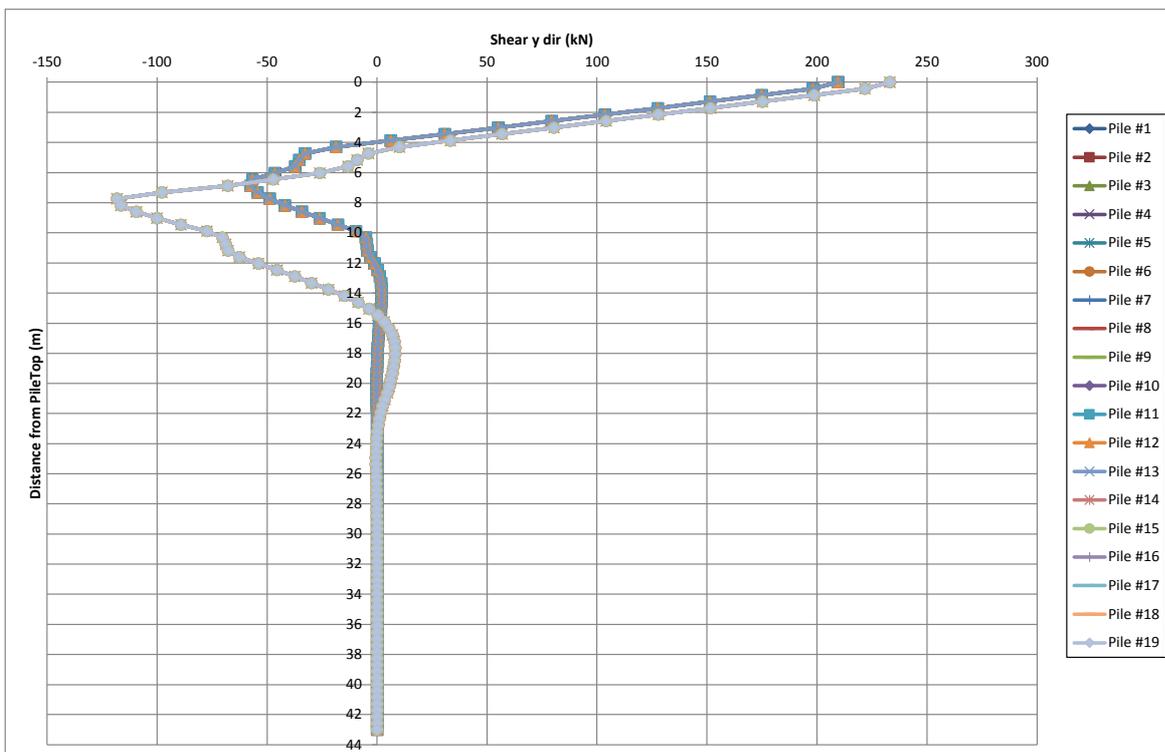
Azione di taglio in corrispondenza del plinto (kN) (rispettivamente Ty ed Tz)



