

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. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n. 3594

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

Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotto VI03

Relazione Geotecnica e di Calcolo delle Sottofondazioni

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA:	
PROGETTO	LIV. PROC.	N. PROG.	T00VI03GETRE01A				
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB.	T00VI03GETRE01	A	-	
C							
B							
A	EMISSIONE		Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga	Ing. A. Micheli	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE
SOTTOFONDAZIONI:
Viadotto V03**

Sommario

1	<i>Premessa</i>	4
2	<i>Normative</i>	6
3	<i>Bibliografia</i>	7
3	<i>Materiali utilizzati</i>	9
4	<i>Scelte Progettuali</i>	11
5	<i>Contesto geologico</i>	11
6	<i>Modello geotecnico</i>	12
7	<i>Analisi carichi</i>	13
8	<i>Criteri di calcolo</i>	15
8.1	Fondazioni su pali	17
8.1.1	Verifica dei pali alle forze verticali.....	17
8.1.2	Verifica dei pali alle forze orizzontali.....	20
8.1.3	. Sollecitazioni pali.....	21
9	<i>Spalla A</i>	22
9.1	Verifica capacità portante palo	23
9.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	25
10	<i>Spalla B</i>	27
10.1	Verifica capacità portante palo	28
10.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	30
11	<i>Plinto pila 1</i>	32
11.1	Verifica capacità portante palo	33
11.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	35
12	<i>Plinto pila 2</i>	37
12.1	Verifica capacità portante palo	38
12.2	Verifiche strutturali SLU e SLV palo	40
13	<i>Paratia provvisoriale spalla A</i>	42
13.1	Modellazione numerica della paratia provvisoriale	42
13.2	Analisi dei carichi	45
13.2.1	Carichi permanenti.....	45
13.2.2	Azione sismica.....	45
13.3	Modello geometrico della paratia provvisoriale	46
13.4	Tiranti d'ancoraggio	46

13.5	Parametri di calcolo	47
13.6	Verifiche della paratia provvisoria	48
13.6.1	Verifiche strutturali della paratia	48
13.6.2	Verifica dei tiranti.....	48
13.6.3	Verifica della trave di ripartizione.....	52
13.7	Analisi di stabilità del pendio	54
13.7.1	Analisi di stabilità globale	58
14	<i>Opera di sostegno scavo pila 2.....</i>	62
14.1	Analisi di stabilità.....	64
14.2	Risultati dell'analisi di stabilità globale.....	68
14.3	Risultati dell'analisi di stabilità locale	70
14.4	Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi.....	73
15	<i>Allegato A.....</i>	75
15.1	Spalla A	75
15.2	Spalla B	78
15.3	Plinto Pila 1	81
15.4	Plinto Pila 2	84
16	<i>Allegato E: verifica paratia provvisoria – Sezione I.....</i>	87
16.1	Sollecitazioni agenti sui pali.....	87
16.2	Verifica strutturale dei pali.....	90
16.3	Verifica degli spostamenti orizzontali	92

1 Premessa

In questa Relazione vengono esposti i criteri di calcolo e di verifica geotecnica, con i relativi risultati, delle fondazioni del viadotto V03 (Pr. Pk 1+377.92 km / Pk 1+489.92 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.

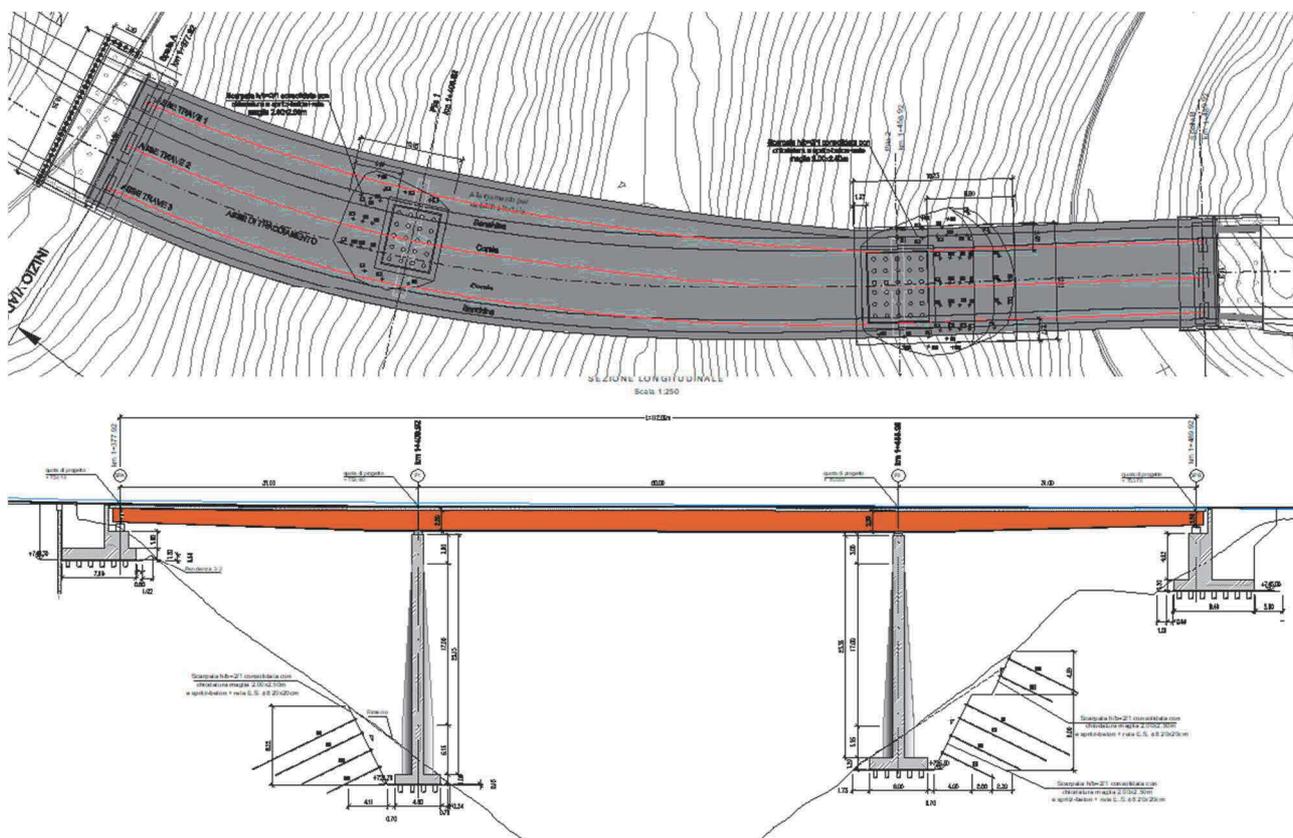


Figura 1 - Profilo longitudinale e Pianta

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 31.00 m, 50.00 m e 31.00m (in asse tracciamento) per uno sviluppo complessivo di 112.00m.

L'impalcato ha una larghezza variabile tra 11.00 e 14.98.

La pila 1, di altezza 25.15m 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).

La pila 2, di altezza 23.35m 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).

Le spalle A e B sono fondate anche'esse su fondazioni profonde. Il numero dei pali di fondazione delle spalle è 32 e 30 rispettivamente per la spalla A e la spalla B. Il diametro è pari a quello dei pali del plinto 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.	Liguori	1985
AA. VV.	Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.	Hevelius	1997
Aicap	Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.	Pubblicimento	2011
Aicap	Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo.	Pubblicimento	2011
Aicap - AGI	Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni	AGI	2012
Annunziata F. et al.	Progettazione Stradale Integrata.	Zanichelli	2004
Associazione Geotecnica Italiana	Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.	Patron Editore	2005
Belluzzi O.	Scienza delle Costruzioni.	Zanichelli	1941
Boscolo Bielo M.	Progettazione Strutturale.	Legislazione Tecnica	2010
Bowles E. B.	Fondazioni - progetto e analisi.	McGraw-Hill	1998
Bruschi A.	Meccanica delle Rocce.	Flaccovio	2004
Capurso M.	Introduzione al calcolo automatico delle strutture.	ESAC	1986
Clayton C.R.I., Milititsky J. e Woods R.I.	La spinta delle terre e le opere di sostegno.	Hevelius	1993
Collotta T.	Prontuario Interattivo di Geotecnica.	Flaccovio	1951
Desideri A., Miliziano S. e Rampello S.	Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.	Hevelius	1997
Di Francesco R.	Geotecnica - guida pratica alle nuove norme	Flaccovio	2010

Autore	Titolo	Editore	Anno
	tecniche.		
<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

3 Materiali utilizzati

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

Calcestruzzo Magro:

Classe 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: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 308.7 \frac{N}{mm^2}$

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

4 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	30	16	273x12.5
Pila 1	400	20	22	273x8
Pila 2	400	30	16	273x8

5 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.

6 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.

7 Analisi carichi

Per l'analisi dei carichi si rimanda alla relazione di calcolo del viadotto V03 (Elaborato: T00VI03STRRE01A).

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

SPALLA A		N [kN]	Ml [kNm]	Mt [kNm]	Fl [kN]	Ft [kN]
	perm	12251	-764	-2205	1991	19
<u>SLU A1</u>	SLU1	20829	4778	-11735	3685	-780
	SLU2	20109	3266	830	3685	-780
	SLU3	20133	3316	-13401	3685	-780
	SLU4	20338	3746	-10204	3685	-726
	SLU5	19798	2611	-780	3685	-726
	SLU6	19816	2649	-11453	3685	-726
	SLU7	15872	4133	-9676	2848	-670
	SLU8	15258	2844	1027	2848	-670
	SLU9	15279	2887	-11096	2848	-670
	SLU10	15450	3248	-8370	2848	-624
	SLU11	14990	2281	-343	2848	-624
	SLU12	15006	2314	-9435	2848	-624
<u>SISMA</u>	long (+)	12806	5883	-7	4638	857
	long (-)	11979	5135	-1550	4348	448
	trasv (+)	12636	1083	865	2797	1670
	trasv (-)	11974	1499	865	2797	1670

PLINTO 1		N [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]	Vlong [kN]	Vtrasv [kN]
<u>SLU A1</u>	SLU_001	19686	-802	-4952	-61	-79
	SLU_010	11969	-802	-861	-61	-79
	SLU_013	14493	-802	15603	-61	-79
	SLU_016	13414	-7820	-12230	-539	79
	SLU_021	13347	10197	12376	715	118
	SLU_022	13410	-10197	-10380	-715	-118
	SLU_021	13347	10197	12376	715	118
	SLU_022	13410	-10197	-10380	-715	-118
	SLU_004	12530	7820	2855	539	355
	SLU_016	13414	-1925	-10629	-129	-183
<u>SLV</u>	SLV_011	12427	1679	4214	230	494
	SLV_006	10340	-1679	-3039	-230	-494
	SLV_001	11281	4834	13310	709	950
	SLV_008	11486	-4834	-12135	-709	-950
	SLV_001	11281	4834	13310	709	950
	SLV_002	10822	-4834	-9169	-709	-950

PLINTO 2		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU A1</u>	SLU_001	23674	-8650	-3668	-217	-171
	SLU_010	13823	4899	3689	303	-171
	SLU_015	20960	-8651	18483	-217	127
	SLU_016	16613	8936	-20601	454	-127
	SLU_004	14222	28463	2205	1197	-171
	SLU_022	16607	-18663	-4659	-591	-197
	SLU_004	14222	28463	2205	1197	-171
	SLU_022	16607	-18663	-4659	-591	-197
	SLU_020	16615	10281	-15331	504	328
	SLU_019	20958	-9996	13213	-267	-328
<u>SLV</u>	SLV_011	15138	6149	2948	432	242
	SLV_006	12701	-5907	-2530	-230	-242
	SLV_003	14117	6953	9980	403	709
	SLV_010	13722	-6711	-9562	-201	-709
	SLV_001	14114	19324	5537	1170	292
	SLV_002	13455	-19080	-3921	-967	-289

SPALLA B		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
	perm	14240	2426	283	3147	19
<u>SLU A1</u>	SLU1	23047	10470	-8305	5334	-741
	SLU2	22359	9265	1915	5334	-741
	SLU3	22426	9383	-9632	5334	-741
	SLU4	22548	9597	-6684	5334	-671
	SLU5	22032	8693	981	5334	-671
	SLU6	22083	8782	-7679	5334	-671
	SLU7	17464	8524	-7135	4080	-637
	SLU8	16878	7498	1571	4080	-637
	SLU9	16935	7599	-8266	4080	-637
	SLU10	17037	7776	-5753	4080	-578
	SLU11	16597	7007	776	4080	-578
	SLU12	16640	7082	-6601	4080	-578
<u>SISMA</u>	long (+)	14864	15396	3929	6442	984
	long (-)	13888	12622	2212	5982	594
	trasv (+)	14665	6472	7373	4148	2102
	trasv (-)	13884	5960	7373	4148	2102

8 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

		R3
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	$\xi_3=1,70$	$\xi_4=1,70$
------------------------------	---	--------------	--------------

8.1 Fondazioni su pali

8.1.1 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:

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

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 $1 - \text{sen}(\varphi')$.

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).

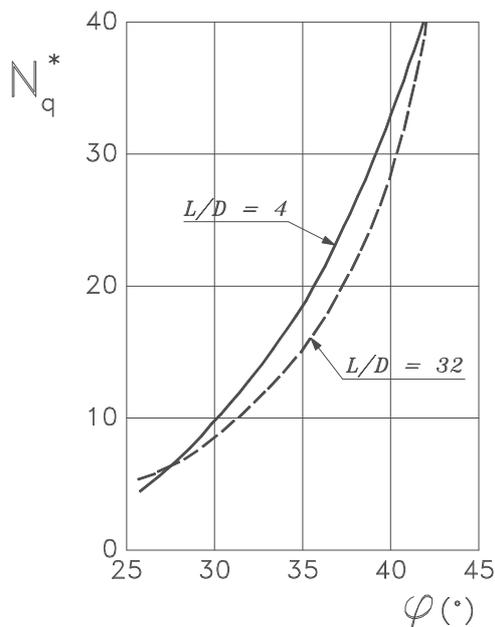


Figura 2 - Valori di N_q^* (Berezantzev, 1965)

8.1.2 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

8.1.3 . 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 dividendo il taglio totale agente all'intradosso della fondazione per il numero complessivo di pali.

9 Spalla A

La spalla A del viadotto è fondata su 32 pali trivellati ϕ 400 di lunghezza 12m posti ad un interasse di 2.00x2.00m. Si riporta nella seguente figura la sezione longitudinale e la pianta della spalla A.

