

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## LINEA FERRANDINA-MATERA

### U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

### PROGETTO DEFINITIVO

## Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

### MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA

Relazione di calcolo – Opere provvisorie in alveo

SCALA:

-

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

I A 5 F 0 1 D 0 9 C L V I 1 3 0 0 0 0 5 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	G.Liporace	Lug. 2019	M.E D'Effremo	Lug. 2019	F.Gernone	Lug. 2019	A. Vittoni	

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti  
Dott. Ing. Roberto Vittoni  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari  
N° A20783

File: IA5F01D09CLVI1300005A.doc

n. Elab.: 90

## INDICE

1	PREMESSA .....	3
2	SCOPO DELLA RELAZIONE.....	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	4
5	MATERIALI .....	5
5.1	CALCESTRUZZO PER I PALI DI FONDAZIONE .....	5
5.2	ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA .....	6
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	7
7	CRITERI PROGETTUALI .....	9
7.1	CRITERI PROGETTUALI.....	9
8	PARATIA DI PALI PROVVISORIA (MODELLO 1).....	13
8.1	MODELLO DI CALCOLO .....	13
9	RISULTATI DELLE ANALISI.....	15
9.1	VERIFICHE STRUTTURALI.....	15
9.2	VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLU.....	21
9.3	VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLE .....	21
10	PARATIA DI PALI PROVVISORIA (MODELLO 2).....	22
10.1	MODELLO DI CALCOLO .....	22
11	RISULTATI DELLE ANALISI .....	24
11.1	VERIFICHE STRUTTURALI.....	24
11.2	VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLU .....	30
11.3	VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLE .....	30
11.4	VERIFICA AL SOLLEVAMENTO DEL TAPPO DI FONDO.....	31
12	INCIDENZA ARMATURA.....	32

## 1 PREMESSA

Il viadotto VI13 Nuovo Basento, ubicato alla progressiva km 1+056.07 della nuova linea Ferrandina – Matera La Matterella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale, si compone di 22 campate sviluppando una lunghezza complessiva di 1 km e 114 metri. Il viadotto presenta uno sviluppo planimetrico inizialmente curvilineo (R= 600m) per poi terminare in rettilineo.

Sono presenti due tipologie di impalcati: impalcati misti con travi d'acciaio e soletta di calcestruzzo di luci 31 e 38m e impalcati con struttura reticolare a via inferiore di luci 60 e 85m con attacco diretto del binario.

Le pile sono a sezione circolare piena di diametro 3.6m, con altezze, misurate dallo spiccatto delle fondazione al piano appoggi, comprese tra 7 e poco oltre i 14 metri. Le fondazioni sono di tipo profondo con pali trivellati di diametro 1.2m; si incontrano due tipologie di fondazione delle pile una a 9 pali (corrente) ed una a 12 pali, impiegata in corrispondenza delle campate di maggiore luce.

La spalla A è di tipo scatolare con altezza del muro frontale di 6.0m, questa è fondata su una platea di pali di diametro 1.2m.

La spalla B viene realizzata tramite una struttura scatolare cava, la cui carpenteria è studiata per adattarsi alla presenza della spalla del viadotto Basento esistente (VI01) che in questa area si affianca al viadotto in progetto, La struttura è caratterizzata da un ingombro planimetrico di 23 x 9.7m ed è fondata su pali di diametro 1.2m.

In particolare si riportano le verifiche relative alle opere provvisionali delle pile da P1 a P8.

Per la definizione degli schemi geotecnici si rimanda alla Relazione geotecnica generale, allegata al presente progetto (elaborato IA5F01D09CLVI1303001A).

## 2 SCOPO DELLA RELAZIONE

L'oggetto della presente relazione riguarda le verifiche geotecniche e strutturali delle paratie delle opere provvisionali per le pile P1-P8, nonché la verifica al sollevamento del tappo di fondo di ciascuna opera provvisoria.

Si riportano nella tabella a seguire le principali caratteristiche delle suddette opere.

PILA	L pali	n pali	H tappo di fondo
1	12	44	3.2
2	12	44	3.2
3	12	44	3.2
4	12	44	3.2
5	12	44	5.6
6	12	50	8.5
7	18	50	2
8	12	50	2

### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Di seguito si riportano i riferimenti delle normative prese in considerazione per lo sviluppo delle analisi e delle verifiche in oggetto:

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, G.U. n.8 del 20 febbraio 2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione dell’ «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- [3] RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: “Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.2: Ponti e strutture “.
- [4] RFI DTC SI CS MA IFS 001 C: Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.3.: Corpo stradale”.
- [5] RFI DTC INC CS SP IFS 001 A del 21.12.2011 Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- [6] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra;
- [7] 1299/2014/UE Specifiche tecniche d'interoperabilità per il sottosistema “Infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea (18/11/2014);
- [8] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [9] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- [10] Raccomandazione AGI relative ai pali di fondazione – Associazione Geotecnica Italiana – Dicembre 1984;

### 4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [11] Relazione di calcolo Spalla A (elaborato IA5F01D09CLVI1304001A)
- [12] Relazione di calcolo Spalla B (elaborato IA5F01D09CLVI1304001A)
- [13] Relazione geotecnica e fondazioni (elaborato IA5F01D09CLVI1303001A)
- [14] Profilo geotecnico Ramo B IA5F01D78F6GE0005009 PD
- [15] IA5F01D09CLVI1305001A Relazione di calcolo - Pile P1 e P12
- [16] IA5F01D09CLVI1305002A Relazione di calcolo - Pile P5 e P8
- [17] IA5F01D09CLVI1305003A Relazione di calcolo - Pile P6 e P7

**RELAZIONE DI CALCOLO – Opere provvisionali in alveo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 00 005	A	5 di 32

- [18] IA5F01D09CLVI1305004A Relazione di calcolo - Pile P2÷P4 e P9÷P11
- [19] IA5F01D09CLVI1305005A Relazione di calcolo - Pile P13÷P23
- [20] IA5F01D09P9VI1300005A VI13 - Pianta e sezioni scavi e opere provvisionali 1
- [21] IA5F01D09P9VI1300006A VI13 - Pianta e sezioni scavi e opere provvisionali 2
- [22] IA5F01D09P9VI1300007A VI13 - Pianta e sezioni scavi e opere provvisionali 3
- [23] IA5F01D09P9VI1300008A VI13 - Pianta e sezioni scavi e opere provvisionali 4
- [24] IA5F01D09P9VI1300009A VI13 - Pianta e sezioni scavi e opere provvisionali 5
- [25] IA5F01D09P9VI1300010A VI13 - Pianta e sezioni scavi e opere provvisionali 6

## 5 MATERIALI

### 5.1 Calcestruzzo per i pali di fondazione

Calcestruzzo		
Classe	C25/30	▼
$R_{ck} =$	30 Mpa	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.9 Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9 Mpa	Valore medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0.85 -	Coeff. Rid. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1.5 -	Coeff. parziale di sicurezza allo SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_M =$	14.11 Mpa	Resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 Mpa	Resistenza media a trazione semplice
$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$	3.07 Mpa	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.79 Mpa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_c = 0.55 \cdot f_{ck} =$	13.70 Mpa	Tensione max in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$\sigma_c = 0.40 \cdot f_{ck} =$	9.96 Mpa	Tensione max in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} =$	31447 Mpa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0.2 -	Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2(1+\nu)) =$	13103 MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Ordinarie	▼
Classe di esposizione =	XC2	▼
$c =$	6.00 cm	Copriferro minimo
$w =$	0.30 mm	Apertura massima fessure in esercizio comb. frequente (rif. §1.8.3.2.4 [3])

**RELAZIONE DI CALCOLO – Opere provvisionali in alveo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 00 005	A	6 di 32

## 5.2 Acciaio per barre di armatura

<b>Acciaio</b>			
B450C			
$f_{yk} \geq$	450 Mpa		Tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540 Mpa		Tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k \geq$	1.15 -		
$(f_t/f_y)_k <$	1.35 -		
$\gamma_s =$	1.15 -		Coeff. Parziale di sicurezza allo SLU
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	391.3 Mpa		Tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	210000 Mpa		Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0.20%		Deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k =$	7.50%		Deformazione caratteristica ultima
$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} =$	337.5 Mpa		Tensione in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Gli schemi geotecnici di riferimento per l'opera in oggetto fanno riferimento alla Relazione Geotecnica Generale (elaborato IA5F01D09CLV11303001A).

In particolare, si è resa necessaria la realizzazione di due differenti modelli di calcolo, facenti riferimento alle due differenti stratigrafie nel tratto di interesse:

- Modello 1 (Valido per le pile 1-6);
- Modello 2 (Valido per le pile 7-8)

Di seguito si riassumono i parametri di resistenza e la stratigrafia di progetto per le formazioni interagenti con l'opera.

### PILA 1-2-3-4-5-6 (MODELLO 1)

Parametri	Unità 1b	Unità 2
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0	20
$\varphi'$ (°)	26	25
$c'$ (kPa)	0	40
$c_u$ (kPa)	-	250
$E_{op}$ (MPa)	30	85
$E_u$ (MPa)	-	170

### Stratigrafia modello 1

Strato	Prof. da (m da p.c.)	Prof. a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	5.0	Unità 1b
2	>5.0		Unità 2
Profondità della falda: 3 m da p.c.			

**PILA 7 (MODELLO 2)**

Parametri	Unità 1b	Unità 2
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0	20
$\varphi'$ (°)	26	25
$c'$ (kPa)	0	40
$c_u$ (kPa)	-	250
$E_{op}$ (MPa)	30	85
$E_u$ (MPa)	-	170

**Stratigrafia modello 2**

Strato	Prof. da (m da p.c.)	Prof. a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	7.0	Unità 1b
2	>7.0		Unità 2
Profondità della falda: 5 m da p.c.			



## 7 CRITERI PROGETTUALI

### 7.1 CRITERI PROGETTUALI

La verifica in condizioni sismiche delle paratie provvisionali sarà omessa ai sensi del DM. 14/01/2008 §2.4.1 in quanto opera provvisoria con durata in progetto inferiore a 2 anni.