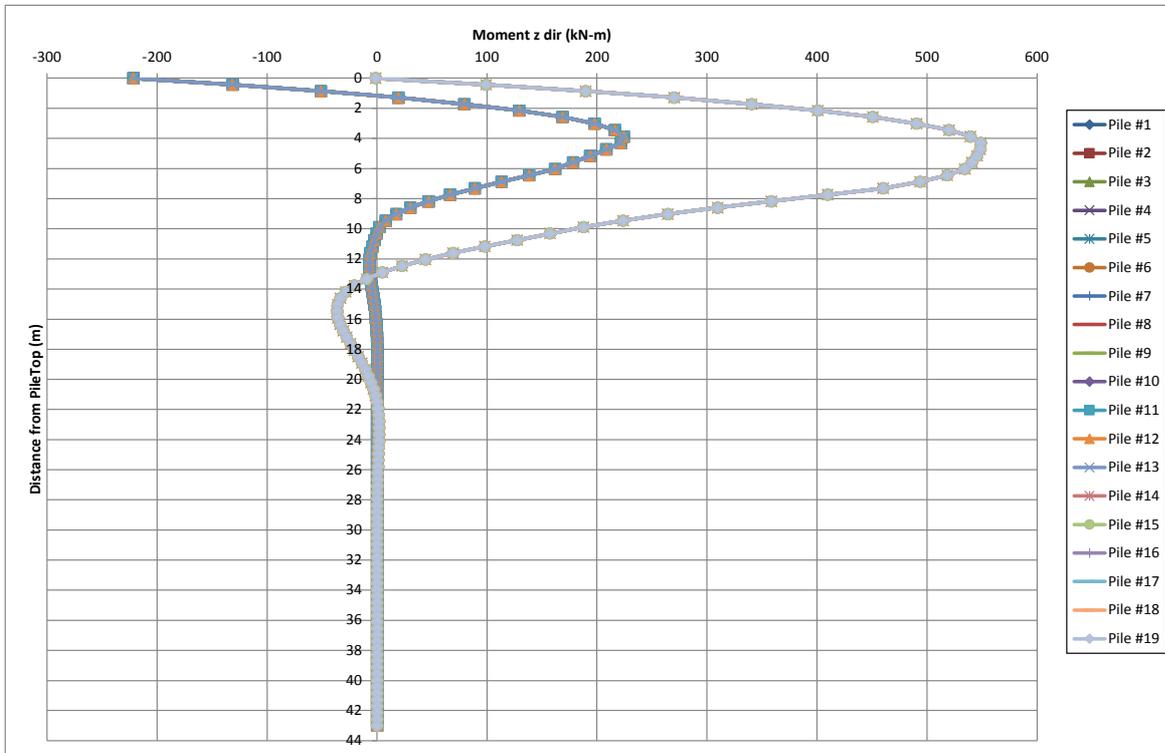
Azione di taglio in direzione z



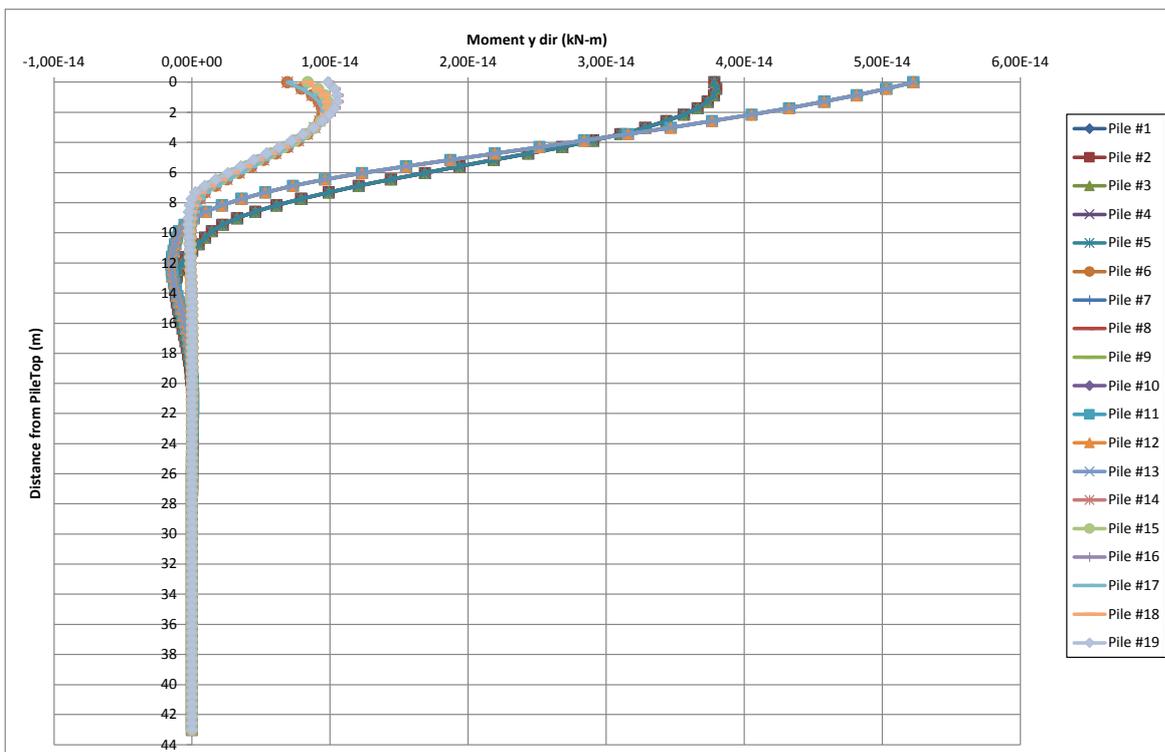
Azione di taglio in direzione y



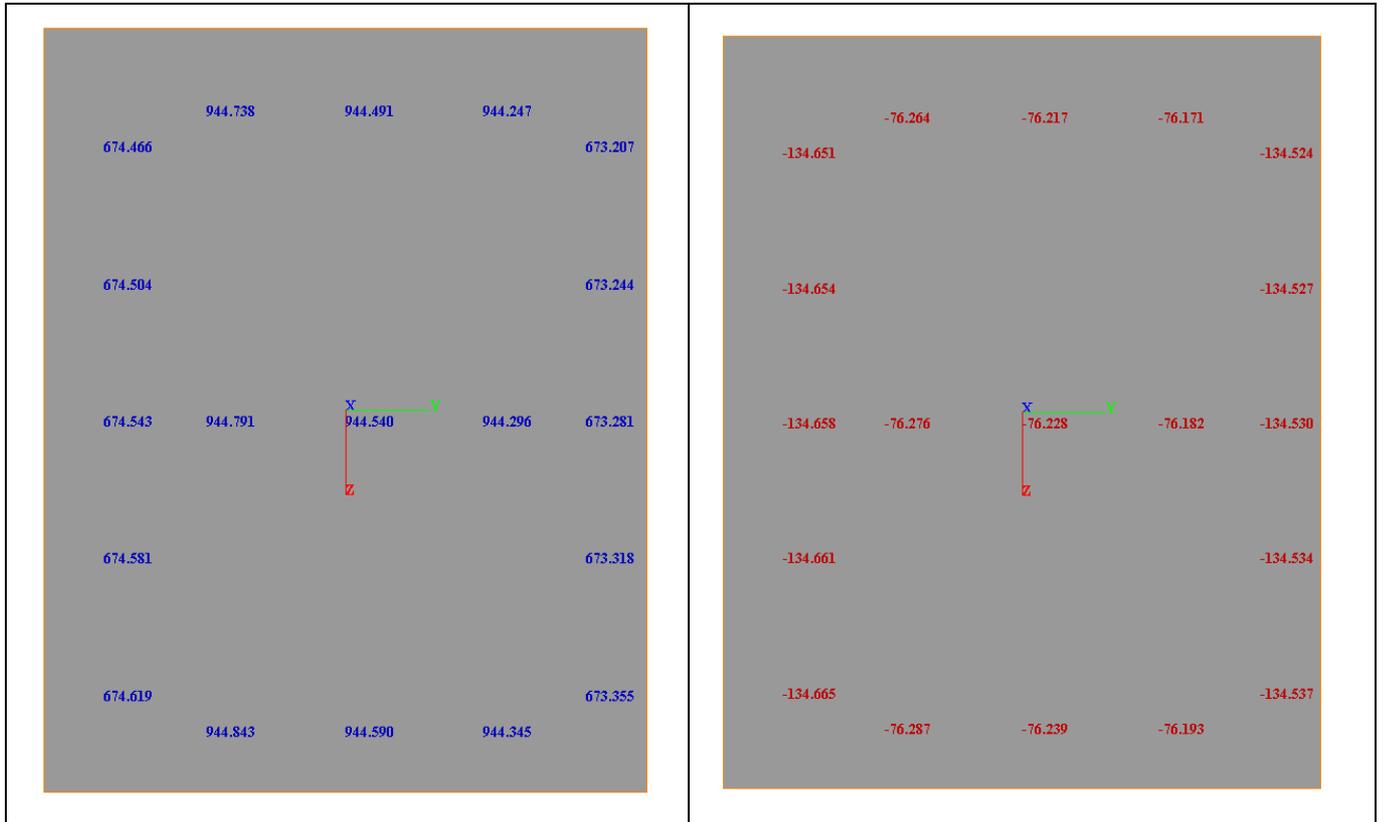
Momento flettente, in direzione z



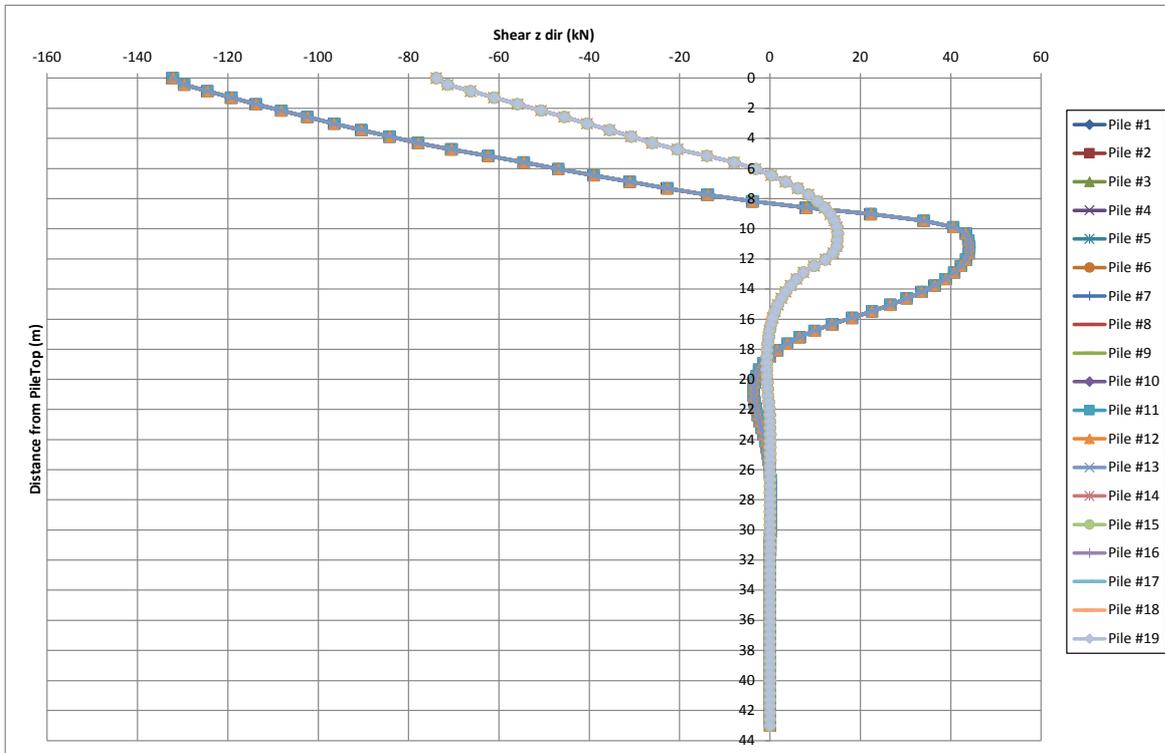
Momento flettente, in direzione y



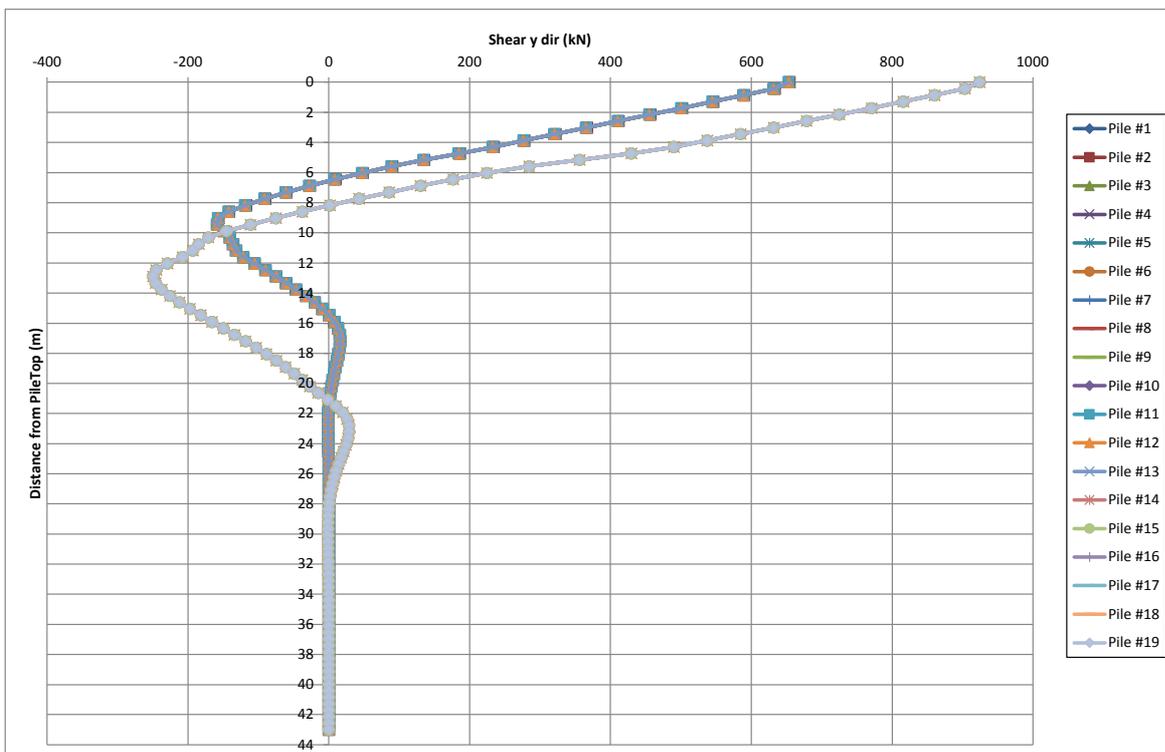
Azione di taglio in corrispondenza del plinto (kN) (rispettivamente Ty ed Tz)



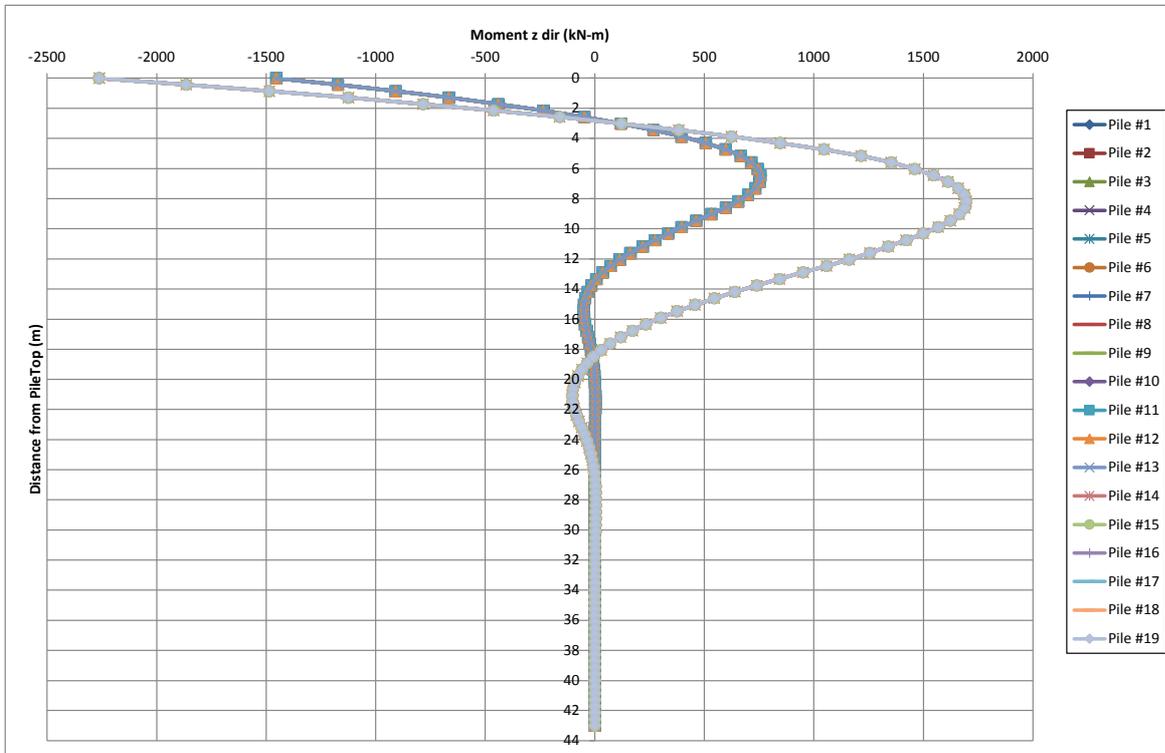
Azione di taglio in direzione z



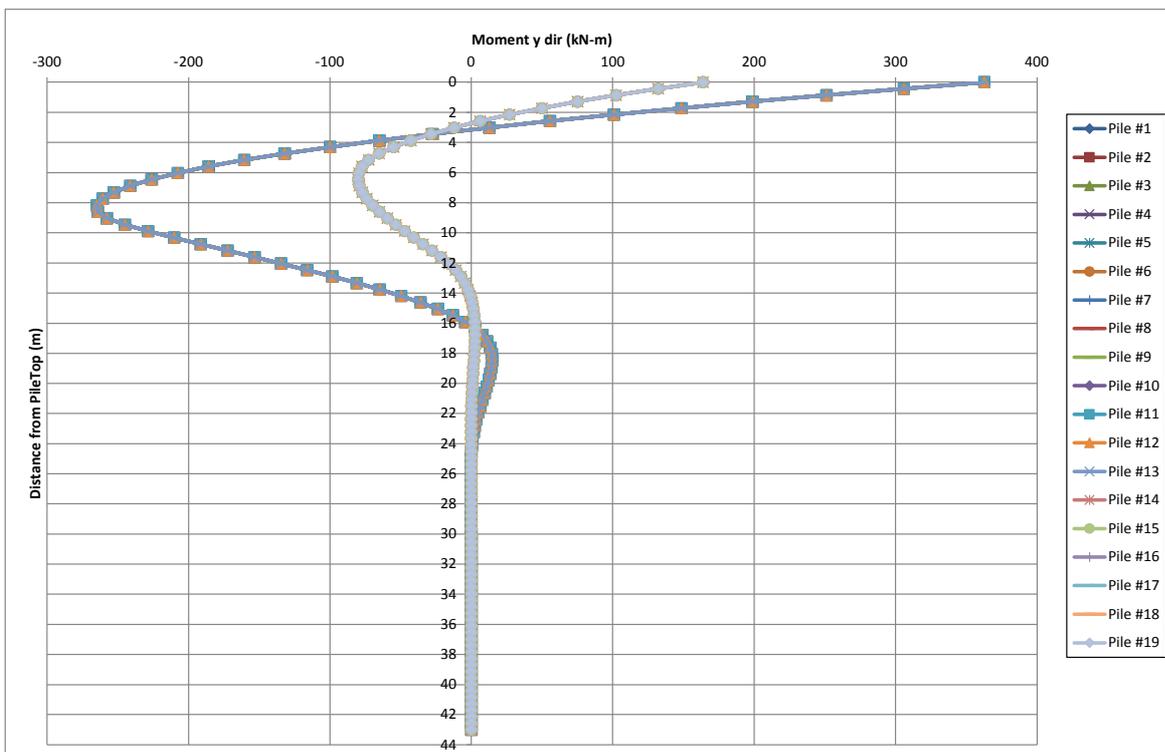
Azione di taglio in direzione y



Momento flettente, in direzione z



Momento flettente, in direzione y





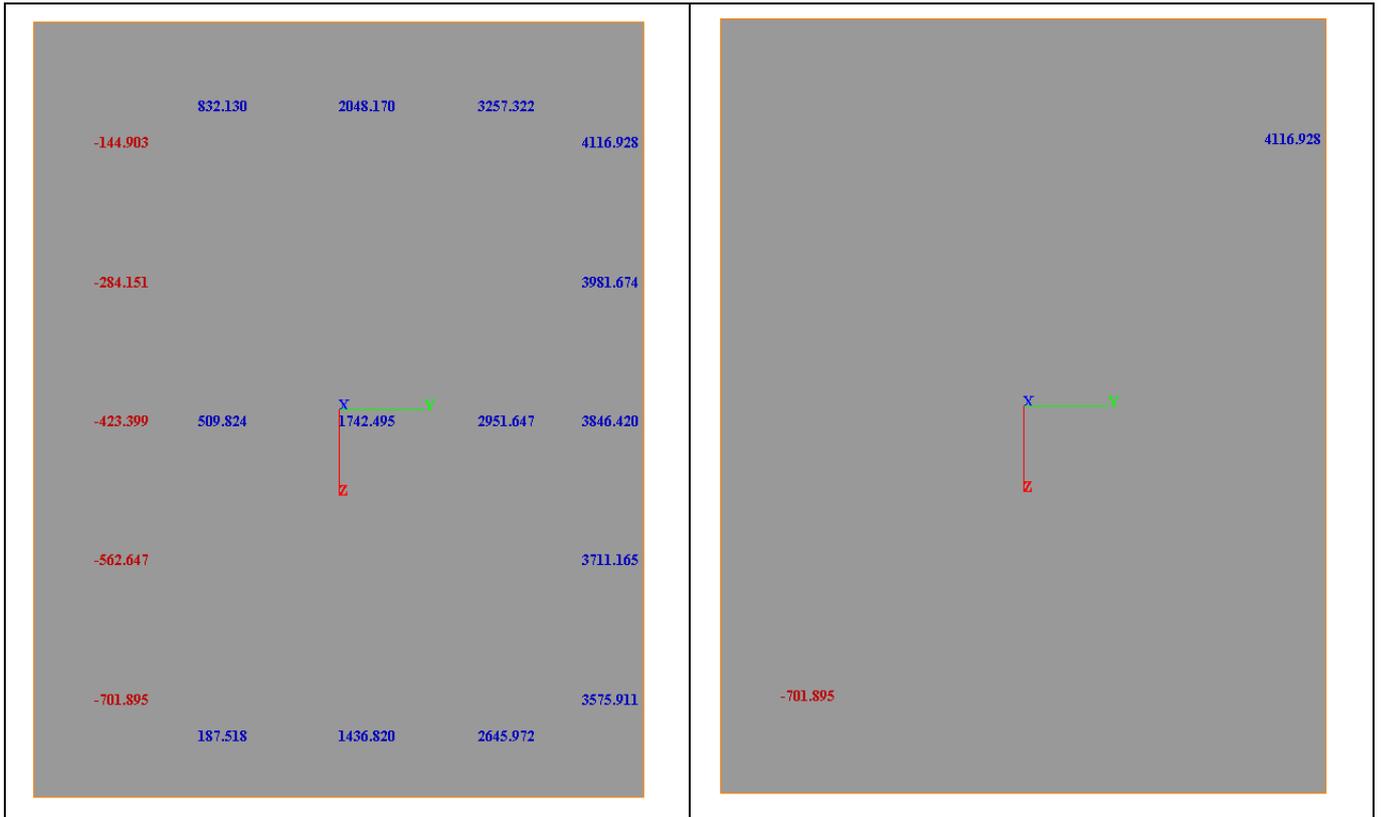
RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA

VI01 RELAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE
FONDAZIONI SU POZZO (SPALLE)