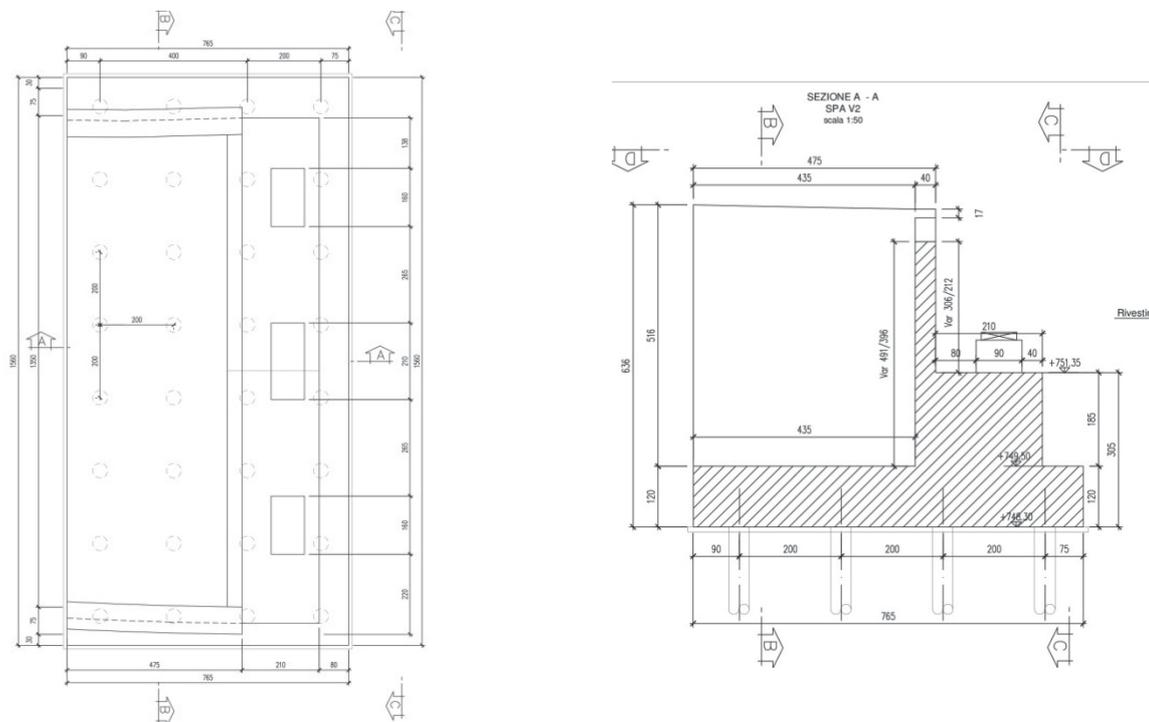


Figura 3 -Spalla A: sezione longitudinale e pianta

La spalla in pianta ha dimensioni 15.60m X 7.65m. La zattera di fondazione ha uno spessore 1.2m. L'altezza complessiva della spalla è 6.36m dal piano fondazione.

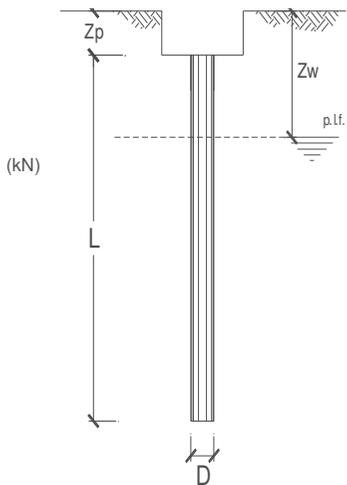
Le sollecitazioni dei singoli pali sono riportati nell'allegato A del presente documento. Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
SLE	636	87	87
A1	861	309	118
SISMA	508	102	147
	kN	kN	kN

Tabella 3 - Spalla A: sollecitazioni massime pali

9.1 Verifica capacità portante palo

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



OPERA: SPALLA A - V3_32 pali - interasse 2.0x2.0m

Diametro del Palo (D):	0.40	(m)	Area del Palo (Ap):	0.126	(m ²)
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]	861	(kN)	N _{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE]		(kN)
N _d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2]		(kN)			(kN)
N _d [Combinazione di carico - SLV_Sismica]	508	(kN)			(kN)
Numero di strati	2		Lpalo =	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 (-)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati						
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)	N_{SPT} (-)	k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)	τ_{lim} (kPa)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	2.5	Roccia fratturata	26.00	44.0	30.0			0.50	0.58			65					
2	9.5	Roccia integra	26.00	55.0	38.0			0.38	0.78			815.53	21.68	26.47	9065.4	1139.2	

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

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 1139.2$ (kN)
 laterale $R_{sm} = 880.4$ (kN)
 totale $R_{cm} = 2019.6$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 2020$ (kN)

Peso palo 38 (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	911	947	1.04
SLV - EQK+M1+R3_sisma	546	947	1.74

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

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

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

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			

9.2 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 _{e,lyy}	637 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{p,lyy}	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}	118 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	48 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355 [MPa]
Coefficiente e	ε	0.81 [-]
<u>Classificazione</u>		
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}	118 [kN]	
A _v	65.1 [cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	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 10.80

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	48 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 5.93

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	861 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 4.02

VERIFICHE TENSIONALI - SLU				
V _{SLU}	118 [kN]	τ	18 [MPa]	
M _{SLU}	48 [kNm]	σ _M	76 [MPa]	
N _{SLU}	861 [kN]	σ _N	84 [MPa]	
		σ _{TOT}	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	400	[MN/m ³]
b	b	1.22	[1/m]
Taglio in testa al palo	V _{ed}	147	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	61	[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	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}	147	[kN]	
A _v	65.1	[cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	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 8.63

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE			
M _{Ed}	61	[kNm]	
M _{c,Rd}	287	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 4.74

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE			
N _{Ed}	508	[kN]	
N _{c,Rd}	3459	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 6.81

VERIFICHE TENSIONALI - SLU			
V _{SLU}	147	[kN]	τ 23 [MPa]
M _{SLU}	61	[kNm]	σ _M 95 [MPa]
N _{SLU}	508	[kN]	σ _N 50 [MPa]
			σ _{TOT} 150 [MPa] ok

10 Spalla B

La spalla A del viadotto è fondata su 30 pali ϕ 400 di lunghezza 16m posti ad un interasse di 2.00x1.80m.. Si riporta nella seguente figura la sezione longitudinale e la pianta della spalla B.

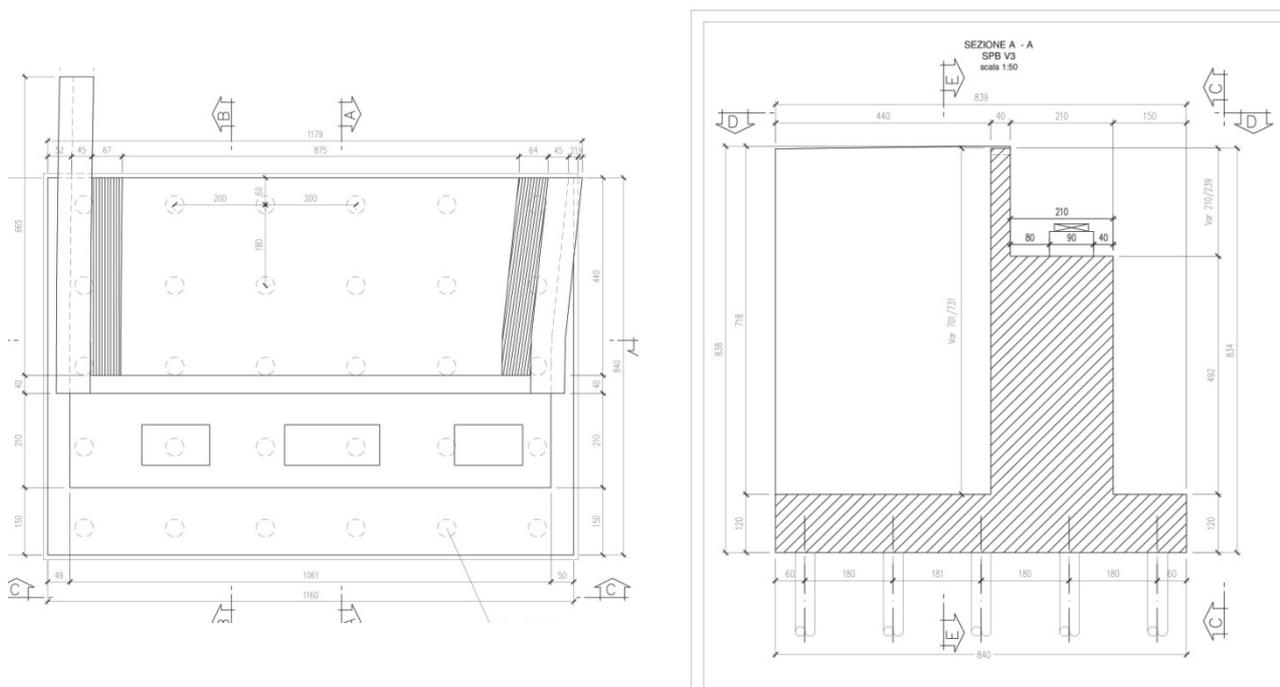


Figura 4 -Spalla B: sezione longitudinale e pianta

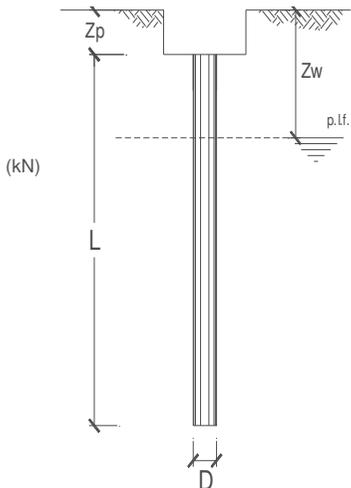
La spalla in pianta ha dimensioni 11.79m X 8.40m. La zattera di fondazione ha uno spessore 1.2m. L'altezza complessiva della spalla è 8.38m dal piano fondazione. Le sollecitazioni dei singoli pali sono riportati nell'allegato A del presente documento. Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
SLE	798	133	133
A1	1081	306	179
SISMA	837	154	217
	kN	kN	kN

Tabella 4 - Spalla B: 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 su roccia integra. Le verifiche e le caratteristiche geotecniche sono riportate nella seguente figura.



OPERA: SPALLA B - V3_30 pali - interasse 2.0x1.8m

Diametro del Palo (D):	0.40	(m)	Area del Palo (Ap):	0.126	(m ²)
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]	1081	(kN)	N _{SLE} [Combinazione di carico - Statica SLE]		
N _d [Combinazione di carico - Statica SLU_A2]		(kN)			
N _d [Combinazione di carico - SLV_Sismica]	837	(kN)			
Numero di strati	1		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
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				N _{SPT} (-)	Coefficienti di Calcolo				Risultati								
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)		k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)	τ _{lim} (kPa)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)			
1	16.0	Roccia integra	26.00	55.0	38.0			0.38	0.78											

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

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 1401.3$ (kN)
 laterale $R_{sm} = 1491.2$ (kN)
 totale $R_{cm} = 2892.5$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 2893$ (kN)

Peso palo (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	1149	1373	1.20
SLV - EQK+M1+R3_sisma	887	1373	1.55

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

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

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

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}	179 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	68 [kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SFIZIONE		
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}	179 [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 : FS 7.08

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{ed}	68 [kNm]	
M _{c,Rd}	287 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 4.21

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE		
N _{ed}	1081 [kN]	
N _{c,Rd}	3459 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 3.20

VERIFICHE TENSIONALI - SLU		
V _{SLU}	179 [kN]	τ 28 [MPa]
M _{SLU}	68 [kNm]	σ _M 107 [MPa]
N _{SLU}	1081 [kN]	σ _N 106 [MPa]
		σ _{TOT} 218 [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}	217	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	82	[kNm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

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

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	217	[kN]	
A _V	65.1	[cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	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	5.85
--------------------	-----	-------	-------------	----	------

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	82	[kNm]		
M _{c,Rd}	287	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo	
			FS	3.48

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	837	[kN]		
N _{c,Rd}	3459	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo	
			FS	4.13

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	217	[kN]	τ	33	[MPa]	
M _{SLU}	82	[kNm]	σ _M	129	[MPa]	
N _{SLU}	837	[kN]	σ _N	82	[MPa]	
			σ _{TOT}	219	[MPa]	ok

11 Plinto pila 1

Il plinto della pila 1 del viadotto è fondato su 20 pali trivellati ϕ 400 di lunghezza 22m 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.

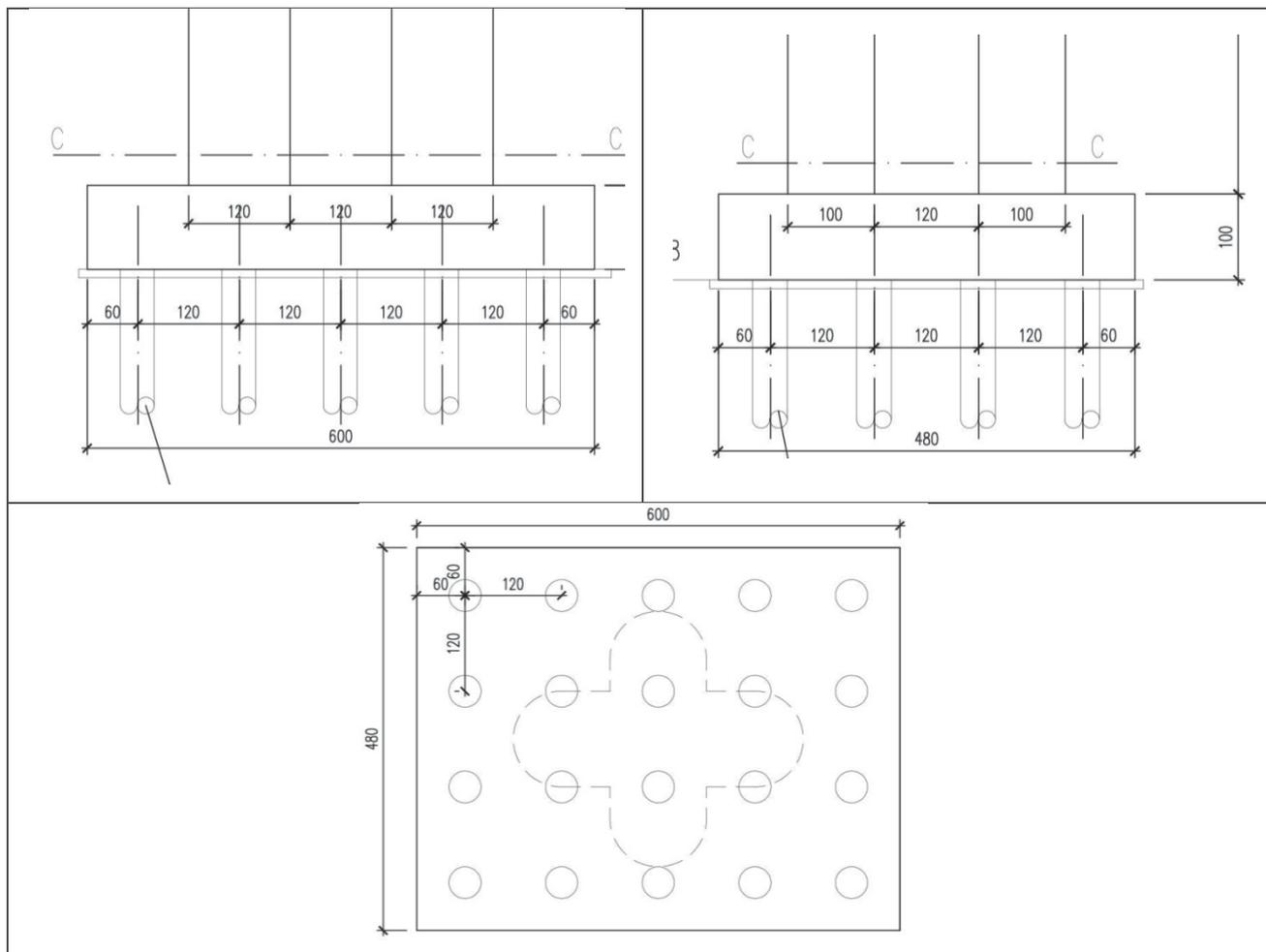


Figura 5 - Plinto pila 1: vista frontale, vista laterale e pianta

Il plinto ha una dimensione in pianta di 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.