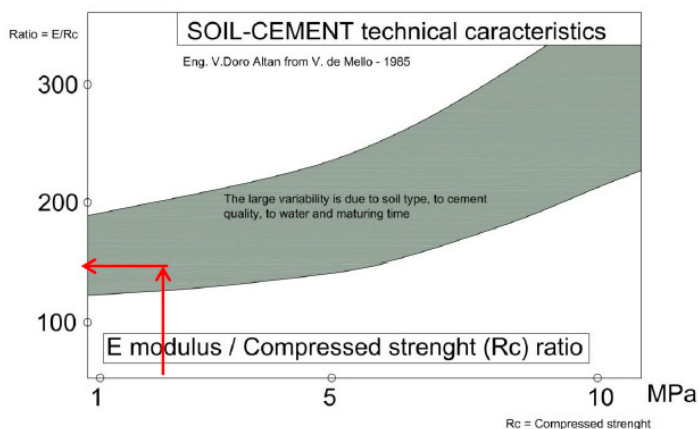
Ai fini del calcolo, le colonne in jet-grouting non armato presente tra i pali e con funzione di impermeabilizzazione delle pareti laterali, non viene preso in considerazione.

Il terreno consolidato alla base dello scavo, invece, viene schematizzato come un materiale equivalente per il quale è stato assunto un comportamento elasto-plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

Sulla base delle evidenze sperimentali presenti in letteratura, è possibile stimare, per il jet-grouting, un valore della resistenza a compressione minima  $\sigma_c = 2 \div 5$  MPa.

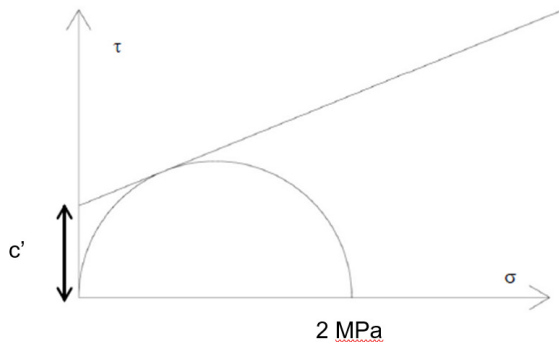
Terreno	Diametro (m)			Resistenza a Compressione $\sigma_c$ (MPa)
	Sistema Monofluido	Sistema Bifluido	Sistema Trifluido	
Ghiaia	0.7-1.1	1.0-1.5	2.0-2.4	5-30
Sabbia ghiaiosa	0.5-1	0.7-1.5	1.5-2.0	5-20
Sabbia limosa	0.5-0.9	0.7-1.3	1.2-1.6	5-15
Limo sabbioso	0.4-0.6	0.6-0.9	1.0-1.5	2-10
Argille N.C. ( $c_u < 50$ kPa)	0.3-0.6	0.5-1.0	0.8-1.2	1-10

Assumendo, cautelativamente, il minimo valore pari a  $\sigma_c = 2$  MPa, è possibile stimare il modulo elastico del materiale trattato attraverso il diagramma seguente (De Mello 1985); il rapporto  $E/\sigma_c = 120 \div 190$ , dunque  $E = 240 \div 380$  MPa.



La coesione del terreno trattato può essere ricavata dalla resistenza a compressione e dall'angolo d'attrito del terreno, utilizzando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

La figura sottostante chiarisce quanto detto.



Per un materiale avente resistenza compressione ad espansione laterale libera (pari a 2 MPa) e angolo di attrito dato, il calcolo della coesione è data dalla seguente relazione:

$$c = \frac{0.5 \cdot \sigma_c \cdot (1 - \sin \varphi)}{\cos \varphi}$$

Si ottiene una coesione compresa tra 500 - 600 kPa.

In conclusione, al materiale trattato si assumono i seguenti valori:

$$\gamma_{jet} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c'_{jet} = 500 \text{ kPa}$$

$$E_{jet} = 250 \text{ MPa}$$

Pertanto in fase di modellazione, gli strati del terreno trattati in corrispondenza del tappo di fondo, sono stati opportunamente modificati, inserendo un moltiplicatore delle rigidezze pari al rapporto  $0.5 \cdot E_{jet} / E_{terreno}$  e ponendo il valore della coesione  $c' = 250 \text{ kPa}$ .

ooooo

Per ciò che riguarda i carichi agenti a monte dell'opera di sostegno, si considera, ove presente, il peso permanente del terreno a monte dell'opera di sostegno. Si considera, inoltre, un sovraccarico accidentale, ove possibile, dovuto ai mezzi di cantiere durante le fasi di scavo e valutato in 10 kPa.

Si mostrano di seguito lo schema di calcolo per la sezione di verifica.

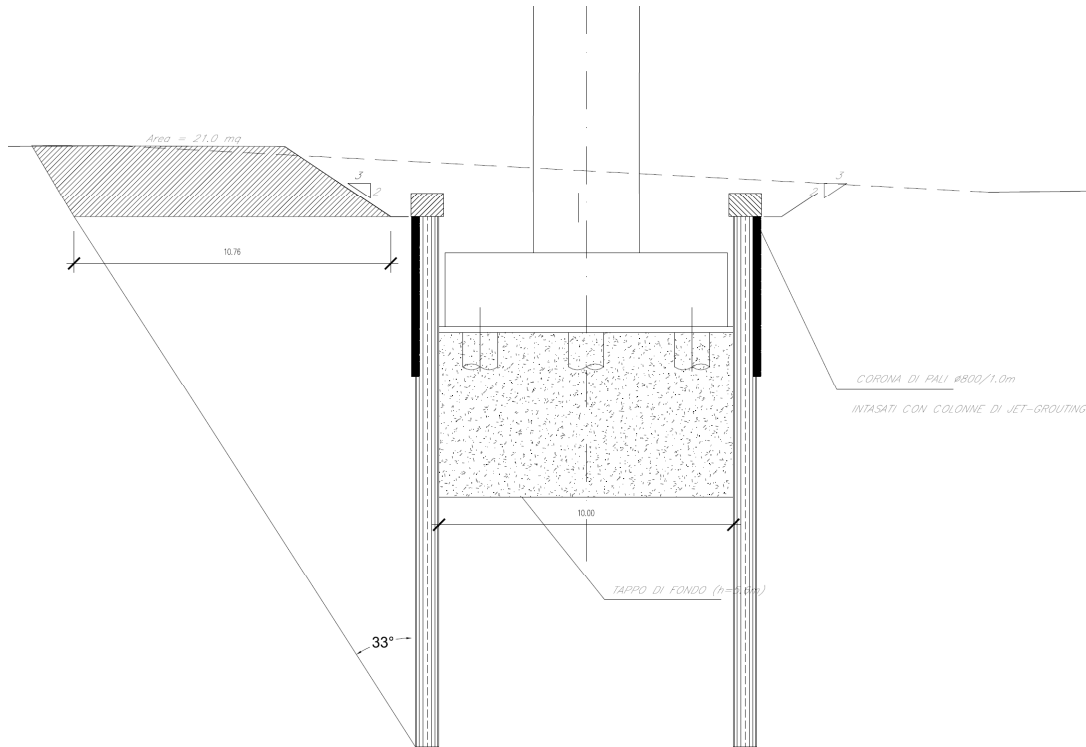


Fig. 1 – Pila 5: modello di calcolo 1

Sovraccarico permanente (in sx):  $q_p = (21.0 \text{ mq} \cdot 19 \text{ kN/m}^3) / 10.78 \text{ m} = 37 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarico accidentale (in dx):  $q_a = 10.0 \text{ kN/m}^2$

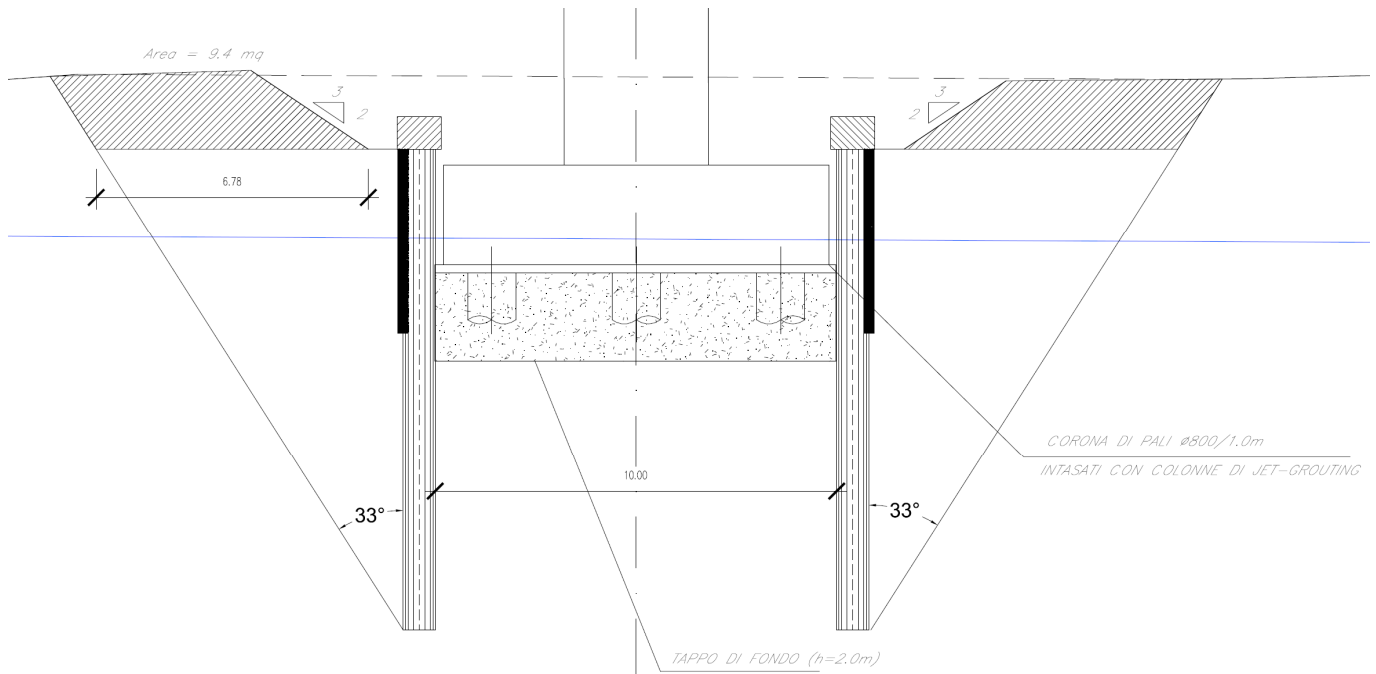


Fig. 2 – Pila 7: modello di calcolo 2

Sovraccarico permanente (in sx e dx):  $q_p = (9,4 \text{ mq} \cdot 19 \text{ kN/m}^3) / 6,8 \text{ m} = 26 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarico accidentale (in sx):  $q_a = 10,0 \text{ kN/m}^2$

## 8 PARATIA DI PALI PROVVISORIA (MODELLO 1)

### 8.1 MODELLO DI CALCOLO

La paratia è costituita da pali Ø800mm posti ad interasse 1.0m, di lunghezza L=18.0m e intasati con colonne in jet-grouting Ø600mm.