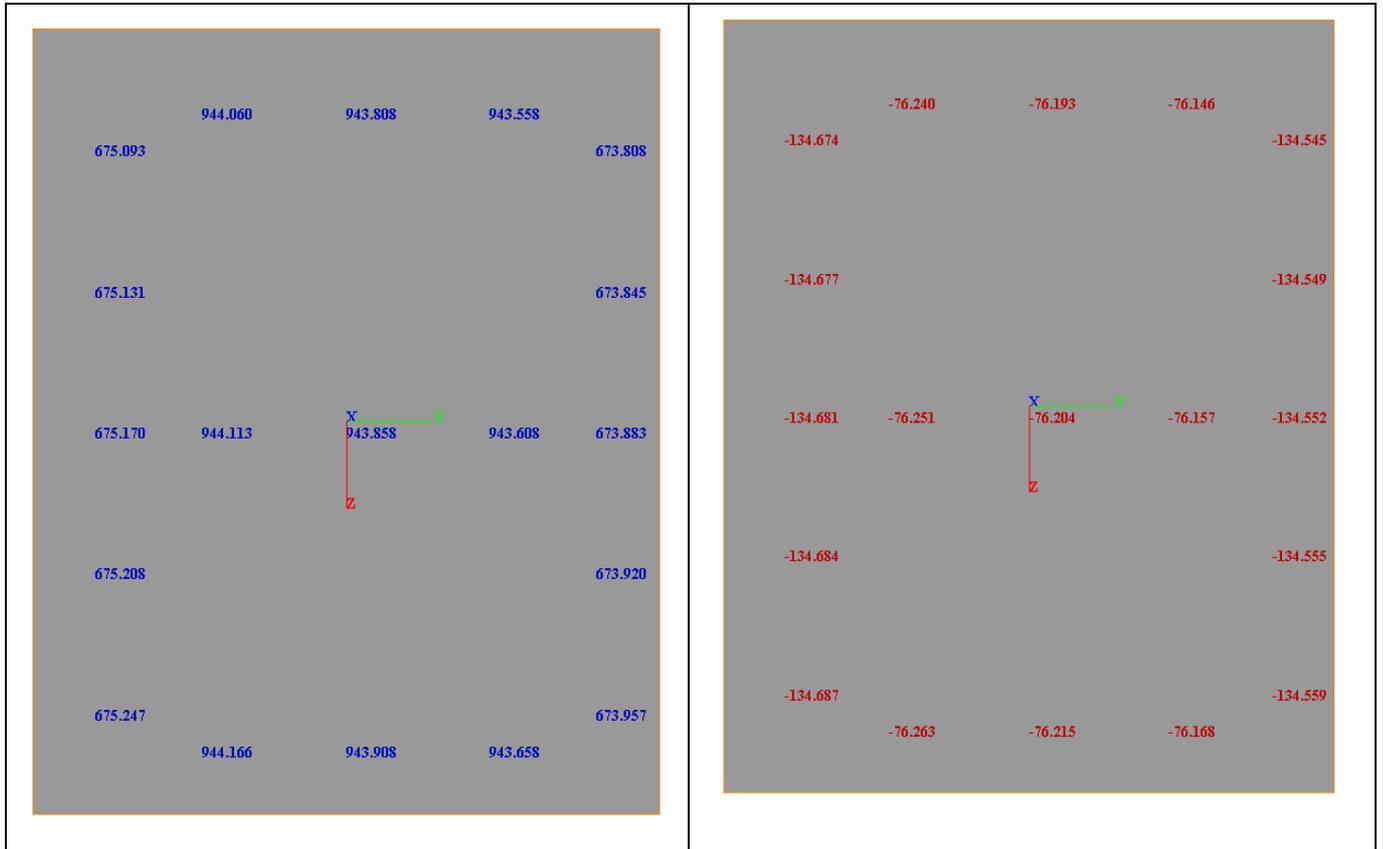
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 RB	VI 01 00 001	A	81 di 100

COMBINAZIONE 2 SLU SISMICA

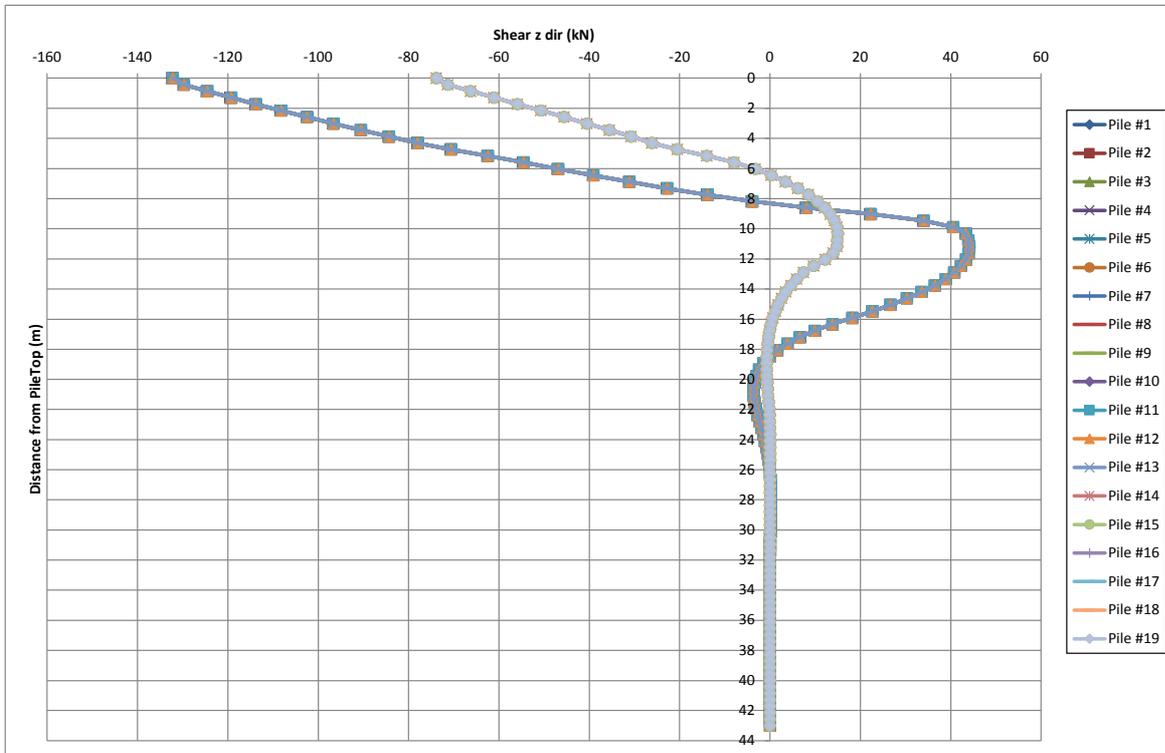
Azione assiale massima a testa pannello (kN)(tutte e poi solo max e min)



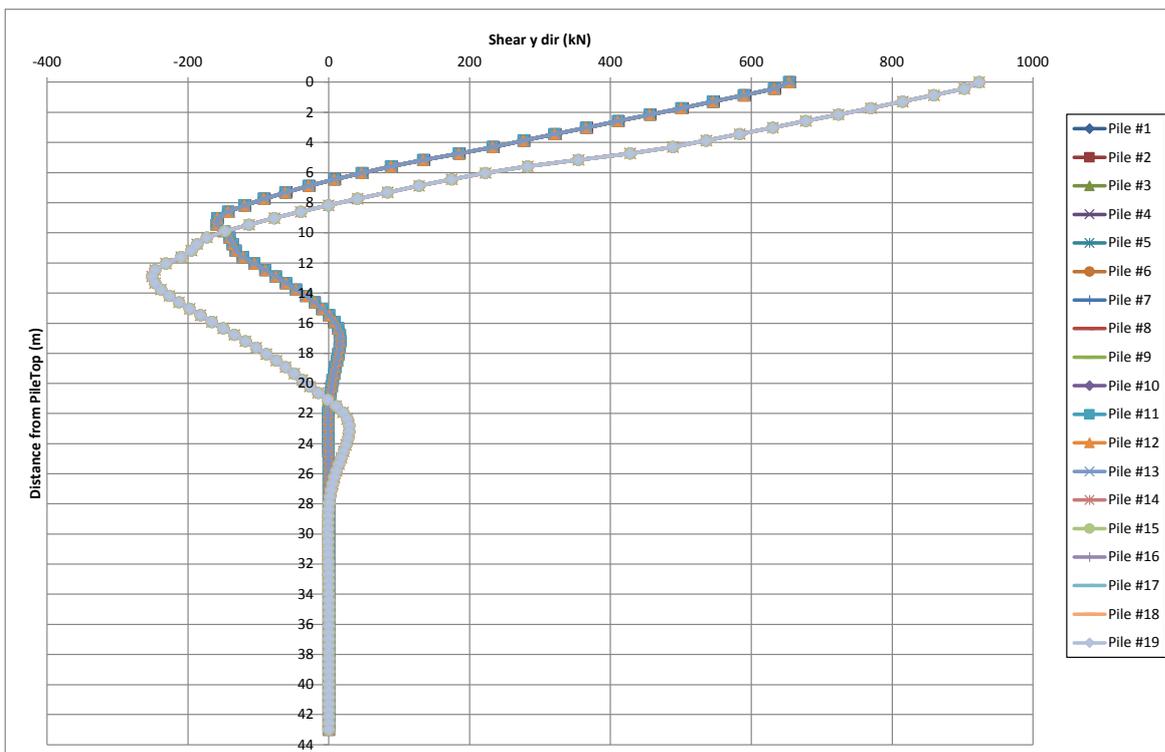
Azione di taglio in corrispondenza del plinto (kN) (rispettivamente Ty ed Tz)



