



# Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



## GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

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

### PROGETTO DEFINITIVO

### ASSE STRADALE PRINCIPALE VIADOTTI

VIADOTTO MONSERRATO - km 5+960

Relazione Geotecnica

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

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.



Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE  
FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Antonio De Girolamo

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
1.1	Inquadramento generale dell'intervento .....	4
1.2	Oggetto specifico della relazione: verifiche geotecniche delle fondazioni .....	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	6
2.1	Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida .....	6
2.2	Elaborati .....	6
2.3	Relazioni .....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	7
3.1	Conglomerato cementizio .....	7
3.1.1	Fondazioni (Platee Spalle, Plinti Pile).....	7
3.1.2	Pali .....	7
3.2	Acciaio per barre di armatura .....	7
3.3	Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato .....	8
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI .....	9
5	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	12
6	ANALISI DEI CARICHI .....	13
7	CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI.....	14
7.1	CAPACITA' PORTANTE LIMITE VERTICALE DEL PALO SINGOLO .....	14
7.1.1	Portanza laterale .....	14
7.1.2	Portanza di base - terreni in roccia.....	14
7.2	CAPACITA' PORTANTE LIMITE ORIZZONTALE DEL PALO SINGOLO .....	15
7.3	CAPACITA' PORTANTE LIMITE GRUPPO DI PALI .....	16
7.3.1	Capacità portante verticale gruppo di pali .....	16
7.3.2	Capacità portante orizzontale gruppo di pali .....	16
7.4	ANALISI DELL'INTERAZIONE PALO TERRENO .....	16
7.4.1	Comportamento del palo singolo rispetto a carichi verticali.....	17
7.4.2	Comportamento del palo s e trasversali Singolo rispetto a carichi orizzontali .....	19
7.4.3	Shadowing effetto.....	22
7.4.4	Cedimento del gruppo di pali per carichi verticali .....	22

8	CRITERIO DI VERIFICA PALI .....	24
8.1	STATI LIMITE PER PALI DI FONDAZIONE.....	24
8.1.1	Stati limite ultimi .....	24
8.1.2	Stati limite di esercizio.....	26
9	VERIFICHE .....	27
9.1	Interazione palo terreno.....	27
9.1.1	PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11.....	27
9.1.2	Sintesi dei risultati .....	29
9.1.3	PILA P5, P6 e P7 .....	34
9.1.4	Sintesi dei risultati .....	36
9.1.5	SP1 e SP2.....	41
9.1.6	Sintesi dei risultati .....	43
9.2	Verifica di capacità portante per carichi verticali.....	48
9.2.1	PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11.....	48
9.2.2	PILA P5, P6, P7 .....	49
9.2.3	SPALLE SP1 E SP2.....	50
9.3	Verifica di capacità portante per carichi orizzontali.....	51
9.3.1	PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11.....	51
9.3.2	PILA P5, P6, P7 .....	52
9.3.3	SPALLE SP1, SP2 .....	53
9.4	Verifica di capacità portante orizzontale del gruppo di pali.....	54
9.5	Cedimento gruppo di pali per carichi verticali .....	55
9.5.1	PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11.....	55
9.5.2	PILA P5, P6, P7 .....	55
9.5.3	SPALLE SP1 E SP2.....	55
9.6	Verifiche strutturali dei pali.....	56
9.6.1	PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11.....	56
9.6.2	PILA P5, P6, P7 – parte superiore .....	59
9.6.3	PILA P5, P6, P7 – parte inferiore .....	61
9.6.4	SPALLE SP1 E SP2 – parte superiore.....	64
9.6.5	SPALLE SP1 E SP2 – parte inferiore.....	66



# 1 PREMESSA

## 1.1 Inquadramento generale dell'intervento

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

L'immagine riportata di seguito fornisce un inquadramento geografico dell'intervento con particolare riferimento all'oggetto specifico della relazione, il "Viadotto Monserrato", un'opera che verrà realizzata nell'ambito del Lotto 1, tra le progressive 5+760.20 e 6+176.20, sullo svincolo di omonima denominazione, tra l'asse principale della SS 554 e la direttrice costituita dalla SS.387 e Via Giulio Cesare, all'interno del Comune di Monserrato.

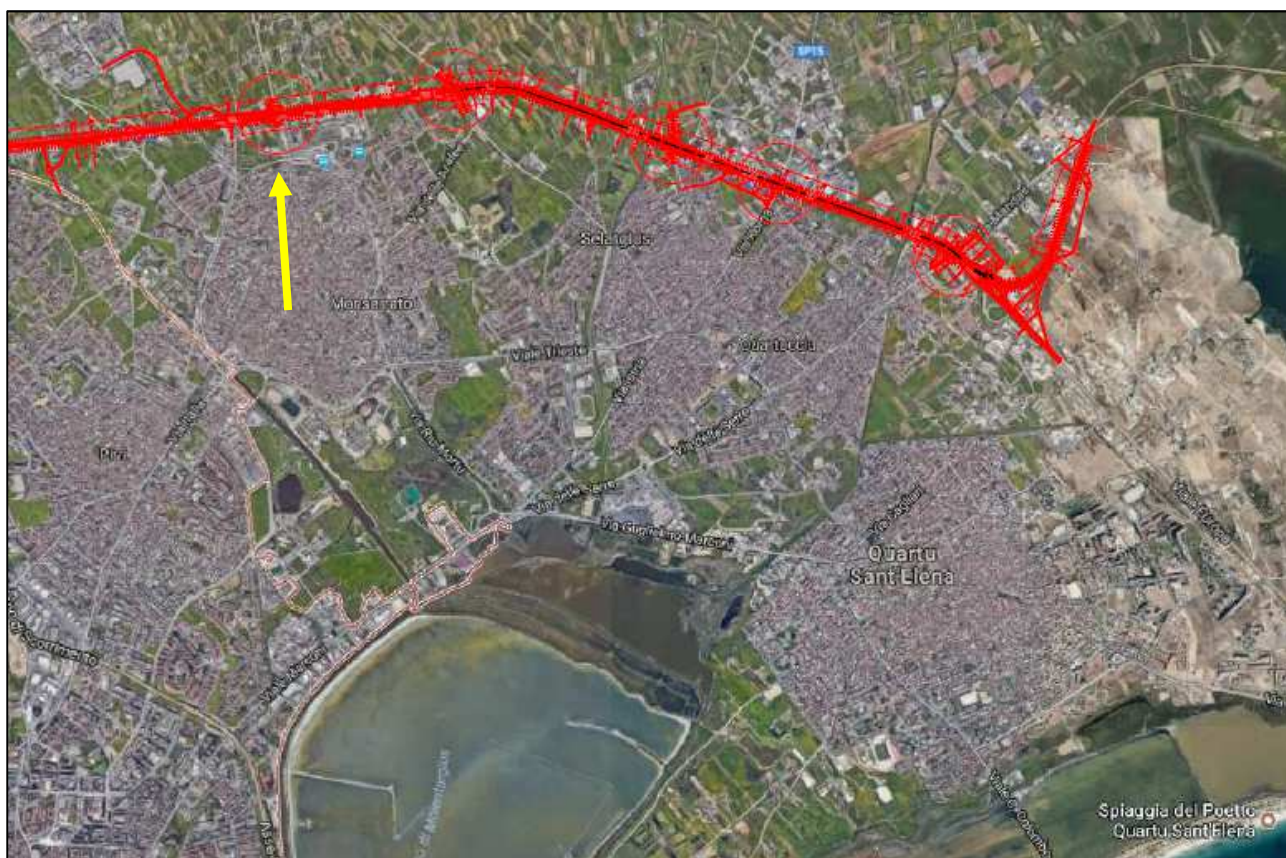


Figura 1 – Vista aerea dell'area oggetto di intervento

## 1.2 Oggetto specifico della relazione: verifiche geotecniche delle fondazioni

Le verifiche geotecniche delle fondazioni del "Viadotto Monserrato" costituiscono l'oggetto della presente relazione.

L'opera è costituita da una struttura a due impalcati separati (uno per ciascuna delle due carreggiate separate), appoggiate su sottostrutture a blocco unico, sia per quanto riguarda le spalle, che per quanto riguarda le pile.

Il documento si pone l'obiettivo di descrivere nel dettaglio i criteri progettuali adottati e le verifiche svolte ai fini del dimensionamento geotecnico delle fondazioni. Per le verifiche strutturali delle spalle e delle pile si rimanda invece alla relazione specifica DPCA06-D-1501-T00-VI-01-STR-RE-02.

Di seguito si riportano un profilo longitudinale dell'opera.

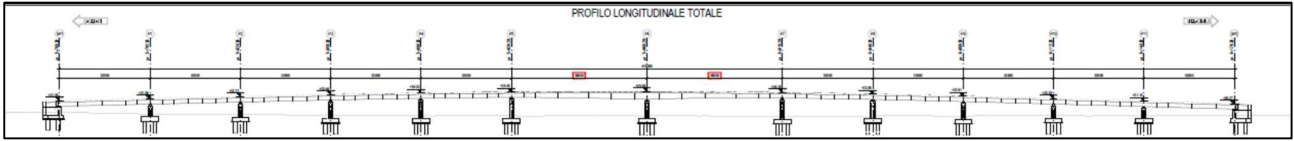


Figura 2 – Profilo del viadotto

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

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

Le sotto-strutture sono costituite da 2 spalle SP1 ed SP2, e da 11 pile P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11. Per le due spalle sono previsti n°10 pali di fondazione  $\phi$ . 1200 m, di lunghezza pari 12 m e 21 m rispettivamente per SP1 ed SP2. Ciascuna pila sarà invece dotata di n°8 pali di fondazione  $\phi$ . 1200 m, di lunghezza da 16 m a 18 m.

Di seguito si riportano alcune immagini delle pile e delle spalle.

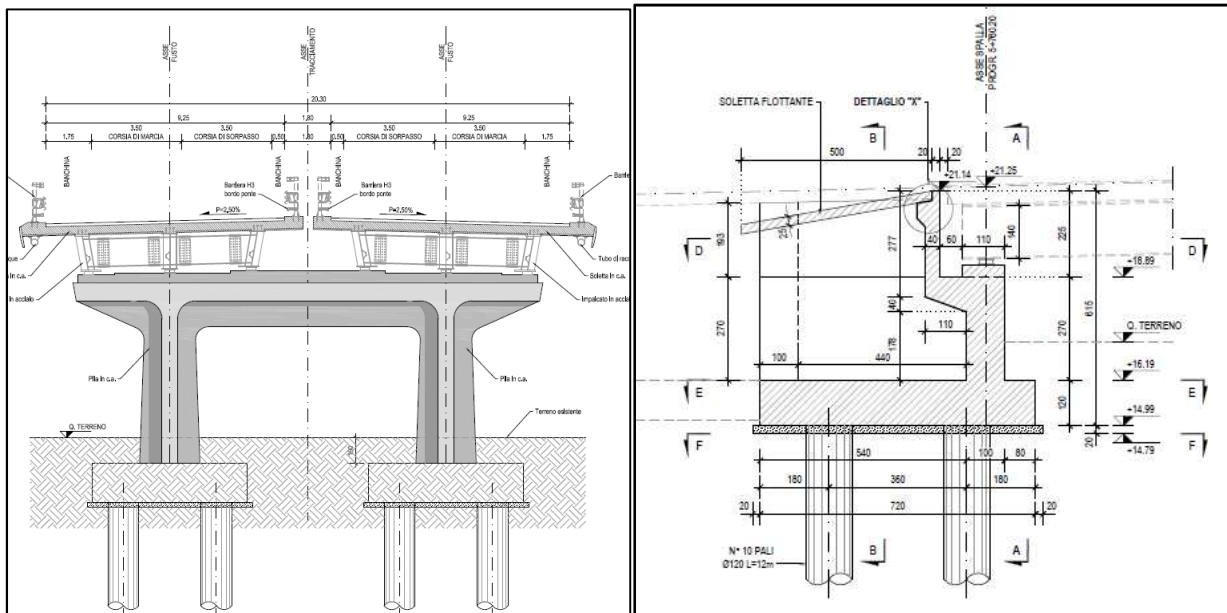


Figura 3 – Vista frontale della pila tipo e sezione longitudinale della spalla SP1

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida

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

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

[1] D.M. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";

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

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

[3] EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".

[4] EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali".

[5] EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".

[6] EN 1998-5: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

[7] UNI EN 206-1 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità";

[8] UNI EN 11104: 03.2004 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

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

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

### 2.2 Elaborati

Tutti gli elaborati grafici di progetto definitivo.

## 2.3 Relazioni

[9] DPCA06-D-1501-T00-GE-01-GET-RE-01-A - Relazione geotecnica generale

## 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

### 3.1 Conglomerato cementizio

#### 3.1.1 Fondazioni (Platee Spalle, Plinti Pile)

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

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

#### 3.1.2 Pali

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

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

### 3.2 Acciaio per barre di armatura

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

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



### 3.3 Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato

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

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

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

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

Tabella 1 – Dimensionamento del copriferro

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

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

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

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

Tabella 3 – Copriferri minimi in mm (tab.C4.1.IV NTC 2008)

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

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

## 4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

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

- Relazione geotecnica generale

In corrispondenza di questo tratto sono stati effettuati i sondaggi S4, S5, S6, S7, S8, S9, S10, S11 e il pozzetto esplorativo Pz3 (2015) e il pozzetto esplorativo Pzi1 (2016).

La Spalla ovest (Pk 5+760.20) risulterà impostata al contatto fra le sabbie limoso-argillose da poco a mediamente addensate e le marne sottostanti (GST).

Le Pile 1 e 2 (Pk 5+792.20 e Pk 5+824.20), data la scomparsa relativa delle sovrastanti sabbie limoso-argillose, si ritroveranno imposte totalmente nelle Marne di Gesturi.

Le restanti pile (settore centrale del viadotto) e la spalla Est esclusivamente nei sovrastanti depositi alluvionali terrazzati costituiti da sabbie debolmente limose, limi sabbiosi debolmente argillosi e sabbie limose con ghiaia a clasti poligenici arrotondati.

In questa tratta è prevista anche la realizzazione dello svincolo di Monserrato.

Il log del sondaggio S7 evidenzia una falda a circa 8 m di profondità dal p.c..

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

	Unità geotecnica	da [m]	a [m]
Spalla Ovest	S	0,00	2,20
	GST - alt	2,20	5,00
	GST	5,00	-
Pila1	S	0,00	1,50
	GST - alt	1,50	3,00
	GST	3,00	-
Pila2	S	0,00	2,00
	GST - alt	2,00	5,50
	GST	5,50	-
Pila3	S	0,00	2,00
	LA	2,00	7,00
	GST - alt	7,00	8,50
	GST	8,50	-
Pila4	S	0,00	2,00
	LA	2,00	7,00
	GST - alt	7,00	8,50
	GST	8,50	-
Pila5	S	0,00	4,00
	LA	4,00	8,50
	GST - alt	8,50	11,00
	GST	11,00	-

Pila6	LA	0,00	9,60
	GST - alt	9,60	14,00
	GST	14,00	-
Pila7	LA	0,00	10,50
	GST - alt	10,50	14,00
	GST	14,00	-
Pila8	LA	0,00	11,00
	GST - alt	11,00	14,50
	GST	14,50	-
Pila9	LA	0,00	12,00
	GST - alt	12,00	15,00
	GST	15,00	-
Pila10	LA	0,00	12,50
	GST - alt	12,50	15,50
	GST	15,50	-
Pila11	LA	0,00	13,00
	GST - alt	13,00	15,50
	GST	15,50	-
Spalla est	LA	0,00	13,00
	GST - alt	13,00	15,50
	GST	15,50	-

Tabella 4: viadotto Monserrato. Stratigrafia spalle e pile

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

UNITA' LA	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19 ± 1
cu (kPa)	124 ± 40
$\varphi$ (°)	23,5 ± 7
c' (kPa)	30 ± 18
G <sub>o</sub> (MPa)	81 ± 21
E <sub>o</sub> (MPa)	170 ± 55
Coefficiente di permeabilità k (m/sec)	1×10 <sup>-9</sup> > k

UNITA' G	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
$\varphi$ (°)	39 ± 1
c' (kPa)	0
E <sub>o</sub> (MPa)	490 ± 14
E'(MPa) Opere di sostegno	90
E'(MPa) Cedimenti	50
k (m/sec)	1·10 <sup>-4</sup> > k > 1·10 <sup>-5</sup>

UNITA' S	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18
$\varphi$ (°)	35 ± 2
c' (kPa)	0
E <sub>o</sub> (MPa)	300± 19
E'(MPa) - Opere di sostegno	60
E'(MPa) - Cedimenti	30
k (m/sec)	1·10 <sup>-5</sup> > k > 1·10 <sup>-6</sup>

UNITA' GST	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
$\sigma_c$ (MPa)	14÷70
RQD (%)	20÷90
$\varphi$ (°)	35
c' (kPa)	490
E <sub>m</sub> (MPa)	1750
k (m/sec)	k > 1·10 <sup>-9</sup>

UNITA' GSTalt	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
$\varphi$ (°)	29
c' (kPa)	340
c <sub>u</sub> (kPa) (*)	270
E <sub>rm</sub> (MPa)	650
Coefficiente di permeabilità k (m/sec)	1·10 <sup>-9</sup> > k
(*) componente relativa alla porzione argillosa dell'ammasso	

Tabella 5: viadotto Monserrato. Parametri di calcolo delle unità geotecniche

## 5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

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

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

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

L'armatura dei pali è costituita da una gabbia di armatura formata da correnti  $\phi 24 \div \phi 30$  mm e da staffe spiriodali  $\phi 10 \div 12$  mm in acciaio B450C e giuntate a 12 m.