Il tappo di fondo in jet-grouting presente al di sotto del fondo scavo ha spessore pari a 5.6 m.

La falda è posta a 0.0 m dalla testa dei pali

La fasi di calcolo risultano:

STEP 0): Realizzazione dei pali. A monte si considera un sovraccarico permanente in sx di 37 kPa, un sovraccarico accidentale pari a 10 kPa in sx. La falda è posta a 0.0 m di profondità dalla testa dei pali.

STEP 1): Esecuzione del jet-grouting per la profondità prevista. I sovraccarichi sono i medesimi della fase precedente. La falda è posta a 0.0 m di profondità dalla testa dei pali esternamente alla coronella, mentre internamente viene posta a 10.6 m di profondità (base tappo).

STEP 2): Scavo fino alla profondità di 5.0 m dalla testa della paratia. I sovraccarichi sono i medesimi della fase precedente. La falda è posta alle stesse profondità della fase precedente. Si è tenuto conto della diminuzione della quota di valle della paratia ai sensi del §6.5.2.2 delle NTC '18 (4.5 m + 0.45 m ≈ 5 m).

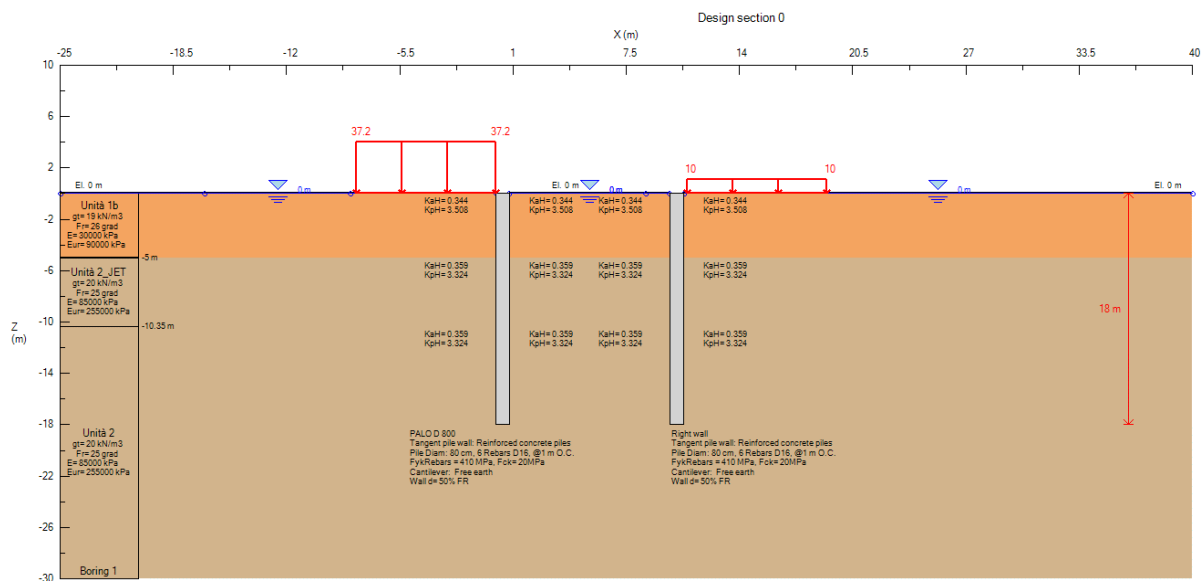


Fig. 3 –Modello di calcolo: STEP 0

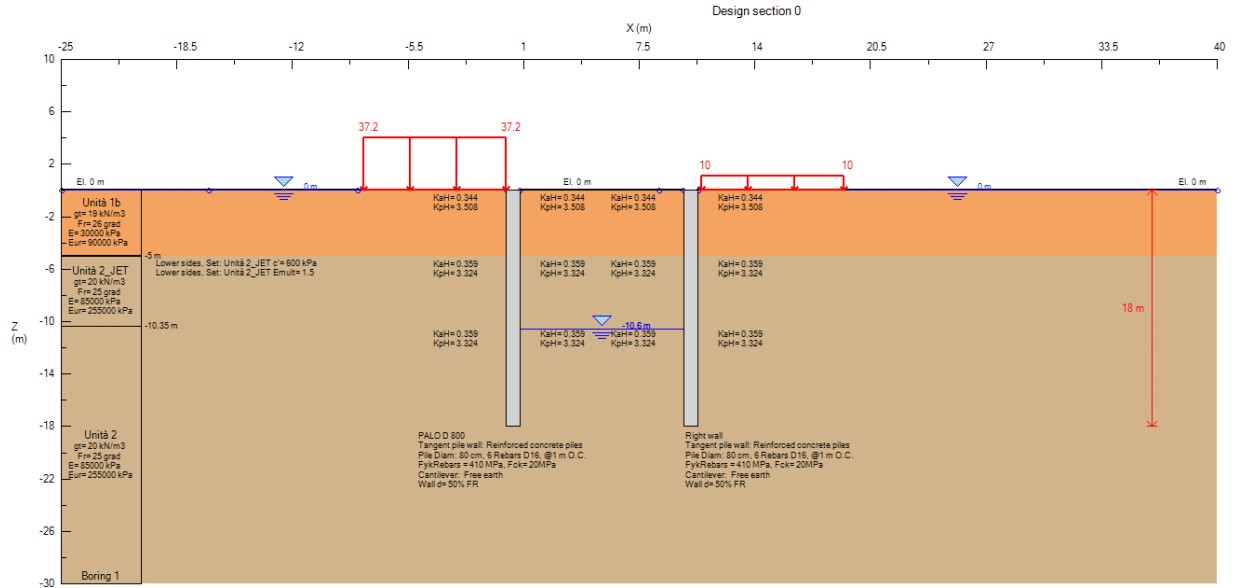


Fig. 4 –Modello di calcolo: STEP 1

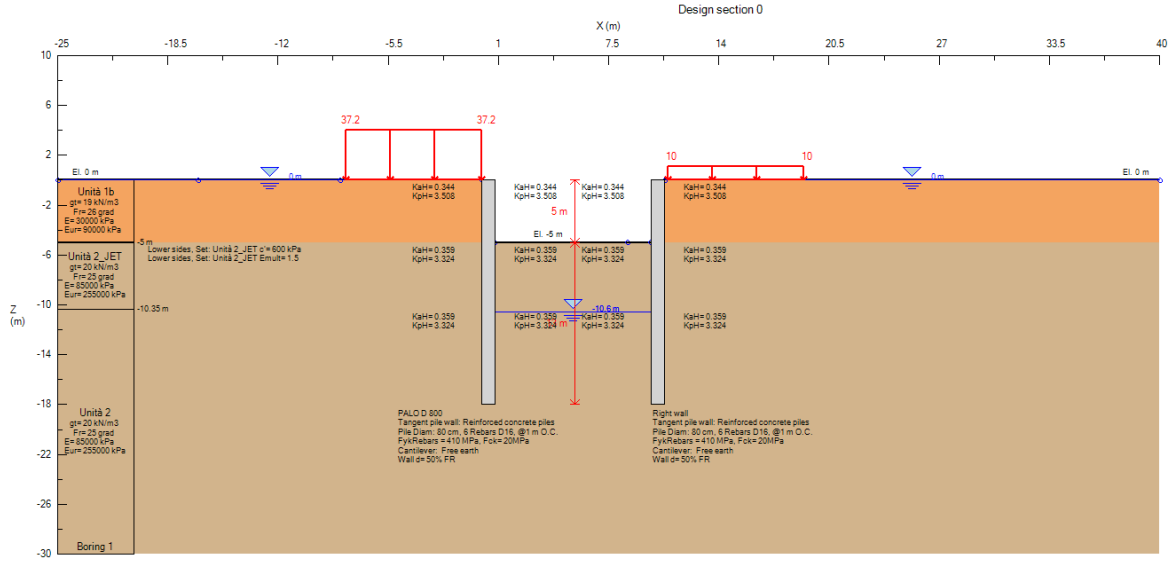


Fig. 5 –Modello di calcolo: STEP 2

## 9 RISULTATI DELLE ANALISI

### 9.1 Verifiche strutturali

Nelle tabelle che seguono si sintetizzano i risultati ottenuti nell'analisi. Nelle figure sono mostrati i relativi diagrammi.

PALI	M (kNm/m)	M* (kNm)	T (kN/m)	T* (kN)
SLE	501	501	204.5	204.5
SLU (A1+M1+R1)	655.8	655.8	266.4	266.4

con:

M = sollecitazione di momento flettente al metro lineare di paratia;

M\* = sollecitazione di momento flettente sul singolo palo (considerando un interasse di 1.0 m);

T = sollecitazione di taglio al metro lineare di paratia;

T\* = sollecitazione di taglio sul singolo palo (considerando un interasse di 1.0 m).

