

Variante alla S.S. 45 "Val di Trebbia"
Comuni di Torriglia e Montebruno
dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno)
2° stralcio funzionale

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

Ing. Giuseppe Danilo Malgeri
Ordine Ing. di Roma n. A34610

Ing. Angelo Dandini
Ordine Ing. di Frosinone n. A918

Geol. Maurizio Martino
Ordine Geologi del Lazio n. 457

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Arch. Roberto Roggi

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Fabrizio Cardone

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotto VI04

Relazione Geotecnica e di Calcolo delle Sottofondazioni

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

D **P** **G** **E** **0** **3** **D** **1** **7** **0** **1**

NOME FILE

T00VI04GETRE01_B

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. **T** **0** **0** **V** **I** **0** **4** **G** **E** **T** **R** **E** **0** **1**

B

-

D

C

B

A

Revisione a seguito di Richiesta Integrazioni prot. CTVA 7867

Gen. 2023

EMISSIONE

.....

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE
SOTTOFONDAZIONI:
Viadotto VI04**

Sommario

1	Premessa.....	4
2	Normative.....	6
3	Bibliografia.....	7
4	Materiali utilizzati.....	9
5	Scelte Progettuali.....	11
6	Contesto geologico.....	11
7	Modello geotecnico.....	12
8	Analisi carichi.....	13
9	Criteria di calcolo.....	15
9.1	Fondazioni su pali.....	17
9.1.1	Verifica dei pali alle forze verticali.....	17
9.1.2	Verifica dei pali alle forze orizzontali.....	20
9.1.3	Sollecitazioni pali.....	21
10	Spalla A.....	22
10.1	Verifica capacità portante palo.....	23
10.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo.....	27
11	Spalla B.....	30
11.1	Verifica capacità portante palo.....	31
11.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo.....	35
12	Plinto pila 1.....	37
12.1	Verifica capacità portante palo.....	38
12.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo.....	42
13	Plinto pila 2.....	44
13.1	Verifica capacità portante palo.....	45
13.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo.....	49
14	Manufatto di raccordo.....	51
14.1	Verifica capacità portante palo.....	52
14.2	Verifiche strutturali SLU palo.....	56
15	Paratia provvisoriale spalla A.....	57
15.1	Modellazione numerica della paratia provvisoriale.....	57
15.2	Analisi dei carichi.....	60
15.2.1	Carichi permanenti.....	60

15.2.2	Azione sismica	60
15.3	Modello geometrico della paratia provvisoriale.....	61
15.4	Tiranti d'ancoraggio	61
15.5	Parametri di calcolo	62
15.6	Verifiche della paratia provvisoriale	63
15.6.1	Verifiche strutturali della paratia	63
15.6.2	Verifica dei tiranti.....	63
15.6.3	Verifica della trave di ripartizione.....	67
15.7	Analisi di stabilit� del pendio	69
15.7.1	Analisi di stabilit� globale	73
16	<i>Opera di sostegno scavo pila 2.....</i>	77
16.1	Analisi di stabilit�.....	79
16.2	Risultati dell'analisi di stabilit� globale.....	83
16.3	Risultati dell'analisi di stabilit� locale	85
16.4	Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi.....	88
17	<i>Allegato A.....</i>	90
17.1	Spalla A	90
17.2	Spalla B	94
17.3	Plinto Pila 1	97
17.4	Plinto Pila 2	100
18	<i>Allegato E: verifica paratia provvisoriale – Sezione I.....</i>	103
18.1	Sollecitazioni agenti sui pali.....	103
18.2	Verifica strutturale dei pali.....	106
18.3	Verifica degli spostamenti orizzontali	107
19	<i>Quadro sinottico di ottemperanza alle NTC2018</i>	108

1 Premessa

In questa Relazione vengono esposti i criteri di calcolo e di verifica geotecnica, con i relativi risultati, delle fondazioni del viadotto V4 (Pr. Pk 1+561.52 km / Pk 1+656.52 km) nell'ambito del progetto definitivo dei lavori di "Val Trebbia" Comuni di Torriglia e Montebruno dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno) 2° Stralcio funzionale".

Si riporta di seguito il profilo longitudinale del viadotto e la pianta fondazioni.

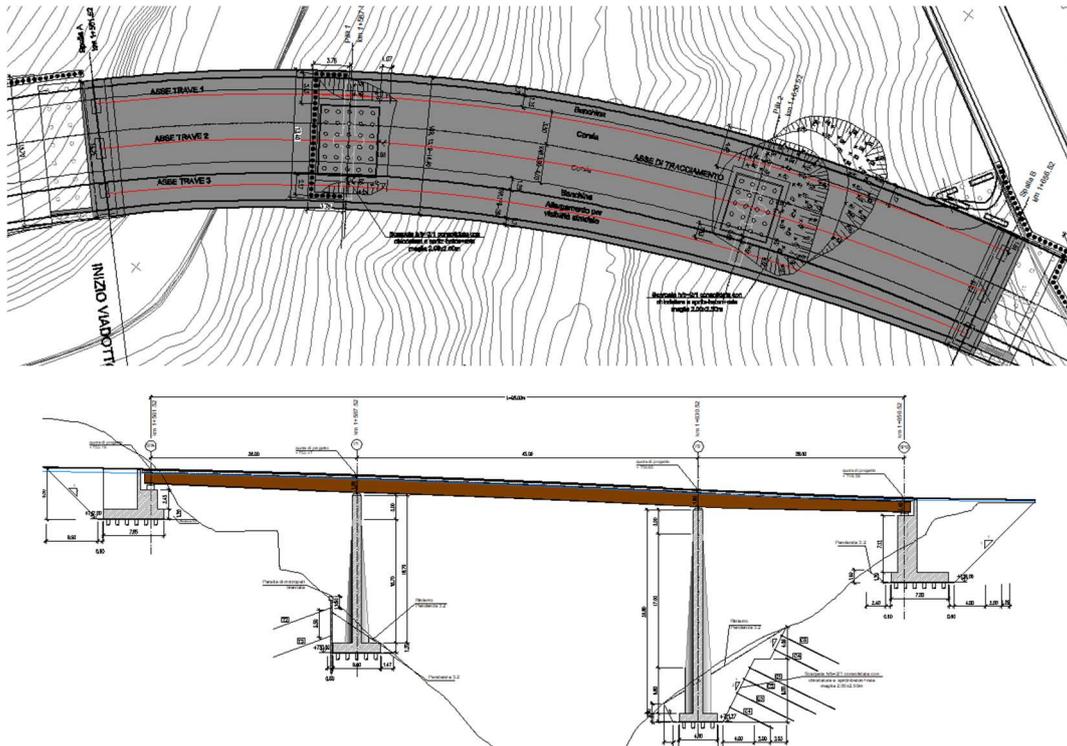


Figura 1 - Profilo longitudinale e Pianta

Il viadotto è realizzato con un impalcato a struttura mista acciaio-clc con schema statico di trave continua a 3 campate aventi luce rispettivamente di 26.00 m, 43.00 m e 26.00m (in asse tracciamento) per uno sviluppo complessivo di 95.00m. L'impalcato ha una larghezza variabile tra 13.19 e 14.40 m.

La pila 1, di altezza 18.70m dallo spiccato della fondazione, è fondata su un plinto 6.00x7.20m di spessore pari a 1.2m. Il plinto distribuisce le sollecitazioni su una palificata di 30 medio-pali (Φ 400).

La pila 2, di altezza 25.80m dallo spiccato della fondazione, è fondata su un plinto 4.80x6.00m di spessore pari a 1m. Il plinto distribuisce le sollecitazioni su una palificata di 20 medio-pali (Φ 400).

Le spalle A e B sono fondate anche'esse su fondazioni profonde. Il numero dei pali di fondazione delle spalle è 32 e 35 rispettivamente per la spalla A e la spalla B. Il diametro è pari a quello dei palli dei plinti ovvero 400mm.

2 Normative

Sono state osservate le seguenti norme in vigore per la valutazione delle condizioni di carico, il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento delle sezioni e dei collegamenti e per le altre considerazioni progettuali in genere:

- Testo Unico: Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018;
- Circ. Min. LL. PP. N°617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;
- Legge 5/11/1971 n°1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 09/01/1996 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- Circolare Min. 15/10/1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circolare Min. 04/07/1996 n°156AA.GG./STC. "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- D.M. 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n° 30483 – L. 02/02/1974, n° 64 – art. 1 D.M. 11/03/1988 "Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- UNI 9858 ENV 206 "Calcestruzzo: Prestazioni Procedure Posa in opera e Criteri di Conformità";

3 Bibliografia

Nella tabella successiva, sono riportati i principali testi consultati per la redazione della presente relazione.

Autore	Titolo	Editore	Anno
AA. VV.	Ingegneria Antisismica.	<i>Liguori</i>	1985
AA. VV.	Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.	<i>Hevelius</i>	1997
<i>Aicap</i>	Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.	<i>Pubblicamento</i>	2011
<i>Aicap</i>	Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo.	<i>Pubblicamento</i>	2011
<i>Aicap - AGI</i>	Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni	<i>AGI</i>	2012
<i>Annunziata F. et al.</i>	Progettazione Stradale Integrata.	<i>Zanichelli</i>	2004
<i>Associazione Geotecnica Italiana</i>	Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.	<i>Patron Editore</i>	2005
<i>Belluzzi O.</i>	Scienza delle Costruzioni.	<i>Zanichelli</i>	1941
<i>Boscolo Bielo M.</i>	Progettazione Strutturale.	<i>Legislazione Tecnica</i>	2010
<i>Bowles E. B.</i>	Fondazioni - progetto e analisi.	<i>McGraw-Hill</i>	1998
<i>Bruschi A.</i>	Meccanica delle Rocce.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Capurso M.</i>	Introduzione al calcolo automatico delle strutture.	<i>ESAC</i>	1986
<i>Clayton C.R.I., Milititsky J. e Woods R.I.</i>	La spinta delle terre e le opere di sostegno.	<i>Hevelius</i>	1993
<i>Collotta T.</i>	Prontuario Interattivo di Geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	1951
<i>Desideri A., Miliziano S. e Rampello S.</i>	Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.	<i>Hevelius</i>	1997

Autore	Titolo	Editore	Anno
<i>Di Francesco R.</i>	Geotecnica - guida pratica alle nuove norme tecniche.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Ferrari P. e Giannini F.</i>	Ingegneria Stradale.	<i>ISED</i>	1979
<i>Garbin F. e Storoni Ridolfi S.</i>	Geologia e geotecnica stradale.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Gherzi A.</i>	Il cemento armato.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Giangreco E.</i>	Teoria e tecnica delle costruzioni.	<i>Liguori</i>	1963
<i>Lai C. G., Foti S. e Rota M.</i>	Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione.	<i>IUSS Press</i>	2009
<i>Lancellotta R.</i>	Meccanica dei Terreni e Fondazioni - Resistenza al taglio e deformabilità.	<i>Levrotto e Bella</i>	1983
<i>Lancellotta R.</i>	Geotecnica.	<i>Zanichelli</i>	1987
<i>Lancellotta R. e Cavalera J.</i>	Fondazioni.	<i>McGraw-Hill</i>	1999
<i>Leonhardt F.</i>	Calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso.	<i>ETS</i>	1977
<i>Mancina M., Nori R. e Iasiello P.</i>	Progetti e calcoli di geotecnica con excel - Vol. I e II.	<i>DEI</i>	2006
<i>Pane V. e Tamagnini C.</i>	Analisi dei diaframmi multiancorati.	<i>Hevelius</i>	2004
<i>Pasqualini E</i>	Standard Penetration Test SPT	<i>Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo</i>	1983
<i>Perretti A., Gherzi A., Sattamino P. e Brenna A.</i>	La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer.	<i>Maggioli Editore</i>	2007
<i>Poulos H.G. and Davis E. H.</i>	Analisi e Progettazione di fondazioni su pali.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tamagnini C.</i>	Analisi limite in ingegneria geotecnica.	<i>Hevelius</i>	2005
<i>Tanzini M.</i>	Micropali e pali di piccolo diametro.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Tanzini M.</i>	L'indagine geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tesoriere G.</i>	Strade, Ferrovie e Aeroporti.	<i>UTET</i>	1996
<i>Viggiani C.</i>	Fondazioni.	<i>Hevelius</i>	1999
<i>William Lambe T. e Whitman V.</i>	Meccanica dei Terreni.	<i>Flaccovio</i>	1997

4 Materiali utilizzati

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

Calcestruzzo Magro:

Classe di resistenza minima 12/15

Calcestruzzo per trave di testata:

Classe 28/35

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 35 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 16,46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,83 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,98 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,32 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,97 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armature:

B450C - ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

Miscela Cementizia per pali di medio diametro:

Classe 25/30

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 30 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.11 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.19 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk} = 4.02 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1.5} = 2.68 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armatura pali:S355 – Profilo a sezione cava laminato a caldo con spessore $t \leq 40$ mm

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 510 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 355 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yld} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 308.7 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per tiranti in trefoli

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{ptk} \geq 1800 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica in corrispondenza dell'1% di deformazione sotto carico:

$$f_{p(1)k} \geq 1600 \frac{N}{mm^2}$$

Acciaio per armatura chiodiBarre tipo Diwidag $\Phi 25$ mm

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{0.2k} \geq 670 \frac{N}{mm^2}$

-Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{ptk} \geq 800 \frac{N}{mm^2}$$

5 Scelte Progettuali

Le fondazioni degli appoggi del nuovo ponte sono di tipo profondo; il numero, la lunghezza e l'armatura dei pali di fondazione variano in funzione delle caratteristiche geometriche delle sovrastrutture e della stratigrafia del terreno. I pali sono trivellati con asportazione di terreno.

Elemento	Diametro pali	n° pali	Lunghezza Pali	Tubo armatura
-	[mm]	-	[m]	-
Spalla A	400	32	12	273x12.5
Spalla B	400	35	18	273x12.5
Pila 1	400	30	16	273x8
Pila 2	400	20	20	273x8

6 Contesto geologico

Ai fini della redazione del presente progetto, è stata svolta una campagna d'indagine geognostica, nel 2014. I sondaggi che interessano tale stralcio sono cinque ed in particolare i sondaggi: S4_pz, S5_DH, S6_h, S7_DH, S8_DH.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda all'apposito elaborato T00GE00GETRE01A.

7 Modello geotecnico

Come illustrato nel modello geologico, il sito fondale del progetto mostra la presenza di uno strato di coltre superficiale costituita da sabbie limose e talvolta riporti, che sovrasta un substrato lapideo di marne e calcare, con grado di fratturazione che si riduce rapidamente con la profondità.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni suddetti è stata basata sui risultati sia delle prove in sito, sia delle prove di laboratorio.

Al fine di eseguire il dimensionamento della presente opera, è stata scelta la successione stratigrafica riportata nella Tabella 1, dove sono anche catalogati i parametri di resistenza al taglio identificati per ciascun litotipo:

Litotipo	Codice litotipo	Profondità Iniziale ÷ Prof. finale [m]	γ_k [kN/m ³]	φ'_k [°]	$(c')_k$ [kPa]	E_{vc} [Mpa]	E_{ur} [Mpa]
Coltre superficiale	e-c	0 ÷ 2.0	18	30	0	20	180
Roccia Fratturata	Rf	2.0 ÷ 5.0	26	30	44	280	840
Roccia Integra	Ri	> 5.0	26	38	55	350	1050

Tabella 1 stratigrafia di progetto e caratteristiche meccaniche dei litotipi

Dove:

γ_k rappresenta il valore del peso dell'unità di volume del terreno;

φ'_k rappresenta il valore dell'angolo di resistenza al taglio del terreno;

$(c')_k$ rappresenta il valore della coesione drenata del terreno;

E_{vc} rappresenta il valore del modulo di elasticità longitudinale in un ciclo di carico vergine;

E_{ur} rappresenta il valore del modulo di elasticità longitudinale in un ciclo di scarico ricarico.

8 Analisi carichi

Per l'analisi dei carichi si rimanda alla relazione di calcolo del viadotto V04 (Elaborato: T00VI04STRRE01A).

Si riportano le sollecitazioni combinate nel baricentro dell'intradosso delle fondazioni delle spalle e pile.

SPALLA A		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
	perm	12295	466	1625	2185	28
<u>SLU A1</u>	SLU1	20772	5894	9898	3985	136
	SLU2	20205	4827	10974	3985	136
	SLU3	20124	4675	-4161	3985	136
	SLU4	20291	4989	8746	3985	242
	SLU5	19865	4189	9553	3985	242
	SLU6	19805	4075	-1799	3985	242
	SLU7	15813	4902	8231	3074	120
	SLU8	15330	3994	9148	3074	120
	SLU9	15261	3864	-3745	3074	120
	SLU10	15401	4127	7248	3074	210
	SLU11	15038	3446	7935	3074	210
	SLU12	14987	3349	-1734	3074	210
<u>SISMA</u>	long (+)	12843	7800	4756	4921	1049
	long (-)	11985	6844	2078	4602	413
	trasv (+)	12657	2503	3891	3016	1486
	trasv (-)	11980	2845	3891	3016	1486

PLINTO 1		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU A1</u>	SLU_001	21686	3987	16192	107	-173
	SLU_010	12049	4052	1314	137	-173
	SLU_013	20559	3987	18510	107	-148
	SLU_014	15399	6785	-16147	255	148
	SLU_021	14913	23348	8361	1087	148
	SLU_022	14481	-12511	-4469	-695	-148
	SLU_021	14913	23348	8361	1087	148
	SLU_022	14481	-12511	-4469	-695	-148
	SLU_020	14470	7696	-11137	294	247
SLU_008	12481	3141	5063	98	-288	
<u>SLV</u>	SLV_011	13899	4588	3942	166	299
	SLV_006	10998	-5440	-3755	-514	-299
	SLV_009	12980	5225	10497	134	916
	SLV_004	11917	-6077	-10309	-481	-916
	SLV_001	12733	15503	3243	907	326
	SLV_002	11926	-16355	-4278	-1255	-326

PLINTO 2		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU A1</u>	SLU 001	21626	-6626	14930	-57	-77
	SLU 010	12004	-6679	249	-111	-77
	SLU 015	18896	-6626	19522	-57	219
	SLU 016	14436	-6952	-17442	-120	-219
	SLU 004	19956	-5662	8922	20	0
	SLU 022	14435	-7043	-10322	-123	176
	SLU 004	19956	-5662	8922	20	0
	SLU 022	14435	-7043	-10322	-123	176
	SLU 020	19957	-6626	18978	-57	247
	SLU 019	14436	-6952	-17442	-120	-219
<u>SLV</u>	SLU 001	14049	3556	3465	538	255
	SLU 010	10767	-2313	-3318	80	-255
	SLU 017	12997	3935	8352	549	709
	SLU 018	11819	-2693	-8206	69	-709
	SLU 002	12751	9683	3120	1003	295
	SLU 020	11828	-8441	-4116	-385	-295

SPALLA B		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	Mz [kNm]
	perm	16561	12258	-9526	4430	-28	-4754
<u>SLU A1</u>	SLU1	26162	25588	-11906	7364	-738	-7210
	SLU2	25575	24442	-10834	7364	-738	-7210
	SLU3	25510	24316	-25978	7364	-738	-7210
	SLU4	25680	24647	-12625	7364	-633	-7210
	SLU5	25239	23788	-11821	7364	-633	-7210
	SLU6	25191	23694	-23179	7364	-633	-7210
	SLU7	19834	20055	-8812	5616	-635	-5429
	SLU8	19333	19078	-7899	5616	-635	-5429
	SLU9	19278	18971	-20799	5616	-635	-5429
	SLU10	19421	19249	-9428	5616	-546	-5429
	SLU11	19045	18517	-8743	5616	-546	-5429
	SLU12	19004	18437	-18418	5616	-546	-5429
<u>SISMA</u>	long (+)	17235	28652	-2979	8441	1246	-7623
	long (-)	16126	24939	-8935	7787	567	-6938
	trasv (+)	17032	17231	-6129	5644	2112	-5615
	trasv (-)	16123	16945	-6129	5644	2112	-5615

9 Criteri di calcolo

Ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni del 17/01/2018, paragrafo 6.4.3.1, vengono effettuate le seguenti verifiche:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Tutte le verifiche suddette sono state eseguite secondo l'Approccio 2 previsto dalle suddette norme.

I calcoli di verifica, facendo riferimento alla normativa vigente suddetta, sono espressi adottando la seguente simbologia:

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Di seguito sono riportati i valori utilizzati per i coefficienti di partecipazione nelle diverse combinazioni previste.

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per le verifiche dei pali di fondazione:

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

Punta	γ_b	1,35
Laterale compressione	γ_s	1,15
Totale compressione	γ_t	1,30
Laterale trazione	γ_{st}	1,25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

	R3
γ_T	1,30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1,70$	$\xi_4=1,70$
------------------------------	---	--------------	--------------

9.1 Fondazioni su pali

9.1.1 Verifica dei pali alle forze verticali

La portanza totale limite del palo singolo (Q_u) sottoposto a carichi assiali è data dalla seguente equazione:

$Q_u = Q_{ub} + Q_{us}$, dove:

$$Q_{ub} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub}$$

portata ultima di base;

$$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz$$

portata ultima per attrito laterale;

D diametro del palo;

q_{ub} pressione ultima alla base del palo;

z_b profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t profondità della testa del palo dal p.c. originario.

Nelle verifiche di resistenza sarà garantita la seguente condizione

$$Q_u \geq Q_p + W$$

dove:

Q_p carico di progetto proveniente dalla struttura allo Stato Limite Ultimo;

W peso proprio del palo.

La suddetta condizione è stata verificata sempre con un margine superiore all'unità.

Per il calcolo del carico limite dei pali di fondazione si è fatto riferimento al cosiddetto "Metodo AGI" riportato nelle Raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana (1988) usato comunemente nella pratica di dimensionamento dei pali.

In presenza di terreni coesivi la pressione ultima alla base è ricavabile dalla espressione:

$$q_{ub} = 9 \cdot c_u + \gamma \cdot L$$

dove:

c_u coesione non drenata del terreno alla base del palo;

L lunghezza utile del palo;

γ peso per unità di volume del terreno.

Per la resistenza laterale in terreni coesivi il valore di adesione laterale è calcolato con la relazione:

$$\tau_{us} = \alpha \cdot c_u$$

dove α è un coefficiente empirico, i cui valori, espressi in funzione della coesione non drenata, e indicati nelle Raccomandazioni AGI, 1988 sono di seguito riportati:

$\alpha = 0.9$ per $c_u \leq 25$ kPa

$\alpha = 0.8$ per $c_u = 25 \div 50$ kPa

$\alpha = 0.6$ per $c_u = 50 \div 75$ kPa

$\alpha = 0.4$ per $c_u \geq 75$ kPa

In condizioni drenate le espressioni dei due contributi sono le seguenti:

$$Q_{ub} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot N_q^* \cdot \sigma'_{vL}$$

per la resistenza alla punta:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_{z_b}^{z_t} (K \cdot \operatorname{tg} \delta \cdot \sigma'_v) dz$$

per la resistenza laterale:

in cui:

N_q^* coefficiente adimensionale desumibile dall'abaco di figura 7 (Berezantzev, 1965) con riferimento all'insorgere delle deformazioni plastiche alla punta;

K coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale alla superficie laterale del fusto agente alla profondità z e la tensione verticale alla stessa profondità; i valori di K variano in un campo molto ampio in funzione del tipo di terreno, del tipo di palo e delle modalità esecutive. Per pali trivellati, il coefficiente K può essere assunto, come riportato nelle raccomandazioni AGI sui pali di fondazione(1984), pari a $1 - \operatorname{sen}(\varphi')$.