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

Per i particolari esecutivi si rimanda alle tavole grafiche dettagliate.

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

VIADOTTO MONSERRATO			
	n°PALI	L pali (m)	Sviluppo Pali 2016
SP1	10	12	120
P1	8	16	128
P2	8	16	128
P3	8	16	128
P4	8	16	128
P5	8	18	144
P6	8	18	144
P7	8	18	144
P8	8	16	128
P9	8	16	128
P10	8	16	128
P11	8	16	128
SP2	10	21	210

Tabella 6: viadotto Monserrato. Tabella riepilogo lunghezza pali

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi prevalenti per le spalle.

Condizione	Carico normale kg	Taglio Tx kg	Taglio Ty kg	Momento Mx kgm	Momento My kgm
SLU-STR (c. 1)	3.993.235	629.031	29.695	240.850	4.971.027
SLE-RARA (c. 6)	2.539.655	427.619	0	20.931	2.339.831
SLV (c. 13)	2.375.495	1.115.455	103.480	588.980	6.351.037

Tabella 7: viadotto Monserrato. Carichi prevalenti per le spalle

Di seguito si riportano i carichi prevalenti per le pile.

### PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11

Condizione	Carico normale Kg	Taglio Tx kg	Momento My kgm
SLU-STR	1.667.260	34.335	81.014
SLE-RARA	1.215.381	27.407	72.661
SLV	1.099.976	228.660	1.128.379

### PILA P5 e P7

Condizione	Carico normale Kg	Taglio Tx kg	Momento My kgm
SLU-STR	1.939.846	46.192	128.063
SLE-RARA	1.416.219	36.786	110.523
SLV	1.270.111	275.263	1.420.386

### PILA P6

Condizione	Carico normale Kg	Taglio Tx kg	Momento My kgm
SLU-STR	2.269.675	58.738	152.624
SLE-RARA	1.659.864	46.568	131.325
SLV	1.493.409	328.374	1.645.454

Tabella 8: viadotto Monserrato. Carichi prevalenti per le pile

## 7 CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

### 7.1 CAPACITA' PORTANTE LIMITE VERTICALE DEL PALO SINGOLO

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

$$R_t = R_s + R_b$$

dove:

$R_s$  = resistenza limite laterale;

$R_b$  = resistenza limite di base

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

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

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

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

n = numero totali di strati;

$A_b$  = area base palo;

$q_b$  = portanza limite di base.

#### 7.1.1 Portanza laterale

##### 7.1.1.1 Strati argillosi

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

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

con;

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

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

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

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

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

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

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

##### 7.1.1.2 Strati sabbiosi e ghiaiosi

Ci si riferisce alle unità S e unità G.

$$q_{s,j} = k_{s,j} * \tan \phi_j * \sigma'_v \leq 170 \text{ con } k_{s,j} = 0.6$$

#### 7.1.2 Portanza di base - terreni in roccia

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

$$q_{ult} = c N_c s_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma$$

$$N_c = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

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

$$N_c = 5 \tan^4 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

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

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

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

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

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

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

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

$$RQD = 20\%$$

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

## 7.2 CAPACITA' PORTANTE LIMITE ORIZZONTALE DEL PALO SINGOLO

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

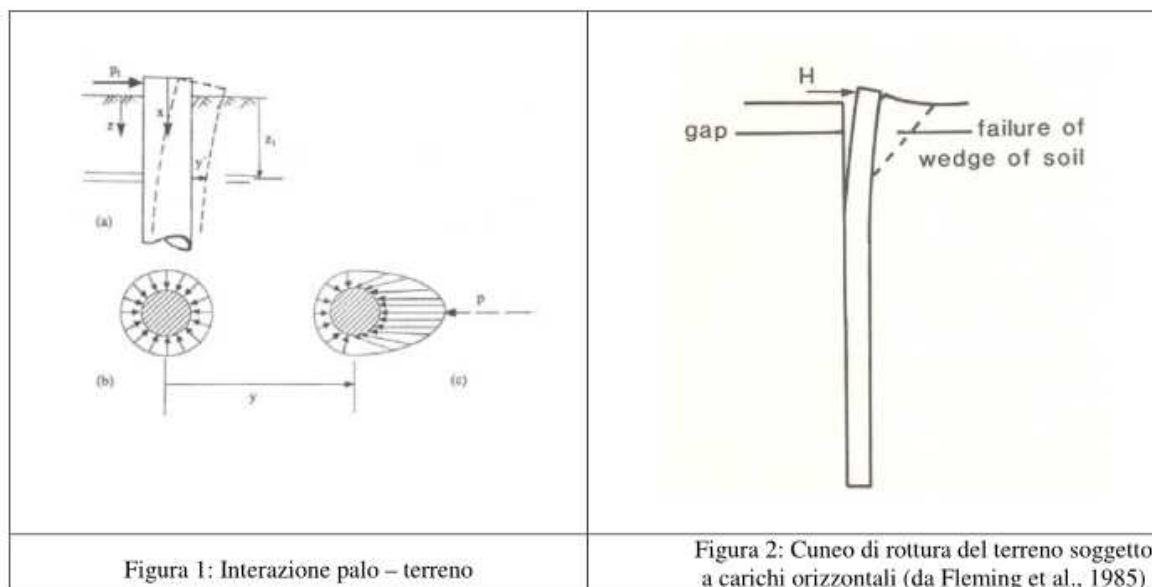


Figura 1: Interazione palo – terreno

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



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

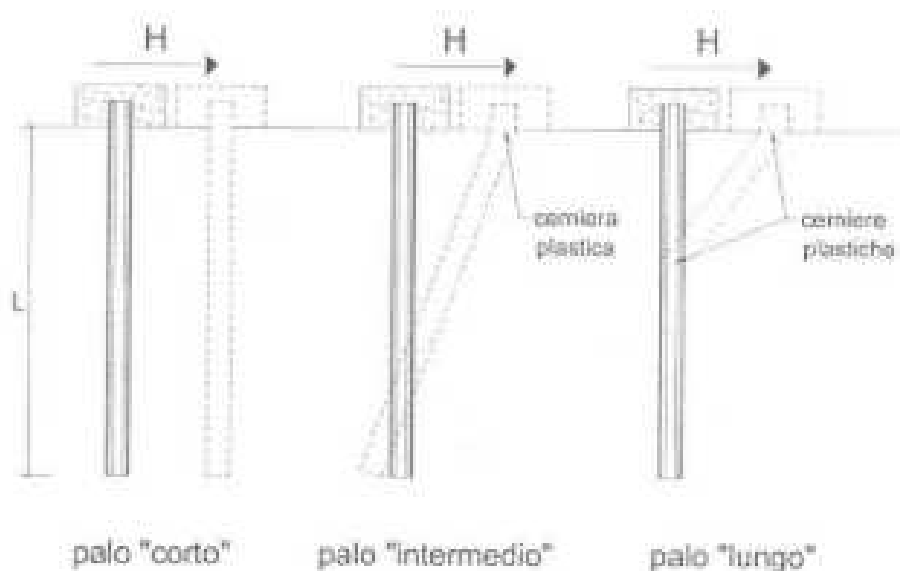


Figura 4: meccanismi di rottura

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

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

### 7.3 CAPACITA' PORTANTE LIMITE GRUPPO DI PALI

#### 7.3.1 Capacità portante verticale gruppo di pali

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

#### 7.3.2 Capacità portante orizzontale gruppo di pali

La portanza laterale del gruppo di pali viene determinata ricorrendo al concetto di efficienza del gruppo  $\eta$ :

$$R_{tr,gruppo} = R_{tr,palo} \cdot n_{pali} \cdot \eta$$

assumendo  $\eta = 0.85$

### 7.4 ANALISI DELL'INTERAZIONE PALO TERRENO

I pali vengono modellati secondo la teoria proposta da Matlock & Reese (1966) e modello del terreno alla Winkler.

l'analisi è condotta con l'ausilio del codice di calcolo GROUP, Ensoft Inc..

### 7.4.1 Comportamento del palo singolo rispetto a carichi verticali

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

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

essendo:

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

$A_p$  = area della sezione del palo;

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

$sv_z$  = spostamento assiale nella sezione di palo di coordinata  $z$ .

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

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

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

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

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

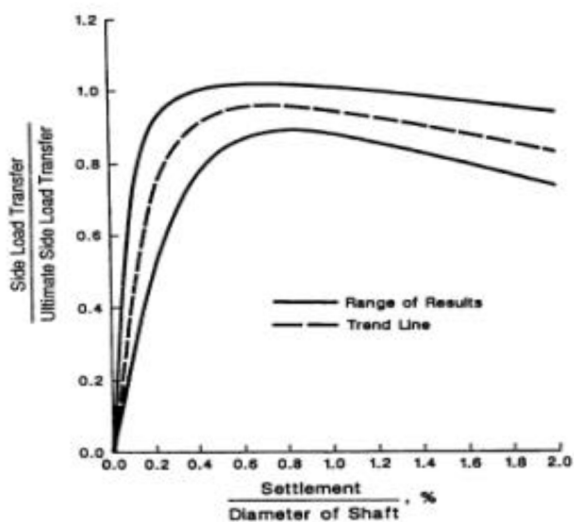


Figura 5: curva di trasferimento  $\tau$ -s in terreni coesivi

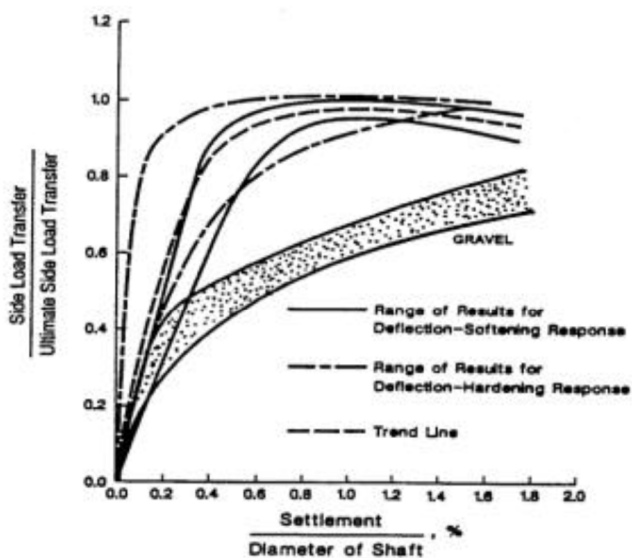


Figura 6: curva di trasferimento  $\tau$ -s in terreni non coesivi

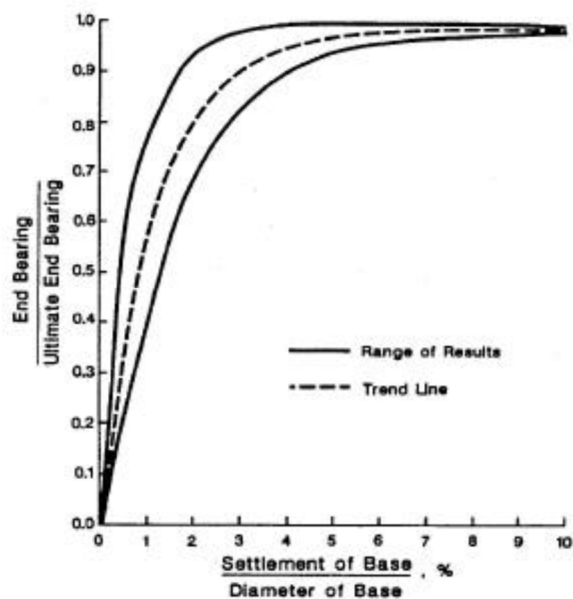


Figura 7: curva di trasferimento q-s in terreni coesivi

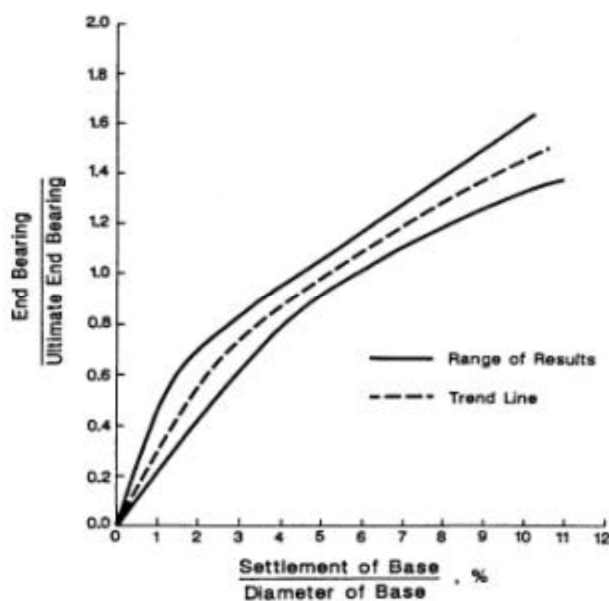


Figura 8: curva di trasferimento q-s in terreni non coesivi

#### 7.4.2 Comportamento del palo s e trasversali Singolo rispetto a carichi orizzontali

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

1. Il palo è schematizzato con un elemento cilindrico, suddiviso in conci, caratterizzato da un modulo elastico  $E_p$ ;

2. Il trasferimento degli sforzi dal palo al terreno avviene tramite molle (una per concio) caratterizzate da leggi non lineari. L'ordinata delle molle rappresenta la pressione normale esercitata tra palo e terreno ( $p$ ); le ascisse rappresentano lo spostamento locale orizzontale del concio generico ( $y$ ). Lo spostamento orizzontale del generico concio viene a dipendere dai carichi applicati alla testa del palo ( $H$ ,  $M$ ), dalla sua posizione lungo il palo, dal modulo elastico del palo e dalle curve di trasferimento ( $p$ - $y$ ) lungo il fusto;

3. La determinazione dell'andamento delle sollecitazioni di taglio e di momento e degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni del palo per assegnati carichi trasversali ( $H$ ,  $M$ ) applicati in testa viene effettuata risolvendo la seguente equazione differenziale:

essendo:

$E_p$  = modulo elastico del palo;

$I_p$  = momento d'inerzia del palo;

$E_s$  = modulo di reazione secante orizzontale del terreno;

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

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

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

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

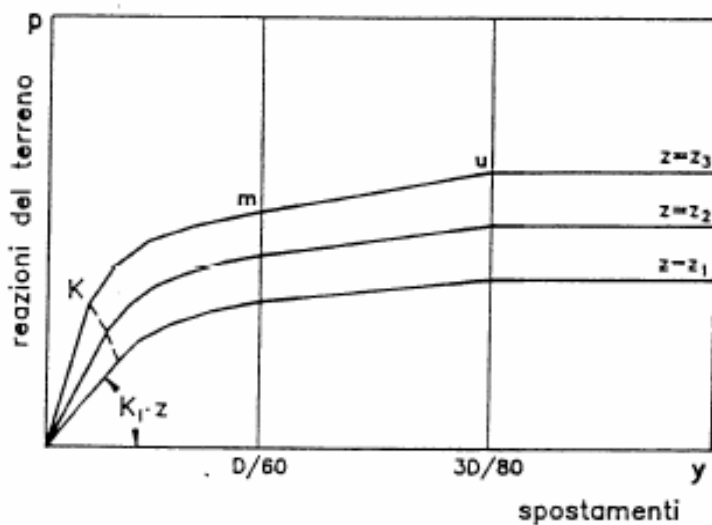


Figura 9: curve p-y in sabbie

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

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

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

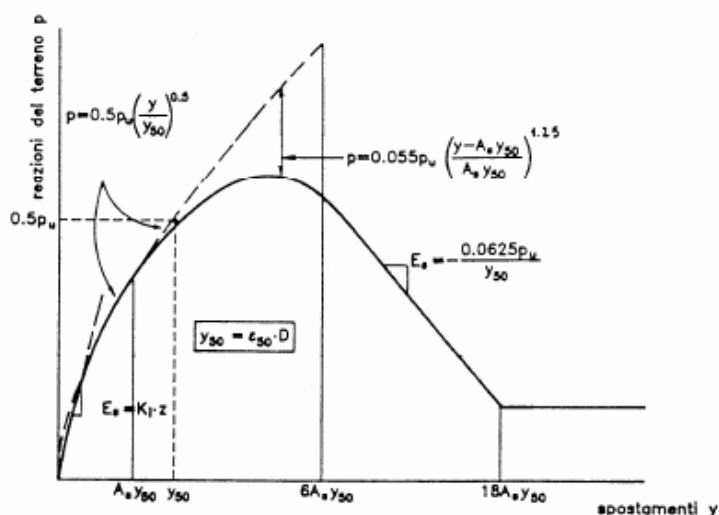


Figura 10: curve p-y in argille compatte

	Resistenza al taglio non drenata $c_u$ [kPa]		
	50÷100	100÷200	200÷400
$k_i$ (statico) [kN/m <sup>3</sup> ]	138000	2760001	552000
$k_i$ (ciclico) [kN/m <sup>3</sup> ]	55000	110000	220000

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

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

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

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

### 7.4.3 Shadowing effetto

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

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

Tali fattori vengono calcolati direttamente dal programma di calcolo GROUP:

### 7.4.4 Cedimento del gruppo di pali per carichi verticali

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

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

essendo:

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

dove:

n = numero di pali;

s = interasse pali;

L = lunghezza palo.