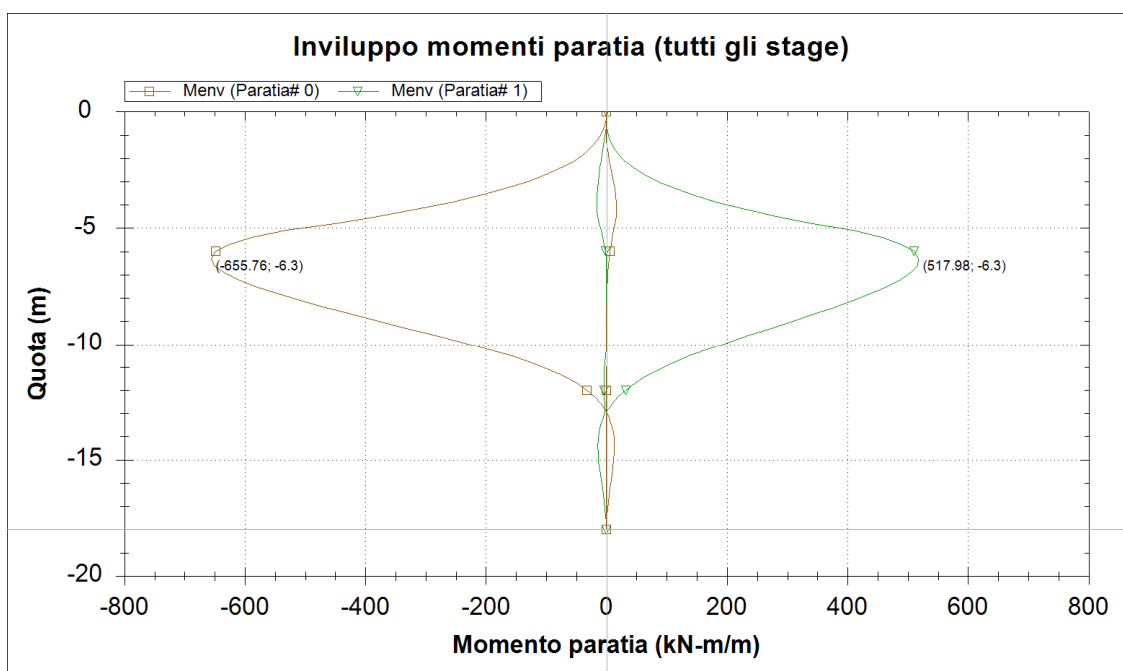


Fig. 6 –Diagramma del momento allo SLU (A1+M1+R1)

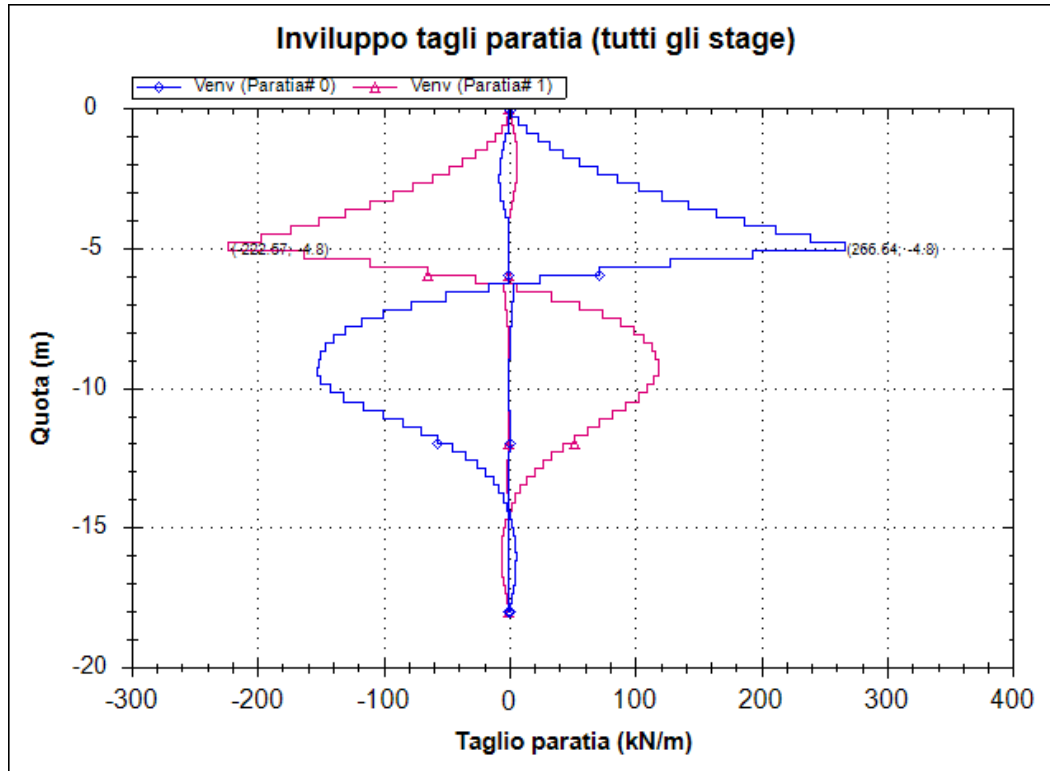


Fig. 7 –Diagramma del taglio allo SLU (A1+M1+R1)

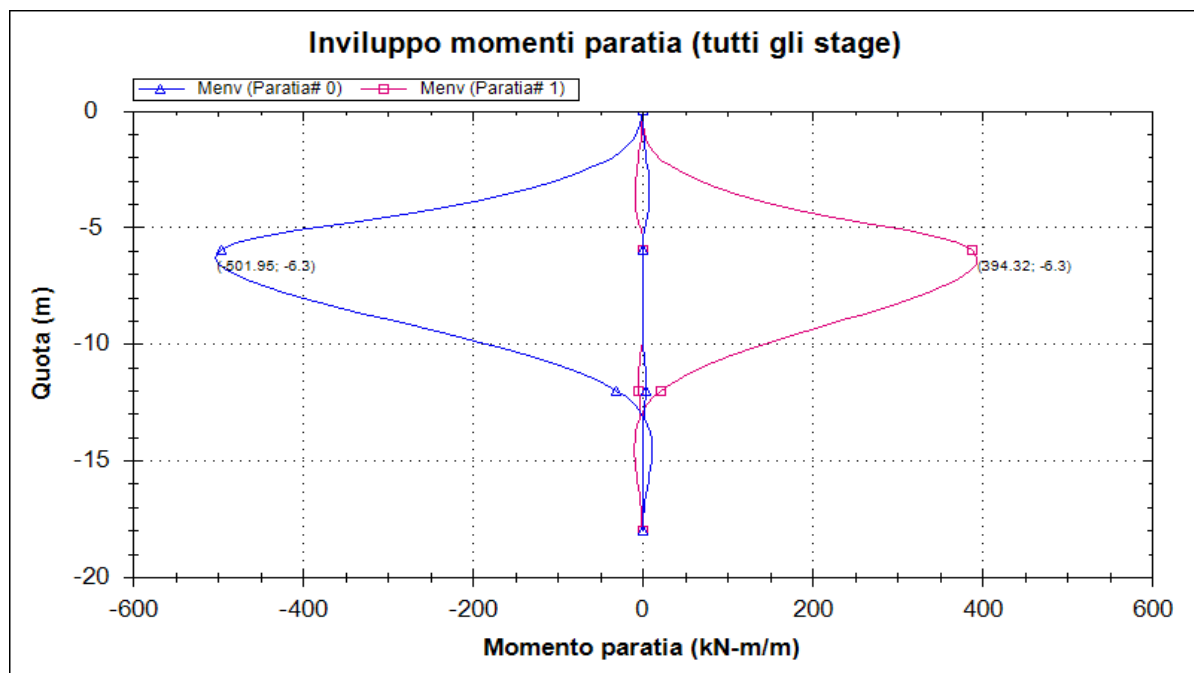
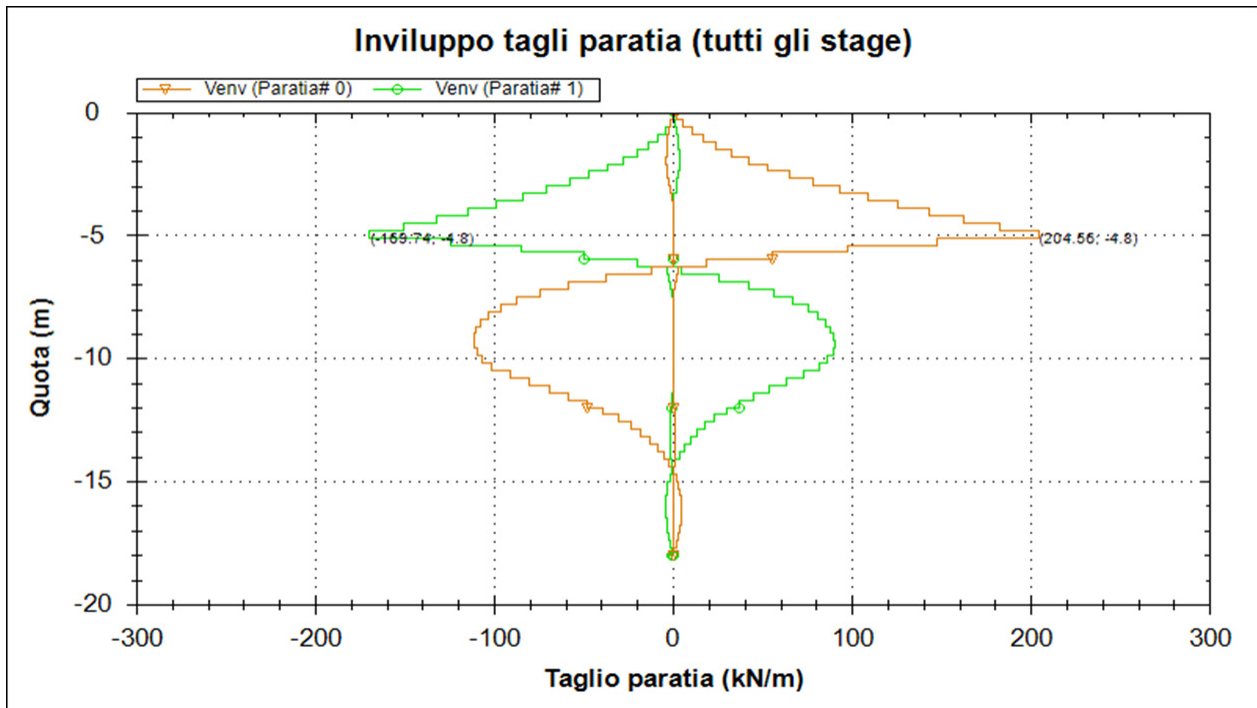


Fig. 8 –Diagramma del momento allo SLE





La sezione trasversale del palo Ø800mm presenta la seguente armatura:

18ø30

L'armatura trasversale è costituita da una spirale:

14/20.