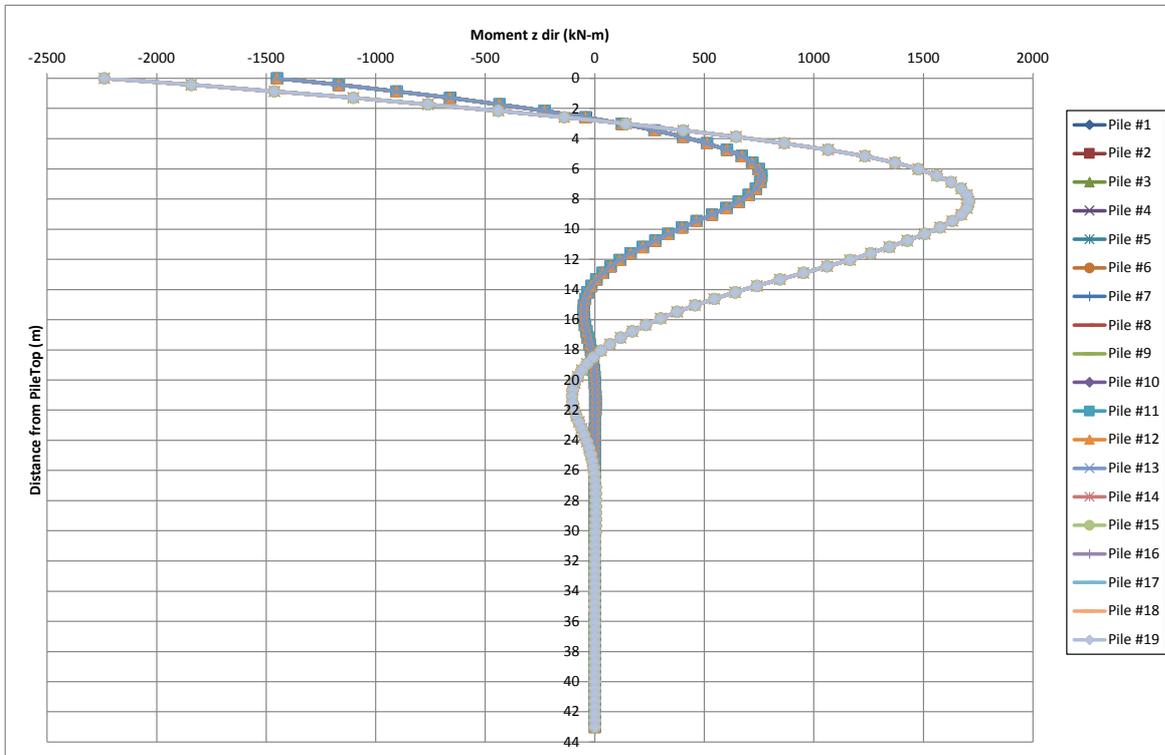
Azione di taglio in direzione z



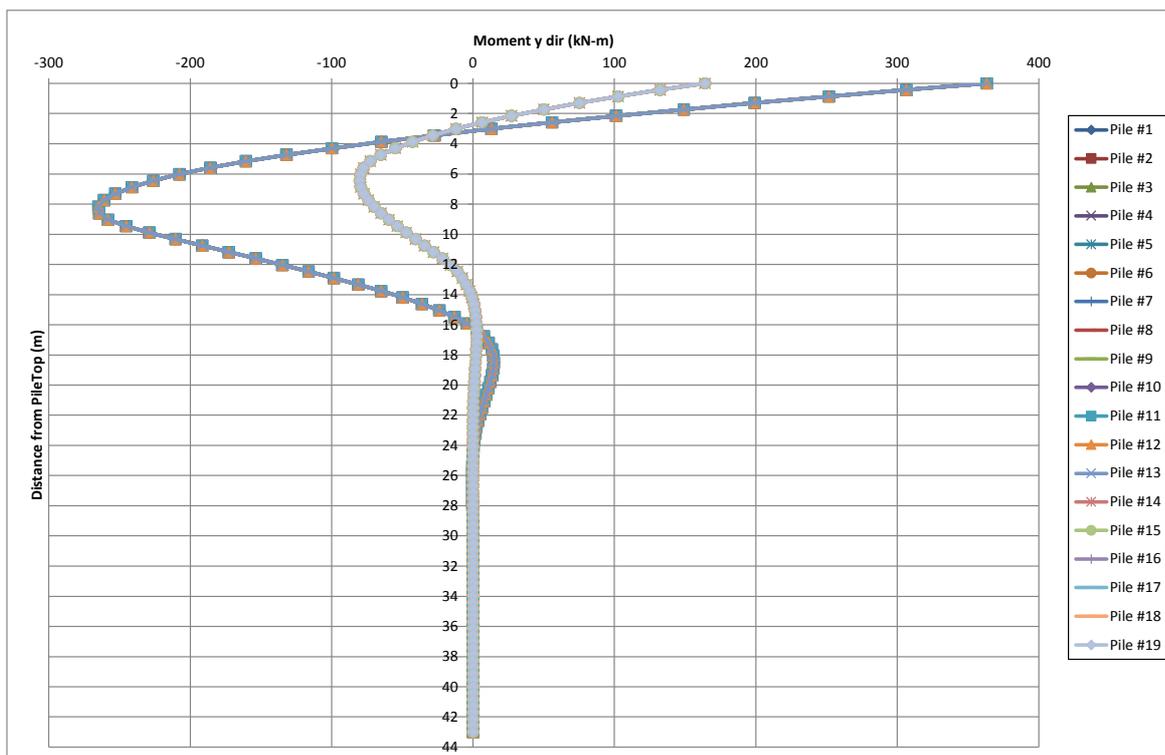
Azione di taglio in direzione y



Momento flettente, in direzione z



Momento flettente, in direzione y





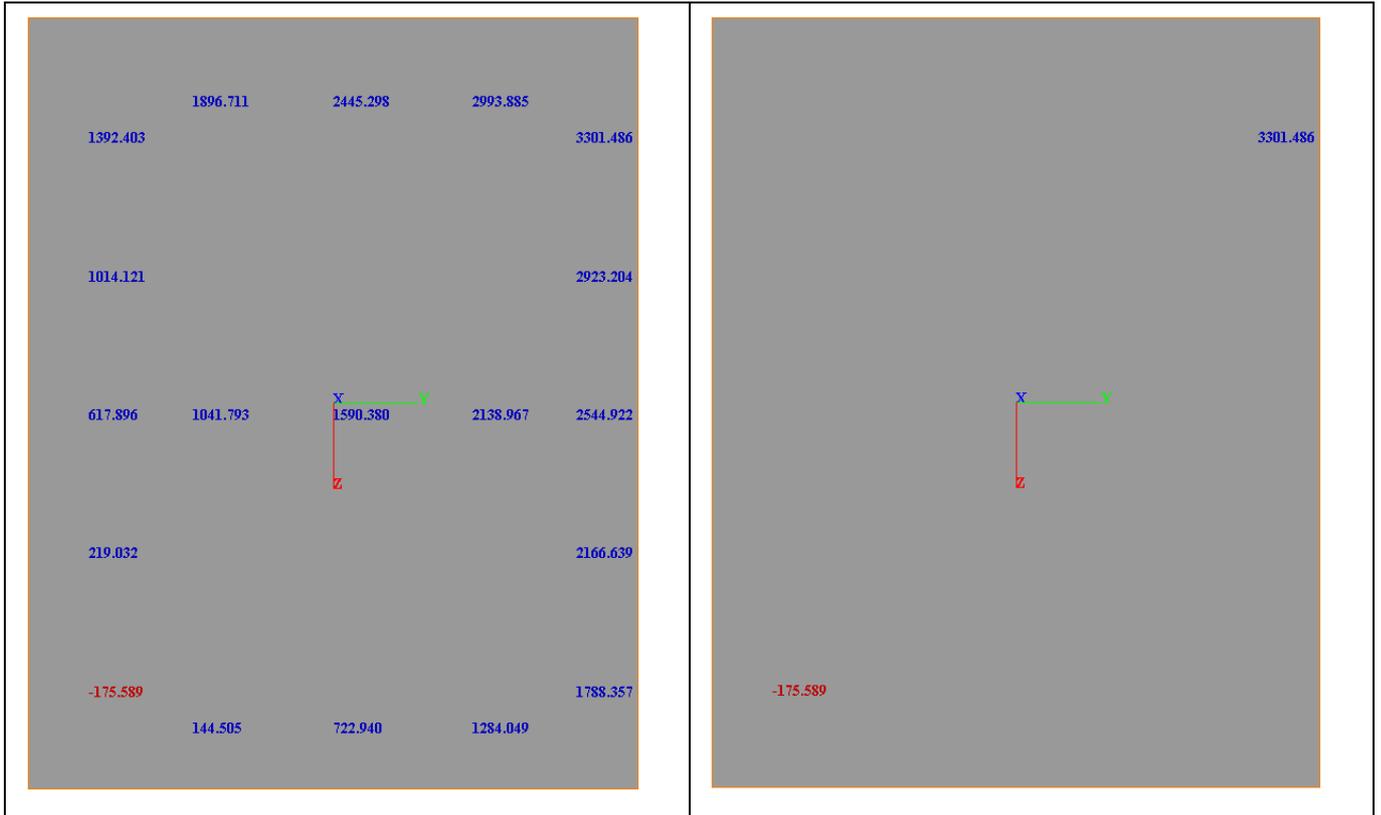
RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA

VI01 RELAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE
FONDAZIONI SU POZZO (SPALLE)

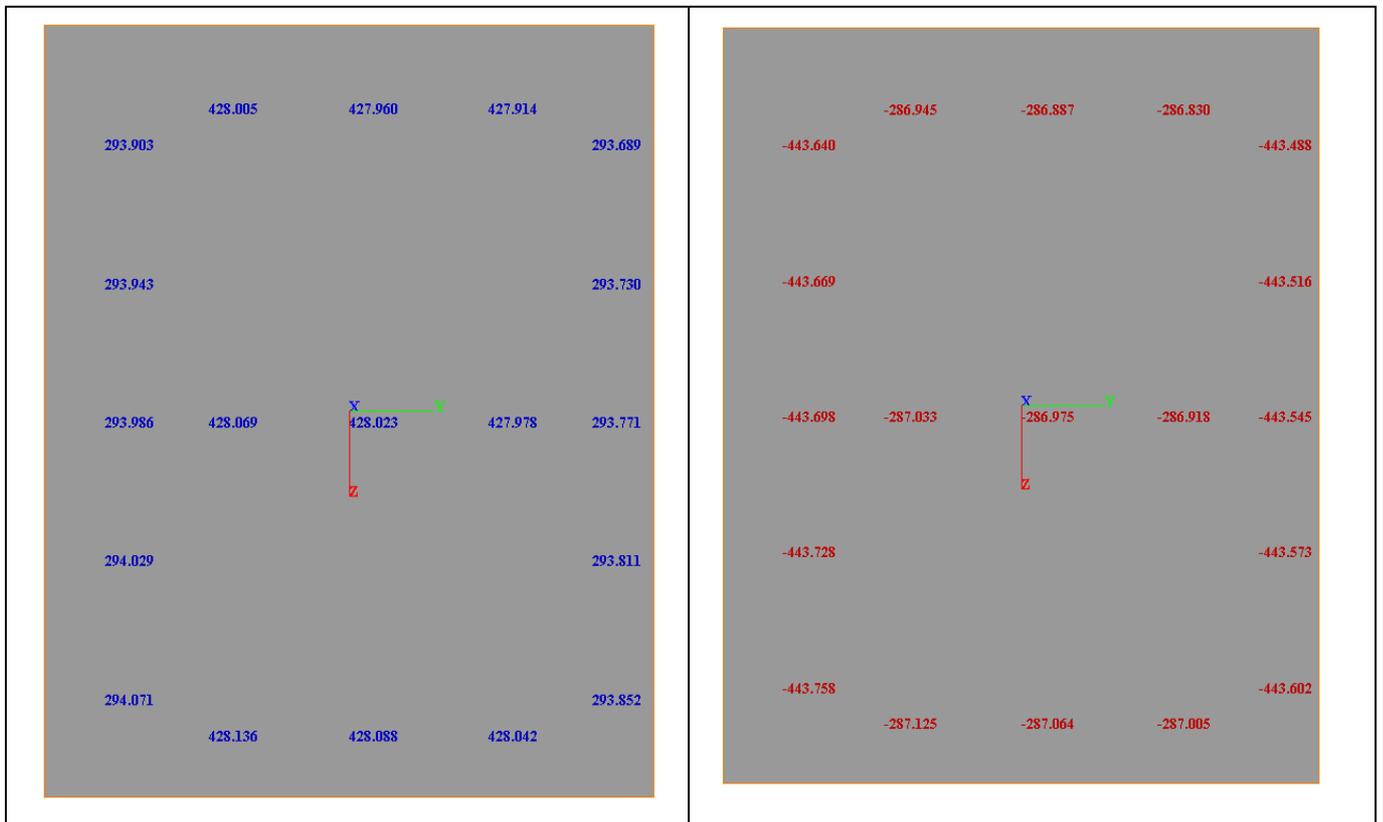
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 RB	VI 01 00 001	A	85 di 100

COMBINAZIONE 3 SLU SISMICA

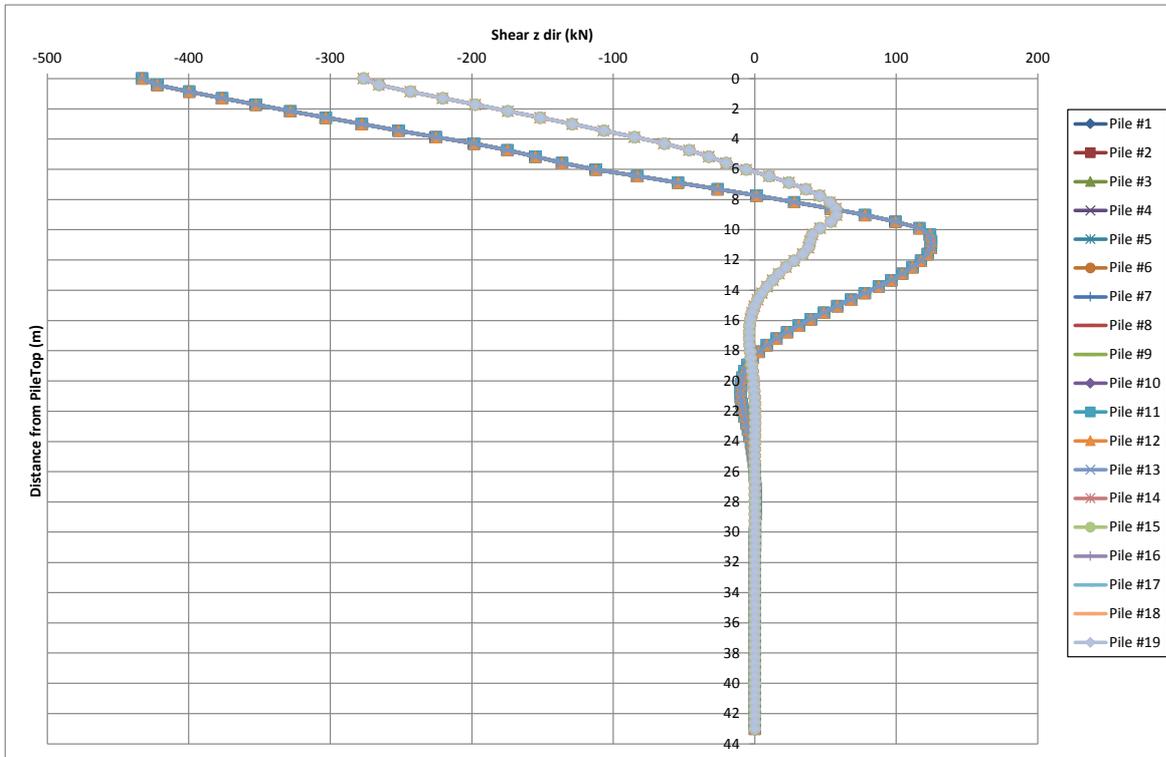
Azione assiale massima a testa pannello (kN) (tutte e poi solo max e min)



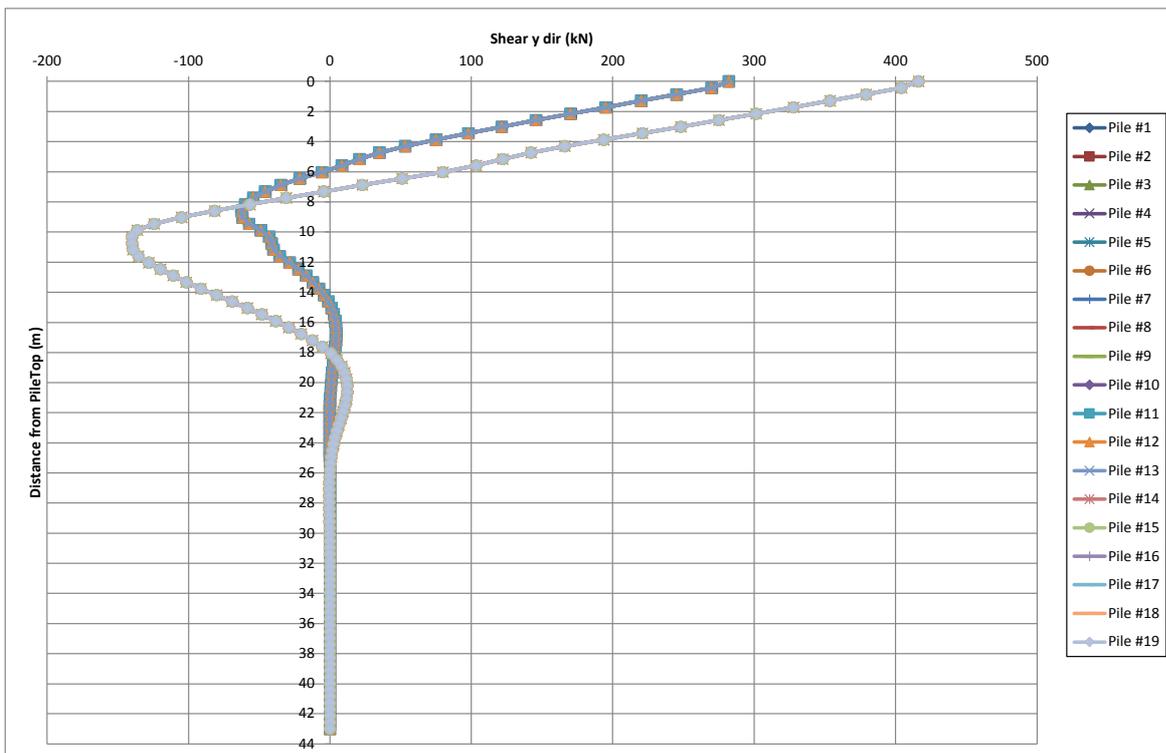
Azione di taglio in corrispondenza del plinto (kN) (rispettivamente T_y ed T_z)



