

**NUOVA S.S.291
COLLEGAMENTO SASSARI - ALGHERO - AEROPORTO**

Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas - Alghero
e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA29

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTI:

*Dott. Ing. ACHILLE DEVITOFRANCESCHI
Ordine Ing. di Roma n. 19116*

*Dott. Ing. ALESSANDRO MICHELI
Ordine Ing. di Roma n. 19654*

IL GEOLOGO

*Dott. Geol. Serena MAJETTA
Ordine Geol. Lazio n. 928*

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

*Dott. Arch. GIOVANNI MAGARO'
Ordine Arch. di Roma n. 16183*

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. SALVATORE FRASCA

PROTOCOLLO

DATA

**GEOLOGIA E GEOTECNICA
GEOTECNICA**

Lotto 1 - Relazione geotecnica di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L O P L S C D 1 6 0 1

NOME FILE

T01GE00GETRE01_A.dwg

REVISIONE

**CODICE
ELAB.**

T 0 1 G E 0 0 G E T R E 0 1

A

-

D

C

B

A

Nuova emissione a seguito indirizzo MIT del 11-05-2016

SET 2017

Ing.

Ing.

Ing.

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

**S.S. 291 "DELLA NURRA" – LAVORI DI COSTRUZIONE DEL 1° LOTTO DA
MAMUNTANAS – ALGHERO E DEL 4° LOTTO DI COLLEGAMENTO CON
L'AEROPORTO DI ALGHERO
- PROGETTO DEFINITIVO -**

Relazione Geotecnica di Calcolo – Lotto 1

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	6
2.1	Normativa e raccomandazioni tecniche	6
2.2	Riferimenti progettuali	6
2.3	Riferimenti bibliografici e progettuali	6
3	MATERIALI	7
4	LE OPERE D'ARTE DI PROGETTO	9
4.1	Viadotto Rio Serra	9
4.2	Viadotto Rio Calvia I	9
4.3	Viadotto Rio Calvia II	10
4.4	Galleria Artificiale Ferroviaria A	11
4.5	Galleria Artificiale Ferroviaria B	11
5	CRITERI DI VERIFICA	12
5.1	Fondazioni su pali	12
5.1.1	Micropali	13
5.1.2	Verifiche strutturali	14
5.2	Fondazioni superficiali	14
5.3	Opere provvisionali	16
6	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	16
7	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	16
7.1	Individuazione delle stratigrafie di riferimento delle opere d'arti	17
7.1.1	Viadotto Rio Serra	17
7.1.2	Viadotto Rio Calvia I	18
7.1.3	Viadotto Rio Calvia II	20
7.1.4	Farfalla Ferroviaria A	21
7.1.5	Farfalla Ferroviaria B	22
8	VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO RIO SERRA	22
8.1	Fondazioni spalla SP1 e SP2	22
8.1.1	Resistenza di progetto dei micropali – Spalle Rio Serra	24
8.1.2	Stima del cedimento della palificata – Spalle Rio Serra	28

8.2	Fondazioni pila P2	29
8.2.1	Resistenza di progetto dei micropali – Pila P2 - Rio Serra	30
8.2.2	Stima del cedimento della palificata – Pila P2 - Rio Serra	33
8.2.3	Opere di Sostegno provvisionali – Pila P2 –Rio Serra	33
8.3	Fondazioni Pile P1 e P3	36
8.3.1	Risultati delle verifiche allo SLU – Pile P1 e P3 –Rio Serra	37
8.3.2	Opere di Sostegno provvisionali – Pile P1 e P3 –Rio Serra	37
9	VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO RIO CALVIA I	41
9.1	Fondazioni spalla SP1 e SP2	41
9.1.1	Resistenza di progetto dei micropali – Spalle SP1 e SP2 - Rio Calvia I	42
9.1.2	Stima del cedimento della palificata – Spalle SP1 e SP2 - Rio Calvia I	46
9.1.3	Verifica strutturale dei micropali – Spalla SP1 e SP2 – Rio Calvia I	47
9.2	Fondazioni Pila P1 e P2	48
9.2.1	Resistenza di progetto dei micropali – Pile P1 e P2 - Rio Calvia I	50
9.2.2	Stima del cedimento della palificata – Pila P1 e P2 - Rio Calvia I	54
9.2.3	Verifica strutturale dei micropali – Pila P1 e P2 – Rio Calvia I	55
10	VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO RIO CALVIA II	57
10.1	Fondazioni spalla SP1 e SP2	57
10.1.1	Risultati delle verifiche allo SLU – Spalle SP1 e SP2 – Rio Calvia II	58
10.2	Fondazioni Pila P1	59
10.2.1	Risultati delle verifiche allo SLU – Pila P1 – Rio Calvia II	59
10.3	Fondazioni Pila P2	60
10.3.1	Resistenza di progetto dei micropali – Pila P2 - Rio Calvia II	61
10.3.2	Stima del cedimento della palificata – Pila P2 - Rio Calvia II	64
10.3.3	Verifica strutturale dei micropali – Pila P1 e P2 – Rio Calvia I	64
11	VERIFICHE GEOTECNICHE – FARFALLA FERROVIARIA “A”	65
11.1	Fondazioni portale	65
11.1.1	Resistenza di progetto dei micropali – Galleria Artificiale – Farfalla A	66
11.1.2	Stima del cedimento della palificata – Galleria Artificiale - Farfalla A	69
11.1.3	Verifica strutturale dei micropali – Galleria Artificiale – Farfalla Ferroviaria	69
11.1.4	Opere di Sostegno provvisionali – Galleria Artificiale –Farfalla A	70
12	VERIFICHE GEOTECNICHE – FARFALLA FERROVIARIA “B”	73
12.1	Fondazioni portale	73
12.1.1	Opere di Sostegno provvisionali – Galleria Artificiale –Farfalla B	76

13 VERIFICHE GEOTECNICHE – BARRIERA ACUSTICA	79
13.1.1 Resistenza di progetto dei micropali – Barriera acustica	79
14 VERIFICHE GEOTECNICHE – STRUTTURA DI PROTEZIONE DEI SOTTOSERVIZI	82
ALLEGATO A	86
ALLEGATO B	90
ALLEGATO C	94
ALLEGATO D	98

1 INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo geotecnico è parte integrante del Progetto Definitivo denominato “Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia”. L'intervento è relativo al completamento del collegamento tra le città di Sassari, Alghero e l'aeroporto di Alghero. La nuova infrastruttura si innesta presso Sassari sulla SS131 ed è parzialmente già realizzata fino alla località di Olmedo (lotti 2 e 3), presso lo svincolo di Mamuntanas, dove viene attualmente collegata alla SS 127 bis. Il lotto 1° completa l'itinerario a 4 corsie da Sassari ad Alghero, ed ha una estensione di circa 4,1 km sull'asse principale e 3,2 km sulla bretella di circonvallazione dell'abitato di Alghero.

Per il lotto in esame, le opere previste in progetto sono di seguito elencate:

- ✓ Opere d'arti maggiori:
 - Viadotto “Rio Serra”;
 - Viadotto “Rio Calvia I”;
 - Viadotto “Rio Calvia II”;
 - Farfalla Ferroviaria A;
 - Farfalla Ferroviaria B.

- ✓ Opere d'arti minori:
 - Opere di sostegno.

Di seguito, si illustrano le verifiche geotecniche delle opere d'arte maggiori inerenti il 1° lotto, le verifiche relative alle opere di sostegno sono riportate nella relazione T01OS00GETRE01_A.

Tutte le verifiche sono state condotte in accordo al metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto indicato dalle NTC 2008 (doc. rif [1]) e dalla relativa circolare applicativa del 2009 (doc. rif. [2]).

A seguire, per le opere in esame, sono brevemente riassunte le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalle opere stesse opere e poi esposte le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di fondazione e di sostegno.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

2.1 Normativa e raccomandazioni tecniche

- [1] D.M. del 14.01.2008 *“Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”* (G.U. n.29 del 04.02.2008).
- [2] Circolare del 02.02.2009 contenente le istruzioni per le l'applicazione delle *“Nuove norme tecniche per le costruzioni”* di cui al D.M. del 14.01.2008 (G.U. n.47 del 26.02.2009).

2.2 Riferimenti progettuali

- [3] T00GE00GEORE01 - *“Relazione geologica e idrogeologica”*
- [4] T00GE00GEOPU01÷9_A - *“Planimetria ubicazione indagini geognostiche”*
- [5] T00GE00GEORE02÷8_A - *“Documentazione indagini geognostiche e geofisiche”*
- [6] T00GE00GEOCG01÷12_A - *“Carta geologica”*
- [7] T00GE00GEOFG01÷12_A - *“Profilo geologico”*
- [8] T00_GE00_GET_RE01_A - *“Relazione geotecnica generale”*
- [9] T01_GE00_GET_FG01÷4_B - *“Profilo geotecnico – Lotto 1”*
- [10] T00_GE00_GET_RE02_A - *“Relazione Sismica”*
- [11] T01_VI01_STR_CP 01÷11_A *“Carpenterie Viadotto Rio Serra”*
- [12] T01_VI01_STR_DI 01÷02_A *“Planimetrie Viadotto Rio Serra”*
- [13] T01_VI02_STR_CP 01÷11_A *“Carpenterie Viadotto Rio Calvia I”*
- [14] T01_VI02_STR_DI 01÷02_A *“Planimetrie Viadotto Rio Calvia I”*
- [15] T01_VI03_STR_CP 01÷09_A *“Carpenterie Viadotto Rio Calvia II”*
- [16] T01_VI03_STR_DI 01÷02_A *“Planimetrie Viadotto Rio Calvia II”*
- [17] T01_GA01_STR_DI 01÷02_A *“Galleria Artificiale Ferroviaria A”*
- [18] T01_GA02_STR_DI 01÷03_A *“Galleria Artificiale Ferroviaria B”*

2.3 Riferimenti bibliografici e progettuali

- [19] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1997) *“Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”*.
- [20] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1994) *“Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”*.

3 MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere sono i seguenti:

Calcestruzzo per getto in opera fondazioni (Plinti):

• Classe di resistenza minima	C25/30
• Resistenza cubica a compressione	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} \geq 24,9 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza a trazione	$f_{ctk}=1,79 \text{ N/mm}^2$
• Modulo elastico	$E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$
• Classe di esposizione	XC2
• Classe di consistenza	S4
• Copriferro	45 mm

Calcestruzzo per getto in opera pali di fondazione:

• Classe di resistenza minima	C25/30
• Resistenza cubica a compressione	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} \geq 24,9 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza a trazione	$f_{ctk}=1,79 \text{ N/mm}^2$
• Modulo elastico	$E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$
• Classe di esposizione	XC2
• Classe di consistenza	S5
• Copriferro	75 mm

Calcestruzzo per getto in opera elevazione spalle:

• Caratteristica di resistenza minima	C28/35
• Classe di esposizione	XC2
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}=28 \text{ MPa}$
• Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}=35 \text{ MPa}$
• Valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm}=37 \text{ MPa}$
• Valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm}=2,835 \text{ MPa}$
• Modulo di elasticità secante	$E_{cm}=32580 \text{ MPa}$
• Classe di consistenza	S4
• Copriferro	35 mm

Calcestruzzo per getto in opera elevazione Pile:

- Caratteristica di resistenza minima C32/40
- Classe di esposizione XC4+XD1
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 35 mm

Calcestruzzo per muri:

- Caratteristica di resistenza minima C28/35
- Classe di esposizione XC3
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck}=28$ MPa
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck}=35$ MPa
- Valore medio resistenza caratteristica cilindrica $f_{cm}=37$ MPa
- Valore medio resistenza a trazione assiale $f_{ctm}=2,835$ MPa
- Modulo di elasticità secante $E_{cm}=32580$ MPa
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 45 mm

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C
- Modulo elastico $E_s=210000000$ kN/m²
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}\geq 450$ MPa
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}\geq 540$ MPa

Miscela cementizia per micropali:

- Classe di resistenza minima C25/30
- Resistenza cubica a compressione $R_{ck} \geq 30$ N/mm²
- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} \geq 24,9$ N/mm²
- Resistenza a trazione $f_{ctk}=1,79$ N/mm²
- Modulo elastico $E_c = 31447$ N/mm²
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14,1$ N/mm²
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,19$ N/mm²
- Classe di esposizione XC2
- Classe di consistenza S4

Tubo di armatura dei micropali:

- Acciaio in profili a sezione cava: EN 10210-1 S355 JOH+N

- Tensione di rottura $f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$

4 LE OPERE D'ARTE DI PROGETTO

4.1 Viadotto Rio Serra

Il viadotto Rio Serra è caratterizzato da uno schema statico di impalcato a trave continua a quattro campate, di luci 40m – 60m – 60m - 40m (Figura 1). L'opera è costituita da due impalcati, uno per ciascuna carreggiata, realizzati in struttura mista acciaio calcestruzzo, ognuno composto da tre travi metalliche a doppio T di altezza variabile e da una soletta in calcestruzzo armato ordinario, resa collaborante con le travi. Le pile, in cemento armato, hanno fusto circolare. Completano l'opera le spalle, di tipologia ordinaria, in cemento armato. Le fondazioni sono dirette approfondite per le pile P1 e P3 e su micropali per le spalle e per la pila P2.

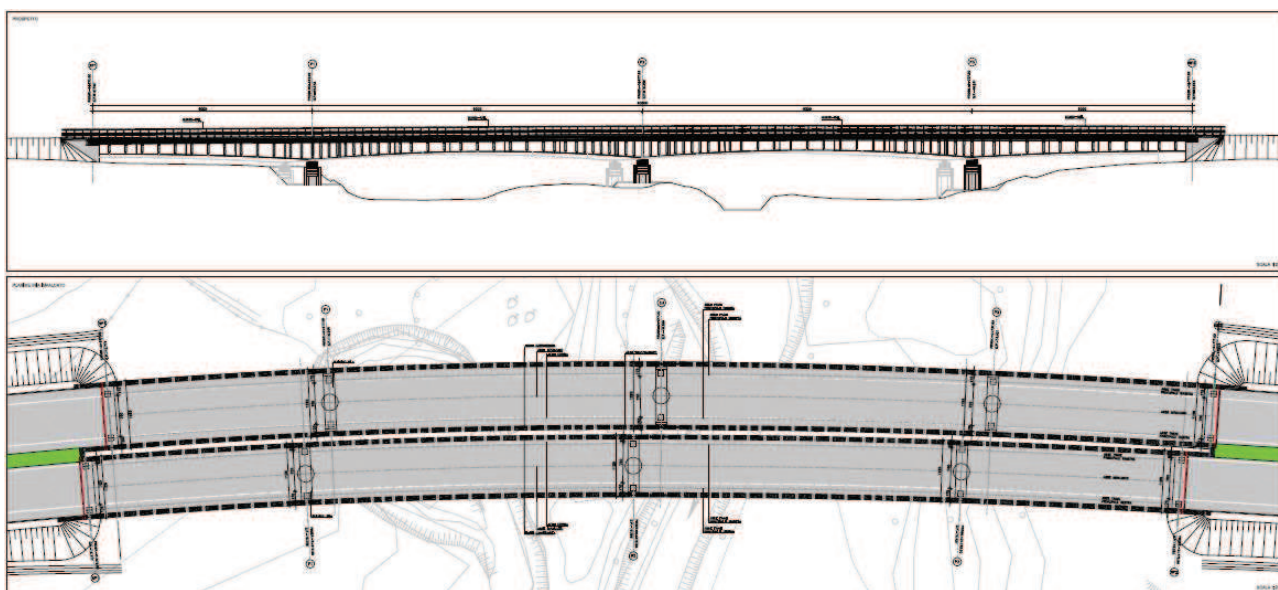


Figura 1 – Profilo longitudinale e Planimetria – Viadotto Rio Serra

4.2 Viadotto Rio Calvia I

Il viadotto Rio Calvia I è caratterizzato da uno schema statico di impalcato a trave continua a tre campate, di luci 40m – 60m - 40m (Figura 2). L'opera è costituita da due impalcati, uno per ciascuna carreggiata, realizzati in struttura mista acciaio calcestruzzo, ognuno composto da tre travi metalliche a doppio T di altezza variabile e da una soletta in calcestruzzo armato ordinario, resa collaborante con le travi. Le pile, in cemento armato, hanno fusto circolare. Completano l'opera le spalle, di tipologia ordinaria, in cemento armato. Le fondazioni sono profonde su micropali.

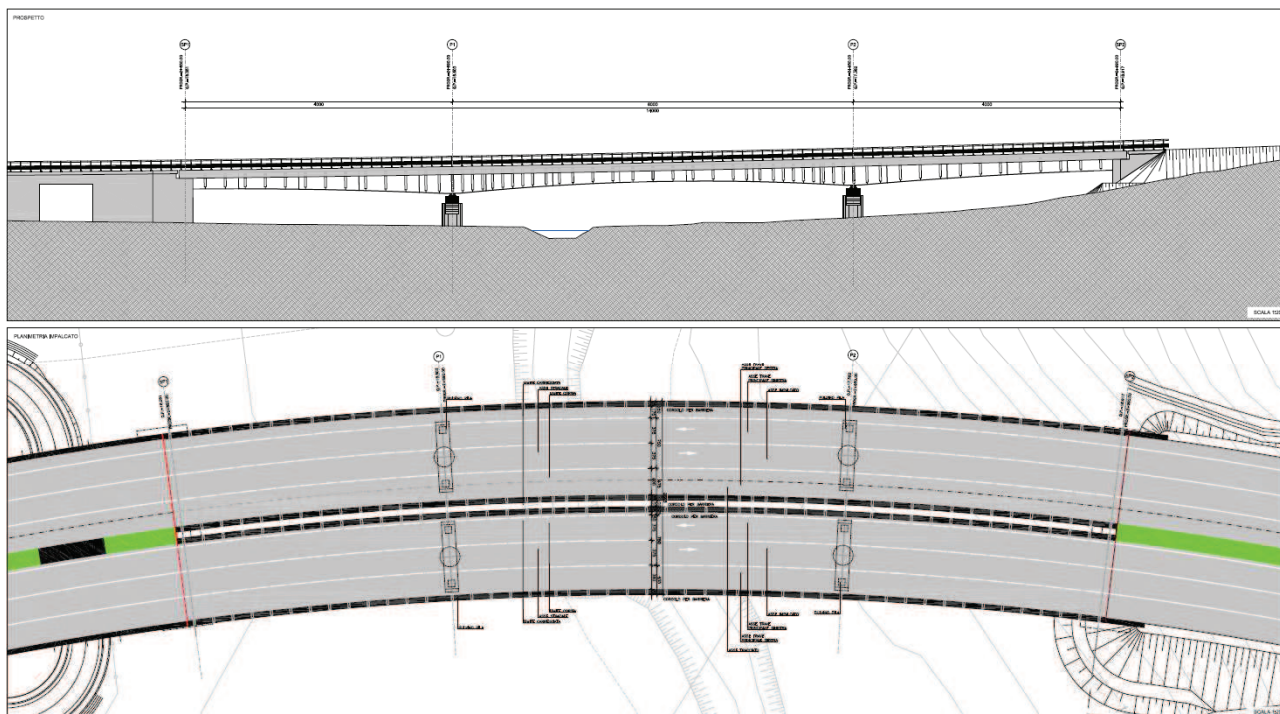


Figura 2 – Profilo longitudinale e Planimetria – Viadotto Rio Calvia I

4.3 Viadotto Rio Calvia II

Il viadotto Rio Calvia II è caratterizzato da uno schema statico di impalcato a trave continua a tre campate, di luci 50m – 70m - 50m (Figura 3). L'opera è costituita da due impalcati, uno per ciascuna carreggiata, realizzati in struttura mista acciaio calcestruzzo, ognuno composto da tre travi metalliche a doppio T di altezza variabile e da una soletta in calcestruzzo armato ordinario, resa collaborante con le travi. Le pile, in cemento armato, hanno fusto circolare. Completano l'opera le spalle, di tipologia ordinaria, in cemento armato. Le fondazioni sono dirette, fatta eccezione per la pila P2 avente fondazione su micropali.

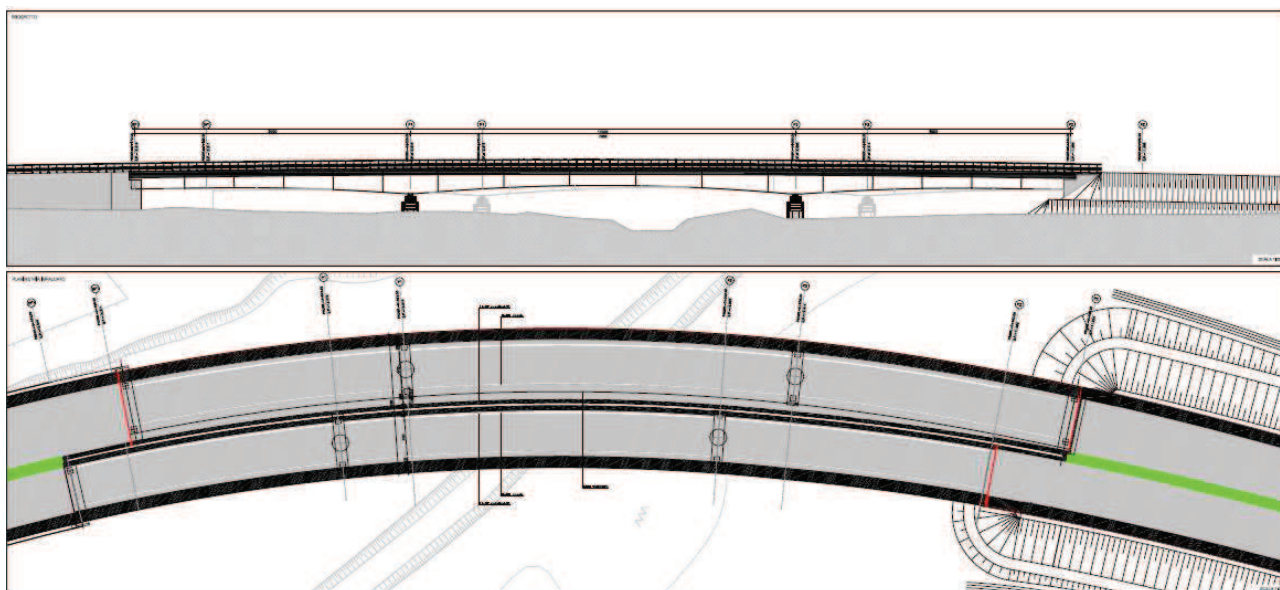


Figura 3 – Profilo longitudinale e Planimetria – Viadotto Rio Calvia II

4.4 Galleria Artificiale Ferroviaria A

La galleria artificiale ferroviaria "A" (Figura 4) è costituita da un portale fondato su micropali. La soletta superiore ha uno spessore pari a 1.30 m ed è costituita da travi in c.a.p.. I ritzi, in cemento armato, hanno una altezza pari a 7.15 m e spessore di 1.30 m. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo strutturale.

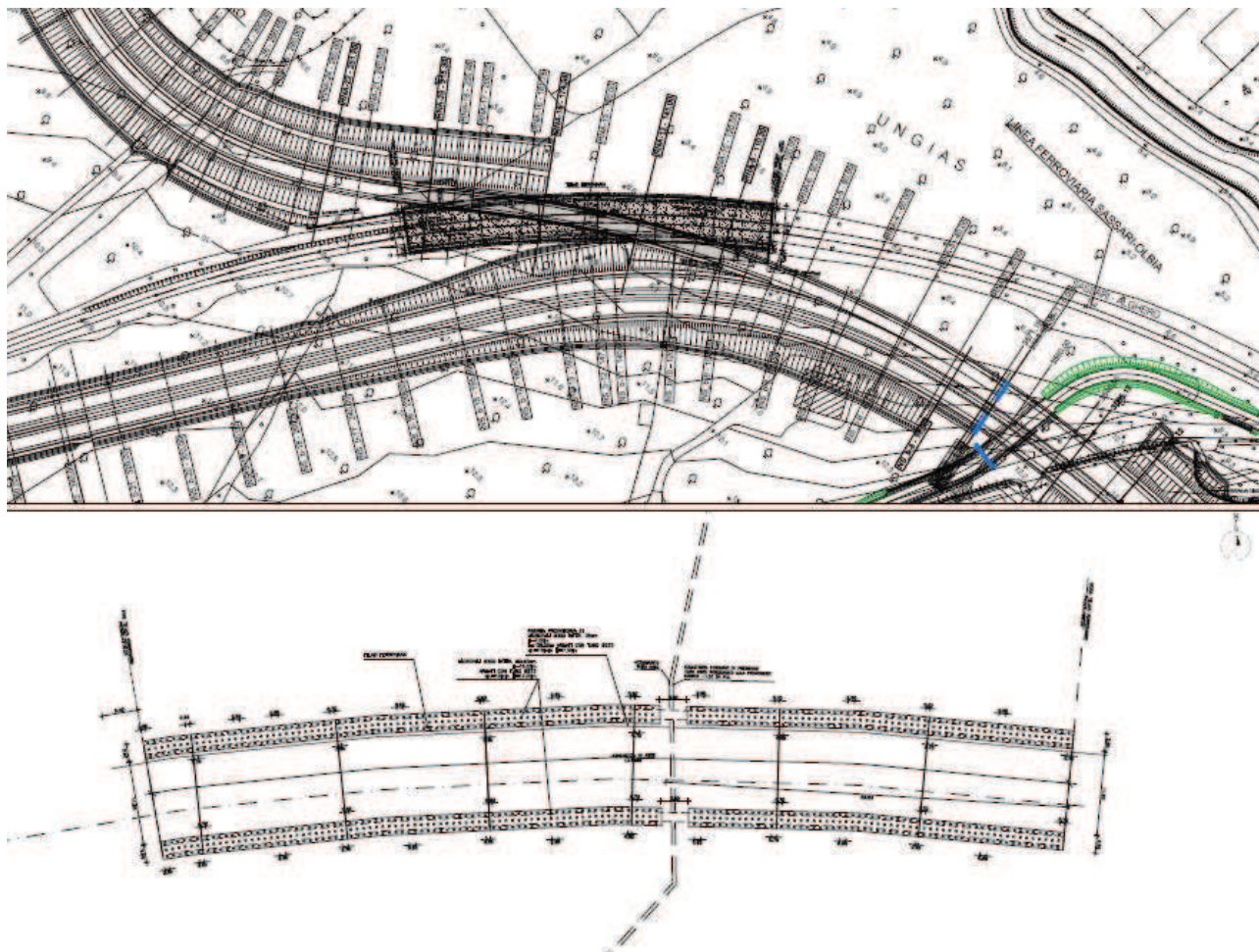


Figura 4 – Inquadramento generale e pianta fondazioni – Galleria artificiale ferroviaria A

4.5 Galleria Artificiale Ferroviaria B

La galleria artificiale ferroviaria "B" (Figura 5) è costituita da un portale fondato su micropali. La soletta superiore ha uno spessore pari a 1.30 m ed è costituita da travi in c.a.p.. I ritzi, in cemento armato, hanno una altezza pari a 7.15 m e spessore di 1.30 m. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo strutturale.