Ai fini della resistenza, si prende in considerazione esclusivamente il palo in c.a., trascurando la presenza delle colonne di jet-grouting tra un palo e quello adiacente.

**Verifica a pressoflessione (A1+M1+R1)**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 400 [mm]  
 Raggio interno: 0 [mm]  
 N° barre uguali: 18  
 Diametro barre: 30 [mm]  
 Copriferro (baric.): 84 [mm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 655 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>: 1,253 kNm

**Materiali**

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200,000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	14.17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9.75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub>	0.6
		τ <sub>c1</sub>	1.829

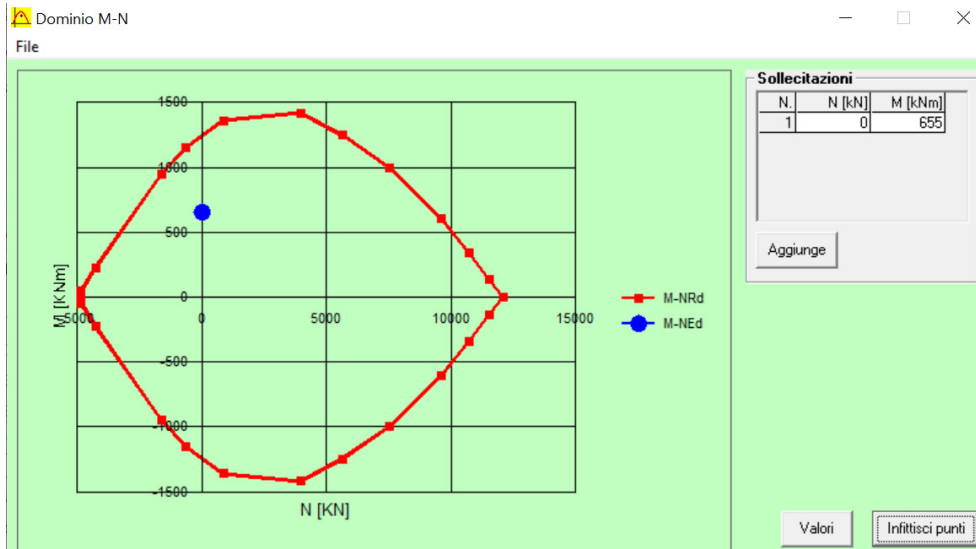
σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 6.092 ‰  
 d: 716 mm  
 x: 261.3 x/d: 0.3649  
 δ: 0.8961

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 mm Col. modello

Precompresso



$M_{Ed} = 655 \text{ kNm} < M_{Rd} = 1253 \text{ kNm}$ .

$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 1.9$

La verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO – Opere provvisionali in alveo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI 13 00 005	A	19 di 32

## Verifica a taglio

### Verifica a taglio per sezioni circolari armate a taglio (D.M. 17/01/2018)

classe cls	$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
resist. Caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cd}$	14	N/mm <sup>2</sup>
diametro	$\Phi$	800	mm
Area sezione	A	502655	mm <sup>2</sup>
copriferro	c	80	mm
Area sezione rettangolare equivalente	$A_{eq}$	406953	mm <sup>2</sup>
altezza utile equivalente	d	604	mm
larghezza equivalente	$b_w$	674	mm
altezza equivalente	$h_{eq}$	745.6922	mm
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	$\sigma_{cp}$	0.000	N/mm <sup>2</sup>
	$\alpha_{cp}$	1.00	

Acciaio	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
B450C	$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>
diametro staffe (spille)	$\varnothing_w$	14	mm
Area staffa (spilla)	$A_{\varnothing_w}$	154	mm <sup>2</sup>
0.9 d	z	543	mm
passo spirale	$s_w$	200	mm
n° bracci		2	
angolo di inclinazione biella compressa	$\theta$	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	$\alpha$	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	$AS_w / s_w$	1.539	mm <sup>2</sup> /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	327	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	1292	kN

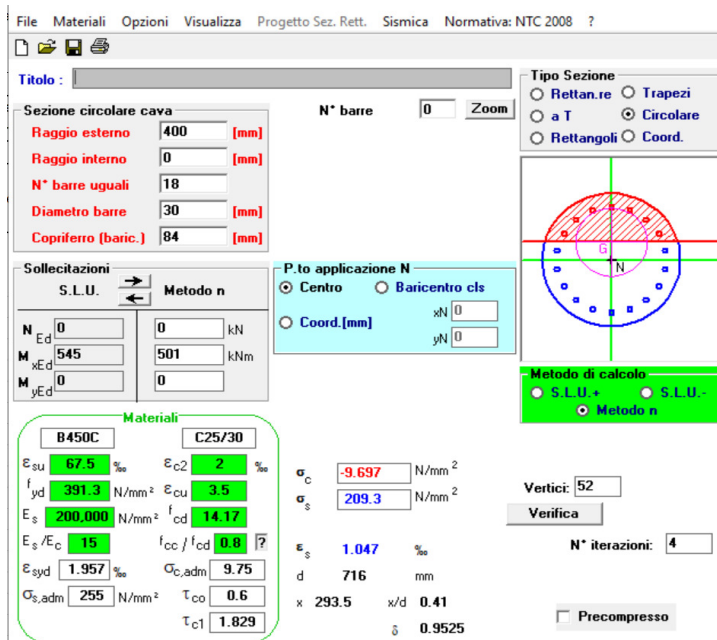
ok

taglio sollecitante	$V_{Ed}$	270	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	$\gamma_{Rd}$	1	
taglio resistente	$V_{Rd}$	327	kN
	$V_{Ed}$	<	$V_{Rd}$

La verifica risulta soddisfatta.

**Verifica a fessurazione**

	INPUT	OUTPUT
	Rck 30 Mpa	diff. def. armature-cls
diametro palo	D 800 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 7.71E-04 -
copriferro 1° strato	C <sub>1</sub> 84 mm	distanza max fessure
diametro barre 1° strato	$\phi_1$ 30 mm	s r, max 3.69E+02 mm
numero barre 1° strato	n <sub>1</sub> 18	<b>ampiezza fessure:</b>
copriferro 2° strato (baricentro barre)	C <sub>2</sub> mm	<b>wk 0.284 mm</b>
diametro barre 2° strato	$\phi_2$ mm	LIMITE 0.30 mm
numero barre 2° strato	n <sub>2</sub> mm	Sez. verificata
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	d 716 mm	
	b <sub>eff</sub> 110.3 mm	
posizione asse neutro da lembo compresso	x 293.5 mm	
Tensione massima barre 1° strato	$\sigma_{s,max1}$ 209.3 Mpa	
Tensione massima barre 2° strato	$\sigma_{s,max2}$ Mpa	
altezza efficace	h <sub>c,eff</sub> 168.8 mm	
area efficace relativamente ad una singola barre	A <sub>c,eff</sub> 18623 mm <sup>2</sup>	
percentuale di armatura relativa a A <sub>c,eff</sub>	$\rho_{p,eff}$ 0.038	
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt 0.6	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1 0.8	
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2 0.5	
	k3 3.4	
	k4 0.425	



The screenshot shows a software interface for structural analysis. Key sections include:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno 400 [mm], Raggio interno 0 [mm], N° barre uguali 18, Diametro barre 30 [mm], Copriferro (baric.) 84 [mm].
- Sollecitazioni:** Metodo n, N<sub>Ed</sub> 0 kN, M<sub>xEd</sub> 545 kNm, M<sub>yEd</sub> 0 kNm.
- Materiali:** B450C (E<sub>su</sub> 67.5%, f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup>, E<sub>s</sub> 200.000 N/mm<sup>2</sup>, E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15, E<sub>syd</sub> 1.957%, G<sub>s,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup>) and C25/30 (E<sub>c2</sub> 2%, E<sub>cu</sub> 3.5, f<sub>cd</sub> 14.17, f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8, G<sub>c,adm</sub> 9.75, T<sub>co</sub> 0.6, T<sub>c1</sub> 1.829).
- P.to applicazione N:** Centro, Coord. [mm] xN 0, yN 0.
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n.
- Results:**  $\sigma_c$  -9.697 N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_s$  209.3 N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_s$  1.047‰, d 716 mm, x/d 0.41,  $\delta$  0.9525.
- Other:** Vertici 52, N° iterazioni 4, Precompresso checkbox.

La verifica risulta soddisfatta.

## 9.2 Verifiche geotecniche allo slu

In merito alle verifiche di carattere geotecnico (GEO), nella tabella che segue si mostrano i risultati delle analisi per il relativo approccio di calcolo.

STEP 2	SLU (statica)
	(A2+M2+R1)
Spinta passiva massima mobilizzabile	13679
Spinta passiva mobilitata	1831
FS % passiva mobilitata	>> 1

Avendo posto:

FS % passiva mobilitata: rapporto tra la spinta passiva e la spinta effettivamente mobilitata a valle.

La verifica di stabilità globale viene omessa in quanto non ritenuta significativa, perché trattasi di uno scavo completamente circondato da pali con relativo tappo di fondo.

## 9.3 Verifiche geotecniche allo sle

Nella figura che segue si riportano gli spostamenti orizzontali dell'opera allo SLE nella condizione maggiormente gravosa (fase di massimo scavo).

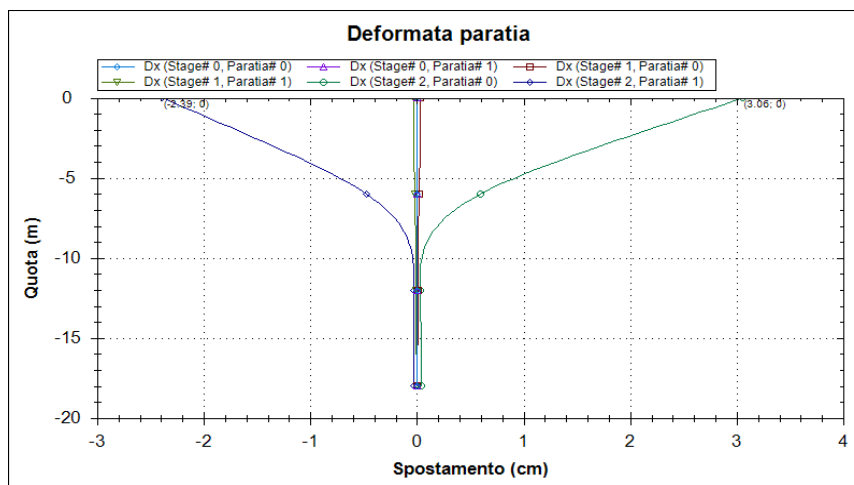


Fig. 10 –Diagramma delle deformazioni allo SLE

SLE	
Spostamento orizzontale massimo $\delta_{h\_max}$ (cm)	3.06

In relazione alla provvisionalità dell'opera, gli spostamenti orizzontali massimi risultano compatibili con la sua funzionalità.

