

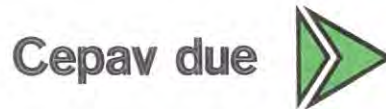
COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03)

PK 115+990.00

Relazione di calcolo opere provvisionali

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta)	Valido per costruzione Data: _____
Data: 06 OTT 2018	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	G I 0 3 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	<i>WCA</i>	21/09/18	<i>[Signature]</i>	21/09/18	21/09/18	<i>[Signature]</i>
B							
C							



CIG. 751447334A

File: \INOR\PE2\CLGI0300001A.doc

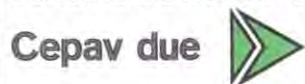


Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. ALBA s.r.l.

CUP: F81H9100000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

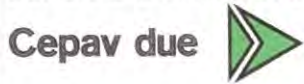
Rev.
A

Foglio
2 di 72

INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
1.1.	OGGETTO E SCOPO	4
1.2.	BREVE DESCRIZIONE DEL PROGETTO	4
1.3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
1.3.1.	<i>Normative e raccomandazioni</i>	7
1.3.2.	<i>Bibliografia</i>	7
1.3.3.	<i>Specifiche Tecniche di Riferimento</i>	8
2.	DESCRIZIONE DELLE OPERE E FASI ESECUTIVE	9
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	13
4.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	15
4.1.	IMBOCCO LATO MILANO (OVEST) DELLA GALLERIA NATURALE.....	18
4.1.1.	<i>Definizione della stratigrafia di riferimento</i>	19
4.1.2.	<i>Andamento della falda</i>	20
4.1.3.	<i>Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici</i>	20
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	21
6.	SOFTWARE DI CALCOLO.....	23
7.	STATI LIMITE	27
7.1.	AZIONI.....	27
7.2.	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO.....	27
7.3.	ANALISI DI STABILITÀ DEI VERSANTI	30
8.	OPERE DI IMBOCCO.....	33
8.1.	MODELLAZIONE STRATIGRAFICA, GEOTECNICA E CARICHI DELLE DIVERSE TRATTE.....	35
8.2.	GEOMETRIA MODELLI DI CALCOLO E AZIONI RISULTANTI.....	38
8.2.1.	<i>Tratta A</i>	38
8.2.2.	<i>Tratta B in corrispondenza dei due imbocchi</i>	42
8.2.3.	<i>Tratta C</i>	46
8.3.	VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE	50

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
3 di 72

8.3.1. Verifiche strutturali del palo	50
8.3.2. Verifiche strutturali sui tiranti.....	54
8.3.1. Verifiche geotecniche sui tiranti.....	56
8.3.2. Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti.....	60
8.3.3. Verifica della profondità di infissione	63
8.3.4. Verifica di stabilità globale	64
9. VERIFICHE DI STABILITA'	68

1. INTRODUZIONE

1.1. Oggetto e scopo

Nella presente relazione si riportano le analisi e le verifiche delle opere di sostegno che si rendono necessarie per la realizzazione dell'imbocco della galleria naturale Lonato Lato Milano (GI03) prevista nell'ambito del progetto della linea A.V. – A.C. Torino – Venezia lungo la tratta Milano – Verona.

Tale opera risulta necessaria anche per la realizzazione della galleria artificiale Lonato Ovest GA06 il cui asse pari è compreso tra le progressive 114+565 e 115+990 (lunghezza 1425 m). Essa costituisce il tratto approccio, sul lato Ovest, alla omonima galleria naturale (GN02) e si sviluppa secondo un tracciato affiancato all'autostrada A4 Milano – Venezia. Le due canne della galleria presentano il massimo distanziamento in corrispondenza dell'imbocco del tratto in naturale, mentre diventano un'unica canna sull'uscita Ovest.