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

$$E_G = R_G n$$



## 8 CRITERIO DI VERIFICA PALI

### 8.1 STATI LIMITE PER PALI DI FONDAZIONE

#### 8.1.1 Stati limite ultimi

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

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

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

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

Approccio 1:

Combinazione 1: A1+M1+R1;

Combinazione 2: A2+M2+R2;

Approccio 2:

Combinazione 2: A1+M1+R3;

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.0

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

### 8.1.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

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

**Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

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

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

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

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

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

### 8.1.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

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

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

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

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

### 8.1.2 Stati limite di esercizio

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

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

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

## 9 VERIFICHE

### 9.1 Interazione palo terreno

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

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

Di conseguenza, la risposta di un palo verticale ad un carico orizzontale crescente, in termini di curva carichi – spostamenti, oppure in termini di carichi – momenti flettenti massimi, è di tipo non lineare. Con il software GROUP in funzione della natura e caratteristiche dei terreni è possibile rappresentare tramite le curve  $p$ - $y$  questo comportamento non lineare.

Il programma considera inoltre che il comportamento di un palo soggetto ad azioni orizzontali all'interno di un gruppo differisce da quello di un palo singolo ed isolato. In un gruppo di pali caricato da azioni orizzontali i fenomeni di interazione reciproca palo – terreno – palo determinano, complessivamente, una diminuzione della rigidità del sistema.

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

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

#### 9.1.1 PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11

I pali in corrispondenza delle pile in oggetto presentano lunghezza pari a 16m.

La verifica è condotta con riferimento alla pila avente stratigrafia peggiore: pila 11.

La figura sottostante riporta la sezione di calcolo.

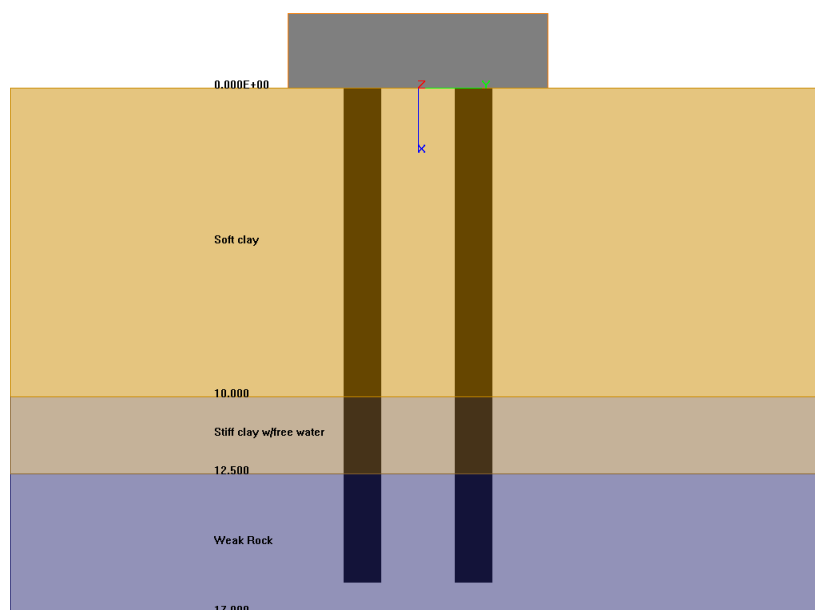


Figura 11: modello di calcolo

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

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m <sup>3</sup> )
1	Submerged Soft Clay	0	10	100000
2	Stiff Clay with Free Water	10	12.5	170000
3	Weak Rock	12.5	17	1750000

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m <sup>2</sup> )	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )	RQD(%)
1	0	120	0	0.01	0	0	0
2	10	120	0	0.01	48	0	0
3	10	270	0	0.005	108	0	0
4	12.5	270	0	0.005	108	0	0
5	12.5	490	35	0.004	108	12400	20
6	17	490	35	0.004	108	12400	20

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:  
 · The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves  
 · The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves  
 · Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Figura 12: parametri di calcolo