## 10 PARATIA DI PALI PROVVISORIA (MODELLO 2)

### 10.1 MODELLO DI CALCOLO

La paratia è costituita da pali Ø800mm posti ad interasse 1.0 m, di lunghezza L=12.0 m e intasati con colonne in jet-grouting Ø600mm.

Il tappo di fondo in jet-grouting presente al di sotto del fondo scavo ha spessore pari a 2.0 m.

La falda è posta a 0.0 m dalla testa dei pali

La fasi di calcolo risultano:

**STEP 0):** Realizzazione dei pali. A monte si considera un sovraccarico permanente in sx e in dx di 26 kPa, un sovraccarico accidentale pari a 10 kPa in sx. La falda è posta a 0.0 m di profondità dalla testa dei pali.

**STEP 1):** Esecuzione del jet-grouting per la profondità prevista. I sovraccarichi sono i medesimi della fase precedente. La falda è posta a 0.0 m di profondità dalla testa dei pali esternamente alla coronella, mentre internamente viene posta a 6.0 m di profondità (base tappo).

**STEP 2):** Scavo fino alla profondità di 4.0 m dalla testa della paratia. I sovraccarichi sono i medesimi della fase precedente. La falda è posta alle stesse profondità della fase precedente. Si è tenuto conto della diminuzione della quota di valle della paratia ai sensi del §6.5.2.2 delle NTC '18 ( $3.4 \text{ m} + 0.34 \text{ m} \approx 4 \text{ m}$ ).

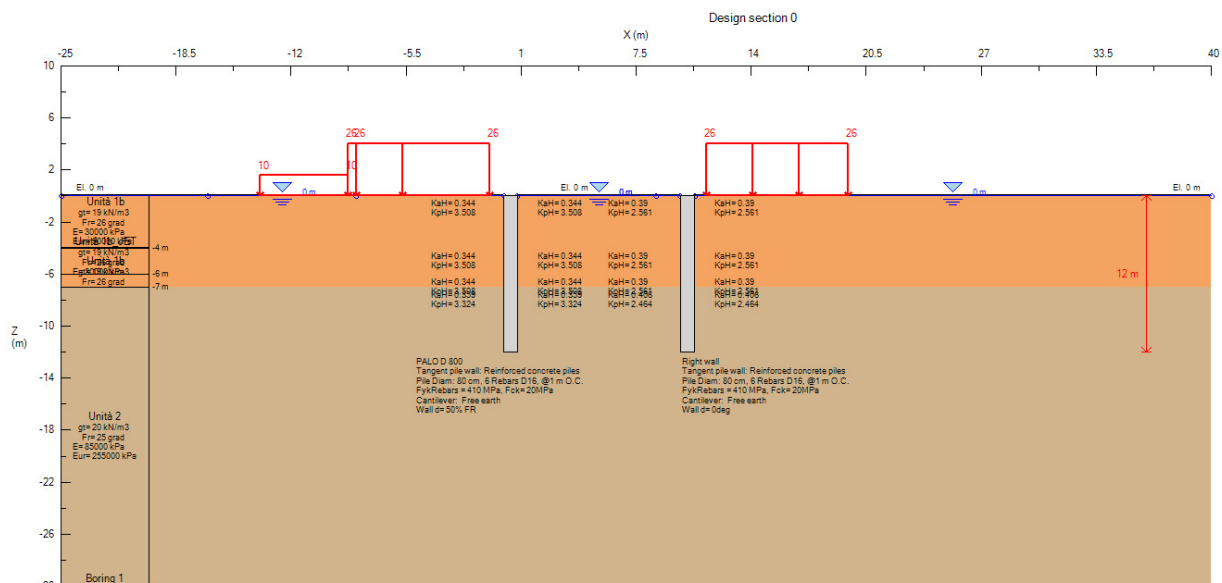


Fig. 11 –Modello di calcolo: STEP 0

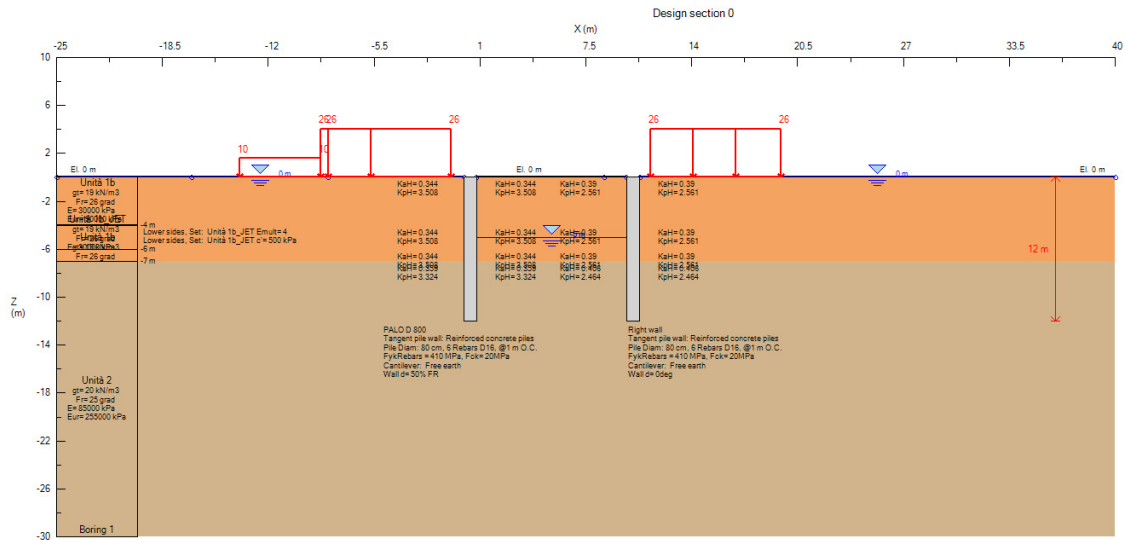


Fig. 12 –Modello di calcolo: STEP 1

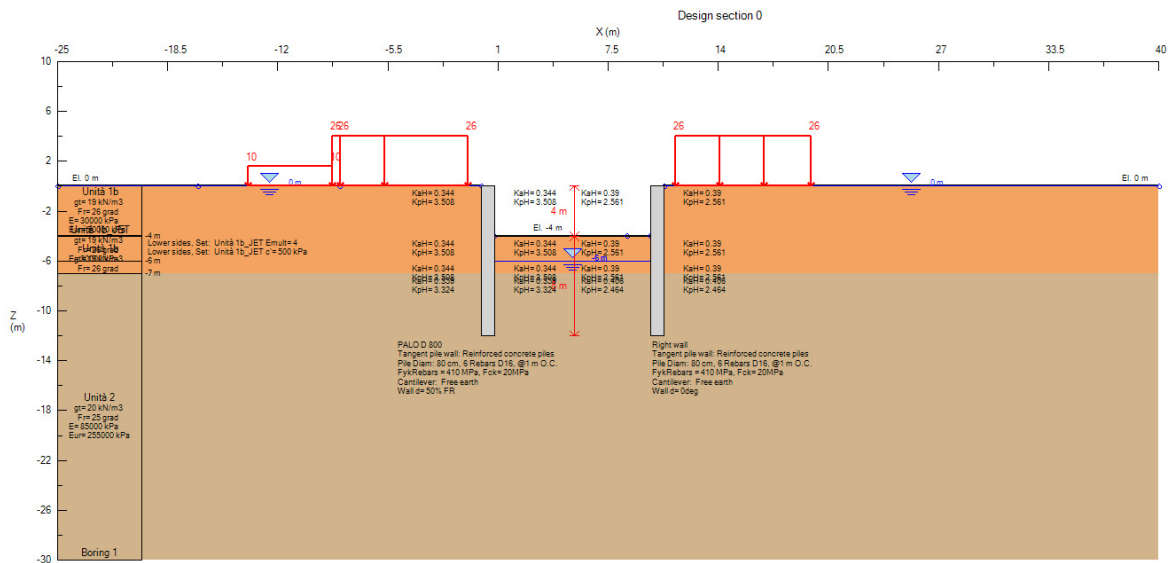


Fig. 13 –Modello di calcolo: STEP 2

## 11 RISULTATI DELLE ANALISI

### 11.1 Verifiche strutturali

Nelle tabelle che seguono si sintetizzano i risultati ottenuti nell'analisi. Nelle figure sono mostrati i relativi diagrammi.

PALI	M (kNm/m)	M* (kNm)	T (kN/m)	T* (kN)
SLE	234.4	234.4	124.4	124.4
SLU (A1+M1+R1)	309.8	309.8	154.6	154.6

con:

M = sollecitazione di momento flettente al metro lineare di paratia;

M\* = sollecitazione di momento flettente sul singolo palo (considerando un interasse di 0.9 m);

T = sollecitazione di taglio al metro lineare di paratia;

T\* = sollecitazione di taglio sul singolo palo (considerando un interasse di 0.9 m).