δ angolo d'attrito tra il terreno e la superficie laterale del palo; per pali in calcestruzzo gettati in opera si può assumere $\delta = \varphi'$ (angolo d'attrito interno del terreno).

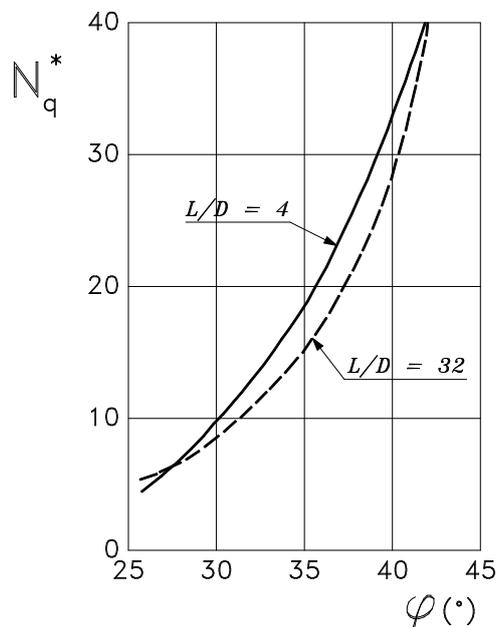


Figura 2 - Valori di N_q^* (Berezantzev, 1965)

9.1.2 Verifica dei pali alle forze orizzontali

Le sollecitazioni agenti lungo il fusto del palo saranno determinate nell'ipotesi di comportamento elastico lineare del palo e del terreno di fondazione.

Il momento massimo sarà valutato con la formula classica del palo con testa impedita di ruotare immerso in un terreno alla Winkler:

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

dove:

$\lambda = [4 \cdot E_p \cdot J_p / (k_s \cdot D)]^{-1/4}$ lunghezza elastica del palo (k costante con la profondità)

E_p = modulo di elasticità del palo;

J_p = momento d'inerzia del palo;

k_s = costante di reazione orizzontale del terreno;

D = diametro del palo;

Per la valutazione del coefficiente di reazione orizzontale k_s del terreno si è fatto riferimento a due diverse formulazioni:

1. $k_{s,1} = E_{Terreno} / (1.5 \cdot d_{palo})$
2. $k_{s,2} = 0.7 \cdot E_{Terreno} / (1.5 \cdot d_{palo})$ (Vesic 1961)

Il diametro del palo è stato moltiplicato per 1.5 al fine di tener conto della diffusione dei carichi all'interno del terreno.

Il valore utilizzato nelle analisi, $k_{s,d}$, è il valor medio dei valori ottenuti dalle formulazioni prima riportate.

Terreno	$E_{Terreno}$	d_{palo}	$k_{s,1}$	$k_{s,2}$	$k_{s,d}$
	[MN/m ²]	[m]	[MN/m ³]	[MN/m ³]	[MN/m ³]
Roccia Integra	280	0.4	467	327	400
Roccia Fratturata	350	0.4	583	408	500

Tabella 2 - Costante di reazione orizzontale del terreno

9.1.3 Sollecitazioni pali

I valori degli sforzi assiali agenti in testa ai singoli pali di fondazione per le diverse combinazioni di carico, sono stati ottenuti dalla relazione che segue nelle ipotesi di:

- zattera infinitamente rigida;
- pali tutti ugualmente deformabili;
- reazione di ciascun palo puntuale;

$$N_{palo} = \frac{N_{tot}}{n^{\circ}pali} + \frac{Ml}{Wl} + \frac{Mt}{Wt}$$

dove:

$$Wl = \frac{\sum x_i^2}{x_i} \quad Wt = \frac{\sum y_i^2}{y_i}$$

con x e y le coordinate, rispetto al baricentro della palificata, dei singoli pali in direzione trasversale e longitudinale.

Si precisa che il taglio agente in testa al singolo palo è stato valutato sommando la quota ottenuta dividendo il taglio totale agente all'intradosso della fondazione per il numero complessivo di pali, a quella generata dal momento torcente:

$$V_i = \frac{V_{tot}}{n_{pali}} + \frac{M_z}{I_z} d_i$$

dove:

$$I_z = \sum (d_{i,x}^2 + d_{i,y}^2)$$

Il momento torcente è stato tenuto in conto per il calcolo delle sollecitazioni dei pali delle spalle gradonate. Il momento torcente, generato principalmente dall'asimmetria delle spinte delle terre, genera sollecitazioni di taglio non trascurabili.

10 Spalla A

La spalla A del viadotto è fondata su 32 pali trivellati ϕ 400 di lunghezza 12m posti ad un interasse di 1.90x2.00m. Si riporta nella seguente figura la sezione longitudinale e la pianta della spalla A.

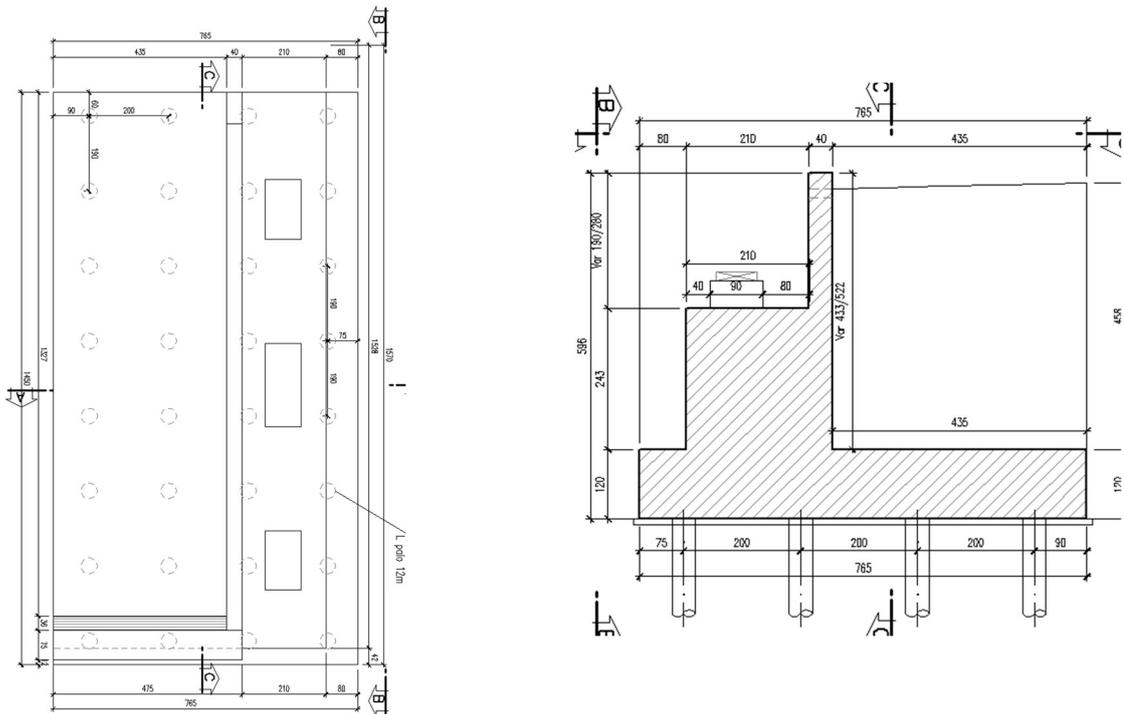


Figura 3 -Spalla A: sezione longitudinale e pianta

La spalla in pianta ha dimensioni 14.50m X 7.65m. La zattera di fondazione ha uno spessore 1.2m. L'altezza complessiva della spalla è 5.96m dal piano fondazione. Le sollecitazioni dei singoli pali sono riportati nell'allegato A del presente documento. Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

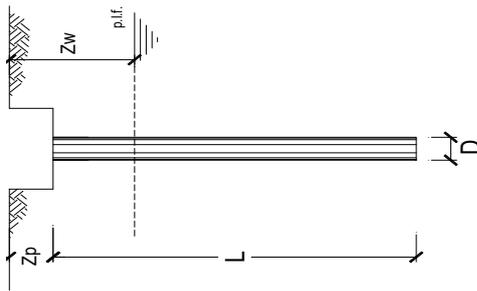
	Nmax	Nmin	Tmax
SLE	641	92	92
A1	868	304	125

SISMA	600	105	157
	kN	kN	kN

Tabella 3 - Spalla A: sollecitazioni massime pali

10.1 Verifica capacità portante palo

La verifica della capacità portante è stata condotta sul palo maggiormente sollecitato. La fondazione è poggiata direttamente sulla roccia integra. Le verifiche e le caratteristiche geotecniche sono riportate nella seguente figura.



OPERA: SPALLAA - V4_32 pali - interasse 1.9x2.0m

Diametro del Palo (D): 0.40 (m) Area del Palo (Ap): 0.126 (m²)

Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 50.0 (m)

N_d[Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 868 (kN) N_{SLE}[Combinazione di carico - Statica SLE] (kN)

N_d[Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)

N_d[Combinazione di carico - SLV_Sismica] 600 (kN)

Numero di strati 1 L_palo = 12.00 (m)

Fattori di correlazione x 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	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°1 verticale

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			Coefficienti di Calcolo			Risultati			
		c' (kN/m ²)	c _u (kPa)	N _{SP1} (-)	k (-)	a (-)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1 12.0	Roccia Integra	26.00	55.0	38.0	0.38	0.78	863	21.68	26.47	9065.4	1139.2

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del pilino)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

Peso palo (kN)

$Q_d = Q_{dm}(Q_{sp}) + Q_{dm}(F_s)$

$Q_d = 2022$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 1139.2$ (kN)

laterale $R_{em} = 883.0$ (kN)

totale $R_{cm} = 2022.2$ (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	919	948	1.03
SLV - EQK+M1+R3_sisma	637	948	1.49

$\frac{R_{d,cal}}{E_d} \geq 1$

$R_{c,cal,lat} / 1.25 > N_{SLE/SLD}$

	$N_{SLE/SLD}$ (kN)	$R_{c,cal,lat}$ (kN)	F_s (-)
[SLE]			

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 0 (kN)

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)

N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] 0 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3			
SLV - EQK+M1+R3_sisma			

10.2 Verifiche strutturali SLU e SLV palo

Le verifiche sono state condotte assumendo che la resistenza venga sviluppata solamente dal tubo in acciaio ϕ 273mm di spessore 12.5mm. Si considera agenti lo sforzo normale massimo e quello di taglio massimo contemporaneamente.

SLU

Diametro esterno nominale	D	273.00 [mm]
Spessore nominale	t	12.50 [mm]
Diametro interno nominale	d	248.00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	102.3 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	8697 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.22 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	637 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	849 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	17395 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1274 [cm ³]

FORZE ORIZZONTALI

Momento d'inerzia	J _{arm}	8.70E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	550 [MN/m ³]
b	b	1.32 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	125 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	47 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81 [-]
Classificazione		
Diametro	d	273.00 [mm]
Spessore	t	12.50 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.84 [-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	125 [kN]	
A _v	65.1 [cm ²]	Area a taglio
γ _{MO}	1.05	
V _{c,Rd}	1271 [kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensione di snervamento per la verifica a flessione		
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$	= 0.00	f _{y,red} 355 [MPa] Valore di ε FS 10.19

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	47 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 6.06

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	868 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 3.98

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	125 [kN]	τ	19 [MPa]	
M _{SLU}	47 [kNm]	σ _M	74 [MPa]	
N _{SLU}	868 [kN]	σ _N	85 [MPa]	
		σ _{OT}	163 [MPa]	ok

SLV

Diametro esterno nominale	D	273.00 [mm]
Spessore nominale	t	12.50 [mm]
Diametro interno nominale	d	248.00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	102.3 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	8697 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.22 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	637 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	849 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	17395 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1274 [cm ³]

FORZE ORIZZONTALI

Momento d'inerzia	J _{arm}	8.70E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	550 [MN/m ³]
b	b	1.32 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	157 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	60 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente e	ε	0.81 [-]
Classificazione		
Diametro	d	273.00 [mm]
Spessore	t	12.50 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.84 [-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	157 [kN]	
A _v	65.1 [cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05	
V _{c,Rd}	1271 [kN]	Resistenza a tagli del tubo
nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione		
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$		
f _{y,red}	355 [MPa]	Valore di ε FS 8.09

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	60 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo
FS 4.81		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	600 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
FS 5.77		

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	157 [kN]	τ	24 [MPa]	
M _{SLU}	60 [kNm]	σ _M	94 [MPa]	
N _{SLU}	600 [kN]	σ _N	59 [MPa]	
		σ _{TOT}	158 [MPa]	ok

11 Spalla B

La spalla B del viadotto è fondata su 35 pali ϕ 400 di lunghezza 18m posti ad un interasse di 2.00x1.50m.. Si riporta nella seguente figura la sezione trasversale e la pianta della spalla B.

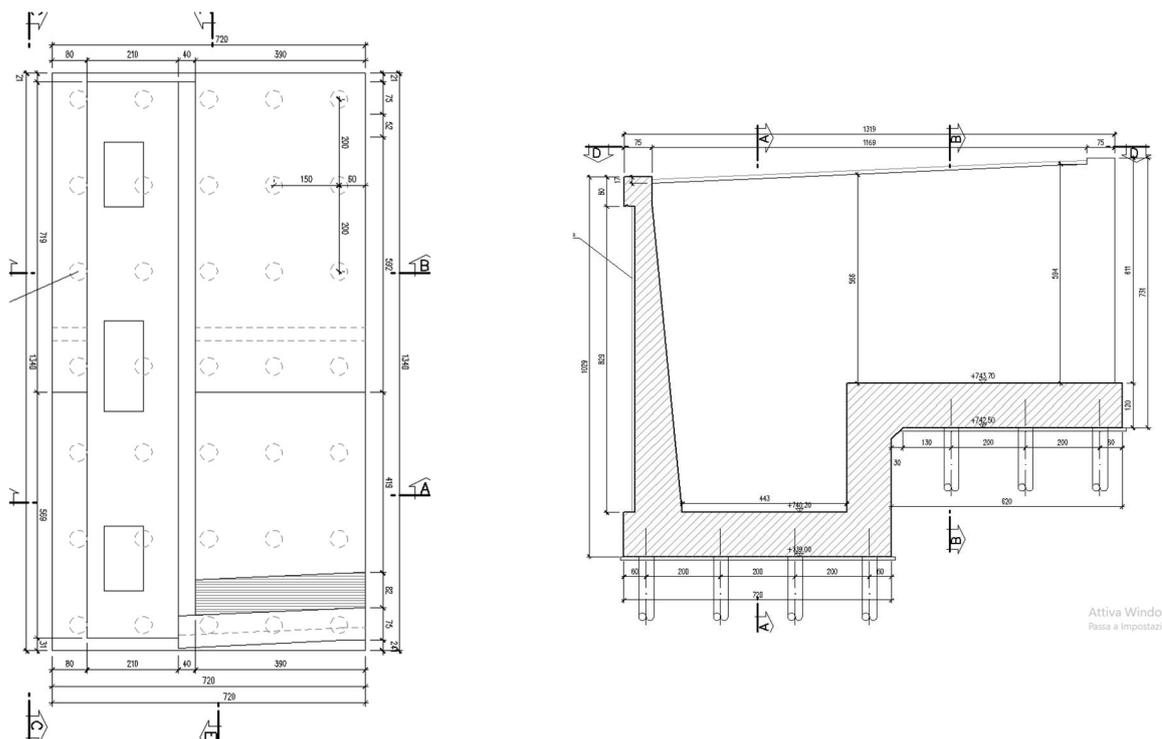


Figura 4 -Spalla B: sezione longitudinale e pianta

La spalla è caratterizzata da una gradonatura su due livelli. La spalla in pianta ha dimensioni 13.40m X7.20m. La zattera di fondazione ha uno spessore 1.2m. L'altezza massima complessiva della spalla è 10.29m dal piano fondazione.

Le sollecitazioni dei singoli pali sono riportati nell'allegato A del presente documento.

Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
SLE	1084	-2	206
A1	1463	-28	278
SISMA	1069	-108	314

kN	kN	kN
----	----	----

Tabella 4 - Spalla B: sollecitazioni massime pali

11.1 Verifica capacità portante palo

La verifica della capacità portante è stata condotta sul palo maggiormente sollecitato. La fondazione è poggiata su roccia fratturata. Le verifiche e le caratteristiche geotecniche sono riportate nella seguente figura.

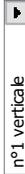
OPERA: SPALLA B - V4_35 pali - interasse 2.0x1.5m

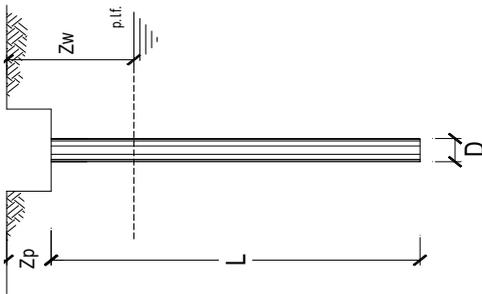
Diametro del Palo (D): 0.40 (m) Area del Palo (Ap): 0.126 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 50.0 (m)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1]: 1463 (kN) N_{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE]:
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2]: (kN)
 N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica]: 1069 (kN)

Numero di strati: 2  L_palo = 18.00 (m)

Fattori di correlazione x 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	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°1 verticale 



CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati			
		c' (kN/m ²)	c _u (kPa)	N _{SPT} (-)	k (-)	a (-)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)		
1	Roccia fratturata	26.00	44.0	30.0	0.50	0.58	94	21.36	26.06	12261.5	1540.8		
2	Roccia integra	26.00	55.0	38.0	0.38	0.78	1756.93						

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

57 (kN)



Peso palo

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$Q_d = Q_{b,lim} + Q_{t,lim}$
 $Q_d = 3391 \text{ (kN)}$

base $R_{lim} = 1540.8 \text{ (kN)}$
 ale $R_{sim} = 1850.5 \text{ (kN)}$
 $R_{cm} = 3391.3 \text{ (kN)}$

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
Approccio 2: A1+M1+R3	1539	1618	1.05 ok
EOK+M1+R3_sisma	1126	1618	1.44 ok

$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$

	$N_{SLE/SLD}$ (kN)	$R_{c,cal,lat}$ (kN)	F_s (-)
SLE			

$R_{c,cal,lat} / 1.25 > N_{SLE/SLD}$

TRAZIONE DEL PALO

ombinazione di carico - Statica SLU_A1] -28 (kN)
 ombinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 ombinazione di carico - SLV_Sismica] -108 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
Approccio 2: A1+M1+R3	-28	-871	30.89 ok
EOK+M1+R3_sisma	-108	-871	8.08 ok

11.2 Verifiche strutturali SLU e SLV palo

Le verifiche sono state condotte assumendo che la resistenza venga sviluppata solamente dal tubo in acciaio ϕ 273mm di spessore 12.5mm. Si considera agenti lo sforzo normale massimo e quello di taglio massimo contemporaneamente.

SLU

Diametro esterno nominale	D	273.00	[mm]
Spessore nominale	t	12.50	[mm]
Diametro interno nominale	d	248.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
Area della sezione trasversale	A	102.3	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	8697	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.22	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	637	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	849	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	17395	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1274	[cm ³]

FORZE ORIZZONTALI			
Momento d'inerzia	J _{arm}	8.70E-05	[m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000	[N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40	[m]
Modulo terreno	k	400	[MN/m ³]
b	b	1.22	[1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	278	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	114	[kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE			
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355	[MPa]
Coefficiente ϵ	ϵ	0.81	[-]
Classificazione			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	12.50	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.84	[-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO			
V _{Ed}	278	[kN]	
A _v	65.1	[cm ²]	Area a taglio
γ_{MO}	1.05		
V _{c,Rd}	1271	[kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensione di snervamento per la verifica a flessione			
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$	= 0.00		
f _{y,red}	355	[MPa]	Valore di ρ FS 4.58

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE			
M _{Ed}	114	[kNm]	
M _{c,Rd}	287	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 2.51

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE			
N _{Ed}	1463	[kN]	
N _{c,Rd}	3459	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 2.36

VERIFICHE TENSIONALI - SLU			
V _{SLU}	278	[kN]	τ 43 [MPa]
M _{SLU}	114	[kNm]	σ_M 179 [MPa]
N _{SLU}	1463	[kN]	σ_N 143 [MPa]
			σ_{OT} 330 [MPa] ok

SLV

Diametro esterno nominale	D	273.00	[mm]
Spessore nominale	t	12.50	[mm]
Diametro interno nominale	d	248.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	102.3	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	8697	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.22	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	637	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	849	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	17395	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1274	[cm ³]

FORZE ORIZZONTALI

Momento d'inerzia	J _{arm}	8.70E-05	[m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000	[N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40	[m]
Modulo terreno	k	400	[MN/m ³]
b	b	1.22	[1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	314	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	129	[kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355	[MPa]
Coefficiente e	ε	0.81	[-]
Classificazione			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	12.50	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.84	[-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	314	[kN]	
A _v	65.1	[cm ²]	Area a taglio
γ _{MO}	1.05		
V _{c,Rd}	1271	[kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$$

f _{y,red}	355	[MPa]	Valore di ρ	FS	4.05
--------------------	-----	-------	-------------	----	------

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	129	[kNm]		
M _{c,Rd}	287	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo	
			FS	2.23

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	1069	[kN]		
N _{c,Rd}	3459	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo	
			FS	3.23

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	314	[kN]	τ	48	[MPa]	
M _{SLU}	129	[kNm]	σ _M	202	[MPa]	
N _{SLU}	1069	[kN]	σ _N	105	[MPa]	
			σ _{TOT}	318	[MPa]	ok

12 Plinto pila 1

Il plinto della pila 1 del viadotto è fondato su 30 pali trivellati ϕ 400 di lunghezza 16m posti ad un interasse di 1.20x1.20m. Si riportano nella seguente figura la vista frontale e trasversale e la pianta della fondazione della pila 1.