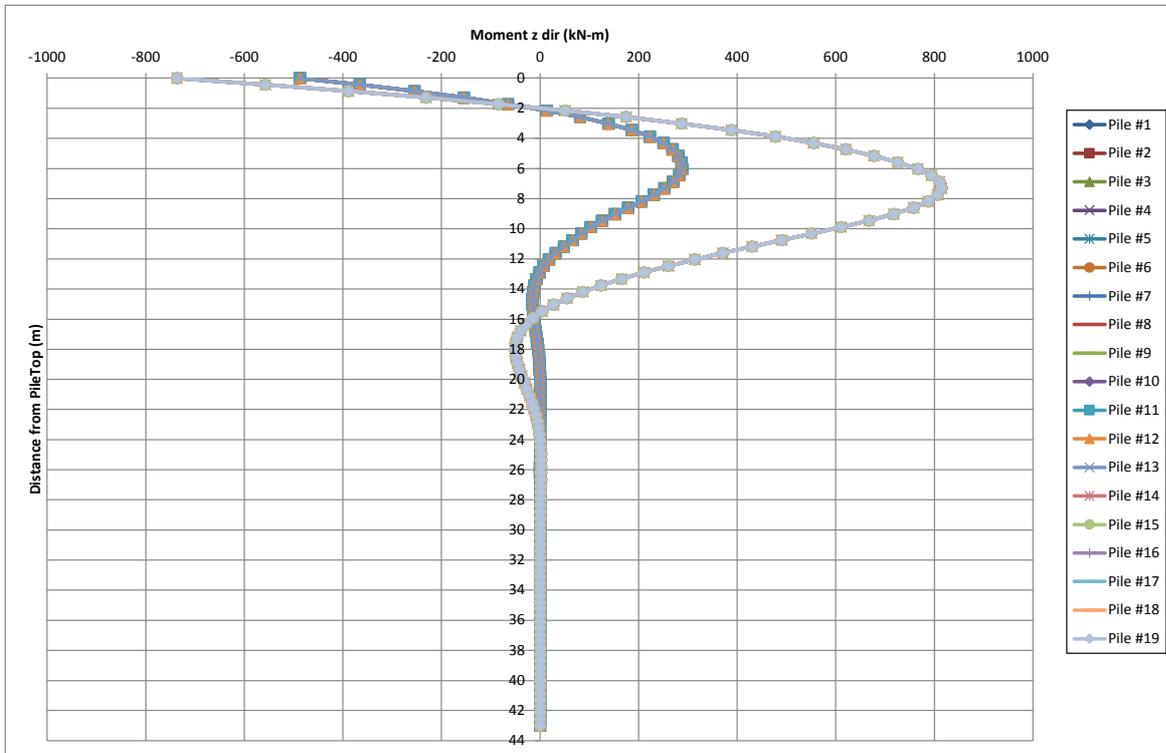
Azione di taglio in direzione z



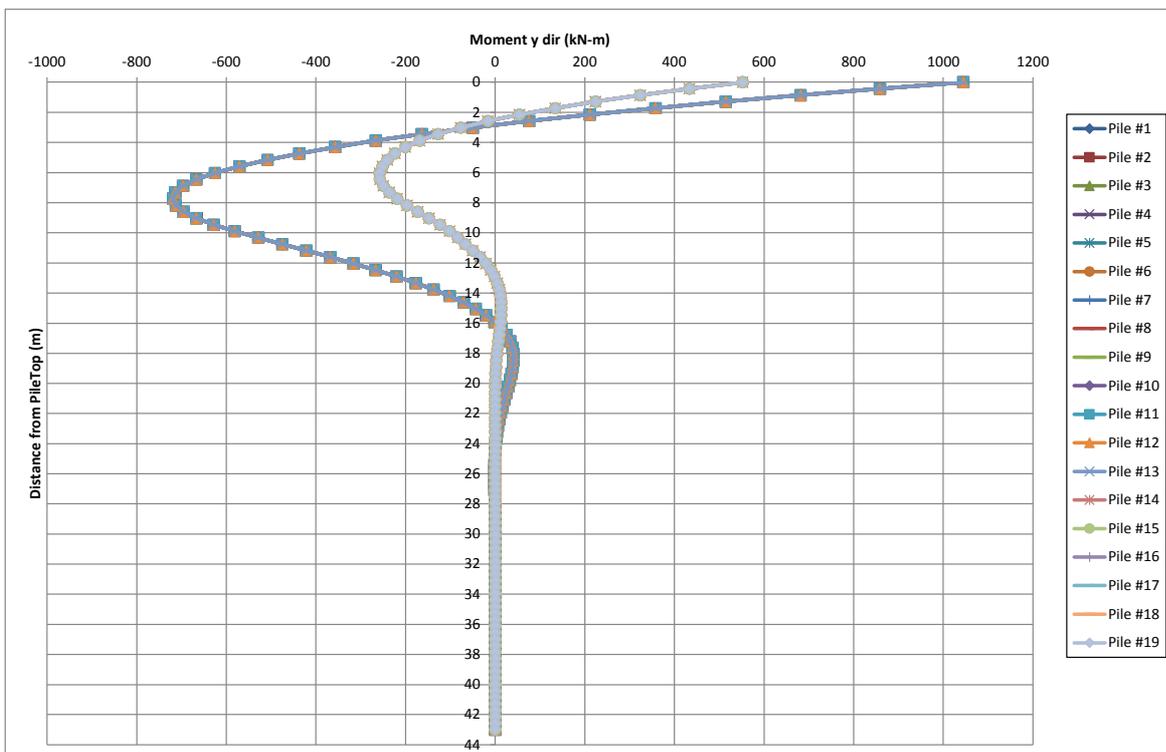
Azione di taglio in direzione y



Momento flettente, in direzione z

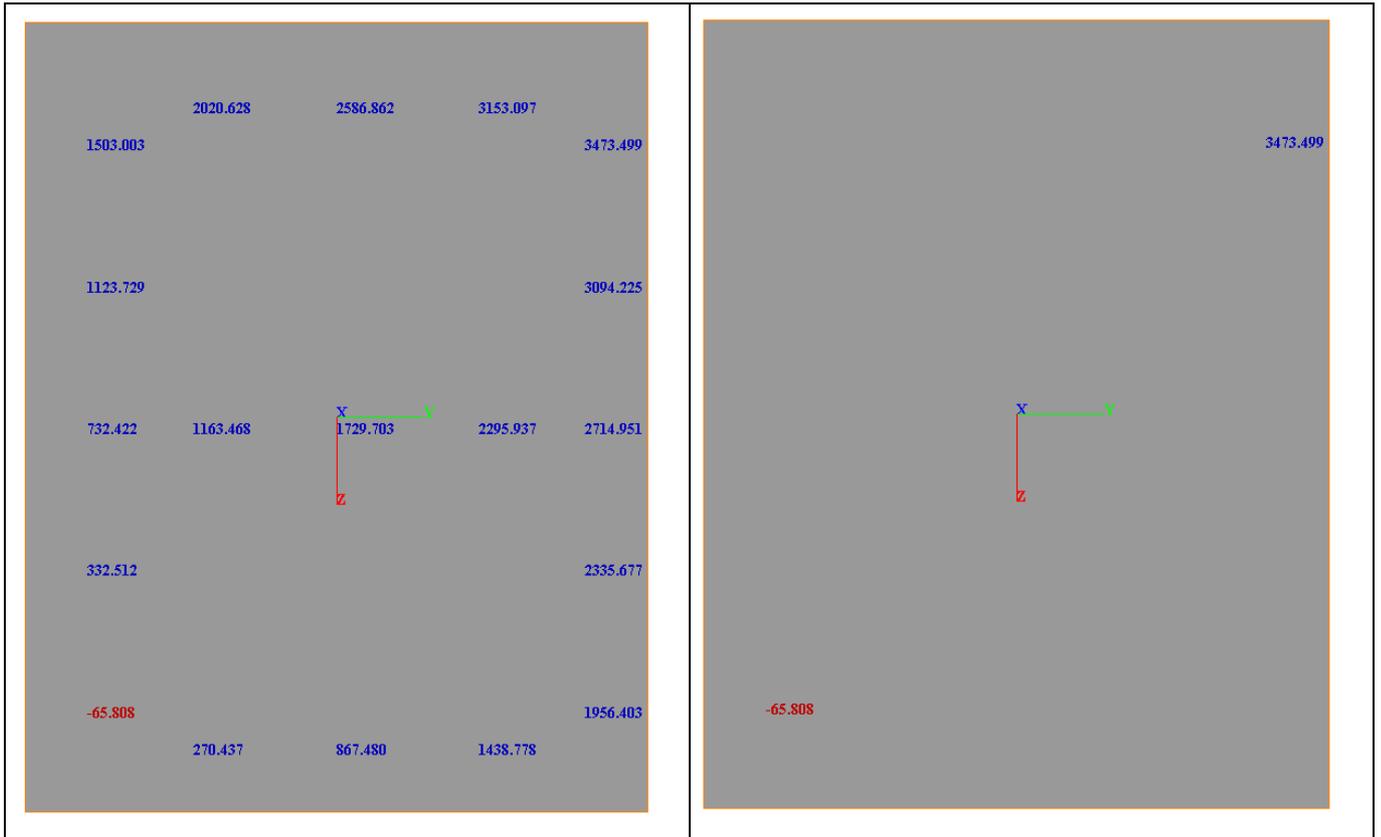


Momento flettente, in direzione y

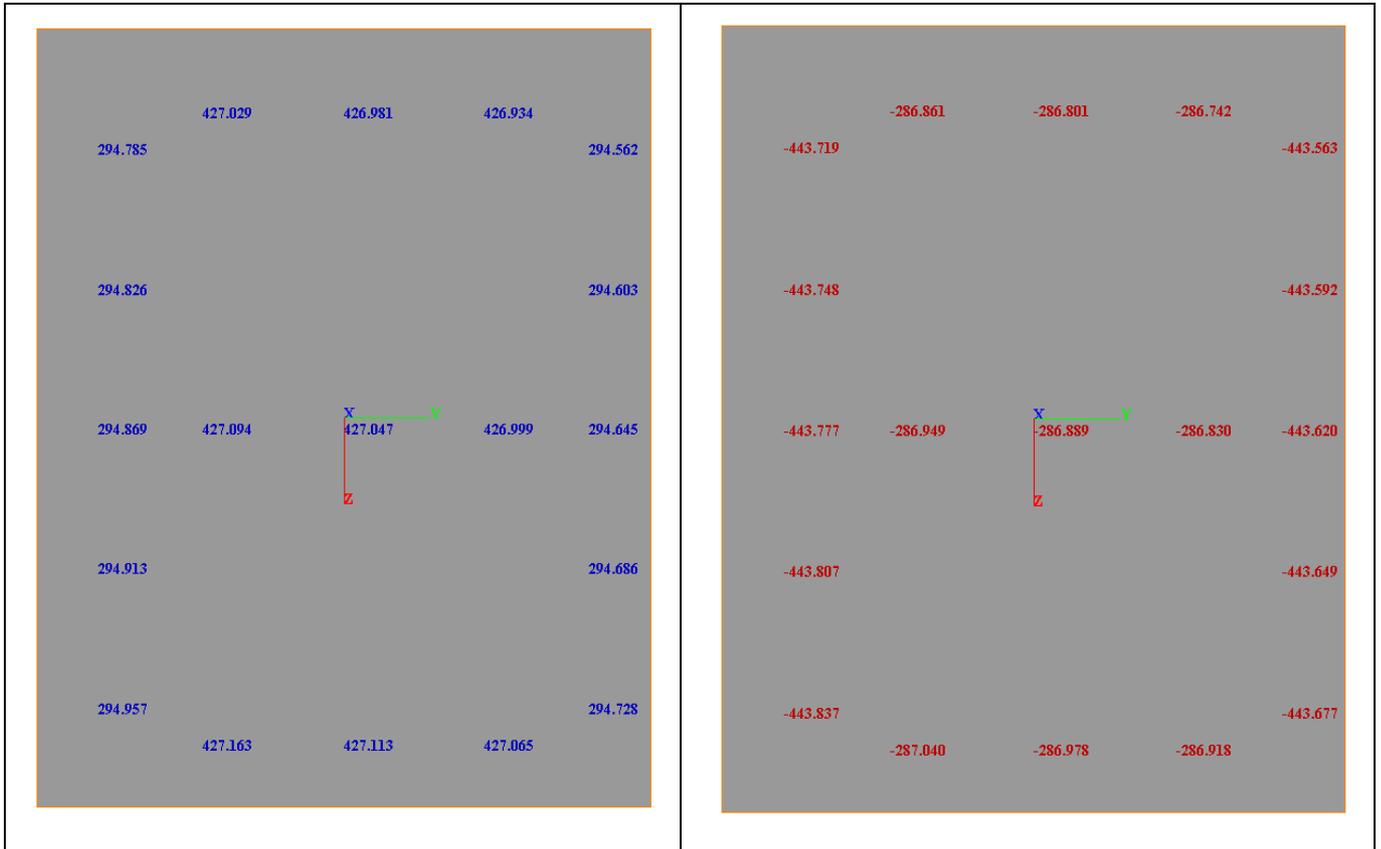


COMBINAZIONE 4 SLU SISMICA

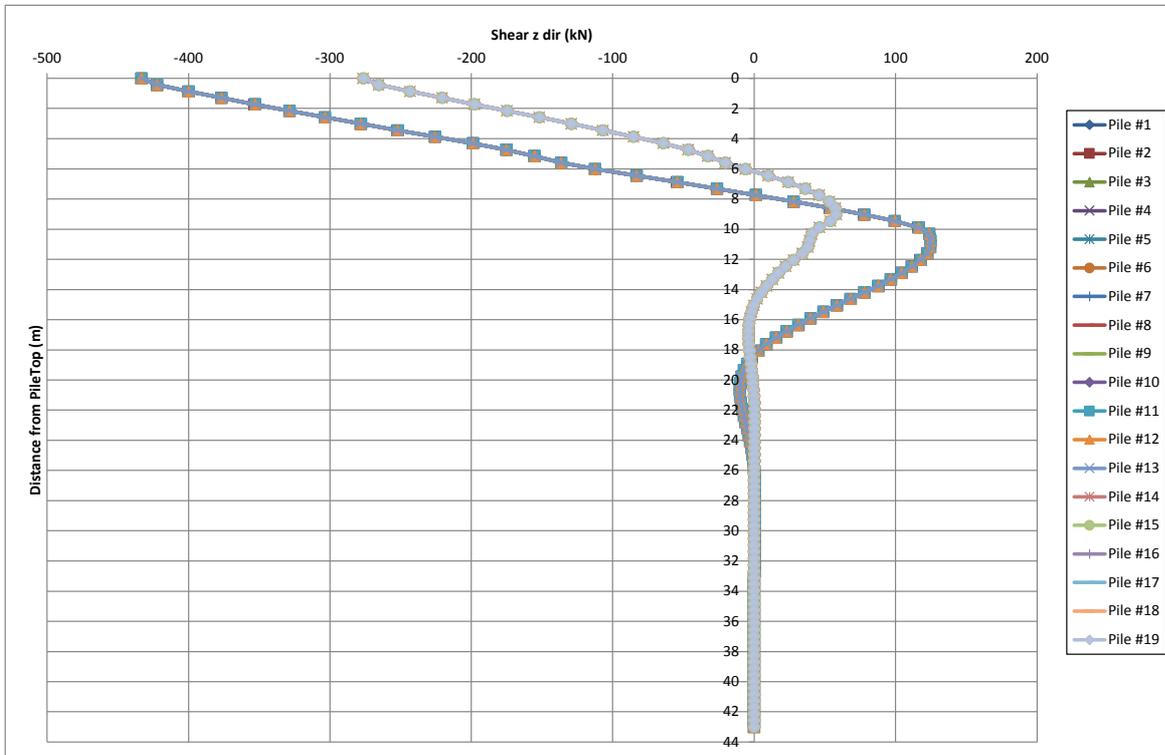
Azione assiale massima a testa pannello (kN) (tutte e poi solo max e min)