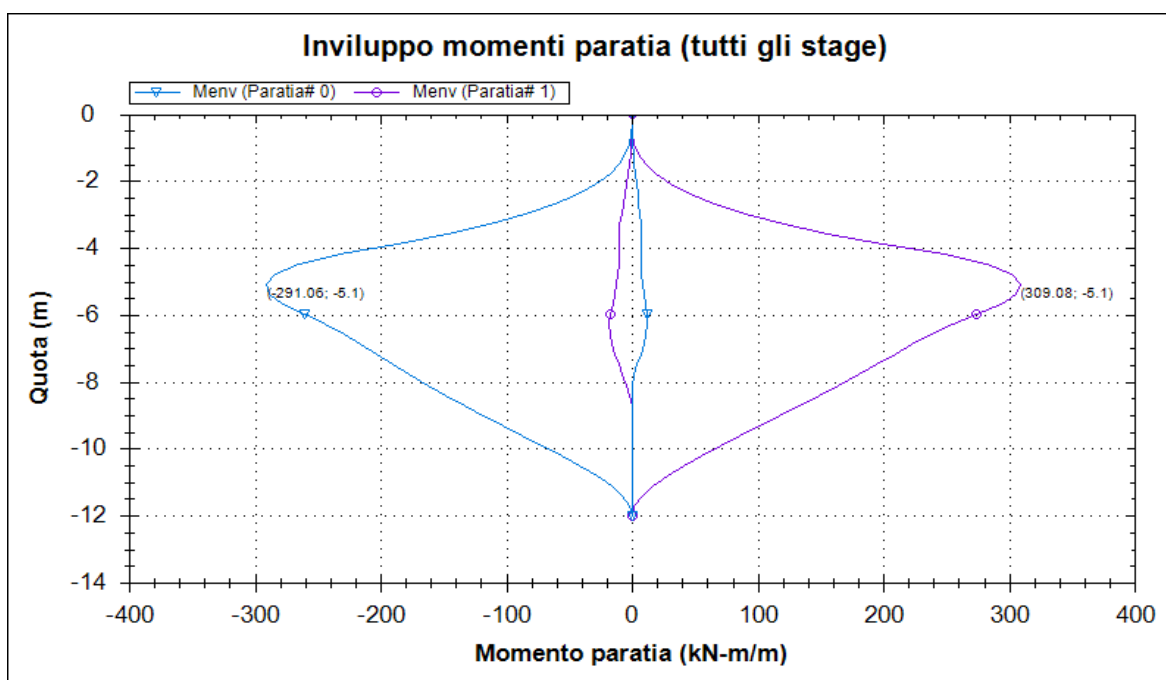


Fig. 14 –Diagramma del momento allo SLU (A1+M1+R1)



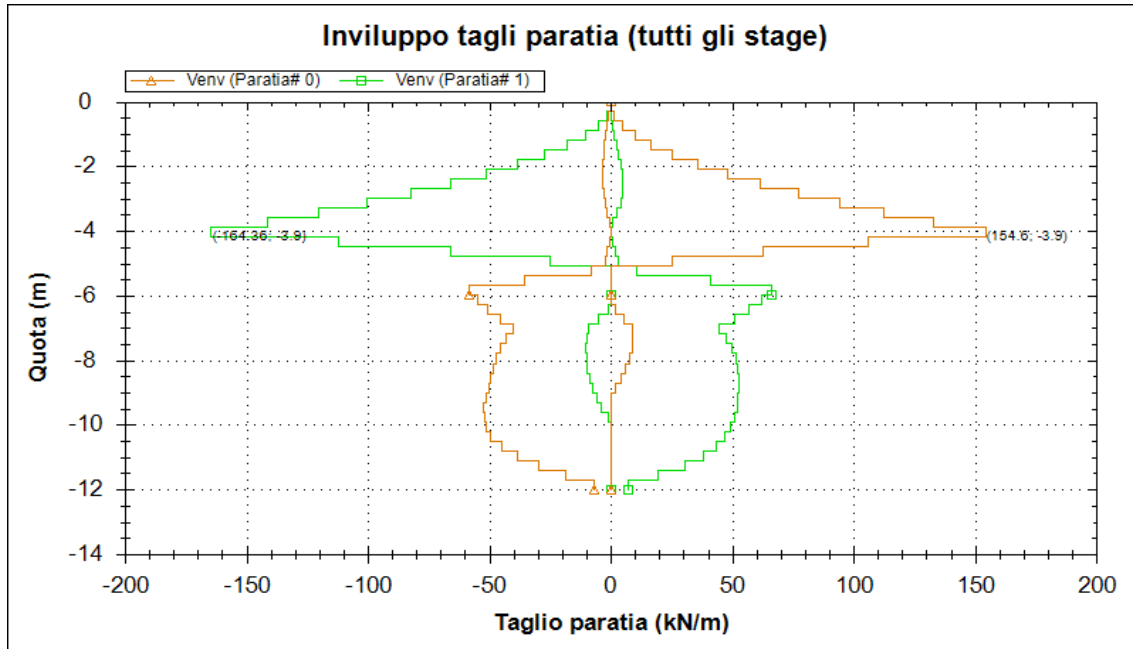


Fig. 15 –Diagramma del taglio allo SLU (A1+M1+R1)

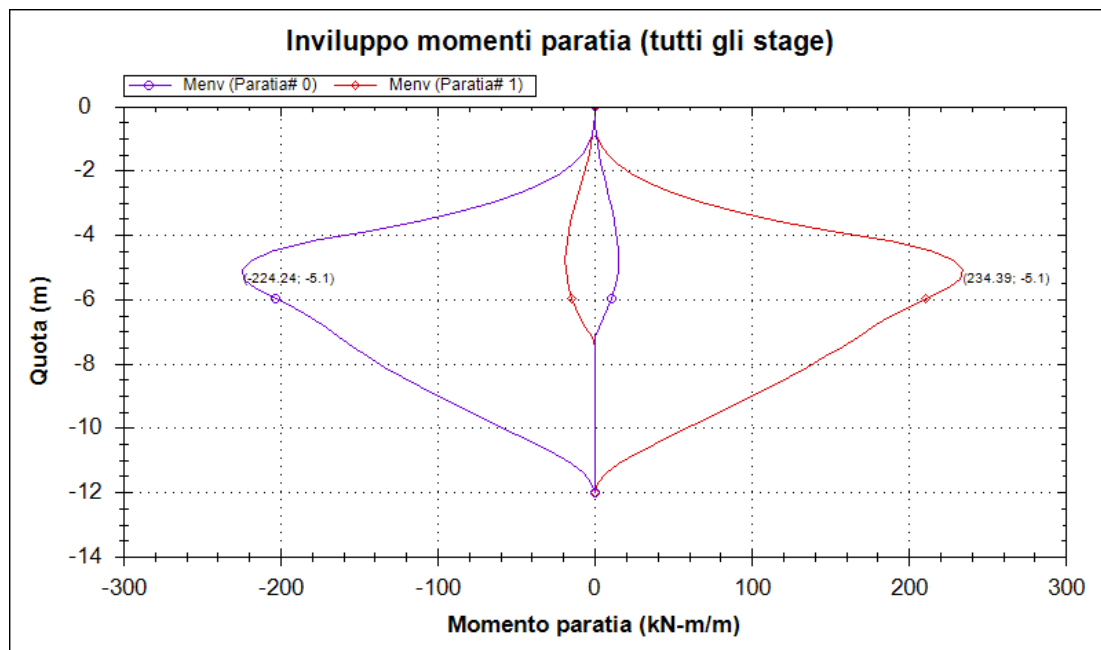


Fig. 16 –Diagramma del momento allo SLE

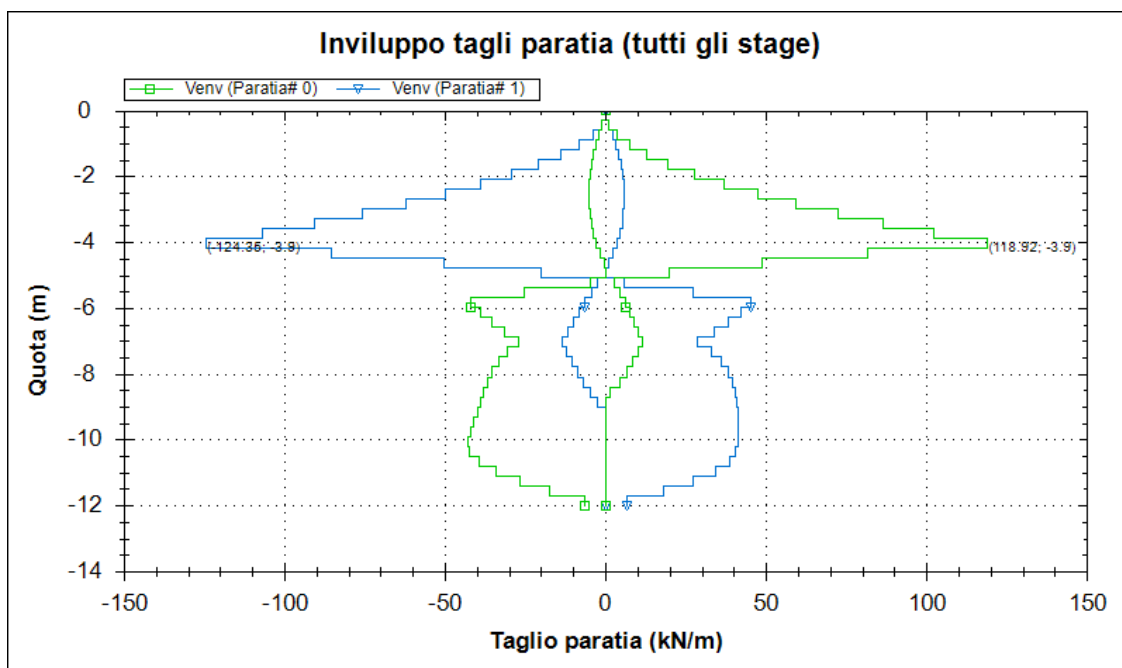


Fig. 17 –Diagramma del taglio allo SLE

La sezione trasversale del palo Ø800mm presenta la seguente armatura:

20ø20

L'armatura trasversale è costituita da una spirale:

ø12/20.

Ai fini della resistenza, si prende in considerazione esclusivamente il palo in c.a., trascurando la presenza delle colonne di jet-grouting tra un palo e quello adiacente.