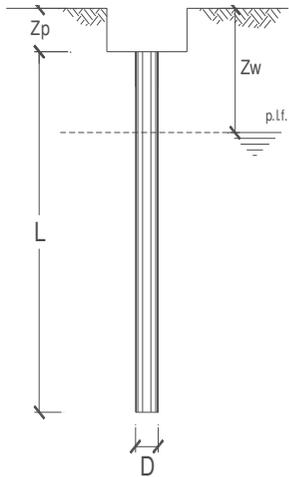
Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
A1	2110	-624	22
SISMA	1116	10	31
	kN	kN	kN

Tabella 5 - Plinto 1: Sollecitazioni pali massime

11.1 Verifica capacità portante palo

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



OPERA: PILA 1 - V3_20 pali - interasse 1.2x1.2m

Diametro del Palo (D):	0.40	(m)	Area del Palo (Ap):	0.126	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	2.50	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	50.0	(m)
N _d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1]	2110	(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]	1116	(kN)			
Numero di strati	2		L _{palo} =	22.00	(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 (-)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				N _{SPT} (-)	Coefficienti di Calcolo				Risultati				
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)		k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)	τ _{lim} (kPa)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)
1	2.4	Roccia fratturata	26.00	44.0	30.0			0.50	0.58			84				
2	19.6	Roccia integra	26.00	55.0	38.0			0.38	0.78			2827	21	26	15038	1889.7

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

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 1889.7$ (kN)
 laterale $R_{sm} = 2910.5$ (kN)
 totale $R_{cm} = 4800.2$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 4800$ (kN)

Peso palo (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	2203	2312	1.05
SLV - EQK+M1+R3_sisma	1185	2312	1.95

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

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

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

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] -624 (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	-624	-1370	2.19
SLV - EQK+M1+R3_sisma			

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 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}	22 [kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	8 [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}	22 [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 38.21

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	8 [kNm]	
M _{c,Rd}	190 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo
FS 23.56		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	2110 [kN]	
N _{c,Rd}	2252 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
FS 1.07		

VERIFICHE TENSIONALI - SLU		
V _{SLU}	22 [kN]	τ 5 [MPa]
M _{SLU}	8 [kNm]	σ _M 19 [MPa]
N _{SLU}	2110 [kN]	σ _N 317 [MPa]
		σ _{TOT} 336 [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}	31	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	11	[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}	31	[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

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0.00 \quad f_{y,red} = 355 \text{ [MPa]} \quad \text{Valore di } \rho \text{ FS} = 26.83$$

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	11	[kNm]	
M _{c,Rd}	190	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
			FS = 16.55

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	1116	[kN]	
N _{c,Rd}	2252	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
			FS = 2.02

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLE}	31	[kN]	τ	7	[MPa]	
M _{SLE}	11	[kNm]	σ _M	27	[MPa]	
N _{SLE}	1116	[kN]	σ _N	168	[MPa]	
			σ _{TOT}	195	[MPa]	ok

12 Plinto pila 2

Il plinto della pila 2 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 2.

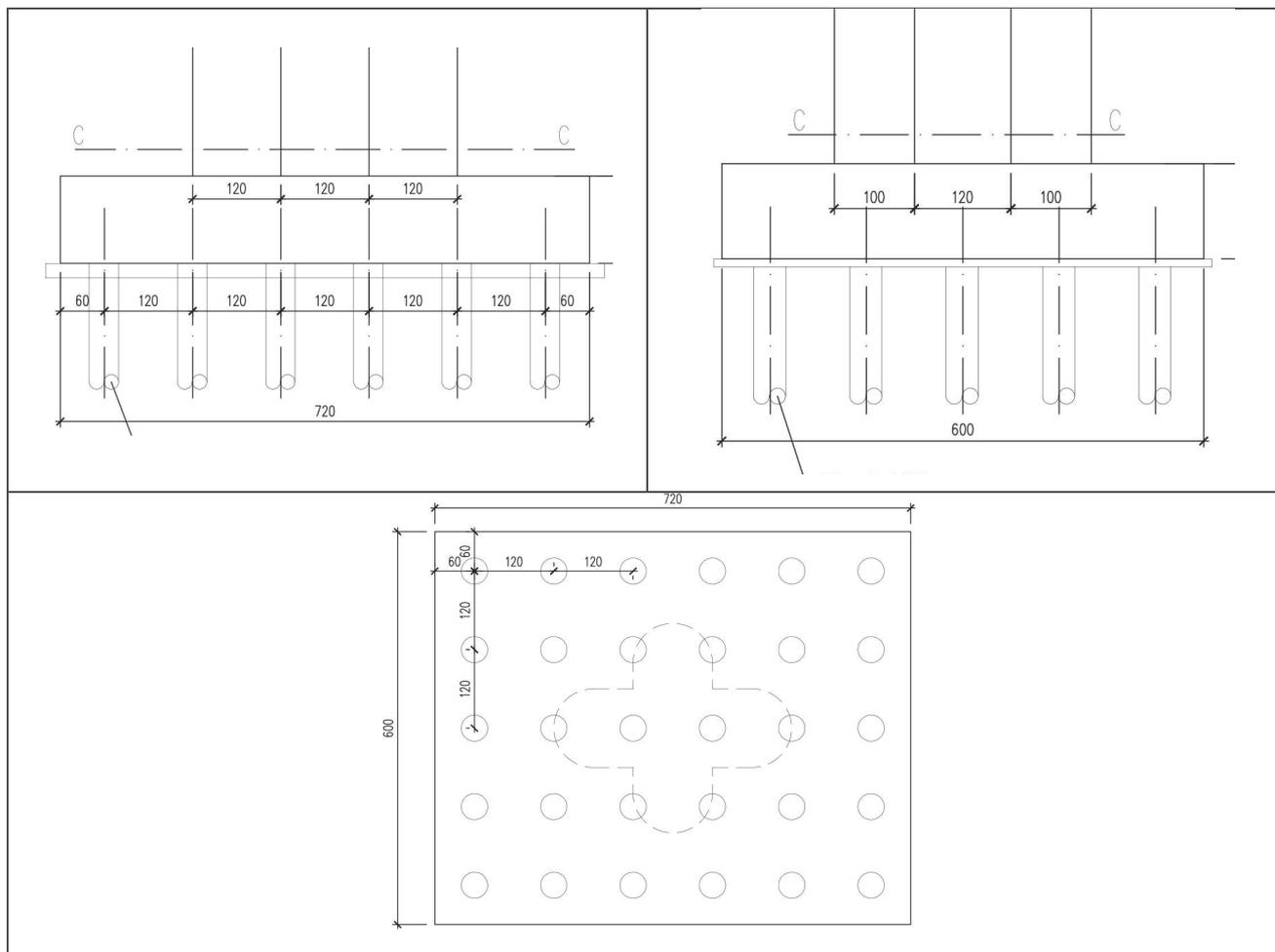


Figura 6 - Plinto pila 2: vista frontale, vista laterale e pianta

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.

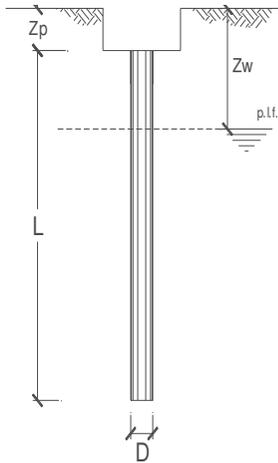
Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni massime e minime agenti sui pali.

	N_{max}	N_{min}	T_{max}
A1	1379	-369	40
SISMA	901	11	27
	kN	kN	kN

Tabella 6 - Plinto 2: Sollecitazioni Pali massime

12.1 Verifica capacità portante palo

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



OPERA: PILA 2 - V3_30 pali - interasse 1.2x1.2m

Diametro del Palo (D):	0.40	(m)	Area del Palo (Ap):	0.126	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	3.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	50.0	(m)
N _d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1]	1379	(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]	901	(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
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				N _{SPT} (-)	Coefficienti di Calcolo				Risultati				
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)		k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)	τ _{lim} (kPa)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)
1	1.2	Roccia fratturata	26.00	44.0	30.0			0.50	0.58			41				
2	14.8	Roccia integra	26.00	55.0	38.0			0.38	0.78			1684	21	26	11984	1505.9

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

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 1505.9$ (kN)
 laterale $R_{sm} = 1725.1$ (kN)
 totale $R_{cm} = 3231.0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 3231$ (kN)

Peso palo (kN)

	E_d (kN)	R_d (kN)	F_s (-)	
SLU - Approccio 2: A1+M1+R3	1447	1539	1.06	ok
SLV - EQK+M1+R3_sisma	952	1539	1.62	ok

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

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

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

VERIFICA A TRAZIONE DEL PALO

N_d [Combinazione di carico - Statica SLU_A1] -369 (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	-369	-812	2.20	ok
SLV - EQK+M1+R3_sisma				

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}	40 [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}	40 [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 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 s: FS 20.53

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE		
M _{Ed}	15 [kNm]	
M _{c,Rd}	190 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo
FS 12.66		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE		
N _{Ed}	1379 [kN]	
N _{c,Rd}	2252 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
FS 1.63		

VERIFICHE TENSIONALI - SLU			
V _{SLU}	40 [kN]	τ	10 [MPa]
M _{SLU}	15 [kNm]	σ _M	35 [MPa]
N _{SLU}	1379 [kN]	σ _N	207 [MPa]
		σ _{TOT}	243 [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}	27	[kN]
Momento in testa al palo	M _{ed}	10	[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}	27	[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 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 30.45

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	10	[kNm]	
M _{c,Rd}	190	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 18.78

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	901	[kN]	
N _{c,Rd}	2252	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 2.50

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V _{SLU}	27	[kN]	τ	6	[MPa]	
M _{SLU}	10	[kNm]	σ _M	24	[MPa]	
N _{SLU}	901	[kN]	σ _N	135	[MPa]	
			σ _{TOT}	159	[MPa]	ok

13 Paratia provvisoria spalla A

Per consentire l'esecuzione della spalla A, in presenza di circolazione sulla S.S. 45, dove necessario, è realizzata una paratia di mediopali multiritirantata, che consente di operare gli scavi di sbancamento fino a quota del piano di posa della fondazione della spalla proteggendo l'attuale corpo stradale. La paratia è pertanto ubicata nella carreggiata lato valle dell'attuale tratto stradale a tergo della spalla, e durante l'esecuzione sia di questa sia della spalla, si avrà circolazione di traffico a senso unico alternato.

L'opera provvisoria è eseguita mediante mediopali $\Phi 400$, passo 0.60 m, armati con armatura tubolare in acciaio, di diametro $\Phi 273$ 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.

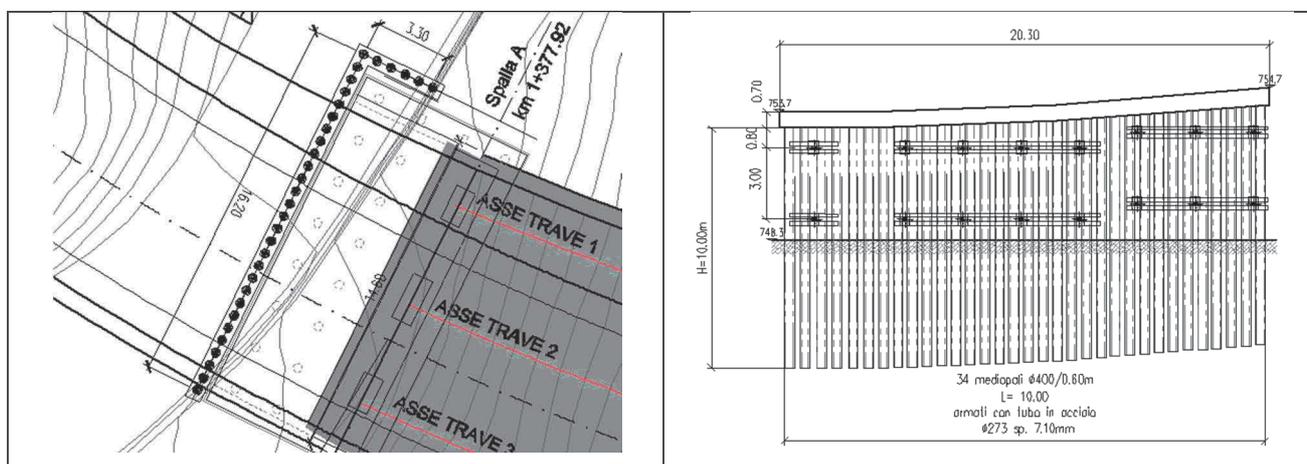


Figura 7 - Pianta e sviluppo paratia

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

13.1 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 rigidità 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 $K_0 = 1 - \text{sen } \varphi'$;
- 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 7 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 7 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).

13.2 Analisi dei carichi

13.2.1 Carichi permanenti

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

13.2.2 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

13.3 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 $\Phi 400$, passo 0.60 m, armati con profilo tubolare in acciaio, di diametro $\Phi 273$ mm, spessore 10 mm.

Sezioni di Calcolo	udm	Sezione I
Progressiva	[m]	20.3
Numero tiranti	[-]	2
Altezza totale paratia	[m]	10.00
Lunghezza del tratto fuori terra	[m]	6.00
Lunghezza del tratto di infissione di calcolo	[m]	4.00

Tabella 8 Caratteristiche delle sezioni di calcolo

13.4 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 9: caratteristiche tiranti Sezione I

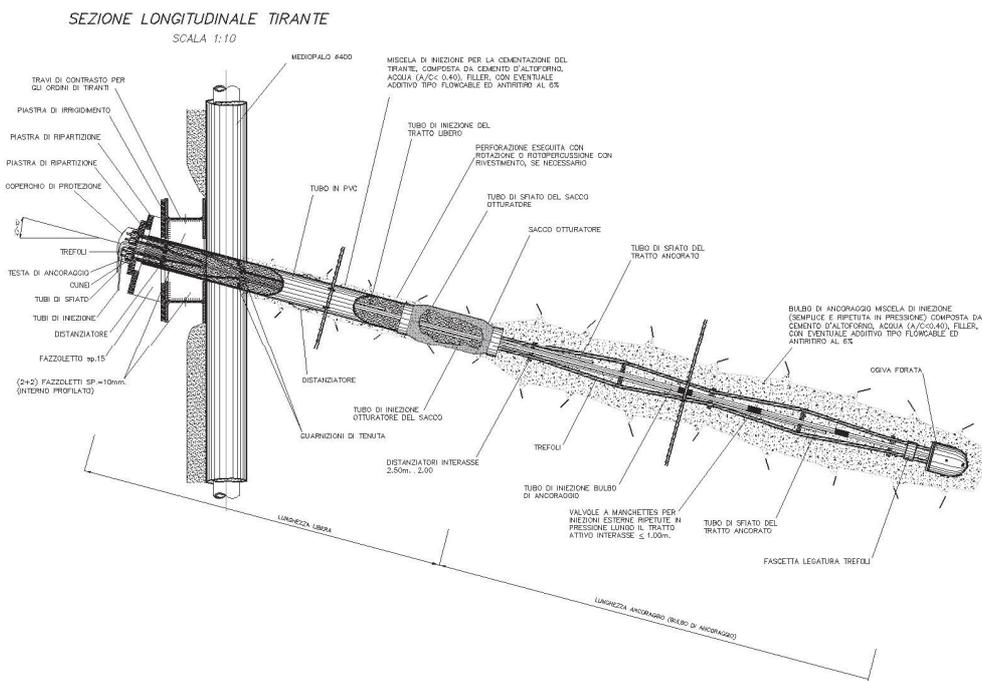


Figura 8: Sezione longitudinale tirante

13.5 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 10 Caratteristiche meccaniche dei litotipi utilizzati nel modello di calcolo

13.6 Verifiche della paratia provvisoria

13.6.1 Verifiche strutturali della paratia

Nell'allegato "E" 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.