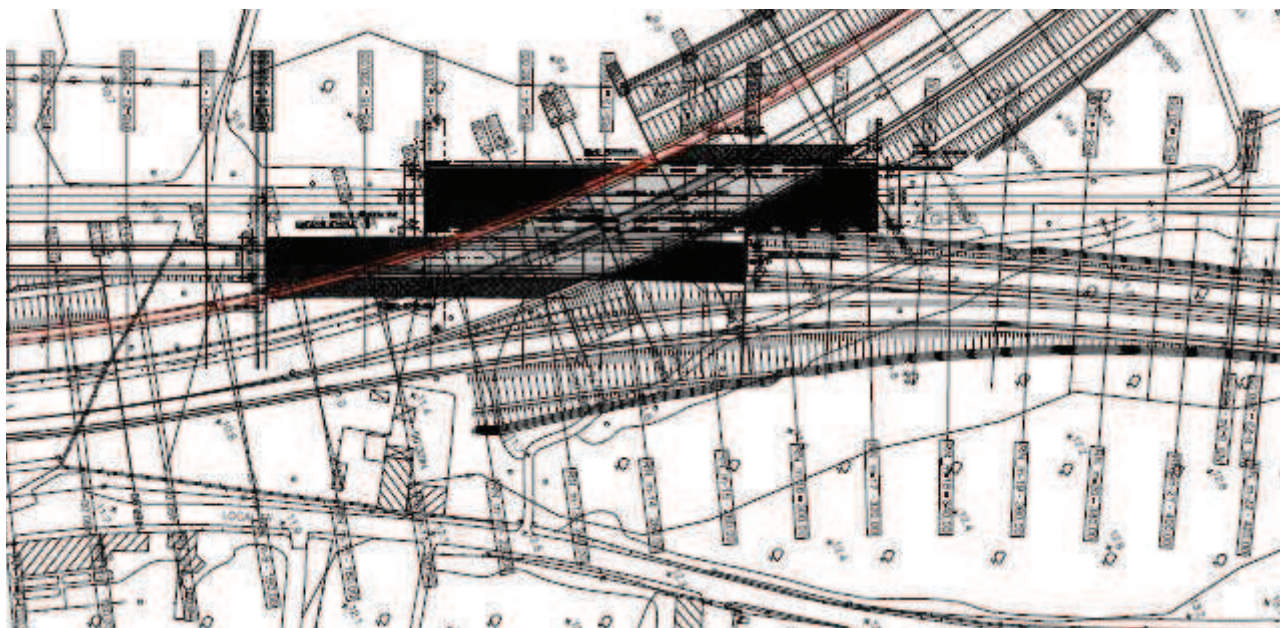


Figura 5 – Planimetria – Galleria artificiale ferroviaria B

5 CRITERI DI VERIFICA

Tutte le analisi sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 14/01/2008 (cfr. [1]) e alle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate a febbraio del 2009. Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d < R_d$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze. La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per la azioni ($A1$ e $A2$), per i parametri geotecnici ($M1$ e $M2$) e per le resistenze ($R1$, $R2$ e $R3$).

5.1 Fondazioni su pali

Relativamente alle fondazioni su pali, ai fini della verifica di sicurezza nei riguardi delle azioni assiali, si è deciso di adottare l'approccio 2 ($A1+M1+R3$) del NTC che prevede un'unica analisi valida sia per le verifiche di tipo strutturale sia per le verifiche di tipo geotecnico. Le azioni di progetto (E_d) sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

Le resistenze di progetto (R_d) sono ricavate a partire dai valori caratteristici delle resistenze limite globali (R_k) ridotte mediante i coefficienti parziali γ_R , i parametri di resistenza di progetto dei terreni vengono determinati utilizzando i valori caratteristici parzializzati mediante i coefficienti parziali γ_M (unitari, nel caso dell'approccio 2). Vengono, inoltre, considerati dei coefficienti riduttivi

ξ (funzione del numero di verticali indagate) da applicare ai valori caratteristici di calcolo ($R_{k,cal}$).

Nelle tabelle seguenti, riportate dalle NTC08, sono indicati i valori dei coefficienti riduttivi ξ e γ_R .

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

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

Nella determinazione dei valori delle resistenze caratteristiche è stato assunto un valore di ξ pari a 1,70.

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

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

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

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

Tab. 6.4.VI. Coefficienti parziali per le resistenze dei pali nei confronti delle azioni trasversali

Le verifiche sono state condotte con riferimento al singolo palo maggiormente caricato.

5.1.1 Micropali

Il valore caratteristico di calcolo ($R_{k,cal}$) della capacità portante dei micropali nei confronti dei carichi assiali è stato determinato considerando cautelativamente la sola resistenza mobilitata lateralmente lungo il fusto del palo (Q_L) ed utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985).

$$Q_L = R_{c,k} = \sum_i (\alpha \times D_{si} \times q_{lat, i} \times L_i)$$

Risulta in particolare:

dove, con riferimento ad ogni tratto i-esimo del palo,

$D_{si} = \alpha_i \times D_p$ = il diametro del bulbo di fondazione in corrispondenza dello strato i-esimo;

D_p = diametro del micropalo (diametro del foro);

α_i = il coefficiente di espansione del bulbo, funzione del tipo di terreno e della modalità realizzativa dei micropali;

L_i = lunghezza del tratto i-esimo di micropalo;

$q_{lat,i}$ = resistenza laterale unitaria tra micropalo e terreno in corrispondenza dello strato i -esimo, funzione della natura del terreno e delle modalità realizzative dei micropali.

5.1.2 Verifiche strutturali

Le verifiche sono state condotte, sulla base dell'involuppo delle sollecitazioni, secondo il metodo semiprobabilistico dello stato limite ultimo.

A favore di sicurezza, le verifiche statiche sono eseguite trascurando il contributo della miscela cementizia di riempimento della perforazione del micropalo. Le sollecitazioni di uscita del codice di calcolo per le paratie sono fornite per unità di sviluppo per cui, nelle verifiche tensionali, è necessario moltiplicare tali sollecitazioni per l'interasse dei micropali.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento alla seguente espressione (NTC2008, §4.2.4.1.2):

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

dove: $\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura; $\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura (nel caso in esame $\sigma_{z,Ed} = 0$); τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura. Nel caso in oggetto si ha inoltre che il coefficiente di sicurezza è $\gamma_{M0} = 1,05$.

5.2 Fondazioni superficiali

Relativamente alle fondazioni superficiali le verifiche sono state condotte con riferimento al secondo approccio che prevede un'unica combinazione:

Approccio 2): $A_1 + M_1 + R_3$

Le azioni di progetto (E_d) sono state ricavate dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV. Le resistenze di progetto (R_d) nei confronti dei meccanismi di collasso per raggiungimento del carico limite e per scorrimento lungo il piano di posa, sono ricavate a partire dai valori caratteristici delle resistenze limite globali, R_k

Il valore caratteristico (R_k) della resistenza della fondazione diretta nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite q_{lim} , definito come il *carico verticale* uniformemente ripartito trasmesso dalla fondazione sul suo piano di posa tale da produrre la rottura del terreno (*formazione di un meccanismo di rottura*), è stato determinato mediante l'espressione di *Brinch-Hansen (1970)*, che generalizza quella di Terzaghi per tenere conto di diversi aspetti quali la geometria della fondazione, la distribuzione dei carichi, etc., mediante l'introduzione di opportuni coefficienti correttivi:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B_r \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

in termini di tensioni efficaci, e

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot h_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot + q$$

in termini di tensioni totali,

dove:

B_r = larghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo B;

L_r = lunghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo L;

N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_γ, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

i_γ, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_γ, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

d_γ, d_c, d_q = fattori che tengono conto della profondità della base della fondazione;

g_γ, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna.

Nel dettaglio, la verifica di sicurezza nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite viene quindi effettuata confrontando il valore della resistenza limite di progetto ottenuto dal valore caratteristico, $R_d = R_k / \gamma_R = q_{lim} / \gamma_R$, con il valore dell'azione di progetto $F_d = q$ rappresentata dal valore della pressione massima agente sul piano di fondazione, ovvero verificando che risulti $R_k = q_{lim} / q = F_d \geq \gamma_R = 2,3$.

Il valore caratteristico (R_k) della resistenza della fondazione diretta nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa è determinato secondo l'espressione seguente:

$$R_k = S = N \cdot \tan(\varphi') + c' \cdot B_r \cdot L_r$$

dove:

B_r ed L_r = larghezza e lunghezza ridotte della fondazione (come precedentemente sopra descritto);

L_r = lunghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo L;

N = forza totale verticale agente trasmessa dalla fondazione;

φ' = angolo di attrito tra plinto e terreno in corrispondenza del piano di posa;

forza totale verticale agente trasmessa dalla fondazione;

c' = coesione efficace del terreno in corrispondenza del piano di posa.

Nel dettaglio, le verifiche di sicurezza nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa vengono effettuate confrontando il valore della resistenza limite di progetto ottenuto dal valore caratteristico, $R_d = R_k / \gamma_R = S / \gamma_R$, con il valore dell'azione di progetto $F_d = H_d$ rappresentata dalla massima azione trasversale agente lungo il piano di fondazione, ovvero verificando che risulti $R_k = S / H_d = F_d \geq \gamma_R = 1,1$.

5.3 Opere provvisionali

Secondo le norme NTC, le opere di sostegno devono essere verificate nei confronti sia dello stato limite ultimo (SLU), sia dello stato limite di esercizio (SLE).

Le verifiche allo stato limite ultimo di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) delle opere di sostegno si eseguono seguendo il primo approccio previsto dalle NTC 2008, in cui sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, conducendo separatamente 2 distinte analisi:

STR) A1+M1+R1

GEO) A2+M2+R1

La verifica della capacità strutturale delle opere è stata condotta considerando le massime sollecitazioni derivanti dalle analisi effettuate utilizzando la combinazione STR.

La seconda combinazione, GEO, è necessaria anche per la verifica degli stati limite di carattere geotecnico, ovvero per verificare che anche utilizzando i parametri ridotti non si sviluppino meccanismi di collasso.

Nell'ambito delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE), sono stati valutati i campi di spostamento e deformazione indotti dalla realizzazione delle opere.

6 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Nelle tabella seguente si riassumono i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere studiate. Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione sismica allegata al progetto (rif.[10]).

LOTTO I								
Opera	Stato limite	V _N (anni)	C _U	T _R (anni)	Cat. terreno	Cat. Topogr.	S	a _{max}
Viadotto "Rio Serra"	SLV	50	2,0	949	B	T1	1,2	0,072
Viadotto "Rio Calvia I"	SLV	50	2,0	949	E	T1	1,6	0,096
Viadotto "Rio Calvia II"	SLV	50	2,0	949	A	T1	1,0	0,06
Farfalla Ferroviaria "A"	SLV	50	2,0	949	A	T1	1,0	0,06
Farfalla Ferroviaria "B"	SLV	50	2,0	949	B	T1	1,2	0,072

7 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico generale del sito si rimanda alla relazione geotecnica (rif. [8]).

7.1 Individuazione delle stratigrafie di riferimento delle opere d'arti

In base all'esame del complesso delle indagini effettuate e delle informazioni dei dati raccolti, si descrivono le successioni stratigrafiche per le opere di progetto in esame, dal terreno più superficiale al più profondo.

7.1.1 Viadotto Rio Serra

Il viadotto Rio Serra interessa terreni appartenenti al substrato roccioso calcareo appartenente alla formazione di Capo Caccia, parzialmente ricoperti dai depositi olocenici e pleistocenici. In particolare per le strutture di fondazione delle spalle e delle pile sono state individuate le seguenti stratigrafie di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici definiti precedentemente.

SPALLA SP1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a - 3.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -3.5 m a -12.5 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
Da - 12.5 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

La spalla SP1 è fondata su 36 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 14 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm. Il piano di posa del pinto è posto a circa - 2.0 m dal p.c. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$$q_{lat, \min} = 0 \text{ kPa da } 0 \text{ m a } - 6 \text{ m t.p.}^1;$$

$$q_{lat, \min} = 250 \text{ kPa e } \alpha = 1.0 \text{ da } - 6 \text{ m t.p.};$$

SPALLA SP2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a - 2.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
Da - 2.5 a -22.5 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

La spalla SP2 è fondata su 36 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 14 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm.

¹ t.p. = testa palo

Cautelativamente per la spalla SP2 sono stati adottati, per la stima della capacità portante, gli stessi parametri utilizzati per la spalla SP1.

<i>PILA P1</i>							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
da -0 m a -12 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
Da -12 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

Per la pila P1 è stata adottata una fondazione di tipo diretta approfondita.

<i>PILA P2</i>							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
da 0 m a -40 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25

La Pila P2 è fondata su 81 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 19 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a -5 m t.p.;

$q_{lat, min} = 150$ kPa e $\alpha = 1.0$ da -5 m t.p.;

<i>PILA P3</i>							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a -1.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
Da -1 m a -14 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

Per la pila P3 è stata adottata una fondazione di tipo diretta approfondita.

7.1.2 Viadotto Rio Calvia I

Il viadotto Rio Calvia I interessa terreni appartenenti al substrato roccioso calcareo appartenete alla formazione di Grascioleddu e alla formazione di Punta Cristallo, ricoperti dai depositi alluvionali. In particolare per le strutture di fondazione delle spalle e delle pile sono state individuate le seguenti stratigrafie di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

SPALLA SP1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 11.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -11.0 m a -40 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25

La spalla SP1 è fondata su 203 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 14 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 7 m t.p.;

$q_{lat, min} = 150$ kPa e $\alpha=1.1$ da - 7 m a -10 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha=1.1$ da - 10 m t.p.;

SPALLA SP2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 2.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -2.5 m a -40 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25

La spalla SP1 è fondata su 210 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 13 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 6 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250$ kPa e $\alpha=1.0$ da - 6 m t.p.;

PILA P1 –P2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a – 7.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -7.0 m a -40 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25

La pila P1 è fondata su 60 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 15 m e armatura tubolare \varnothing 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 6 m t.p.;

$q_{lat, min} = 150 \text{ kPa}$ e $\alpha=1.1$ da - 6 m a -12 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250 \text{ kPa}$ e $\alpha=1.0$ da -12 m t.p.

7.1.3 Viadotto Rio Calvia II

Il viadotto Rio Calvia II interessa terreni appartenenti al substrato roccioso calcareo appartenete alla formazione di Grascioleddu e alla formazione di Punta Cristallo, ricoperti dai depositi olocenici. In particolare per le strutture di fondazione delle spalle e delle pile sono state individuate le seguenti stratigrafie di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

SPALLA SP1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a - 2.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -2.5 m a -27.5 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
da -27.5 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

Per la spalla SP1 è stata adottata una fondazione di tipo diretta – plinto 8x11.5/13.83x2.0

SPALLA SP2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a - 2.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -2.5 m	Ug2-Ug3	Ug2-Ug3	50	110	930	40	60

Per la spalla SP2 è stata adottata una fondazione di tipo diretta – plinto 8x11.5/12.99x2.0

PILA P1							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a - 3.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -3.5 m a -21 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
da -21 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

Per la Pila P1 è stata adottata una fondazione di tipo diretta - plinto 6x10x3.

PILA P2							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]

Da 0 a - 1.5 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -1.5 m a -12.0 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
da -12 m a -30 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

La pila P2 è fondata su 60 micropali (*IRS*), ϕ 300 di lunghezza 15 m e armatura tubolare ϕ 273 mm di spessore 10 mm. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$$q_{lat, min} = 0 \text{ kPa da } 0 \text{ m a } -7 \text{ m t.p.};$$

$$q_{lat, min} = 250 \text{ kPa e } \alpha=1.0 \text{ da } -7.0 \text{ m t.p.}$$

7.1.4 Farfalla Ferroviaria A

La farfalla ferroviaria A interessa terreni appartenenti al substrato roccioso calcareo appartenete alla formazione di Grascioleddu e alla formazione di Punta Cristallo, ricoperti dai depositi olocenici. In particolare per la struttura di fondazione è stata individuata le seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

FARFALLA FERROVIARIA A							
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	GSI	σ_c [kPa]
Da 0 a - 5.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-	-
da -5.0 m a -25.0 m	Ug4	25-26	33	40	265	20-25	20-25
da -12 m a -30 m	Ug2-Ug3	25-26	50	110	930	40	60

La fondazione della farfalla ferroviaria A è realizzata su micropali (*IRS*), ϕ 300 di lunghezza 16 m, interasse 0.9 m e armatura tubolare ϕ 273 mm di spessore 10 mm. Il piano di posa della fondazione della farfalla è situato a circa 2.85 m dal p.c. Il plinto ha dimensioni pari a 2.5x1.3 m. Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$$q_{lat, min} = 0 \text{ kPa da } 0 \text{ m a } -5 \text{ m t.p.};$$

$$q_{lat, min} = 150 \text{ kPa e } \alpha=1.1 \text{ da } -5.0 \text{ m a } -8.0 \text{ m t.p.};$$

$$q_{lat, min} = 250 \text{ kPa e } \alpha=1.0 \text{ da } -8.0 \text{ m t.p.}$$

7.1.5 Farfalla Ferroviaria B

La farfalla ferroviaria B interessa terreni appartenenti al substrato roccioso calcareo appartenete alla formazione di Grascioleddu. In alcuni tratti il substrato appare ribassato a seguito di movimenti tettonici che hanno creato una struttura a gradini. L'ammasso litoide risulta inoltre ricoperto da depositi olocenici (coltri eluvio-colluviali) e pleistocenici (sintema di Portovesme) dell'area continentale. Il loro spessore varia a seconda della profondità del tetto del substrato. In particolare per l'opera in esame è stata individuata, cautelativamente, la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici.

FARFALLA FERROVIARIA B						
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	Q _{base} [kPa]
Da 0 a - 2.0 m	Ug1	18-19	32	0	15	-
da -2.0 m a -15.0 m	Ug1	18-19	33	10	15	1000
da -15 m a -22.0 m	Ug1	18-19	33	10	15	1500
da -22 m a -28 m	Ug1	18-19	33	0	-	1800
da -28	Ug1	18-19	35	0	-	2500

La fondazione della farfalla ferroviaria B è realizzata su pali trivellati di grande diametro \varnothing 800 di lunghezza 36 m e interasse pari a 2.0 m. Il piano di posa della fondazione della farfalla è situato a circa 2.85 m dal p.c. Il plinto ha dimensioni pari a 3.6x2.0 m.

8 VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO RIO SERRA

Le fondazioni delle spalle (SP1 e SP2) e della pila P2, per entrambi gli impalcati (*esterno ed interno*), sono di tipo profondo su micropali, mentre quelle delle pile P1÷P3 sono di tipo diretto approfondite.

8.1 Fondazioni spalla SP1 e SP2

Le spalle sono fondate su 36 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 14 m e armatura tubolare 273 mm di spessore 10 mm. Nella tabella seguente si riportano le dimensioni dei plinti di fondazione. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegate al presente progetto (*cfr. [12]*).

Struttura	IMPALCATO ESTERNO	IMPALCATO INTERNO
-----------	-------------------	-------------------

	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]
Spalla SP1	11.55x3.20	3.00	10.55x3.20	3.00
Spalla SP2	10.76x3.20	3.00	10.55x3.20	3.00

Di seguito si riportano le verifiche di capacità portate e le verifiche alle forze orizzontali dei micropali di fondazione.

Per le spalle le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione sono riportate in Tabella 1

SPALLA MOBILE - SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE					
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	6709,5	2.513,70	0	0,00	7072,426662
SLE - FREQUENTE 01	8286,1	2.513,70	2582,791088	40,01	7622,749662
SLE - FREQUENTE 02	8014,3	2.513,70	3267,053588	40,01	7514,014662
SLE - CARATTERISTICA 01	8811,7	2.513,70	3643,754515	120,02	7806,190662
SLE - CARATTERISTICA 02	8449,2	2.513,70	4556,104515	120,02	7661,210662
SLE - CARATTERISTICA 03	8286,1	2.513,70	2822,830765	120,02	7622,749662
SLE - CARATTERISTICA 04	8014,3	2.513,70	3507,093265	120,02	7514,014662
SLE - CARATTERISTICA 05	8286,1	2.513,70	3062,870442	200,03	7622,749662
SLE - CARATTERISTICA 06	8014,3	2.513,70	3747,132942	200,03	7514,014662
SLU - STR 01	11983,8	3.404,45	4973,077523	180,03	10605,27989
SLU - STR 02	11494,5	3.404,45	6204,750023	180,03	10409,55689
SLU - STR 03	11274,3	3.404,45	3864,83046	180,03	10357,63454
SLU - STR 04	10907,4	3.404,45	4788,584835	180,03	10210,84229
SLU - STR 05	11274,3	3.404,45	4224,889976	300,05	10357,63454
SLU - STR 06	10907,4	3.404,45	5148,644351	300,05	10210,84229
SLU - SLV 01	6709,5	3.900,94	442,1491824	164,57	11051,58051
SLU - SLV 02	6709,5	2.929,87	1473,830608	548,57	8266,172818

Tabella 1 – Sollecitazioni intradosso plinto spalle – Rio Serra

I momenti agenti al baricentro dell'intradosso della fondazione sono stati stimati considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali:

$$M=T \lambda *0.9$$

dove λ è la lunghezza caratteristica del micropalo ed è stata stimata mediante la seguente relazione:

$$\lambda = \sqrt{\frac{4E_{arm}J_{arm}}{kD}} \approx 1,1 \text{ m}$$

e:

A_{arm} = Modulo di elasticità dell'armatura del micropalo;

J_{arm} = Momento d'inerzia dell'armatura del micropalo;

K = coefficiente di Winkler = 109 MN/m³;

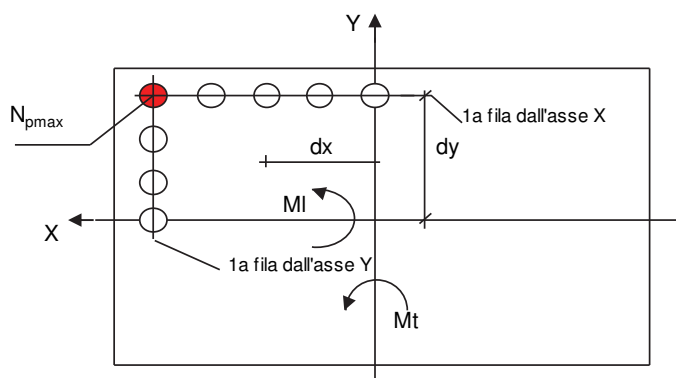
D = diametro armatura del micropalo= 0,273 m

Ne consegue che le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione sono quelle riferite alla combinazione SLU_STR01 che vengono di seguito riportate:

N [kN]	HI [kN]	Ht [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]
11983	3404	180	14250	5165

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione, (cfr. [12]), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo micropalo tramite la seguente relazione:

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mt * dx_{max} / \sum dx_i^2 + MI * dy_{max} / \sum dy_i^2 \quad [rel 8.1]$$



Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate in Tabella 2

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_max	N_min	T_max
[kN]	kN]	[kNm]
946.2	-280.5	94.7

Tabella 2 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - spalle – Rio Serra

Di seguito si riporta il calcolo della capacità portate del micropalo più sollecitato e la stima dei coefficiente di sicurezza.

8.1.1 Resistenza di progetto dei micropali – Spalle Rio Serra

Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$$q_{lat,min} = 0 \text{ kPa da } 0 \text{ a } -6 \text{ m da t.p. ;}$$

$$q_{lat,min} = 250 \text{ kPa e } \alpha = 1,0 \text{ da } -6 \text{ m t.p.}$$

Di seguito, si riportano i calcoli svolti per la stima del carico limite assiale e trasversale. Inoltre, si riporta anche la verifica strutturale del micropalo.