**Verifica a pressoflessione (A1+M1+R1)**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 400 [mm]  
 Raggio interno: 0 [mm]  
 N\* barre uguali: 20  
 Diametro barre: 20 [mm]  
 Copriferro (baric.): 84 [mm]

N\* barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 310 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200,000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 14.17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9.75 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

M<sub>xRd</sub>: 687 kNm  
 σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 8.618 ‰  
 d: 716 mm  
 x: 206.8 x/d: 0.2888  
 δ: 0.801

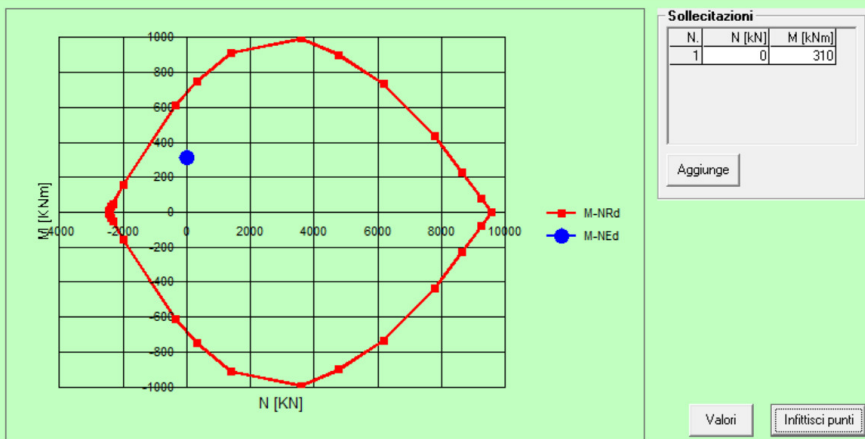
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N\* rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub>: 0 mm Col. modello  
 Precompresso

**Dominio M-N**

File



N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	310

Aggiunge Valori Infiltrisci punti

$M_{Ed} = 310 \text{ kNm} < M_{Rd} = 687 \text{ kNm}$ .

$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 2.2$

La verifica risulta soddisfatta.

### Verifica a taglio

#### Verifica a taglio per sezioni circolari armate a taglio (D.M. 17/01/2018)

classe cls	$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
resist. Caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cd}$	14	N/mm <sup>2</sup>
diametro	$\Phi$	800	mm
Area sezione	A	502655	mm <sup>2</sup>
copriferro	c	80	mm
Area sezione rettangolare equivalente	$A_{eq}$	406953	mm <sup>2</sup>
altezza utile equivalente	d	604	mm
larghezza equivalente	$b_w$	674	mm
altezza equivalente	$h_{eq}$	745.6922	mm
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	$\sigma_{cp}$	0.000	N/mm <sup>2</sup>
	$\alpha_{cp}$	1.00	

Acciaio	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
B450C	$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>
diametro staffe (spille)	$\varnothing_w$	12	mm
Area staffa (spilla)	$A_{\varnothing_w}$	113	mm <sup>2</sup>
0.9 d	z	543	mm
passo spirale	$s_w$	200	mm
	n° bracci	2	
angolo di inclinazione biella compressa	$\theta$	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	$\alpha$	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	$A_{s_w} / s_w$	1.131	mm <sup>2</sup> /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	240	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	1292	kN

taglio sollecitante	$V_{Ed}$	155	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	$\gamma_{Rd}$	1	
taglio resistente	$V_{Rd}$	240	kN
	$V_{Ed}$	<	$V_{Rd}$

La verifica risulta soddisfatta.

**Verifica a fessurazione**

	INPUT		OUTPUT
	Rck	30 Mpa	diff. def. armature-cls
diametro palo	D	800 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 5.40E-04
copriferro 1° strato	C <sub>1</sub>	84 mm	distanza max fessure
diametro barre 1° strato	$\phi_1$	20 mm	s r, max 4.48E+02 mm
numero barre 1° strato	n <sub>1</sub>	20	<b>ampiezza fessure:</b>
			<b>wk 0.242 mm</b>
copriferro 2° strato (baricentro barre)	C <sub>2</sub>	mm	LIMITE 0.30 mm
diametro barre 2° strato	$\phi_2$	mm	Sez. verificata
numero barre 2° strato	n <sub>2</sub>		
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	d	716 mm	
	b <sub>eff</sub>	99.3 mm	
posizione asse neutro da lembo compresso	x	251.5 mm	
Tensione massima barre 1° strato	$\sigma_{s,max1}$	185.5 Mpa	
Tensione massima barre 2° strato	$\sigma_{s,max2}$	Mpa	
altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	182.8 mm	
area efficace relativamente ad una singola barre	A <sub>c,eff</sub>	18151 mm <sup>2</sup>	
percentuale di armatura relativa a A <sub>c,eff</sub>	$\rho_{p,eff}$	0.017	
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1	0.8	
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5	
	k3	3.4	
	k4	0.425	

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 400 [mm]  
 Raggio interno: 0 [mm]  
 N° barre uguali: 20  
 Diametro barre: 20 [mm]  
 Copriferro (baric.): 84 [mm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 0 kN  
 M<sub>Ed</sub>: 260 235 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 14.17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

$\sigma_c$ : -6.698 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 185.5 N/mm<sup>2</sup>

Vertici: 52  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4

$\epsilon_s$ : 0.9276 ‰  
 d: 716 mm  
 x: 251.5 x/d: 0.3513  
 $\delta$ : 0.8791

Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

## 11.2 Verifiche geotecniche allo slu

In merito alle verifiche di carattere geotecnico (GEO), nella tabella che segue si mostrano i risultati delle analisi per il relativo approccio di calcolo.

STEP 2	SLU (statica)
	(A2+M2+R1)
Spinta passiva massima mobilizzabile	3888.1
Spinta passiva mobilitata	789
FS % passiva mobilitata	> 1

Avendo posto:

FS % passiva mobilitata: rapporto tra la spinta passiva e la spinta effettivamente mobilitata a valle.

La verifica di stabilità globale viene omessa in quanto non ritenuta significativa, perché trattasi di uno scavo completamente circondato da pali con relativo tappo di fondo.

## 11.3 Verifiche geotecniche allo sle

Nella figura che segue si riportano gli spostamenti orizzontali dell'opera allo SLE nella condizione maggiormente gravosa (fase di massimo scavo).

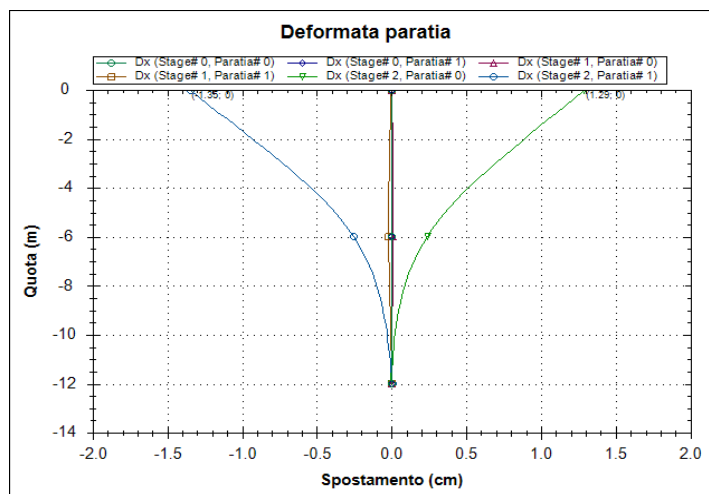


Fig. 18 –Diagramma delle deformazioni allo SLE

SLE	
Spostamento orizzontale massimo $\delta_{h\_max}$ (cm)	1.29

In relazione alla provvisionalità dell'opera, gli spostamenti orizzontali massimi risultano compatibili con la sua funzionalità.

#### 11.4 Verifica al sollevamento del tappo di fondo

Si riporta di seguito la verifica al sollevamento del tappo di fondo in jet-grouting nei confronti degli stati limite di sollevamento (UPL) per le fondazioni di tutte le pile d'interesse nella realizzazione delle opere provvisionali.

Le verifiche sono state condotte assegnando quote relative per ciascuna pila, considerando la quota testa pali sempre pari a 0.0 m.

Nel considerare le forze resistenti al sollevamento, è stato preso in conto il contributo del peso proprio del tappo in jet-grouting (assumendo un peso per unità del volume  $\gamma_{\text{jet-grouting}}=20 \text{ kN/m}^3$ )

**A favore di sicurezza non è stato considerato il contributo resistente dell'adesione laterale tra tappo di fondo e paratie.**

##### Verifica sollevamento tappo di fondo

$\gamma_{\text{terr}}$ (peso di volume del terreno)	<b>20</b>	$\text{kN/m}^3$
$\gamma_{\text{t}}$ (peso di volume del tappo di fondo)	<b>20</b>	$\text{kN/m}^3$
$\gamma_{\text{w}}$ (peso di volume dell'acqua)	<b>10</b>	$\text{kN/m}^3$
$z_{\text{w}}$ (quota falda da testa paratia) Pila 1-2-3-4-5-6	<b>-1</b>	m s.l.m.
$z_{\text{w}}$ (quota falda da testa paratia) Pila 7-8	<b>-3</b>	m s.l.m.

Coeff. Parziale al sollevamento (DM 2018 §6.2.4.2)	FSpp favorevole	<b>0.9</b>
	FSW sfavorevole	<b>1.1</b>

	Quota fondo scavo (m s.l.m.)	$H_{\text{tr}}$ spessore tappo di fondo (m)	Quota fondo tappo (m s.l.m.)	DW spessore colonna d'acqua (m)	Az. stab. PP (tappo)+FSpp (kN/m)	Az. destab. U (acqua)+FSW (kN/m)	FS (-)
P1	<b>-2.55</b>	<b>3.20</b>	-5.75	<b>4.75</b>	57.60	52.25	1.10
P2	<b>-3.00</b>	<b>3.20</b>	-6.20	<b>5.20</b>	57.60	57.20	1.01
P3	<b>-3.00</b>	<b>3.20</b>	-6.20	<b>5.20</b>	57.60	57.20	1.01
P4	<b>-2.80</b>	<b>3.20</b>	-6.00	<b>5.00</b>	57.60	55.00	1.05
P5	<b>-4.50</b>	<b>5.60</b>	-10.10	<b>9.10</b>	100.80	100.10	1.01
P6	<b>-4.50</b>	<b>8.50</b>	-13.00	<b>12.00</b>	153.00	132.00	1.16
P7	<b>-3.40</b>	<b>2.00</b>	-5.40	<b>2.40</b>	36.00	26.40	1.36
P8	<b>-3.00</b>	<b>2.00</b>	-5.00	<b>2.00</b>	36.00	22.00	1.64