13.6.2 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.

13.6.2.1 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 11 Calcolo della Lunghezza libera dei tiranti sezione I

13.6.2.2 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 (*trefolo-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.

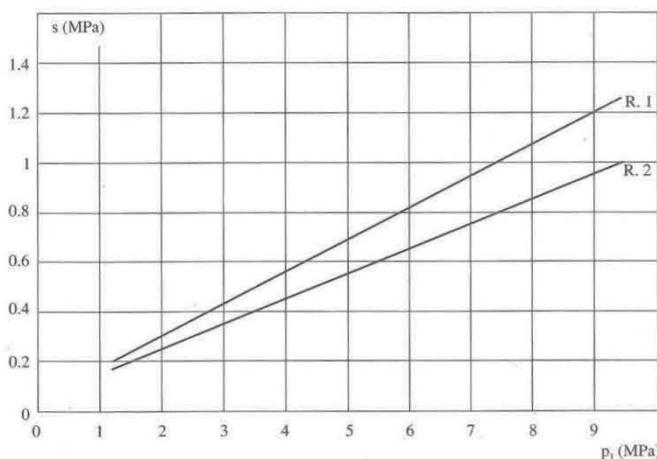


Figura 9 - Diagramma di Bustamante e Doix per rocce

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 13.4 "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 12 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 12 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.

13.6.2.3 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 12);

γ_{rd} rappresenta il coefficiente di sovraresistenza 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 13 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 13 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.

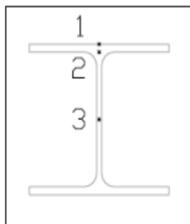
13.6.3 Verifica della trave di ripartizione

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 14 Determinazione della Resistenza di Calcolo per Acciaio di qualità S235

Nella Tabella 15 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	σ_3	σ_2	σ_4	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 15 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.

13.7 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").

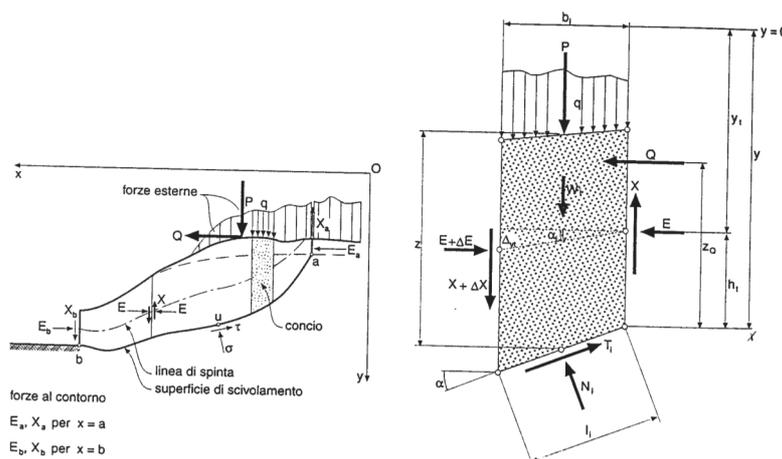


Figura 10 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

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 16 richiama la Tabella 10: 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 16 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.

13.7.1 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 17 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)	1.29
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.26
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.26

Tabella 17 Coefficienti di sicurezza minimi risultati dalle analisi di stabilità eseguite

Sezione I

1.29

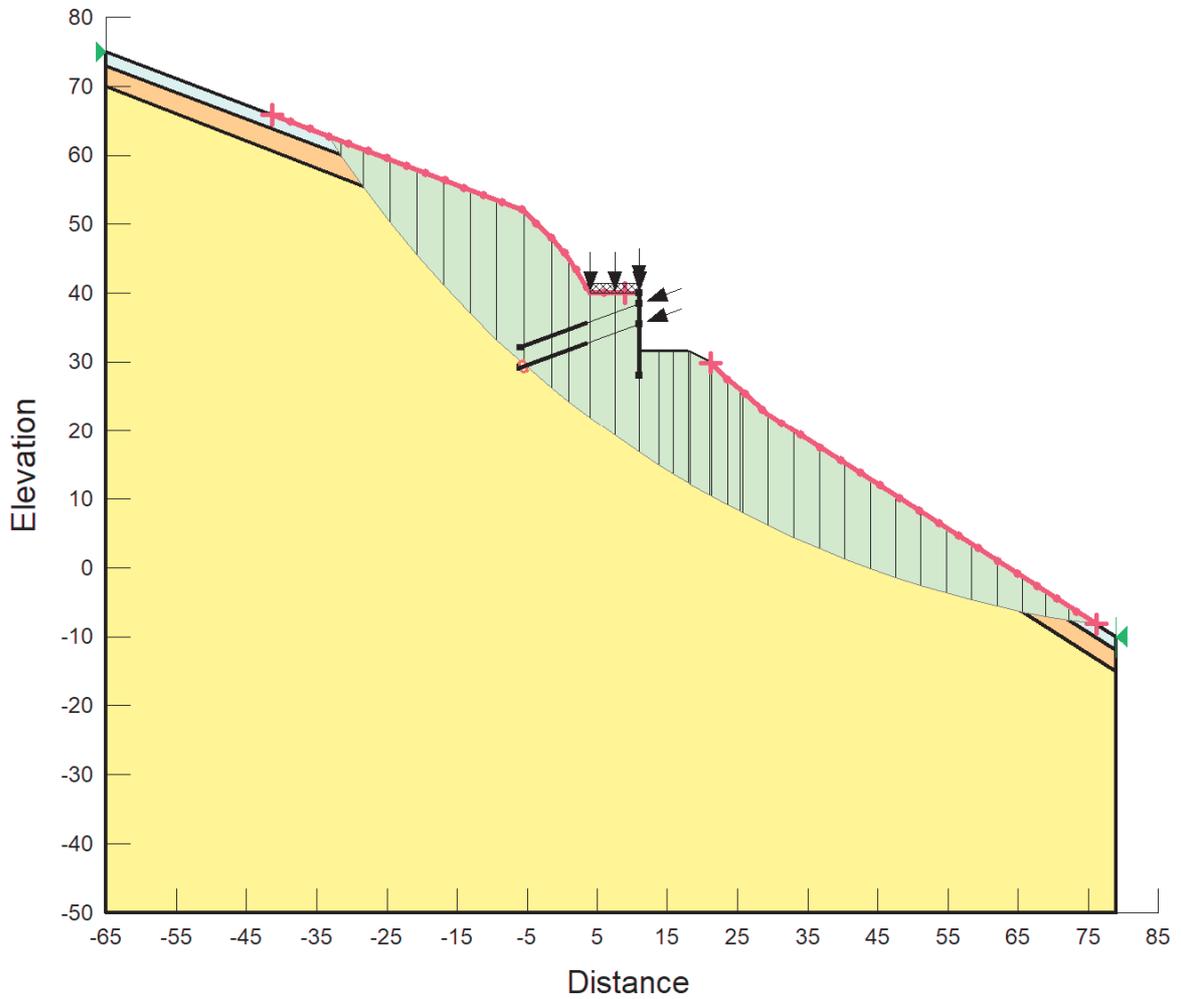


Figura 11 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni statiche (A2+M2)

1.26

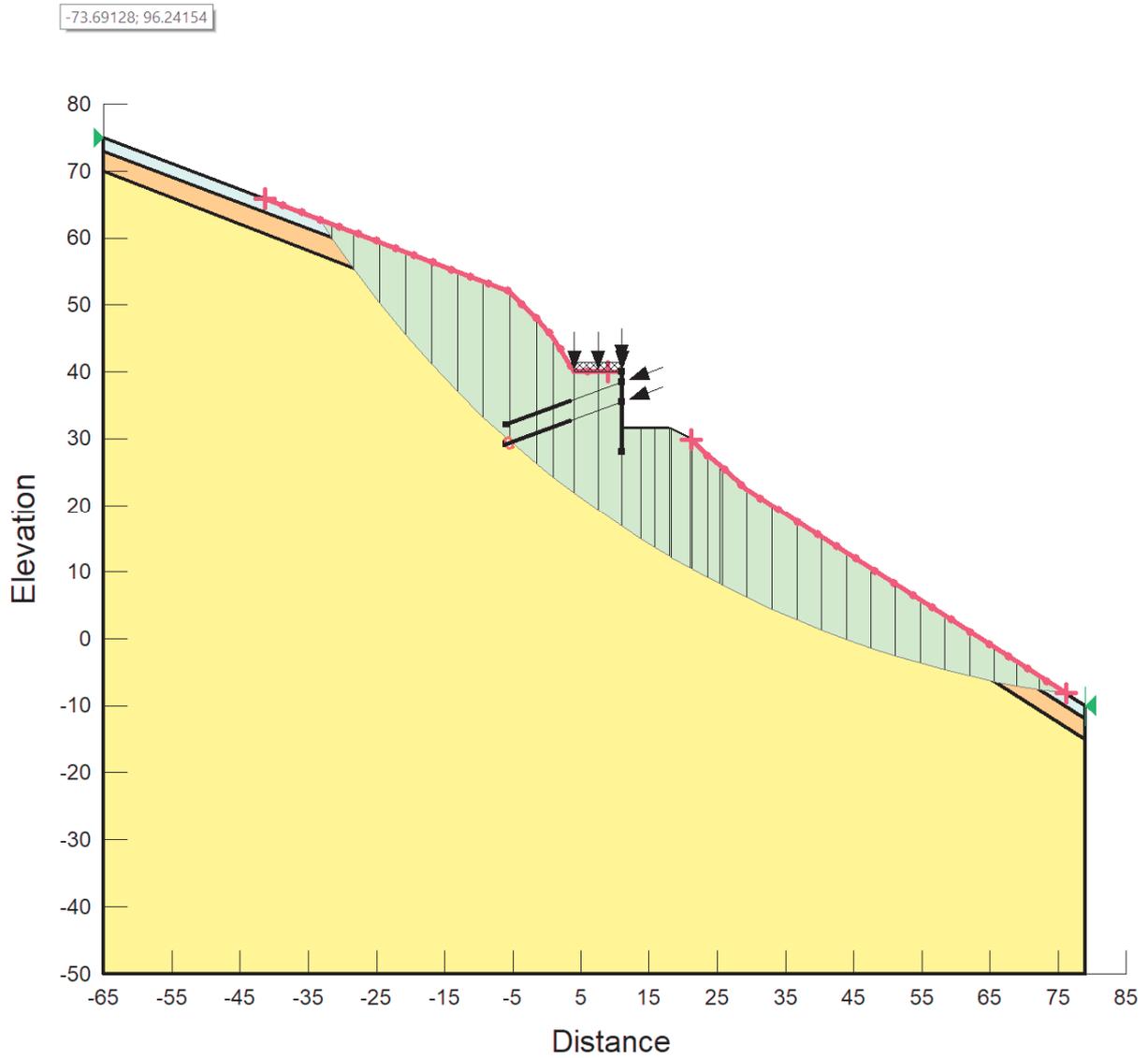


Figura 12 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

1.26

-82.22819; 100.83214

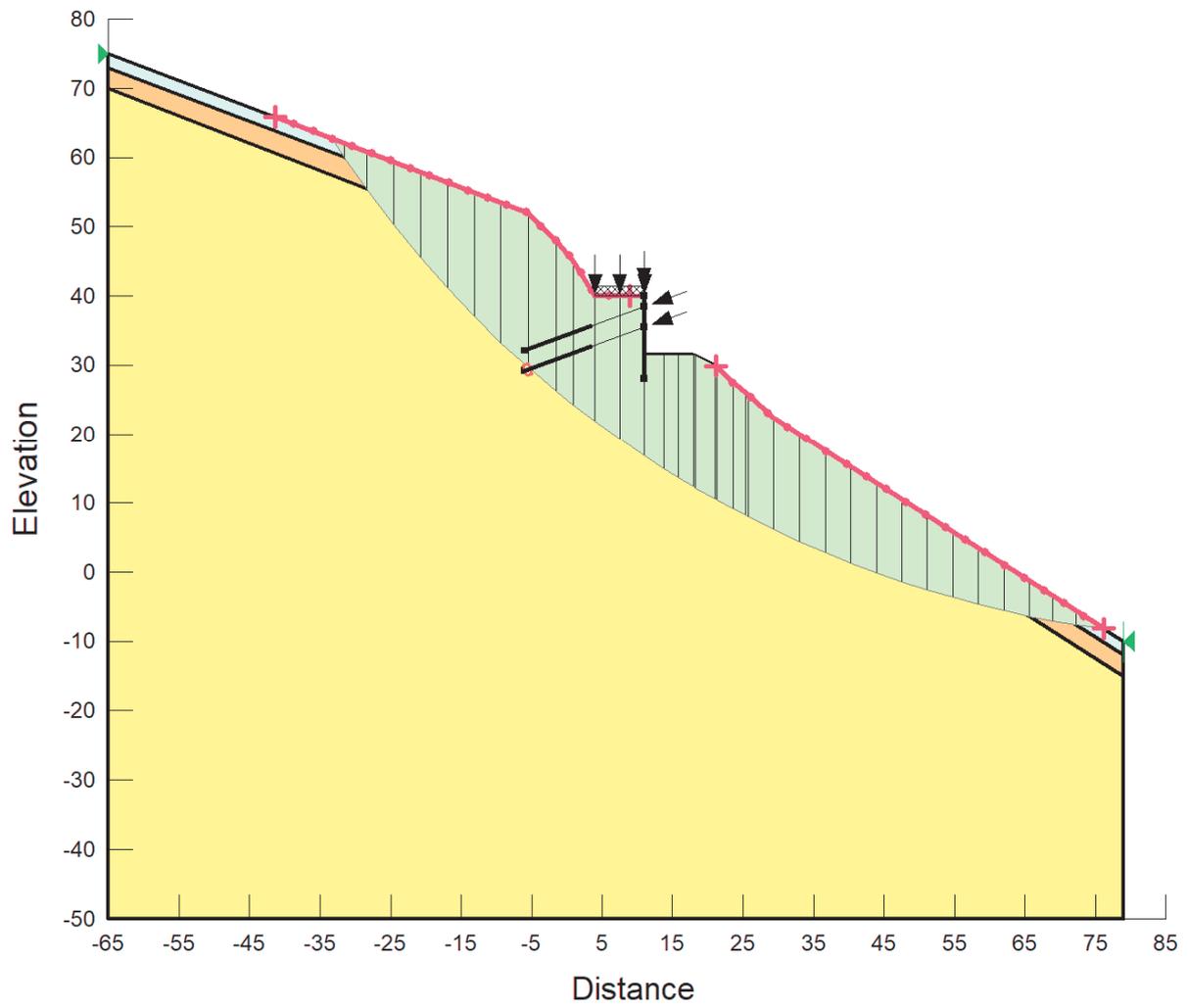


Figura 13 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

14 Opera di sostegno scavo pila 2

Per la realizzazione delle pile 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.