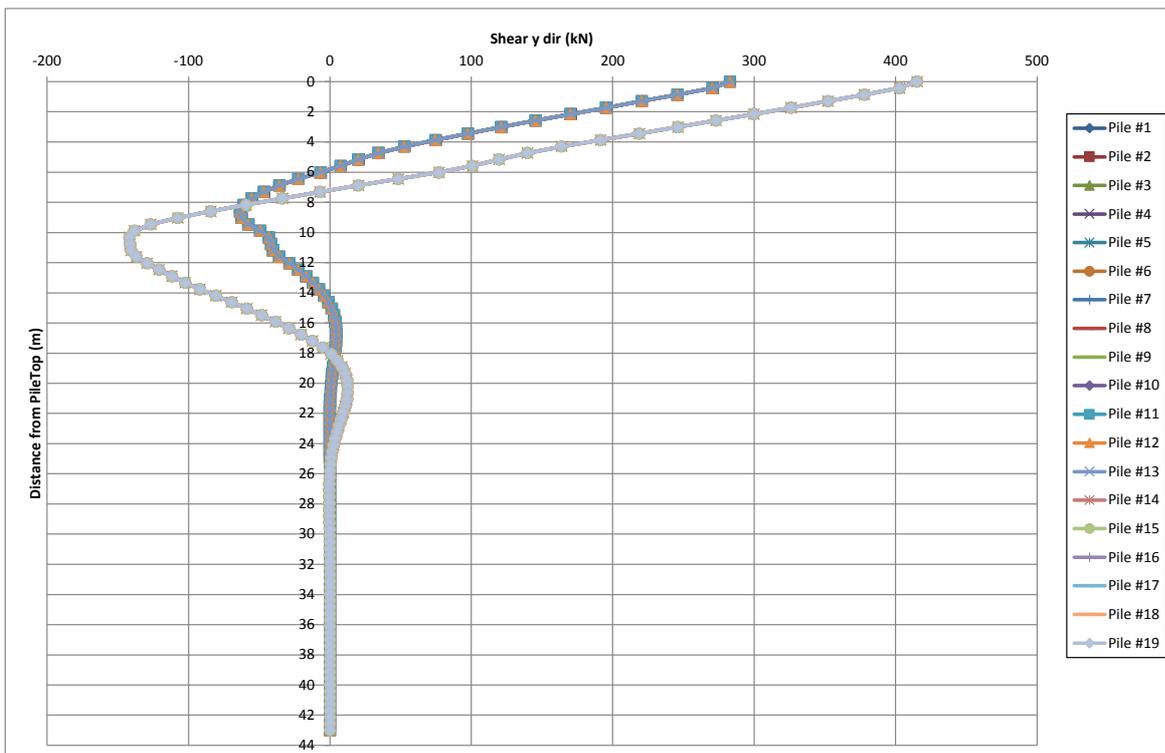
Azione di taglio in corrispondenza del plinto (kN) (rispettivamente Ty ed Tz)