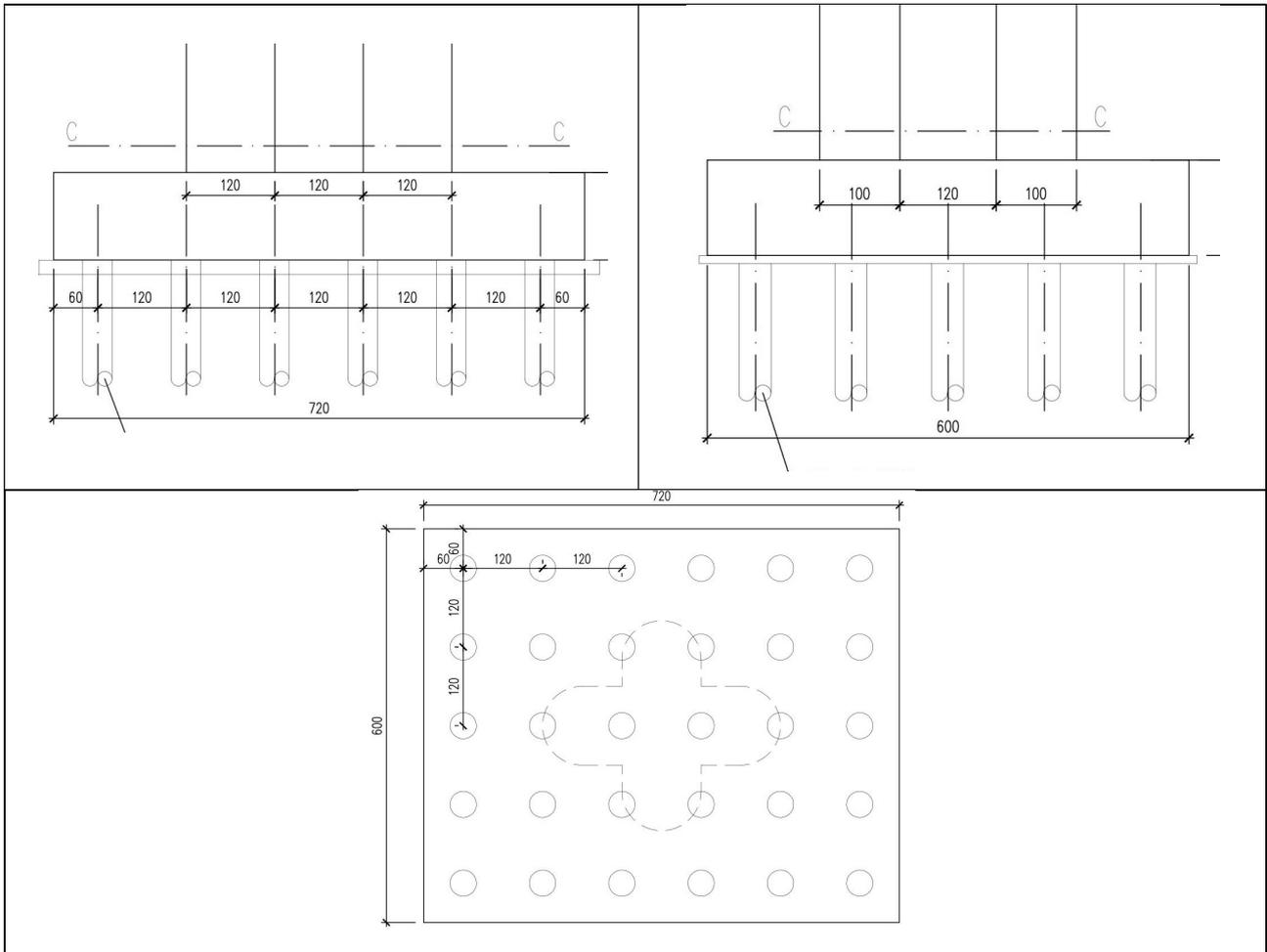


Figura 5 - Plinto pila 1: vista frontale, vista laterale e pianta

Il plinto ha una dimensione in pianta di 6.00x7.20m ed uno spessore di 1.2m.

I pali sono disposti a formare 5 file da 6 pali.

Le sollecitazioni dei singoli pali sono riportati nell'allegato A del presente documento.

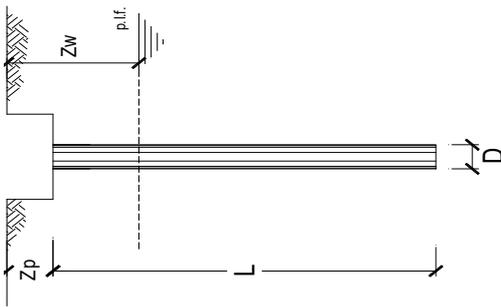
Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
A1	1345	-351	37
SISMA	828	-17	35
	kN	kN	kN

Tabella 5 - Plinto 1: sollecitazioni massime pali

12.1 Verifica capacità portante palo

La verifica della capacità portante è stata condotta sul palo maggiormente sollecitato. La fondazione è poggiata sulla roccia fratturata. Le verifiche e le caratteristiche geotecniche sono riportate nella seguente figura.



OPERA: PILA 1 - V4_30 pali - interasse 1.2x1.2m

Diametro del Palo (D): 0.40 (m) Area del Palo (Ap): 0.126 (m²)

Quota testa Palo dal p.c. (Zp): 3.00 (m) Quota falda dal p.c. (Zw): 50.0 (m)

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 1345 (kN) N_{dLE} [Combinazione di carico - Statica SLE] (kN)

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)

N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] 828 (kN)

Numero di strati 2 Lpalo = 16.00 (m)

Fattori di correlazione x per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
33	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
34	1.70	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°1 verticale

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati			
			c' (kN/m ²)	c _u (kPa)	N _{95PT} (-)	k (-)	a (-)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{brn} (kN)		
1	3.0	Roccia fratturata	26.00	44.0	30.0	0.50	0.58		127	21	26	11984	1505.9	
2	13.0	Roccia integra	26.00	55.0	38.0	0.38	0.78		1594					

(nb.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

Peso palo (kN)

$$Q_d = Q_{bmf} + Q_{imf} + Q_{ps}$$

$$Q_d = 3228 \text{ (kN)}$$

$$R_{bin} = 1505.9 \text{ (kN)}$$

$$R_{sin} = 1721.6 \text{ (kN)}$$

$$R_{cin} = 3227.5 \text{ (kN)}$$

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
J - Approccio 2 A1+M1+R3	1413	1537	1.09
V - EQK+M1+R3_sisma	878	1537	1.75

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

	$N_{SLE/SLD}$ (kN)	$R_{e,cal,lat}$ (kN)	F_s (-)
SLE			

$$R_{e,cal,lat} / 1.25 > N_{SLE/SLD}$$

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

- [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] -351 (kN)
- [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
- [Combinazione di carico - SLV_Sismica] -17 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
J - Approccio 2 A1+M1+R3	-351	-810	2.31
V - EQK+M1+R3_sisma	-17	-810	47.56

12.2 Verifiche strutturali SLU e SLV palo

Le verifiche sono state condotte assumendo che la resistenza venga sviluppata solamente dal tubo in acciaio ϕ 273mm di spessore 8.0mm. Si considera agenti lo sforzo normale massimo e quello di taglio massimo contemporaneamente.

SLU

Diametro esterno nominale	D	273.00 [mm]
Spessore nominale	t	8.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	257.00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE		
Area della sezione trasversale	A	66.6 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	5852 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.37 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	429 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	562 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	11703 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	857 [cm ³]

FORZE ORIZZONTALI		
Momento d'inerzia	J _{arm}	5.85E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	400 [MN/m ³]
b	b	1.34 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	37 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	14 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente e	e	0.81 [-]
Classificazione		
Diametro	d	273.00 [mm]
Spessore	t	8.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	34.13 [-]
Classificazione della sezione		CLASSE 2

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO		
V _{Ed}	37 [kN]	
A _v	42.4 [cm ²]	Area a taglio
γ _{Mo}	1.05	
V _{c,Rd}	828 [kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensione di snervamento per la verifica a flessione		
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$		
f _{y,red}	355 [MPa]	Valore di : FS 22.63

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	14 [kNm]	
M _{c,Rd}	190 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo
		FS 13.96

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	1345 [kN]	
N _{c,Rd}	2252 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
		FS 1.67

VERIFICHE TENSIONALI - SLU		
V _{SLU}	37 [kN]	τ 9 [MPa]
M _{SLU}	14 [kNm]	σ _M 32 [MPa]
N _{SLU}	1345 [kN]	σ _N 202 [MPa]
		σ _{OT} 234 [MPa] ok

SLV

Diametro esterno nominale	D	273.00 [mm]
Spessore nominale	t	8.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	257.00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	66.6 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	5852 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.37 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	429 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	562 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	11703 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	857 [cm ³]

FORZE ORIZZONTALI

Momento d'inerzia	J _{arm}	5.85E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	400 [MN/m ³]
b	b	1.34 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	35 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	13 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente e	ε	0.81 [-]
Classificazione		
Diametro	d	273.00 [mm]
Spessore	t	8.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	34.13 [-]
<i>Classificazione della sezione</i>		CLASSE 2

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	35 [kN]	
A _V	42.4 [cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05	
V _{c,Rd}	828 [kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$$

f _{y,red}	355 [MPa]	Valore di ε	FS	23.99
--------------------	-----------	-------------	----	-------

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	13 [kNm]		
M _{c,Rd}	190 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo	
		FS	14.79

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	828 [kN]		
N _{c,Rd}	2252 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo	
		FS	2.72

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	35 [kN]	τ	8 [MPa]	
M _{SLU}	13 [kNm]	σ _M	30 [MPa]	
N _{SLU}	828 [kN]	σ _N	124 [MPa]	
		σ _{TOT}	155 [MPa]	ok

13 Plinto pila 2

Il plinto della pila 2 del viadotto è fondato su 20 pali trivellati ϕ 400 di lunghezza 20m posti ad un interasse di 1.20x1.20m. Si riportano nella seguente figura la vista frontale e trasversale e la pianta della fondazione della pila 2.

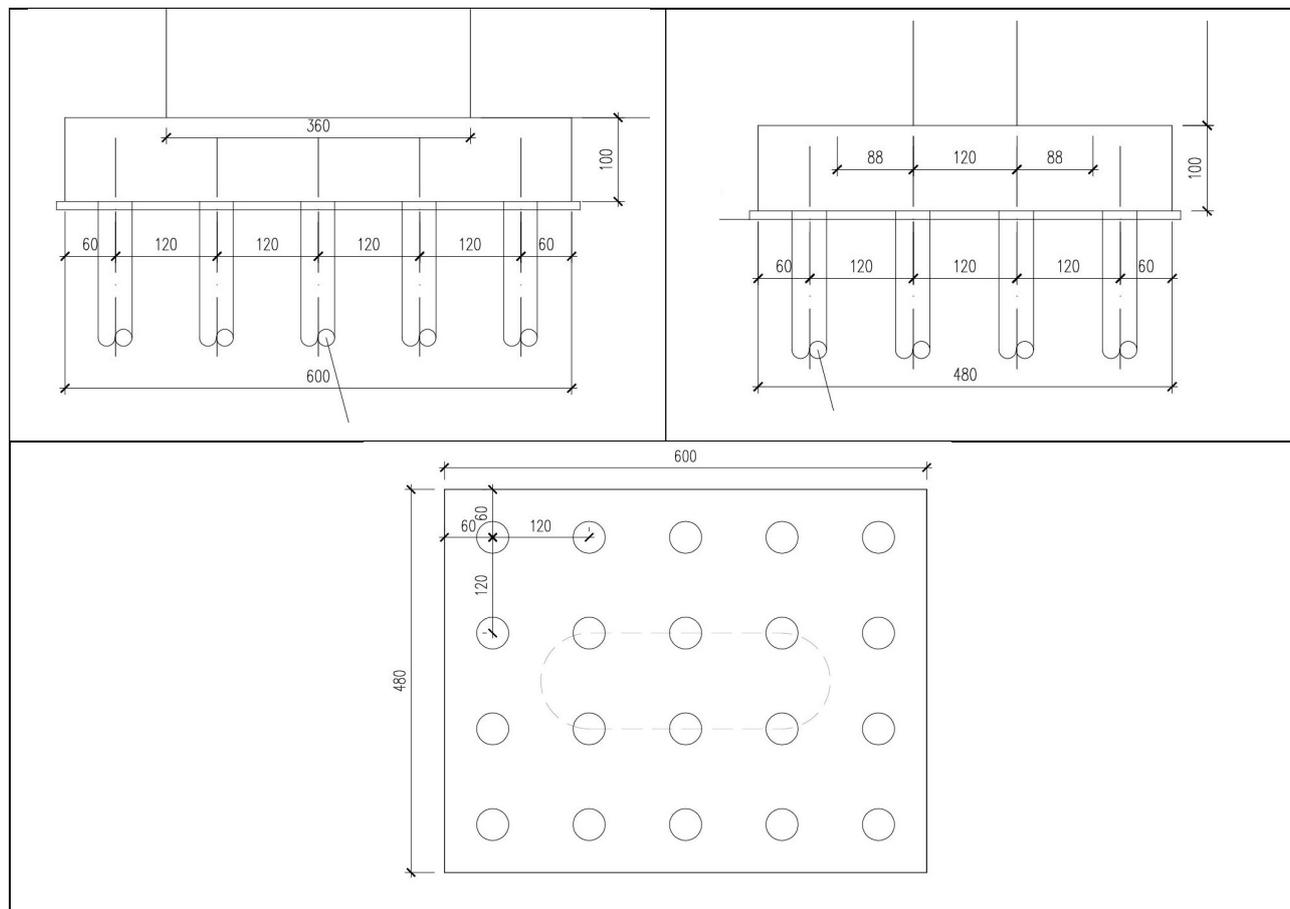


Figura 6 - Plinto pila 2: vista frontale, vista laterale e pianta

Il plinto ha una dimensione in pianta di 4.80x6.00m ed uno spessore di 1.0m.

I pali sono disposti a formare 4 file da 5 pali.

Le sollecitazioni dei singoli pali sono riportati nell'allegato A del presente documento.

Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
A1	2120	-353	13
SISMA	1195	13	45
	kN	kN	kN

Tabella 6 - Plinto 2: sollecitazioni massime pali

13.1 Verifica capacità portante palo

La verifica della capacità portante è stata condotta sul palo maggiormente sollecitato. La fondazione è poggiata sulla roccia integra. Le verifiche e le caratteristiche geotecniche sono riportate nella seguente figura.

OPERA: PILA 2 - V4_ 20 pali - interasse 1.2x1.2m

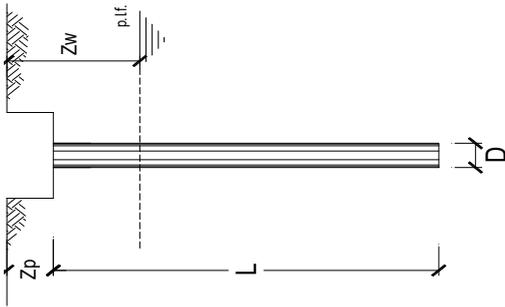
Diametro del Palo (D): 0.40 (m) Area del Palo (Ap): 0.126 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 4.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 50.0 (m)
 N_d[Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 2120 (kN) N_{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE] (kN)
 N_d[Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 N_d[Combinazione di carico - SLV_Sismica] 1195 (kN)

Numero di strati  Lpalo = 20.00 (m)

Fattori di correlazione x per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>= 10
ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ4	1.70	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°1 verticale



CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			Coefficienti di Calcolo			Risultati		
		c' (kPa)	c _u (kPa)	N _{SPT} (-)	k (-)	a (-)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	Q _{bm} (kN)	
1 20.0	Roccia integra	26.00	55.0	38.0	0.38	0.78	2845	21.36	1889.7	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del pilino)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

Peso palo (kN)

$$Q_d = Q_{b,mf} + Q_{l,mf} = 4735 \text{ (kN)}$$

$$Q_d = 4735 \text{ (kN)}$$

A' PORTANTE MEDIA

$$R_{bm} = 1889.7 \text{ (kN)}$$

$$R_{sm} = 2845.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{cm} = 4734.9 \text{ (kN)}$$

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
proccio 2: A1+M1+R3	2205	2279	1.03
<+M1+R3_sisma	1257	2279	1.81

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

	$N_{SLE/SLD}$ (kN)	$R_{c,cal,lat}$ (kN)	F_s (-)
SLE			

$$R_{c,cal,lat} / 1.25 > N_{SLE/SLD}$$

A A TRAZIONE DEL PALO

- binazione di carico - Statica SLU_A1] -353 (kN)
- binazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
- binazione di carico - SLV_Sismica] 0 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
proccio 2: A1+M1+R3	-353	-1339	3.80
<+M1+R3_sisma			

13.2 Verifiche strutturali SLU e SLV palo

Le verifiche sono state condotte assumendo che la resistenza venga sviluppata solamente dal tubo in acciaio ϕ 273mm di spessore 8.0mm. Si considera agenti lo sforzo normale massimo e quello di taglio massimo contemporaneamente.

SLU

Diámetro esterno nominale	D	273.00 [mm]
Spessore nominale	t	8.00 [mm]
Diámetro interno nominale	d	257.00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE		
Area della sezione trasversale	A	66.6 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	5852 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.37 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	429 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	562 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	11703 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	857 [cm ³]

FORZE ORIZZONTALI		
Momento d'inerzia	J _{arm}	5.85E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diámetro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	550 [MN/m ³]
b	b	1.45 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	13 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	4 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente e	ε	0.81 [-]
<u>Classificazione</u>		
Diámetro	d	273.00 [mm]
Spessore	t	8.00 [mm]
Rapporto tra diámetro e spessore	d/t	34.13 [-]
Classificazione della sezione	CLASSE 2	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO		
V _{Ed}	13 [kN]	
A _v	42.4 [cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05	
V _{c,Rd}	828 [kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione		
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$		f _{y,red} 355 [MPa] Valore di : FS 65.39

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	4 [kNm]	
M _{c,Rd}	190 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo
		FS 43.67

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	2120 [kN]	
N _{c,Rd}	2252 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
		FS 1.06

VERIFICHE TENSIONALI - SLU		
V _{SLU}	13 [kN]	τ 3 [MPa]
M _{SLU}	4 [kNm]	σ _M 10 [MPa]
N _{SLU}	2120 [kN]	σ _N 318 [MPa]
		σ _{tot} 328 [MPa] ok

SLV

Diametro esterno nominale	D	273.00	[mm]
Spessore nominale	t	8.00	[mm]
Diametro interno nominale	d	257.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	66.6	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	5852	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.37	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	429	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	562	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	11703	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	857	[cm ³]

FORZE ORIZZONTALI

Momento d'inerzia	J _{arm}	5.85E-05	[m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000	[N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40	[m]
Modulo terreno	k	550	[MN/m ³]
b	b	1.45	[1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	45	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	15	[kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355	[MPa]
Coefficiente e	ε	0.81	[-]
Classificazione			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	8.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	34.13	[-]
Classificazione della sezione	CLASSE 2		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	45	[kN]	
A _v	42.4	[cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05		
V _{c,Rd}	828	[kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensione di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$$

f_{y,red} 355 [MPa] Valore di : FS 18.46

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	15	[kNm]	
M _{c,Rd}	190	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
			FS 12.33

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	1195	[kN]	
N _{c,Rd}	2252	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
			FS 1.88

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	45	[kN]	τ	11	[MPa]	
M _{SLU}	15	[kNm]	σ _M	36	[MPa]	
N _{SLU}	1195	[kN]	σ _N	179	[MPa]	
			σ _{TOT}	216	[MPa]	ok

14 Manufatto di raccordo

Il manufatto di raccordo è fondato su 18 pali trivellati ϕ 400 di lunghezza 8m. Si riporta la pianta della fondazione

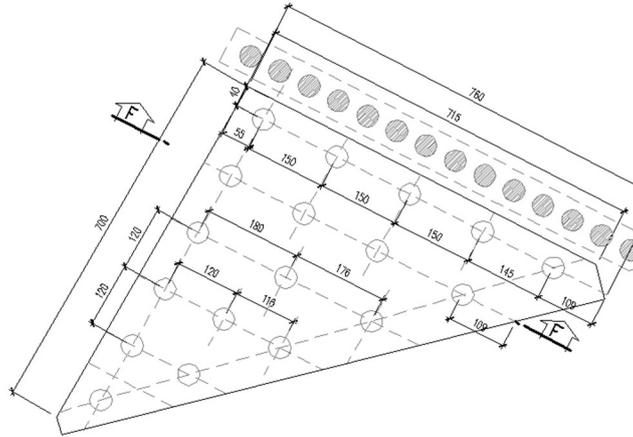


Figura 7- Pianta fondazione manufatto di raccordo

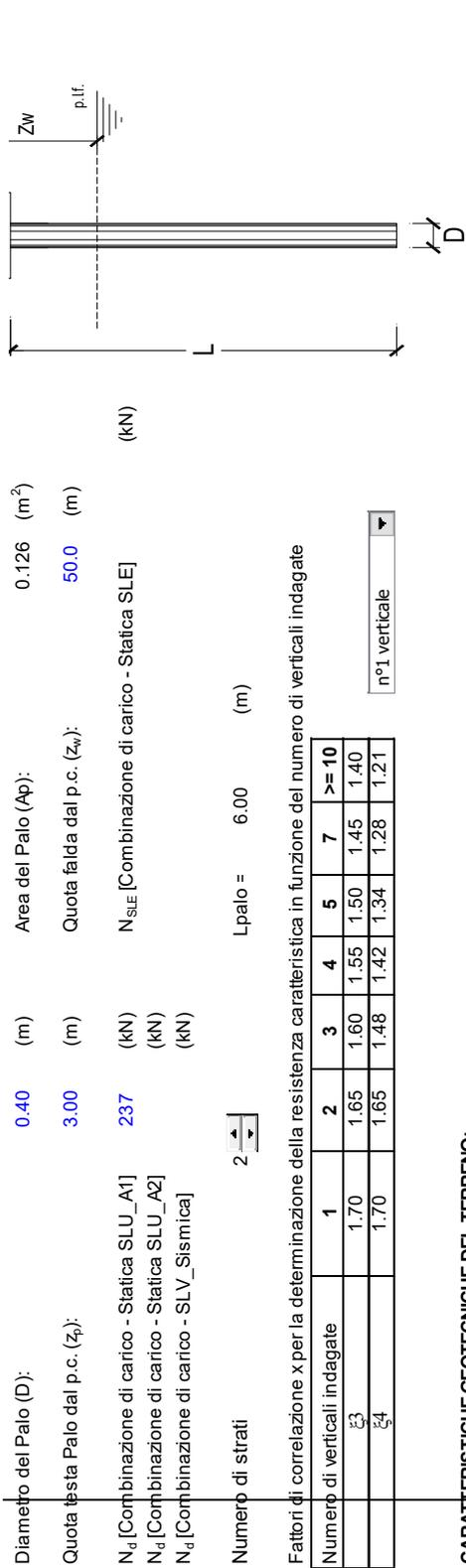
Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
A1	237	134	-
	kN	kN	kN

Tabella 7 - Plinto 1: sollecitazioni massime pali

14.1 Verifica capacità portante palo

La verifica della capacità portante è stata condotta sul palo maggiormente sollecitato. La fondazione è poggiata sulla roccia integra. Le verifiche e le caratteristiche geotecniche sono riportate nella seguente figura.