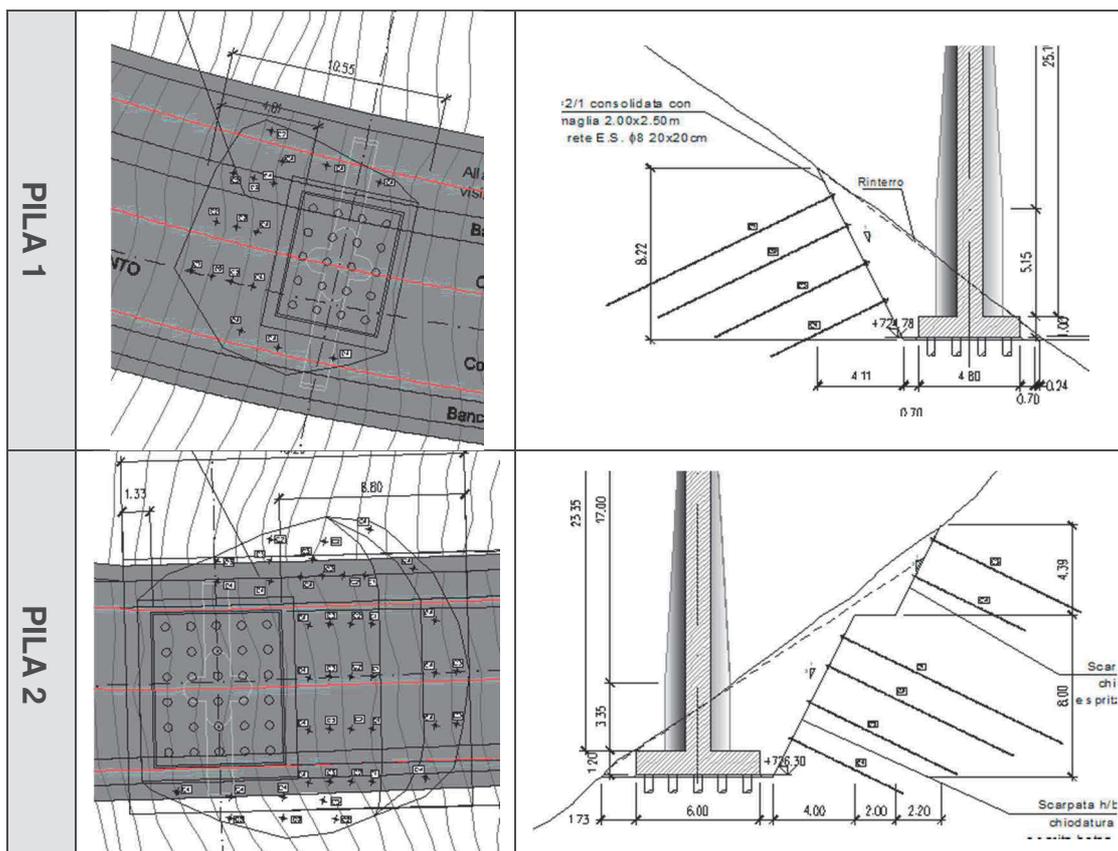


Figura 14 - Pianta e sezioni scavi con parete chiodata

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 delle pile.

	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 18: 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.

14.1 *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").

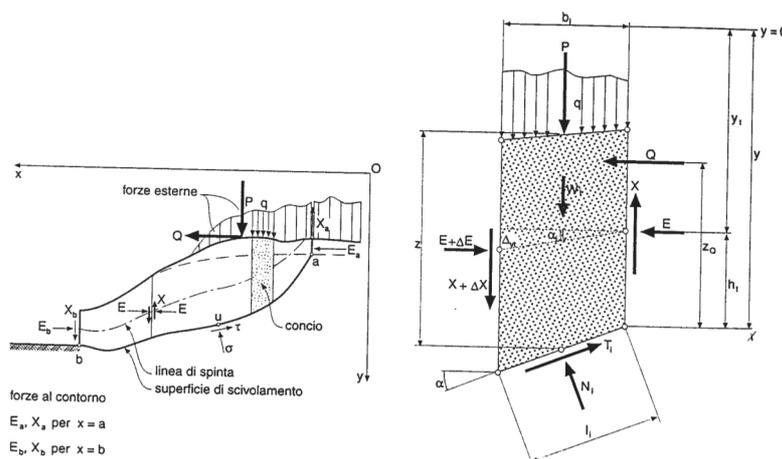


Figura 15 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

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 16 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 19 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:

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

dove i valori riguardanti gli effetti di amplificazione stratigrafica topografica e di accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido sono stati già definiti.

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.

14.2 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 20: 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)	1.54
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.41
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.42

Tabella 21: 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.

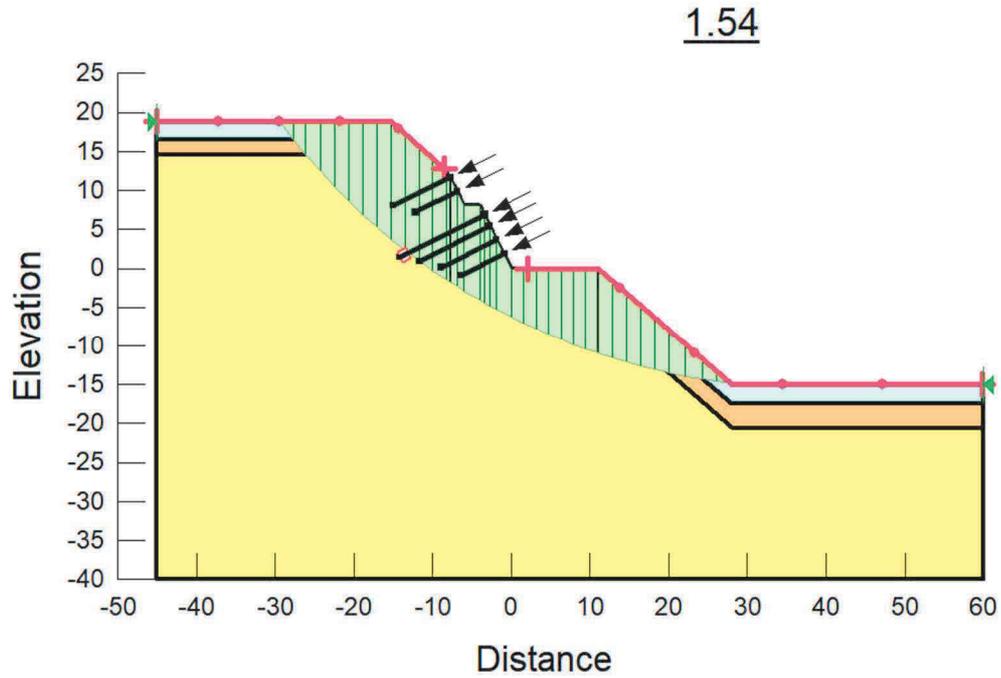


Figura 16: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

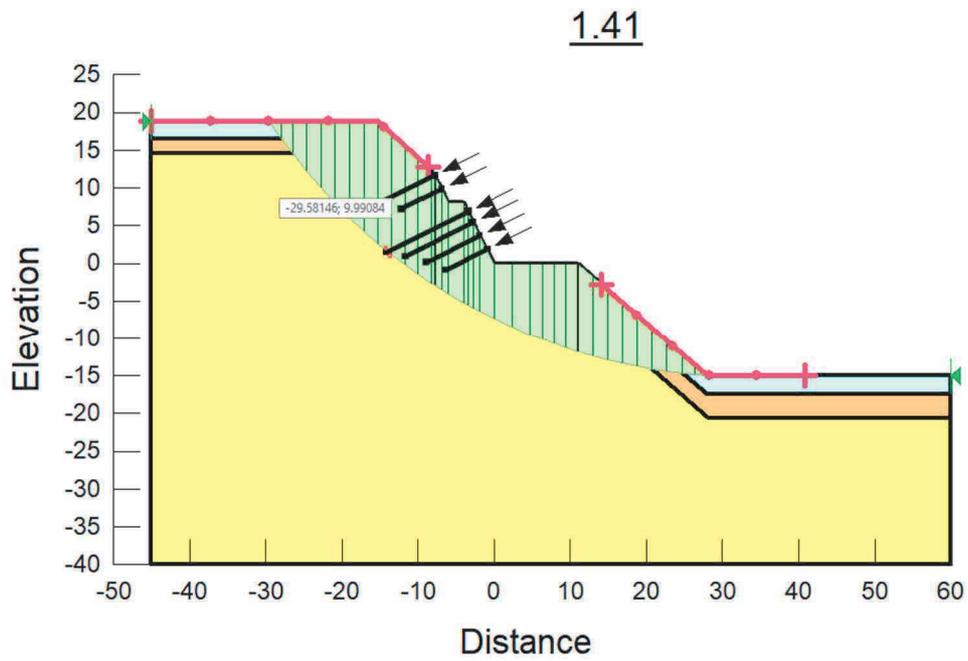


Figura 17: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

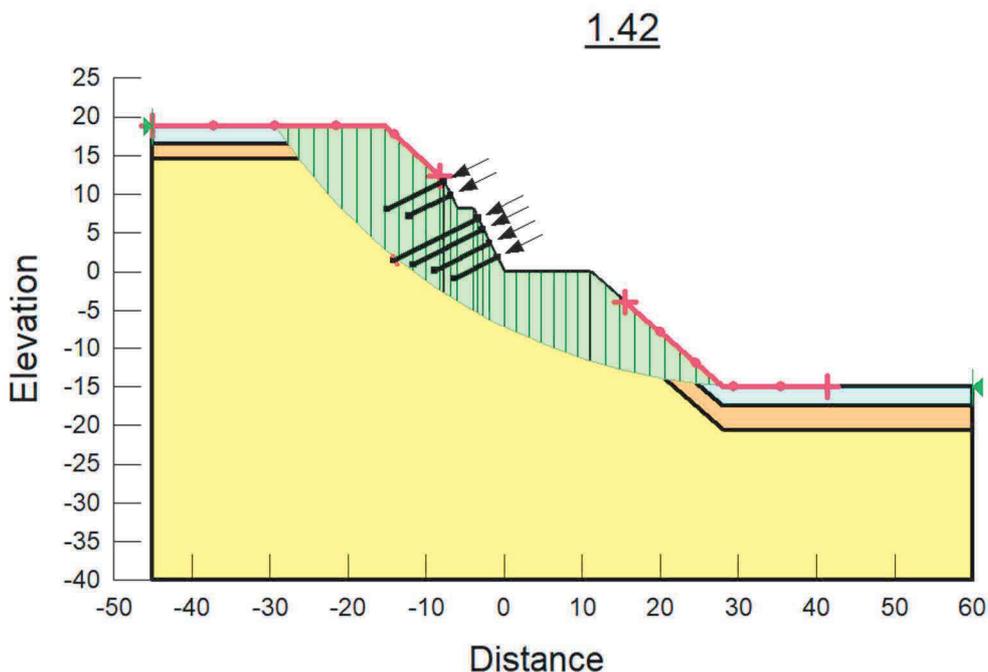


Figura 18: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

14.3 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)	1.62
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.50
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.50

Tabella 22: 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.

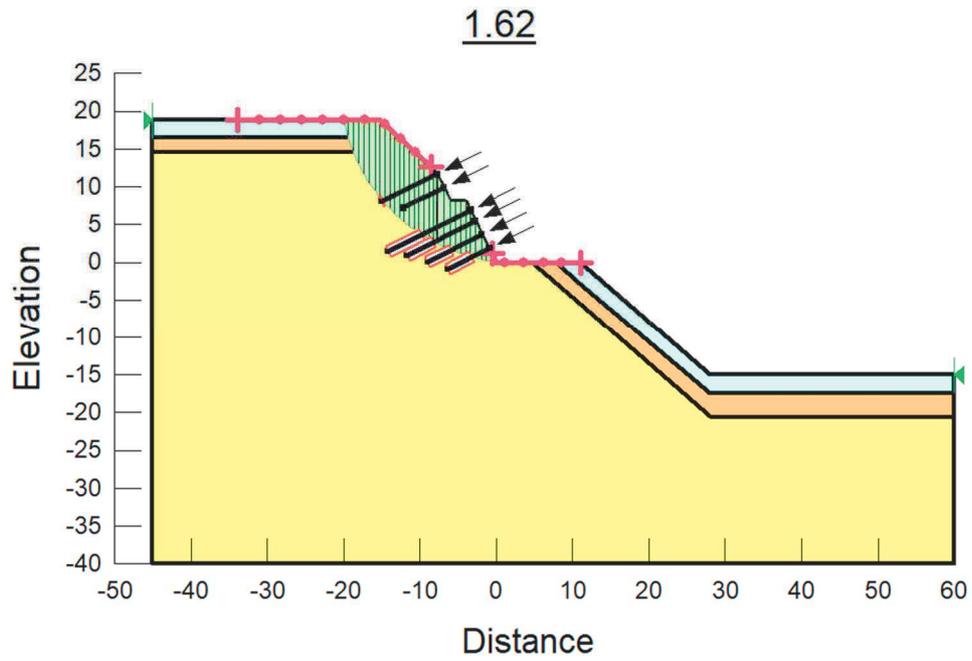


Figura 19: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

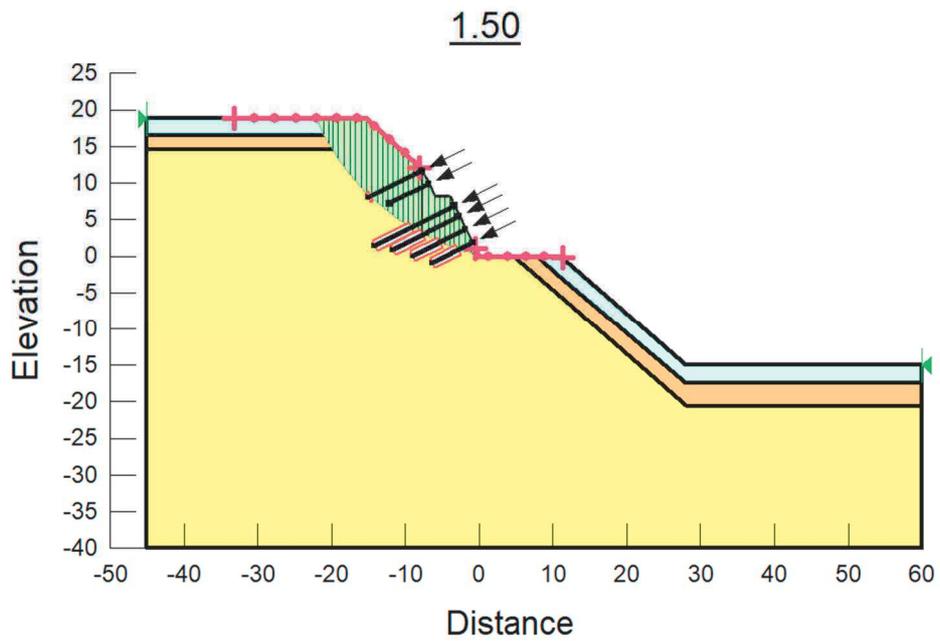


Figura 20: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

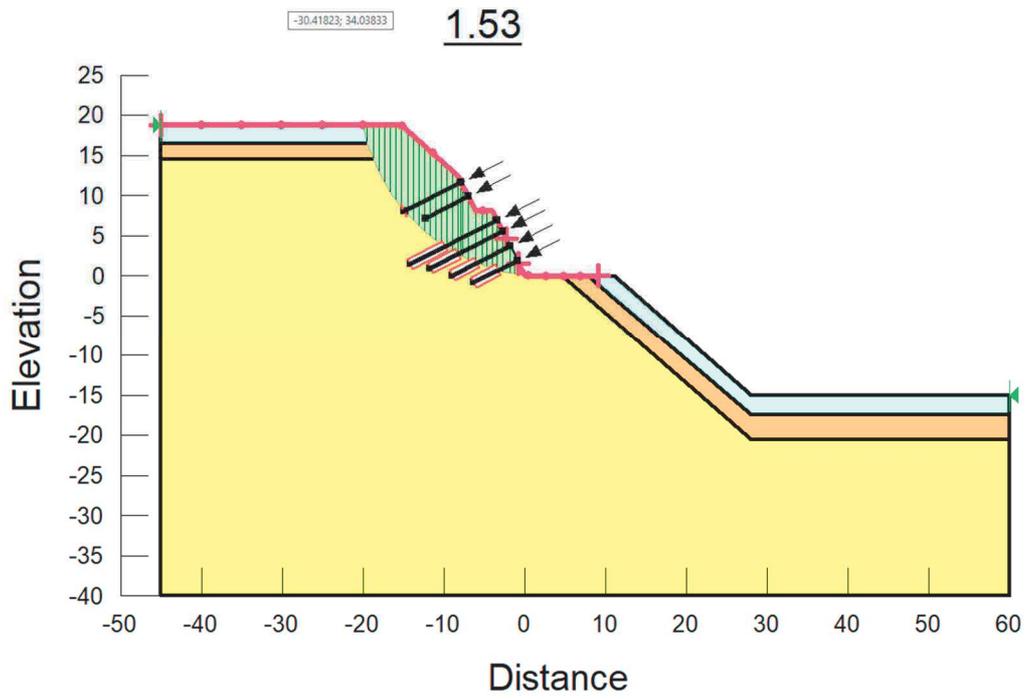


Figura 21: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

14.4 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 $\varnothing 25\text{mm}$, la tensione caratteristica di snervamento delle barre tipo Dywidag di acciaio pari a 670 Mpa ed il diametro di perforazione pari a $D_{\text{perf}}=150\text{mm}$, 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:

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

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 $L_{\text{fond_max}}=FTC/FPR=6.98 \text{ m}$

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:

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

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 $L_{\text{fond_max}} > L_{\text{fond}}$, 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	61	49	44	75
	EQK+M2 (+)	69	57	52	50
	EQK+M2 (-)	61	48	43	42
Required Length (m) Available length (m)	A2+M2	4.9	3.9	3.5	3.4
	EQK+M2 (+)	5.5	4.5	4.1	4.0
	EQK+M2 (-)	4.8	3.8	3.4	3.4

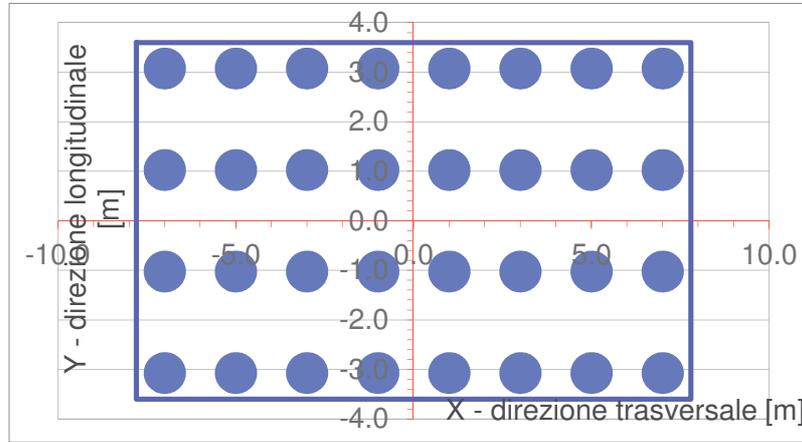
Factored Tensile Capacity (kN)	FTC	87.7
Factored Pull out Resistance (kN/m)	FPR	12.6
Lunghezza massima di ancoraggio (m)	L _{fond_MAX}	6.98

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.

15 Allegato A

15.1 Spalla A

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



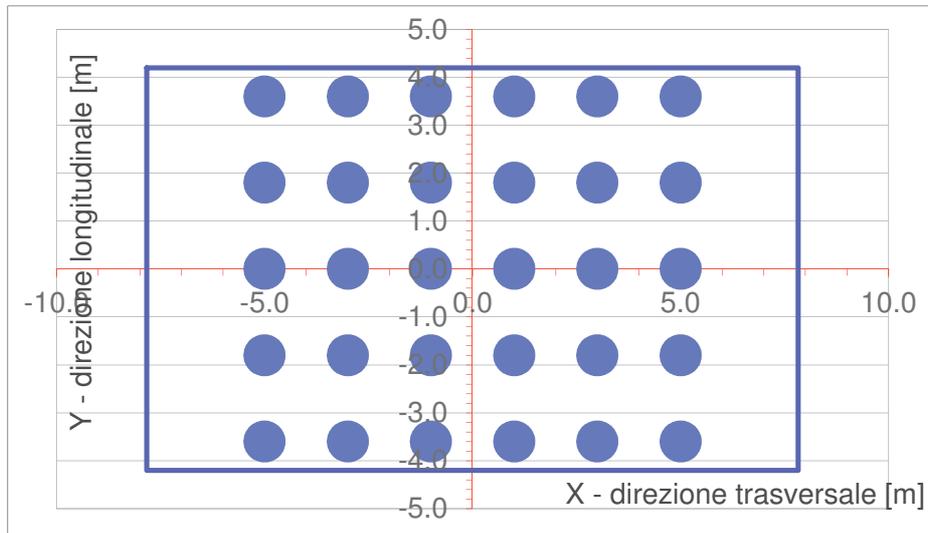
num.	X (trasv) m	Y (long) m
1	7.00	-3.08
2	7.00	-1.03
3	7.00	1.03
4	7.00	3.08
5	5.00	-3.08
6	5.00	-1.03
7	5.00	1.03
8	5.00	3.08
9	3.00	-3.08
10	3.00	-1.03
11	3.00	1.03
12	3.00	3.08
13	1.00	-3.08
14	1.00	-1.03
15	1.00	1.03
16	1.00	3.08
17	-1.00	-3.08
18	-1.00	-1.03
19	-1.00	1.03
20	-1.00	3.08
21	-3.00	-3.08
22	-3.00	-1.03
23	-3.00	1.03
24	-3.00	3.08
25	-5.00	-3.08
26	-5.00	-1.03
27	-5.00	1.03
28	-5.00	3.08
29	-7.00	-3.08
30	-7.00	-1.03
31	-7.00	1.03
32	-7.00	3.08

A1					SLE						perm		
SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	SLE6	SLE5	SLE4	SLE3	SLE2	SLE1			
579	673	708	560	686	510	428	498	523	414	507	420	1	Palo
611	719	749	600	744	534	451	532	553	443	550	410	2	Palo
643	765	789	640	802	558	475	566	583	472	593	401	3	Palo
675	810	829	680	861	582	499	600	613	502	636	392	4	Palo
577	643	668	562	651	485	426	475	494	416	481	413	5	Palo
609	689	709	602	709	509	450	509	524	445	524	404	6	Palo
640	734	749	642	767	533	474	543	554	475	567	395	7	Palo
672	780	790	682	826	557	498	577	584	504	610	385	8	Palo
574	613	628	565	616	460	425	453	465	418	456	407	9	Palo
606	658	669	605	674	484	449	487	495	447	499	397	10	Palo
638	704	709	645	732	508	472	521	525	477	542	388	11	Palo
670	750	750	684	791	532	496	555	554	506	585	379	12	Palo
572	582	588	567	581	435	423	431	436	420	430	400	13	Palo
604	628	629	607	639	459	447	465	465	449	473	391	14	Palo
636	674	669	647	698	483	471	499	495	479	516	381	15	Palo
668	719	710	687	756	508	495	533	525	508	559	372	16	Palo
570	552	549	570	546	410	422	409	406	422	405	394	17	Palo
602	598	589	610	604	434	446	443	436	452	448	384	18	Palo
633	643	629	650	663	458	470	477	466	481	491	375	19	Palo
665	689	670	689	721	483	493	511	496	510	534	366	20	Palo
567	521	509	572	511	385	421	387	377	424	379	387	21	Palo
599	567	549	612	569	409	444	421	407	454	422	378	22	Palo
631	613	590	652	628	434	468	455	437	483	465	368	23	Palo
663	659	630	692	686	458	492	489	467	513	508	359	24	Palo
565	491	469	575	476	360	419	364	348	427	354	380	25	Palo
597	537	509	615	534	384	443	398	378	456	397	371	26	Palo
629	582	550	655	593	409	467	432	408	485	440	362	27	Palo
661	628	590	694	651	433	491	467	438	515	483	352	28	Palo
563	461	429	577	441	335	418	342	319	429	328	374	29	Palo
595	506	469	617	500	359	442	376	349	458	371	365	30	Palo
626	552	510	657	558	384	465	410	379	488	414	355	31	Palo
658	598	550	697	616	408	489	444	408	517	457	346	32	Palo

	SISMA				SLU12	SLU11	SLU10	SLU9	SLU8	SLU7	SLU6
	trasv (-)	trasv (+)	long (-)	long (+)							
kN	338	366	297	293	525	430	511	540	414	521	690
kN	356	379	359	364	553	458	550	575	449	572	722
kN	374	392	422	436	581	486	590	611	483	622	755
kN	393	406	484	508	610	514	629	646	518	672	787
kN	340	369	292	293	497	429	486	507	417	492	656
kN	359	382	355	364	525	457	525	542	452	543	688
kN	377	395	417	436	553	485	565	578	487	593	721
kN	395	408	480	508	581	513	605	613	521	644	753
kN	343	371	287	293	469	428	461	474	420	464	622
kN	361	384	350	364	497	456	500	509	455	514	654
kN	379	398	413	436	525	484	540	545	490	564	687
kN	398	411	475	508	553	512	580	580	524	615	719
kN	345	374	283	293	441	427	436	441	423	435	588
kN	364	387	345	364	469	455	475	476	458	485	620
kN	382	400	408	436	497	483	515	512	493	536	652
kN	400	413	471	508	525	511	555	547	527	586	685
kN	348	376	278	293	413	426	411	408	426	406	554
kN	366	390	341	364	441	454	451	443	461	456	586
kN	385	403	403	436	469	482	490	479	496	507	618
kN	403	416	466	508	497	510	530	514	530	557	651
kN	351	379	274	293	384	425	386	375	429	377	520
kN	369	392	336	364	413	453	426	410	464	428	552
kN	387	405	399	436	441	481	465	446	499	478	584
kN	405	419	461	508	469	509	505	481	533	528	617
kN	353	381	269	293	356	424	361	342	432	348	486
kN	371	395	332	364	385	452	401	377	467	399	518
kN	390	408	394	436	413	480	440	413	502	449	550
kN	408	421	457	508	441	508	480	448	536	500	582
kN	356	384	264	293	328	423	336	309	435	320	451
kN	374	397	327	364	357	451	376	344	470	370	484
kN	392	410	390	436	385	479	415	379	505	420	516
kN	411	424	452	508	413	507	455	415	540	471	548

15.2 Spalla B

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



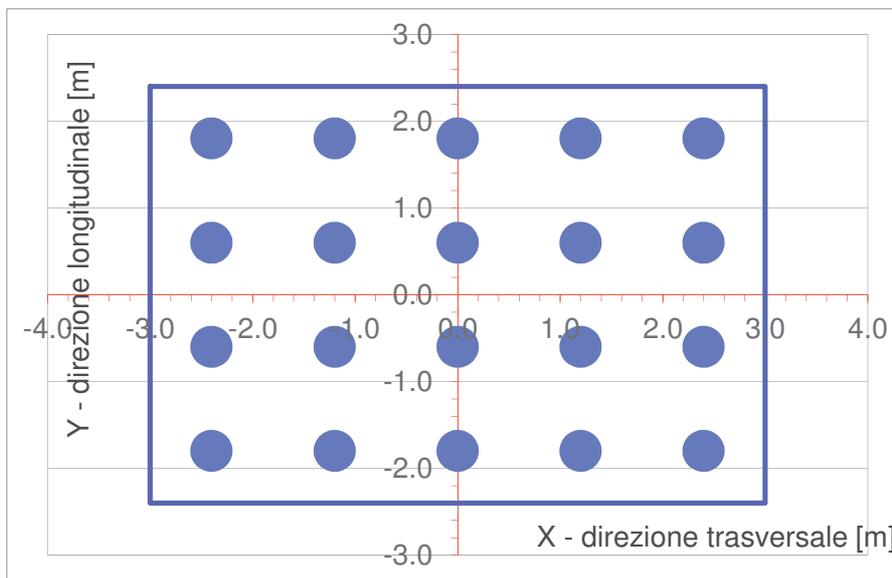
num.	X (trasv) m	Y (long) m
1	5.00	-3.60
2	5.00	-1.80
3	5.00	0.00
4	5.00	1.80
5	5.00	3.60
6	3.00	-3.60
7	3.00	-1.80
8	3.00	0.00
9	3.00	1.80
10	3.00	3.60
11	1.00	-3.60
12	1.00	-1.80
13	1.00	0.00
14	1.00	1.80
15	1.00	3.60
16	-1.00	-3.60
17	-1.00	-1.80
18	-1.00	0.00
19	-1.00	1.80
20	-1.00	3.60
21	-3.00	-3.60
22	-3.00	-1.80
23	-3.00	0.00
24	-3.00	1.80
25	-3.00	3.60
26	-5.00	-3.60
27	-5.00	-1.80
28	-5.00	0.00
29	-5.00	1.80
30	-5.00	3.60

Palo	30	524	627	701	582	620	676	587	843	944	784	834	909	789	638	
Palo	29	501	555	638	518	554	616	527	747	858	697	745	829	708	559	
Palo	28	479	483	574	454	488	557	466	650	773	610	656	748	626	480	
Palo	27	456	411	511	389	422	497	406	553	687	523	567	668	545	401	
Palo	26	434	339	447	325	356	437	345	456	601	436	478	587	464	322	
Palo	25	522	661	692	622	648	671	619	891	933	839	872	904	833	679	
Palo	24	500	589	629	558	582	611	558	794	847	752	783	823	752	600	
Palo	23	477	517	565	494	516	552	498	697	762	665	694	743	670	521	
Palo	22	455	446	502	429	450	492	437	600	676	578	605	662	589	442	
Palo	21	432	374	438	365	384	432	377	503	590	491	517	582	508	363	
Palo	20	520	695	683	662	675	666	650	938	922	894	910	898	877	720	
Palo	19	498	623	620	598	609	606	590	841	837	807	821	818	795	641	
Palo	18	475	552	556	534	543	547	530	745	751	720	733	737	714	562	
Palo	17	453	480	493	469	477	487	469	648	665	633	644	657	633	483	
Palo	16	431	408	429	405	411	427	409	551	579	546	555	576	552	404	
Palo	15	519	730	674	702	703	661	682	986	911	949	948	893	921	760	
Palo	14	496	658	611	638	637	601	622	889	826	862	860	812	839	681	
Palo	13	474	586	547	573	571	542	561	792	740	775	771	732	758	603	
Palo	12	451	514	484	509	505	482	501	695	654	688	682	651	677	524	
Palo	11	429	442	420	445	439	422	440	598	568	601	593	571	595	445	
Palo	10	517	764	665	742	730	656	714	1033	900	1004	987	887	965	801	
Palo	9	495	692	602	678	664	597	653	936	815	917	898	806	883	722	
Palo	8	472	620	538	613	598	537	593	839	729	830	809	726	802	643	
Palo	7	450	549	475	549	532	477	533	742	643	743	720	645	721	564	
Palo	6	427	477	411	485	466	417	472	646	557	656	631	565	639	485	
Palo	5	516	798	657	782	758	651	745	1081	890	1059	1025	881	1008	842	
Palo	4	493	726	593	718	692	592	685	984	804	972	936	801	927	763	
Palo	3	471	655	529	653	626	532	625	887	718	885	847	720	846	684	
Palo	2	448	583	466	589	560	472	564	790	632	798	758	640	764	605	
Palo	1	426	511	402	525	494	412	504	693	546	711	669	559	683	526	
	perm	SLE1	SLE2	SLE3	SLE4	SLE5	SLE6	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7		
		SLE						A1								