1.2. Breve descrizione del progetto

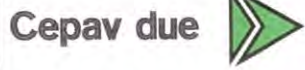
Nell'ambito del tracciato della linea ferroviaria Alta Velocità/ Alta Capacità Milano-Verona, la galleria Lonato, comprende la galleria naturale a doppia canna più lunga della tratta, con una lunghezza complessiva di circa 4.8 km. L'opera complessiva, compresa tra le progressive 114+535 e 122+250 riferite all'asse del binario pari, è suddivisa principalmente in sette parti d'opera distinte (WBS):

- TRINCEA DI APPROCCIO LONATO OVEST (TR04), corrispondente a una trincea di muri ad U, della lunghezza di 30 m, di approccio alla galleria artificiale ovest;
- IMBOCCO LONATO OVEST (GI03), corrispondente ad una paratia di pali tirantata e un consolidamento a tergo delle paratie di uscita della fresa;
- GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06), corrispondente ad una galleria artificiale di lunghezza complessiva pari a 1425 m, con un primo tratto monocanna, a doppio binario, con sezione scatolare, ed un secondo tratto a canne separate con sezione scatolare;
- GALLERIA NATURALE LONATO (GN02), corrispondente ad una galleria naturale a doppia canna a singolo binario, scavata in meccanizzato con lunghezze di 4782 m e 4748 m, tra le progressive 115+990 e 120+772;
- IMBOCCO LONATO EST (GI05), corrispondente ad una paratia di pali tirantata, un consolidamento a tergo delle paratie di uscita della fresa e delle opere di scavo del versante a tergo della paratia;
- GALLERIA ARTIFICIALE LONATO EST (GA07), corrispondente ad una galleria artificiale di lunghezza complessiva pari a 1356 m, con un primo tratto monocanna, a doppio binario, con sezione scatolare, ed un secondo tratto a canne separate con sezione scatolare;
- TRINCEA DI APPROCCIO LONATO EST (TR05), corrispondente a una trincea di muri ad U e una trincea a cielo aperto, della lunghezza di 121 m, di approccio alla galleria artificiale est;

Per quanto concerne l'opera principale costituita dalla galleria naturale, il cui scavo è previsto con l'impiego di una TBM del tipo EPB.

La Galleria Lonato è ubicata poco a sud dell'omonimo abitato di Lonato in adiacenza ad una zona industriale; il tracciato ferroviario interferisce dopo circa 350 m dal primo inizio (nel verso delle progressive crescenti) con l'Autostrada A4 Milano – Venezia, al di sotto della quale dovranno passare le due canne della galleria Lonato con una copertura, rispetto all'autostrada, di circa 10 m.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
5 di 72

Il rivestimento della galleria sarà realizzato in conci prefabbricati, che fungono anche da rivestimento definitivo, posti in opera dalla macchina immediatamente dopo ogni fase di avanzamento, ad una ridotta distanza dal fronte.

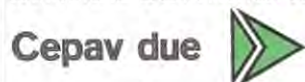
1.3. Documenti di riferimento

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento a quanto di seguito elencato.