Diametro del Palo (D): 0.40 (m) Area del Palo (Ap): 0.126 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (Z_{cp}): 3.00 (m) Quota falda dal p.c. (Z_{wp}): 50.0 (m)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] 237 (kN) N_{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] (kN)

Numero di strati 2 Lpalo = 6.00 (m)

Fattori di correlazione x 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	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati			
		c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)	N _{SPT} (-)	k (-)	a (-)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	
1	2.0	26.00	44.0	30.0		0.50	0.58	75	24	30	7264	912.8	
2	4.0	26.00	55.0	38.0		0.38	0.78	275					

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

19 (kN)

Peso palo

$Q_d = Q_{bnt} + Q_{lim}$
 $Q_d = 1263 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$R_{bm} = 912.8 \text{ (kN)}$
 $R_{sm} = 350.2 \text{ (kN)}$
 $R_{cm} = 1263.0 \text{ (kN)}$

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	262	577	2.20
SLV - EQK+M1+R3_sisma			

$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$

	$N_{SLE/SLD}$ (kN)	$R_{c,cal,lat}$ (kN)	F_s (-)
SLE			

$R_{c,cal,lat} / 1.25 > N_{SLE/SLD}$

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2] (kN)
 N_d [Combinazione di carico - SLV_Sismica] (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3			
SLV - EQK+M1+R3_sisma			

14.2 Verifiche strutturali SLU palo

Le verifiche sono state condotte assumendo che la resistenza venga sviluppata solamente dal tubo in acciaio ϕ 273mm di spessore 8.0mm. Si considera agenti lo sforzo normale massimo e quello di taglio massimo contemporaneamente.

SLU

Diametro esterno nominale	D	273.00 [mm]
Spessore nominale	t	8.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	257.00 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE		
Area della sezione trasversale	A	66.6 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	5852 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.37 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	429 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	562 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	11703 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	857 [cm ³]

FORZE ORIZZONTALI		
Momento d'inerzia	J _{arm}	5.85E-05 [m ⁴]
Modulo elastico	E _{arm}	210000 [N/mm ²]
Diametro palo	D	0.40 [m]
Modulo terreno	k	400 [MN/m ³]
b	b	1.34 [1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	0 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	0 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente e	ε	0.81 [-]
Classificazione		
Diametro	d	273.00 [mm]
Spessore	t	8.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	34.13 [-]
Classificazione della sezione	CLASSE 2	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO		
V _{ed}	0 [kN]	
A _v	42.4 [cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05	
V _{c,Rd}	828 [kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione		
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$		
f _{y,red}	355 [MPa]	Valore di : FS #DIV/0!

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{ed}	0 [kNm]	
M _{c,Rd}	190 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS #DIV/0!

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE		
N _{ed}	237 [kN]	
N _{c,Rd}	2252 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 9.52

VERIFICHE TENSIONALI - SLU			
V _{SLU}	0 [kN]	τ	0 [MPa]
M _{SLU}	0 [kNm]	σ _M	0 [MPa]
N _{SLU}	237 [kN]	σ _N	36 [MPa]
		σ _{TOT}	36 [MPa] ok

15 Paratia provvisoria spalla A

Per consentire l'esecuzione della pila 1, in presenza di circolazione sulla S.S. 45, dove necessario, è realizzata una paratia di mediopali multitirantata, che consente di operare gli scavi di sbancamento fino a quota del piano di posa della fondazione della pila.

L'opera provvisoria è eseguita mediante mediopali $\varnothing 400$, passo 0.60 m, armati con armatura tubolare in acciaio, di diametro $\varnothing 273$ mm, spessore 7.10 mm. I pali sono lunghi 10.00 m. Vi sono due ordini di tiranti inclinati 20° sull'orizzontale, a n. 3 trefoli.

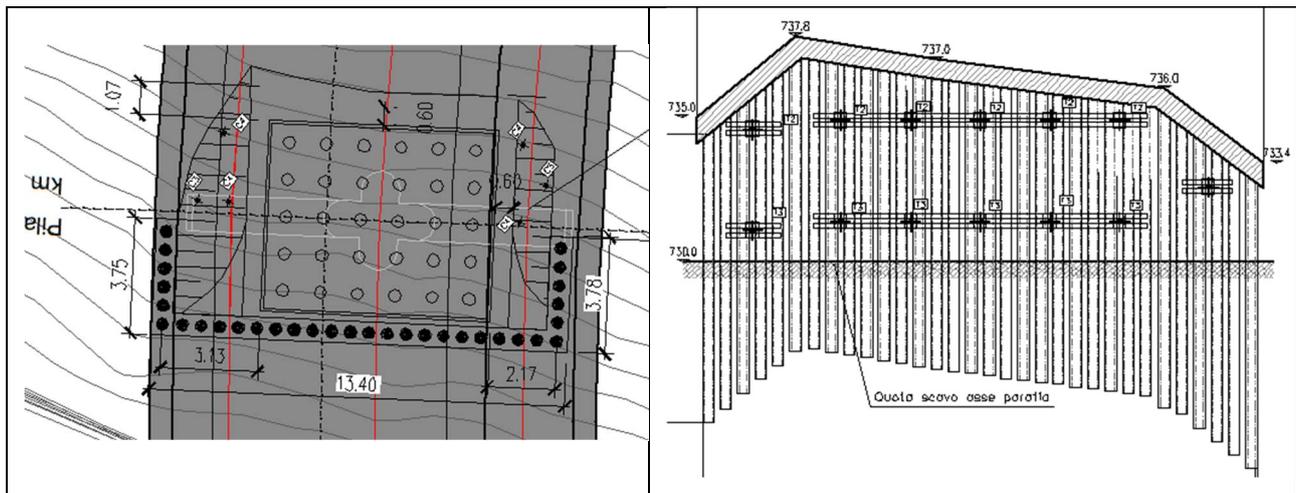


Figura 8 - Pianta e sviluppo paratia

Per quanto riguarda le travi di ripartizione è previsto l'impiego di 2HEB 160.

15.1 Modellazione numerica della paratia provvisoria

Le analisi per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo *Paratie Plus 2011* (v. 8.191).

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidezza flessionale EJ ,
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.

Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio. Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi d'interazione tra paratia e terreno la soluzione

viene a dipendere dal percorso tensio-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti; dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata per terreni normalconsolidati, calcolato mediante l'espressione $K_0 = 1 - \tan^2 \phi'$;
- i coefficienti di spinta attiva K_A e passiva K_P , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb e Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a 0,5 dell'angolo di attrito del terreno stesso. Il coefficiente di spinta passiva non è ridotto in ingresso mediante coefficienti di sicurezza, ma la parte infissa della paratia viene dimensionata in tutti i casi in modo da garantire che il valore di spinta passiva mobilitata a valle della stessa non superi il 60 % del valore totale di spinta mobilitabile.

I parametri di deformabilità del terreno sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare il modulo di ricarico è assunto pari al doppio del modulo vergine.

Nella Tabella 8 Fasi di calcolo è riportata la successione tipica delle fasi di modellazione eseguita per l'analisi delle strutture di sostegno:

FASE	DESCRIZIONE
0	Condizione iniziale geostatica
1	Realizzazione paratia
2	I fase di scavo
3*	Applicazione del I ordine di tiranti/puntoni
4*	II fase di scavo
5*	Applicazione del II ordine di tiranti/puntoni
6*	Ultima fase di scavo
7	Applicazione delle azioni sismiche

Tabella 8 Fasi di calcolo (* fasi presenti solo se previste in funzione del numero di tiranti della paratia)

Nelle verifiche sismiche le azioni generate dal sisma ed agenti in direzione orizzontale sulla struttura sono considerate come un incremento di spinta dovuto al terreno a tergo della berlinese $\Delta F = F_s - F$, dove:

– F rappresenta la spinta esercitata dal terreno in condizioni statiche, calcolata come integrale, sull'altezza di scavo, della tensione orizzontale esercitata dal terreno in condizioni di equilibrio limite attivo e fornita dall'espressione:

$$\sigma_h = K_a \sigma_{v0} - 2 c (K_a)^{0.5}$$

– F_s rappresenta la spinta esercitata dal terreno in condizioni sismiche, calcolata come integrale, sull'altezza di scavo, della tensione orizzontale esercitata dal terreno in condizioni sismiche e fornita dall'espressione:

$$\sigma_{hs} = K_{as} \sigma_{v0} - 2 c (K_{as})^{0.5}$$

Nelle due espressioni i simboli rappresentano:

$\sigma_{v0} = \gamma z$ = tensione verticale

c = coesione

K_a, K_{as} = rispettivamente coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche (calcolato con il metodo di Coulomb) e sismico (calcolato con il metodo di Mononobe-Okabe).

Nelle verifiche effettuate, l'incremento di spinta ΔF così calcolato è applicato a tergo della paratia come una pressione orizzontale con andamento uniforme sull'altezza della paratia (a vantaggio di sicurezza).

15.2 Analisi dei carichi

15.2.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri definiti nei paragrafi relativi per i terreni.

15.2.2 Azione sismica

Essendo un'opera provvisoria, a favore di sicurezza, è stato valutato un sisma ridotto a 2 anni secondo le formulazioni riportate nella norma EN 1998 parte 2 – Annesso A:

$$\frac{a_{gc}}{a_{g,R}} = \left(\frac{T_{RC}}{T_{NCR}} \right)^k$$

Ponendo:

$$t_c = 2 \text{ anni}$$

$$T_{RC} = t_c / p = 2 / 0.1 = 20 \text{ anni}$$

$$T_{NCR} = 475 \text{ anni}$$

$$a_{g,R} = 0.096$$

risulta: $a_{gc} = 0.037$

I parametri scelti per la definizione dell'azione sismica sono di seguito riportati:

Opera sita in località		Torriglia (GE)
Categoria del suolo di fondazione		B
Condizione topografiche		T2
Categoria opera – Classe d'uso		III
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1.08
Tempo di ritorno	$T_R =$	20 anni

15.3 Modello geometrico della paratia provvisoria

Nella tabella sottostante sono riportate le sezioni di calcolo relative l'opera oggetto della presente relazione. Per ogni sezione i pali hanno diametro $\varnothing 400$, passo 0.60 m, armati con profilo tubolare in acciaio, di diametro $\varnothing 273$ mm, spessore 7.1 mm.

Sezioni di Calcolo	udm	Sezione I
Progressiva	[m]	5
Numero tiranti	[-]	2
Altezza totale paratia	[m]	10.00
Lunghezza del tratto fuori terra	[m]	7.00
Lunghezza del tratto di infissione di calcolo	[m]	3.00

Tabella 9 Caratteristiche delle sezioni di calcolo

15.4 Tiranti d'ancoraggio

Si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche dei tiranti di ancoraggio adottati per gli schemi di calcolo considerati. Per tutta l'estensione della paratia, questi sono disposti con un interasse di 2.4 m.

Quota di infissione	Inclinazione verticale	Numero Trefoli	Tiro iniziale	Tiro max in esercizio (comb. A1+M1+R3)	Tiro in esercizio in cond. statiche (SLE)	Tiro in cond. sismiche (SLV)	Lunghezza Libera	Lunghezza fondazione	Lunghezza totale
[m]	[°]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
-1,5	20	3	240.0	312.0	240.0	240.07	7.00	6.00	13.00
-4.0	20	3	240.0	312.10	240.07	240.10	6.00	6.00	12.00

Tabella 10: caratteristiche tiranti Sezione I

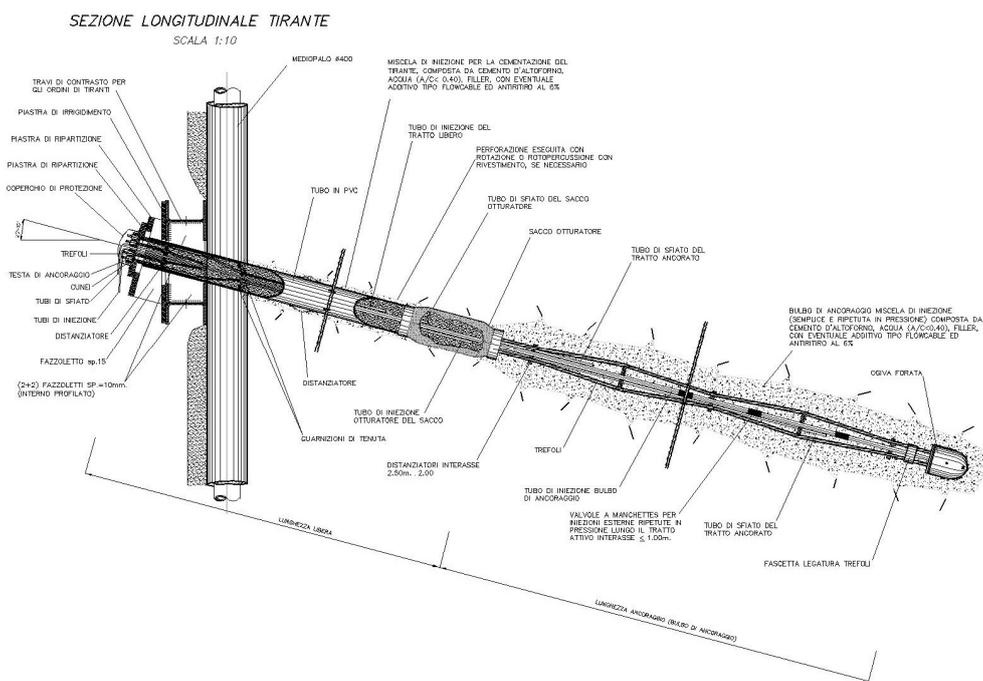


Figura 9: Sezione longitudinale tirante

15.5 Parametri di calcolo

Nella modellazione è stata riprodotta la stratificazione delle formazioni in sito, con le seguenti caratteristiche di resistenza e deformabilità:

Litotipo	γ	ϕ'	c'	E_{cv}	E_{ur}	k_A	k_P
	(kN/m ³)	(deg)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)
Coltre superficiale	18	30	0	20	180	0.291	4.622
Roccia Fratturata	26	30	44	280	840	0.291	4.622
Roccia	26	38	55	350	1050	0.205	8.273

Tabella 11 Caratteristiche meccaniche dei litotipi utilizzati nel modello di calcolo

15.6 Verifiche della paratia provvisoria

15.6.1 Verifiche strutturali della paratia

Nell'allegato "Errore. L'origine riferimento non è stata trovata." sono riportati i risultati integrali dell'analisi condotta con il programma di calcolo, corredati d'informazioni numeriche e diagrammi. Di seguito, invece, sono riportate le principali verifiche dei tiranti e della trave di ripartizione.

15.6.2 Verifica dei tiranti

I tiranti attivi sono stati verificati nei riguardi del dimensionamento della lunghezza libera, della lunghezza della fondazione e della verifica strutturale dell'armatura.

15.6.2.1 Dimensionamento della lunghezza libera del tirante

La lunghezza libera dei tiranti (L_{libera}) è stata definita dall'intersezione del tirante con un piano, inclinato di $(45^\circ + \phi/2)$ rispetto alla verticale, passante per un punto (punto C) posto a una distanza di $0,20h$ al disopra della punta della paratia. Valgono le seguenti espressioni:

$$L_{libera_statica} = h' + d$$

$$h' = 0,20h / \cos(45^\circ - \alpha - \phi/2)$$

$$d = (h + t - h_i) \sin(45^\circ - \phi/2) / \sin(45^\circ + \alpha + \phi/2)$$

dove: h = altezza fuori terra della paratia

α = inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale

t = infissione della paratia

h_i = profondità del tirante

Considerando la stratigrafia di progetto, l'angolo di attrito scelto per il dimensionamento in essere è determinato mediante media pesata in funzione dello spessore delle varie formazioni interessate.

Ai sensi del paragrafo 7.11.6.4 delle NTC18, Sistemi di Vincolo, la L_{libera} va incrementata per un coefficiente secondo la seguente espressione:

$$L_{libera \text{ cond. sismica}} = L_{libera \text{ cond. statica}} (1 + 1.5 \cdot a_{max}/g)$$

dove, nel caso in essere, a_{max}/g è pari a 0.185 allo SLV.

I valori in tal modo calcolati di lunghezza libera, sono approssimati per eccesso, e riportati nelle tabelle sottostanti:

Tirante	H	α	ϕ	t	h_i	L _{libera} cond. statica	L _{libera} cond. sismica	L _{libera} di progetto
	(m)	(°)	(°)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	6.0	20	38	4.0	1.5	4.95	5.23	7.00
2	6.0	20	38	4.0	5.0	3.41	3.60	6.00

Tabella 12 Calcolo della Lunghezza libera dei tiranti sezione I

15.6.2.2 Verifica del bulbo di fondazione del tirante

La lunghezza della fondazione del tirante (L_{fond}) è stata valutata considerando due distinti meccanismi di rottura per sfilamento (*trefole-fondazione* e *fondazione-terreno*). In tutti i casi esaminati, il meccanismo di rottura critico è rappresentato dallo sfilamento fondazione-terreno, del quale si riportano i risultati.

Per il calcolo del carico limite di sfilamento si è fatto riferimento al metodo proposto da Bustamante e Doix (1985), relativo a micropali/tiranti iniettati ad alta pressione tramite sacco otturatore, applicando quindi il metodo dell'iniezione ripetuta e selettiva – IRS. Nel caso in esame, la resistenza allo sfilamento di calcolo ($R_{a,c}$) si può esprimere tramite l'espressione:

$$R_{a,c} = \pi D_s L_{fond} q_s \quad (\text{AICAP, 2012})$$

dove: $D_s = \alpha D_d$ = diametro effettivo della fondazione del tirante

α = coefficiente maggiorativo funzione del tipo di terreno

D = diametro della perforazione = 0.15 m

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante = 5.00 m

q_s = resistenza tangenziale all'interfaccia fondazione-terreno

ed α è un coefficiente ($\alpha > 1$) che dipende sostanzialmente dal tipo di terreno e dalla tecnica di iniezione. Per il caso in esame e sulla base dei valori indicati nella tabella che segue, si è assunto cautelativamente:

$$\alpha = 1.1$$

Terreno	Valori di a		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V _s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V _s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V _s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V _s ; IGU: 1,5 V _s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 V _s ; IGU: 1,5 V _s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) V _s ; IGU: (1,5 - 2) V _s
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V _s per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) V _s o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1 - 1,5) V _s per strati poco fratturati
			2 V _s o più per strati fratturati

Analogamente, i valori della resistenza tangenziale (q_s) all'interfaccia fondazione-terreno dipendono dalla natura e dalle caratteristiche meccaniche del terreno, e dalla tecnologia esecutiva. Per il caso in essere, considerando le caratteristiche dei terreni di fondazione, è stato assunto il valore $q_s = 250$ kPa. Considerando il diagramma di Bustamante e Doix per rocce, il valore scelto appare cautelativo. Ciò nonostante la tensione di aderenza di progetto verrà verificata sperimentalmente con i tiranti preliminari di prova, secondo quanto previsto dalle norme tecniche.

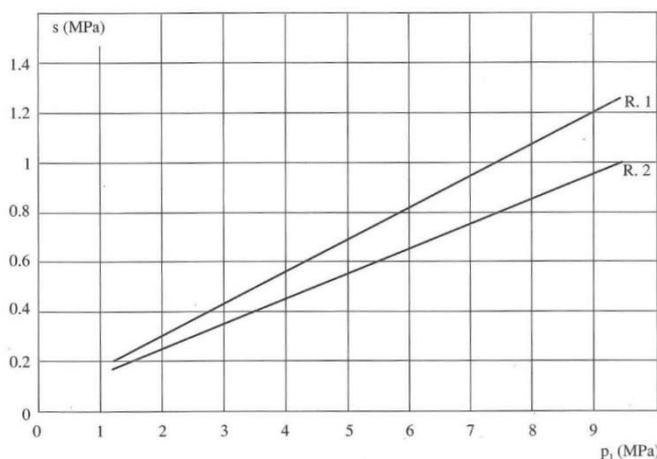


Figura 10 - Diagramma di Bustamante e Doix per rocce

Ai sensi delle NTC18 paragrafo 6.6.2, in questa sede il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio si determina con metodi analitici. Considerando

che il numero di verticali indagate è pari a 1, si ha che il valore della Resistenza caratteristica allo sfilamento $R_{a,k}$ è pari a:

$$R_{a,k} = R_{a,c} / 1.80$$

dove, si precisa, che il valore della $R_{a,c}$ è già quello minimo.

Le paratie oggetto della presente relazione sono paratie provvisorie, per cui il fattore di sicurezza parziale γ_{Ra} è pari a 1.1.

La resistenza di progetto dell'ancoraggio $R_{a,d}$ è definita dalla relazione seguente:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_{Ra}$$

Ricordando che nel paragrafo 15.4 "Tiranti d'ancoraggio" è stato riportato il valore del massimo tiro in esercizio 312.10 kN (Sezione II – 2° ordine), per la combinazione A1+M1+R3, nella Tabella 13 sono riportati i valori numerici risultati dalle relazioni sopra descritte.

α	d	s	L_f	$R_{a,c}$	ξ_{a3}	$R_{a,k}$	γ_{Ra}	$R_{a,d}$	P_d
(-)	(m)	(kPa)	(m)	(kN)	(-)	(kN)	(-)	(kN)	(kN)
1.1	0.15	250	6.00	777.5	1.8	432.0	1.1	392.7	312.1

Tabella 13 Verifica della Lunghezza del Bulbo di fondazione

Essendo $R_{a,d} > P_d$ la verifica della lunghezza del bulbo di fondazione allo sfilamento dell'ancoraggio è soddisfatta.

15.6.2.3 Verifica dell'armatura dei tiranti

Secondo la metodologia progettuale, prevista dalla norma, della gerarchia delle resistenze, la rottura a sfilamento della fondazione deve sempre precedere la rottura dell'armatura, se questa può dar luogo a rotture di tipo fragile. La verifica viene eseguita nella combinazione A1+M1+R3.

A tale scopo, secondo le Norme AICAP 2012, paragrafo 6.4.3 deve essere:

$$R_{td} > \gamma_{rd} R_{ak,max}$$

dove:

$R_{ak,max}$ rappresenta il valore massimo della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio, pari

a 327 kN (vedi Tabella 13);

γ_{rd} rappresenta il coefficiente di sovreresistenza dell'ancoraggio, nel caso in esame è pari ad 1;

R_{td} rappresenta la resistenza di progetto del materiale che costituisce l'armatura dell'ancoraggio, il cui valore è dato dalla seguente espressione:

$$R_{td} = A_s f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

A_s è l'area della sezione di armatura, nel caso in essere 1.39 cm² per ogni singolo trefolo;

γ_s è il fattore parziale di sicurezza per la definizione della resistenza di calcolo, pari a 1.15 secondo il paragrafo 4.3.3 delle NTC2018;

f_{yk} coincide con la tensione convenzionale di snervamento per l'acciaio in trefoli, che risulta essere pari alla tensione caratteristica all'1% di deformazione totale $f_{p(1)k} = 1670$ MPa.

Nella Tabella 14 è riportato il calcolo di R_{td} per i tiranti a 3 trefoli scelti per il seguente progetto:

γ_s	$f_{p(1)k}$	A_s	N_{trefoli}	R_{td}		$R_{ak,max}$
[-]	[Mpa]	[cm ²]	[-]	[kN]		[kN]
1.15	1670	1.39	3	605.6	>	392.7

Tabella 14 Determinazione della resistenza di progetto dei tiranti utilizzati

Essendo il valore della resistenza di progetto $R_{td} = 605.6$ kN determinato, superiore al valore massimo calcolato della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio $R_{ak,max} = 480.0$ kN, la verifica dell'armatura è soddisfatta.