724	587	630	694	592	837	728	714	678	kN
654	517	558	629	526	694	611	654	623	kN
585	446	486	564	460	552	495	594	568	kN
516	376	414	499	395	409	378	534	513	kN
446	306	342	435	329	266	261	474	458	kN
715	634	663	690	629	814	716	672	636	kN
645	564	591	625	564	672	599	612	581	kN
576	494	519	560	498	529	482	552	526	kN
507	423	447	495	433	387	365	492	471	kN
437	353	375	430	367	244	248	432	416	kN
706	682	695	685	667	792	703	630	594	kN
637	611	623	620	601	649	586	570	539	kN
567	541	551	555	536	507	469	510	484	kN
498	471	479	491	470	364	352	450	429	kN
428	400	407	426	405	222	236	390	373	kN
697	729	728	681	705	769	690	588	552	kN
628	658	656	616	639	627	573	528	497	kN
558	588	584	551	574	484	457	468	442	kN
489	518	512	486	508	342	340	408	387	kN
419	447	440	421	442	199	223	348	331	kN
688	776	761	676	742	747	678	546	510	kN
619	706	689	611	677	604	561	486	455	kN
549	635	617	547	611	462	444	426	400	kN
480	565	545	482	546	319	327	366	344	kN
410	495	473	417	480	177	210	306	289	kN
679	823	794	672	780	724	665	503	468	kN
610	753	722	607	715	582	548	443	413	kN
540	683	650	542	649	439	431	384	357	kN
471	612	578	477	583	297	314	324	302	kN
401	542	506	412	518	154	198	264	247	kN
SLU8	SLU9	SLU10	SLU11	SLU12	long (+)	long (-)	trasv (+)	trasv (-)	
					SISMA				

15.3Plinto Pila 1

Sono riportate le sollecitazioni e le coordinate dei singoli pali



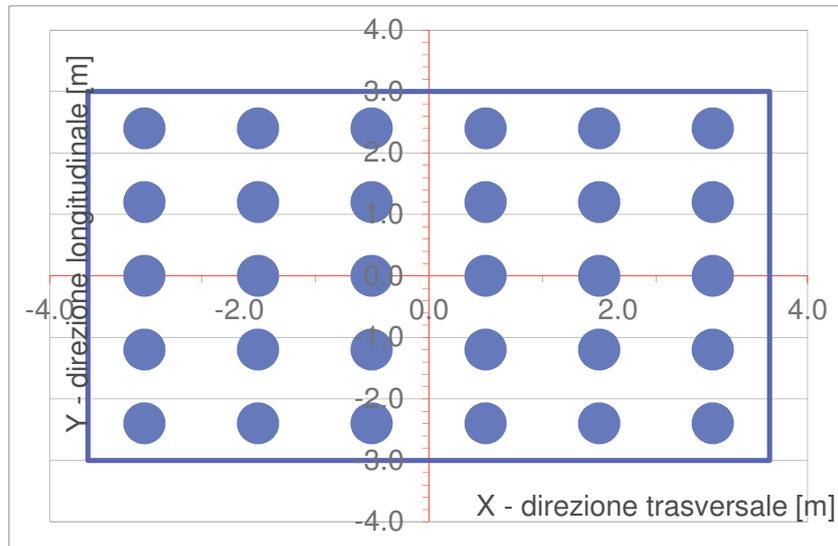
num.	X (trasv)	Y (long)
	m	m
1	-2.40	-1.80
2	-2.40	-0.60
3	-2.40	0.60
4	-2.40	1.80
5	-1.20	-1.80
6	-1.20	-0.60
7	-1.20	0.60
8	-1.20	1.80
9	0.00	-1.80
10	0.00	-0.60
11	0.00	0.60
12	0.00	1.80
13	1.20	-1.80
14	1.20	-0.60
15	1.20	0.60
16	1.20	1.80
17	2.40	-1.80
18	2.40	-0.60
19	2.40	0.60
20	2.40	1.80

Palo	20	1381	370	2101	-624	1189	-388	1189	-388	-388	1453	0
Palo	19	1142	588	1861	-382	925	-138	925	-138	-138	1205	0
Palo	18	902	805	1622	-140	660	113	660	113	113	957	0
Palo	17	663	1023	1383	103	396	363	396	363	363	710	0
Palo	16	1402	324	1695	-123	1280	-11	1280	-11	-11	1399	0
Palo	15	1162	541	1455	120	1016	240	1016	240	240	1152	0
Palo	14	923	759	1216	362	752	491	752	491	491	904	0
Palo	13	683	976	976	604	488	741	488	741	741	656	0
Palo	12	1422	277	1289	379	1371	367	1371	367	367	1346	0
Palo	11	1183	495	1049	622	1107	618	1107	618	618	1098	0
Palo	10	943	712	810	864	843	868	843	868	868	851	0
Palo	9	704	930	570	1106	579	1119	579	1119	1119	603	0
Palo	8	1443	231	882	881	1462	745	1462	745	745	1293	0
Palo	7	1203	448	643	1123	1198	995	1198	995	995	1045	0
Palo	6	964	666	404	1366	934	1246	934	1246	1246	797	0
Palo	5	725	883	164	1608	670	1497	670	1497	1497	550	0
Palo	4	1463	184	476	1383	1554	1123	1554	1123	1123	1239	0
Palo	3	1224	402	237	1625	1290	1373	1290	1373	1373	992	0
Palo	2	984	619	-2	1867	1026	1624	1026	1624	1624	744	0
Palo	1	745	837	-242	2110	761	1874	761	1874	1874	496	0
		SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7	SLU8	SLU9	SLU10	SLU11
A1												

0	834	367	1116	85	1120	150	kN
0	764	442	1022	184	908	366	kN
0	694	517	928	283	697	583	kN
0	625	592	835	382	485	800	kN
0	801	403	936	268	1026	205	kN
0	731	478	842	367	814	422	kN
0	661	553	749	466	603	639	kN
0	591	628	655	565	392	855	kN
0	768	439	756	450	932	260	kN
0	698	514	662	550	721	477	kN
0	628	589	569	649	509	694	kN
0	558	664	475	748	298	911	kN
0	735	475	576	633	838	315	kN
0	665	550	482	733	627	532	kN
0	595	625	389	832	416	749	kN
0	525	700	295	931	204	966	kN
0	701	511	396	816	745	370	kN
0	632	586	302	915	533	587	kN
0	562	661	209	1015	322	804	kN
0	492	736	115	1114	110	1021	kN
SLU12	long (+)	long (-)	trasv (+)	trasv (-)	vert (+)	vert (-)	
SISMA							

15.4 Plinto Pila 2

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

Palo	30	462	685	898	311	1317	-76	1317	-76	474	736	0	0	746
Palo	29	582	617	1019	187	922	183	922	183	332	874	0	0	660
Palo	28	702	549	1139	63	527	443	527	443	189	1013	0	0	575
Palo	27	822	481	1259	-61	131	702	131	702	46	1152	0	0	489
Palo	26	942	413	1379	-185	-264	961	-264	961	-97	1291	0	0	404
Palo	25	496	650	722	508	1296	-31	1296	-31	620	610	0	0	718
Palo	24	617	582	843	384	901	228	901	228	478	749	0	0	632
Palo	23	737	513	963	259	506	487	506	487	335	887	0	0	547
Palo	22	857	445	1083	135	110	746	110	746	192	1026	0	0	461
Palo	21	977	377	1203	11	-285	1005	-285	1005	49	1165	0	0	376
Palo	20	531	614	546	704	1275	13	1275	13	766	484	0	0	689
Palo	19	652	546	667	580	880	272	880	272	624	623	0	0	604
Palo	18	772	478	787	456	485	531	485	531	481	762	0	0	519
Palo	17	892	410	907	332	89	791	89	791	338	900	0	0	433
Palo	16	1012	342	1027	207	-306	1050	-306	1050	195	1039	0	0	348
Palo	15	566	579	370	900	1254	57	1254	57	912	358	0	0	661
Palo	14	686	511	491	776	859	317	859	317	770	497	0	0	576
Palo	13	807	443	611	652	464	576	464	576	627	636	0	0	491
Palo	12	927	375	731	528	68	835	68	835	484	775	0	0	405
Palo	11	1047	307	851	404	-327	1094	-327	1094	341	913	0	0	320
Palo	10	601	544	194	1096	1233	102	1233	102	1058	232	0	0	633
Palo	9	721	476	314	972	838	361	838	361	916	371	0	0	548
Palo	8	842	408	435	848	443	620	443	620	773	510	0	0	462
Palo	7	962	340	555	724	47	879	47	879	630	649	0	0	377
Palo	6	1082	272	675	600	-348	1139	-348	1139	487	788	0	0	292
Palo	5	636	509	18	1292	1212	146	1212	146	1204	106	0	0	605
Palo	4	756	441	138	1168	817	405	817	405	1062	245	0	0	520
Palo	3	876	373	259	1044	422	665	422	665	919	384	0	0	434
Palo	2	997	305	379	920	26	924	26	924	776	523	0	0	349
Palo	1	1117	237	499	796	-369	1183	-369	1183	633	662	0	0	264
		SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7	SLU8	SLU9	SLU10	SLU11	SLU12	long (+)
		A1												SISMA

199	901	43	1139	-175	kN
281	805	137	871	90	kN
363	708	230	602	355	kN
445	612	323	334	620	kN
527	515	416	66	885	kN
223	806	134	1086	-138	kN
305	710	228	818	127	kN
387	613	321	550	392	kN
469	517	414	281	657	kN
551	420	507	13	922	kN
247	711	225	1034	-100	kN
329	615	319	765	165	kN
411	518	412	497	430	kN
493	422	505	228	695	kN
575	325	598	-40	960	kN
271	616	317	981	-63	kN
353	520	410	713	202	kN
435	423	503	444	467	kN
517	326	596	176	732	kN
599	230	689	-93	997	kN
295	521	408	928	-25	kN
377	425	501	660	240	kN
460	328	594	391	505	kN
542	231	687	123	770	kN
624	135	780	-145	1035	kN
320	426	499	875	12	kN
402	330	592	607	277	kN
484	233	685	339	542	kN
566	136	778	70	807	kN
648	40	871	-198	1072	kN
long (-)	trasv (+)	trasv (-)	vert (+)	vert (-)	

16 Allegato E: verifica paratia provvisoria – Sezione I

16.1 Sollecitazioni agenti sui pali

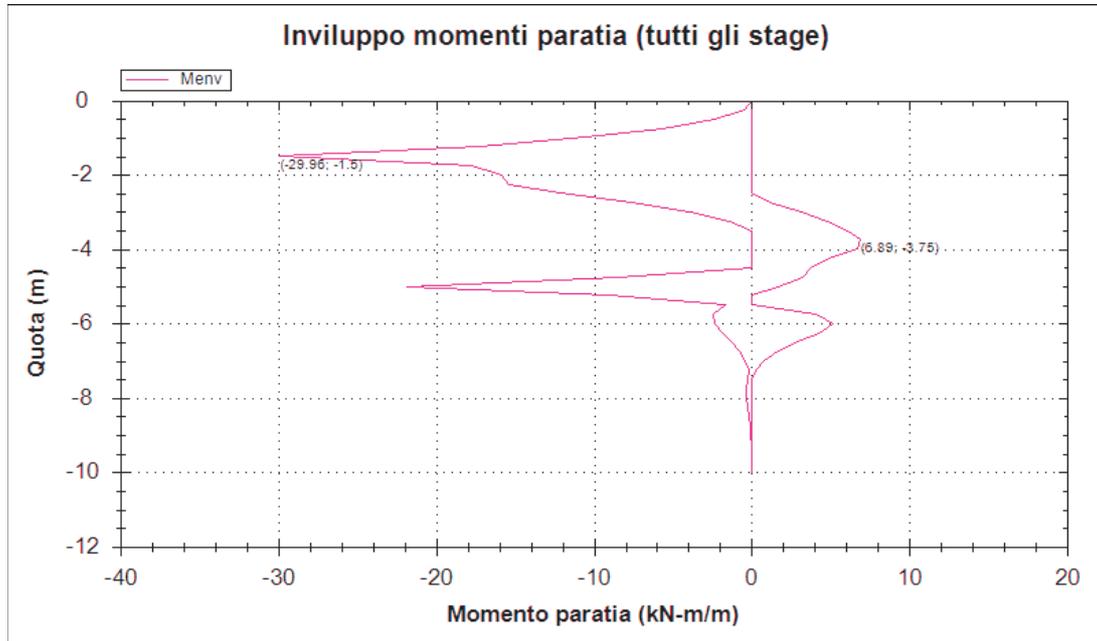


Figura 22: Diagramma dei momenti flettenti (A1+M1+R1)

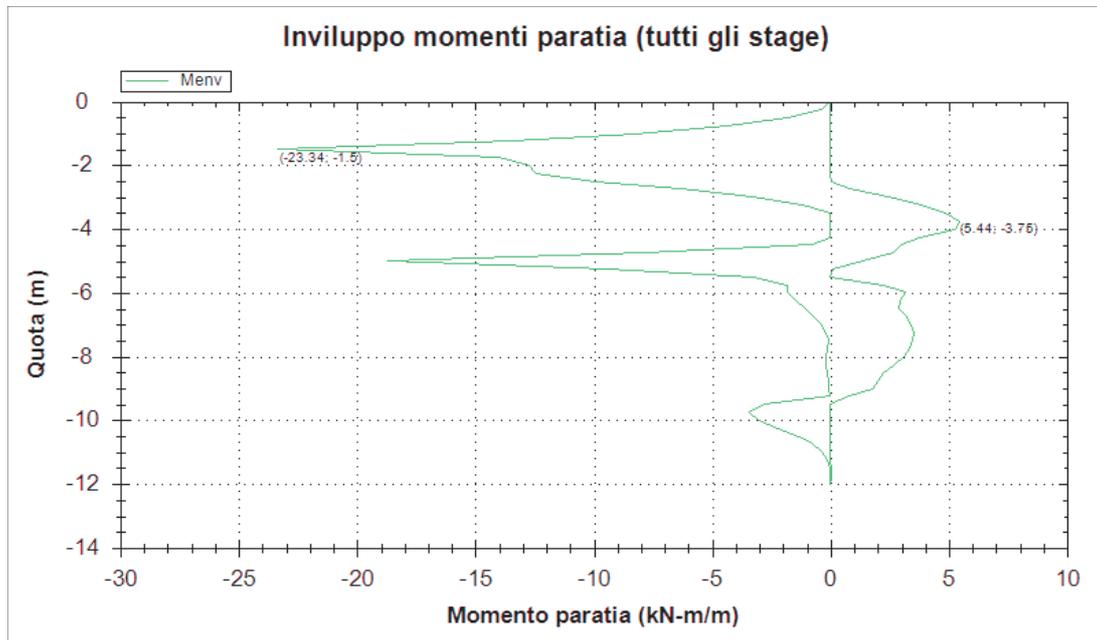


Figura 23: Diagramma dei momenti flettenti (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	M [kNm/m]	i_{pali} [m]	M_{palo} [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	30.0	0.6	18.0
SLV (EQK+M1+R1)	23.3	0.6	14.0