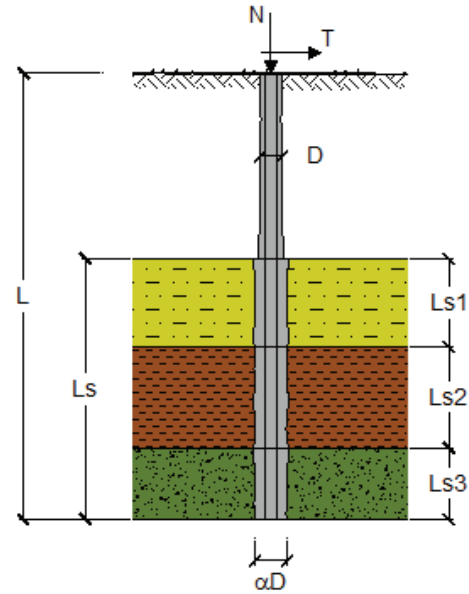
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: SPALLE_RIO SERRA

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	946,20	0,00	946,20
T (kN)	94,70	0,00	94,70



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz	
			γ_G	γ_Q			
SUD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25	
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_4	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)
 Lunghezza del micropalo (L): 14,00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø273,0 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 8262 (mm²)
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 7,154E+07 (mm⁴)
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 524.109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1,05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 36,6 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is _i (m)	α (-)	Ds _i = α*D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qs _i (kN)
Ug1	6,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug2-Ug3	8,00	1,00	0,30	0,250	0,250	0,128	964,17
Ug2-Ug3			0,00			0,000	0,00

L_s = 14,00 (m) Ql = 964,17 (kN)

Capacità portante di punta

Q_p = %Punta*Ql (consigliato 10-15%)

% Punta 0% Q_p = 0,00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

Q_{lim} = Q_b + Ql

Q_{lim} = 964,17 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

F_s = Q_{lim} / N (F_s > 1)

F_s = 1,02

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k*D_{arm}): 9,99 (N/mm²)

Pk = 2*(β*E_{arm}*J_{arm})^{0,5} η = Pk / N (consigliato η > 10)

Pk = 24504,10 (MN) η = 25,90

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 0,654 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 72,42 (kN m)

8.1.1.1 Verifica strutturale del micropalo

S.S. 291 VIADOTTO RIO SERRA _ SPALLE					
Verifica Micropalo ϕ 273x 10 mm					
<u>Riepilogo proprietà del materiale</u>					
ACCIAIO	S	355		γ_{acc}	78,5 kN/m3
γ_M	1,05			E_{acc}	206000000 kN/m2
σ_d	338	MPa		p.p.	0,65 kN/m
τ_d	195	MPa		rapporto max: "d/t _{max} "	
ϵ^2	0,66			classe 1	classe 2
				33,1	46,3
				classe 3	59,6
<u>Sollecitazioni agenti e geometria profilato (per la verifica)</u>					
N _{Ed_palo}	946,261	kN			
V _{Ed_palo}		kN/m			
V _{Ed_palo}	94,70	kN			
M _{Ed_palo}		kNm/m			
M _{Ed_palo}	101,25	kNm			
(valori allo S.L.U.)					
<u>Caratteristiche sezione del Tubo</u>					
Armatura Micropalo: d =	273	mm			
Spessore: t =	10,00	mm			
A _{armatura}	83	cmq			
d / t	27	---	classe 1		
J	7,154E-05	m4	7154	cm4	
W _{el}	5,241E-04	m3	524	cm3	
ρ	0,093	m			
<u>Verifiche (metodo elastico)</u>			<u>Calcolo capacità portante</u>		
τ_{max}	18,0	MPa	M.E.	M _{Rd}	177,2 kNm
σ_{max} (N)	114,5	MPa		W _{pl} = [D ³ - (D-2s) ³]/6	
σ_{max} (M)	193,2	MPa		W _{pl} =	0,0006920 m3
σ_{max_id}	309,3	MPa	M.P.	M _{Rd}	234,0 kNm
< s _{amm} --> verifica				0,92	
				57%	
<u>Determinazione influenza del taglio sulla capacità portante a flessione</u>					
A _{resist} a taglio	53	cmq	VEd	< 0.5 V _{c,Rd}	
V _{c,Rd}	1233	kN	ρ	0	

8.1.2 Stima del cedimento della palificata – Spalle Rio Serra

Al fine di valutare il cedimento della palificata si è proceduto al calcolo del cedimento del singolo micropalo considerato isolato e sottoposto alle sollecitazioni assiali trasmesse dalle strutture in condizioni di esercizio, estendendo poi il calcolo al gruppo di pali costituenti la fondazione.

Il cedimento del palo singolo (δ_i) è valutato con la seguente espressione [Poulos e Davis, 1981]:

$$\delta_i = \frac{\beta \cdot N}{E \cdot L_u}$$

dove

D_p = diametro del palo;

L_u = lunghezza utile del micropalo (*lunghezza all'interno dello strato più resistente*);

$\beta = 0.5 + \log(L_u / D_p)$

E = modulo di deformabilità dello strato di terreno nel quale si considera ammorsato il micropalo;

N = carico verticale di calcolo (*comb. SLE*) = 696 kN

Nel caso specifico, la lunghezza utile del palo coincide con la lunghezza del tratto del palo al di sotto della porzione superficiale costituita dalle alluvioni e dalla porzione maggiormente alterata dei depositi vulcanici.

A partire dal cedimento del palo singolo (δ_{i-med}) valutato con riferimento al valore medio dell'azione assiale agente sui micropali in condizioni di SLE (N_{med}) è possibile determinare il cedimento della palificata mediante la seguente espressione:

$$\delta_{tot} = \delta_i \cdot R_s = \delta_i \cdot n_p \cdot R_g$$

dove:

δ_{tot} = cedimento della palificata;

n_p = numero di pali;

$$R_g = \frac{0.5}{\sqrt{\frac{n_p \cdot i_p}{L_u}}} + \frac{0.13}{\frac{n_p \cdot i_p}{L_u}} = \text{coefficiente di riduzione del gruppo (Viggiani 1999);}$$

i_p = interasse dei pali (*nel caso specifico è stato considerato un valore medio dell'interasse, $i_{p,med}$*).

Nella tabella seguente sono riepilogati i dati assunti per i calcoli ed i corrispondenti risultati.

Fondazione	Dati di input						Risultati			
	D_p (m)	N_{max} (kN)	L_u (m)	n_p	$i_{p,med}$	E (MPa)	R_g	β	δ_{i-max} (mm)	δ_{tot} (mm)
Spalle	0.30	696	8.0	36	0.90	265	0.23	1.93	0.86	7.40

Tabella 3 – Sintesi calcoli cedimenti dei micropali - spalle – Rio Serra

8.2 Fondazioni pila P2

La pila P2 è fondata su 81 micropali (*IRS*), \varnothing 300 di lunghezza 19 m e armatura tubolare 273 mm di spessore 10 mm. Nella tabella seguente si riportano le dimensioni dei plinti di fondazione. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegate al presente progetto (*cf.* [12]).

Struttura	IMPALCATO ESTERNO		IMPALCATO INTERNO	
	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]
PILA P2	6.0x6.0	3.0	6.0x6.0	3.0

Di seguito si riportano le verifiche di capacità portate e le verifiche alle forze orizzontali dei micropali di fondazione.

Per le spalle le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione sono riportate in Tabella 4

PILA P2 FISSA - SCARICHI ALL'INTRADOSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE					
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	15011,1	331,40	0	0,00	3042,294228
SLE - FREQUENTE 01	18079,8	331,40	5220,991406	0,00	3042,294228
SLE - FREQUENTE 02	17374,4	331,40	7205,655469	0,00	3042,294228
SLE - FREQUENTE 03	15011,1	331,40	1673,881944	182,34	3042,294228
SLE - CARATTERISTICA 01	19102,6	331,40	11982,96771	547,02	3042,294228
SLE - CARATTERISTICA 02	18162,2	331,40	14629,18646	547,02	3042,294228
SLE - CARATTERISTICA 03	18079,8	1.231,40	10242,63724	547,02	11304,29423
SLE - CARATTERISTICA 04	17374,4	1.231,40	12227,3013	547,02	11304,29423
SLE - CARATTERISTICA 05	18079,8	331,40	13590,40112	911,70	3042,294228
SLE - CARATTERISTICA 06	17374,4	331,40	15575,06519	911,70	3042,294228
SLU - STR 01	25379,3	497,11	16930,25328	820,53	4563,441342
SLU - STR 02	24109,8	497,11	20502,64859	820,53	4563,441342
SLU - STR 03	23998,5	1.847,11	14580,80714	820,53	16956,44134
SLU - STR 04	23046,3	1.847,11	17260,10363	820,53	16956,44134
SLU - STR 05	23998,5	497,11	19602,45298	1.367,55	4563,441342
SLU - STR 06	23046,3	497,11	22281,74946	1.367,55	4563,441342
SLU - SLV 01	15011,1	6.397,08	5151,112131	588,70	56116,94216
SLU - SLV 02	15011,1	2.151,11	17170,37377	1.962,33	18964,68861

Tabella 4 – Sollecitazioni intradosso plinto Pila P2 – Rio Serra

Le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione, considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali (*cf.* 8.1), sono quelle riferite alla combinazione SLU_SLV01 che vengono di seguito riportate:

N [kN]	HI [kN]	Ht [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]
15011	6397	588.7	62966	5781

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione, (*cf.* [12]), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo micropalo tramite la relazione 8.1.

Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate in Tabella 5

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_max	N_min	T_max
[kN]	kN]	[kNm]
1034	-663	79.3

Tabella 5 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Pila P2 – Rio Serra

Di seguito si riporta il calcolo della capacità portate del micropalo più sollecitato e la stima dei coefficiente di sicurezza.

8.2.1 Resistenza di progetto dei micropali – Pila P2 - Rio Serra

Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$$q_{lat,min} = 0 \text{ kPa da } 0 \text{ a } -5 \text{ m da t.p. ;}$$

$$q_{lat,min} = 150 \text{ kPa e } \alpha = 1,0 \text{ da } -5 \text{ m t.p.}$$

Di seguito, si riportano i calcoli svolti per la stima del carico limite assiale e trasversale. Inoltre, si riporta anche la verifica strutturale del micropalo.

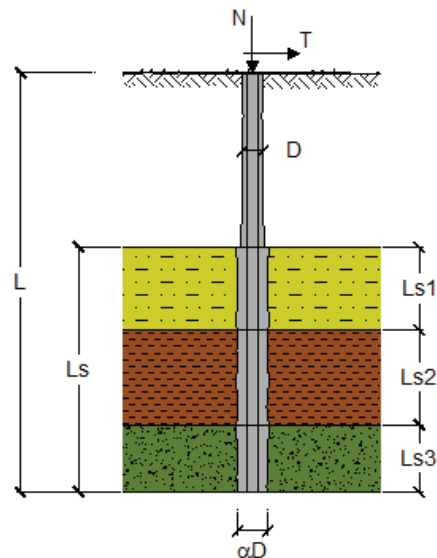
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: PILA FISSA_P2_RIO SERRA

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	1034,00	0,00	1034,00
T (kN)	79,30	0,00	79,30



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
S.U.	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,15	1,25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 15,00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø273,0 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 8262 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 7,154E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 524.109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 36,6 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug4	14,00	1,10	0,33	0,150	0,150	0,077	1113,62
Ug2-Ug3			0,00			0,000	0,00

$Ls = 19,00$ (m) $Ql = 1113,62$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * Ql$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

$Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Qlim = 1113,62$ (kN)

$Fs = 1,08$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k * D_{am}$): 9,99 (N/mm²)

$$Pk = 2 * (\beta * Earm * Jarm)^{0,5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 24504,10$ (MN)

$\eta = 23,70$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 0,654 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 60,65 (kN m)

8.2.1.1 Verifica strutturale del micropalo

S.S. 291 VIADOTTO RIO SERRA_PILA FISSA					
Verifica Micropalo ϕ 273x 10 mm					
Riepilogo proprietà del materiale					
ACCIAIO	S	355		γ_{acc}	78,5 kN/m ³
γ_M	1,05			E_{acc}	206000000 kN/m ²
σ_d	338	MPa		p.p.	0,65 kN/m
τ_d	195	MPa		rapporto max: "d/t _{max} "	
ϵ^2	0,66			classe 1	classe 2
				33,1	46,3
				classe 3	59,6
Sollecitazioni agenti e geometria profilato (per la verifica)					
N _{Ed_palo}	1034,061	kN			
V _{Ed_palo}		kN/m			
V _{Ed_palo}	79,31	kN			
M _{Ed_palo}		kNm/m			
M _{Ed_palo}	84,56	kNm			
(valori allo S.L.U.)					
Caratteristiche sezione del Tubo					
Armatura Micropalo: d =	273	mm			
Spessore: t =	10,00	mm			
A _{armatura}	83	cmq			
d / t	27	---	classe 1		
J	7,154E-05	m ⁴	7154	cm ⁴	
W _{el}	5,241E-04	m ³	524	cm ³	
ρ	0,093	m			
Verifiche (metodo elastico)			Calcolo capacità portante		
τ_{max}	15,1	MPa	M.E.	M _{Rd}	177,2 kNm
σ_{max} (N)	125,2	MPa		W _{pl} = [D ³ -(D-2s) ³]/6	
σ_{max} (M)	161,3	MPa		W _{pl} =	0,0006920 m ³
σ_{max_id}	287,7	MPa	M.P.	M _{Rd}	234,0 kNm
	< s _{amm} --> verifica	0,86		(verificare che sia di classe 1 e 2)	
				48%	
Determinazione influenza del taglio sulla capacità portante a flessione					
A _{resist} a taglio	53	cmq		VEd	< 0.5 Vc,Rd
Vc,Rd	1233	kN		ρ	0

8.2.2 Stima del cedimento della palificata – Pila P2 - Rio Serra

Nella tabella seguente sono riepilogati i dati assunti per il calcolo dei cedimenti (cfr. 8.1.2) ed i corrispondenti risultati.

Fondazione	Dati di input						Risultati			
	D _p (m)	N _{max} (kN)	L _u (m)	n _p	i _{p med}	E (MPa)	R _g	β	δ _{i-max} (mm)	δ _{tot} (mm)
Pila P2	0.30	432	14	81	0.60	265	0.30	2.17	0.25	6.20

Tabella 6 – Sintesi calcoli cedimenti dei micropali - spalle – Rio Serra

8.2.3 Opere di Sostegno provvisoriale – Pila P2 –Rio Serra

Per l'apertura in sicurezza degli scavi per l'esecuzione delle strutture di fondazione della pila P2 è necessaria la realizzazione di un'opera di presidio provvisoriale costituita da una paratia di micropali di diametro di perforazione pari a 240 mm, armatura con tubi in acciaio di diametro Ø117.8 mm (spessore 8 mm) posti ad interasse di 25 cm e di lunghezza totale pari a 8 m; la massima altezza di scavo è pari a 3,92 m. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegate al presente progetto (cfr. [12]).

In considerazione del carattere provvisoriale dell'opera, non vengono prese in conto condizioni di calcolo sismiche. Il calcolo è stato svolto con l'ausilio del codice di calcolo automatico PARATIE Plus 2012.

Modello di calcolo

L'analisi numerica è stata organizzata in 7 successive fasi di calcolo (Fasi 0÷6) che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi.

Fase 0 (fase 0): Condizioni iniziali geostatiche.

Fase 1 (fase 1): Esecuzione della coronella di micropali.

Fase 2 (fase 2): Scavo di sbancamento fino a -1.50 m da p.c.

Fase 3 (fase 3): 1^a Trave di contrasto HEB 180 A

Fase 4 (fase 4): Scavo di sbancamento fino a -3.00 m da p.c.

Fase 5 (fase 5): 2^a Trave di contrasto HEB 180 A

Fase 6 (fase 6): Scavo di sbancamento fino a -3.92 m (fondo scavo) da p.c.

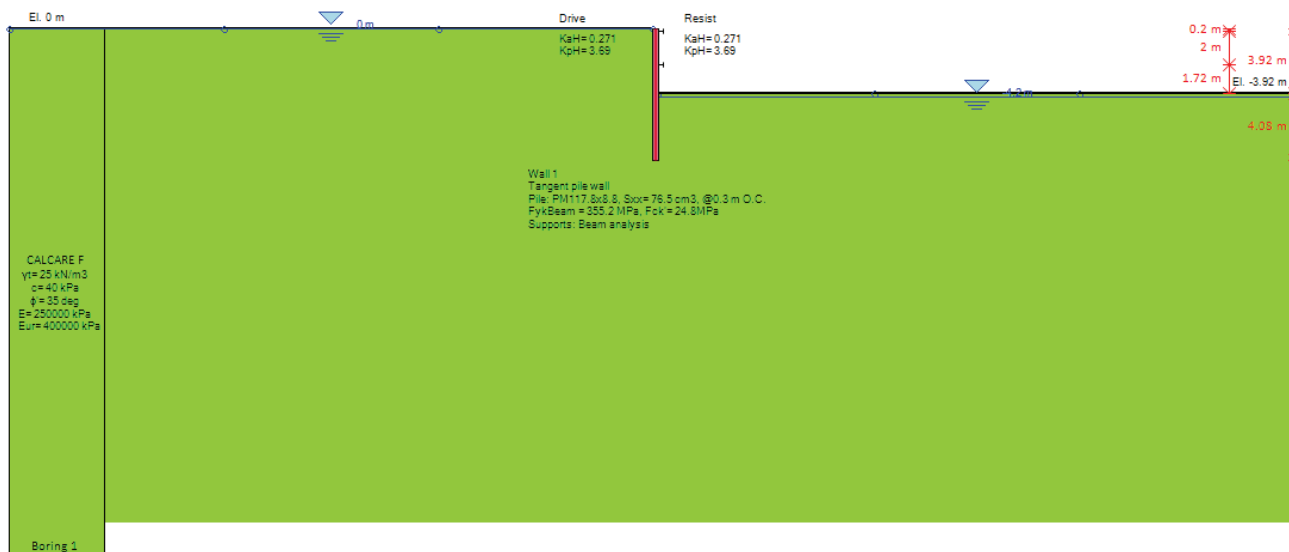


Figura 6 – Modello di calcolo

Analisi tenso-deformativa della paratia: risultati

Di seguito si riporta, per la combinazione di carico più sfavorevole, la verifica strutturale della paratia provvisoria e la verifica in condizioni di esercizio.

Nella Tabella 7, con riferimento alla sezione di calcolo considerata ed alla combinazione SLE (rara), si riporta lo spostamento massimo della paratia.

Sezione di calcolo	Quota da t.p. [m]	Fase di calcolo n°	Spostamento Max [cm]
1	0	6	3,15

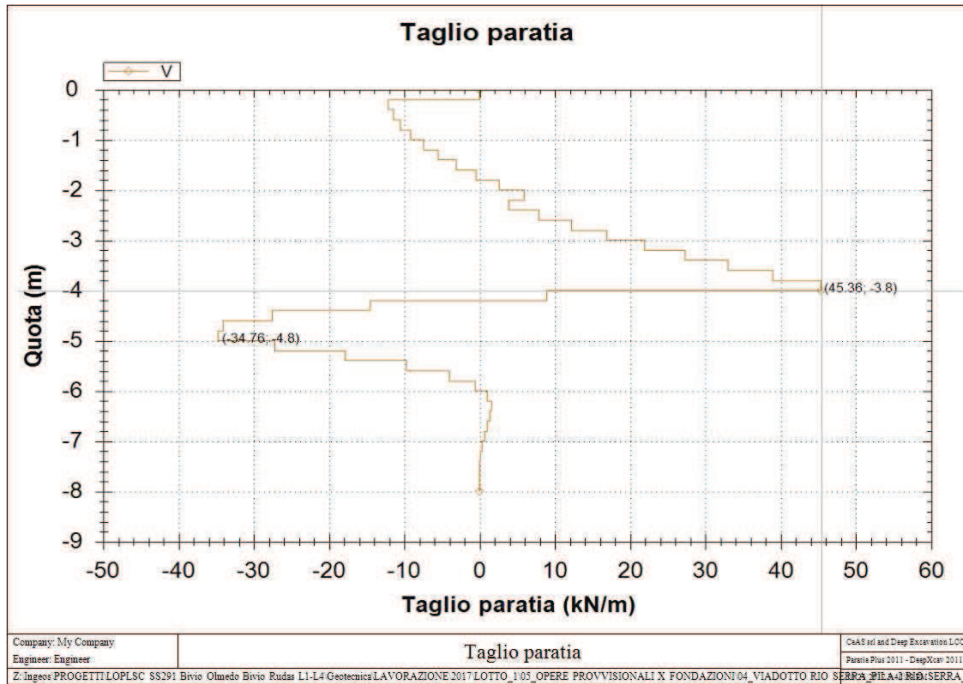
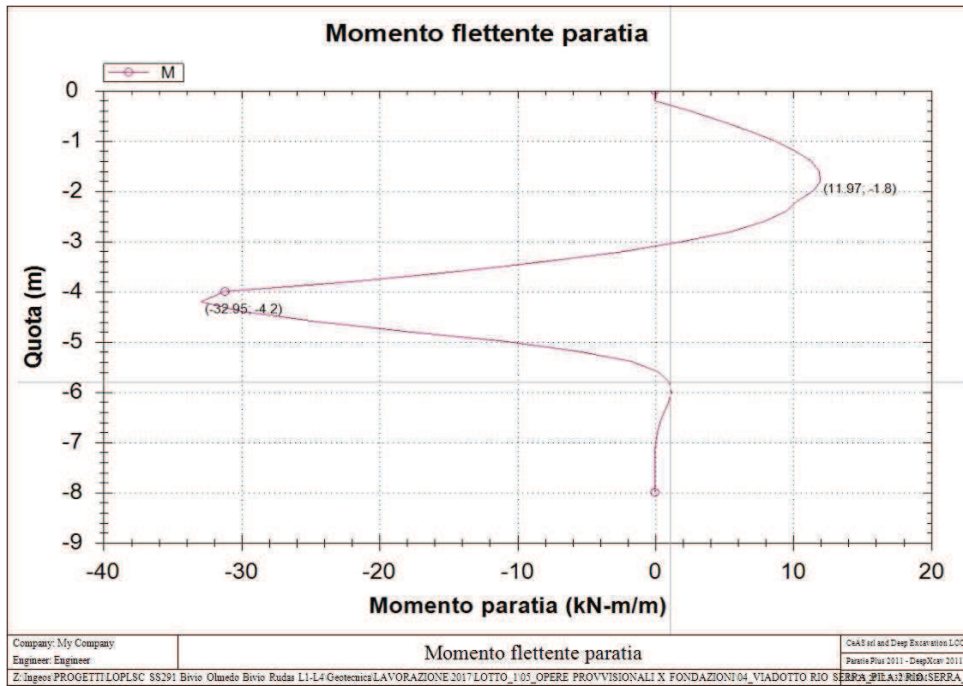
Tabella 7 – Spostamenti della paratia provvisoria –Pila P2- Rio Serra

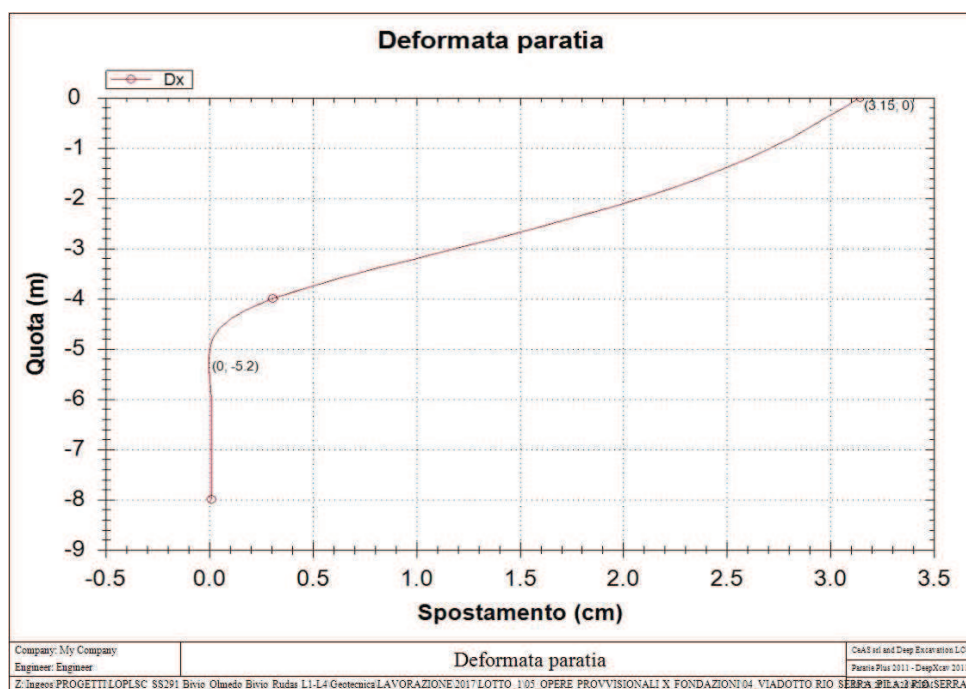
Nella Tabella 8, con riferimento alla sezione di calcolo considerata e alla combinazione di carico A1+M1+R3, si riporta le verifiche strutturali della paratia provvisoria.

Sezione di calcolo	Quota da t.p. [m]	M_{max} [kNm/m]	T [kN/m]	M_{palo} [kNm/palo]	T_{palo} [kN/palo]	σ_{ideale} [MPa]	σ_{ideale}/f_{yd} [-]	Verifica
1	-4.20	32.95	45.36	8.24	11.34	48.5	0,15	✓

Tabella 8 – Valori delle sollecitazioni massime e verifiche strutturali –Pila P2- Rio Serra

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi del momento flettente, delle azioni di taglio e degli spostamenti agenti sulla paratia di micropali (*le azioni sono espresse per metro lineare*).





8.3 Fondazioni Pile P1 e P3

Le fondazioni delle pile P1 e P3 sono di tipo diretto approfondite di forma circolare e diametro pari a 5.5 m. Nella tabella seguente si riportano le dimensioni dei plinti di fondazione. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegate al presente progetto (cfr. [12]).