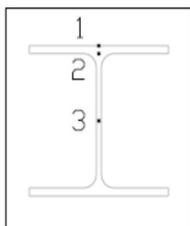
15.6.3 Verifica della trave di ripartizione

Il calcolo e le verifiche strutturali relative alla trave di ripartizione vengono presentate considerando uno schema statico appoggio - appoggio, soggetto a un carico per unità di lunghezza pari al tiro ammissibile sui tiranti diviso per il loro interasse (p).

Il momento più gravoso viene valutato con la relazione $M = pL^2/10$, cui viene associata un'azione assiale nulla.

La massima sollecitazione di taglio risulta, in prossimità degli appoggi, pari al valore di $T_{max} = pL/2$.

Le tensioni sono calcolate nei punti della sezione trave più sollecitati, riportati nella figura seguente:



Ai sensi del paragrafo 4.2.4.1.1 della NTC 18, la tensione di snervamento dell'acciaio viene divisa per il coefficiente $\gamma_{M2} = 1.25$ al fine di determinare il valore della resistenza di calcolo. Pertanto nel caso di acciaio S235, si ha:

f_{yk} - S235	γ_{M2}	$R_d = f_{yk} / \gamma_{M2}$
[Mpa]	[-]	[Mpa]
235	1.25	188

Tabella 15 Determinazione della Resistenza di Calcolo per Acciaio di qualità S235

Nella Tabella 16 sono riportati i calcoli di verifica della sezione:

Interasse Tiranti	Numero trefoli	Tiro ammissibile tirante in condizioni statiche	Carico Distribuito q	M_max	T_max	Profilato	W Modulo Resistenza Doppio Profilato	σ_1	τ_3	σ_2	τ_2	σ_{2id}	σ_{3id}	σ_{max_id}
[m]	[-]	[kN/m]	[KN/m]	[kNm]	[kN]	HEB	[cm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
2.40	3	130.04	130.04	75	156	160	623	120	67	101	60	144	116	144

Tabella 16 Verifica della trave di ripartizione

La tensione ideale è la massima tra σ_1 , σ_{2id} e σ_{3id} .

La verifica risulta soddisfatta, in quanto le travi di ripartizione, 2 profilati HEB160 accoppiati, di acciaio S235, hanno una tensione di lavoro massima σ_{id_max} 144 MPa, valore inferiore a quello previsto dalla norma di 188 MPa.

15.7 Analisi di stabilità del pendio

Le analisi di stabilità del versante (verifiche di stabilità globale e locale) sono state condotte secondo quanto previsto nelle NTC2018 (D.M. 17/01/2018) sia per la fase statica che per la fase sismica.

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo SLOPE/W della GEOSLOPE International Inc., applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale. Le ipotesi del metodo in questione sono:

- ✓ il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- ✓ la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").

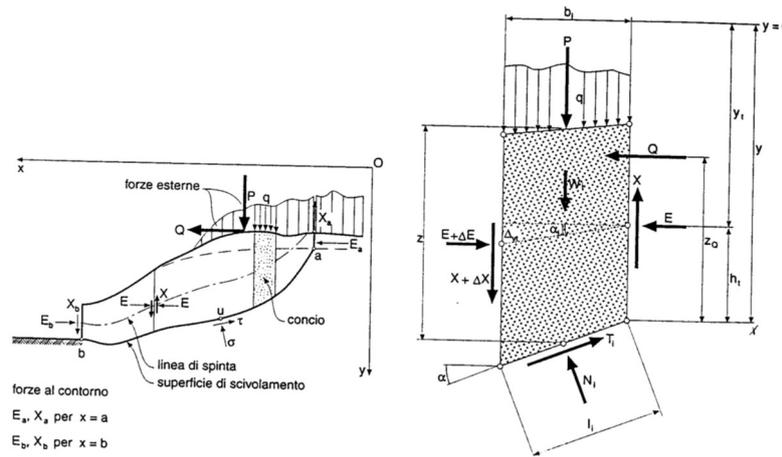


Figura 11 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- ✓ n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- ✓ $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- ✓ $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- ✓ n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- ✓ 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a secondo del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

Secondo le NTC 2018, il livello di sicurezza di un versante è espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento:

$$F_s = \tau_s / \tau_m$$

dove τ_s è la resistenza al taglio disponibile, valutata con parametri caratteristici, e τ_m lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento sotto l'azione dei carichi. Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

Ai sensi del paragrafo 6.8.2 delle NTC2018 le analisi di stabilità vengono svolte secondo la combinazione di carico A2+M2+R2. In tali verifiche:

- i coefficienti moltiplicativi tipo A, incrementali delle azioni, si considerano unitari, ai sensi del paragrafo 7.11.1 (NTC2018);
- i coefficienti moltiplicativi tipo M, riduttivi delle resistenze, sono riportati nel capitolo 8;
- i coefficienti R2 definiti ai sensi della tabella 6.8.I delle NTC non sono considerati nell'analisi perché non si considera l'effetto dei tiranti.

La Tabella 17 richiama la Tabella 11: vi sono riportati valori di calcolo dei parametri assunti per le analisi di stabilità svolte.

	γ	ϕ	c'_k
	(kN/m ³)	(deg)	(kPa)
Coltre superficiale	18	30	0
Roccia fratturata	26	30	44
Roccia integra	26	38	55

Tabella 17 Caratteristiche dei terreni per le verifiche di stabilità

Ai sensi delle NTC 2018 paragrafo 7.11.3.5.2, l'analisi può venire svolta con metodi pseudo statici. Per cui l'accelerazione massima attesa al sito è definita come:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

L'accelerazione così determinata definisce i coefficienti sismici orizzontale e verticale, k_h e k_v , mediante le relazioni, che si svolgono per il caso in essere:

$$k_h = \beta_s a_g/g S_S S_T = 0.24 * 0.037 * 1.2 * 1.08 = 0.0115$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.0058$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ($\beta_s=0.24$ da Tab. 7.11.I del DM18);

g = accelerazione di gravità.

Per la verifica allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica sono espresse a loro volta in funzione dei coefficienti sismici secondo la relazione:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove W rappresenta il volume di terreno potenzialmente instabile.

L'analisi di stabilità è eseguita applicando l'azione del sisma nelle direzioni sia orizzontale sia verticale.

Sono state eseguite le analisi della sezione di calcolo I.

15.7.1 Analisi di stabilità globale

Si riporta di seguito la verifica di stabilità globale del versante interessato dalle opere in progetto.

Nell'analisi è stato considerato un sovraccarico accidentale di origine stradale pari a 20 kPa in fase statica, ridotto cautelativamente a 10 kPa in fase sismica. Tale sovraccarico è stato applicato su tutta la larghezza della nuova sede stradale di progetto.

L'esito delle analisi eseguite, sia in condizioni statiche che sismiche, è sintetizzato nella Tabella 18 e riportato nelle immagini sottostanti in cui vengono rappresentate le superfici di scorrimento critiche corrispondenti al fattore di sicurezza minimo.

Il coefficiente di sicurezza minimo è sempre maggiore di 1.1, pertanto le verifiche di stabilità sono soddisfatte.

Come si osserva, l'estensione della superficie di scorrimento rappresentata coinvolge volumi di terreno molto significativi, che induce a pensare che l'opera di controripa sia pressoché irrilevante sulla stabilità del versante.

FS	Sezione I
STABILITA' GLOBALE	
SLU Statica (A2+M2+R2)	1.32
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.22
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.23

Tabella 18 Coefficienti di sicurezza minimi risultati dalle analisi di stabilità eseguite

Sezione I

1.32

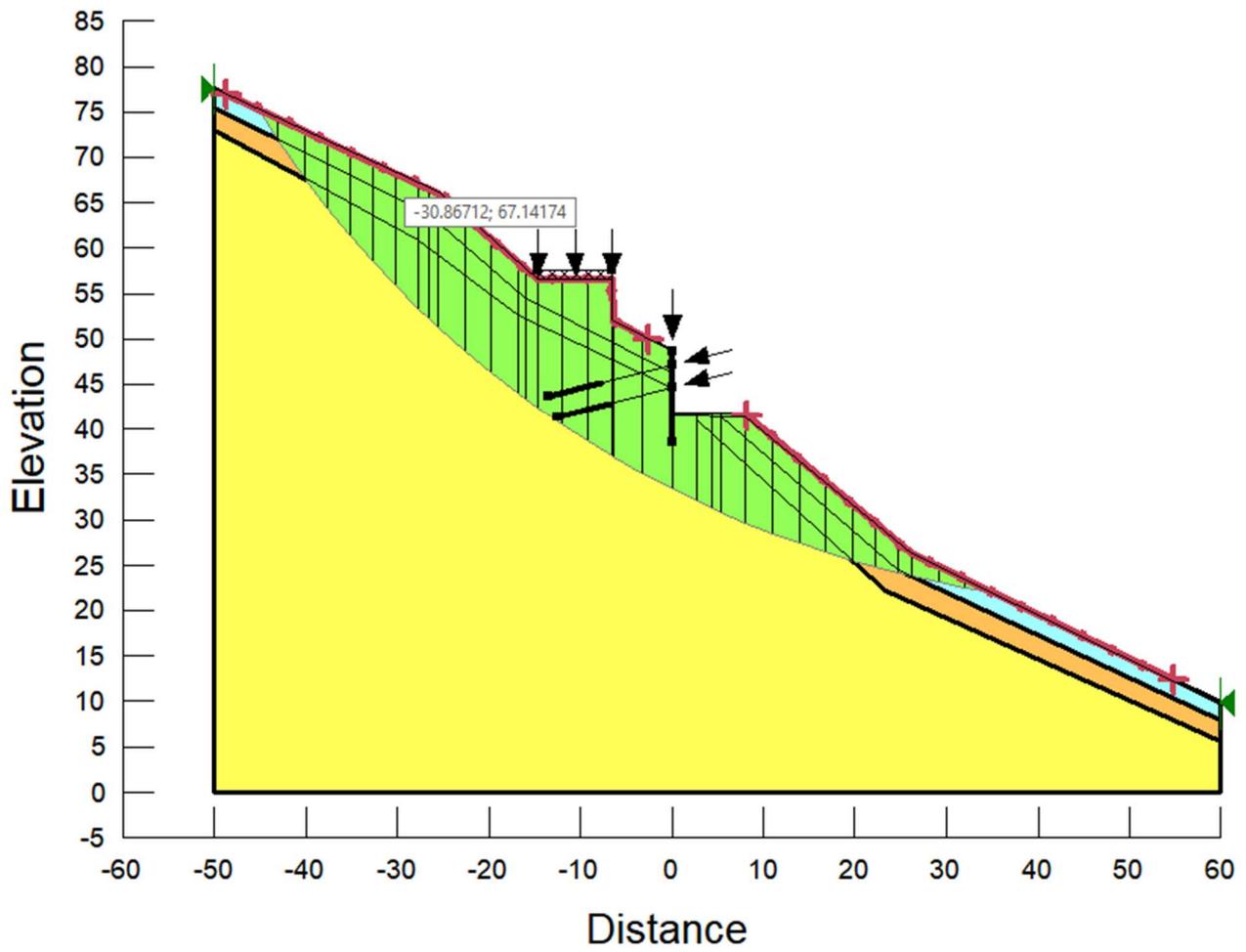


Figura 12 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni statiche (A2+M2)

1.22

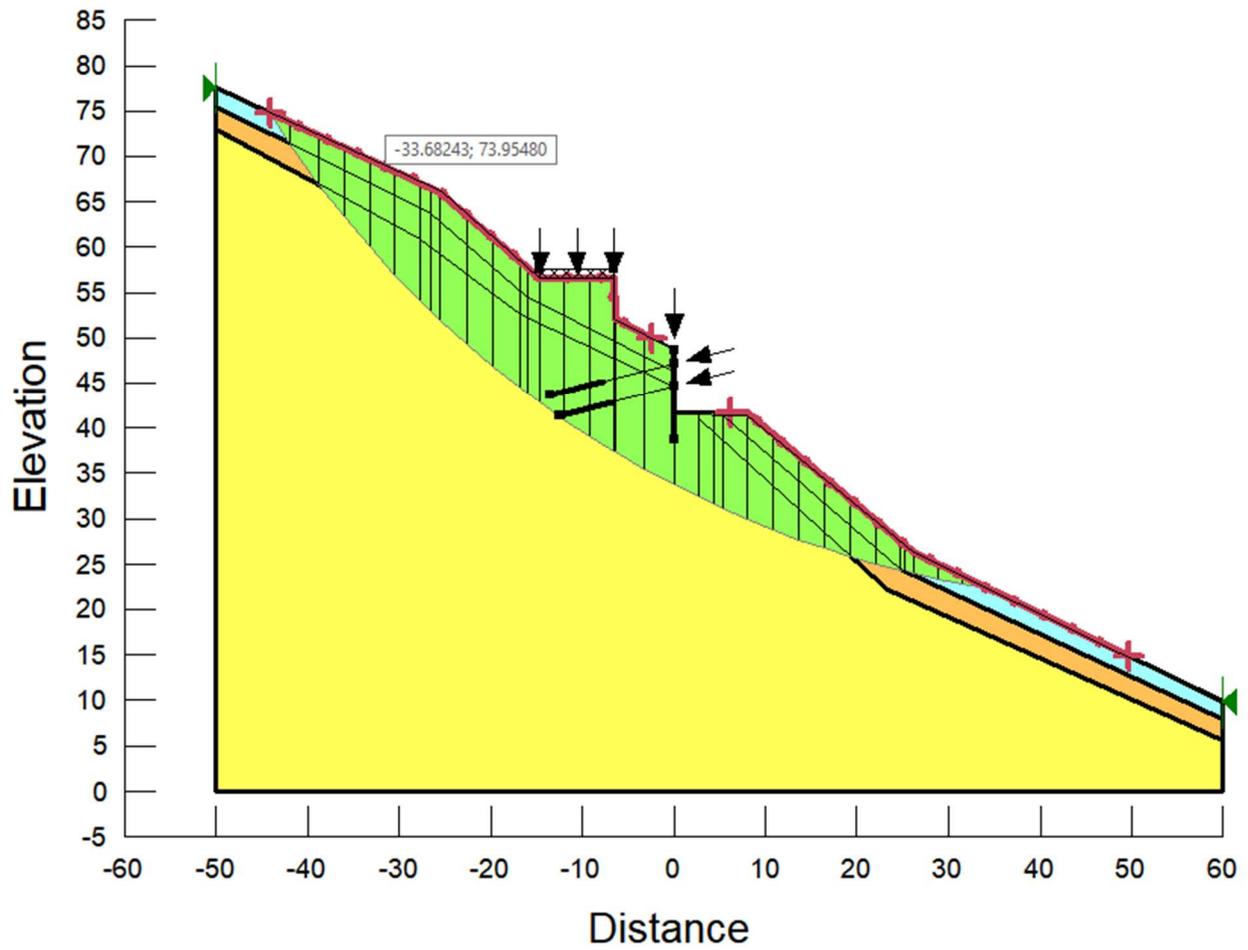


Figura 13 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

1.23

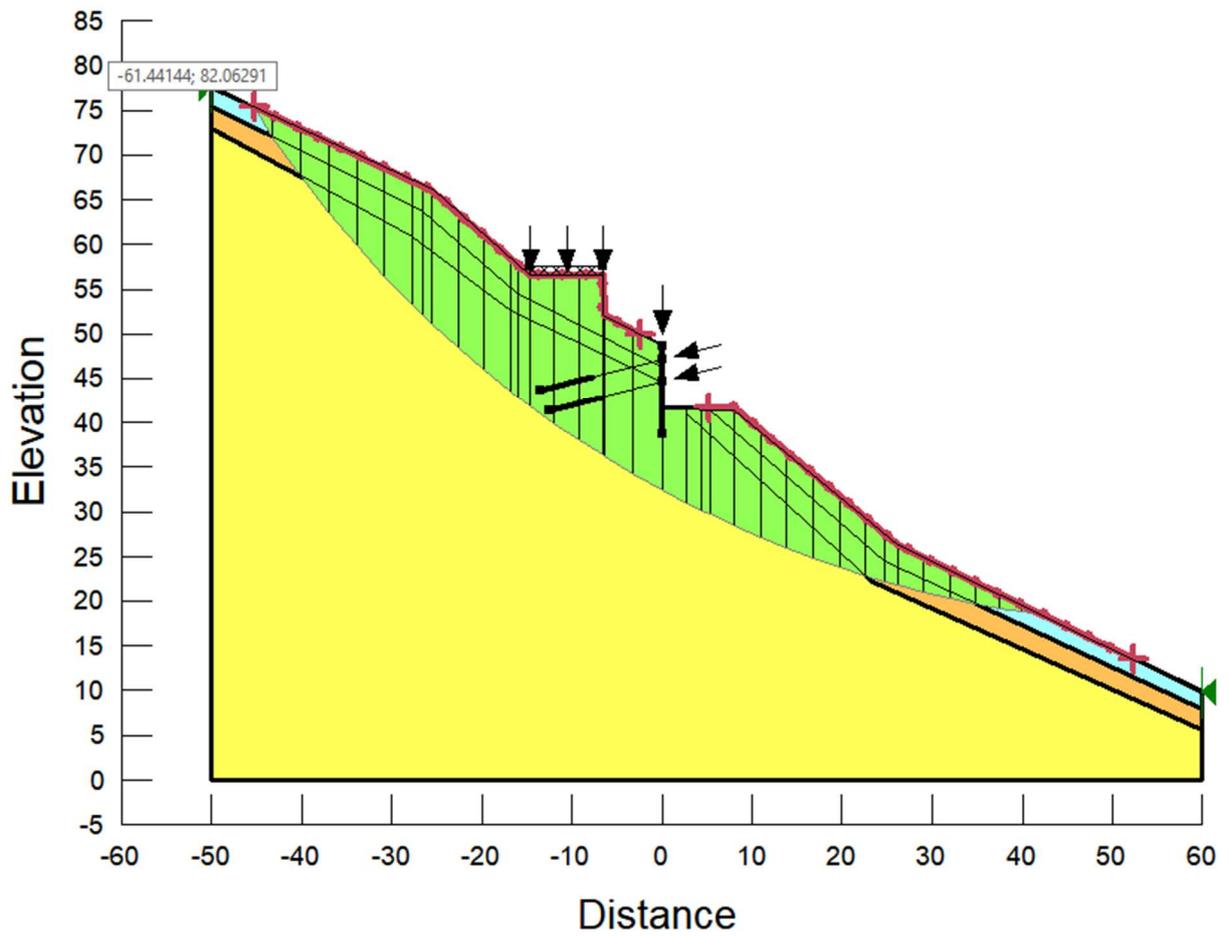
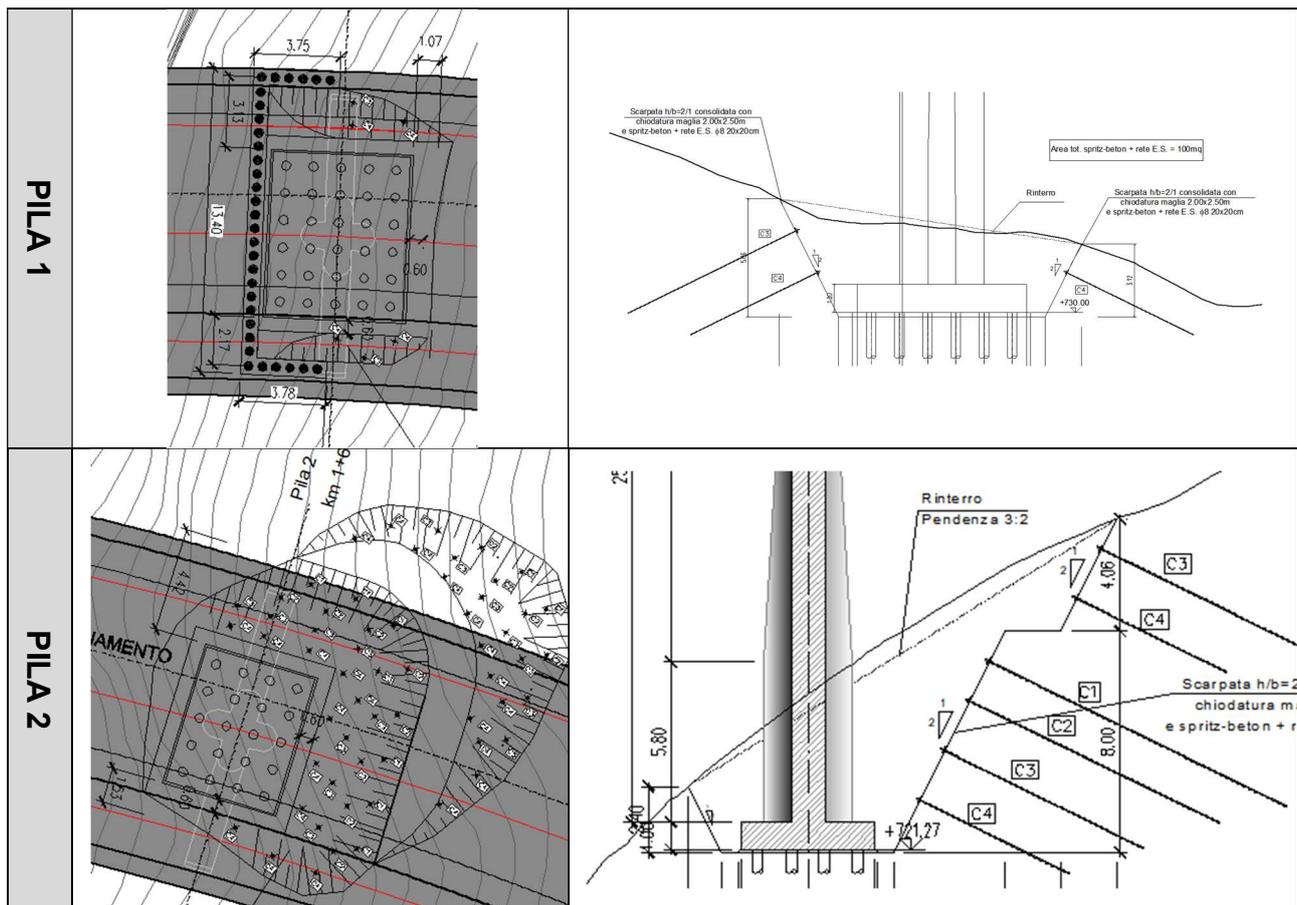


Figura 14 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

16 Opera di sostegno scavo pila 2

Per la realizzazione della pila 2 si prevede di effettuare uno scavo con parete inclinata secondo un angolo di 27° circa sulla verticale (H/B=2/1), consolidata attraverso spritz-beton armato con rete elettrosaldata e chiodatura passiva disposta con maglia regolare 2.0x2.5m. In figura 13 sono riportate le piante degli scavi.