Tabella 23: Valori dei momenti flettenti sulla paratia

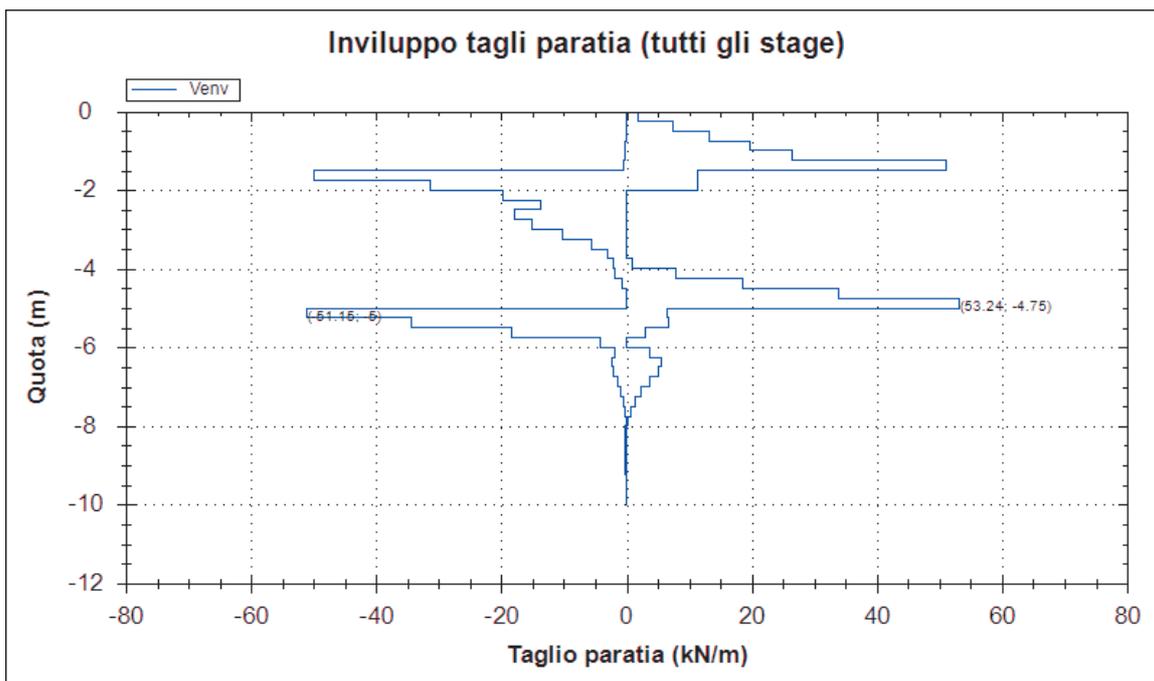


Figura 24: Diagramma del taglio (A1+M1+R1)

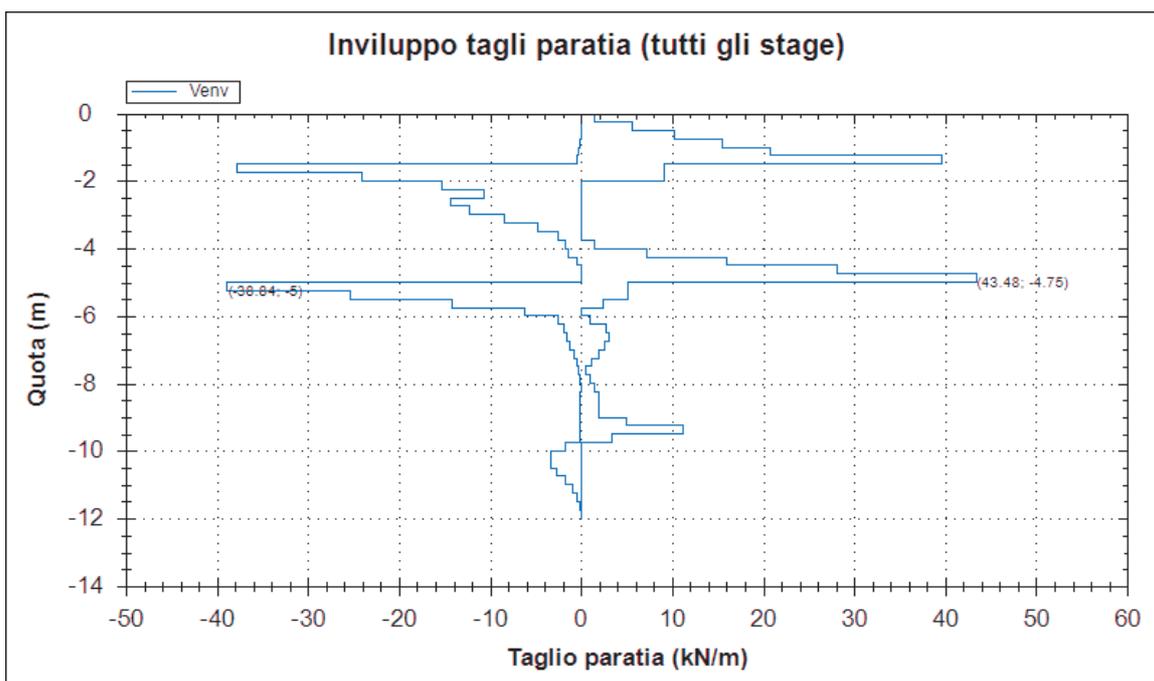


Figura 25: Diagramma del taglio (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	T [kN/m]	i_{pali} [m]	Tpalo [kN]
SLU (A1+M1+R1)	53.2	0.6	31.9
SLV (EQK+M1+R1)	43.5	0.6	26.1

Tabella 24: Valori del taglio sulla paratia

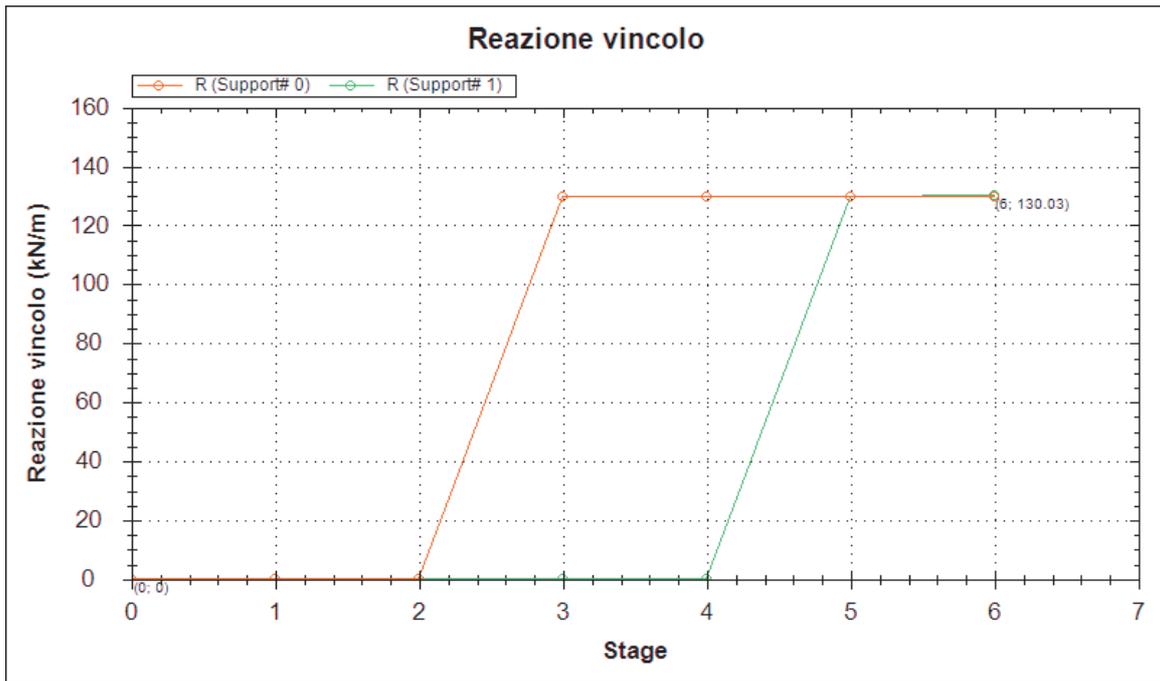


Figura 26: Reazioni tiranti (A1+M1+R1)

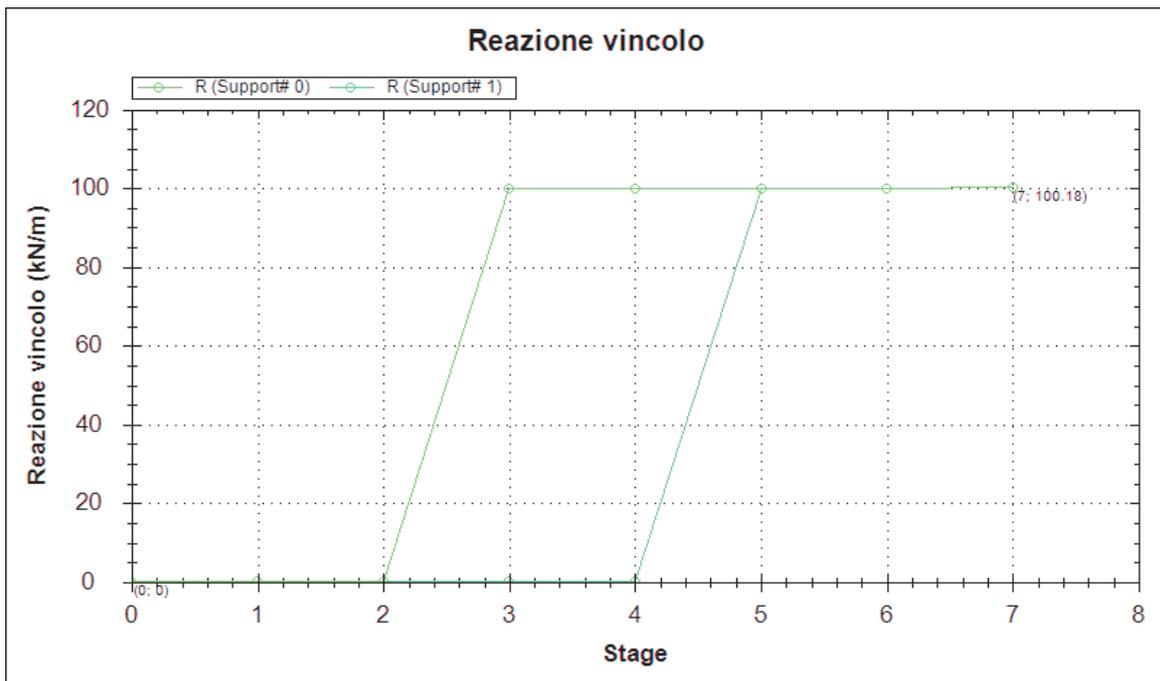


Figura 27: Reazioni tiranti (EQK+M1+R1)

16.2 Verifica strutturale dei pali

L'armatura longitudinale è costituita da un tubo in acciaio ϕ 273 e spessore 10 mm.

Si riporta la verifica allo SLU/SLV.

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari e verifica secondo DM 2008

Diametro esterno nominale	D	273.00	[mm]
Spessore nominale	t	10.00	[mm]
Diametro interno nominale	d	253.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	82.6	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	7154	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.31	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	524	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	692	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	14308	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1048	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	275	[MPa]
Coefficiente e	ε	0.92	[-]
Classificazione			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	10.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	27.30	[-]
<i>Classificazione della sezione</i>	CLASSE 1		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V_{Ed}	31.9 [kN]	
A_v	52.6 [cm ²]	Area a taglio
γ_{M0}	1.05	
$V_{c,Rd}$	795 [kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = - \quad f_{y,red} = - \quad \text{[MPa]} \quad \text{FS} \quad \mathbf{24.9}$$

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M_{Ed}	18.0 [kNm]		
$M_{c,Rd}$	181 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo	FS 10.1

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V_{SLE}	31.9 [kN]	τ	6 [MPa]	
M_{SLE}	18.0 [kNm]	σ_M	34 [MPa]	
N_{SLE}	0 [kN]	σ_N	0 [MPa]	
		σ_{TOT}	36 [MPa]	ok
				FS 7.3

VERIFICHE TENSIONALI - SLE

V_{SLE}	23.6 [kN]	τ	4 [MPa]	
M_{SLE}	13.3 [kNm]	σ_M	25 [MPa]	
N_{SLE}	0 [kN]	σ_N	0 [MPa]	
		σ_{TOT}	27 [MPa]	ok
coeff.	1.35	FS	9.8	

16.3 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.

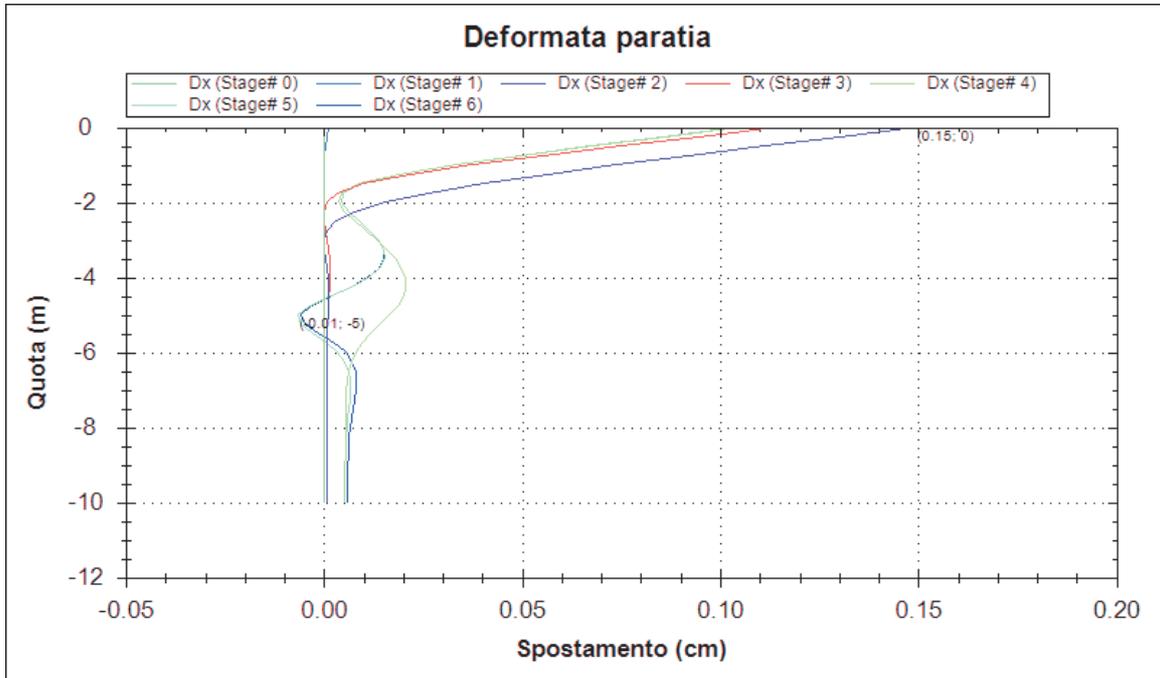


Figura 28: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)