Struttura	IMPALCATO ESTERNO		IMPALCATO INTERNO	
	Dim. Plinto [m]	H plinto [m]	Dim. Plinto [m]	H plinto [m]
PILA P1	Ø 5.50	3.00	Ø 5.50	3.00
PILA P3	Ø 5.50	3.00	Ø 5.50	3.00

Per le pile P1 e P3 le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del pinto di fondazione, sono di seguito riportate:

PILA FISSA (P2) - SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE 1° IPOTESI							
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]	V[kN]	M[kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	13.621,39	297,43	0,00	0,00	3.117,03	297,43	3.117,03
SLE - FREQUENTE 01	16.439,58	297,43	4.812,95	0,00	3.117,03	297,43	5.734,14
SLE - FREQUENTE 02	15.798,40	297,43	6.605,24	0,00	3.117,03	297,43	7.303,77
SLE - FREQUENTE 03	13.621,39	297,43	1.690,26	161,28	3.117,03	338,34	3.545,82
SLE - CARATTERISTICA 01	17.378,97	297,43	11.488,04	483,85	3.117,03	567,96	11.903,40
SLE - CARATTERISTICA 02	16.524,07	297,43	13.877,76	483,85	3.117,03	567,96	14.223,50
SLE - CARATTERISTICA 03	16.439,58	297,43	9.883,72	483,85	3.117,03	567,96	10.363,58
SLE - CARATTERISTICA 04	15.798,40	297,43	11.676,01	483,85	3.117,03	567,96	12.084,91
SLE - CARATTERISTICA 05	16.439,58	297,43	13.264,23	806,42	3.117,03	859,52	13.625,56
SLE - CARATTERISTICA 06	15.798,40	297,43	15.056,52	806,42	3.117,03	859,52	15.375,78
SLU - STR 01	23.183,09	446,14	16.269,47	725,78	4.675,55	851,94	16.927,98
SLU - STR 02	22.028,97	446,14	19.495,59	725,78	4.675,55	851,94	20.048,41
SLU - STR 03	21.914,91	446,14	14.103,64	725,78	4.675,55	851,94	14.858,44
SLU - STR 04	21.049,32	446,14	16.523,23	725,78	4.675,55	851,94	17.172,01
SLU - STR 05	21.914,91	446,14	19.174,41	1.209,63	4.675,55	1.289,28	19.736,23
SLU - STR 06	21.049,32	446,14	21.594,00	1.209,63	4.675,55	1.289,28	22.094,38
SLU - SLV 01	13.621,39	528,46	5.782,78	575,40	5.438,94	781,25	7.938,68
SLU - SLV 02	13.621,39	366,74	19.275,92	1.918,00	3.813,60	1.952,75	19.649,55

Tabella 9 – Sollecitazioni intradosso plinto Pila P1 e P3 – Rio Serra

8.3.1 Risultati delle verifiche allo SLU – Pile P1 e P3 –Rio Serra

Per la procedura di calcolo si rimanda al paragrafo 5.2. Nelle Tabella 10 e Tabella 11 si riportano i risultati delle verifiche sia nei confronti del collasso per carico limite e sia nei confronti dello scorrimento.

Pila P1 e P3 – verifiche nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite									
Geometria			Sollecitazioni agenti				Risultati		
Raggio	H	D	Comb.	N	M	T	$R_k = q_{lim}$	$F_d = q$	R_k/F_d
(m)	(m)	(m)	(-)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kPa)	(kPa)	(-)
2,8	3	3,0	SLU _STR06	21049	22094	1281	4819	1684	2,86 (> 2.3)

Tabella 10 – Sintesi dei calcoli di verifica nei confronti del collasso per carico limite - Pila P1 e P3 – Rio Serra

Pila P1 e P3 – verifiche nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa									
Geometria			Sollecitazioni agenti				Risultati		
Raggio	H	D	Comb.	N	M	T	$R_k = S$	$F_d = T$	R_k/F_d
(m)	(m)	(m)	(-)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kPa)	(kPa)	(-)
2,8	3	3,0	SLU _STR06	21049	22094	1281	12426	1281	9,7 (> 1.1)

Tabella 11 – Sintesi dei calcoli di verifica nei confronti del collasso per scorrimento - Pila P1 e P3 – Rio Serra

Gli output completi dei fogli di calcolo con i quali sono state condotte le verifiche sono riportati in Allegato A.

8.3.2 Opere di Sostegno provvisionali – Pile P1 e P3 –Rio Serra

Per l'apertura in sicurezza degli scavi per l'esecuzione delle strutture di fondazione delle pile P1 e P3 è necessaria la realizzazione di un'opera di presidio provvisoria costituita da una paratia di micropali di diametro di perforazione pari a 240 mm, armatura con tubi in acciaio di diametro

Ø 117.8 mm (spessore 8 mm) posti ad interasse di 25 cm e di lunghezza totale pari a 8 m; la massima altezza di scavo è pari a 6.18 m per la pila P1 e 4.60 m per la pila P3. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente progetto (cfr. [12]).

In considerazione del carattere provvisorio dell'opera, non vengono prese in conto condizioni di calcolo sismiche. Il calcolo è stato svolto con l'ausilio del codice di calcolo automatico PARATIE Plus.

Modello di calcolo

L'analisi numerica è stata organizzata in 9 successive fasi di calcolo (Fasi 0÷8) che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi.

Fase 0 (fase 0): Condizioni iniziali geostatiche.

Fase 1 (fase 1): Esecuzione della coronella di micropali.

Fase 2 (fase 2): Scavo di sbancamento fino a -1.50 m da p.c.

Fase 3 (fase 3): 1ª Centina di contrasto HEB 180 A

Fase 4 (fase 4): Scavo di sbancamento fino a -3.00 m da p.c.

Fase 5 (fase 5): 2ª Centina di contrasto HEB 180 A

Fase 6 (fase 6): Scavo di sbancamento fino a -3.50 m da p.c.

Fase 7 (fase 7): 3ª Centina di contrasto HEB 180 A

Fase 8 (fase 8): Fondo scavo

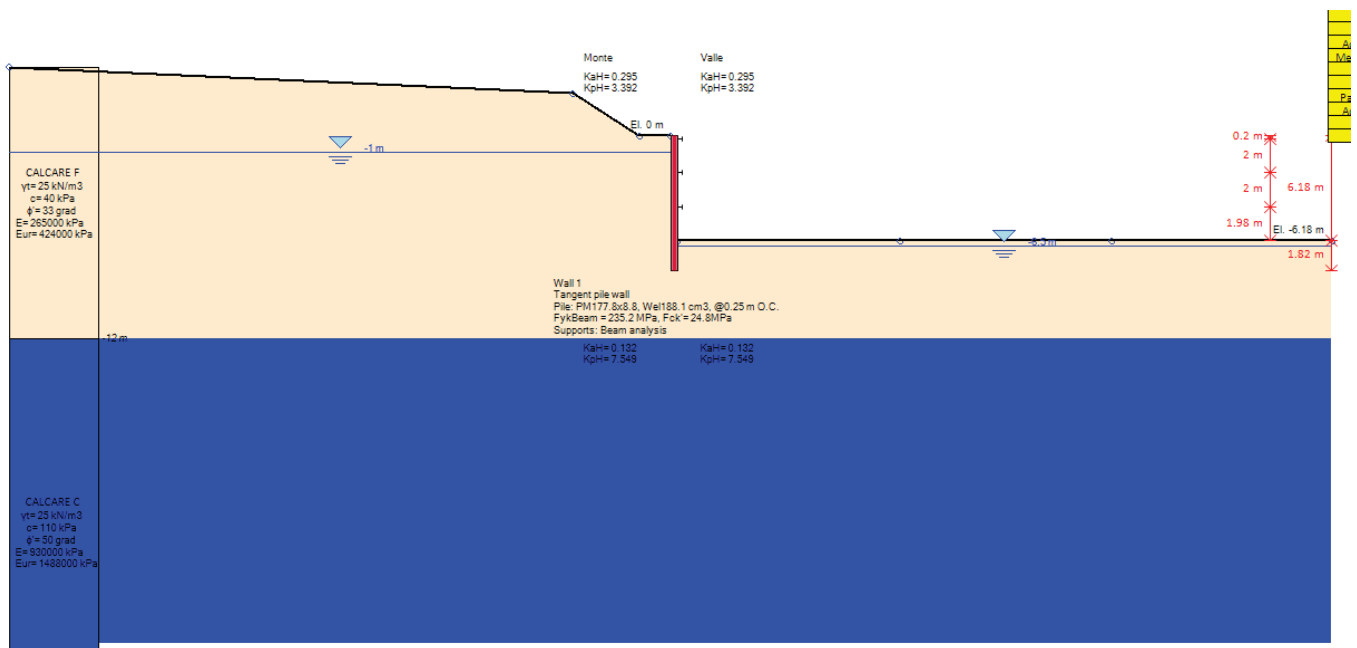


Figura 7 – Modello di calcolo-Pila P1

Analisi tenso-deformativa della paratia: risultati

Di seguito si riporta, per la combinazione di carico più sfavorevole, la verifica strutturale della paratia provvisoria e la verifica in condizioni di esercizio.

Nella Tabella 12, con riferimento alla sezione di calcolo considerata ed alla combinazione SLE (rara), si riporta lo spostamento massimo della paratia.

Sezione di calcolo	Quota da t.p. [m]	Fase di calcolo n°	Spostamento Max [cm]
1	-2.8	8	0.50

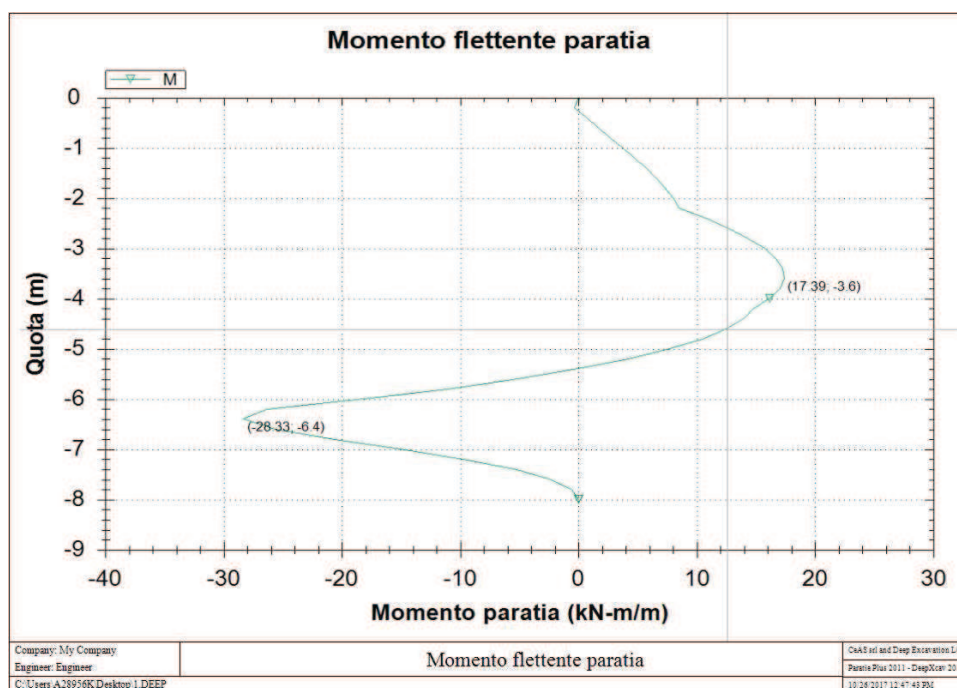
Tabella 12 – Spostamenti della paratia provvisoria –Pila P1- Rio Serra

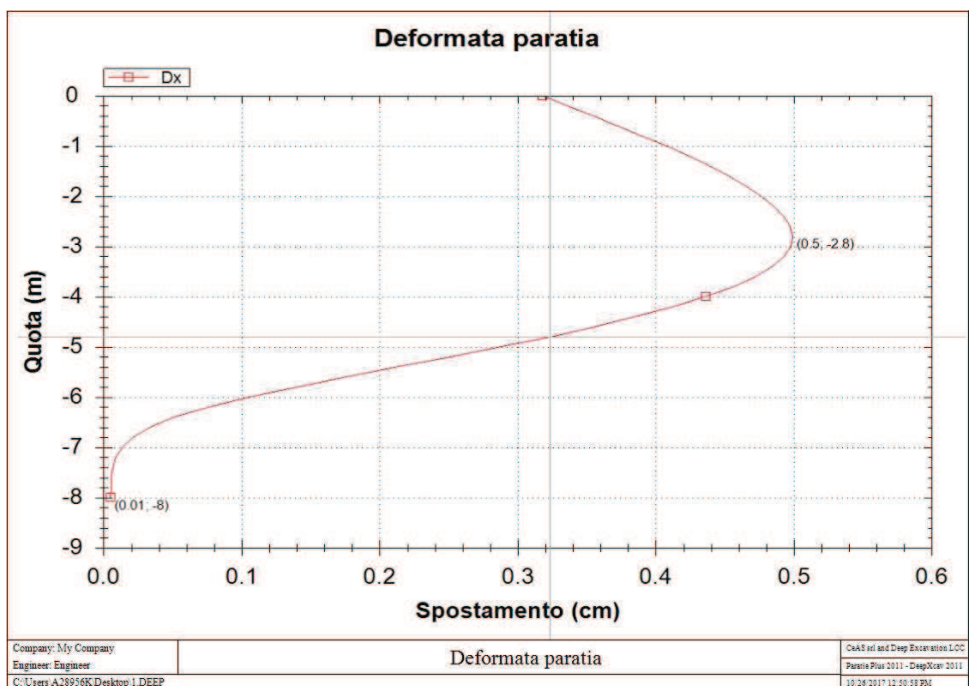
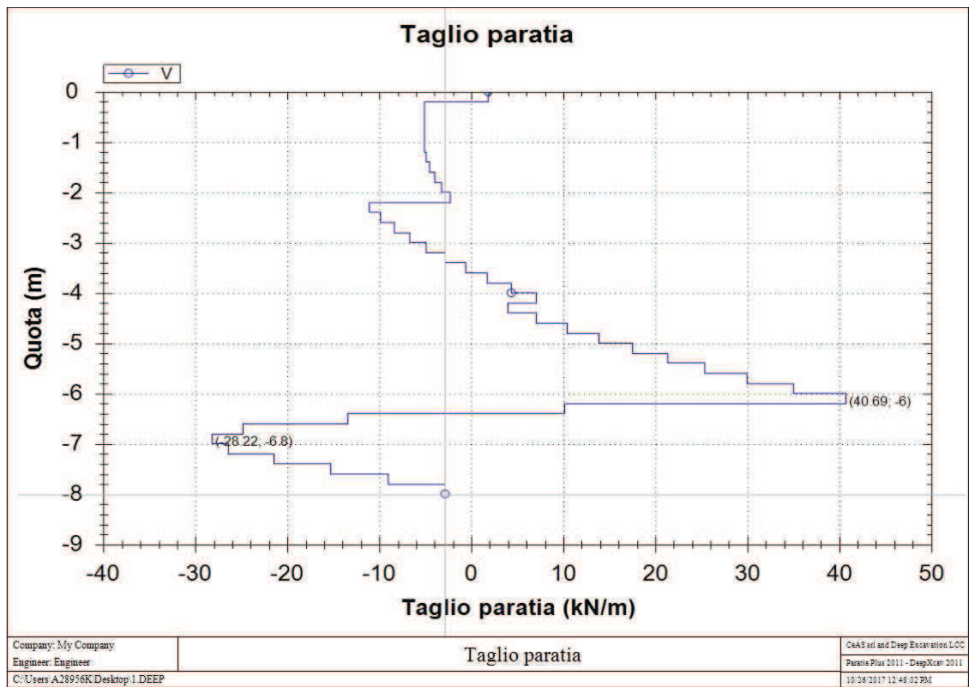
Nella Tabella 13, con riferimento alla sezione di calcolo considerata e alla combinazione di carico A1+M1+R3, si riporta le verifiche strutturali della paratia provvisoria.

Sezione di calcolo	Quota da t.p. [m]	M _{max} [kNm/m]	T [kN/m]	M _{palo} [kNm/palo]	T _{palo} [kN/palo]	σ _{ideale} [MPa]	σ _{ideale} /f _{yd} [-]	Verifica
1	-6.40	28.33	40.69	7.08	10.17	38.8	0.12	✓

Tabella 13 – Valori delle sollecitazioni massime e verifiche strutturali –Pila P1- Rio Serra

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi del momento flettente, delle azioni di taglio e degli spostamenti agenti sulla paratia di micropali (le azioni sono espresse per metro lineare).





9 VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO RIO CALVIA I

Le fondazioni delle spalle e delle pile, per entrambi gli impalcati sono di tipo profondo su micropali.

9.1 Fondazioni spalla SP1 e SP2

La spalla SP1 è fondata su 203 micropali (*IRS*), ϕ 300 di lunghezza 14 m e armatura tubolare 273 mm di spessore 10 mm. La spalla SP2 è fondata su 210 micropali di lunghezza 13 m. In particolare le fondazioni delle spalle in esame presentano un giunto strutturale e le sollecitazioni, derivanti dall'analisi della sovrastruttura, si riferiscono ad un solo impalcato; pertanto nelle verifiche geotecniche si è fatto riferimento ad un plinto, di dimensioni in pianta pari a 13.80x7.50 m, fondato su 91 micropali e piano di posa posto a circa 2 m dal p.c.. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegato al presente progetto (*cf. [14]*).

Per le spalle (SP1 e SP2) le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione sono riportate in Tabella 14

PILA P2 FISSA - SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE					
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	15011,1	331,40	0	0,00	3042,294228
SLE - FREQUENTE 01	18079,8	331,40	5220,991406	0,00	3042,294228
SLE - FREQUENTE 02	17374,4	331,40	7205,655469	0,00	3042,294228
SLE - FREQUENTE 03	15011,1	331,40	1673,881944	182,34	3042,294228
SLE - CARATTERISTICA 01	19102,6	331,40	11982,96771	547,02	3042,294228
SLE - CARATTERISTICA 02	18162,2	331,40	14629,18646	547,02	3042,294228
SLE - CARATTERISTICA 03	18079,8	1.231,40	10242,63724	547,02	11304,29423
SLE - CARATTERISTICA 04	17374,4	1.231,40	12227,3013	547,02	11304,29423
SLE - CARATTERISTICA 05	18079,8	331,40	13590,40112	911,70	3042,294228
SLE - CARATTERISTICA 06	17374,4	331,40	15575,06519	911,70	3042,294228
SLU - STR 01	25379,3	497,11	16930,25328	820,53	4563,441342
SLU - STR 02	24109,8	497,11	20502,64859	820,53	4563,441342
SLU - STR 03	23998,5	1.847,11	14580,80714	820,53	16956,44134
SLU - STR 04	23046,3	1.847,11	17260,10363	820,53	16956,44134
SLU - STR 05	23998,5	497,11	19602,45298	1.367,55	4563,441342
SLU - STR 06	23046,3	497,11	22281,74946	1.367,55	4563,441342
SLU - SLV 01	15011,1	6.397,08	5151,112131	588,70	56116,94216
SLU - SLV 02	15011,1	2.151,11	17170,37377	1.962,33	18964,68861

Tabella 14 – Sollecitazioni intradosso plinto Spalle SP1 e SP2 – Rio Calvia I

Le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione, considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali (*cf. paragrafo 8.1*), sono quelle riferite alla combinazione SLU_STR01 che vengono di seguito riportate:

N [kN]	HI [kN]	Ht [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]
29642	1046.9	139	40529	7939

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione, (*cf. [14]*), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo micropalo tramite la relazione 8.1.

Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate in Tabella 15

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_max	N_min	T_max
[kN]	kN]	[kNm]
697.2	-45.7	115

Tabella 15 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Spalla SP1 e SP2 – Rio Serra

Di seguito si riporta il calcolo della capacità portate del micropalo più sollecitato e la stima dei coefficiente di sicurezza.

9.1.1 Resistenza di progetto dei micropali – Spalle SP1 e SP2 - Rio Calvia I

Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati, rispettivamente per la spalla SP1 e SP2, i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

Spalla SP1

$q_{lat,min} = 0$ kPa da 0 a -7m da t.p.;

$q_{lat,min} = 150$ kPa e $\alpha = 1,1$ da - 7 m a -10 m da t.p.;

$q_{lat,min} = 250$ kPa e $\alpha = 1,0$ da -10 m da t.p.;

Spalla SP2

$q_{lat,min} = 0$ kPa da 0 a -6 m da t.p. ;

$q_{lat,min} = 250$ kPa e $\alpha = 1,0$ da - 6 m t.p.

Di seguito, si riportano i calcoli svolti per la stima del carico limite assiale e trasversale. Inoltre, si riporta anche la verifica strutturale del micropalo.

Spalla SP1

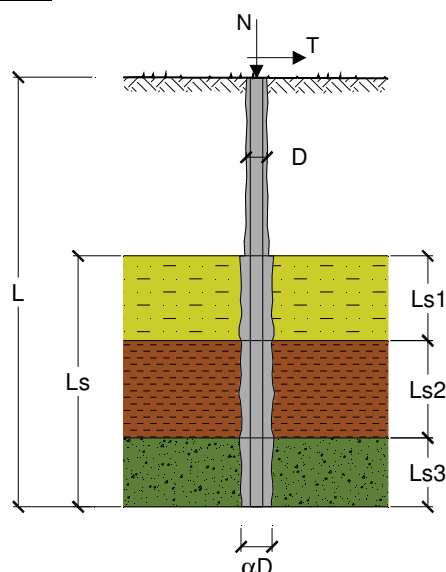
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: SPALLA_SP1_RIO CALVIA I

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	697,20	0,00	697,20
T (kN)	115,01	0,00	115,01



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25	
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_t	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 14,00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø273,0 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 8262 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 7,154E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 524.109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 36,6 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	7,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug4	3,00	1,10	0,33	0,150	0,150	0,077	238,63
Ug2-Ug3	4,00	1,00	0,30	0,250	0,250	0,128	482,09

$L_s = 14,00 \text{ (m)}$ $Ql = 720,72 \text{ (kN)}$

Capacità portante di punta $Q_p = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta \quad 0\%$ $Q_p = 0,00 \text{ (kN)}$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO **COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$Q_{lim} = Q_b + Ql$ $F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$

$Q_{lim} = 720,72 \text{ (kN)}$ $F_s = 1,03$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 9,99 (N/mm²)

$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$ $\eta = P_k / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$

$P_k = 24504,10 \text{ (MN)}$ $\eta = 35,15$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$M = T / (2 \cdot b)$

$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$

$b = 0,654 \text{ (1/m)}$

Momento Massimo (M):

$M = 87,96 \text{ (kN m)}$

Spalla SP2

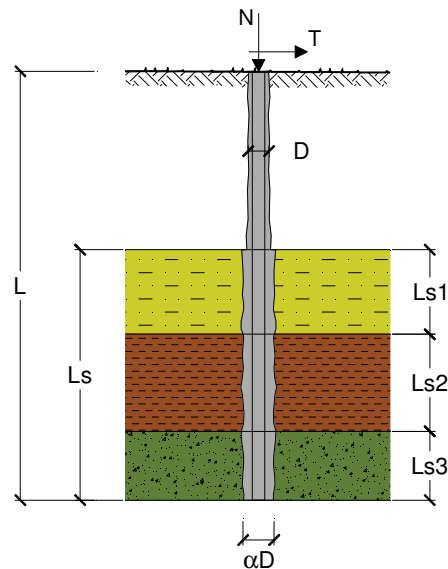
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: SPALLA_SP2_RIO CALVIA I

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	697,20	0,00	697,20
T (kN)	115,01	0,00	115,01



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,15

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_4	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 13,00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø273,0 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 8262 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 7,154E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 524.109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 36,6 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
Ug1	6,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug4	7,00	1,00	0,30	0,250	0,250	0,128	843,65
Ug2-Ug3			0,00			0,000	0,00

$$L_s = 13,00 \quad (m) \qquad QI = 843,65 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot QI$ (consigliato 10-15%)

$$\% Punta = 0\% \qquad Qp = 0,00 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Q_{lim} = Q_b + QI$$

$$Q_{lim} = 843,65 \quad (kN)$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

$$F_s = 1,21$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): $9,99 \quad (N/mm^2)$

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$$

$$Pk = 24504,10 \quad (MN)$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$$\eta = 35,15$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0,654 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 87,96 \quad (kNm)$$

9.1.2 Stima del cedimento della palificata – Spalle SP1 e SP2 - Rio Calvia I

Per la procedura di calcolo si rimanda la paragrafo 8.1.2. Nella tabella seguente sono riepilogati i dati assunti per il calcolo dei cedimenti ed i corrispondenti risultati.