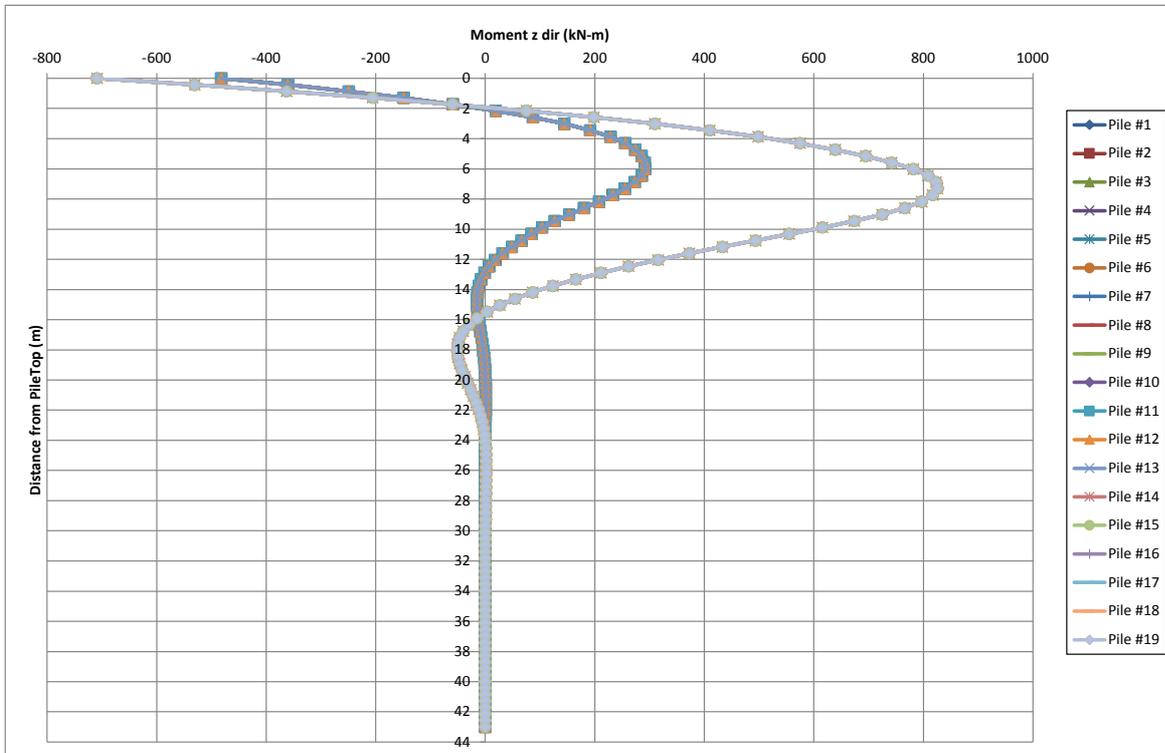
Azione di taglio in direzione z



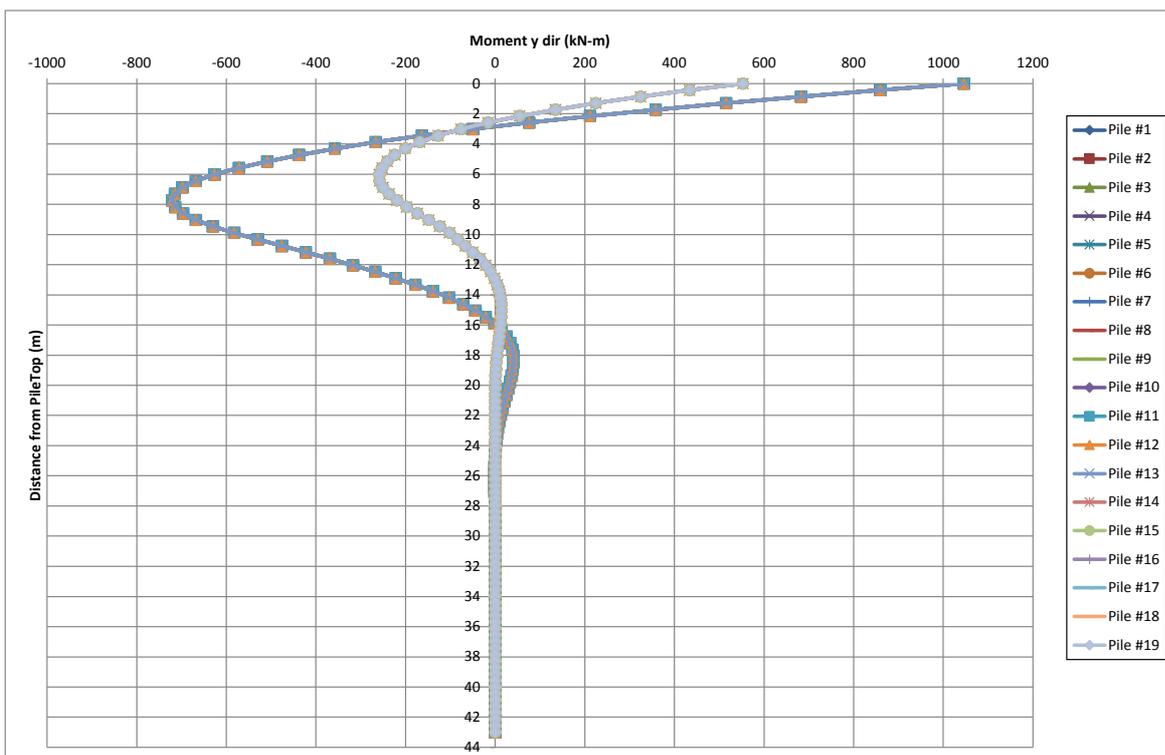
Azione di taglio in direzione y



Momento flettente, in direzione z

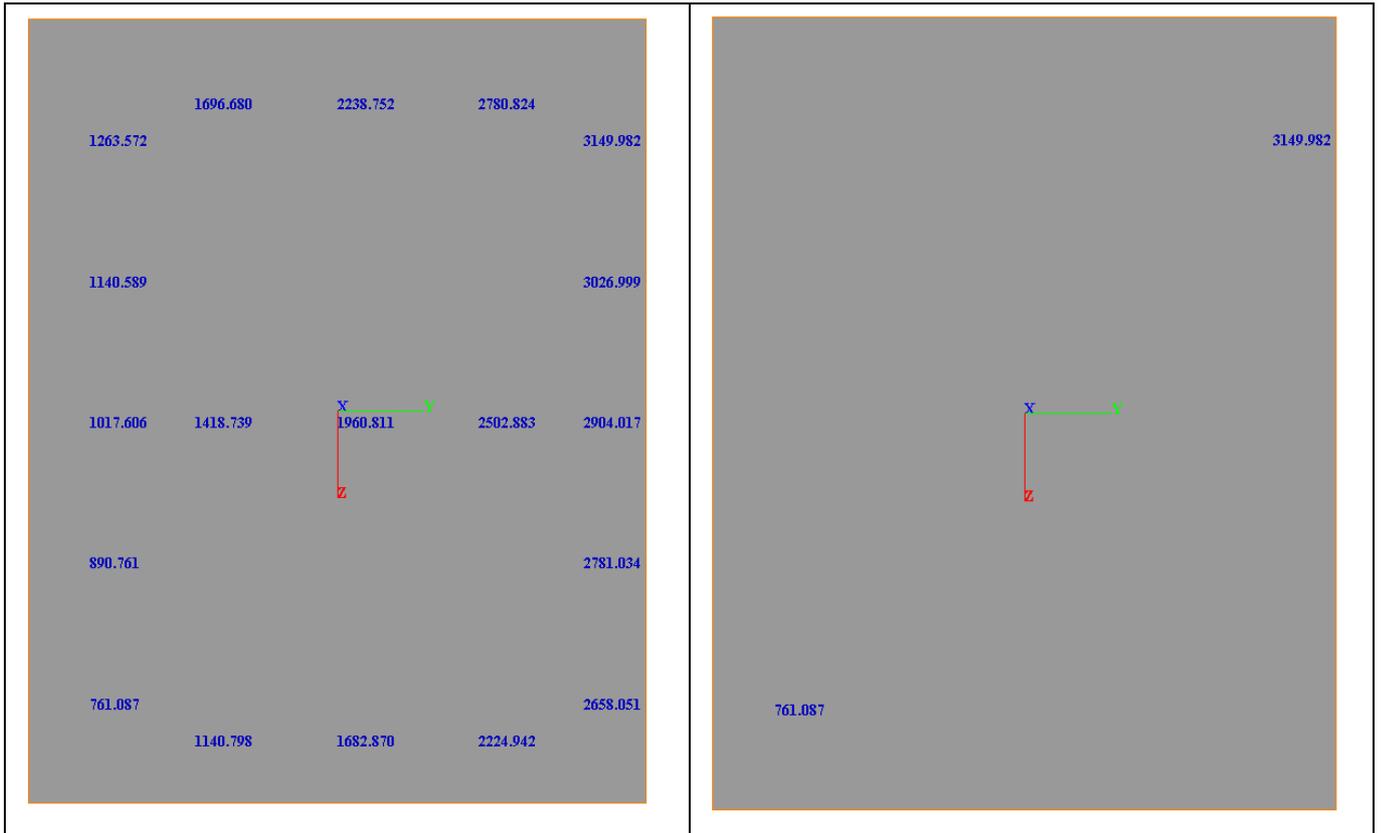


Momento flettente, in direzione y

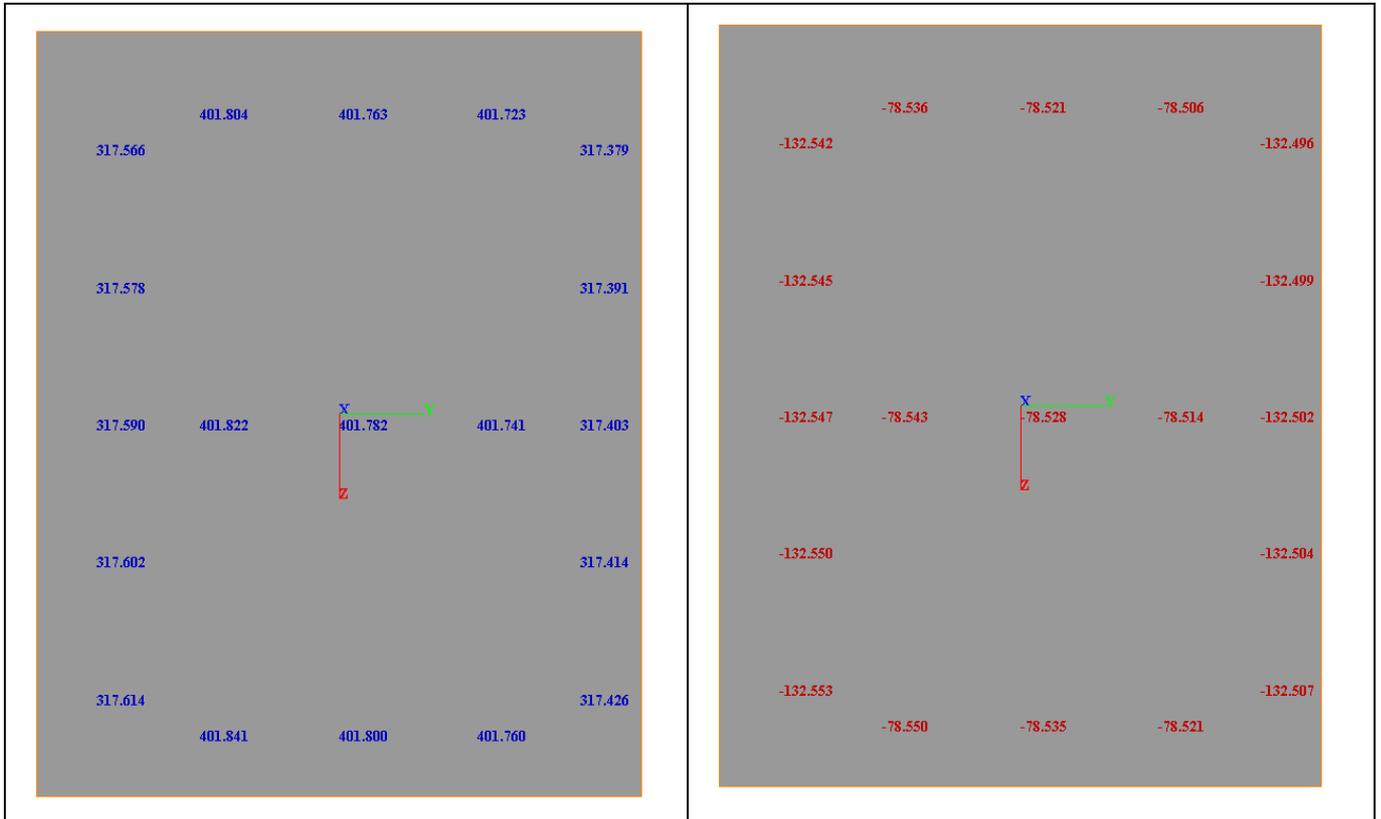


COMBINAZIONE 5 SLU SISMICA

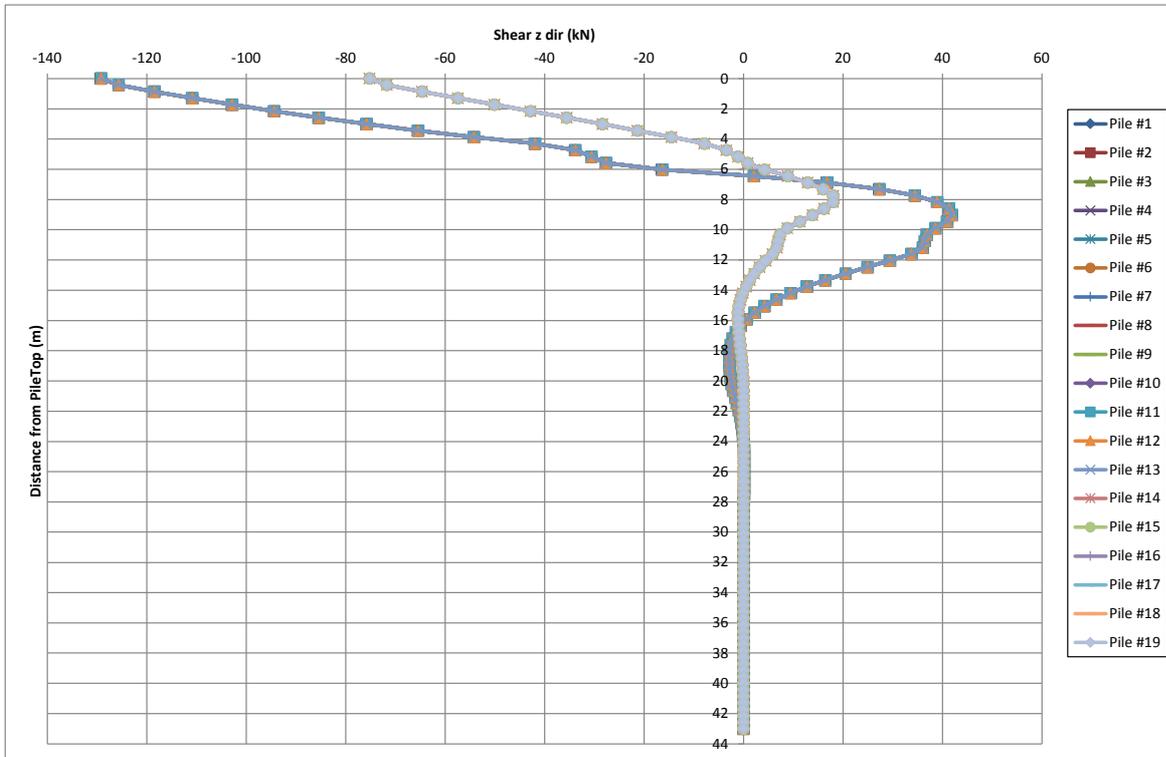
Azione assiale massima a testa pannello (kN) (tutte e poi solo max e min)



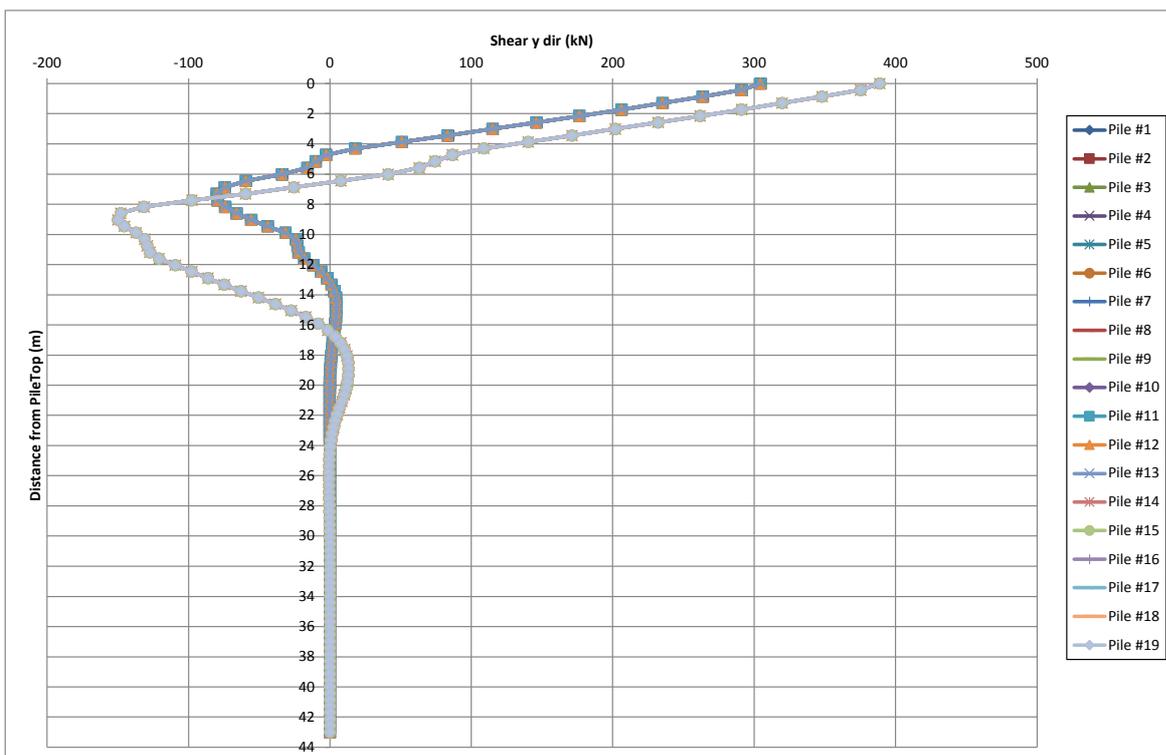
Azione di taglio in corrispondenza del plinto (kN) (rispettivamente T_y ed T_z)