### 9.1.2 Sintesi dei risultati

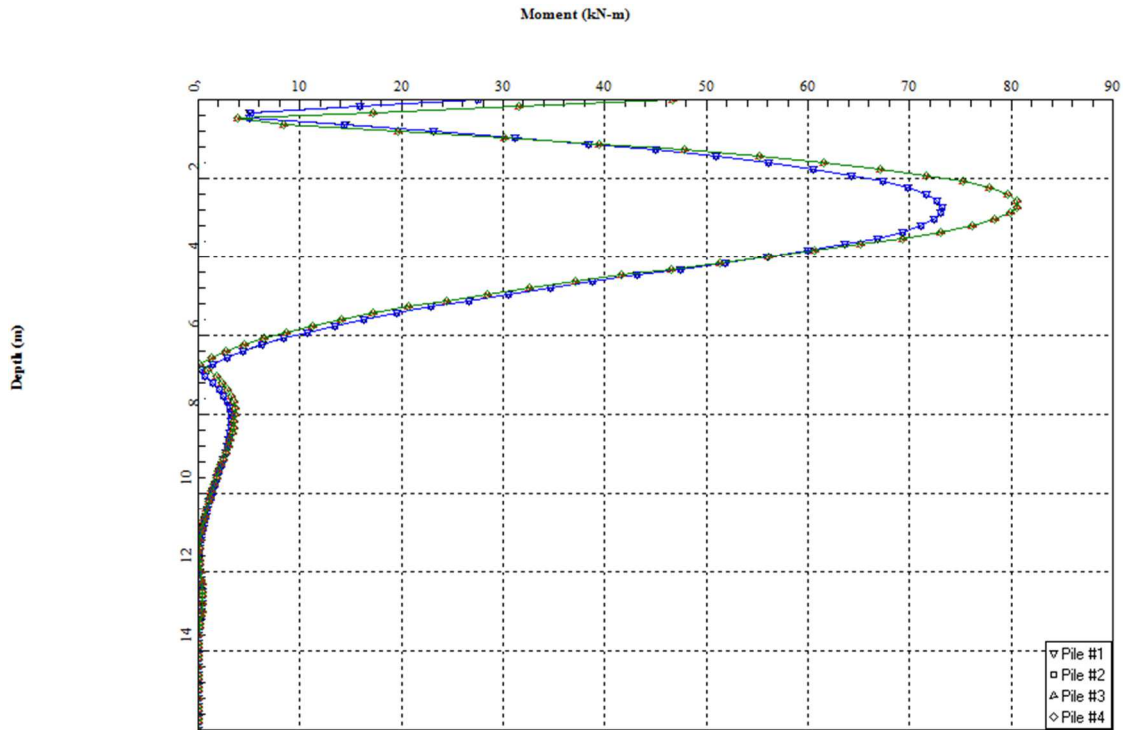


Figura 13: SLU M

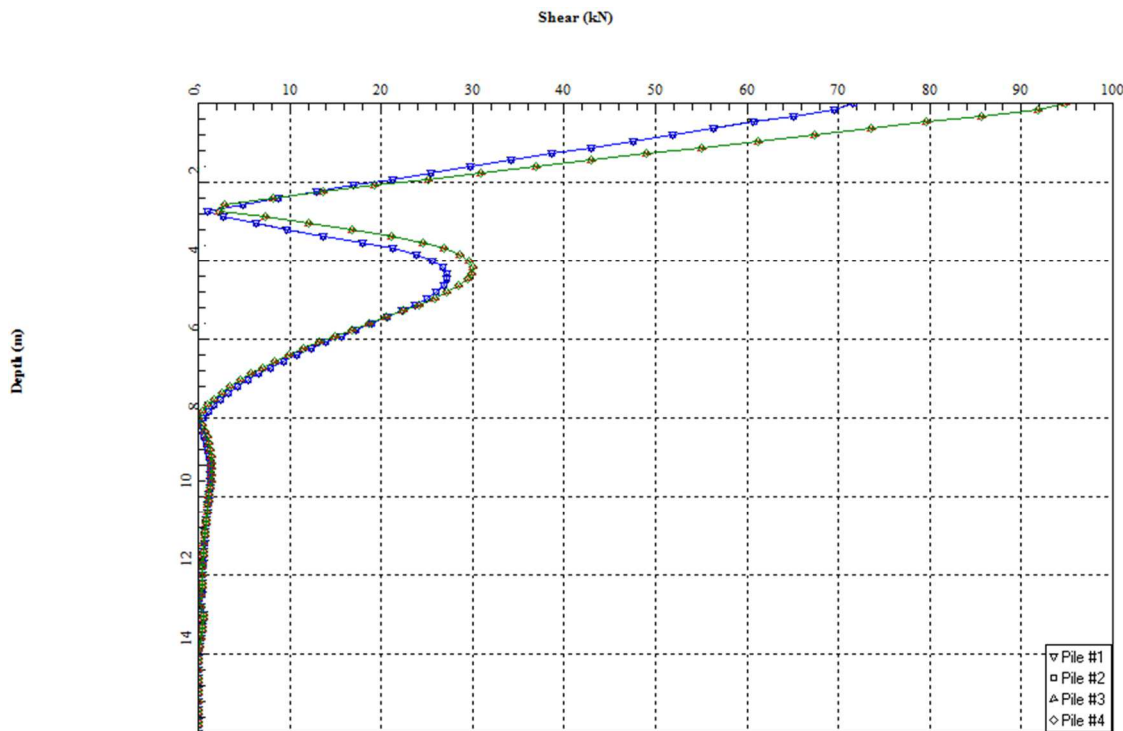


Figura 14: SLU T

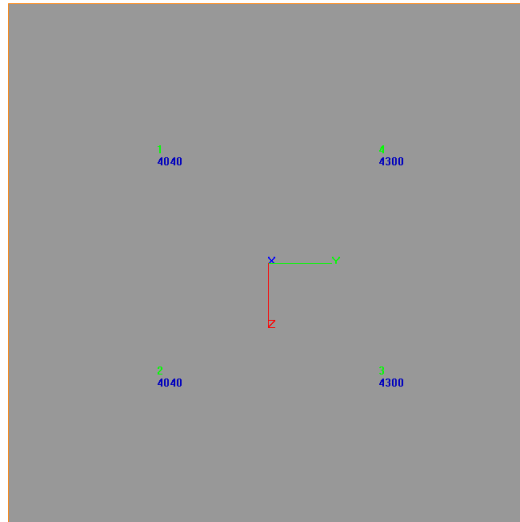


Figura 15: SLU N

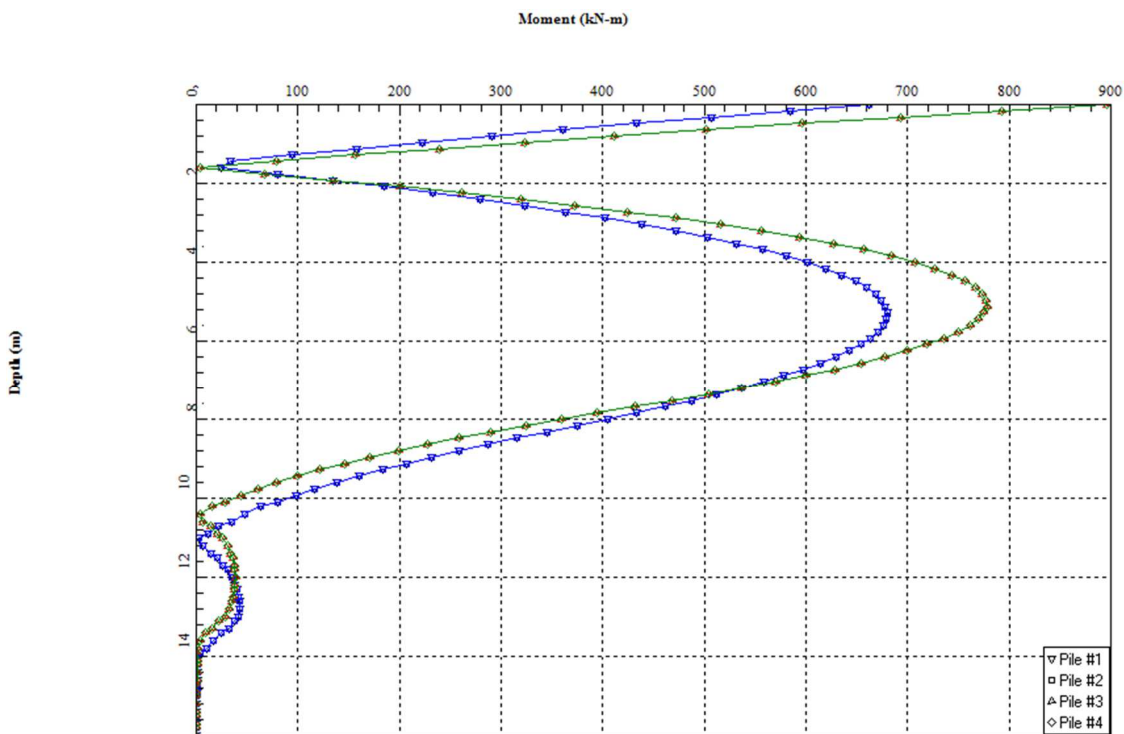


Figura 16: SLV M

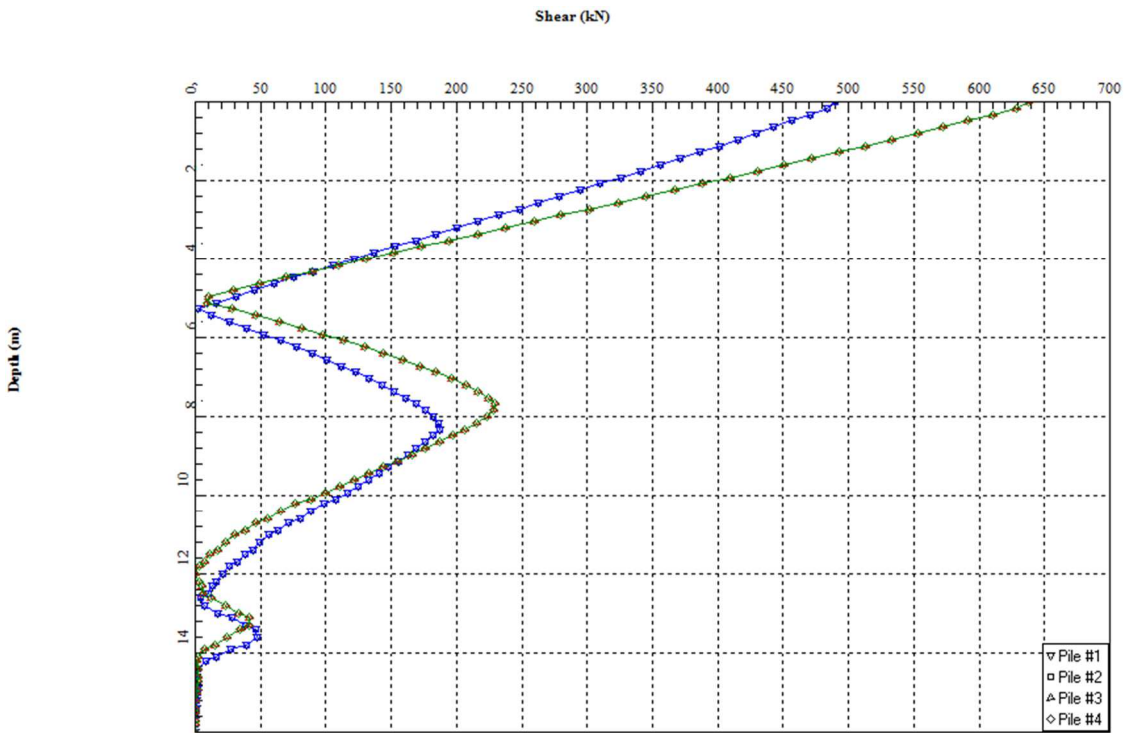


Figura 17: SLV T

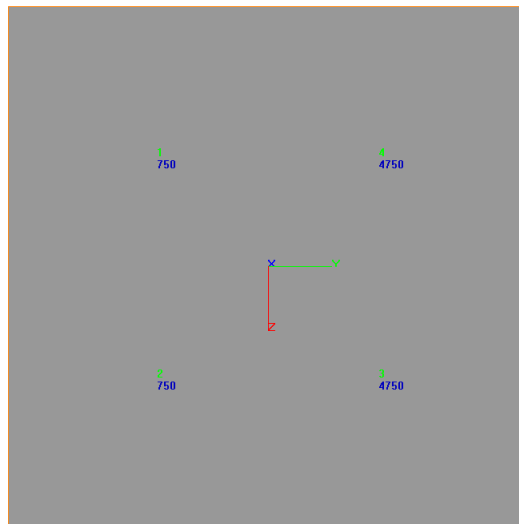


Figura 18: SLVN



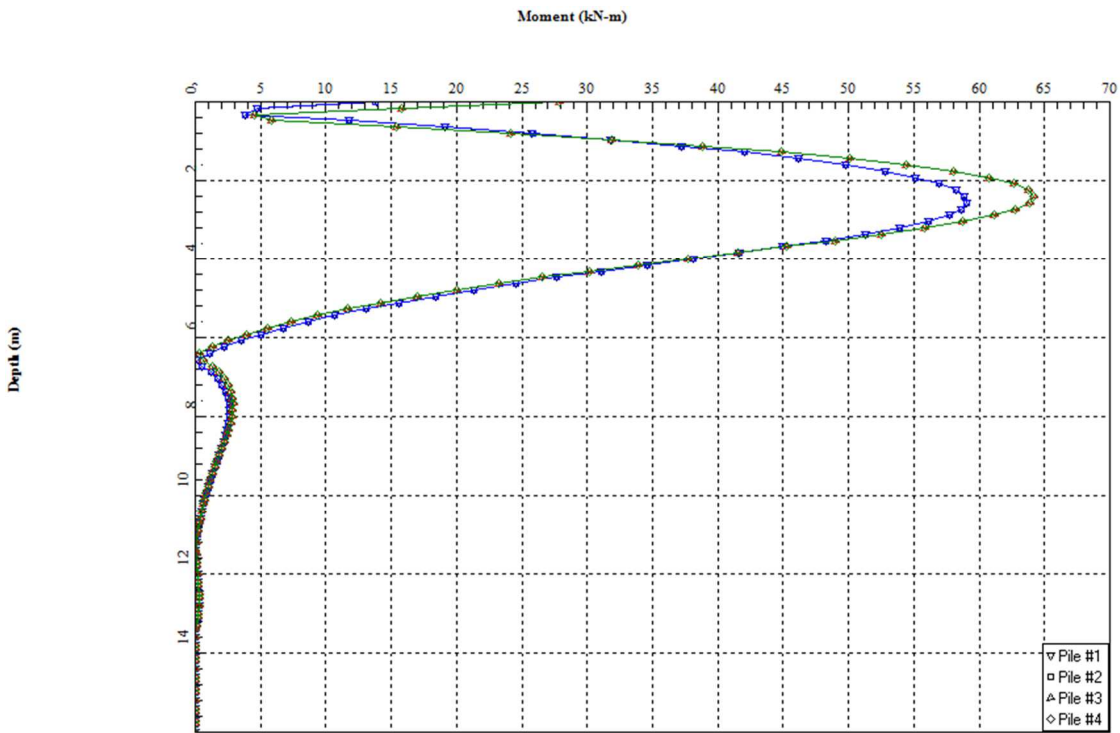


Figura 19: SLE M

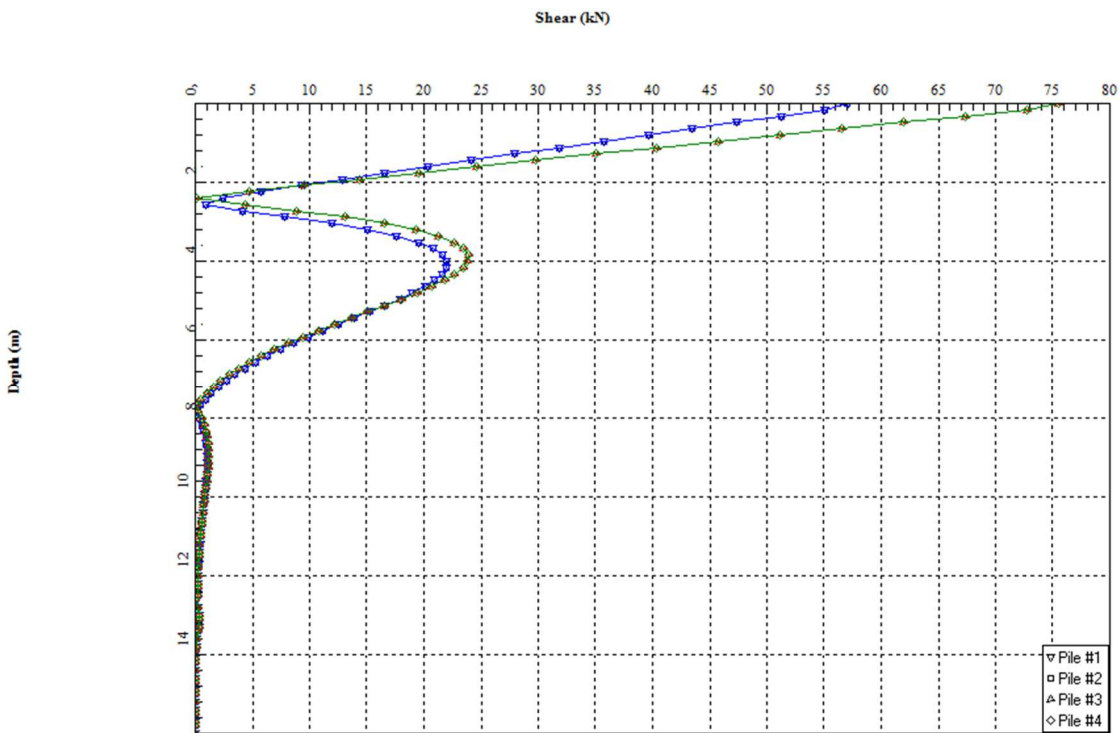


Figura 20: SLE T

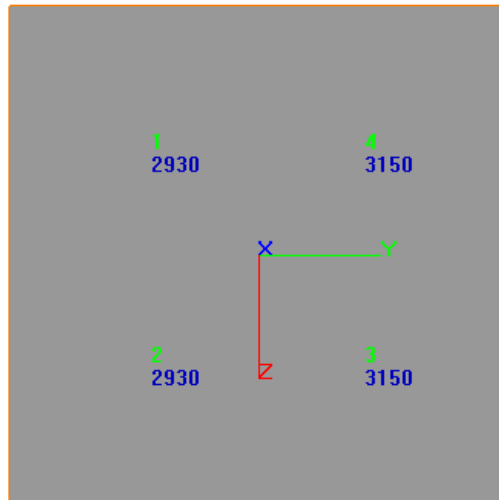


Figura 21: SLE N

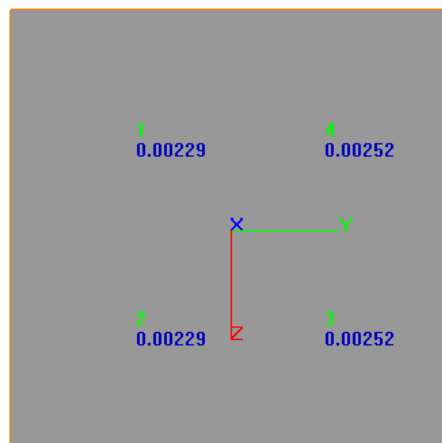


Figura 22: SLE cedimenti

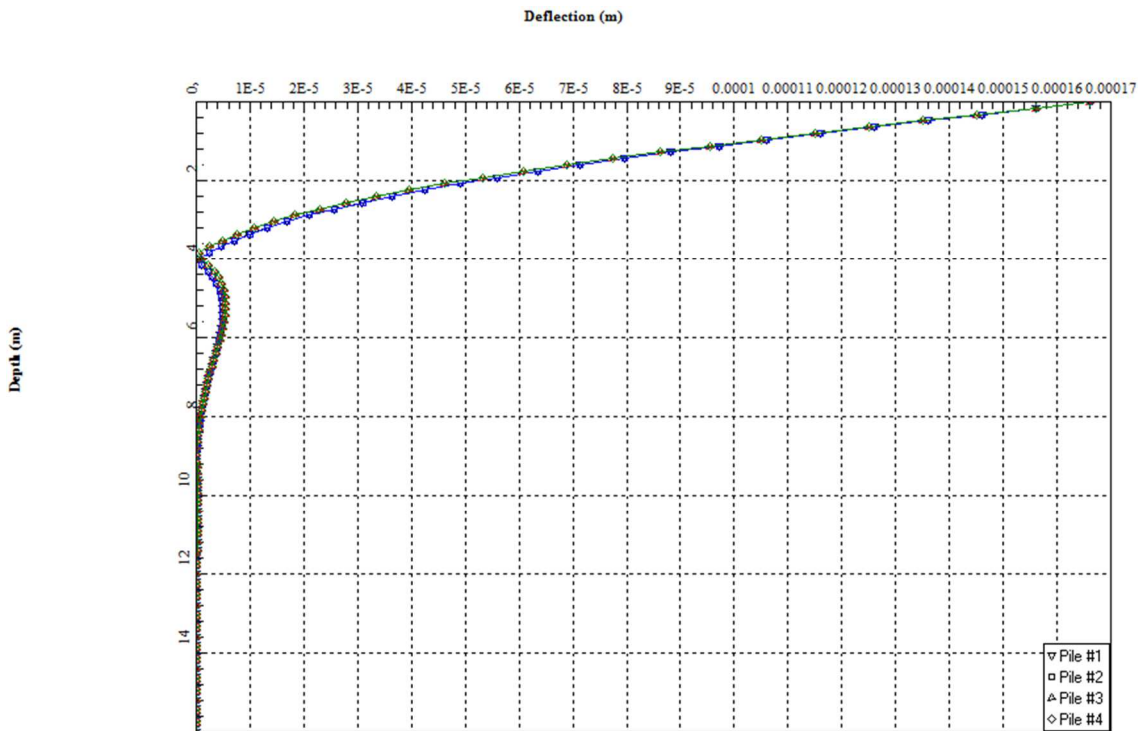


Figura 23: SLE spostamenti orizzontali

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

### 9.1.3 PILA P5, P6 e P7

I pali in corrispondenza delle pile in oggetto presentano lunghezza pari a 18m.

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

la figura sottostante riporta la sezione di calcolo.

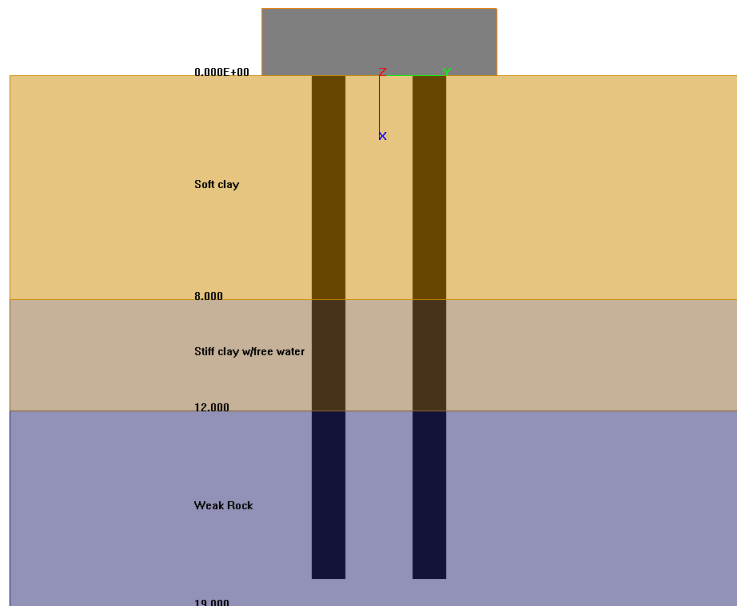


Figura 24: modello di calcolo

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

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m <sup>3</sup> )
1	Submerged Soft Clay	0	8	100000
2	Stiff Clay with Free Water	8	12	170000
3	Weak Rock	12	19	1750000

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m <sup>2</sup> )	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )	RQD(%) only for weak rock
1	0	120	0	0.01	0	0	0
2	8	120	0	0.01	48	0	0
3	8	270	0	0.005	108	0	0
4	12	270	0	0.005	108	0	0
5	12	490	35	0.004	108	12400	20
6	19	490	35	0.004	108	12400	20

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:  
 · The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves  
 · The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves  
 · Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Figura 25: parametri di calcolo