Fondazione	Dati di input						Risultati			
	D _p (m)	N _{max} (kN)	L _u (m)	n _p	i _{p,med}	E (MPa)	R _g	β	δ _{i-max} (mm)	δ _{tot} (mm)
Spalla SP1	0.30	513	7	81	1.0	265	0.14	1.87	0.52	7.03

Tabella 16 – Sintesi calcoli cedimenti dei micropali - spalla SP2– Rio Calvia I

Fondazione	Dati di input						Risultati			
	D _p (m)	N _{max} (kN)	L _u (m)	n _p	i _{p,med}	E (MPa)	R _g	β	δ _{i-max} (mm)	δ _{tot} (mm)
Spalla SP2	0.30	513	7	91	1.0	265	0.14	1.87	0.52	7.03

Tabella 17 – Sintesi calcoli cedimenti dei micropali - spalla SP2 – Rio Calvia I

9.1.3 Verifica strutturale dei micropali – Spalla SP1 e SP2 – Rio Calvia I

S.S. 291 VIADOTTO RIO CALVIA I_SPALLE					
Verifica Micropalo ϕ 273x 10 mm					
<u>Riepilogo proprietà del materiale</u>					
ACCIAIO	S	355		γ_{acc}	78,5 kN/m3
γ_M	1,05			E_{acc}	206000000 kN/m2
σ_d	338	MPa		p.p.	0,65 kN/m
τ_d	195	MPa		rapporto max: "d/t _{max} "	
ϵ^2	0,66			classe 1	classe 2
				33,1	46,3
				classe 3	59,6
<u>Sollecitazioni agenti e geometria profilato (per la verifica)</u>					
N_{Ed_palo}	697,169	kN			
V_{Ed_palo}		kN/m			
V_{Ed_palo}	115,01	kN			
M_{Ed_palo}		kNm/m			
M_{Ed_palo}	123,13	kNm			
(valori allo S.L.U.)					
<u>Caratteristiche sezione del Tubo</u>					
Armatura Micropalo: d =	273	mm			
Spessore: t =	10,00	mm			
A _{armatura}	83	cmq			
d / t	27	---	classe 1		
J	7,154E-05	m4	7154	cm4	
W _{el}	5,241E-04	m3	524	cm3	
ρ	0,093	m			
<u>Verifiche (metodo elastico)</u>			<u>Calcolo capacità portante</u>		
τ_{max}	21,9	MPa	M.E.	M _{Rd}	177,2 kNm
σ_{max} (N)	84,4	MPa		$W_{pl} = [D^3 - (D-2s)^3]/6$	
σ_{max} (M)	234,9	MPa		W _{pl} =	0,0006920 m3
σ_{max_id}	321,5	MPa	M.P.	M _{Rd}	234,0 kNm
< s _{amm} --> verifica		0,96		(verificare che sia di classe 1 e 2)	
69%					
<u>Determinazione influenza del taglio sulla capacità portante a flessione</u>					
A _{resist} a taglio	53	cmq		VEd	< 0.5 V _{c,Rd}
V _{c,Rd}	1233	kN		ρ	0

9.2 Fondazioni Pila P1 e P2

Le pile P1 e P2 sono fondate su 60 micropali (*IRS*), $\varnothing 300$ armatura tubolare 273 mm di spessore 10 mm e di lunghezza rispettivamente pari a 15 m per la pila P1 e 19 m per la pila P2. Nella tabella seguente si riportano le dimensioni in pianta dei plinti di fondazione. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegate al presente progetto (*cf. [14]*).

Struttura	IMPALCATO ESTERNO		IMPALCATO INTERNO	
	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]
PILA P1	10.0x6.0	3.00	10.0x6.0	3.00
PILA P2	10.0x6.0	3.00	10.0x6.0	3.00

Di seguito si riportano le verifiche di capacità portate e le verifiche alle forze orizzontali dei micropali di fondazione.

Per le pile le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso dei plinti di fondazione sono riportate nelle Tabella 18 e Tabella 19

PILA P1 - SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE						
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]	
SLE - QUASI PERMANENTE	18212,3	355,99	0	0,00	3570,62	
SLE - FREQUENTE 01	21351,3	355,99	7064,590781	0,00	3570,62	
SLE - FREQUENTE 02	20430,1	355,99	9509,361094	0,00	3570,62	
SLE - FREQUENTE 03	18212,3	355,99	1332,65935	132,87	3570,62	
SLE - CARATTERISTICA 01	22397,7	355,99	13417,43242	398,60	3570,62	
SLE - CARATTERISTICA 02	21169,4	355,99	16677,12617	398,60	3570,62	
SLE - CARATTERISTICA 03	21351,3	355,99	11062,56883	398,60	3570,62	
SLE - CARATTERISTICA 04	20430,1	355,99	13507,33914	398,60	3570,62	
SLE - CARATTERISTICA 05	21351,3	355,99	13727,88753	664,34	3570,62	
SLE - CARATTERISTICA 06	20430,1	355,99	16172,65784	664,34	3570,62	
SLU - STR 01	29104,9	533,99	18713,23048	597,90	5355,94	
SLU - STR 02	27446,8	533,99	23113,81704	597,90	5355,94	
SLU - STR 03	27692,3	533,99	15534,16463	597,90	5355,94	
SLU - STR 04	26448,7	533,99	18834,60455	597,90	5355,94	
SLU - STR 05	27692,3	533,99	19532,14268	996,50	5355,94	
SLU - STR 06	26448,7	533,99	22832,5826	996,50	5355,94	
SLU - SLV 01	18212,3	597,79	7345,383333	765,14	5891,88	
SLU - SLV 02	18212,3	428,53	24484,61111	2.550,48	4267,00	

Tabella 18 – Sollecitazioni intradosso plinto Pila P1 – Rio Calvia I

PILA P2- SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE						
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]	
SLE - QUASI PERMANENTE	18053,2	355,99	0	0,00	3250,2	
SLE - FREQUENTE 01	21192,3	355,99	7064,590781	0,00	3250,2	
SLE - FREQUENTE 02	20271,1	355,99	9509,361094	0,00	3250,2	
SLE - FREQUENTE 03	18053,2	355,99	1213,07875	132,87	3250,2	
SLE - CARATTERISTICA 01	22238,6	355,99	13058,69063	398,60	3250,2	
SLE - CARATTERISTICA 02	21010,4	355,99	16318,38438	398,60	3250,2	
SLE - CARATTERISTICA 03	21192,3	1.093,99	10703,82703	398,60	9988,2	
SLE - CARATTERISTICA 04	20271,1	1.093,99	13148,59734	398,60	9988,2	
SLE - CARATTERISTICA 05	21192,3	355,99	13129,98453	664,34	3250,2	
SLE - CARATTERISTICA 06	20271,1	355,99	15574,75485	664,34	3250,2	
SLU - STR 01	28890,2	533,99	18175,11778	597,90	4875,3	
SLU - STR 02	27232,1	533,99	22575,70435	597,90	4875,3	
SLU - STR 03	27477,6	1.640,99	14996,05193	597,90	14982,3	
SLU - STR 04	26234,0	1.640,99	18296,49185	597,90	14982,3	
SLU - STR 05	27477,6	533,99	18635,28818	996,50	4875,3	
SLU - STR 06	26234,0	533,99	21935,7281	996,50	4875,3	
SLU - SLV 01	18053,2	6.382,12	5978,188344	687,15	55677,5	
SLU - SLV 02	18053,2	2.163,83	19927,29448	2.290,49	18978,4	

Tabella 19 – Sollecitazioni intradosso plinto Pila P2 – Rio Calvia I

Le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione, considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali (cfr. 8.1), sono quelle riferite alla combinazione SLU_STR01 (Tabella 20) per la pila P1 e alla combinazione SLU_SLV01 per la pila fissa P2 (Tabella):

N [kN]	HI [kN]	Ht [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]
29104.9	534	597.9	5899.6	19322

Tabella 20 – Sollecitazioni intradosso plinto - combinazione SLU_STR01_ Pila P1 – Rio Calvia I

N [kN]	HI [kN]	Ht [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]
18053	6382	687	62176	6677

Tabella 21 – Sollecitazioni intradosso plinto – combinazione SLU_SLV01_ Pila P2 – Rio Calvia I

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione, (cfr.[14]), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo micropalo tramite la relazione 8.1. Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate nelle

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_max	N_min	T_max
[kN]	[kN]	[kNm]
745	225	13.3

Tabella 22 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Pila P1 – Rio Calvia I

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_max	N_min	T_max
[kN]	kN]	[kNm]
1249.8	-684	107

Tabella 23 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Pila P2 – Rio Calvia I

Di seguito si riporta il calcolo della capacità portate del micropalo più sollecitato e la stima dei coefficiente di sicurezza.

9.2.1 Resistenza di progetto dei micropali – Pile P1 e P2 - Rio Calvia I

Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati per le pile i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0 \text{ kPa}$ da 0 m a - 6 m t.p.;

$q_{lat, min} = 150 \text{ kPa}$ e $\alpha=1.1$ da - 6 m a -12 m t.p.;

$q_{lat, min} = 250 \text{ kPa}$ e $\alpha=1.0$ da -12 m t.p.

Di seguito, si riportano i calcoli svolti per la stima del carico limite assiale e trasversale. Inoltre, si riporta anche la verifica strutturale del micropalo.

PILA P1

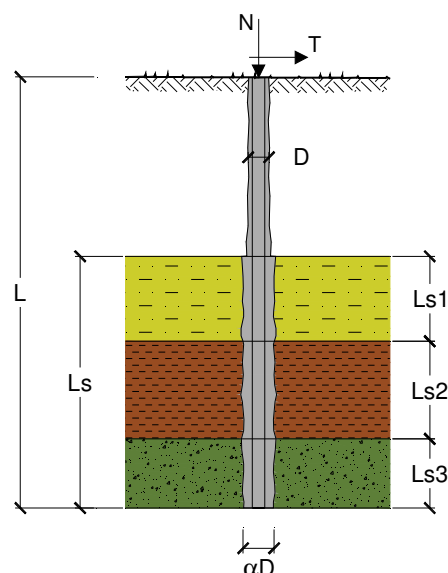
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: PILA P1_RIO CALVIA I

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	745,02	0,00	745,02
T (kN)	13,36	0,00	13,36



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,15

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_{s_i}	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_{t_i}	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 15,00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
INP 160
HEA 300
HEB 160
HEM 200
 $\phi 273,0 \times 10,0$

$\phi 273,0 \times 10,0$

Area dell'armatura (A_{arm}): 8262 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 7,154E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 524.109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 36,6 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	6,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug4	6,00	1,10	0,33	0,150	0,150	0,077	477,26
Ug2-Ug3	3,00	1,00	0,30	0,250	0,250	0,128	361,56

$L_s = 15,00$ (m) $QI = 838,83$ (kN)

Capacità portante di punta $Q_p = \%Punta \cdot Q_l$ (consigliato 10-15%)
 % Punta 0% $Q_p = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Q_{lim} = Q_b + Q_l$
 $Q_{lim} = 838,83$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$F_s = Q_{lim} / N$ ($F_s > 1$)
 $F_s = 1,13$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 9,99 (N/mm²)

$PK = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$ $\eta = PK / N$ (consigliato $\eta > 10$)
 $PK = 24504,10$ (MN) $\eta = 32,89$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0,654$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 10,22$ (kN m)

Pila P2

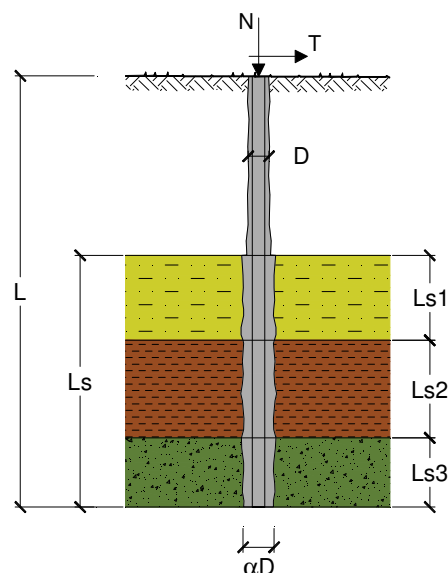
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: PILA P2_RIO CALVIA I

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	1249,82	0,00	1249,82
T (kN)	106,98	0,00	106,98



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,15

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_4	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 19,00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

ø273,0 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 8262 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 7,154E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 524.109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 36,6 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	6,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug4	6,00	1,10	0,33	0,150	0,150	0,077	477,26
Ug2-Ug3	7,00	1,00	0,30	0,250	0,250	0,128	843,65

$Ls = 19,00$ (m) $QI = 1320,92$ (kN)

Capacità portante di punta $Q_p = \%Punta \cdot Q_l$ (consigliato 10-15%)
 % Punta 0% $Q_p = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Q_{lim} = Q_b + Q_l$
 $Q_{lim} = 1320,92$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$F_s = Q_{lim} / N$ ($F_s > 1$)
 $F_s = 1,06$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 9,99 (N/mm²)

$PK = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$ $\eta = PK / N$ (consigliato $\eta > 10$)
 $PK = 24504,10$ (MN) $\eta = 19,61$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0,654$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 81,81$ (kN m)

9.2.2 Stima del cedimento della palificata – Pila P1 e P2 - Rio Calvia I

Per la procedura di calcolo si rimanda la paragrafo 8.1.2. Nelle tabelle seguenti sono riepilogati i dati assunti per il calcolo dei cedimenti ed i corrispondenti risultati.

Fondazione	Dati di input						Risultati			
	D _p (m)	N _{max} (kN)	L _u (m)	n _p	i _{p med}	E (MPa)	R _g	β	δ _{i-max} (mm)	δ _{tot} (mm)
Pila P1	0.30	555	9	60	1.0	265	0.21	1.98	0.46	5.88

Tabella 24 – Sintesi calcoli cedimenti dei micropali - Pila P1– Rio Calvia I

Fondazione	Dati di input						Risultati			
	D _p (m)	N _{max} (kN)	L _u (m)	n _p	i _{p med}	E (MPa)	R _g	β	δ _{i-max} (mm)	δ _{tot} (mm)
Pila P2	0.30	544	13	60	1.0	265	0.26	2.14	0.34	5.32

Tabella 25 – Sintesi calcoli cedimenti dei micropali - Pila P1 – Rio Calvia I

9.2.3 Verifica strutturale dei micropali – Pila P1 e P2 – Rio Calvia I

Pila P1

S.S. 291 VIADOTTO RIO CALVIA I_PILA P1						
Verifica Micropalo ϕ 273x 10 mm						
<u>Riepilogo proprietà del materiale</u>						
ACCIAIO	S	355			γ_{acc}	78,5 kN/m ³
γ_M	1,05				E_{acc}	206000000 kN/m ²
σ_d	338	MPa			p.p.	0,65 kN/m
τ_d	195	MPa			rapporto max: "d/t _{max} "	
ϵ^2	0,66				classe 1	classe 2
					33,1	46,3
						59,6
<u>Sollecitazioni agenti e geometria profilato (per la verifica)</u>						
N_{Ed_palo}	745,018	kN				
V_{Ed_palo}		kN/m				
V_{Ed_palo}	13,36	kN				
M_{Ed_palo}		kNm/m				
M_{Ed_palo}	9,06	kNm				
(valori allo S.L.U.)						
<u>Caratteristiche sezione del Tubo</u>						
Armatura Micropalo: d =	273	mm				
Spessore: t =	10,00	mm				
A _{armatura}	83	cmq				
d / t	27	---		classe 1		
J	7,154E-05	m ⁴		7154	cm ⁴	
W _{el}	5,241E-04	m ³		524	cm ³	
ρ	0,093	m				
<u>Verifiche (metodo elastico)</u>				<u>Calcolo capacità portante</u>		
τ_{max}	2,5	MPa		M.E.	M_{Rd}	177,2 kNm
σ_{max} (N)	90,2	MPa			$W_{pl} = [D^3 - (D-2s)^3]/6$	
σ_{max} (M)	17,3	MPa			$W_{pl} =$	0,0006920 m ³
σ_{max_id}	107,6	MPa		M.P.	M_{Rd}	234,0 kNm
	< s _{amm}	--> verifica	0,32		(verificare che sia di classe 1 e 2)	
						5%
<u>Determinazione influenza del taglio sulla capacità portante a flessione</u>						
A _{resist} a taglio	53	cmq			V_{Ed}	< 0.5 V _{c,Rd}
V _{c,Rd}	1233	kN			ρ	0

Pila P2

S.S. 291 VIADOTTO RIO CALVIA I PILA P2					
Verifica Micropalo ϕ 273x 10 mm					
<u>Riepilogo proprietà del materiale</u>					
ACCIAIO	S	355		γ_{acc}	78,5 kN/m3
γ_M	1,05			E_acc	206000000 kN/m2
σ_d	338	MPa		p.p.	0,65 kN/m
τ_d	195	MPa		rapporto max: "d/t _{max} "	
ϵ^2	0,66			classe 1	classe 2
				33,1	46,3
					59,6
<u>Sollecitazioni agenti e geometria profilato (per la verifica)</u>					
N _{Ed_palo}	1249,825	kN			
V _{Ed_palo}		kN/m			
V _{Ed_palo}	106,98	kN			
M _{Ed_palo}		kNm/m			
M _{Ed_palo}	108,31	kNm			
(valori allo S.L.U.)					
<u>Caratteristiche sezione del Tubo</u>					
Armatura Micropalo: d =	273	mm			
Spessore: t =	10,00	mm			
A _{armatura}	83	cmq			
d / t	27	---	classe 1		
J	7,154E-05	m4	7154	cm4	
W _{el}	5,241E-04	m3	524	cm3	
ρ	0,093	m			
<u>Verifiche (metodo elastico)</u>			<u>Calcolo capacità portante</u>		
τ_{max}	20,3	MPa	M.E. M _{Rd}	177,2	kNm
σ_{max} (N)	151,3	MPa		W.pl = [D^3 -(D-2s)^3]/6	
σ_{max} (M)	206,7	MPa		W.pl =	0,0006920 m3
σ_{max_id}	359,7	MPa	M.P. M _{Rd}	234,0	kNm
	> s _{amm} --> NON verifica	1,07		(verificare che sia di classe 1 e 2)	
				61%	
<u>Determinazione influenza del taglio sulla capacità portante a flessione</u>					
A _{resist} a taglio	53	cmq	VEd	< 0.5 Vc,Rd	
Vc,Rd	1233	kN	ρ	0	

10 VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO RIO CALVIA II

Le fondazioni delle spalle (SP1 e SP2) e della pila P1, per entrambi gli impalcanti (*esterno ed interno*), sono di tipo diretto, mentre quella della pila P2 è di tipo profondo su micropali.

10.1 Fondazioni spalla SP1 e SP2

Le fondazioni delle spalle SP1 e SP2 sono di tipo diretto. Nella tabella seguente si riportano le dimensioni dei plinti di fondazione. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegare al presente progetto (*cf. [16]*).

Struttura	IMPALCATO ESTERNO		IMPALCATO INTERNO	
	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]
Spalla SP1	8.0x13.83	2.00	8.0x11.55	2.00
Spalla SP2	8.0x12.99	2.00	8.0x11.55	2.00

Per le spalle le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione (plinto di dimensioni 8x11.55x2) sono riportate in Tabella 26

SPALLA MOBILE - SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE					
COMBINAZIONE	N [kN]	VL [kN]	VT [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	21.127,07	6.658,03	0,00	10.451,46	0,00
SLE - FREQUENTE 01	23.537,01	7.716,82	41,24	14.697,82	2.961,80
SLE - FREQUENTE 02	23.230,61	7.716,82	41,24	14.575,26	3.747,48
SLE - CARATTERISTICA 01	24.340,32	8.069,74	123,71	16.113,27	4.395,80
SLE - CARATTERISTICA 02	23.931,79	8.069,74	123,71	15.949,86	5.443,38
SLE - CARATTERISTICA 03	23.537,01	7.716,82	123,71	14.697,82	3.497,88
SLE - CARATTERISTICA 04	23.230,61	7.716,82	123,71	14.575,26	4.283,57
SLE - CARATTERISTICA 05	23.537,01	7.716,82	206,19	14.697,82	4.033,97
SLE - CARATTERISTICA 06	23.230,61	7.716,82	206,19	14.575,26	4.819,66
SLU - STR 01	33.008,63	10.924,99	185,57	21.960,21	6.054,95
SLU - STR 02	32.457,12	10.924,99	185,57	21.739,61	7.469,19
SLU - STR 03	31.924,16	10.448,53	185,57	20.049,35	4.842,76
SLU - STR 04	31.510,53	10.448,53	185,57	19.883,89	5.903,44
SLU - STR 05	31.924,16	10.448,53	309,28	20.049,35	5.646,89
SLU - STR 06	31.510,53	10.448,53	309,28	19.883,89	6.707,57
SLU - SLV 01	21.127,07	9.818,03	385,01	24.691,39	1.792,49
SLU - SLV 02	21.127,07	7.606,03	1.283,37	14.723,44	5.974,97

Tabella 26 – Sollecitazioni intradosso plinto spalle – Rio Calvia II

10.1.1 Risultati delle verifiche allo SLU – Spalle SP1 e SP2 – Rio Calvia II

Per la procedura di calcolo si rimanda al paragrafo 5.2. Nelle Tabella 27 e Tabella 28 si riportano i risultati delle verifiche sia nei confronti del collasso per carico limite e sia nei confronti dello scorrimento.

Spalla SP1-SP2 – verifiche nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite												
Geometria				Sollecitazioni agenti						Risultati		
B	L	H	D	Comb.	N	M _L	M _T	V _T	V _L	R _k = Q _{lim}	F _d = q	R _k /F _d
(m)	(m)	(m)	(m)	(-)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kPa)	(kPa)	(-)
8,0	11,6	2	3,0	SLU _STR02	32457	21740	7469,19	185,57	10924,99	2912,77	439,43	6,63 (> 2.3)

Tabella 27 – Sintesi dei calcoli di verifica nei confronti del collasso per carico limite – Spalla SP1 e SP2 – Rio Calvia II

Spalla SP1-SP2 – verifiche nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa												
Geometria				Sollecitazioni agenti						Risultati		
B	L	H	D	Comb.	N	M _L	M _T	V _T	V _L	R _k = S	F _d = T _B	R _k /F _d
(m)	(m)	(m)	(m)	(-)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kPa)	(kPa)	(-)
8.0	11.70	1.5	1.0	SLU _STR02	32457	21740	7469	186	10925	24032,39	10925	2,20 (> 1.1)

Tabella 28 – Sintesi dei calcoli di verifica nei confronti del collasso per scorrimento - Spalla SP1 e SP2 – Rio Calvia II

Gli output completi dei fogli di calcolo con i quali sono state condotte le verifiche sono riportati in Allegato B.

10.2 Fondazioni Pila P1

Le fondazioni della pila P1 sono di tipo diretto. Nella tabella seguente si riportano le dimensioni dei plinti di fondazione. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegate al presente progetto (cfr.[16]).

Struttura	IMPALCATO ESTERNO		IMPALCATO INTERNO	
	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]
Pila P1	6.0x10	3.0	6.0x10	3.0

Per le spalle le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione (plinto di dimensioni 6x10x3) sono riportate in Tabella 29

PILA P1- SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE					
Combinazioni	N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	19.591,15	404,25	0,00	0,00	3.529,13
SLE - FREQUENTE 01	22.467,48	404,25	6.740,53	0,00	3.529,13
SLE - FREQUENTE 02	21.809,04	404,25	8.167,54	0,00	3.529,13
SLE - FREQUENTE 03	19.591,15	404,25	1.170,37	134,06	3.529,13
SLE - CARATTERISTICA 01	23.426,26	404,25	12.498,49	402,19	3.529,13
SLE - CARATTERISTICA 02	22.548,34	404,25	14.401,17	402,19	3.529,13
SLE - CARATTERISTICA 03	22.467,48	404,25	10.251,64	402,19	3.529,13
SLE - CARATTERISTICA 04	21.809,04	404,25	11.678,65	402,19	3.529,13
SLE - CARATTERISTICA 05	22.467,48	404,25	12.592,39	670,32	3.529,13
SLE - CARATTERISTICA 06	21.809,04	404,25	14.019,40	670,32	3.529,13
SLU - STR 01	30.590,43	606,38	17.399,63	603,28	5.293,69
SLU - STR 02	29.405,23	606,38	19.968,24	603,28	5.293,69
SLU - STR 03	29.296,08	606,38	14.366,39	603,28	5.293,69
SLU - STR 04	28.407,18	606,38	16.292,85	603,28	5.293,69
SLU - STR 05	29.296,08	606,38	17.877,50	1.005,47	5.293,69
SLU - STR 06	28.407,18	606,38	19.803,96	1.005,47	5.293,69
SLU - SLV 01	19.591,15	541,62	4.584,39	552,34	4.669,25
SLU - SLV 02	19.591,15	445,46	15.281,30	1.841,12	3.871,17

Tabella 29 – Sollecitazioni intradosso plinto pila P1 – Rio Calvia II

10.2.1 Risultati delle verifiche allo SLU – Pila P1 – Rio Calvia II

Per la procedura di calcolo si rimanda al paragrafo 5.2. Nelle Tabella 30 e Tabella 31 si riportano i risultati delle verifiche sia nei confronti del collasso per carico limite e sia nei confronti dello scorrimento.

Pila P1- verifiche nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite												
Geometria				Sollecitazioni agenti						Risultati		
B	L	H	D	Comb.	N	M _L	M _T	V _T	V _L	R _k = q _{lim}	F _d = q	R _k /F _d
(m)	(m)	(m)	(m)	(-)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kPa)	(kPa)	(-)
6,0	10,0	2	3,0	SLU _STR05	29296	5294	17877,50	1005,47	606,38	5408,44	591,79	9,14 (> 2.3)

Tabella 30 – Sintesi dei calcoli di verifica nei confronti del collasso per carico limite – Pila P1 – Rio Calvia II

Pila P1– verifiche nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa												
Geometria				Sollecitazioni agenti						Risultati		
B	L	H	D	Comb.	N	M _L	M _T	V _T	V _L	R _k = S	F _d	R _k /F _d
(m)	(m)	(m)	(m)	(-)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kPa)	(kPa)	(-)
6,0	10,0	2	3,0	SLU _STR05	29296	5294	17878	1005	606	21005,27	1174	17,89 (> 1.1)

Tabella 31 – Sintesi dei calcoli di verifica nei confronti del collasso per scorrimento – Pila P1 – Rio Calvia II

Gli output completi dei fogli di calcolo con i quali sono state condotte le verifiche sono riportati in Allegato C.

10.3 Fondazioni Pila P2

La pila P2 è fondata su 60 micropali (*IRS*), ϕ 300 armatura tubolare 273 mm di spessore 10 mm e di lunghezza pari a 15 m per la pila P1. Nella tabella seguente si riportano le dimensioni dei plinti di fondazione. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole strutturali allegate al presente progetto (*cfr.[14]*).

Struttura	IMPALCATO ESTERNO		IMPALCATO INTERNO	
	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]	Dim. Plinto [mxm]	H Plinto [m]
PILA P2	10.0x6.0	3.0	10.0x6.0	3.0

Di seguito si riportano le verifiche di capacità portate e le verifiche alle forze orizzontali dei micropali di fondazione.