L'intervento di chiodatura sarà realizzato attraverso barre tipo Dywidag con le seguenti caratteristiche, iniettati con malta per micropali Classe 20/25 messa in opera con il metodo di iniezione globale unica (IGU). L'inclinazione dei chiodi risulta sempre pari 27° circa sull'orizzontale e la loro lunghezza pari a 12.0m, 10.0m, 8.0m, 6.0m, rispettivamente per il primo, secondo, terzo e quarto ordine partendo dalla cima della riprofilatura.

In Figura 13 (Pila 2) è riportata la sezione per la quale è stata effettuata la verifica. La sezione di verifica presenta 6 ordini di chiodi per cui risulta essere la più critica dell'intera opera di sostegno dello scavo della pila.

	Barre Dywidag
Diametro nominale \varnothing (mm)	25
Tensione di snervamento $f_{0,2k}$ (MPa)	670
Tensione di rottura f_{tk} (MPa)	800
Sezione trasversale A (mm ²)	491
Carico di snervamento F_{yk} (kN)	329
Carico ultimo F_{tk} (kN)	393
Peso P (kg/ml)	3.85

Tabella 19: Caratteristiche barre di armatura per l'opera di chiodatura

Per la resistenza tangenziale (q_s) all'interfaccia fondazione-terreno si assume cautelativamente un valore $q_s = 100$ kPa, in quanto l'intervento interessa anche la parte alterata della formazione rocciosa.

Ai fini della valutazione della stabilità locale del profilo di scavo, si considerano le analisi di stabilità con il contributo dei chiodi.

16.1 *Analisi di stabilità*

Le analisi di stabilità della parete di scavo sono state condotte secondo quanto previsto nelle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) sia per la fase statica che per la fase sismica.

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo SLOPE/W della GEOSLOPE International Inc., applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, viene suddivisa in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale. Le ipotesi del metodo in questione sono:

- ✓ il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- ✓ la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").

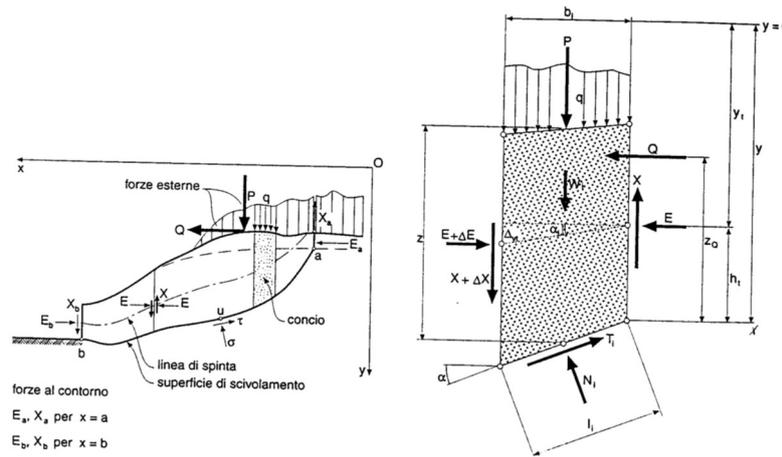


Figura 15 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- ✓ n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- ✓ $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- ✓ $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- ✓ n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- ✓ 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si abbiano $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le

altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a seconda del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

Secondo le NTC 2018, il livello di sicurezza di un versante è espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento:

$$F_s = \tau_s / \tau_m$$

dove τ_s è la resistenza al taglio disponibile, valutata con parametri caratteristici, e τ_m lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento sotto l'azione dei carichi. Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

Ai sensi del paragrafo 6.8.2 delle NTC2018 le analisi di stabilità vengono svolte secondo la combinazione di carico A2+M2+R2. In tali verifiche:

- i coefficienti moltiplicativi tipo A, incrementali delle azioni, si considerano unitari, ai sensi del paragrafo 7.11.1 (NTC2018);
- i coefficienti moltiplicativi tipo M, riduttivi delle resistenze, sono riportati nel capitolo 8;
- i coefficienti R2 definiti ai sensi della tabella 6.8.I delle NTC non sono considerati nell'analisi perché non si considera l'effetto dei tiranti.

In Tabella 17 sono riportati valori di calcolo dei parametri assunti per le analisi di stabilità svolte.

	γ	ϕ	c'_k
	(kN/m ³)	(deg)	(kPa)
Coltre superficiale	18	30	0
Roccia fratturata	26	30	44
Roccia integra	26	38	55

Tabella 20 Caratteristiche dei terreni per le verifiche di stabilità

Ai sensi delle NTC 2018 paragrafo 7.11.3.5.2, l'analisi può venire svolta con metodi pseudo statici. Per cui l'accelerazione massima attesa al sito è definita come:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

L'accelerazione così determinata definisce i coefficienti sismici orizzontale e verticale, k_h e k_v , mediante le relazioni, che si svolgono per il caso in essere:

$$k_h = \beta_s a_g/g S_S S_T = 0.24 * 0.143 * 1.2 * 1.08 = 0.0445$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.0222$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ($\beta_s=0.24$ da Tab. 7.11.I del DM18);

g = accelerazione di gravità.

Per la verifica allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica sono espresse a loro volta in funzione dei coefficienti sismici secondo la relazione:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove W rappresenta il volume di terreno potenzialmente instabile.

L'analisi di stabilità è eseguita applicando l'azione del sisma nelle direzioni sia orizzontale sia verticale.

16.2 Risultati dell'analisi di stabilità globale

Le pareti di scavo prevedono la seguente chiodatura:

	Lato sx
Prima fascia	
1° ordine	12 m
2° ordine	10 m
3° ordine	8 m
4° ordine	6 m
Seconda fascia	
3° ordine	8 m
4° ordine	6 m

Tabella 21: Disposizione chiodi sulla parete di scavo

È stata eseguita la verifica per la sezione più critica. I risultati, in termini di coefficiente di sicurezza minimo, sono riportati nella tabella seguente per le combinazioni di carico statiche e sismiche.

Come si osserva il coefficiente di sicurezza minimo per ogni analisi non è mai inferiore al valore di 1.1.

SLU Statica (A2+M2+R2)	1.42
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.27
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.28

Tabella 22: Fattori di sicurezza per la stabilità dello scavo

In tutte le verifiche svolte, per la superficie avente coefficiente di sicurezza minimo, il meccanismo di lavoro dei chiodi è quello di sfilamento. Secondo la gerarchia delle resistenze, infatti, la resistenza di pull out (sfilamento) massima ha come limite superiore quella di trazione della barra di armatura.

Per quanto detto, il profilo di scavo, consolidato dall'opera di chiodatura suddetta, può essere considerato ottemperante ai requisiti di norma.

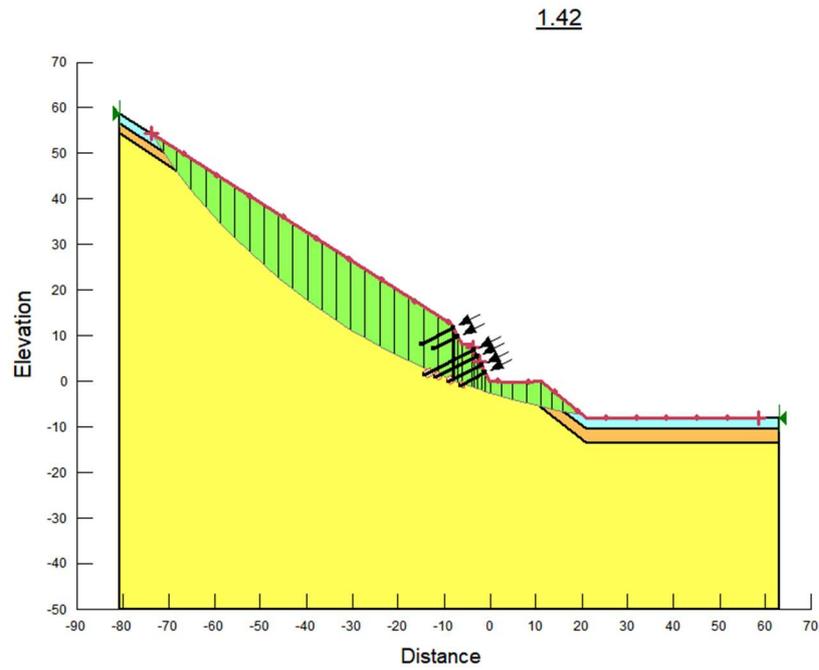


Figura 16: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

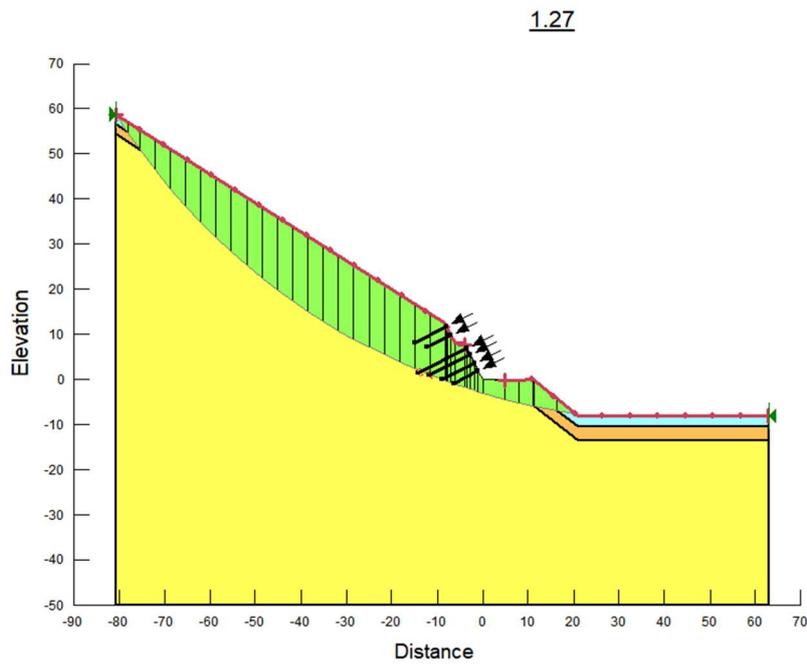


Figura 17: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

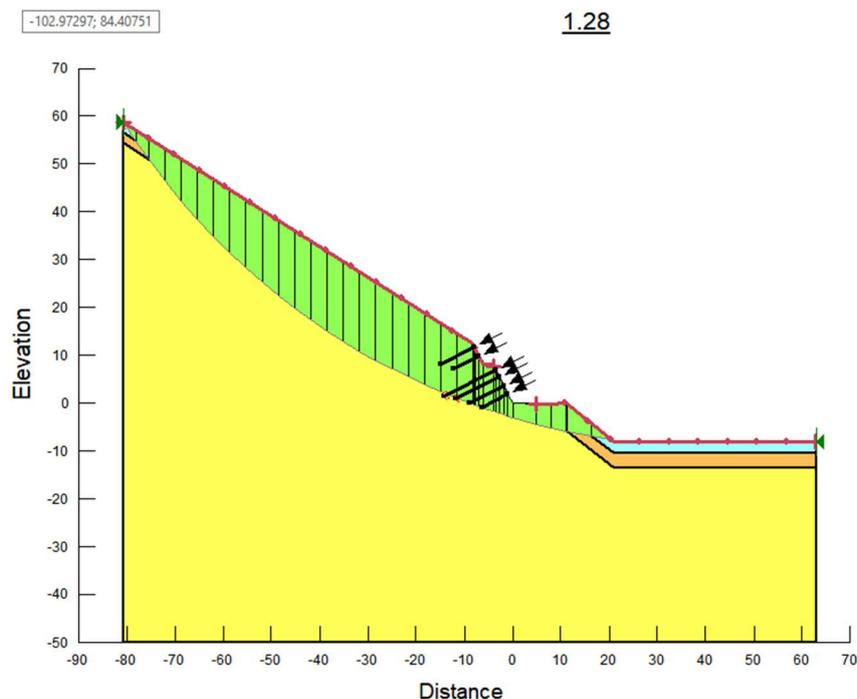


Figura 18: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

16.3 Risultati dell'analisi di stabilità locale

È stata eseguita la verifica per la sezione più critica. I risultati, in termini di coefficiente di sicurezza minimo, sono riportati nella tabella seguente per le combinazioni di carico statiche e sismiche.

Come si osserva il coefficiente di sicurezza minimo per ogni analisi non è mai inferiore al valore di 1.1.

SLU Statica (A2+M2+R2)	1.59
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.51
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.54

Tabella 23: Fattori di sicurezza per la stabilità locale dello scavo

In tutte le verifiche svolte, per la superficie avente coefficiente di sicurezza minimo, il meccanismo di lavoro dei chiodi è quello di sfilamento. Secondo la gerarchia delle resistenze, infatti, la resistenza di pull out (sfilamento) massima ha come limite superiore quella di trazione della barra di armatura.

Per quanto detto, il profilo di scavo, consolidato dall'opera di chiodatura suddetta, può essere considerato ottemperante ai requisiti di norma.

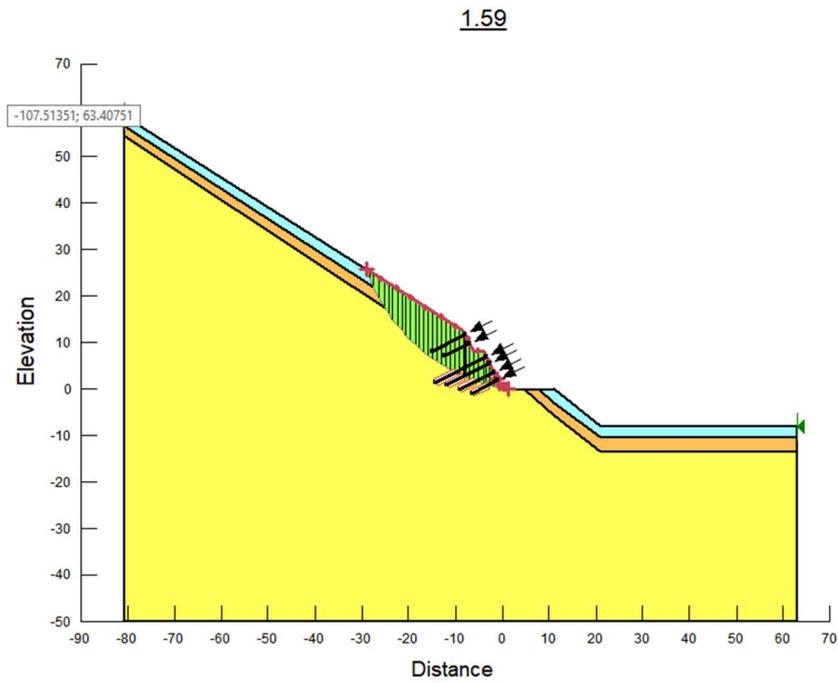


Figura 19: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

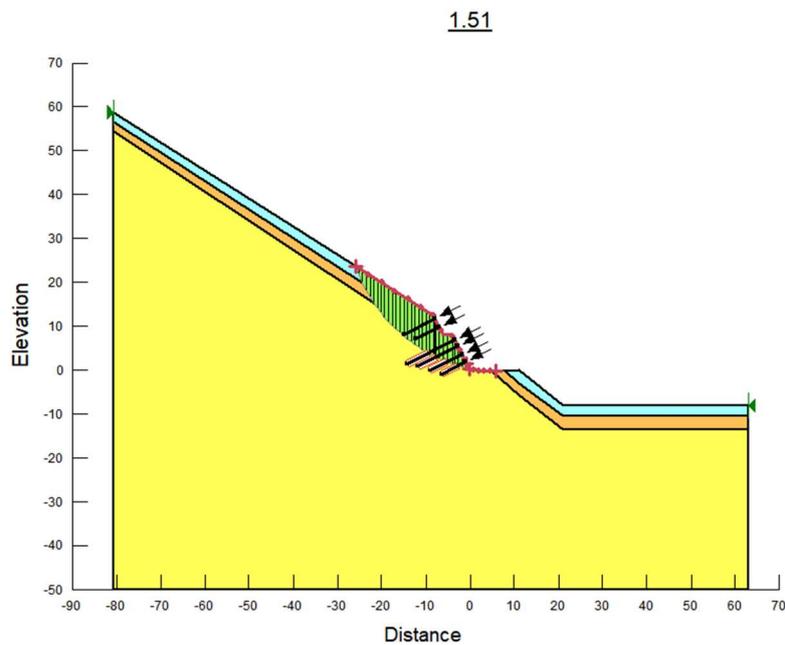


Figura 20: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

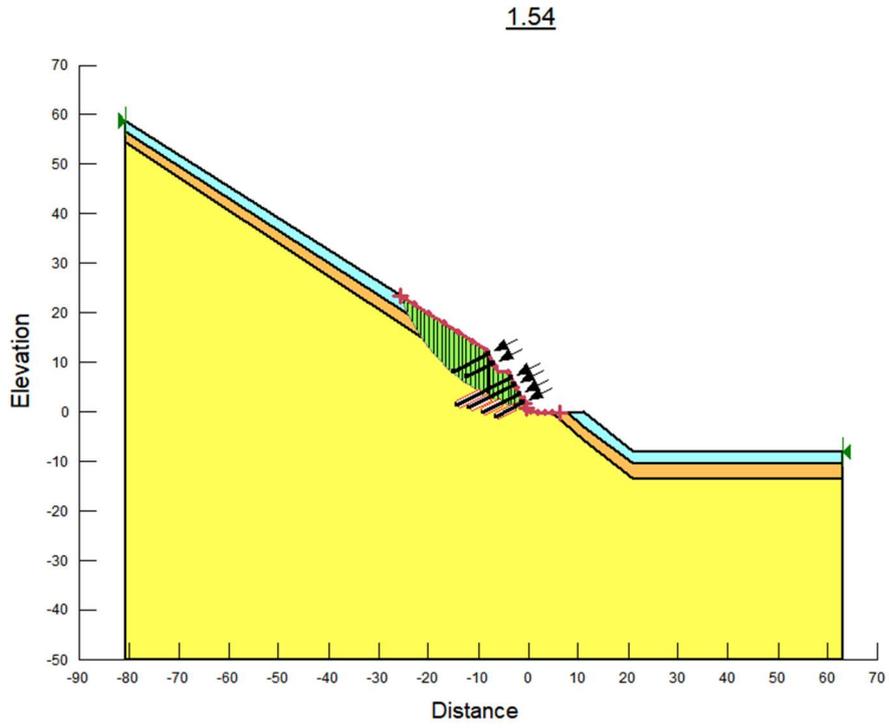


Figura 21: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

16.4 Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi

La resistenza a trazione fattorizzata, Factored Tensile Capacity (FTC), è data dalla resistenza a trazione della barra di armatura, diviso per un coefficiente di sicurezza RF (Reduction Factor) e l'interasse dei chiodi. Essendo il diametro della barra di armatura Ø25mm, la tensione caratteristica di snervamento delle barre tipo Dywidag di acciaio pari a 670 Mpa ed il diametro di perforazione pari a $D_{perf}=150\text{mm}$, si ha:

$$FTC = \frac{TC}{RF \cdot (\text{interasse chiodi})} = \frac{329 \text{ kN}}{1.5 \cdot 2.5\text{m}} = 87.7 \text{ kN}$$

La resistenza allo sfilamento fattorizzata, Factored Pull out Resistance (FPR), rappresenta la forza che può essere mobilitata per unità di lunghezza del chiodo, ed è pari a:

$$FPR = \frac{\tau_{sfil} \cdot (Sup_{laterale_al_metro})}{RRF \cdot (\text{intyrasse chiodi})} = \frac{100 \text{ kPa} \cdot (\pi \cdot D_{perf})}{1.5 \cdot 2\text{m}} = 12.57 \text{ kN/m}$$

Dove $RRF=1.5$ (Resistance Reduction Factor) rappresenta un coefficiente di sicurezza che tiene in conto gli effetti di danneggiamento durante l'installazione che possono ridurre la capacità del chiodo.

Da quanto sopra detto, considerando le due quantità sopra riportate si ottiene la lunghezza massima di ancoraggio del chiodo pari a $L_{fond_max}=FTC/FPR=6.98 \text{ m}$

La forza di sfilamento massima, Max Pull out Force (MPF), agente sul chiodo, non può superare la resistenza a trazione fattorizzata; pertanto la forza di sfilamento massima, Max Pull out Force risulta:

$$MPF = FPR \cdot L_{fond_max} = 87.7 \text{ kN}$$

Nella tabella seguente sono sintetizzati i valori ottenuti dall'analisi in termini di Pull out Force (forza di sfilamento) per ogni singolo chiodo nelle combinazioni A2+M2 e EQK+M2.

In tutti i casi, essendo $L_{fond_max} > L_{fond}$, il comportamento del chiodo è governato dall'attrito laterale. Inoltre le tensioni nell'acciaio di armatura risultano sempre verificate, in

quanto sono proprio queste che determinano la massima forza di sfilamento del chiodo sul terreno, come sopra riportato.

Superficie inferiore		1° ORDINE	2° ORDINE	3° ORDINE	4° ORDINE
Pullout Force (kN)	A2+M2	59	49	46	46
	EQK+M2 (+)	67	55	51	50
	EQK+M2 (-)	67	55	51	49
Required Length (m) Available length (m)	A2+M2	4.7	3.9	3.6	3.6
	EQK+M2 (+)	5.3	4.4	4.1	3.9
	EQK+M2 (-)	5.3	4.4	4.0	3.9

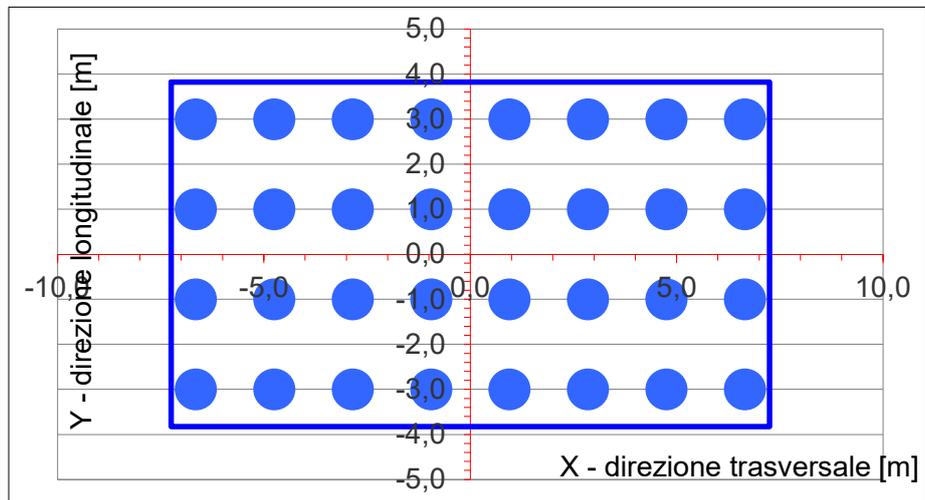
Factored Tensile Capacity (kN)	FTC	87.7
Factored Pull out Resistance (kN/m)	FPR	12.6
Lunghezza massima di ancoraggio (m)	L _{fond_MAX}	6.98

Con riferimento alla verifica di aderenza acciaio malta cementizia, considerando che la malta ha una resistenza caratteristica a compressione R_{ck} 25/30 (Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza pari a 2.69 MPa), il diametro della barra di armatura $\varnothing 25$ mm, la forza di sfilamento malta acciaio è pari a 211 kN per unità di lunghezza di armatura. Questo valore, considerando il massimo ammorsamento pari a 6.98 m nel terreno produce una forza massima di sfilamento acciaio-malta di 1475 kN nettamente superiore a 87.7 kN, massima forza di sfilamento malta-terreno. Pertanto, il criterio della gerarchia delle resistenze risulta in tal modo rispettato.