9.1.4 Sintesi dei risultati

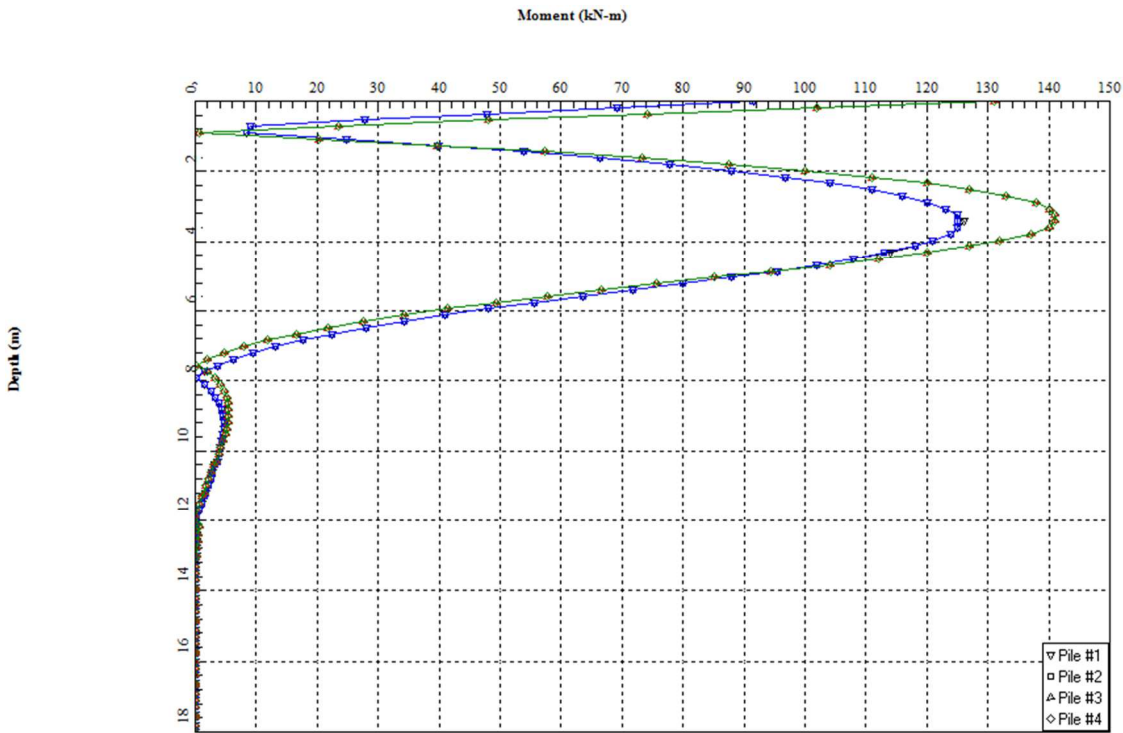


Figura 26: SLU M

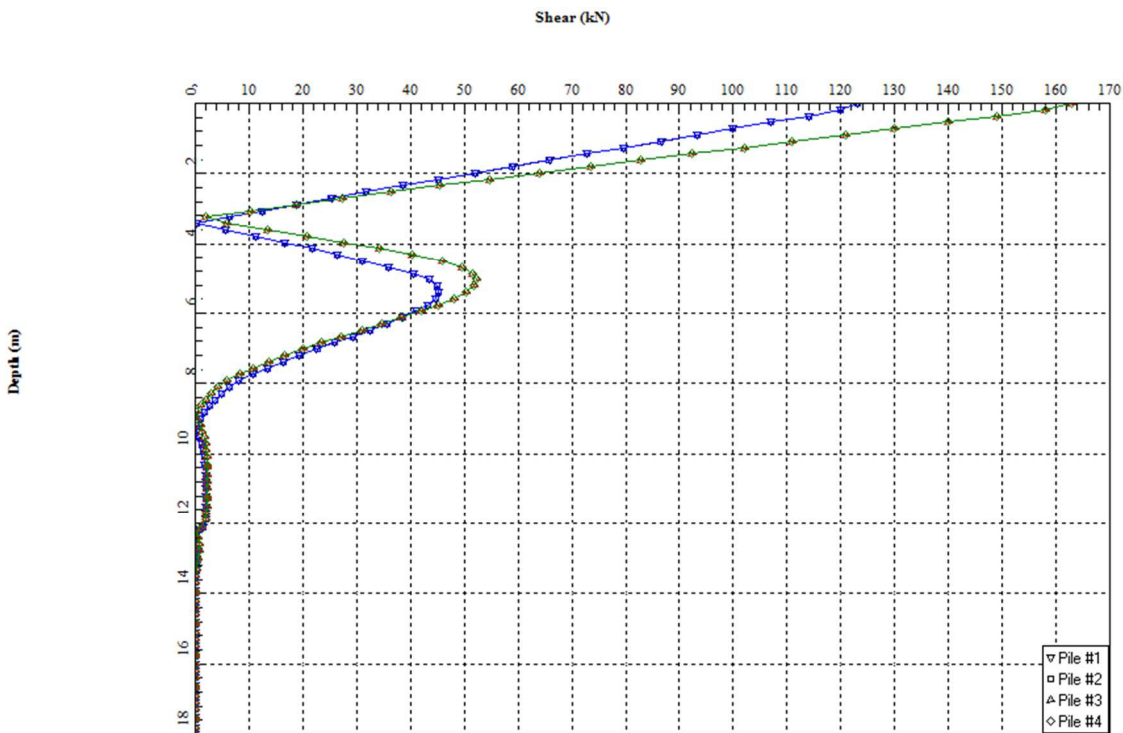


Figura 27: SLU T

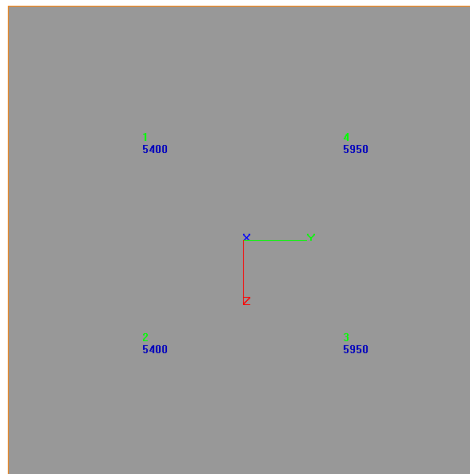


Figura 28: SLU N

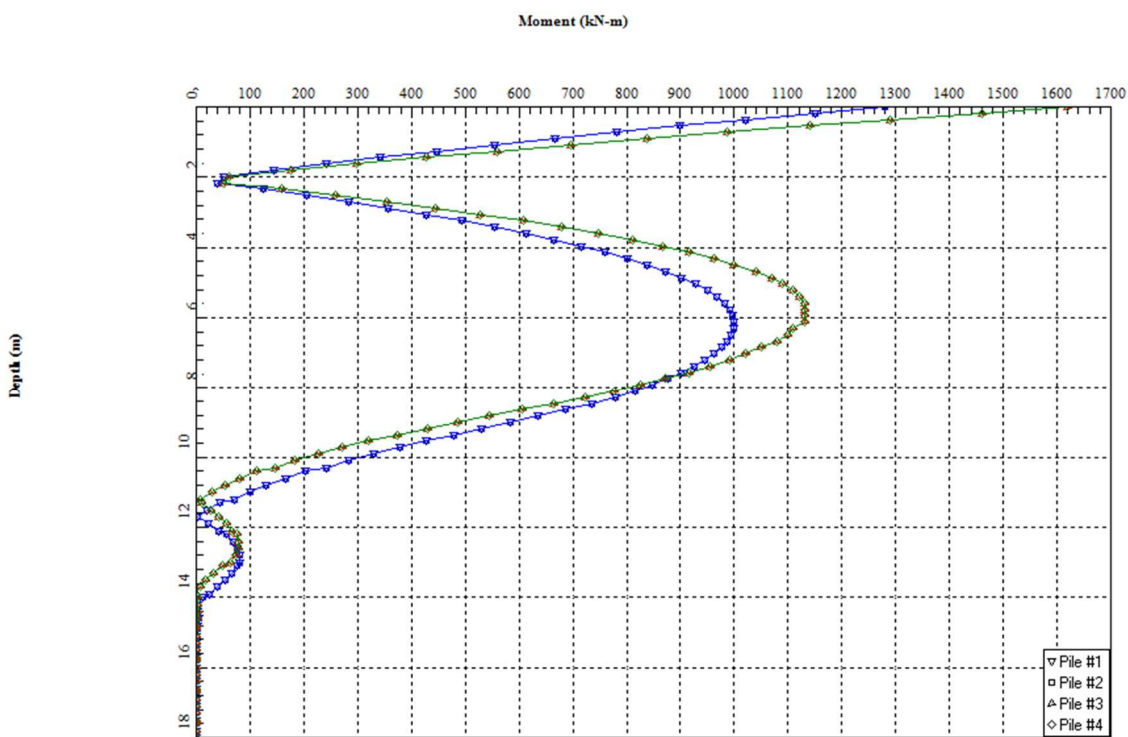


Figura 29: SLV M

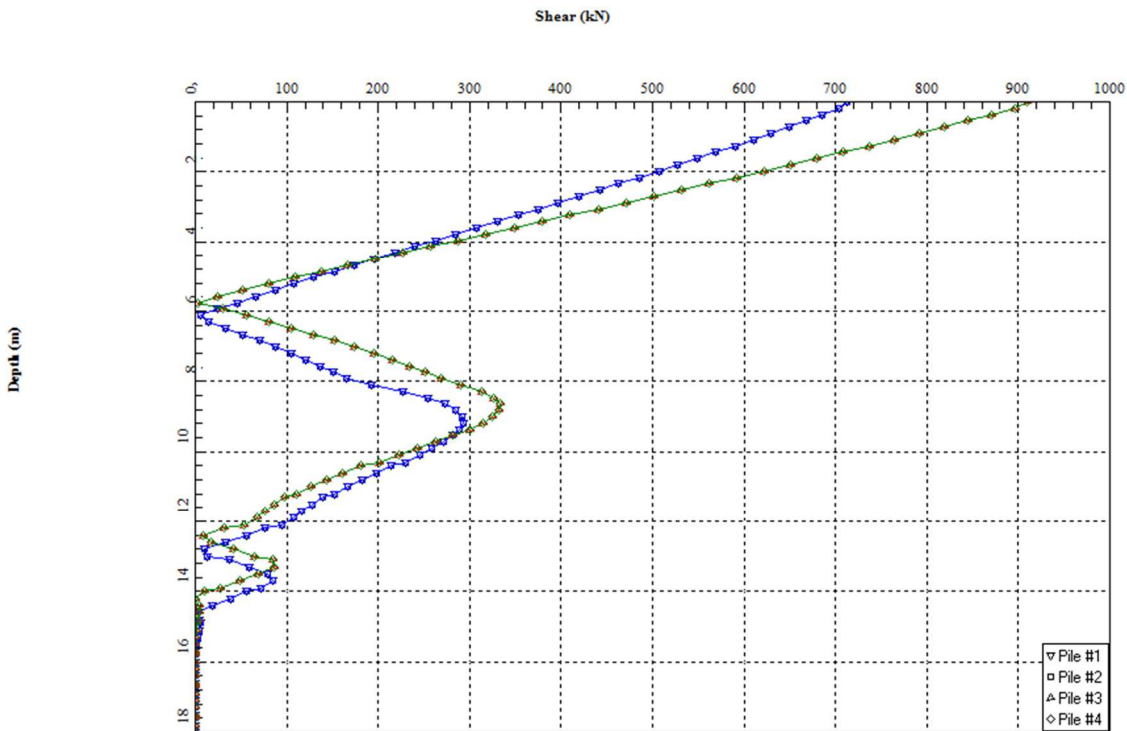


Figura 30: SLV T

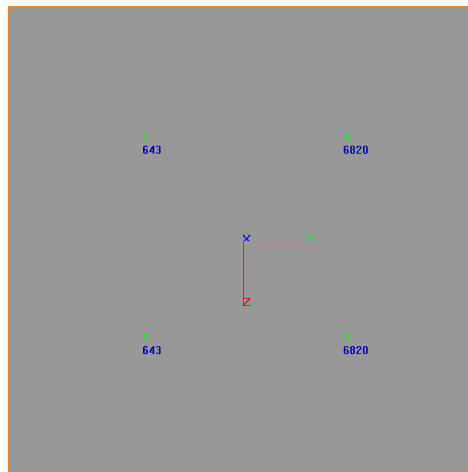


Figura 31: SLVN

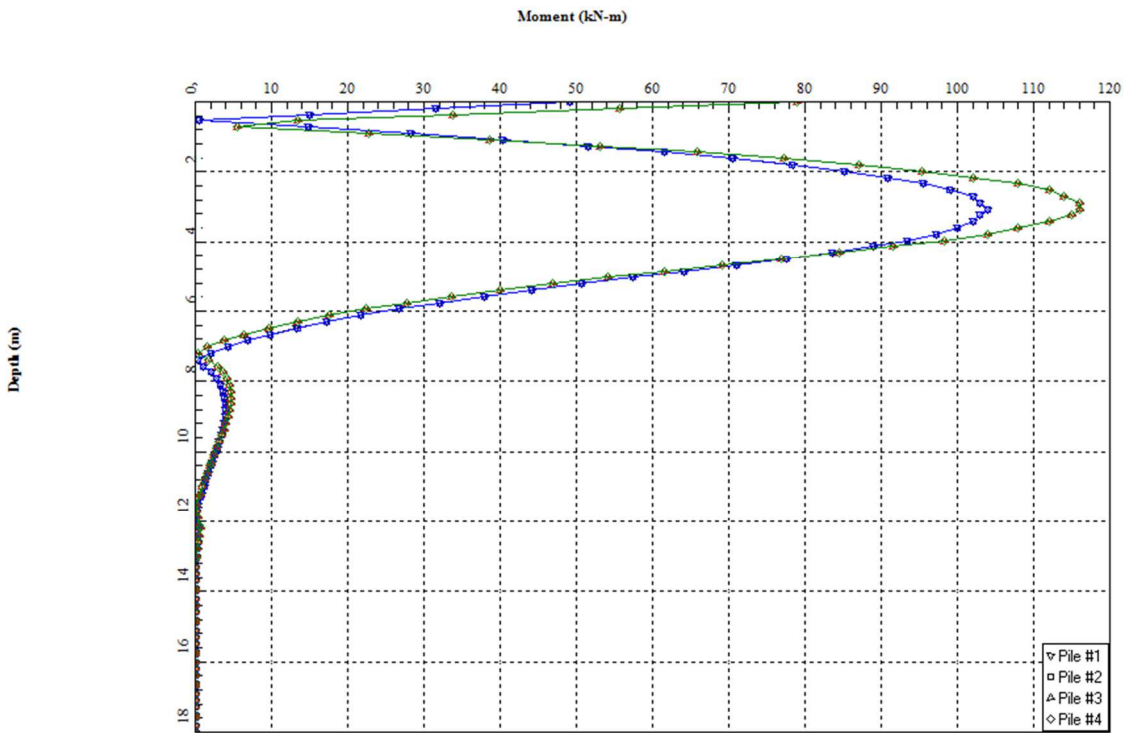


Figura 32: SLE M

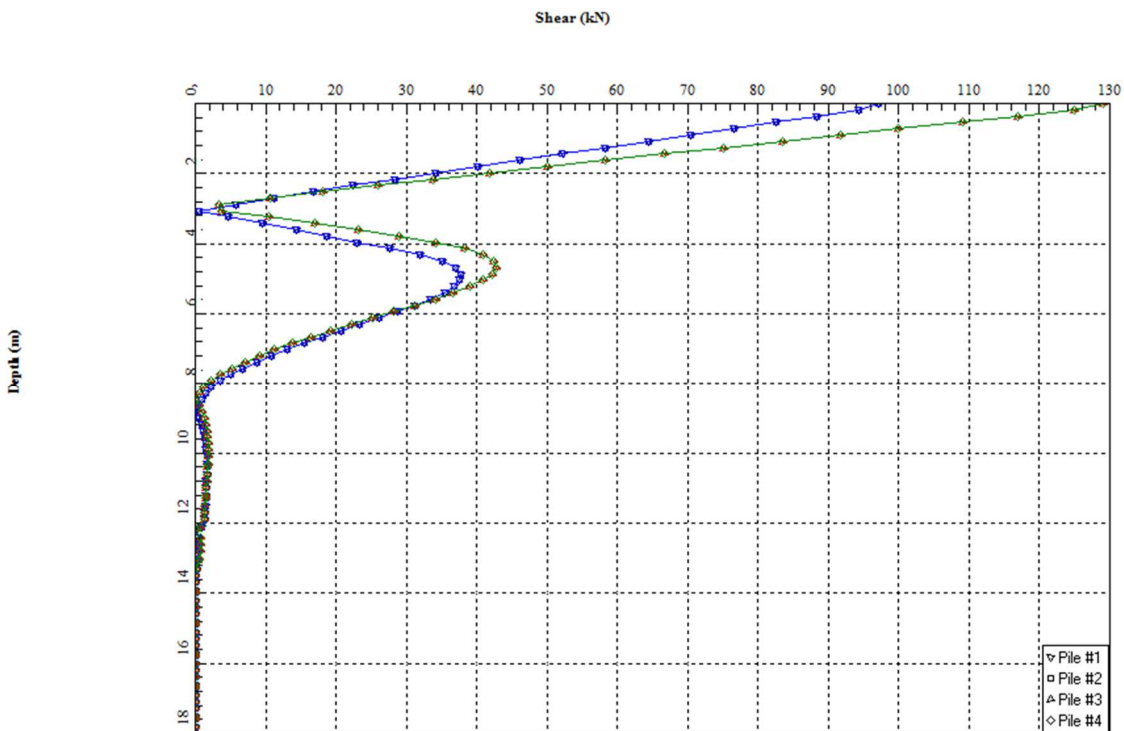


Figura 33: SLE T



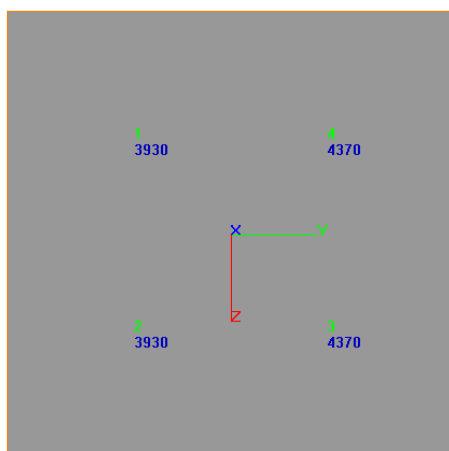


Figura 34: SLE N

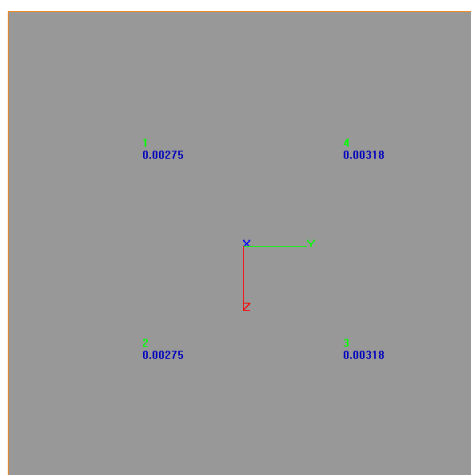


Figura 35: SLE cedimenti

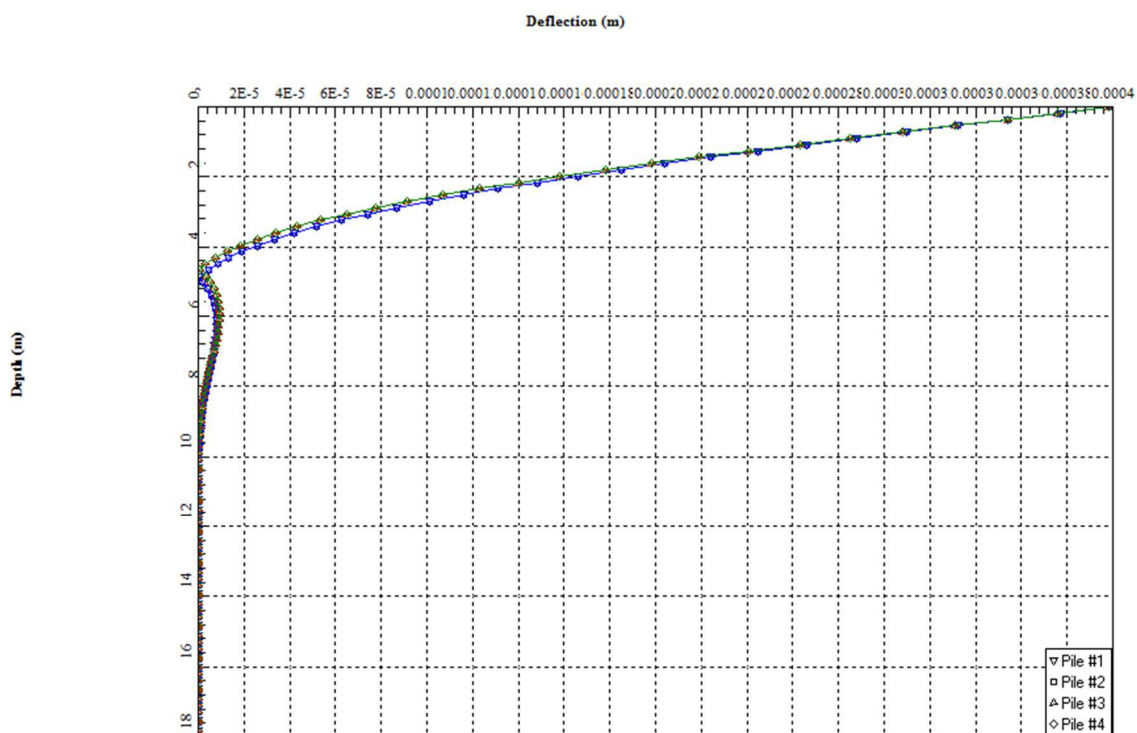


Figura 36: SLE spostamenti orizzontali

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

### 9.1.5 SP1 e SP2

I pali in corrispondenza delle pile in oggetto presentano lunghezza pari a 18m.