Per la pila le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione sono riportate nella Tabella 32

PILA P2 - SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE						
Combinazioni		N [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	VT [kN]	ML[kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE		19573,5	404,25	0,0	0,00	3488,7
SLE - FREQUENTE 01		22449,8	404,25	6740,5	0,00	3488,7
SLE - FREQUENTE 02		21791,4	404,25	8167,5	0,00	3488,7
SLE - FREQUENTE 03		19573,5	404,25	1157,0	134,06	3488,7
SLE - CARATTERISTICA 01		23408,6	404,25	12458,3	402,19	3488,7
SLE - CARATTERISTICA 02		22530,7	404,25	14360,9	402,19	3488,7
SLE - CARATTERISTICA 03		22449,8	1.223,25	10211,4	402,19	10556,7
SLE - CARATTERISTICA 04		21791,4	1.223,25	11638,4	402,19	10556,7
SLE - CARATTERISTICA 05		22449,8	404,25	12525,4	670,32	3488,7
SLE - CARATTERISTICA 06		21791,4	404,25	13952,4	670,32	3488,7
SLU - STR 01		30566,6	606,38	17339,3	603,28	5233,1
SLU - STR 02		29381,4	606,38	19907,9	603,28	5233,1
SLU - STR 03		29272,2	1.834,88	14306,1	603,28	15835,0
SLU - STR 04		28383,3	1.834,88	16232,5	603,28	15835,0
SLU - STR 05		29272,2	606,38	17777,0	1.005,47	5233,1
SLU - STR 06		28383,3	606,38	19703,4	1.005,47	5233,1
SLU - SLV 01		19573,5	4.716,98	4523,9	551,69	38853,1
SLU - SLV 02		19573,5	1.698,07	15079,5	1.838,96	14098,0

Tabella 32 – Sollecitazioni intradosso plinto Pila P2 – Rio Calvia II

Le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione, considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali (cfr. 8.1), sono quelle riferite alla combinazione SLU_SLV01 (Tabella 20) :

N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
19573.5	4717	551.7	43656.1	5085.6

Tabella 33 – Sollecitazioni intradosso plinto - combinazione SLU_SLV01_ Pila P2 – Rio Calvia II

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione, (cfr. [16]), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo micropalo tramite la relazione 8.1.

Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate nelle

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_max	N_min	T_max
[kN]	kN]	[kNm]
996.1	-343.7	79.15

Tabella 34 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Pila P2 – Rio Calvia II

Di seguito si riporta il calcolo della capacità portate del micropalo più sollecitato e la stima dei coefficiente di sicurezza.

10.3.1 Resistenza di progetto dei micropali – Pila P2 - Rio Calvia II

Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati per la pila P2 i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$$q_{lat, min} = 0 \text{ kPa da } 0 \text{ m a } -7 \text{ m t.p.};$$

$$q_{lat, min} = 250 \text{ kPa e } \alpha = 1.0 \text{ da } -7.0 \text{ m t.p.}$$

Di seguito, si riportano i calcoli svolti per la stima del carico limite assiale e trasversale. Inoltre, si riporta anche la verifica strutturale del micropalo.

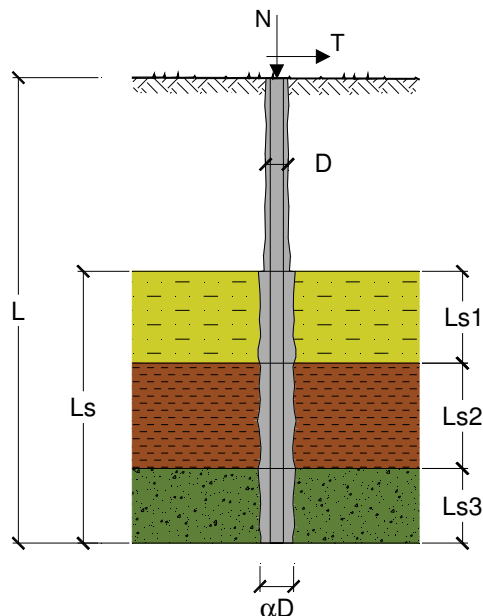
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: PILA P2_RIO CALVIA II

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	996,00	0,00	996,00
T (kN)	80,00	0,00	80,00



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLS	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 15,00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 ø273,0 x 10,0

ø273,0 x 10,0

Area dell'armatura (Aarm): 8262 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 7,154E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 524.109 (mm³)

Tipo di acciaio

S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M 1,05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 36,6 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	5,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug4	2,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug2-Ug3	9,00	1,00	0,30	0,250	0,250	0,128	1084,69

$Ls = 16,00$ (m) $QI = 1084,69$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

$Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Qlim = 1084,69$ (kN)

$Fs = 1,09$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 9,99 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 24504,10$ (MN)

$\eta = 24,60$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0,654$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 61,18$ (kN m)

10.3.2 Stima del cedimento della palificata – Pila P2 - Rio Calvia II

Per la procedura di calcolo si rimanda la paragrafo 8.1.2. Nelle tabelle seguenti sono riepilogati i dati assunti per il calcolo dei cedimenti ed i corrispondenti risultati.

Fondazione	Dati di input						Risultati			
	D _p (m)	N _{max} (kN)	L _u (m)	n _p	i _{p med}	E (MPa)	R _g	β	δ _{i-max} (mm)	δ _{tot} (mm)
Pila P2	0.30	562	8	60	1.0	265	0.19	1.93	0.51	6.11

Tabella 35 – Sintesi calcoli cedimenti dei micropali - Pila P2– Rio Calvia II

10.3.3 Verifica strutturale dei micropali – Pila P1 e P2 – Rio Calvia I

S.S. 291 VIADOTTO RIO CALVIA II_PILA P2									
Verifica Micropalo ϕ 273x 10 mm									
<u>Riepilogo proprietà del materiale</u>									
ACCIAIO	S		355		γ _{acc}		78,5		kN/m3
γ _M	1,05				E _{acc}		206000000		kN/m2
σ _d	338		MPa		p.p.		0,65		kN/m
τ _d	195		MPa		rapporto max: "d/t _{max} "				
ε _s ²	0,66				classe 1	classe 2	classe 3		
					33,1	46,3	59,6		
<u>Sollecitazioni agenti e geometria profilato (per la verifica)</u>									
N _{Ed_palo}	996,116		kN						
V _{Ed_palo}			kN/m						
V _{Ed_palo}	79,15		kN						
M _{Ed_palo}			kNm/m						
M _{Ed_palo}	80,05		kNm						
(valori allo S.L.U.)									
<u>Caratteristiche sezione del Tubo</u>									
Armatura Micropalo: d =	273		mm						
Spessore: t =	10,00		mm						
A _{armatura}	83		cmq						
d / t	27		--->		classe 1				
J	7,154E-05		m4		7154	cm4			
W _{el}	5,241E-04		m3		524	cm3			
ρ	0,093		m						
<u>Verifiche (metodo elastico)</u>					<u>Calcolo capacità portante</u>				
τ _{max}	15,0		MPa		M.E.	M _{Rd}	177,2		kNm
σ _{max} (N)	120,6		MPa		W _{pl} = [D^3 -(D-2s)^3]/6				
σ _{max} (M)	152,7		MPa		W _{pl} = 0,0006920 m3				
σ _{max_id}	274,5		MPa		M.P.	M _{Rd}	234,0		kNm
	< s _{amm} --> verifica		0,82		(verificare che sia di classe 1 e 2)				
45%									
<u>Determinazione influenza del taglio sulla capacità portante a flessione</u>									
A _{resist} a taglio	53		cmq		VEd	< 0.5 Vc,Rd			
Vc,Rd	1233		kN		ρ	0			

11 VERIFICHE GEOTECNICHE – FARFALLA FERROVIARIA “A”

Le fondazioni del portale della galleria artificiale della farfalla ferroviaria A sono di tipo profondo su micropali.

11.1 Fondazioni portale

La farfalla ferroviaria “A” è fondata su micropali (*IRS*), $\varnothing 300$ di lunghezza 16 m e armatura tubolare 273 mm di spessore 10 mm e interasse pari a 0.9 m. Il plinto di fondazione presenta una sezione di dimensioni pari a 2.5 m x 1.5 m. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati alla presente relazione (cfr. [17]).

Per la galleria artificiale le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinti di fondazione sono riportate nella Tabella 36

- SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE - GALLERIA ARTIFICIALE - FARFALLA FERROVIARIA "A"						
Combinazioni	N [kN]	Vx [kN]	Vx [kN]_ass	Mx[kNm]	Vy [kN]	My_ass[kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE 01	711,2	-225,32	225,32	0,00	0,00	164,42
SLE - QUASI PERMANENTE 02	626,2	46,85	46,85	0,00	0,00	482,23
SLE - QUASI PERMANENTE 03	629,0	103,20	103,20	0,00	0,00	515,30
SLE - FREQUENTE 01	902,5	-276,12	276,12	0,00	0,00	217,87
SLE - FREQUENTE 02	257,4	-70,04	70,04	0,00	0,00	154,39
SLE - FREQUENTE 03	773,7	152,34	152,34	0,00	0,00	573,50
SLE - FREQUENTE 04	859,2	-294,68	294,68	0,00	0,00	259,55
SLE - CARATTERISTICA 01	968,9	-302,18	302,18	0,00	0,00	244,90
SLE - CARATTERISTICA 02	654,1	84,65	84,65	0,00	0,00	714,40
SLE - CARATTERISTICA 03	760,2	197,97	197,97	0,00	0,00	813,11
SLE - CARATTERISTICA 04	872,7	-340,31	340,31	0,00	0,00	305,60
SLU - STR 01	1301,0	-326,63	326,63	0,00	0,00	4,99
SLU - STR 02	888,0	99,05	99,05	0,00	0,00	868,33
SLU - STR 03	1031,3	253,99	253,99	0,00	0,00	1003,74
SLU - STR 04	1169,5	-450,92	450,92	0,00	0,00	431,03
SLU - SLV 01	733,4	-322,57	322,57	0,00	0,00	381,58
SLU - SLV 02	604,1	-50,40	50,40	0,00	0,00	265,06
SLU - SLV 03	706,3	-285,69	285,69	0,00	0,00	532,25

Tabella 36 – Sollecitazioni intradosso plinto – Galleria artificiale – Farfalla Ferroviaria A

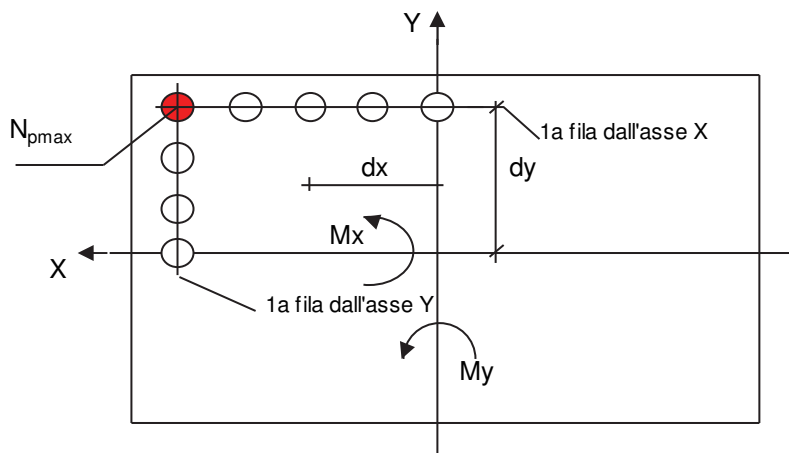
Le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione, considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali (cfr. 8.1), sono quelle riferite alla combinazione SLU_STR03 (Tabella 37)

N [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
1031	254	597.9	0	1275.7

Tabella 37 – Sollecitazioni intradosso plinto - combinazione SLU_STR03_ Galleria Artificiale – Farfalla Ferroviaria A

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione e considerando una “striscia” di un metro, in direzione longitudinale della galleria artificiale (cfr. [17]), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo micropalo tramite la seguente relazione:

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx*dy_{max} / \sum dyi^2 + My*dx_{max} / \sum dxi^2$$



Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate nella Tabella 38

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_max	N_min	T_max
[kN]	[kN]	[kNm]
1052.5	-364.95	84.66

Tabella 38 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Galleria Artificiale – Farfalla Ferroviaria A

Di seguito si riporta il calcolo della capacità portate del micropalo più sollecitato e la stima dei coefficiente di sicurezza.

11.1.1 Resistenza di progetto dei micropali – Galleria Artificiale – Farfalla A

Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati per le pile i seguenti valori cautelativi dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$$q_{lat, min} = 0 \text{ kPa da } 0 \text{ m a } - 5 \text{ m t.p.};$$

$$q_{lat, min} = 150 \text{ kPa e } \alpha=1.1 \text{ da } - 5.0 \text{ m a } -8.0 \text{ m t.p.};$$

$$q_{lat, min} = 250 \text{ kPa e } \alpha=1.0 \text{ da } -8.0 \text{ m t.p.}$$

Di seguito, si riportano i calcoli svolti per la stima del carico limite assiale e trasversale. Inoltre, si riporta anche la verifica strutturale del micropalo.

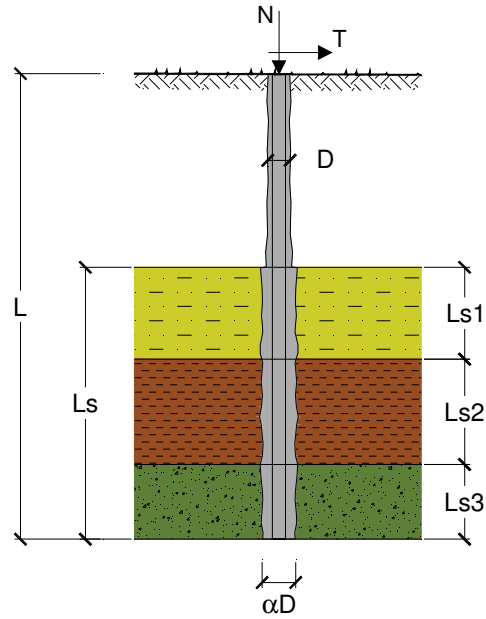
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: GALLERIA ARTIFICIALE _FARFALLA A

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	1052,50	0,00	1052,50
T (kN)	84,66	0,00	84,66



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88			1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			1,00	1,00	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_4	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 15,00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 **ø273,0 x 10,0**

ø273,0 x 10,0

Area dell'armatura (Aarm): 8262 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 7,154E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 524.109 (mm³)

Tipo di acciaio

S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M 1,05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (α_{im}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 36,6 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot D s_i \cdot s_i \cdot l s_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $l s_i$ (m)	α (-)	$D s_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	$Q s_i$ (kN)
Ug1	5,00	1,10	0,33	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug4	3,00	1,10	0,33	0,150	0,150	0,077	238,63
Ug2-Ug3	8,00	1,00	0,30	0,250	0,250	0,128	964,17

$L s = 16,00$ (m) $QI = 1202,80$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI$$

(consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

$$F_s = Qlim / N \quad (F_s > 1)$$

$Qlim = 1202,80$ (kN)

$F_s = 1,14$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 9,99 (N/mm²)

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$$

$$\eta = P_k / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$P_k = 24504,10$ (MN)

$\eta = 23,28$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0,654$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 64,74$ (kN m)

11.1.2 Stima del cedimento della palificata – Galleria Artificiale - Farfalla A

Per la procedura di calcolo si rimanda la paragrafo 8.1.2. Nelle tabelle seguenti sono riepilogati i dati assunti per il calcolo dei cedimenti ed i corrispondenti risultati.

Fondazione	Dati di input						Risultati			
	D _p (m)	N _{max} (kN)	L _u (m)	n _p	i _{p med}	E (MPa)	R _g	β	δ _{i-max} (mm)	δ _{tot} (mm)
portale	0.30	638	8	3	0.9	265	1.24	1.93	0.58	2.16

Tabella 39 – Sintesi calcoli cedimenti dei micropali - Galleria Artificiale – Farfalla Ferroviaria A

11.1.3 Verifica strutturale dei micropali – Galleria Artificiale – Farfalla Ferroviaria

S.S. 291 FARFALLA FERROVIARIA A -										
Verifica Micropalo ϕ 273x 10 mm										
<u>Riepilogo proprietà del materiale</u>										
ACCIAIO	S			355			γ_{acc}	78,5	kN/m3	
γ_M	1,05						E _{acc}	206000000	kN/m2	
σ_d	338			MPa			p.p.	0,65	kN/m	
τ_d	195			MPa			<i>rapporto max: "d/t_{max}"</i>			
ε^2	0,66						classe 1	classe 2	classe 3	
							33,1	46,3	59,6	
<u>Sollecitazioni agenti e geometria profilato (per la verifica)</u>										
N _{Ed_palo}	1052,487			kN						
V _{Ed_palo}				kN/m						
V _{Ed_palo}	84,66			kN						
M _{Ed_palo}				kNm/m						
M _{Ed_palo}	90,65			kNm						
(valori allo S.L.U.)										
<u>Caratteristiche sezione del Tubo</u>										
Armatura Micropalo: d =	273			mm						
Spessore: t =	10,00			mm						
A _{armatura}	83			cmq						
d / t	27			--->			classe 1			
J	7,154E-05			m4			7154	cm4		
W _{el}	5,241E-04			m3			524	cm3		
ρ	0,093			m						
<u>Verifiche (metodo elastico)</u>										
<u>Calcolo capacità portante</u>										
τ_{max}	16,1			MPa			M.E.	M _{Rd}	177,2	kNm
σ_{max} (N)	127,4			MPa			$W_{pl} = [D^3 - (D-2s)^3]/6$			
σ_{max} (M)	173,0			MPa			W _{pl} =	0,0006920	m3	
σ_{max_id}	301,6			MPa			M.P.	M _{Rd}	234,0	kNm
	< s _{amm} --> verifica			0,90			(verificare che sia di classe 1 e 2)			
51%										
<u>Determinazione influenza del taglio sulla capacità portante a flessione</u>										
A _{resist} a taglio	53			cmq			VEd	< 0.5 V _{c,Rd}		
V _{c,Rd}	1233			kN			ρ	0		

11.1.4 Opere di Sostegno provvisionali – Galleria Artificiale –Farfalla A

Per l'apertura in sicurezza degli scavi per l'esecuzione delle strutture di fondazione del portale (galleria artificiale) è necessaria la realizzazione di un'opera di presidio provvisoria costituita da una paratia di micropali di diametro di perforazione pari a 300 mm, armatura con tubi in acciaio di diametro $\varnothing 273$ mm (spessore 10 mm) posti ad interasse di 35 cm e di lunghezza totale pari a 7 m; la massima altezza di scavo è pari a 2.85 m. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente progetto (cfr. [17]).

In considerazione del carattere provvisorio dell'opera, non vengono prese in conto condizioni di calcolo sismiche. Il calcolo è stato svolto con l'ausilio del codice di calcolo automatico PARATIE Plus 2012.

Modello di calcolo

L'analisi numerica è stata organizzata in 5 successive fasi di calcolo (Fasi 0÷4) che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi.

Fase 0 (fase 0) : Condizioni iniziali geostatiche;

Fase 1 (fase 1) : Sovraccarico ferroviario 40 kPa;

Fase 2 (fase 2) : Esecuzione della paratia di micropali;

Fase 3 (fase 3) : Scavo di sbancamento fino a -1.50 m da p.c.;

Fase 4 (fase 4) : Scavo di sbancamento fino a -2.82 m da p.c (quota fondo scavo).

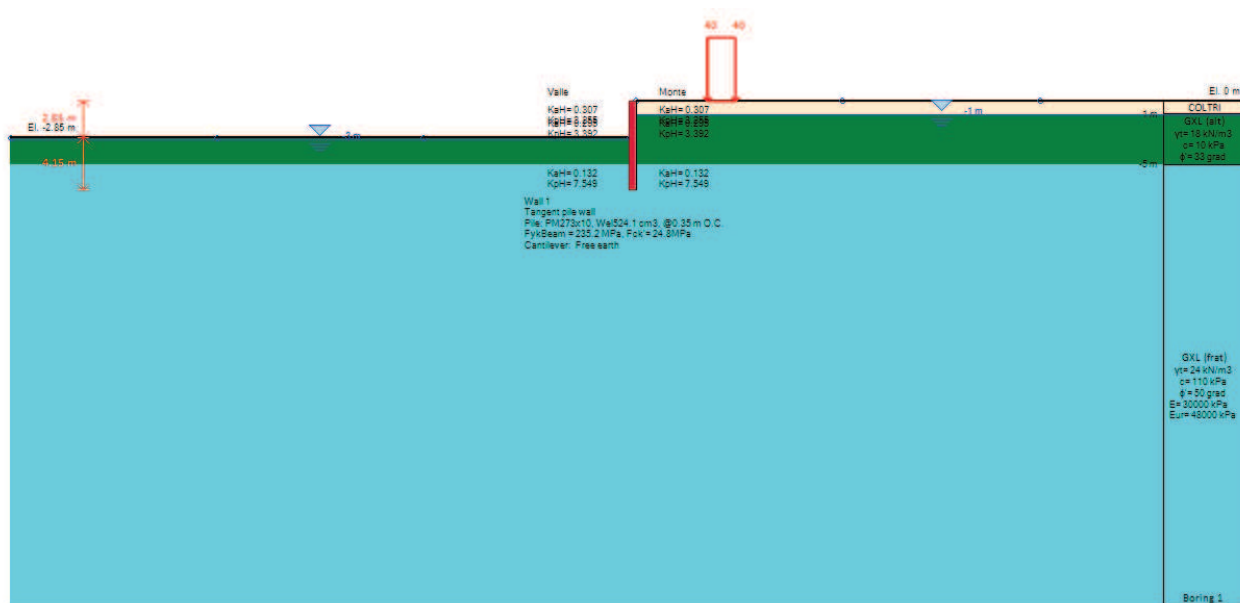


Figura 8 – Modello di calcolo

Analisi tenso-deformativa della paratia: risultati

Di seguito si riporta, per la combinazione di carico più sfavorevole, la verifica strutturale della paratia provvisoria e la verifica in condizioni di esercizio.

Nella Tabella 40, con riferimento alla sezione di calcolo considerata ed alla combinazione SLE (rara), si riporta lo spostamento massimo della paratia.