17 Allegato A

17.1 Spalla A

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



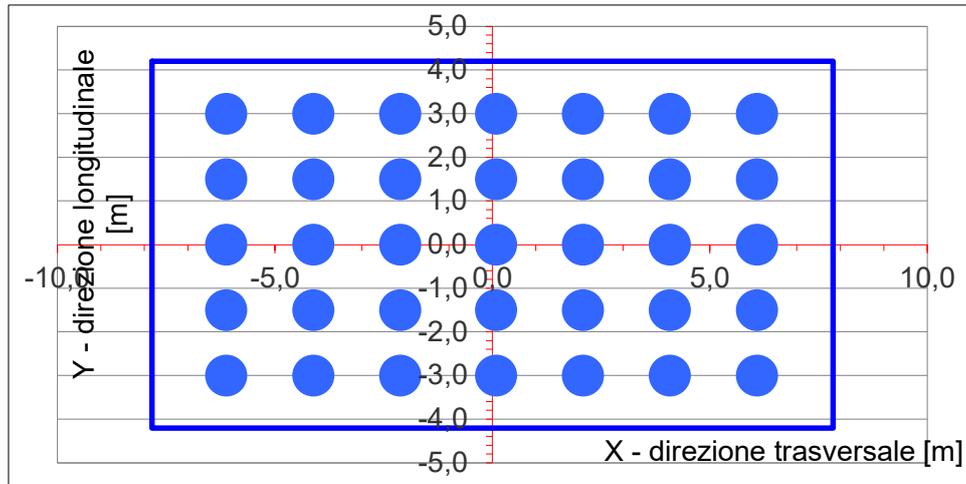
num.	X (trasm) m	Y (long) m
1	6.65	-3.00
2	6.65	-1.00
3	6.65	1.00
4	6.65	3.00
5	4.75	-3.00
6	4.75	-1.00
7	4.75	1.00
8	4.75	3.00
9	2.85	-3.00
10	2.85	-1.00
11	2.85	1.00
12	2.85	3.00
13	0.95	-3.00
14	0.95	-1.00
15	0.95	1.00
16	0.95	3.00
17	-0.95	-3.00
18	-0.95	-1.00
19	-0.95	1.00
20	-0.95	3.00
21	-2.85	-3.00
22	-2.85	-1.00
23	-2.85	1.00
24	-2.85	3.00
25	-4.75	-3.00
26	-4.75	-1.00
27	-4.75	1.00
28	-4.75	3.00
29	-6.65	-3.00
30	-6.65	-1.00
31	-6.65	1.00
32	-6.65	3.00

A1				SLE								perm
SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	SLE6	SLE5	SLE4	SLE3	SLE2	SLE1	perm		
445	587	421	430	417	325	330	436	312	320	358		
507	645	481	504	455	364	376	479	357	374	364		
569	704	541	577	493	402	423	522	401	428	369		
632	762	602	651	530	441	469	565	446	483	375		
472	574	455	461	413	347	350	426	338	342	363		
534	632	515	535	451	386	396	469	382	397	369		
597	691	576	608	488	424	443	512	427	451	374		
659	749	636	682	526	463	489	555	471	505	380		
499	561	489	492	408	369	370	416	363	365	368		
562	619	550	566	446	407	416	459	407	419	374		
624	678	610	639	484	446	463	502	452	474	380		
687	736	670	713	522	485	509	545	496	528	385		
527	548	524	523	404	391	390	406	388	388	373		
589	606	584	597	442	429	436	449	432	442	379		
652	665	644	670	479	468	483	492	477	496	385		
714	723	705	744	517	507	529	535	521	551	390		
554	535	558	554	399	412	410	396	413	410	378		
617	593	618	628	437	451	456	439	458	465	384		
679	652	679	701	475	490	503	482	502	519	390		
741	710	739	775	513	529	549	525	547	573	396		
582	522	592	585	395	434	430	386	438	433	383		
644	580	653	659	433	473	477	429	483	487	389		
706	639	713	732	471	512	523	472	527	542	395		
769	697	773	806	508	551	569	515	572	596	401		
609	509	627	616	391	456	450	376	464	456	388		
671	567	687	690	428	495	497	419	508	510	394		
734	626	748	763	466	534	543	462	552	564	400		
796	684	808	837	504	573	589	505	597	619	406		
636	496	661	647	386	478	470	366	489	478	393		
689	554	722	721	424	517	517	409	533	533	399		
761	612	782	794	462	556	563	452	578	587	405		
824	671	842	868	499	595	609	495	622	641	411		

SISMA													
0	0	trasv./(-)	trasv./(+)	Ionc./(-)	Ionc./(+)	SLU12	SLU11	SLU10	SLU9	SLU8	SLU7	SLU6	SLU5
0	0	278	306	223	203	425	318	324	446	304	312	562	437
0	0	314	337	309	300	466	361	376	494	354	373	613	490
0	0	350	369	395	398	508	404	428	542	404	435	664	542
0	0	385	400	480	495	550	448	479	590	454	496	715	595
0	0	291	318	230	218	419	343	347	434	333	338	557	467
0	0	326	349	315	315	461	386	399	482	382	399	608	520
0	0	362	381	401	413	503	429	450	530	432	460	658	572
0	0	397	412	487	510	545	472	502	579	482	522	709	625
0	0	303	330	236	233	414	368	370	422	361	364	551	497
0	0	338	362	322	330	456	411	421	470	411	425	602	550
0	0	374	393	408	428	497	454	473	519	461	486	653	602
0	0	409	424	493	525	539	497	525	567	511	547	704	654
0	0	315	342	243	248	408	393	393	410	390	389	545	527
0	0	351	374	329	345	450	436	444	459	440	451	596	580
0	0	386	405	414	443	492	479	496	507	490	512	647	632
0	0	422	436	500	540	534	522	547	555	540	573	698	684
0	0	327	355	249	263	403	418	415	399	418	415	540	557
0	0	363	386	335	360	445	461	467	447	468	476	591	610
0	0	388	417	421	458	487	504	518	495	518	538	642	662
0	0	434	449	506	555	528	547	570	543	568	599	692	714
0	0	339	367	256	277	397	443	438	387	447	441	534	587
0	0	375	398	342	375	439	486	490	435	497	502	585	640
0	0	410	429	427	472	481	529	541	483	547	563	636	692
0	0	446	461	513	570	523	572	593	532	597	625	687	744
0	0	352	379	262	292	392	467	461	375	476	467	528	617
0	0	387	410	348	390	434	511	512	423	526	528	579	669
0	0	423	442	434	487	476	554	564	472	576	589	630	722
0	0	458	473	519	585	518	597	615	520	626	651	681	774
0	0	364	391	269	307	387	492	483	363	504	492	523	647
0	0	399	423	355	405	428	535	535	412	554	554	574	699
0	0	435	454	440	502	470	578	587	460	604	615	625	752
0	0	470	485	526	600	512	622	638	508	654	676	676	804

17.2 Spalla B

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



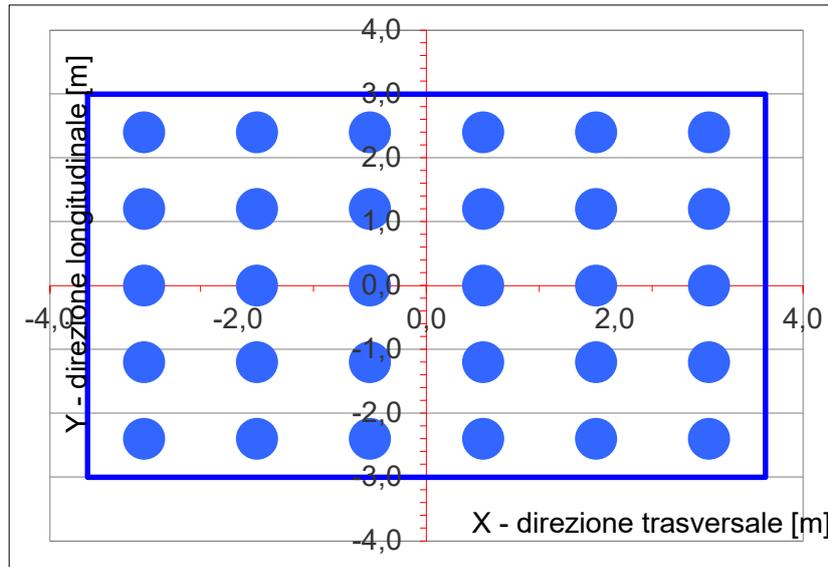
num.	X (trasm) m	Y (long) m
1	6.09	-3.00
2	6.09	-1.50
3	6.09	0.00
4	6.09	1.50
5	6.09	3.00
6	4.09	-3.00
7	4.09	-1.50
8	4.09	0.00
9	4.09	1.50
10	4.09	3.00
11	2.09	-3.00
12	2.09	-1.50
13	2.09	0.00
14	2.09	1.50
15	2.09	3.00
16	0.09	-3.00
17	0.09	-1.50
18	0.09	0.00
19	0.09	1.50
20	0.09	3.00
21	-2.11	-3.00
22	-2.11	-1.50
23	-2.11	0.00
24	-2.11	1.50
25	-2.11	3.00
26	-4.11	-3.00
27	-4.11	-1.50
28	-4.11	0.00
29	-4.11	1.50
30	-4.11	3.00
31	-6.11	-3.00
32	-6.11	-1.50
33	-6.11	0.00
34	-6.11	1.50
35	-6.11	3.00

A1					SLE										perm					
SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	SLE6	SLE5	SLE4	SLE3	SLE2	SLE1										
391	396	536	378	384	374	286	290	394	277	281	1	Palo	339							
618	630	768	611	628	542	455	465	566	450	463	2	Palo	456							
844	865	999	844	871	711	624	640	739	623	644	3	Palo	572							
1071	1100	1231	1076	1115	879	793	815	911	797	826	4	Palo	669							
1297	1335	1463	1309	1359	1047	962	990	1084	970	1007	5	Palo	806							
351	353	447	341	343	316	257	258	329	250	252	6	Palo	306							
577	587	679	574	587	485	426	434	501	423	433	7	Palo	423							
804	822	911	806	831	653	595	609	674	597	615	8	Palo	540							
1030	1057	1142	1039	1074	821	764	784	846	770	796	9	Palo	657							
1257	1291	1374	1272	1318	989	933	959	1019	944	978	10	Palo	773							
310	309	358	304	303	258	228	227	264	223	223	11	Palo	274							
537	544	590	537	546	427	397	402	436	397	404	12	Palo	390							
763	779	822	769	790	595	566	577	609	570	586	13	Palo	507							
990	1014	1053	1002	1034	763	735	753	781	744	767	14	Palo	624							
1216	1248	1285	1235	1277	932	904	928	954	917	949	15	Palo	741							
270	266	270	267	262	201	199	196	199	197	193	16	Palo	241							
496	501	501	500	506	369	368	371	371	370	375	17	Palo	358							
723	736	733	732	749	537	537	546	544	544	556	18	Palo	475							
949	970	964	965	993	706	706	721	717	717	738	19	Palo	591							
1176	1205	1196	1198	1237	874	875	897	889	890	919	20	Palo	708							
225	219	172	226	217	137	167	162	128	168	161	21	Palo	205							
452	453	403	459	461	305	336	337	300	341	343	22	Palo	322							
678	688	635	692	704	474	505	512	473	514	524	23	Palo	439							
905	923	866	924	948	642	674	687	645	688	706	24	Palo	555							
1131	1158	1098	1157	1192	810	843	862	818	861	887	25	Palo	672							
185	175	83	189	176	79	138	131	63	141	132	26	Palo	173							
411	410	314	422	420	248	307	306	235	315	313	27	Palo	289							
638	645	546	654	664	416	476	481	408	488	495	28	Palo	406							
864	880	778	887	907	584	645	656	580	661	676	29	Palo	523							
1091	1114	1009	1120	1151	752	814	831	753	835	858	30	Palo	640							
144	132	-6	152	136	21	109	100	-2	115	103	31	Palo	140							
371	367	225	385	379	190	278	275	170	288	284	32	Palo	257							
597	602	457	617	623	358	447	450	343	461	465	33	Palo	374							
824	836	689	850	867	526	616	625	515	635	647	34	Palo	490							
1051	1071	920	1083	1110	695	785	800	688	808	828	35	Palo	607							

SISMA													
	0	0	trasy (-)	trasy (+)	long (-)	long (+)	SLU12	SLU11	SLU10	SLU9	SLU8	SLU7	SLU6
KN	0	0	202	222	79	-22	384	282	286	406	271	276	510
KN	0	0	363	386	316	251	559	459	470	587	453	467	735
KN	0	0	524	550	554	523	735	635	653	767	635	658	961
KN	0	0	686	715	791	796	910	812	836	948	816	849	1187
KN	0	0	847	879	1029	1069	1086	988	1020	1129	998	1040	1412
KN	0	0	181	201	48	-32	321	253	254	335	244	246	431
KN	0	0	342	365	286	240	496	429	437	516	426	437	656
KN	0	0	503	529	523	513	672	605	621	696	608	628	882
KN	0	0	665	694	761	786	847	782	804	877	789	819	1107
KN	0	0	826	858	998	1059	1023	958	987	1058	971	1010	1333
KN	0	0	160	180	18	-43	258	223	222	264	217	216	351
KN	0	0	321	344	255	230	433	399	405	444	399	407	577
KN	0	0	483	509	493	503	609	575	589	625	581	598	802
KN	0	0	644	673	730	776	784	752	772	806	762	789	1028
KN	0	0	805	837	968	1049	960	928	955	986	944	980	1254
KN	0	0	139	159	-13	-53	194	193	190	192	190	186	272
KN	0	0	300	323	225	220	370	369	373	373	372	377	497
KN	0	0	462	488	462	493	546	545	556	554	554	568	723
KN	0	0	623	652	700	766	721	722	740	735	735	759	949
KN	0	0	784	816	937	1039	897	898	923	915	917	950	1174
KN	0	0	116	136	-47	-64	125	160	154	114	160	153	185
KN	0	0	277	300	191	209	301	336	337	295	342	344	410
KN	0	0	438	464	428	482	476	513	521	476	524	535	636
KN	0	0	600	629	666	755	652	689	704	656	705	726	862
KN	0	0	761	793	903	1027	828	865	887	837	887	917	1087
KN	0	0	95	115	-77	-74	62	130	122	43	133	123	105
KN	0	0	256	279	160	199	238	306	305	224	315	314	331
KN	0	0	417	443	398	471	413	483	488	404	497	505	557
KN	0	0	579	608	635	744	589	659	672	585	678	696	782
KN	0	0	740	772	873	1017	764	835	855	766	860	887	1008
KN	0	0	74	94	-108	-85	-1	100	90	-28	106	92	26
KN	0	0	235	258	130	188	175	276	273	152	288	283	252
KN	0	0	397	423	367	461	350	453	456	333	470	474	477
KN	0	0	558	587	605	734	526	629	640	514	651	665	703
KN	0	0	719	751	842	1007	701	805	823	695	833	856	929

17.3 Plinto Pila 1

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



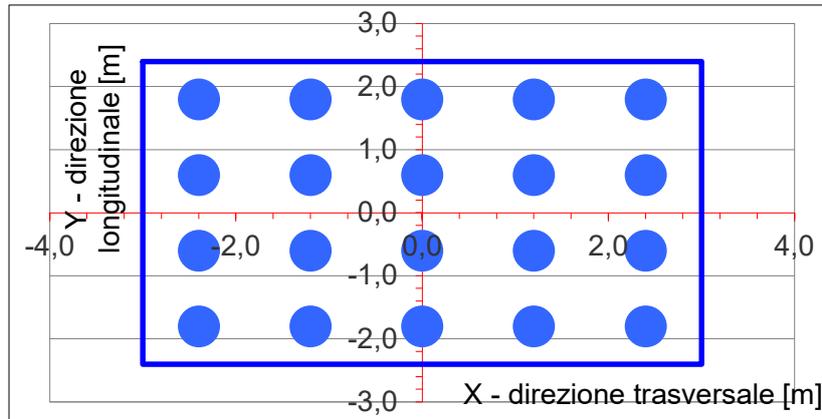
num.	X (trasv) m	Y (long) m
1	-3.00	-2.40
2	-3.00	-1.20
3	-3.00	0.00
4	-3.00	1.20
5	-3.00	2.40
6	-1.80	-2.40
7	-1.80	-1.20
8	-1.80	0.00
9	-1.80	1.20
10	-1.80	2.40
11	-0.60	-2.40
12	-0.60	-1.20
13	-0.60	0.00
14	-0.60	1.20
15	-0.60	2.40
16	0.60	-2.40
17	0.60	-1.20
18	0.60	0.00
19	0.60	1.20
20	0.60	2.40
21	1.80	-2.40
22	1.80	-1.20
23	1.80	0.00
24	1.80	1.20
25	1.80	2.40
26	3.00	-2.40
27	3.00	-1.20
28	3.00	0.00
29	3.00	1.20
30	3.00	2.40

A1												
SLU12	SLU11	SLU10	SLU9	SLU8	SLU7	SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	
0	0	208	534	937	-351	937	-351	709	134	258	227	1
0	0	252	641	763	-26	763	-26	804	189	314	282	2
0	0	295	748	589	298	589	298	898	245	370	337	3
0	0	339	854	415	622	415	622	992	300	427	393	4
0	0	383	961	242	947	242	947	1086	355	483	448	5
0	0	256	428	894	-271	894	-271	556	310	270	381	6
0	0	300	535	720	53	720	53	650	366	327	436	7
0	0	344	641	547	378	547	378	744	421	383	492	8
0	0	387	748	373	702	373	702	838	476	439	547	9
0	0	431	855	199	1026	199	1026	932	532	495	602	10
0	0	305	322	851	-191	851	-191	402	486	283	535	11
0	0	348	428	678	133	678	133	496	542	339	590	12
0	0	392	535	504	457	504	457	590	597	395	646	13
0	0	436	642	330	782	330	782	684	653	452	701	14
0	0	479	749	156	1106	156	1106	779	708	508	757	15
0	0	353	216	809	-112	809	-112	248	663	295	689	16
0	0	397	322	635	213	635	213	342	718	352	745	17
0	0	440	429	461	537	461	537	436	773	408	800	18
0	0	484	536	288	861	288	861	531	829	464	855	19
0	0	527	643	114	1185	114	1185	625	884	520	911	20
0	0	401	109	766	-32	766	-32	94	839	308	843	21
0	0	445	216	593	292	593	292	188	894	364	899	22
0	0	488	323	419	617	419	617	283	950	420	954	23
0	0	532	430	245	941	245	941	377	1005	477	1010	24
0	0	576	537	71	1265	71	1265	471	1060	533	1065	25
0	0	449	3	724	48	724	48	-60	1015	320	998	26
0	0	493	110	550	372	550	372	35	1071	377	1053	27
0	0	537	217	376	696	376	696	129	1126	433	1108	28
0	0	580	324	203	1020	203	1020	223	1181	489	1164	29
0	0	624	431	29	1345	29	1345	317	1237	545	1219	30

SISMA						
	vert (-)	vert (+)	trasy (-)	trasy (+)	long (-)	long (+)
kN	954	-83	812	38	607	242
kN	727	132	727	110	532	306
kN	499	347	643	183	456	369
kN	272	563	558	255	380	433
kN	45	778	474	328	305	497
kN	913	-53	713	138	571	280
kN	686	163	629	210	496	343
kN	459	378	545	283	420	407
kN	231	593	460	355	345	471
kN	4	809	376	428	269	534
kN	872	-22	615	238	536	317
kN	645	194	531	310	460	381
kN	418	409	446	383	384	445
kN	191	624	362	455	309	508
kN	-36	840	278	528	233	572
kN	831	9	517	338	500	355
kN	604	225	433	410	424	418
kN	377	440	348	483	349	482
kN	150	655	264	555	273	546
kN	-77	871	179	628	198	610
kN	791	40	419	437	464	392
kN	564	255	334	510	389	456
kN	336	471	250	583	313	520
kN	109	686	166	655	237	583
kN	-118	901	81	728	162	647
kN	750	71	321	537	428	430
kN	523	286	236	610	353	493
kN	296	502	152	683	277	557
kN	69	717	67	755	202	621
kN	-159	932	-17	828	126	685

17.4 Plinto Pila 2

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



num.	X (trasv) m	Y (long) m
1	-2.40	-1.80
2	-2.40	-0.60
3	-2.40	0.60
4	-2.40	1.80
5	-1.20	-1.80
6	-1.20	-0.60
7	-1.20	0.60
8	-1.20	1.80
9	0.00	-1.80
10	0.00	-0.60
11	0.00	0.60
12	0.00	1.80
13	1.20	-1.80
14	1.20	-0.60
15	1.20	0.60
16	1.20	1.80
17	2.40	-1.80
18	2.40	-0.60
19	2.40	0.60
20	2.40	1.80

A1											
SLU12	SLU11	SLU10	SLU9	SLU8	SLU7	SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1
0	0	1796	538	1504	909	1504	909	1796	463	924	790
0	0	1564	318	1269	720	1269	720	1564	242	701	570
0	0	1333	97	1034	532	1034	532	1333	21	479	349
0	0	1101	-124	800	343	800	343	1101	-200	256	128
0	0	1433	934	1289	1095	1289	1095	1433	869	929	1102
0	0	1201	713	1054	906	1054	906	1201	649	706	881
0	0	969	492	819	718	819	718	969	428	484	660
0	0	738	271	585	529	585	529	738	207	261	439
0	0	1069	1329	1074	1281	1074	1281	1069	1276	934	1413
0	0	838	1108	839	1092	839	1092	838	1055	712	1192
0	0	606	887	604	903	604	903	606	834	489	971
0	0	374	667	370	715	370	715	374	614	266	750
0	0	706	1725	859	1467	859	1467	706	1683	939	1724
0	0	474	1504	624	1278	624	1278	474	1462	717	1503
0	0	243	1283	389	1089	389	1089	243	1241	494	1282
0	0	11	1062	155	901	155	901	11	1020	271	1061
0	0	343	2120	644	1653	644	1653	343	2090	945	2035
0	0	111	1899	409	1464	409	1464	111	1869	722	1814
0	0	-121	1678	174	1275	174	1275	-121	1648	499	1593
0	0	-353	1457	-60	1086	-60	1086	-353	1427	277	1372