La verifica è condotta con riferimento alla pila avente stratigrafia peggiore: SP2.

la figura sottostante riporta la sezione di calcolo.

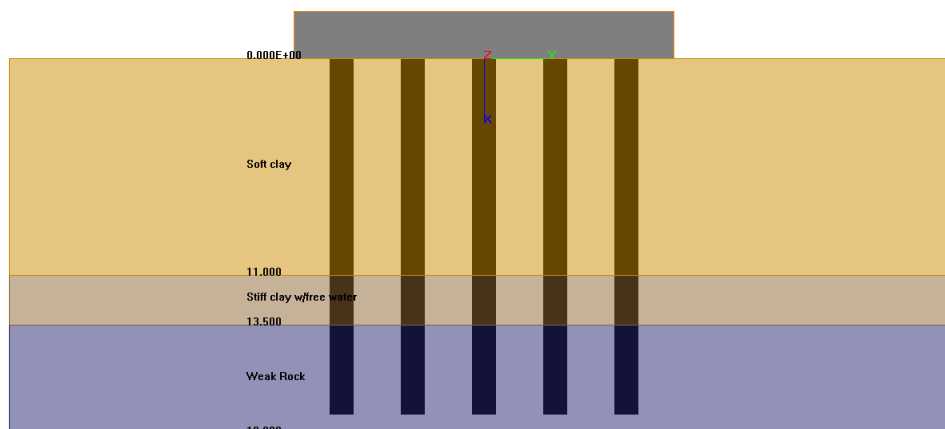


Figura 37: modello di calcolo

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

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m <sup>3</sup> )
1	Submerged Soft Clay	0	11	100000
2	Stiff Clay with Free Water	11	13.5	170000
3	Weak Rock	13.5	19	1750000

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m <sup>2</sup> )	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )	RQD(%) only for weak rock
1	0	120	0	0.01	0	0	0
2	11	120	0	0.01	48	0	0
3	11	270	0	0.005	108	0	0
4	13.5	270	0	0.005	108	0	0
5	13.5	490	35	0.004	108	12400	20
6	19	490	35	0.004	108	12400	20

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:  
 · The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves  
 · The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves  
 · Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Figura 38: parametri di calcolo