Sezione di calcolo	Quota da t.p. [m]	Fase di calcolo n°	Spostamento Max [cm]
1	0	4	0.94

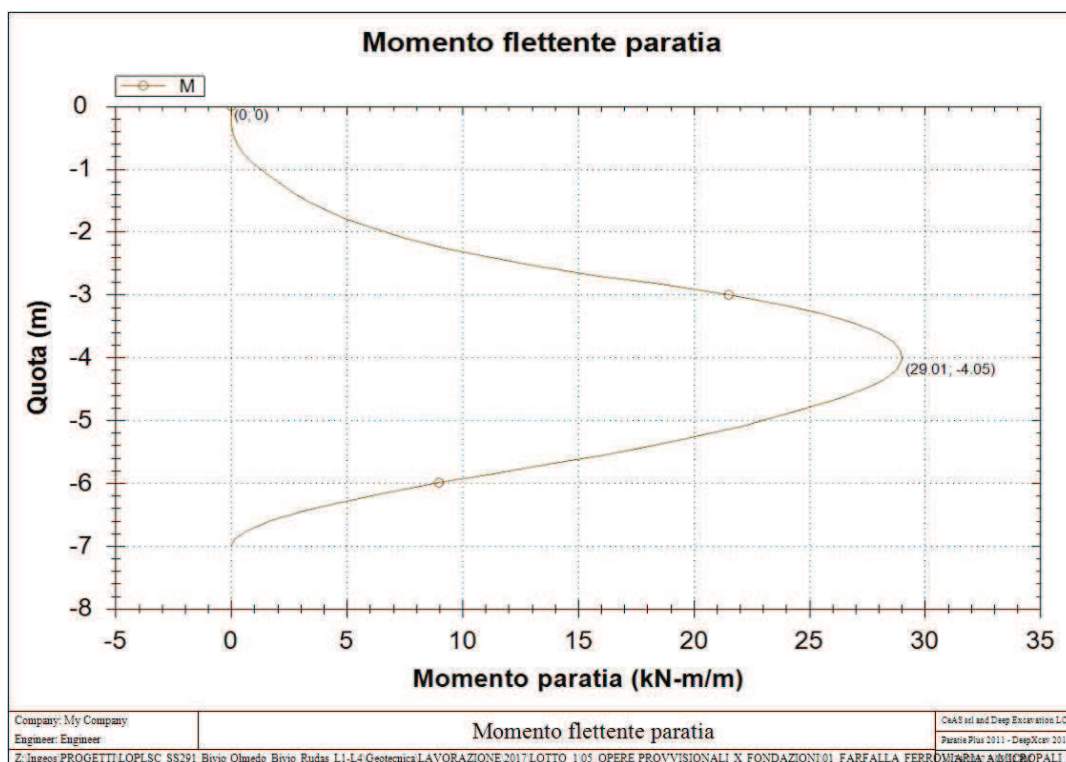
Tabella 40 – Spostamenti della paratia provvisoriale –Galleria Artificiale – Farfalla A

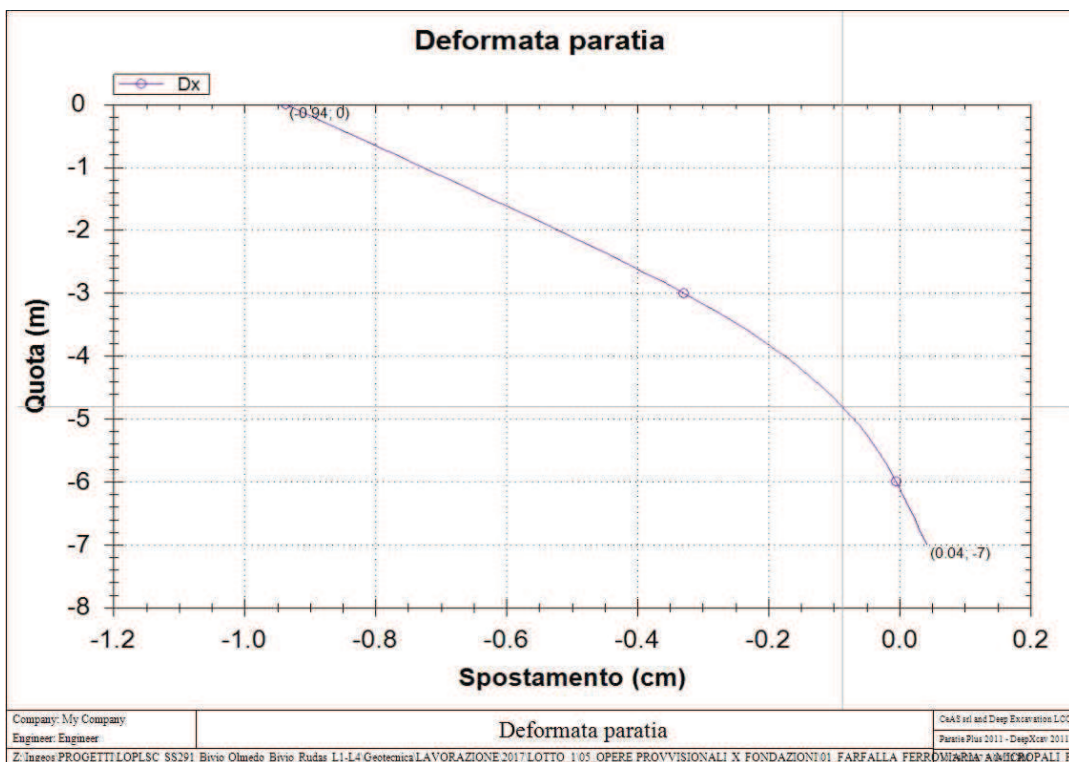
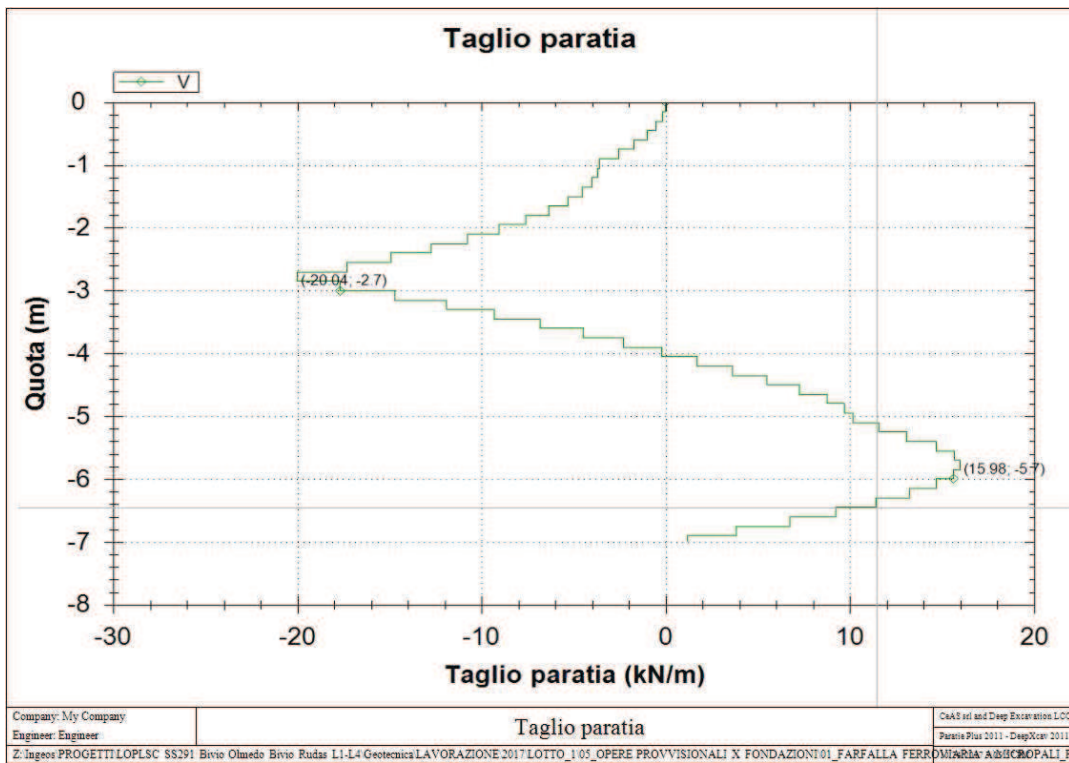
Nella Tabella 41 con riferimento alla sezione di calcolo considerata e alla combinazione di carico A1+M1+R3, si riporta le verifiche strutturali della paratia provvisoriale.

Sezione di calcolo	Quota da t.p. [m]	M _{max} [kNm/m]	T [kN/m]	M _{palo} [kNm/palo]	T _{palo} [kN/palo]	σ _{ideale} [MPa]	σ _{ideale} /f _{yd} [-]	Verifica
1	-4.05	29.01	20.04	10.15	7.01	19.9	0.06	✓

Tabella 41 – Valori delle sollecitazioni massime e verifiche strutturali –Pila P2- Rio Serra

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi del momento flettente, delle azioni di taglio e degli spostamenti agenti sulla paratia di micropali (le azioni sono espresse per metro lineare).





12 VERIFICHE GEOTECNICHE – FARFALLA FERROVIARIA “B”

Le fondazioni del portale della galleria artificiale della farfalla ferroviaria B sono di tipo profondo su pali di grande diametro trivellati.

12.1 Fondazioni portale

La farfalla ferroviaria “A” è fondata su pali di grande diametro trivellati, \varnothing 800 di lunghezza 35 m. Il plinto di fondazione presenta una sezione di dimensioni pari a 3.60 m x 2.0 m. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati alla presente relazione (cfr.[18]).

Per la galleria artificiale le sollecitazioni, derivanti dall’analisi strutturale, agenti nel baricentro e all’intradosso del plinti di fondazione sono riportate nella Tabella 42.

FARFALLA B - SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE							
Combinazioni	N [kN]	Vx [kN]	Vx [kN]_ass	Mx[kNm]	Vy [kN]	My[kNm]	My_ass[kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE 01	1778,0	-409,18	409,18	0,00	0,00	-197,92	197,92
SLE - QUASI PERMANENTE 02	1589,0	104,11	104,11	0,00	0,00	998,74	998,74
SLE - QUASI PERMANENTE 03	1595,3	229,33	229,33	0,00	0,00	984,57	984,57
SLE - FREQUENTE 01	2334,6	-703,99	703,99	0,00	0,00	-141,13	141,13
SLE - FREQUENTE 02	769,6	-155,65	155,65	0,00	0,00	452,04	452,04
SLE - FREQUENTE 03	2144,6	387,68	387,68	0,00	0,00	1060,21	1060,21
SLE - CARATTERISTICA 01	2526,1	-792,03	792,03	0,00	0,00	-189,48	189,48
SLE - CARATTERISTICA 02	1640,3	22,92	22,92	0,00	0,00	848,24	848,24
SLE - CARATTERISTICA 03	2114,5	489,07	489,07	0,00	0,00	1521,71	1521,71
SLU - STR 01	3325,5	-888,54	888,54	0,00	0,00	341,31	341,31
SLU - STR 02	2152,6	9,26	9,26	0,00	0,00	1010,63	1010,63
SLU - STR 03	2796,8	630,77	630,77	0,00	0,00	1866,14	1866,14
SLU - STR 04	3122,1	-1.084,57	1.084,57	0,00	0,00	-578,87	578,87
SLU - SLV 01	1827,2	-716,81	716,81	0,00	0,00	-346,18	346,18
SLU - SLV 02	1539,9	-112,00	112,00	0,00	0,00	667,43	667,43
SLU - SLV 03	1767,0	-634,86	634,86	0,00	0,00	-738,38	738,38

Tabella 42 – Sollecitazioni intradosso plinto – Galleria artificiale – Farfalla Ferroviaria B

I momenti agenti al baricentro dell’intradosso della fondazione sono stati stimati considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali:

$$M=T \lambda *0.9$$

dove λ è la lunghezza caratteristica del palo ed è stata stimata mediante la seguente relazione di Matlock e Reese:

$$\lambda=(E_{cm} J_{palo}/kD)^{0,25}$$

e:

E_{cm} = Modulo di elasticità del calcestruzzo;

J_{palo} = Momento d’inerzia del palo ;

K = coefficiente di Winkler = 18.80MN/m³;

D = diametro del palo= 0,8 m

λ =lunghezza caratteristica = 2.5 m

Ne consegue che le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione sono quelle riferite alla combinazione SLU_STR04 che vengono di seguito riportate (Tabella 43).:

N [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
3122.12	1084.57	0	0	3066.61

Tabella 43 – Sollecitazioni intradosso plinto - combinazione SLU_STR04 - Galleria Artificiale – Farfalla Ferroviaria B

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione e considerando una "striscia" di un metro in direzione longitudinale della galleria artificiale (cfr. [17]), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo palo tramite la seguente relazione per lo sforzo normale :

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx \cdot dy_{max} / \sum dy_i^2 + My \cdot dx_{max} / \sum dx_i^2 \quad (12.1)$$

Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate nella Tabella 38

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_max	N_min	T_max
[kN]	[kN]	[kNm]
3094.36	27.76	542.29

Tabella 44 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Galleria Artificiale – Farfalla Ferroviaria A

Note le massime sollecitazioni in testa al palo si può calcolare la lunghezza minima del palo che soddisfi i requisiti di norma.

Di seguito si riporta il diagramma della resistenza di progetto (Figura 9). Il valore di progetto della resistenza del palo nei confronti dei carichi assiali, R_d, è pari a 3265 kN. Essendo R_d > N_{max} la verifica nei confronti dei carichi assiali risulta soddisfatta.

La verifica alle forze orizzontali, è stata eseguita considerando un momento di plasticizzazione del palo - di diametro 800 mm, armati con una gabbia costituita da 28Ø26 (incidenza di circa 150 kg/m³) e calcestruzzo di classe C25/30 - pari a 1538 kNm. Il carico ammissibile sul singolo palo risulta pari a 569 kN, maggiore della massima sollecitazione tagliante sul palo pari a 542 kN. Pertanto, questa condizione è verificata per FS=1.04. Nell'allegato D si riporta il calcolo del momento di plasticizzazione e del carico limite sotto carichi trasversali.

S.S. 291 - LOTTO 1

Capacità portante pali - $\Phi 800$

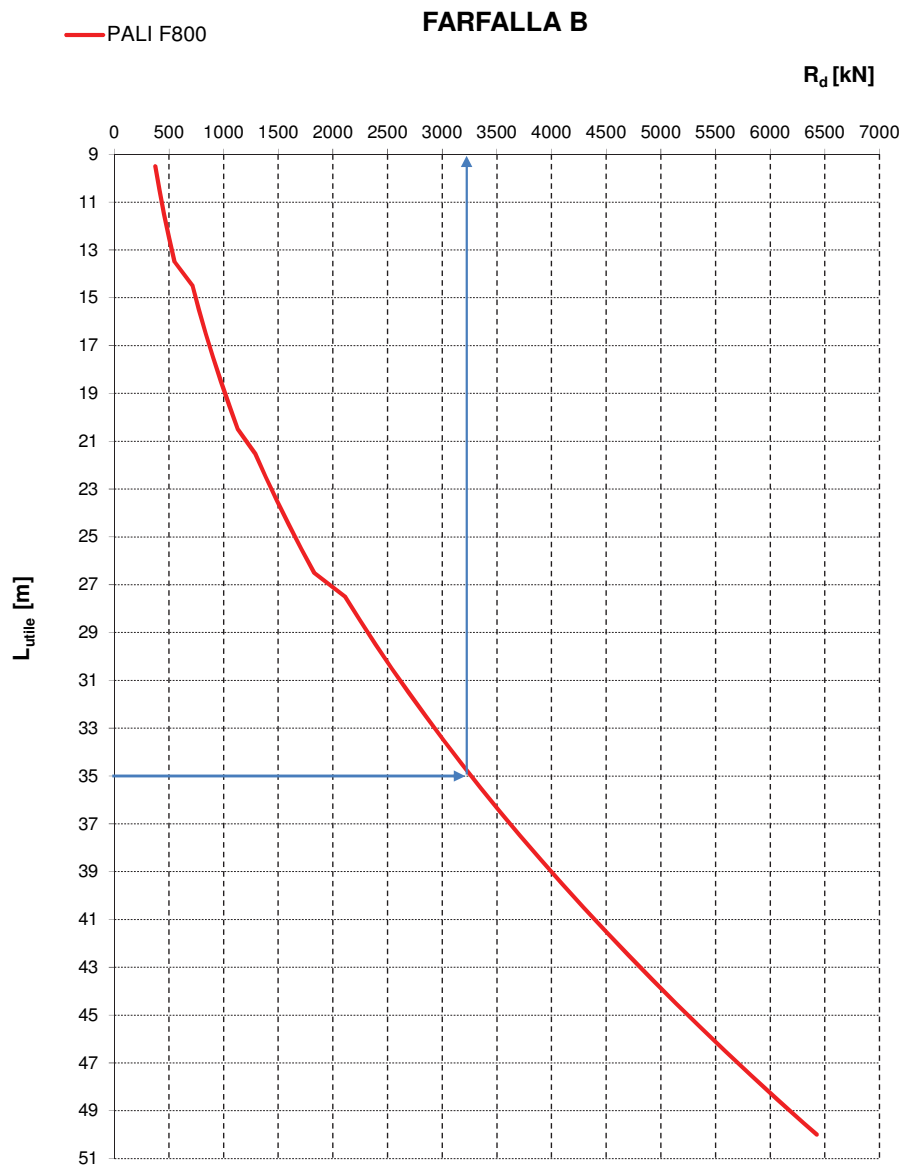


Figura 9 – Curva di capacità portante – Pali $\Phi 800$

12.1.1 Opere di Sostegno provvisionali – Galleria Artificiale –Farfalla B

Per l'apertura in sicurezza degli scavi per l'esecuzione delle strutture di fondazione del portale (galleria artificiale) è necessaria la realizzazione di un'opera di presidio provvisoria costituita da una paratia di micropali di diametro di perforazione pari a 300 mm, armatura con tubi in acciaio di diametro $\varnothing 273$ mm (spessore 10 mm) posti ad interasse di 35 cm e di lunghezza totale pari a 7 m; la massima altezza di scavo è pari a 2.85 m. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente progetto (cfr. [18]).

In considerazione del carattere provvisorio dell'opera, non vengono prese in conto condizioni di calcolo sismiche. Il calcolo è stato svolto con l'ausilio del codice di calcolo automatico PARATIE Plus 2012.

Modello di calcolo

L'analisi numerica è stata organizzata in 5 successive fasi di calcolo (Fasi 0÷4) che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi.

Fase 0 (fase 0): Condizioni iniziali geostatiche;

Fase 1 (fase 1): Sovraccarico ferroviario 40 kPa;

Fase 2 (fase 2): Esecuzione della paratia di micropali;

Fase 3 (fase 3): Scavo di sbancamento fino a -1.50 m da p.c.;

Fase 4 (fase 4): Scavo di sbancamento fino a -2.82 m da p.c (quota fondo scavo).

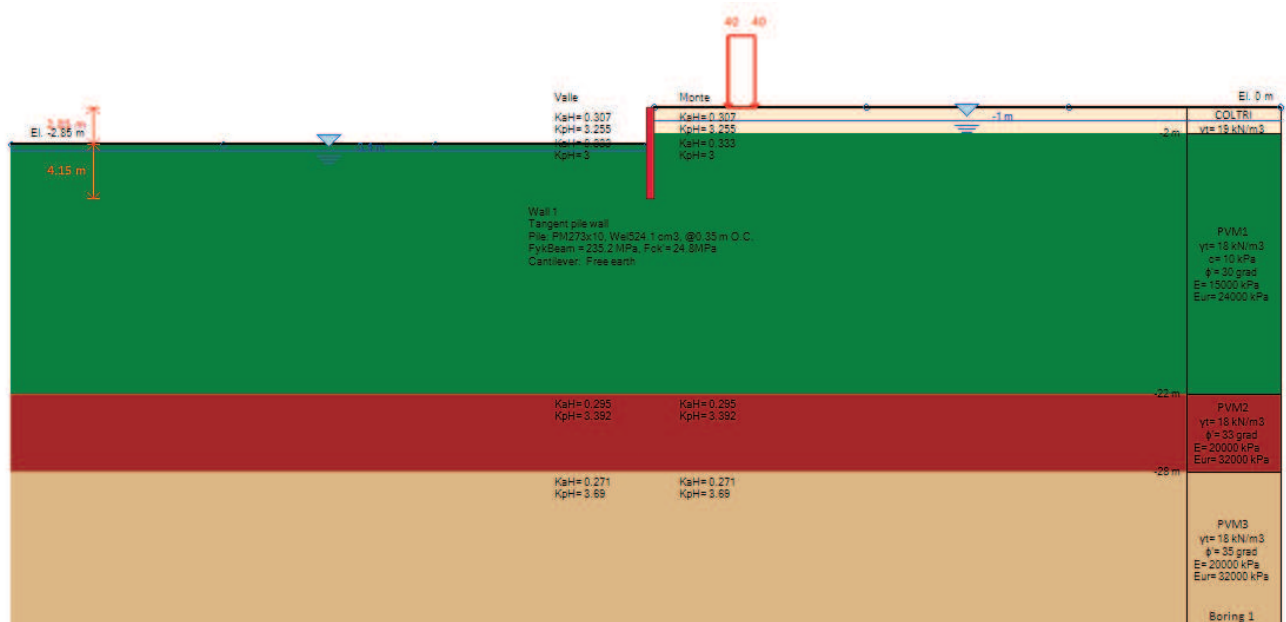


Figura 10 – Modello di calcolo

Analisi tenso-deformativa della paratia: risultati

Di seguito si riporta, per la combinazione di carico più sfavorevole, la verifica strutturale della paratia provvisoria e la verifica in condizioni di esercizio.

Nella Tabella 45, con riferimento alla sezione di calcolo considerata ed alla combinazione SLE (rara), si riporta lo spostamento massimo della paratia.

Sezione di calcolo	Quota da t.p. [m]	Fase di calcolo n°	Spostamento Max [cm]
1	0	4	1.74

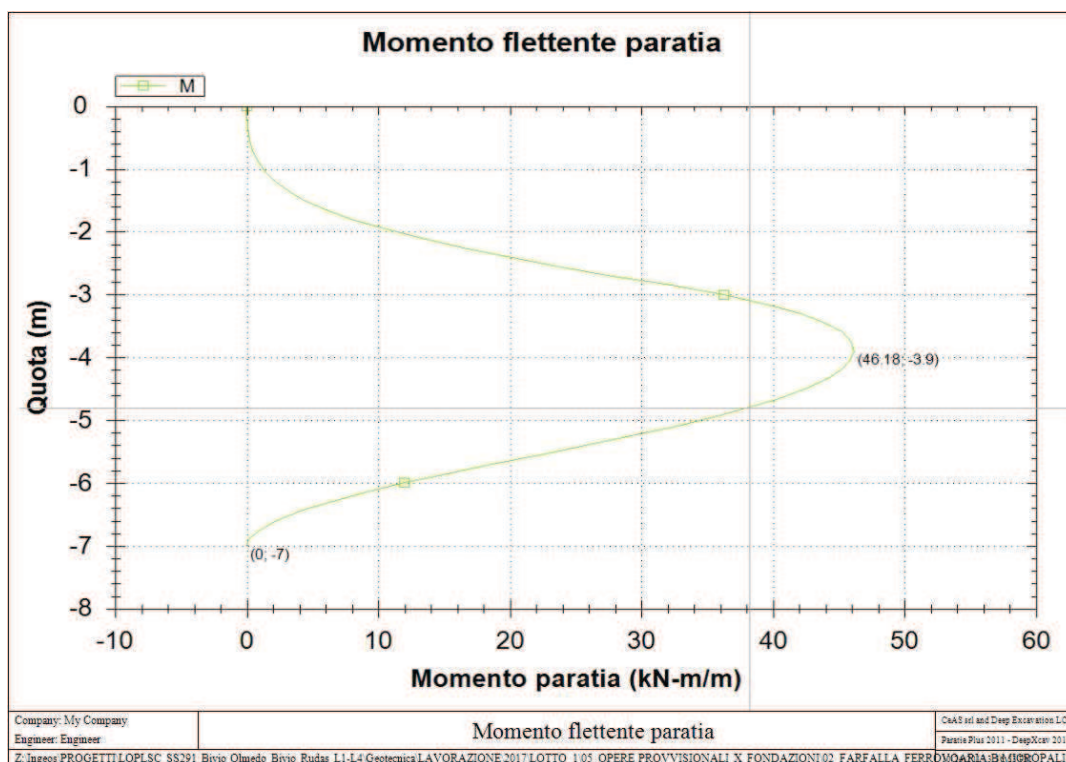
Tabella 45 – Spostamenti della paratia provvisoriale –Galleria Artificiale – Farfalla B

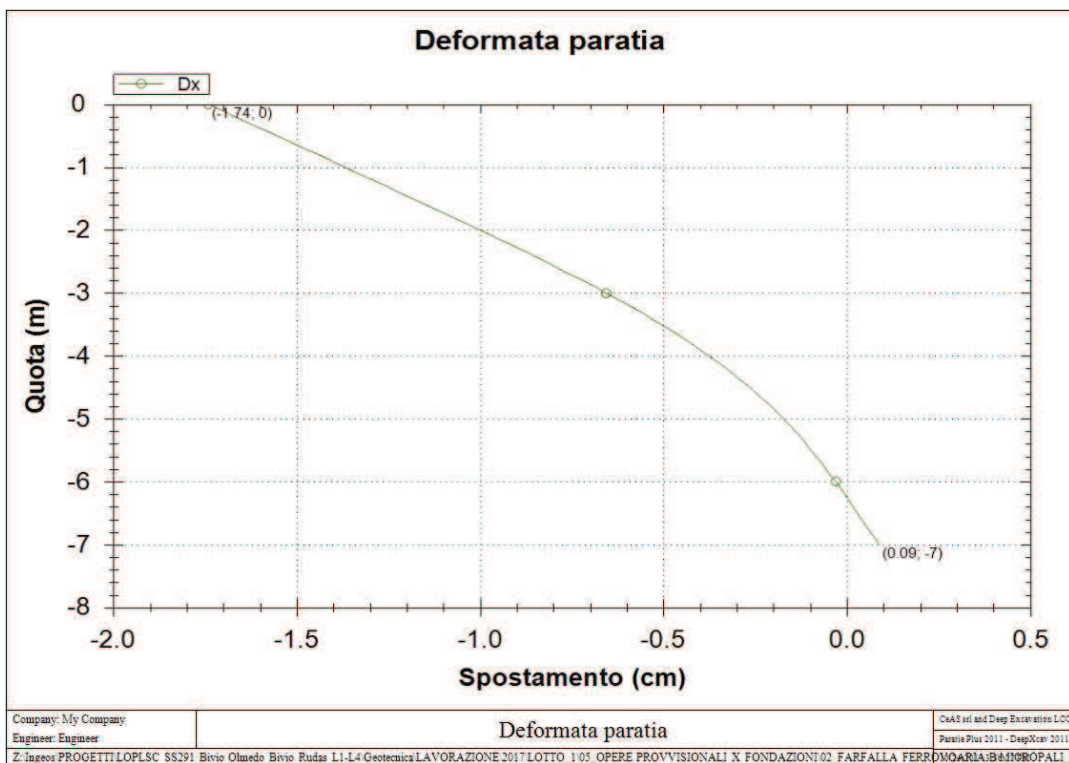
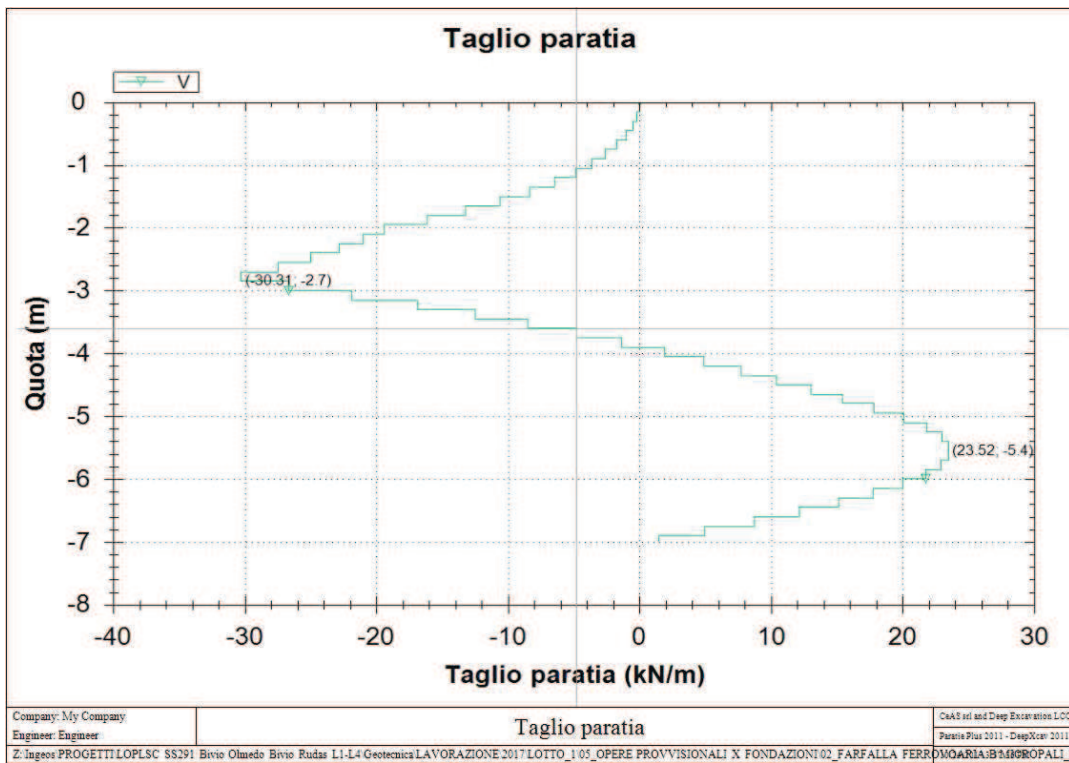
Nella Tabella 46 con riferimento alla sezione di calcolo considerata e alla combinazione di carico A1+M1+R3, si riporta le verifiche strutturali della paratia provvisoriale.