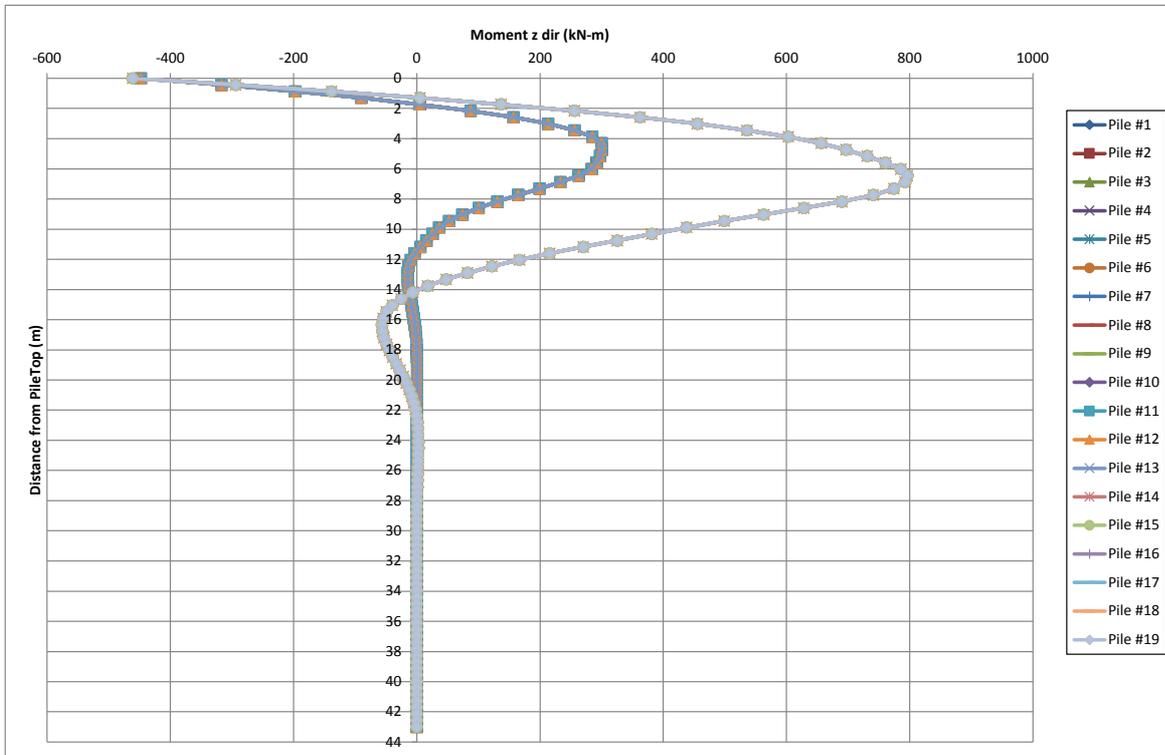
Azione di taglio in direzione z



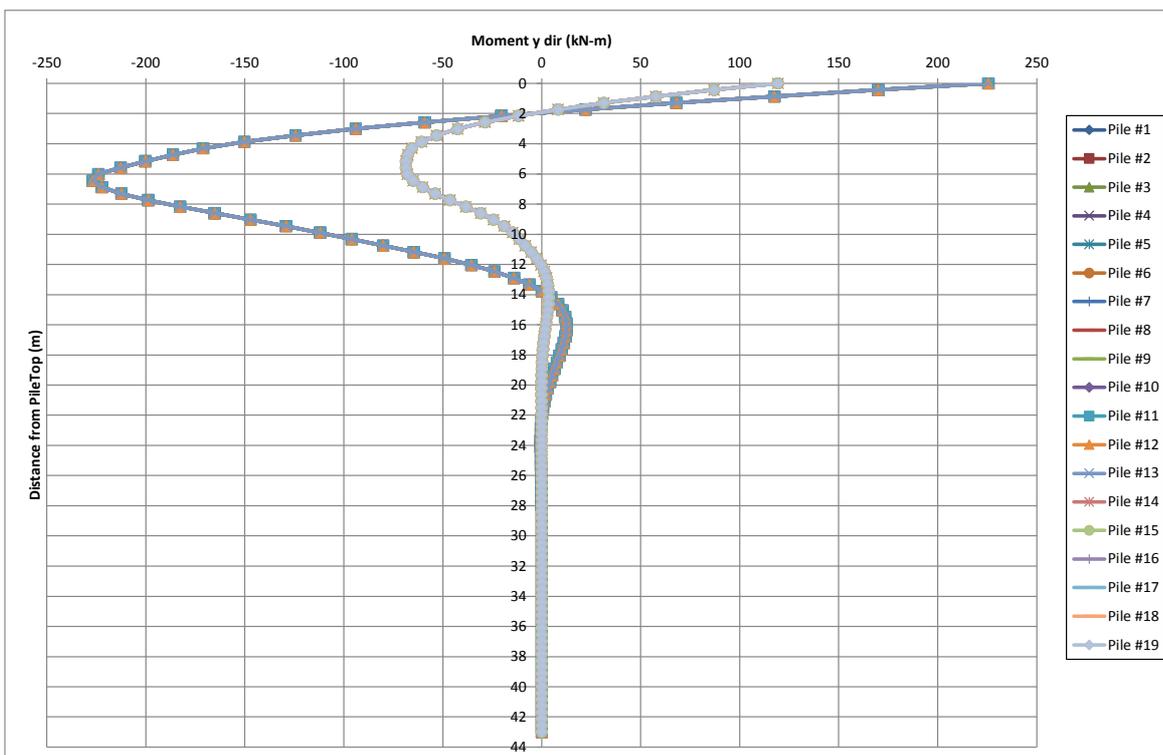
Azione di taglio in direzione y



Momento flettente, in direzione z

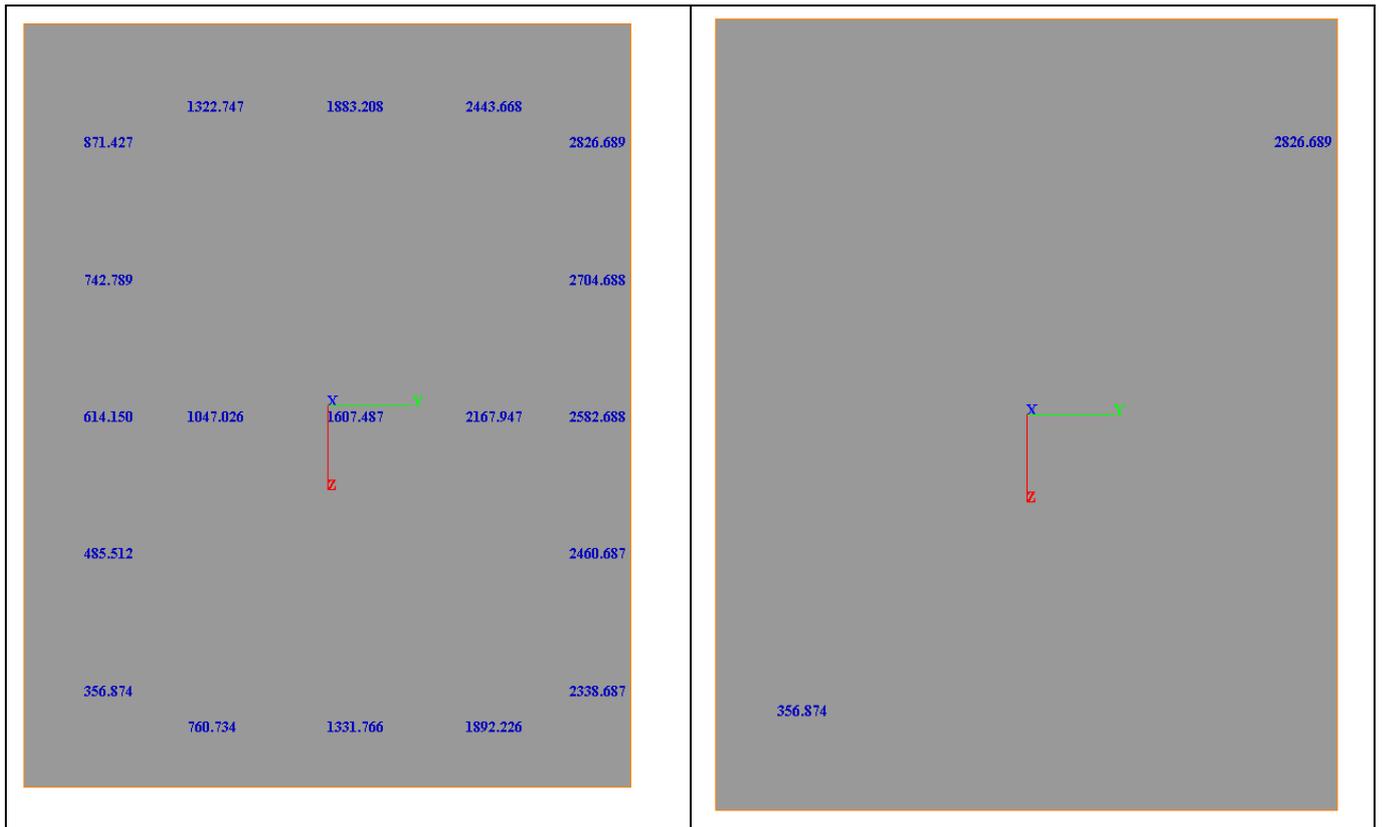


Momento flettente, in direzione y

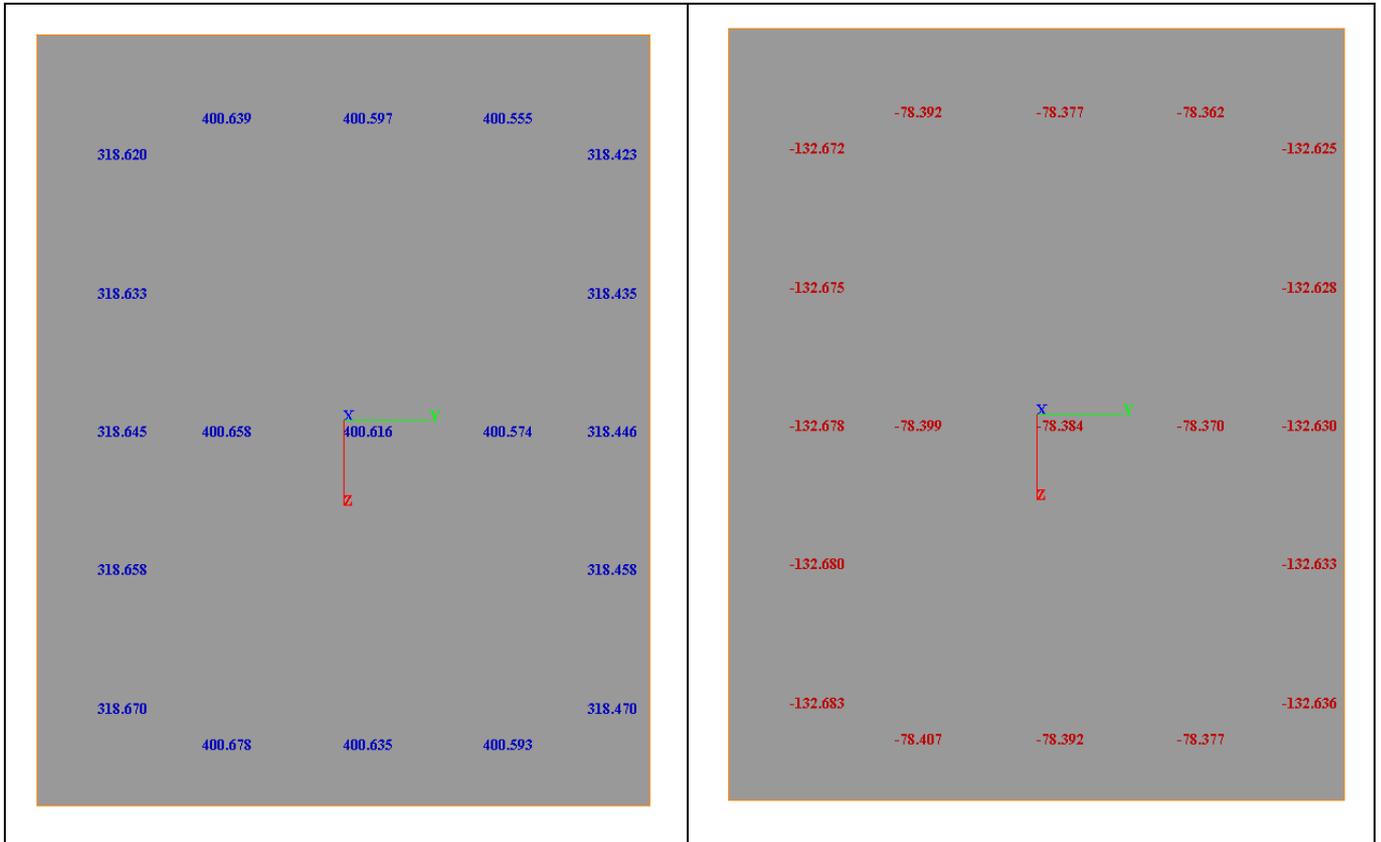


COMBINAZIONE 6 SLU SISMICA

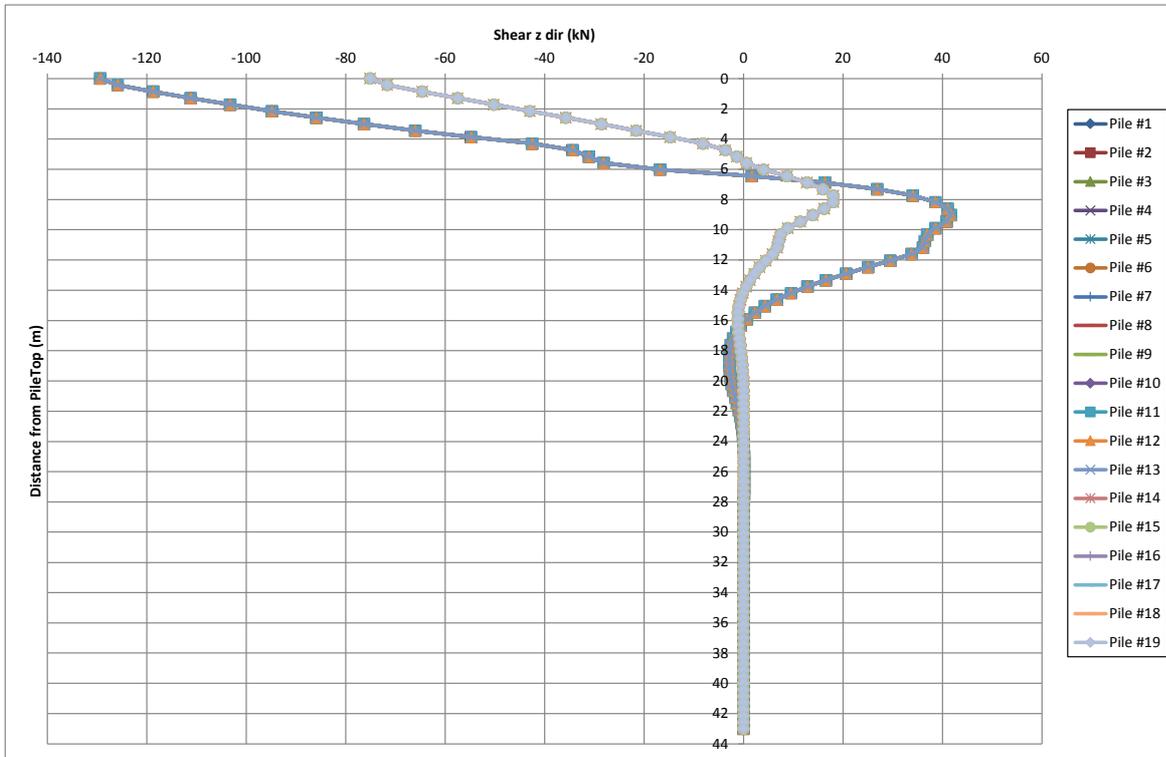
Azione assiale massima a testa pannello (kN) (tutte e poi solo max e min)



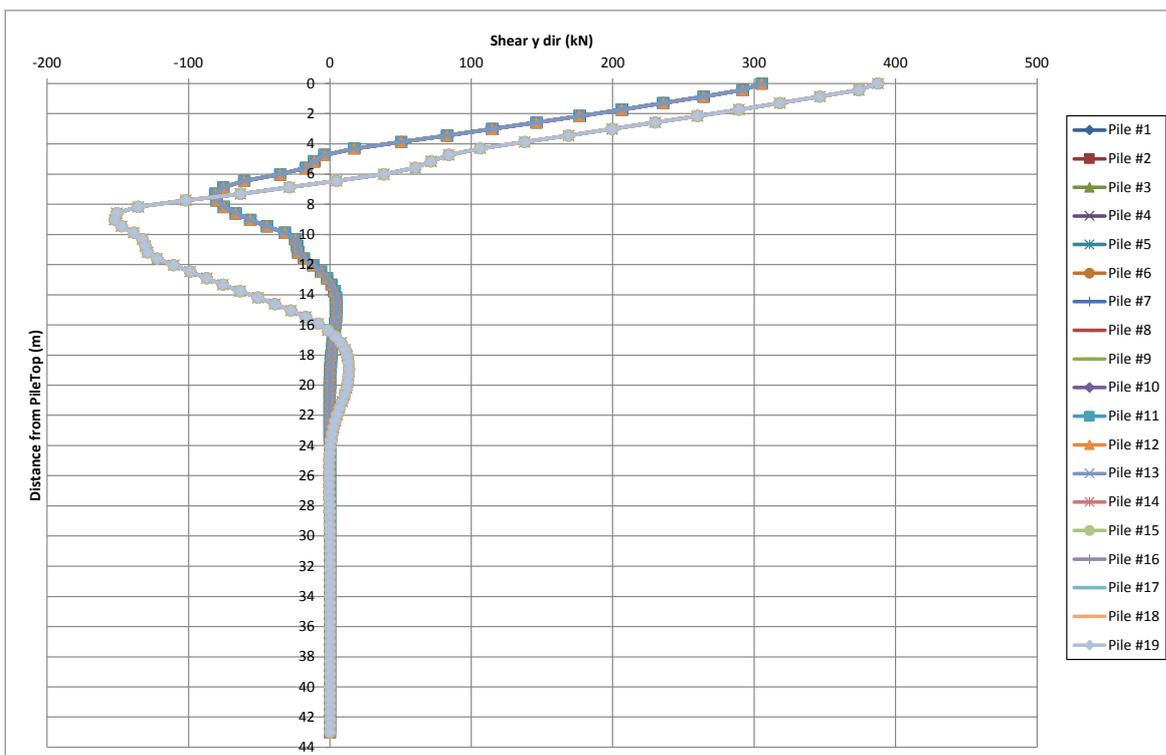
Azione di taglio in corrispondenza del plinto (kN) (rispettivamente Ty ed Tz)



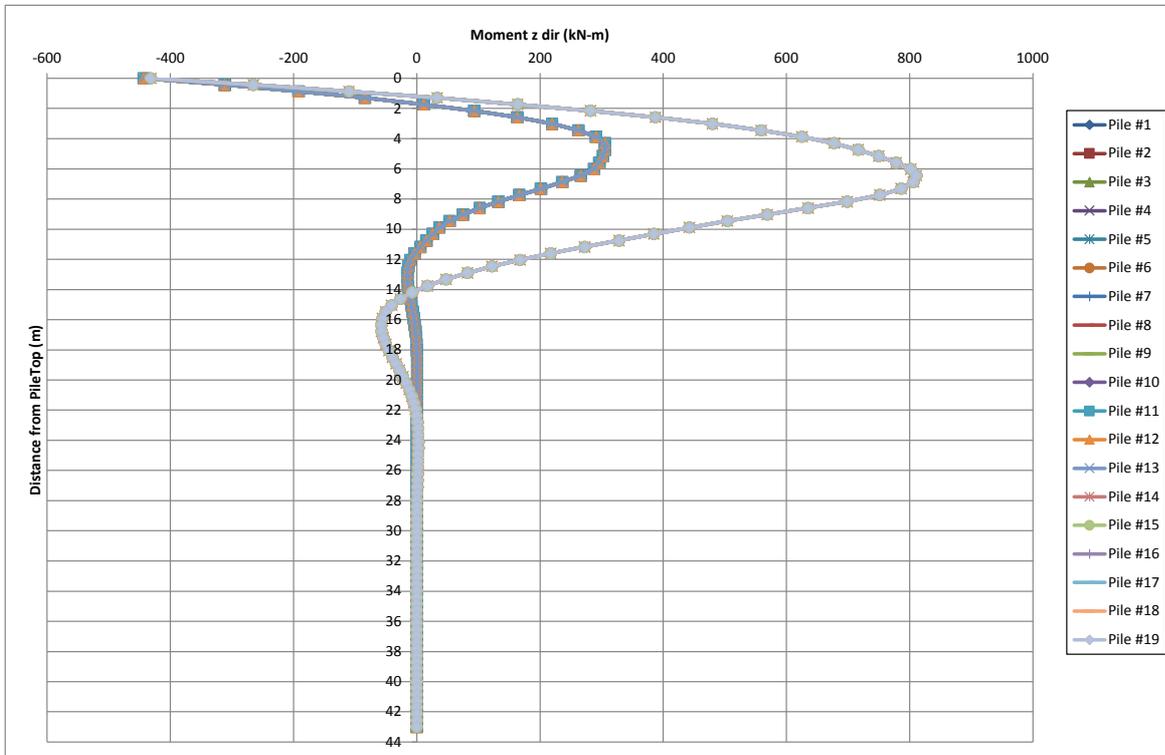
Azione di taglio in direzione z



Azione di taglio in direzione y



Momento flettente, in direzione z



Momento flettente, in direzione y