### 9.1.6 Sintesi dei risultati

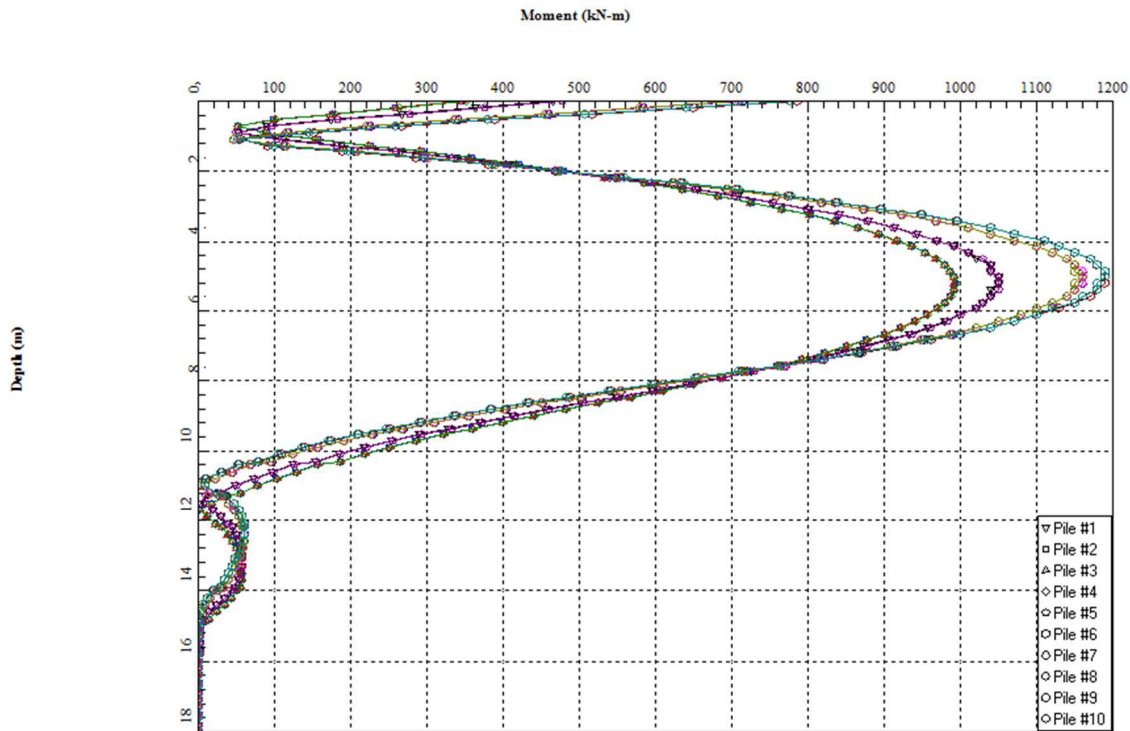


Figura 39: SLU M

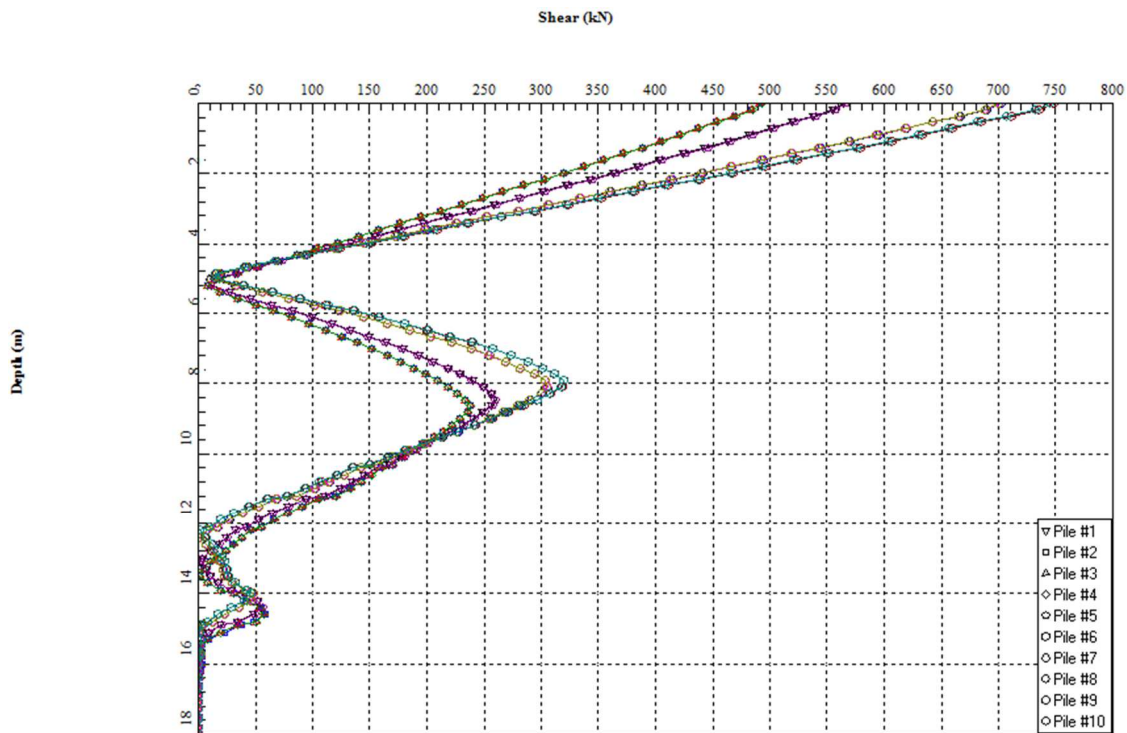


Figura 40: SLU T

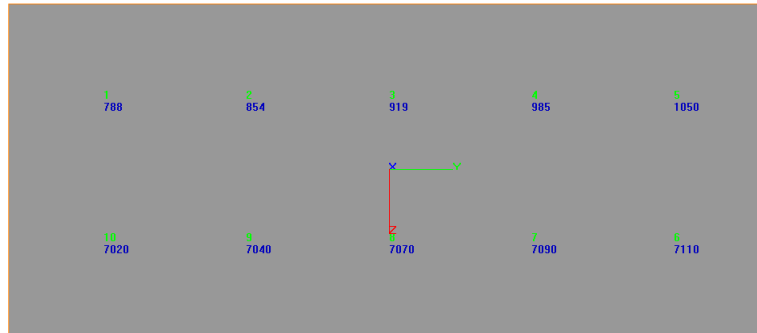


Figura 41: SLU N

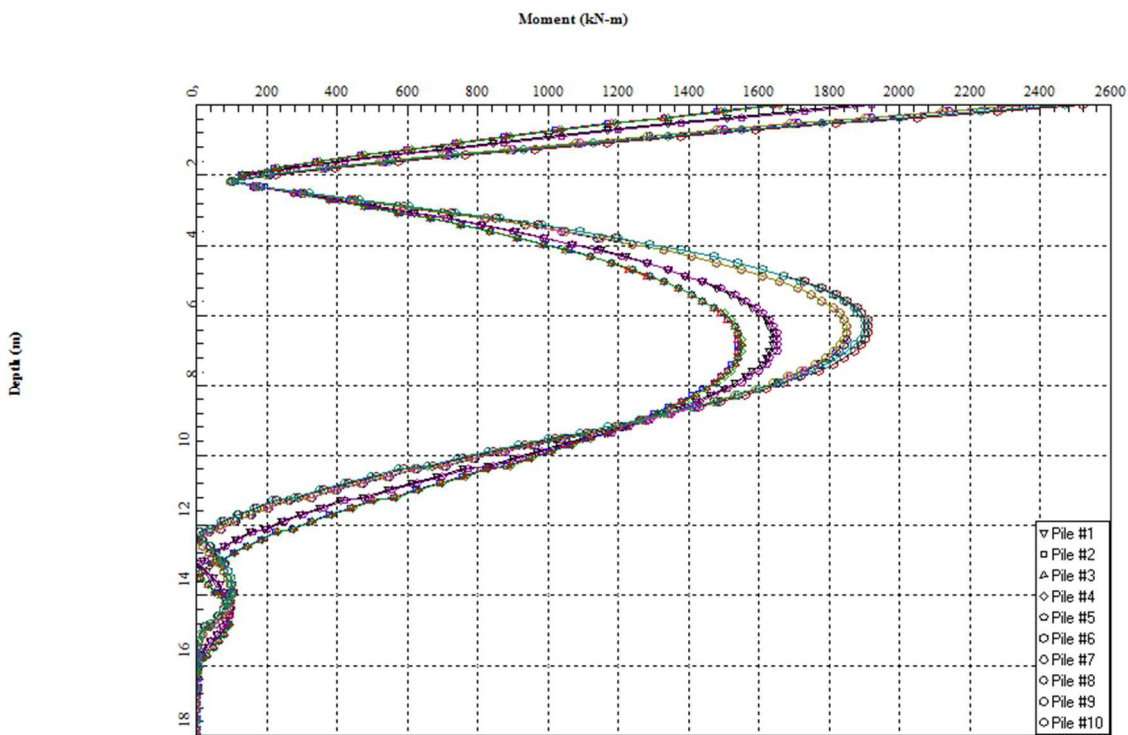


Figura 42: SLU M

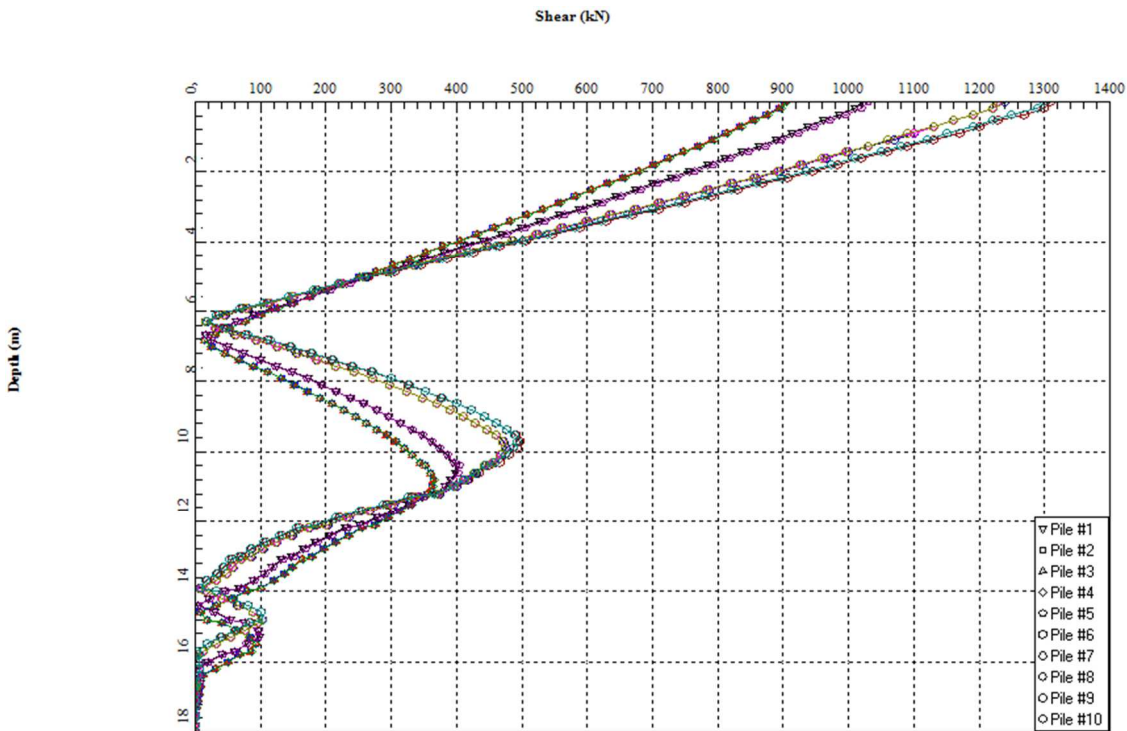


Figura 43: SLV T

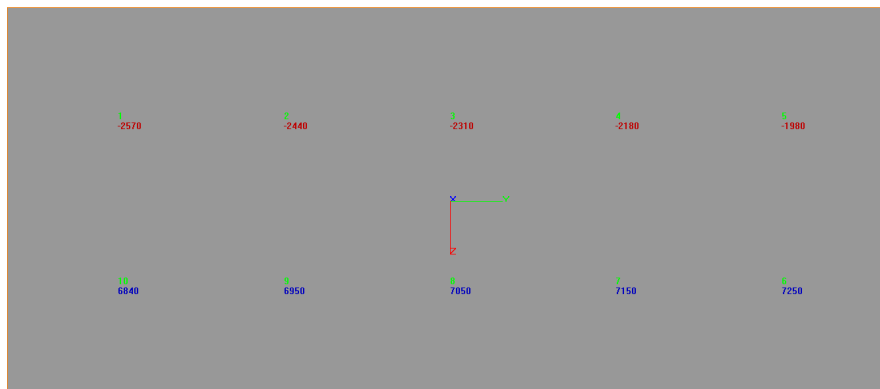


Figura 44: SLVN

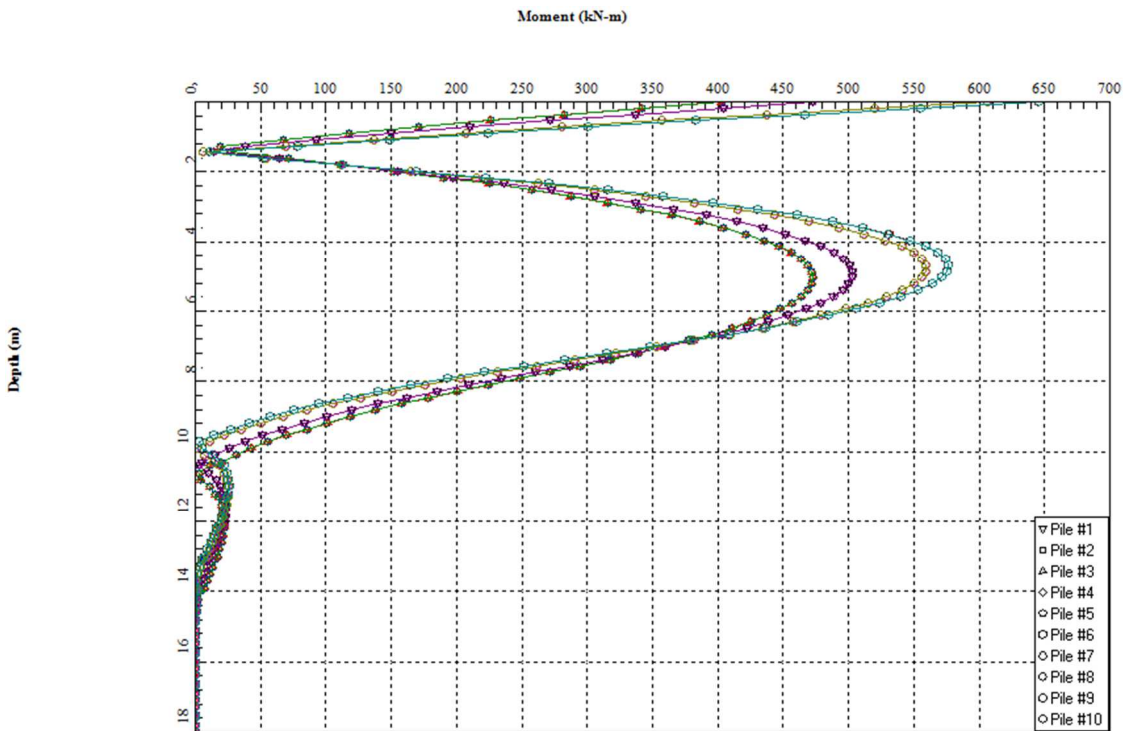


Figura 45: SLE M

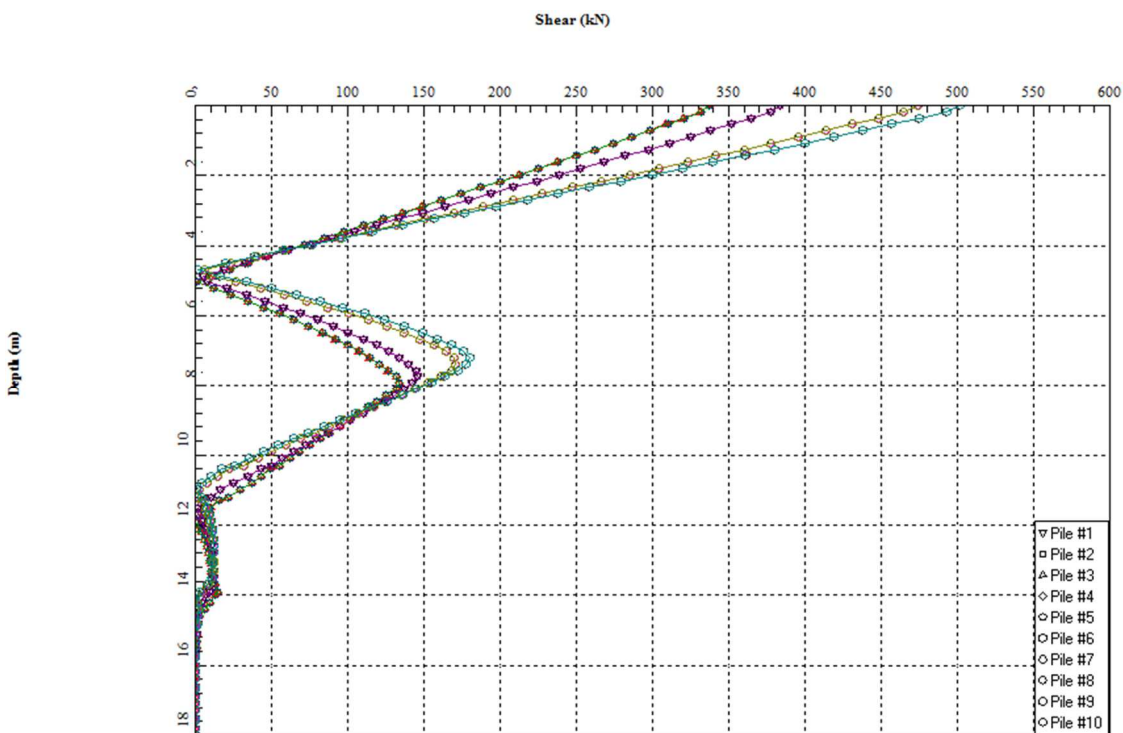


Figura 46: SLE T

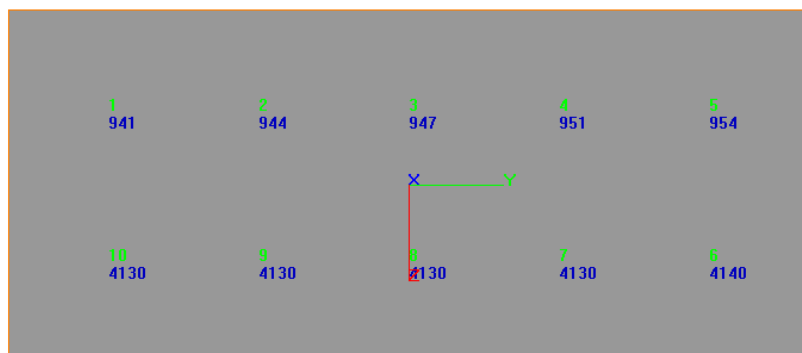


Figura 47: SLE N

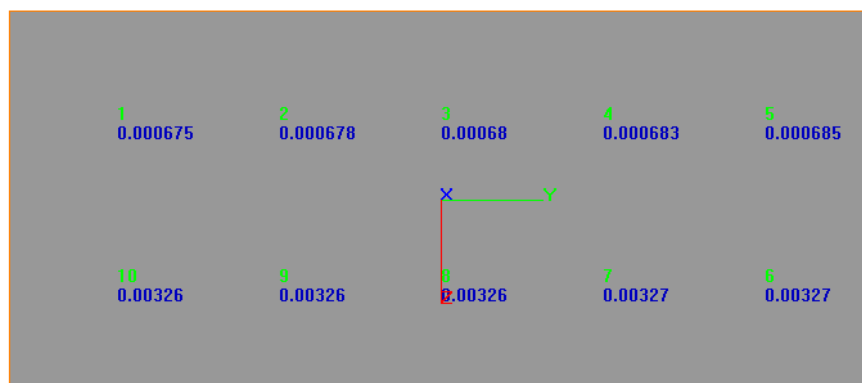


Figura 48: SLE cedimenti



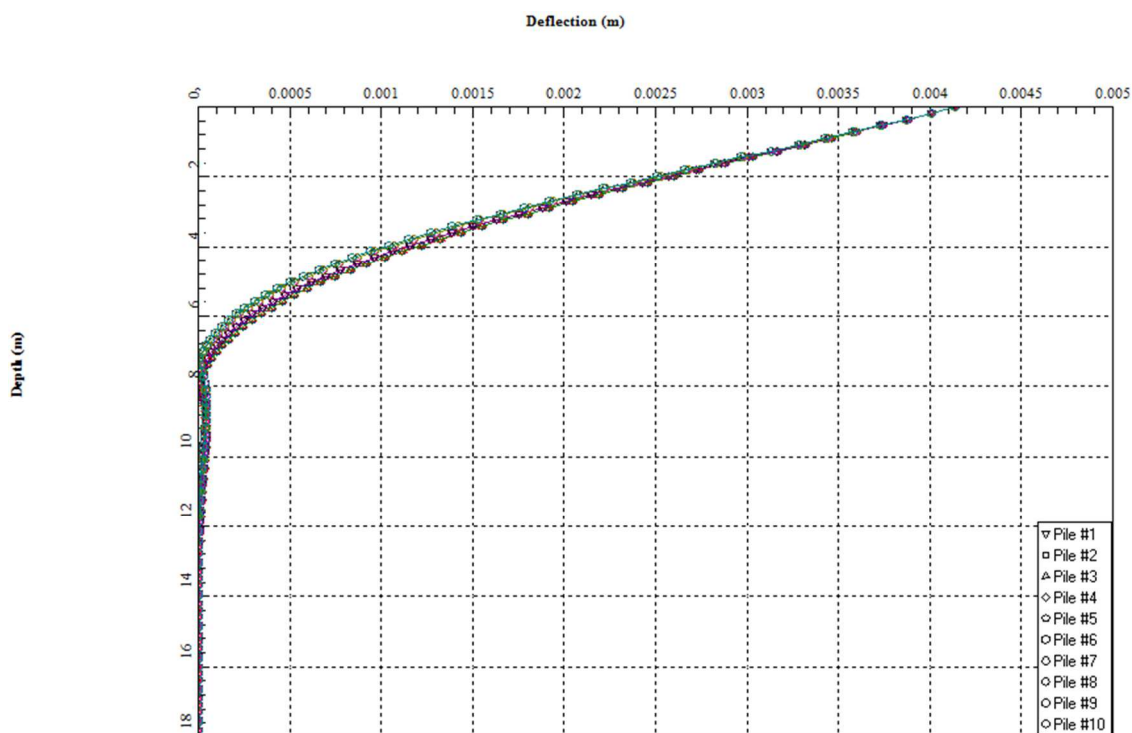


Figura 49: SLE spostamenti orizzontali

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

## 9.2 Verifica di capacità portante per carichi verticali

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

### 9.2.1 PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11

I pali presentano lunghezza pari a 16m.

Di seguito la verifica

VIADOTTO MONSERRATO																	
PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11. Pila di calcolo P11																	
<b>γ medio</b>	(kN/mc)	20															
<b>prof. falda</b>	m	6															
strato	da	a	diametro	L tratto	σ'	φ	cu	K	α	A laterale	s	S					
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m)	(m)	(kN/mq)	(°)	(kN/mq)			(m <sup>2</sup> )	(kN/mq)	(kN)					
/	0	2.5	1.2	2.5	0					9.42	0.00	0.0					
LA	2.5	12.5	1.2	10	148.5		120		0.4	37.70	48.00	1809.6					
GSTalt	12.5	15	1.2	2.5	267.25		270		0.4	9.42	108.00	1017.9					
GST	15	18.5	1.2	3.5	324.25		490		0.4	13.19	196.00	2586.2					
Profondità testa (m)												2.5	<b>PORTATA LATERALE (kN) =</b>		<b>5413.6</b>		
Profondità punta (m)												18.5					
Area di base (m <sup>2</sup> )												1.1					
Lpalo (m)												16.0					
Angolo d'attrito r.i. (°)												35.0					
Coesione r.i. (kPa)												3500.0					
R.Q.D. (%)												20					
fattore Nc												68.1					
fattore Nq												50.3					
fattore Ny												51.3					
fattore di forma Sc												1.3					
fattore di forma Sy												0.6	Laterale in compressione	Ql,k = Ql,i / 1,7	3184.5	Qlc,d = Ql,k / 1,15	2769.1
Profondità (D)												1.0	Laterale in trazione	Ql,k = Qb,i / 1,7	3184.5	Qlt,d = Ql,k / 1,25	2547.6
qult roccia intatta (kN/m <sup>2</sup> )												310807.4	Base	Qb,k = Qb,i / 1,7	8270.9	Qb,d = Qb,k / 1,35	6126.6
qult a.r. (kN/m <sup>2</sup> )												12432.3					
<b>PORTATA DI PUNTA (kN)</b>												<b>14060.6</b>					
PESO PALO (kN)												311.02	<b>Rcd</b>	<b>kN</b>	<b>8491.4</b>		
													<b>Rtd</b>	<b>kN</b>	<b>2858.6</b>		

Figura 50: capacità portante PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11

Il palo più sollecitato presenta compressione pari 4750 kN (SLV).

La verifica risulta essere soddisfatta.

## 9.2.2 PILA P5, P6, P7

I pali presentano lunghezza pari a 18m.

Di seguito la verifica

VIADOTTO MONSERRATO																	
PILA P5, P6, P7. Pila di calcolo P7																	
<b>γ medio</b>	(kN/mc)	20															
<b>prof. falda</b>	m	6															
strato	da	a	diametro	L tratto	σ'	φ	cu	K	α	A laterale	s	S					
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m)	(m)	(kN/mq)	(°)	(kN/mq)			(m <sup>2</sup> )	(kN/mq)	(kN)					
/	0	2.5	1.2	2.5	0					9.42	0.00	0.0					
LA	2.5	10.5	1.2	8	129.5		120		0.4	30.16	48.00	1447.6					
GStalt	10.5	14.5	1.2	4	243.5		270		0.4	15.08	108.00	1628.6					
GStalt - GST	14.5	20.5	1.2	6	338.5		490		0.4	22.62	196.00	4433.4					
Profondità testa (m)												2.5	<b>PORTATA LATERALE (kN) =</b>	<b>7509.7</b>			
Profondità punta (m)												20.5					
Area di base (m <sup>2</sup> )												1.1					
lpalo (m)												18.0					
Angolo d'attrito r.i. (°)												35.0					
Coesione r.i. (kPa)												3500.0					
R.Q.D. (%)												20					
fattore Nc												68.1					
fattore Nq												50.3					
fattore Ny												51.3					
fattore di forma Sc												1.3					
fattore di forma Sy												0.6	Laterale in compressione	Ql,k = Ql,i / 1,7	4417.4	Ql,c,d = Ql,k / 1,15	3841.3
Profondità (D)												1.0	Laterale in trazione	Ql,k = Qb,i / 1,7	4417.4	Ql,t,d = Ql,k / 1,25	3534.0
qult roccia intatta (kN/m <sup>2</sup> )												310807.4	Base	Qb,k = Qb,i / 1,7	8270.9	Qb,d = Qb,k / 1,35	6126.6
qult a.r. (kN/m <sup>2</sup> )												12432.3					
<b>PORTATA DI PUNTA (kN)</b>												<b>14060.6</b>					
PESO PALO (kN)												344.95					
										<b>Rcd</b>	<b>kN</b>	<b>9519.5</b>					
										<b>Rtd</b>	<b>kN</b>	<b>3878.9</b>					

Figura 51: capacità portante PILA P5, P6, P7

Il palo più sollecitato presenta compressione pari 6820 kN (SLV).

La verifica risulta essere soddisfatta.

### 9.2.3 SPALLE SP1 E SP2

I pali presentano lunghezza pari a 18m.