Sezione di calcolo	Quota da t.p. [m]	M _{max} [kNm/m]	T [kN/m]	M _{palo} [kNm/palo]	T _{palo} [kN/palo]	σ _{ideale} [MPa]	σ _{ideale} /f _{yd} [-]	Verifica
1	-3.90	46.18	30.31	16.16	10.61	31.4	0.10	✓

Tabella 46 – Valori delle sollecitazioni massime e verifiche strutturali – Galleria Artificiale – Farfalla B

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi del momento flettente, delle azioni di taglio e degli spostamenti agenti sulla paratia di micropali (le azioni sono espresse per metro lineare).





13 VERIFICHE GEOTECNICHE – BARRIERA ACUSTICA

E' prevista la realizzazione di una barriera acustica a bordo rilevato, tra le progressive 2+325 e 2+420 dell'asse B.

I pannelli delle barriere avranno dimensioni pari a 3,0 m x 3,0 m. La fondazione costituita da un plinto nastriforme di altezza pari a 1,5 m e larghezza 0,8 m, sarà fondata su micropali $\Phi=220$ mm, armatura $\Phi=139,7$ -sp 8mm, della lunghezza di 6 m, disposti a quinconce con passo longitudinale di 1,0 m e trasversale di 0,38 m.

L'azione di progetto è data dalla spinta del vento, per il calcolo della quale si assume:

- macrozonazione da normativa vigente (NTC2008), zona 6;
- microzonazione (sempre ai sensi di NTC2008) definita da categoria di esposizione del sito II, classe di rugosità del terreno C e coefficiente topografico pari a 1;
- periodo di ritorno per la massima azione pari a 50 anni
- altitudine di riferimento pari a 14 m s.l.m..

in base a cui, con le modalità di calcolo di normativa, si ottiene:

- velocità di picco del vento $v_p = 28$ m/s;
- pressione cinetica di riferimento $q = 0,49$ kN/m²;
- pressione del vento $p = 0,9$ kN/m².

La spinta orizzontale massima sul singolo montante di barriera è pari a circa 10 kN; l'azione verticale massima inclusiva del peso proprio, è pari a circa 80 kN (combinazione A1+M1).

Di seguito si riporta il calcolo della capacità portate del micropalo e la stima dei coefficiente di sicurezza.

13.1.1 Resistenza di progetto dei micropali – Barriera acustica

Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori dei parametri necessari al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

$q_{lat, min} = 0$ kPa da 0 m a - 2 m t.p.;

$q_{lat, min} = 80$ kPa e $\alpha=1.0$ da - 2.0 m a -12.0 m t.p.;

$q_{lat, min} = 200$ kPa e $\alpha=1.0$ da -12.0 m t.p.

Di seguito, si riportano i calcoli svolti per la stima del carico limite assiale e trasversale.

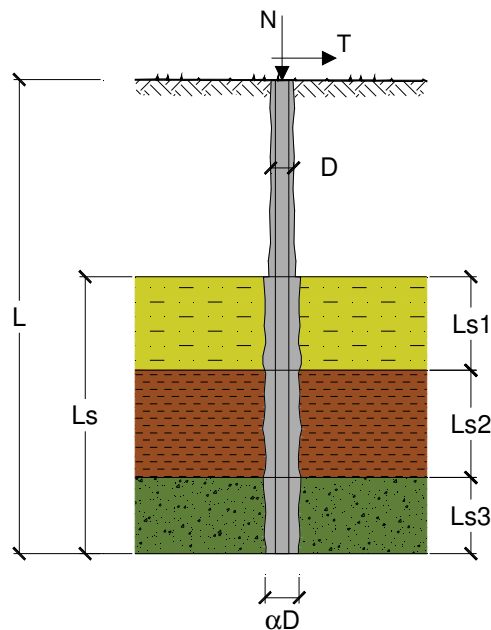
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Barriera acustica

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	80,00	0,00	80,00
T (kN)	10,00	0,00	10,00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88			1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			1,00	1,00	1,15	1,60

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_4	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,22 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 6,00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 ø139,7 x 8,0

ø139,7 x 8,0

Area dell'armatura (Aarm): 3310 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 7,203E+06 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 103.119 (mm³)

Tipo di acciaio

S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1,05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}):	210.000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k):	50,0	(MN/m ³)
------------------------	------	----------------------

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	2,00	1,00	0,22	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug1	4,00	1,00	0,22	0,080	0,080	0,041	113,13
	0,00	1,00	0,22	0,200	0,200	0,102	0,00

$$Ls = 6,00 \quad (m) \quad QI = 113,13 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$$\% Punta = 0\% \quad Qp = 0,00 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Qlim = 113,13 \quad (kN)$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Fs = 1,41$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

$$\text{Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.} (\beta) \quad (\beta = k \cdot D_{arm}): \quad 6,99 \quad (N/mm^2)$$

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$$Pk = 6500,94 \quad (MN)$$

$$\eta = 81,26$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 1,161 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 4,31 \quad (kN m)$$

14 VERIFICHE GEOTECNICHE – STRUTTURA DI PROTEZIONE DEI SOTTOSERVIZI

Il progetto stradale interferisce con una fognatura in pressione $\Phi 800$ ed un acquedotto $\Phi 350$ alle progressive 0+160 circa della diramazione Alghero – rampa bidirezionale e 2+400 circa dell'asse D.

Per tali condotte è prevista la protezione mediante una struttura a portale composta da una platea in c.a., di larghezza pari a 4,24m e spessore di 0,50m, posizionata alla quota del piano campagna, fondata su due file di micropali $\Phi = 240$ mm, armatura $\Phi = 177,8$ -sp 8,8mm, disposti ad interasse di 0,35m e della lunghezza di 7,00m per la prima interferenza e 5,00m per la seconda.

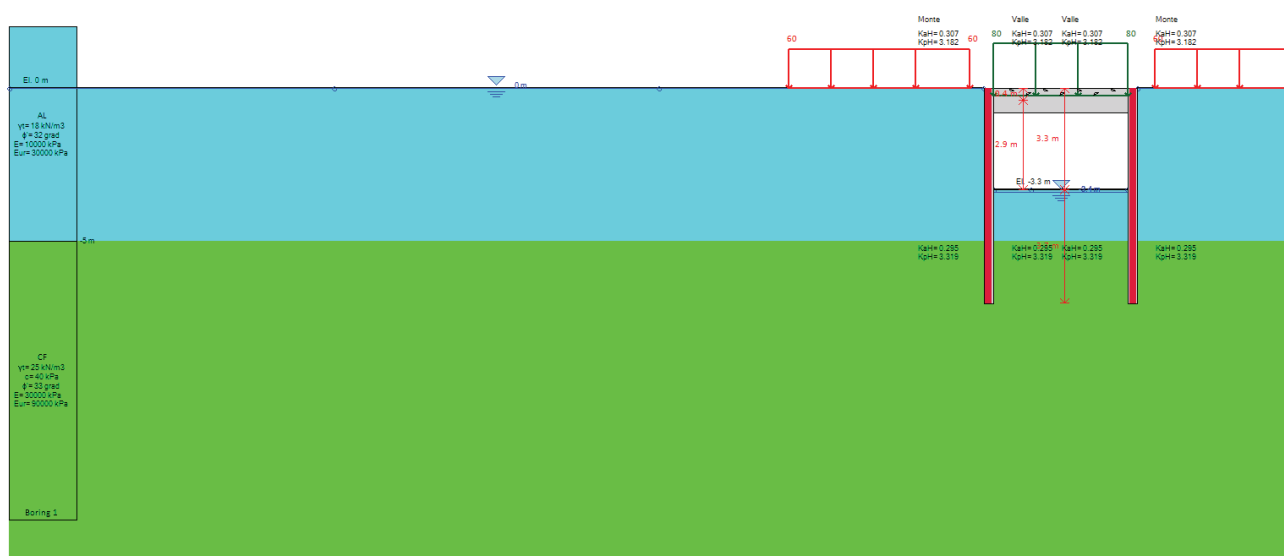
Sulla base dei dati disponibili sono stati adottati i seguenti valori dei parametri necessari alla verifica del portale ed al calcolo della capacità portante nei confronti dei carichi assiali:

da 0 m a - 2 m t.p.: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 - c' = 0 - \phi' = 32^\circ - E' = 10000 \text{ kPa} - q_{\text{lat, min}} = 0 \text{ kPa}$;

da -2 m a - 5 m t.p.: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 - c' = 0 - \phi' = 32^\circ - E' = 10000 \text{ kPa} - q_{\text{lat, min}} = 80 \text{ kPa} - \alpha = 1.0$;

da -5 m t.p.: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3 - c' = 40 \text{ kPa} - \phi' = 33^\circ - E' = 30000 \text{ kPa} - q_{\text{lat, min}} = 150 \text{ kPa} - \alpha = 1.0$.

Si riportano, di seguito, i calcoli per il caso più gravoso, relativo all'interferenza in corrispondenza della rampa bidirezionale in cui l'altezza del rilevato in corrispondenza del portale è pari a 4,00m.



	Momento paratia	Taglio paratia	Spostamento X paratia	Max reazione vincoli	Verifica vincoli	Verifica infissione	Spostamento X paratia	Cedimento Z terreno	Esito calcolo
	(kN-m/m)	(kN/m)	(cm)	(kN/m)	(TSF)	(FS)	(cm)	(cm)	
Base model	108.94	91.83	1.17	95.09	0.874	1.795	1.17	1.26	Risolto con successo
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	139.52	117.08	1.09	119.28	0.864	1.674	1.09	1.2	Risolto con successo
0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	114.44	95.32	1.46	97.24	0.782	1.568	1.46	1.61	Risolto con successo

	Taglio paratia	Taglio paratia	Verifica paratia	Verifica pressofl.	Verifica taglio
	(kN/m)	(kN)	(TSF)	(TSF)	(TSF)
Base model	91.83	32.14	0.448	0.448	0.055
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	117.08	40.98	0.574	0.574	0.071
0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	95.32	33.36	0.471	0.471	0.057

	Max reazione vincoli	Max reazione vincoli	Verifica vincoli	Verifica STR vincoli
	(kN/m)	(kN)	(TSF)	(TSF)
Base model	95.09	95.09	0.874	0.874
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	119.28	119.28	0.864	0.864
0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	97.24	97.24	0.782	0.782

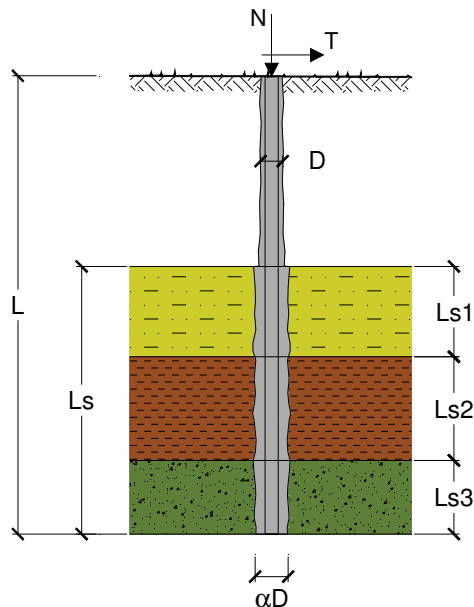
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Portale protezione sottoservizi

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	30,00	0,00	30,00
T (kN)	0,00	0,00	0,00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	γ_s traz	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25	
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,60

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,80
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,24 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 7,00 (m)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Ug1	2,00	1,00	0,24	0,000	0,000	0,000	0,00
Ug1	5,00	1,00	0,24	0,080	0,080	0,041	154,27
Ug4	0,00	1,00	0,24	0,150	0,150	0,077	0,00

$Ls = 7,00$ (m) $Ql = 154,27$ (kN)

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta * Ql$

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

$Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 154,27$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 5,14$

ALLEGATO A

**Fondazioni Dirette Circolari
Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

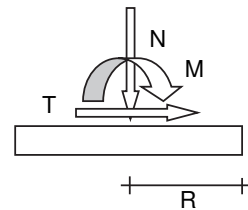
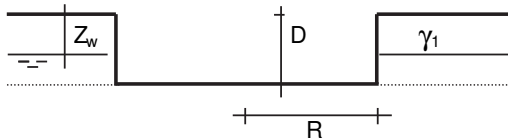
D = Profondità del piano di appoggio

e = Eccentricità in direzione B (e = M/N)

B* = Larghezza fittizia della fondazione equivalente

L* = Lunghezza fittizia della fondazione equivalente

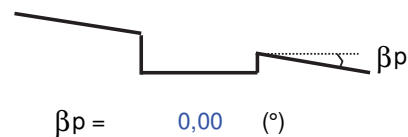
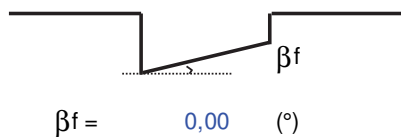
Metodo di calcolo		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



γ, c', φ'

Raggio fondazione R = 2,75 (m)

Profondità piano di posa D = 3,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	21049,32	0,00	21049,32
M [kNm]	22094,38	0,00	22094,38
T [kN]	1289,28	0,00	1289,28

Peso unità di volume del terreno

γ₁ = 25,00 (kN/mc)

γ = 25,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 40,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 33,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 40,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 33,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$DC = 2(R - e)$$

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

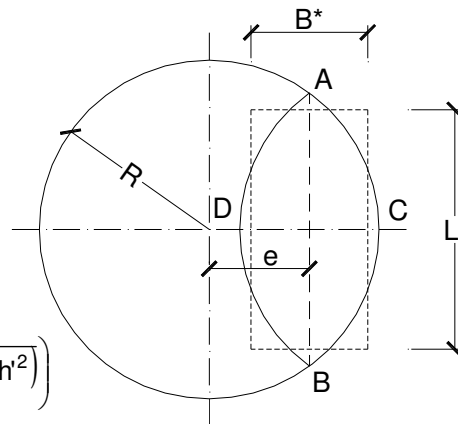
$$h' = R - e$$

$$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R - h'}{R} \right) - (R - h') \sqrt{2Rh' - h'^2} \right)$$

$$e = 1,05 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2,89 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 4,32 \quad (\text{m})$$



q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 45,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 15,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 26,09$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 38,64$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 35,19$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1,45$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,43$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,73$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,60$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg\varphi))^m$$

$$i_q = 0,91$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0,90$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg\varphi))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,85$$

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi)^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,22$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$d_c = 1,23$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 4819,24 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 1684,08 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2095,32 \geq q = 1684,08 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 1289,28 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 14169,55 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 12881,4 \geq H_d = 1289,28 \quad (\text{kN})$$

ALLEGATO B

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*N_c^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*N_q^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = MI/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

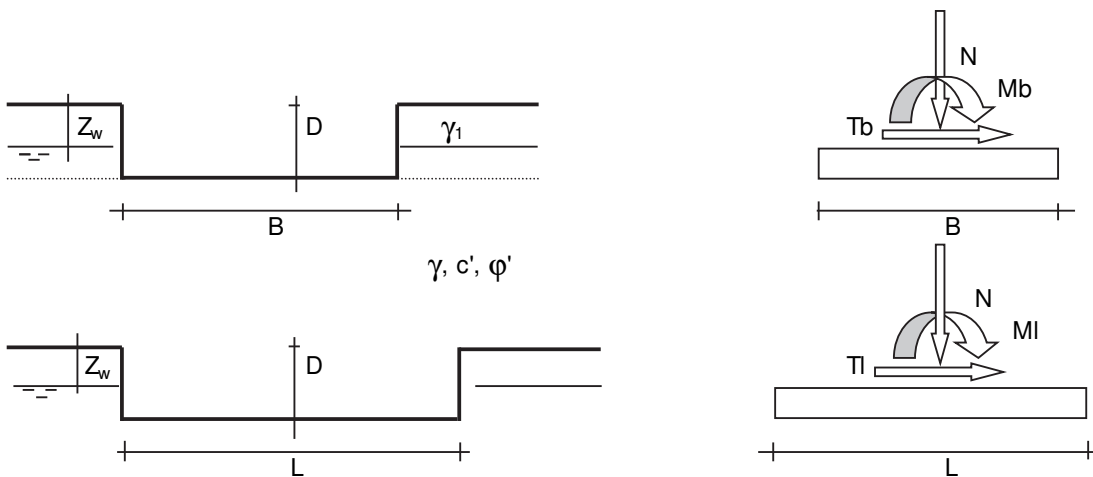
B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

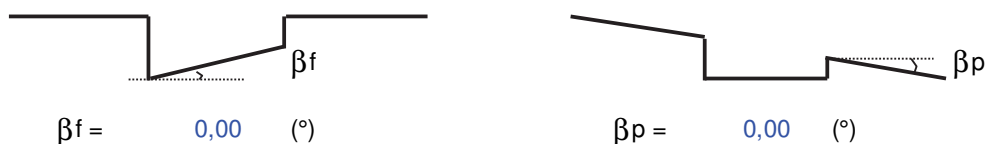
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanententi	temporanee variabili	tan φ'	c'
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	⊙	1,00	1,00	1,00	1,00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 8,00 (m)
- L = 11,55 (m)
- D = 3,00 (m)



AZIONI

		valori di input		Valori di calcolo
		permanenti	temporanee	
	N [kN]	32457,12	0,00	32457,12
ML	Mb [kNm]	21739,61	0,00	21739,61
MT	MI [kNm]	7469,19	0,00	7469,19
VL	Tb [kN]	10924,99	0,00	10924,99
VT	TI [kN]	185,57	0,00	185,57
	H [kN]	10926,56	0,00	10926,56

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 25,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 25,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 40,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 33,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 40,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 33,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 0,00$ (m)

$e_B = 0,67$ (m)
 $e_L = 0,23$ (m)

$B^* = 6,66$ (m)
 $L^* = 11,09$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 45,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 15,00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi')}$

$Nq = 26,09$

$Nc = (Nq - 1) / \tan \phi'$

$Nc = 38,64$

$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \phi'$

$Ny = 35,19$

sc, sq, sy : fattori di forma

$s_c = 1 + B^* Nq / (L^* Nc)$

$s_c = 1,41$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,39$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,76$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,62 \quad \theta = \arctg(T_b/\Pi) = 89,03 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,38 \quad m = 1,62 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

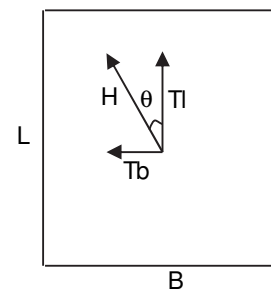
$$i_q = 0,57$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c - 1)$$

$$i_c = 0,55$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,40$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,12$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,13$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 2912,77 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B * L^*$$

$$q = 439,43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Tabella 6.4.I

$\gamma_r =$	2,30
--------------	------

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 2,88$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 10926,56 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B * L^*$$

$$S_d = 24032,39 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

Tabella 6.4.I

$\gamma_r =$	1,10
--------------	------

$$F_{scorr} = 2,00$$

ALLEGATO C

**Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*N_c^* s_c^*d_c^*i_c^*b_c^*g_c + q^*N_q^*s_q^*d_q^*i_q^*b_q^*g_q + 0,5^*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = MI/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

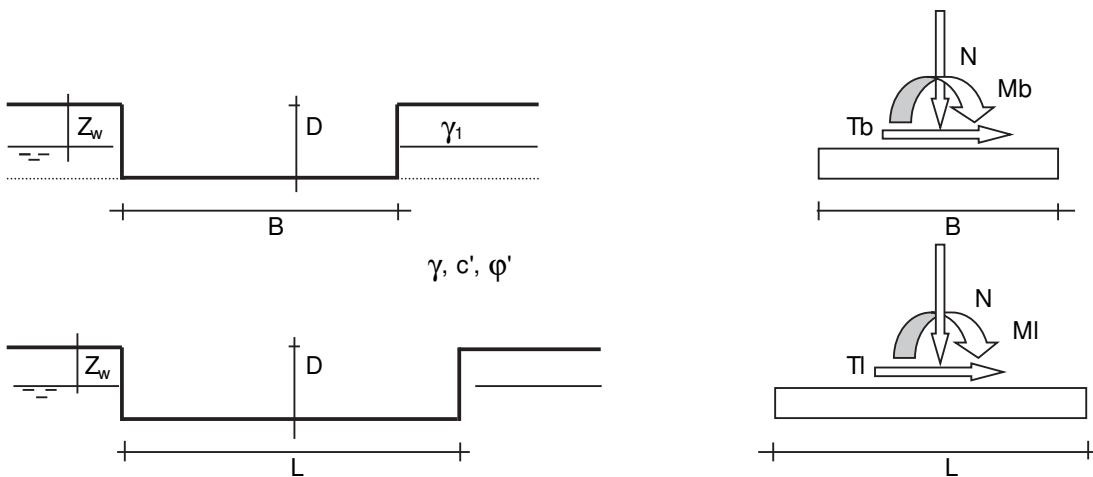
B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	⊙	1,00	1,00	1,00	1,00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 6,00 (m)
- L = 10,00 (m)
- D = 3,00 (m)



AZIONI

		valori di input		Valori di calcolo
		permanenti	temporanee	
ML	N [kN]	29296,08	0,00	29296,08
	Mb [kNm]	5293,69	0,00	5293,69
MT	MI [kNm]	17877,50	0,00	17877,50
VL	Tb [kN]	606,38	0,00	606,38
VT	TI [kN]	1005,47	0,00	1005,47
	H [kN]	1174,17	0,00	1174,17

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 26,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 26,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 40,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 33,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 40,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 33,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 0,00$ (m)

$e_B = 0,18$ (m)

$e_L = 0,61$ (m)

$B^* = 5,64$ (m)

$L^* = 8,78$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 48,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 16,00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi')}$

$Nq = 26,09$

$Nc = (Nq - 1) / \tan \phi'$

$Nc = 38,64$

$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \phi'$

$Ny = 35,19$

sc, sq, sy : fattori di forma

$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L^* \cdot Nc)$

$s_c = 1,43$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,42$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,74$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,61 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 31,09 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,39 \quad m = 1,45 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

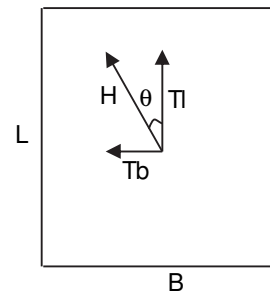
$$i_q = 0,95$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0,95$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,91$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,14$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,15$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 5408,44 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B * L^*$$

$$q = 591,79 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Tabella 6.4.I

$\gamma_r =$	2,30
--------------	------

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 3,97$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 1174,17 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\phi') + c' B * L^*$$

$$S_d = 21005,27 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

Tabella 6.4.I

$\gamma_r =$	1,10
--------------	------

$$F_{scorr} = 16,26$$

ALLEGATO D

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)

Raggio = 400 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

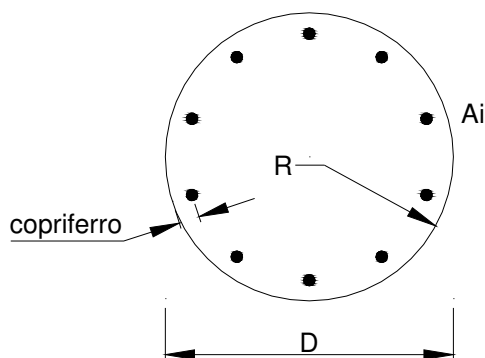
calcestruzzo

Rck = 30 (N/mm²)

$\gamma_{m,c}$ = 1,9

α = 0,8

fcd = Rck / γ_c = 15,79 (N/mm²)



Acciaio

tipo di acciaio

fyk = 450 (N/mm²)

γ_E = 1,00

γ_S = 1,15

fyd = fyk / γ_S / γ_E = 391,3 (N/mm²)

Es = 206000 (N/mm²)

ϵ_{ys} = 0,190%

ϵ_{uk} = 1,000% α = 0,9

ϵ_{ud} = 0,900%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
28	ϕ 26	14866,02	50
0	ϕ 18	0,00	70
1	ϕ 8	50,27	30

calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 1538,8 (kN m)

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA**

OPERA: Pali portale Farfalla Ferroviaria B

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

e = altezza della forza dal p.c.

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

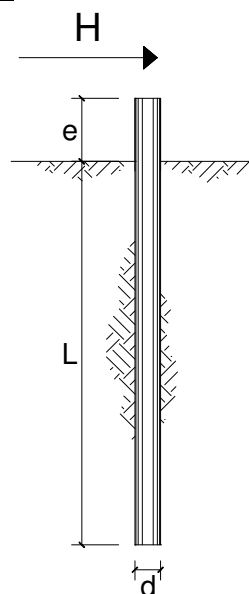
My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

ϕ' = angolo di attrito del terreno

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



Palo corto:

$$H = \frac{d}{2(e+L)} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^3$$

Palo lungo:
(soluzione dell'equazione)

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

DATI DI INPUT:

L = 35,00 (m)

d = 0,80 (m)

e = 0,00 (m)

My = 1538,83 (kN m)

Fs = 1,00 (-)

ϕ' = 33,00 (°)

kp = 3,39 (-)

γ = 8,50 (kN/m³)

Palo corto:

H1 = 14128,18 (kN)

Palo lungo:

Calcola

H2 = 569,36 (kN)

H lim = min(H1, H2) = 569,36 (kN) palo lungo