SISMA						
	vert (-)	vert (+)	trasy (-)	trasy (+)	long (-)	long (+)
kN	1185	23	1067	105	792	380
kN	904	346	978	236	715	499
kN	622	669	888	367	638	617
kN	341	992	798	499	561	736
kN	1099	88	897	279	723	452
kN	818	411	807	410	646	571
kN	536	734	717	541	569	690
kN	255	1057	627	673	492	808
kN	1013	153	726	453	654	525
kN	732	476	636	584	577	643
kN	451	799	546	715	500	762
kN	169	1122	456	847	423	880
kN	928	218	555	627	585	597
kN	646	541	465	758	508	715
kN	365	864	375	889	431	834
kN	84	1187	285	1021	354	952
kN	842	283	384	801	516	669
kN	561	606	294	932	439	788
kN	279	929	204	1063	362	906
kN	-2	1252	114	1195	284	1025

18 Allegato E: verifica paratia provvisoria – Sezione I

18.1 Sollecitazioni agenti sui pali

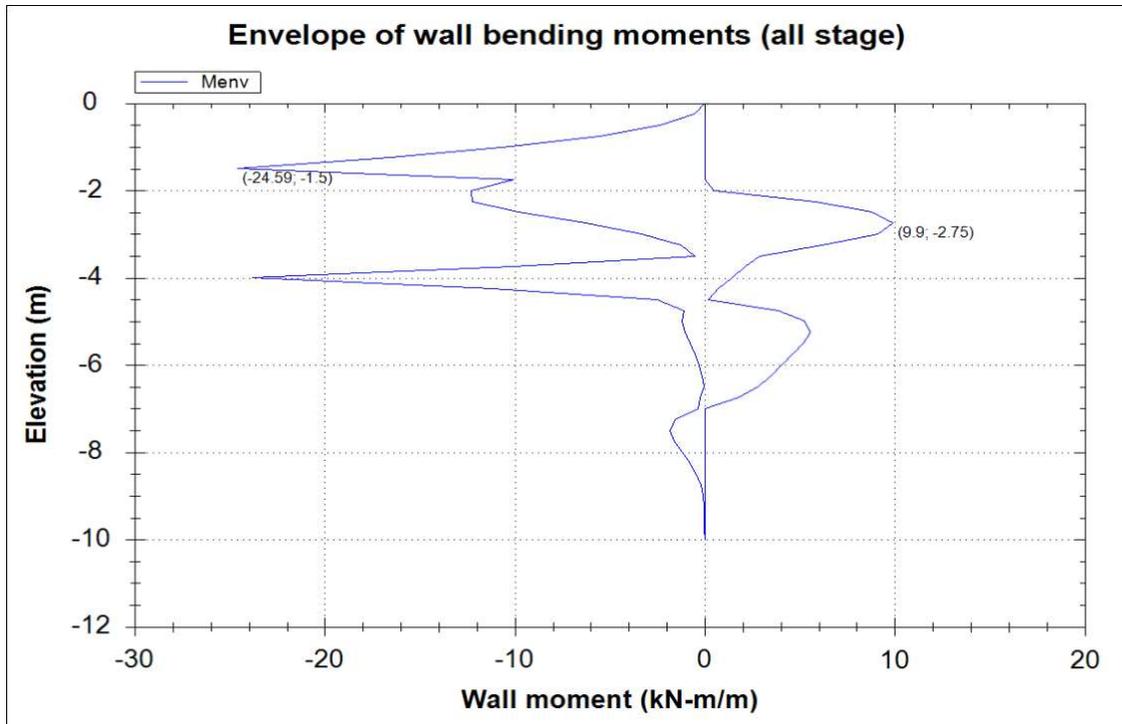


Figura 22: Diagramma dei momenti flettenti (A1+M1+R1)

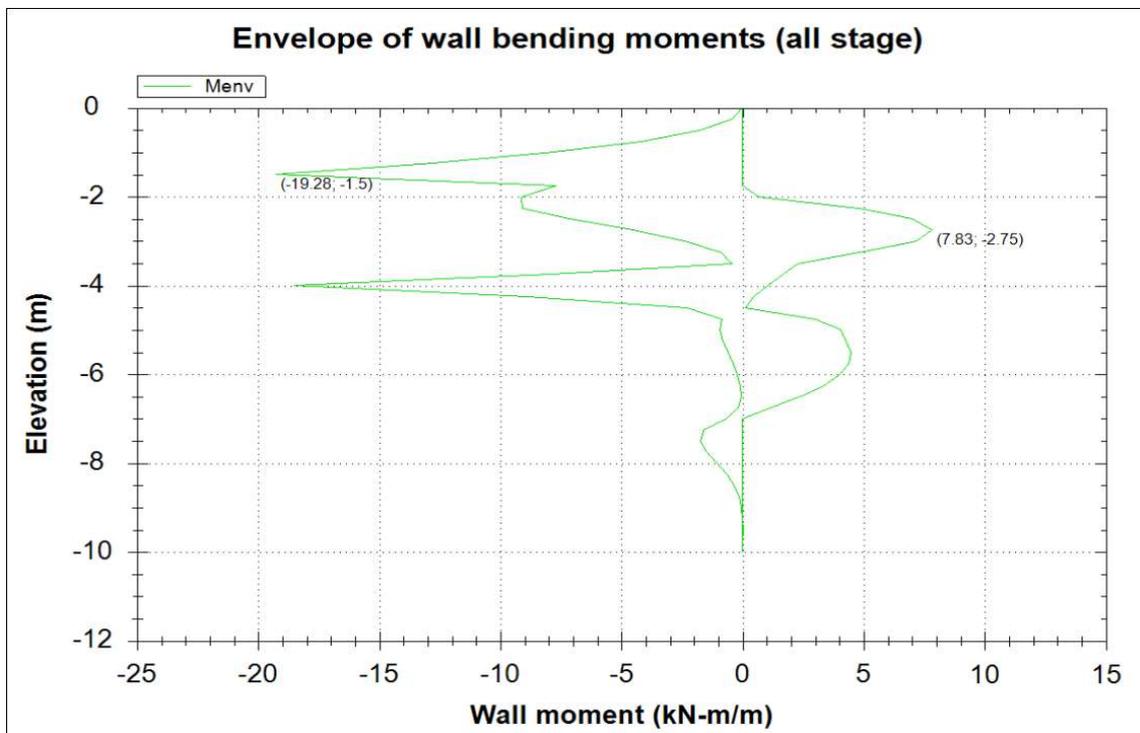


Figura 23: Diagramma dei momenti flettenti (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	M [kNm/m]	i_{pali} [m]	M_{palo} [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	24.6	0.6	14.8
SLV (EQK+M1+R1)	19.3	0.6	11.6

Tabella 24: Valori dei momenti flettenti sulla paratia

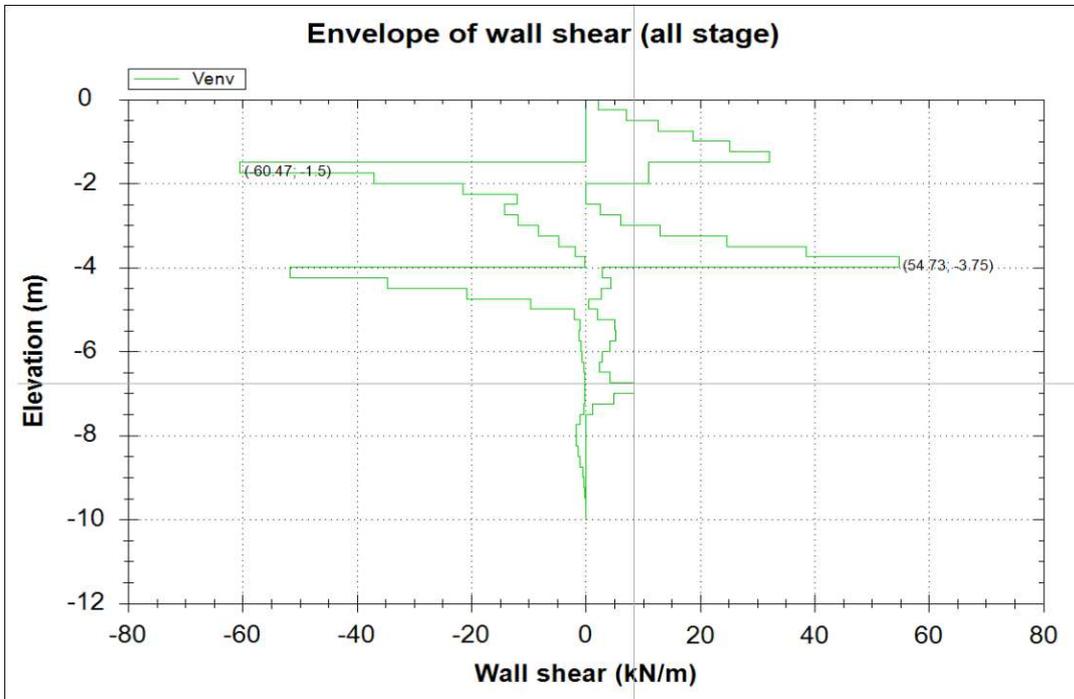


Figura 24: Diagramma del taglio (A1+M1+R1)

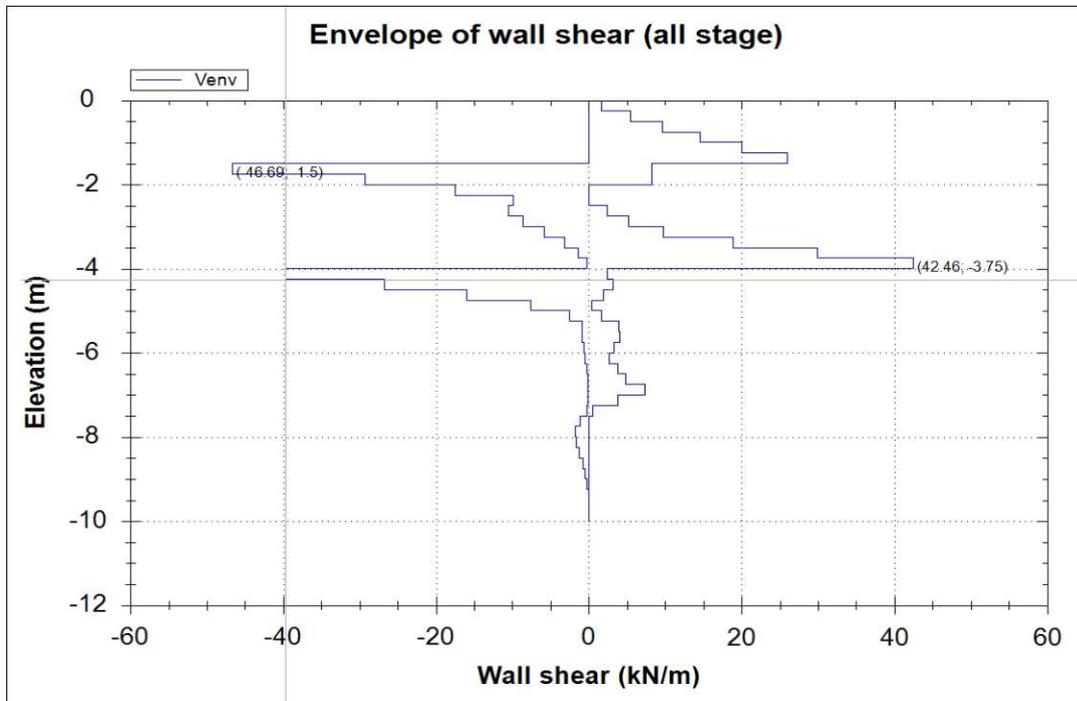


Figura 25: Diagramma del taglio (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	T [kN/m]	i_{pali} [m]	Tpalo [kN]
SLU (A1+M1+R1)	60.5	0.6	36.3
SLV (EQK+M1+R1)	46.7	0.6	28.0

Tabella 25: Valori del taglio sulla paratia

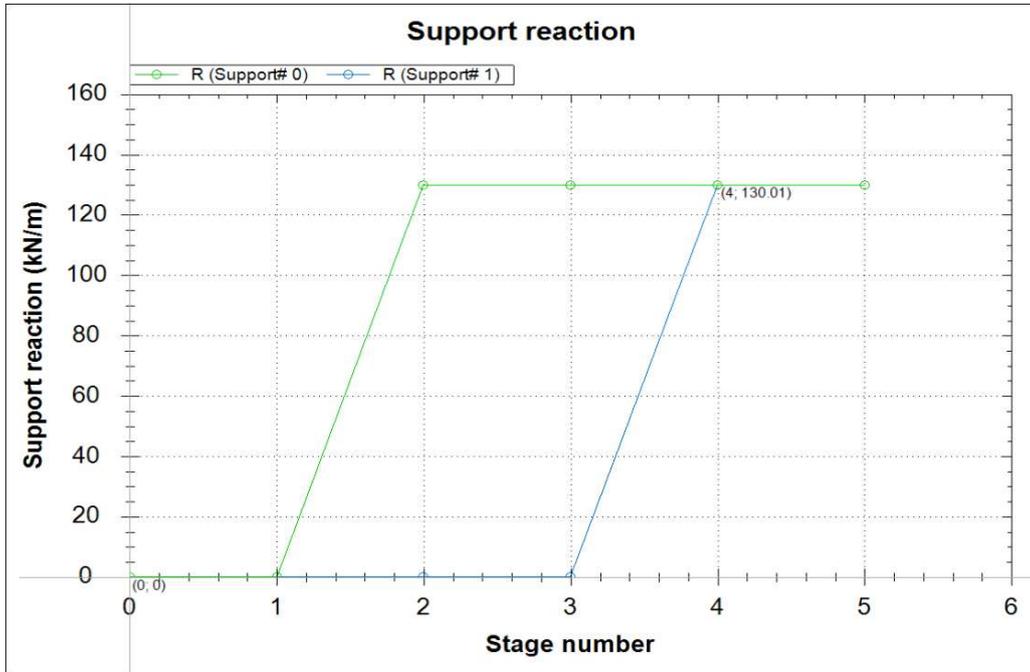


Figura 26: Reazioni tiranti (A1+M1+R1)

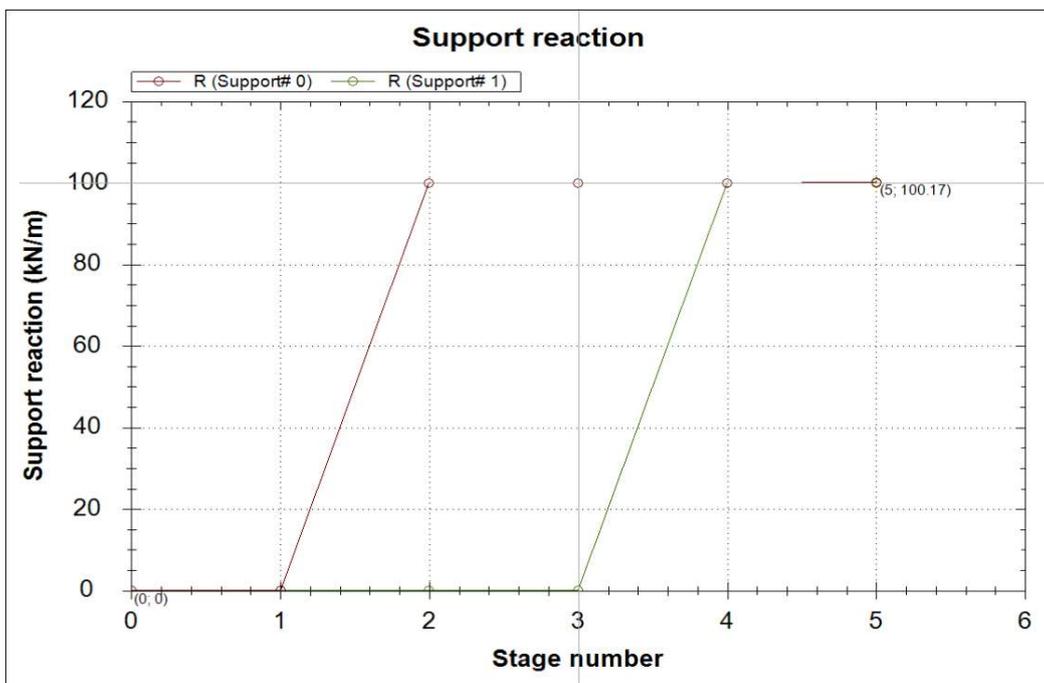


Figura 27: Reazioni tiranti (EQK+M1+R1)

18.2 Verifica strutturale dei pali

L'armatura longitudinale è costituita da un tubo in acciaio ϕ 273 e spessore 7.1 mm.

Si riporta la verifica allo SLU/SLV.

Diametro esterno nominale	D	273.00	[mm]
Spessore nominale	t	7.10	[mm]
Diametro interno nominale	d	258.80	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
Area della sezione trasversale	A	59.3	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	5245	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.40	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{e,yy}	384	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	502	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	10491	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	769	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE			
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	275	[MPa]
Coefficiente ϵ	ϵ	0.92	[-]
<u>Classificazione</u>			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	7.10	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	38.45	[-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO			
V _{Ed}	61	[kN]	
A _V	37.8	[cm ²]	Area a taglio
γ_{MO}	1.05		
V _{c,Rd}	571	[kN]	Resistenza a taglio del tubo
nessuna riduzione delle tensione di snervamento per la verifica a flessione			
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00$		f _{y,red}	275 [MPa] Valore di ρ FS 9.44

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE			
M _{Ed}	25	[kNm]	
M _{c,Rd}	132	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 5.35

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE			
N _{Ed}	0	[kN]	
N _{c,Rd}	1553	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS #DIV/0!

VERIFICHE TENSIONALI - SLU			
V _{SLU}	61	[kN]	τ 16 [MPa]
M _{SLU}	25	[kNm]	σ_M 64 [MPa]
N _{SLU}	0	[kN]	σ_N 0 [MPa]
			σ_{TOT} 70 [MPa] ok

18.3 Verifica degli spostamenti orizzontali

Allo SLE, analizzando tutte le fasi di calcolo, si individuano deformazioni massime lungo lo sviluppo della paratia che risultano inferiori al mm.

Nelle figure che seguono si mostrano i diagrammi degli spostamenti orizzontali. Tali spostamenti risultano compatibili con l'opera.

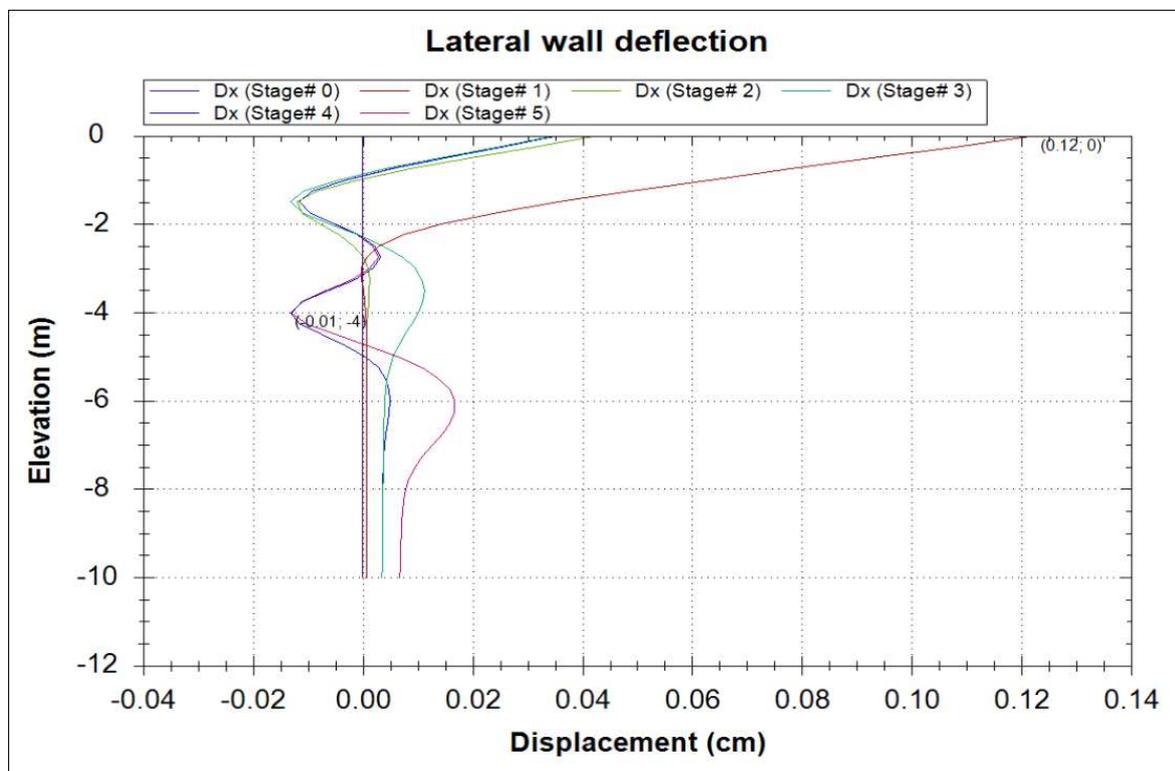


Figura 28: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)

19 Quadro sinottico di ottemperanza alle NTC2018

Nel presente paragrafo si riporta il quadro sinottico, in Tabella 26, fra i requisiti della NTC2018 per i viadotti (terza colonna) e i rispettivi paragrafi della presente relazione in cui sono soddisfatti (seconda colonna).

Oggetto	Paragrafo del presente elaborato	Paragrafo NTC2018
Materiali utilizzati	4	4.1.2.1 4.2.1
Contesto geologico	6	6.2.1
Modello geotecnico	7	6.2.2
Analisi dei carichi	8	6.5.2 3.2 7.11.6
Criteri di calcolo	9	6.4.3.1 6.2.4.1 7.11.6.3.1
Spalla A	10	
Spalla B	11	
Plinto pila 1	12	6.4.3.1
Plinto pila 2	13	4.1.2.3
Manufatto di raccordo	14	
Paratia provvisoria spalla A – Inquadramento e caratteristiche della paratia provvisoria	15.1	6.5.1 4.2.4
Paratia provvisoria spalla A – Analisi dei carichi	15.2	6.5.2
Paratia provvisoria spalla A – Modello geometrico	15.3 15.4	6.6.1
Paratia provvisoria spalla A – Verifiche della paratia provvisoria	15.6	4.1.2.3 7.11.6.4

Oggetto	Paragrafo del presente elaborato	Paragrafo NTC2018
		6.6.2 6.2.4.1 7.2.2 4.3.3 4.2.4
Paratia provvisoria spalla A – Analisi di stabilità del pendio	15.7	6.3 6.8 7.1.3.5.2
Opera di sostegno scavo pila 2	16	6.5.3.1.2 6.3.4 6.8 7.11.1 7.11.3.5.2 6.3.5 6.6.2 4.1.6.1.4
Allegato A	17	2.5.3
Sollecitazioni agenti sui pali	18.1	6.5.2 2.5.3
Verifica strutturale dei pali	18.2	4.2.3 4.2.4 6.5.3.1.2
Verifica degli spostamenti orizzontali	18.3	6.5.3.2

Tabella 26: Quadro sinottico di ottemperanza alle Norme Tecniche Vigenti.

I requisiti di norma, relativi al monitoraggio di cui § 6.2.6 delle NTC2018, sono soddisfatti in progetto nel capitolo dedicato dell'Elenco Elaborati, oltre che negli elaborati grafici, cui si rimanda.