Di seguito la verifica

VIADOTTO MONSERRATO																	
SP1 SP2. Spalla di calcolo SP2																	
<b>γ medio</b>	(kN/mc)	20															
<b>prof. falda</b>	m	6															
strato	da	a	diametro	L tratto	σ'	φ	cu	K	α	A laterale	s	S					
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m)	(m)	(kN/mq)	(°)	(kN/mq)			(m <sup>2</sup> )	(kN/mq)	(kN)					
/	0	2.5	1.2	2.5	0					9.42	0.00	0.0					
LA	2.5	13.5	1.2	11	158		120		0.4	41.47	48.00	1990.5					
GStalt	13.5	16	1.2	2.5	286.25		270		0.4	9.42	108.00	1017.9					
GStalt - GST	16	20.5	1.2	4.5	352.75		490		0.4	16.96	196.00	3325.1					
Profondità testa (m)												2.5	<b>PORTATA LATERALE (kN) =</b>	<b>6333.5</b>			
Profondità punta (m)												20.5					
Area di base (m <sup>2</sup> )												1.1					
Lpalo (m)												18.0					
Angolo d'attrito r.i. (°)												35.0					
Coesione r.i. (kPa)												3500.0					
R.Q.D. (%)												20					
fattore Nc												68.1					
fattore Nq												50.3					
fattore Ny												51.3					
fattore di forma Sc												1.3					
fattore di forma Sy												0.6	Laterale in compressione	Ql,k = Ql,i / 1,7	3725.6	Qlc,d = Ql,k / 1,15	3239.6
Profondità (D)												1.0	Laterale in trazione	Ql,k = Qb,i / 1,7	3725.6	Qlt,d = Ql,k / 1,25	2980.4
qult roccia intatta (kN/m <sup>2</sup> )												310807.4	Base	Qb,k = Qb,i / 1,7	8270.9	Qb,d = Qb,k / 1,35	6126.6
qult a.r. (kN/m <sup>2</sup> )												12432.3					
<b>PORTATA DI PUNTA (kN)</b>												<b>14060.6</b>					
PESO PALO (kN)												344.95					
										<b>Rcd</b>	<b>kN</b>	<b>8917.8</b>					
										<b>Rtd</b>	<b>kN</b>	<b>3325.4</b>					

Figura 52: capacità portante SPALLE SP1 E SP2.

Il palo più sollecitato presenta compressione pari 7250 kN (SLV) in compressione e 2570 kN (SLV) in trazione. La verifica risulta essere soddisfatta.

### 9.3 Verifica di capacità portante per carichi orizzontali

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

#### 9.3.1 PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11

I pali presentano lunghezza pari a 16m.

Il momento ultimo del palo considerando armatura 28φ24 e corripferro 10 cm è pari a 2175 kNm.

I pali sono immersi all'interno della formazione AL avente cu pari a 120 kPa.

Si riporta di seguito la verifica.

<b>PALO CORTO</b>				
<b>e</b>	<b>∅</b>	<b>L</b>	<b>c<sub>u</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>
[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kNm]
0,00	1,20	16,00	124,00	2175,00

<b>H<sub>max</sub></b>	19.016,64	kN	<b>PALO LUNGO</b>
<b>M<sub>max</sub></b>	169.248,10	kNm	
<b>ξ<sub>4</sub></b>	1,50		
<b>R<sub>t,k</sub></b>	112.832,06	kN	
<b>γ<sub>t</sub></b>	1,30		
<b>R<sub>d</sub></b>	86.793,90	kN	

<b>PALO LUNGO</b>				
<b>e</b>	<b>∅</b>	<b>L</b>	<b>c<sub>u</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>
[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kNm]
0,00	1,20	16,00	124,00	2175,00

<b>H<sub>max</sub></b>	1.768,18	kN
<b>ξ<sub>4</sub></b>	1,50	
<b>R<sub>t,k</sub></b>	1.178,78	kN
<b>γ<sub>t</sub></b>	1,30	
<b>R<sub>d</sub></b>	906,76	kN

Figura 53: capacità portante PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11

Il taglio massimo sollecitante il palo è pari a 640 kN (SLV) < 906 kN

La verifica risulta essere soddisfatta.

### 9.3.2 PILA P5, P6, P7

I pali presentano lunghezza pari a 18m.

Il momento ultimo del palo considerando armatura 24∅30 e corripferro 10 cm è pari a 2805 kNm.

I pali sono immersi all'interno della formazione AL avente c<sub>u</sub> pari a 120 kPa.

Si riporta di seguito la verifica.

<b>PALO CORTO</b>				
<b>e</b>	<b>∅</b>	<b>L</b>	<b>c<sub>u</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>
<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[kPa]</b>	<b>[kNm]</b>
0,00	1,20	18,00	124,00	2805,00

<b>H<sub>max</sub></b>	21.695,04	kN	<b>PALO LUNGO</b>
<b>M<sub>max</sub></b>	214.780,90	kNm	
<b>ξ<sub>4</sub></b>	1,50		
<b>R<sub>t,k</sub></b>	143.187,26	kN	
<b>γ<sub>t</sub></b>	1,30		
<b>R<sub>d</sub></b>	110.144,05	kN	

<b>PALO LUNGO</b>				
<b>e</b>	<b>∅</b>	<b>L</b>	<b>c<sub>u</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>
<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[kPa]</b>	<b>[kNm]</b>
0,00	1,20	18,00	124,00	2805,00

<b>H<sub>max</sub></b>	2.154,16	kN
<b>ξ<sub>4</sub></b>	1,50	
<b>R<sub>t,k</sub></b>	1.436,10	kN
<b>γ<sub>t</sub></b>	1,30	
<b>R<sub>d</sub></b>	1.104,69	kN

Figura 54: capacità portante PILA P5, P6, P7

Il taglio massimo sollecitante il palo è pari a 910 kN (SLV) < 1104 kN

La verifica risulta essere soddisfatta.

### 9.3.3 SPALLE SP1, SP2

I pali presentano lunghezza pari a 18m.

Il momento ultimo del palo considerando armatura 33∅30 e corpi ferro 10 cm è pari a 3700 kNm.

I pali sono immersi all'interno della formazione AL avente c<sub>u</sub> pari a 120 kPa.

Si riporta di seguito la verifica.

PALO CORTO				
e	∅	L	c <sub>u</sub>	M <sub>y</sub>
[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kNm]
0,00	1,20	18,00	124,00	3700,00

H <sub>max</sub>	21.695,04	kN	PALO LUNGO
M <sub>max</sub>	214.780,90	kNm	
ξ <sub>4</sub>	1,50		
R <sub>t,k</sub>	143.187,26	kN	
γ <sub>t</sub>	1,30		
R <sub>d</sub>	110.144,05	kN	

PALO LUNGO				
e	∅	L	c <sub>u</sub>	M <sub>y</sub>
[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kNm]
0,00	1,20	18,00	124,00	3700,00

H <sub>max</sub>	2.652,14	kN
ξ <sub>4</sub>	1,50	
R <sub>t,k</sub>	1.768,10	kN
γ <sub>t</sub>	1,30	
R <sub>d</sub>	1.360,07	kN

Figura 55: capacità portante SPALLE SP1, SP2

Il taglio massimo sollecitante il palo è pari a 1320 kN (SLV) < 1360 kN

La verifica risulta essere soddisfatta.

#### 9.4 Verifica di capacità portante orizzontale del gruppo di pali

$$V_{ed,max} < R_{trpalo} \cdot n_{pali} \cdot \eta$$

V<sub>Ed,max</sub> massima sollecitazione di taglio agente ad estradosso plinto

η efficienza del gruppo di pali per azioni orizzontali assunta pari a 0.85;

R capacità portante orizzontale alla Broms del singolo palo secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), valutata al paragrafo precedente;

Si riportano nella seguente tabella i risultati della verifica.

	V <sub>ed,max</sub> [kN]	V <sub>rd</sub> = R <sub>trpalo</sub> · n <sub>pali</sub> · η [kN]
PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11	2287	3080,4
PILA P5, P6, P7	3284	3753,6
SP1, SP2	11155	11560

Tabella 17: verifica capacità orizzontale limite gruppo di pali

La verifica è soddisfatta.

## 9.5 Cedimento gruppo di pali per carichi verticali

### 9.5.1 PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11

Applicando le formule riportate al §7.4.4 e con riferimento, a favore di sicurezza, al cedimento massimo calcolato in condizioni SLE pari a 0.00229m, si ottiene:

$$R=0.89$$

$$R_G=0.311$$

$$E_G=1.244$$

Il cedimento del gruppo di pali può quindi essere stimato in  $s_G=1.244 \times 0.00229m=0.00285m$ .

### 9.5.2 PILA P5, P6, P7

Applicando le formule riportate al §7.4.4 e con riferimento, a favore di sicurezza, al cedimento massimo calcolato in condizioni SLE pari a 0.00275m, si ottiene:

$$R=0.89$$

$$R_G=0.339$$

$$E_G=1.36$$

Il cedimento del gruppo di pali può quindi essere stimato in  $s_G=1.36 \times 0.00275m=0.00374m$ .

### 9.5.3 SPALLE SP1 E SP2

Applicando le formule riportate al §7.4.4 e con riferimento, a favore di sicurezza, al cedimento massimo calcolato in condizioni SLE pari a 0.00327m, si ottiene:

$$R=1.414$$

$$R_G=0.182$$

$$E_G=1.82$$

Il cedimento del gruppo di pali può quindi essere stimato in  $s_G=1.82 \times 0.00327m=0.00681m$ .



## 9.6 Verifiche strutturali dei pali

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

### 9.6.1 PILA P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10 e P11

Le armature sono costituite da n. 28Ø24. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spirroidali Ø10/20. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 10cm.

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

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30		
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	14.16	MPa	
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080	MPa	
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020		
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035		
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa	
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00		
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.250	MPa	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
		Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.00	MPa	
Resist. a snerv. di calcolo fyd:		391.30	MPa	
Resist. ultima di calcolo ftd:		391.30	MPa	
Deform. ultima di calcolo Epu:		0.068		
Modulo Elastico Ef:		200000.0	MPa	
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito		
Coeff. Aderenza istant. β1*β2:		1.00		
Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50			

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	120.0	cm
Barre circonferenza:	28Ø24	(126.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	10.0	cm

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.                      N                      Mx                      Vy                      MT

1	750.00	900.00	640.00	0.00
---	--------	--------	--------	------

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N° Comb.	N	Mx
1	2930.00	65.00 (0.00)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 10.0 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.8 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 9.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult, Mx Ult) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yneutro Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 Mx sn. Momento flettente allo snervamento [kNm]  
 x/d Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N Ult	Mx Ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	750.00	900.00	749.86	2414.19	2.682	27.3	1770.35	---	---	---

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

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

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00200	60.0	0.00243	50.0	-0.00826	-50.0

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

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 7.9 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm<sup>2</sup>/m]

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

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata

Vsdu	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	ASt
1	S	640.00	495.97	2242.64	655.42	102.9	21.80	1.047	7.7

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.53	-60.0	1.91	60.0	29.4	50.0	0.0	2802	0.0	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(fctm/Sclmin) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(Mfess/M) <sup>2</sup> [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm	Distanza media in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	2.53	1.91	---	---	---	0.400	---	0	---	-----

## 9.6.2 PILA P5, P6, P7 – parte superiore

Le verifiche si riferiscono alla gabbia superiore di lunghezza 12m. Le armature sono costituite da n. 24Ø30. La verifica a taglio è condotta con riferimento a staffe spirodali Ø12/18. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 10cm.

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

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	14.16	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.250	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	120.0	cm
Barre circonferenza:	24Ø30	(169.6 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	10.0	cm

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	643.00	1620.00	920.00	0.00

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N° Comb.	N	Mx
1	3930.00	115.00 (0.00)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	10.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	9.7	cm
Copriferro netto minimo staffe:	8.8	cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult, Mx Ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [kNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N Ult	Mx Ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	643.00	1620.00	642.98	2931.57	1.810	24.4	2152.00	---	---	---

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

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

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00156	60.0	0.00237	48.5	-0.00717	-48.5

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

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	18	cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	26.0	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

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

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	ASt
1	S	920.00	518.78	2232.94	2112.49	105.9	21.80	1.040	11.3

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.36	-60.0	2.31	60.0	36.2	48.5	0.0	2802	0.0	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Scmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
Scmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (Scmin + Scmax)/(2 Scmin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(fctm/Scmin) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(Mfess/M) <sup>2</sup> [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srn	Distanza media in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Sm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srn	wk	M Fess.
1	S	3.36	2.31	---	---	---	0.400	---	0	---	---

### 9.6.3 PILA P5, P6, P7 – parte inferiore

Le verifiche si riferiscono alla gabbia inferiore. Le armature sono costituite da n. 24Ø24. La verifica a taglio è condotta con riferimento a staffe spirroidali Ø10/20. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 10cm.

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

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00

	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.250	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm
<b>ACCIAIO -</b>	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	120.0	cm
Barre circonferenza:	24Ø24	(118.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	10.0	cm

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	643.00	60.00	100.00	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	3930.00	3.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	10.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.5	cm
Copriferro netto minimo staffe:	9.0	cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult, Mx Ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [kNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Ult	Mx Ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
--------	-----	---	----	-------	--------	----------	----	------	-----	--------	---------

1	S	643.00	60.00	642.89	2349.75	39.163	27.5	1718.89	---	---	---
---	---	--------	-------	--------	---------	--------	------	---------	-----	-----	-----

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

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

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00203	60.0	0.00230	48.8	-0.00820	-48.8

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

Diametro staffe:	10	mm	
Passo staffe:	20	cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	12.1	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

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

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	ASt
1	S	100.00	478.50	2200.12	995.57	102.9	21.80	1.040	1.2

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.99	-60.0	2.96	60.0	44.4	48.8	0.0	2802	0.0	---

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Scmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
Scmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (Scmin + Scmax)/(2 Scmin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(fctm/Scmin) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(Mfess/M) <sup>2</sup> [B.6.6 DM96]



e sm Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es  
 srm Distanza media in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm = 1,7\*Eps\*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	2.99	2.96	---	---	---	0.400	---	0	---	---

#### 9.6.4 SPALLE SP1 E SP2 – parte superiore

Le verifiche si riferiscono alla gabbia superiore di lunghezza 12m. Le armature sono costituite da n. 33Ø30. La verifica a taglio è condotta con riferimento a staffe spiriodali Ø12/13. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 10cm.

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

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.250 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	120.0	cm
Barre circonferenza:	33Ø30	(233.3 cm²)
Coprif.(dal baric. barre):	10.0	cm

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
YY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	-2570.00	2550.00	1320.00	0.00

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	941.00	650.00 (813.88)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	10.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.5 cm
Copriferro netto minimo staffe:	8.8 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult, Mx Ult) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yneutro Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
Mx sn. Momento flettente allo snervamento [kNm]  
x/d Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Ult	Mx Ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	-2570.00	2550.00	-2569.96	2919.02	1.145	33.8	1825.99	---	---	---

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

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

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00338	60.0	0.00216	50.0	-0.01122	-50.0

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

Diametro staffe:	12 mm	
Passo staffe:	13 cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	37.1 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

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

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Ast
1	S	1320.00	0.00	2072.13	3144.39	97.9	21.80	1.000	15.6

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.12	-60.0	0.00	60.0	-53.4	49.8	31.0	2652	63.6	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(fctm/Sclmin) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(Mfess/M) <sup>2</sup> [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm	Distanza media in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	3.32	-2.04	---	0.125	0.50	0.400	0.000107 (0.000107)	252	0.046 (0.30)	813.88

### 9.6.5 SPALLE SP1 E SP2 – parte inferiore

Le verifiche si riferiscono alla gabbia inferiore. Le armature sono costituite da n. 33Ø24. La verifica a taglio è condotta con riferimento a staffe spirroidali Ø10/20. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 10cm.

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

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	14.16 MPa	
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080 MPa	
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa	
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.250 MPa	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300 mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
		Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.00 MPa	
Resist. a snerv. di calcolo fyd:		391.30 MPa	
Resist. ultima di calcolo ftd:		391.30 MPa	
Deform. ultima di calcolo Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef:		200000.0 MPa	
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		0.50	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	120.0	cm
Barre circonferenza:	33Ø24	(149.3 cm <sup>2</sup> )
Coprif. (dal baric. barre):	10.0	cm

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	-2570.00	350.00	300.00	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	941.00	30.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	10.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.1	cm
Copriferro netto minimo staffe:	9.0	cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)

Mx Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult, Mx Ult) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yneutro Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 Mx sn. Momento flettente allo snervamento [kNm]  
 x/d Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Ult	Mx Ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	-2570.00	350.00	-2569.82	1558.40	4.453	41.1	863.95	---	---	---

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

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

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00601	60.0	0.00165	50.0	-0.01683	-50.0

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

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 20 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 25.8 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm<sup>2</sup>/m]

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

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Vsdu Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]  
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]  
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro  
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	AST
1	S	300.00	0.00	1899.78	2250.96	87.1	21.80	1.000	3.4

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------



1	S	0.83	-60.0	0.56	60.0	8.7	49.8	0.0	2802	0.0	---
---	---	------	-------	------	------	-----	------	-----	------	-----	-----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sclmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]  
 Sclmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]  
 K3 = 0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica  
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2  
 Psi = 1-Beta12\*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12\*(fctm/Sclmin)² = 1-Beta12\*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]  
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es  
 srm Distanza media in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm = 1,7\*Eps\*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.83	0.56	---	---	---	0.400	---	0	---	---