GI03 - GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO PK 115+990.00

CODICE										DESCRIZIONE	
INOR	11	E	E2	R	O	GI	03	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Relazione di confronto PD/PE
INOR	11	E	E2	R	O	GI	03	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Relazione Generale
INOR	11	E	E2	C	L	GI	03	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Relazione di calcolo opere provvisionali
INOR	11	E	E2	C	L	GI	03	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Relazione di calcolo opere provvisionali - allegati numerici
INOR	11	E	E2	R	O	GI	03	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Relazione monitoraggio opere all'aperto
INOR	11	E	E2	P	Z	GI	03	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Scavi - Interventi di consolidamento della zona d'imbocco
INOR	11	E	E2	P	9	GI	03	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Sistemazione Definitiva - Planimetria
INOR	11	E	E2	P	9	GI	03	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Scavi - Planimetria
INOR	11	E	E2	F	9	GI	03	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Scavi - Profili longitudinali
INOR	11	E	E2	W	9	GI	03	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Scavi - Sezioni trasversali
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	03	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Scavi - Planimetria, sezioni, armatura pista di cantiere
INOR	11	E	E2	P	9	GI	03	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Sviluppata paratia (Tav. 1/3)
INOR	11	E	E2	P	9	GI	03	0	0	004	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Sviluppata paratia (Tav. 2/3)
INOR	11	E	E2	P	9	GI	03	0	0	005	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Sviluppata paratia (Tav. 3/3)
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	03	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Particolari costruttivi paratie
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	03	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Armatura pali paratie (Tav. 1/2)
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	03	0	0	004	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Armatura pali paratie (Tav. 2/2)
INOR	11	E	E2	P	Z	GI	03	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Planimetria e sezioni monitoraggio paratie e scavi
INOR	11	E	E2	F	9	GI	03	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Sistemazione Definitiva - Profili longitudinali
INOR	11	E	E2	W	9	GI	03	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Sistemazione Definitiva - Sezioni trasversali
INOR	11	E	E2	4	T	GI	03	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Tabella materiali
INOR	11	E	E2	B	B	GI	03	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Dima di imbocco e solettone di spinta - Carpenteria 1/2
INOR	11	E	E2	B	B	GI	03	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Dima di imbocco e solettone di spinta - Carpenteria 2/2
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	03	0	0	005	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Dima di imbocco e solettone di spinta - Armatura 1/3
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	03	0	0	006	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Dima di imbocco e solettone di spinta - Armatura 2/3
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	03	0	0	007	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 - Dima di imbocco e solettone di spinta - Armatura 3/3

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001Rev.
AFoglio
7 di 72

INOR 11 E E2 C L GI 03 0 0 003

GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO MILANO (GI03) - PK 115+990.00 -
Relazione di calcolo dima di imbocco

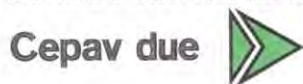
1.3.1. Normative e raccomandazioni

- **D. M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 (NTC 2008)** "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"
- **Legge 05.11.1971 n. 1086** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **UNI EN 1992-1-1 novembre 2005 (EC2)** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici"
- **UNI EN 1998-5 gennaio 2005 (EC8)** "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica– Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- **Regolamento U.E. nr. 1299/2014 della commissione del 18 novembre 2014** relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea. Pubblicato su Gazzetta Ufficiale anno 156° n°10 del 5 febbraio 2015.
- **Regolamento U.E. nr. 1303/2014 della commissione del 18 novembre 2014** relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la «sicurezza nelle gallerie ferroviarie» del sistema ferroviario dell'Unione europea (*norma STI*)
- **AICAP-AGI (2012). Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.** Raccomandazioni

1.3.2. Bibliografia

- Bustamante M. et Doix B., "Une méthode pour le calcul des tirants et des *micropieux injectés*", Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.
- Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- Lancellotta R. (2007), "Lower Bound approach for seismic passive earth resistance", Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
- Mueller-Breslau (1906), "Erddruck an Stuetzmaern" Kroener.
- Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- NAVFAC (1982), "Foundations and earth Structures. Design manual 7.2". Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proceedings*, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
- Taylor, D.W. (1948). *Fundamental of soil mechanics*. John Wiley, New York

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
8 di 72

1.3.3. Specifiche Tecniche di Riferimento

La presente fase progettuale, fa riferimento al nuovo Manuale di Progettazione RFI.

- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 4 – Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 6 – Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Specifica funzionale per il sistema di protezione e controllo accessi delle Gallerie Ferroviarie (RFI DPO PA LG A). Emissione 5/5/2008;
- Sovraccarichi per il calcolo dei Ponti Ferroviari: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo (Istruzioni FS: I/SC/PS-OM/2298). Emissione 13/01/1997;

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE E FASI ESECUTIVE

Nella planimetria in Figura 2.1 si presentano le opere necessarie per il raggiungimento dei piani di scavo per la realizzazione della galleria artificiale Lonato Ovest nella zona che va dall'imbocco posto alla progressiva km 115+990 fino alla progressiva km 115+890.

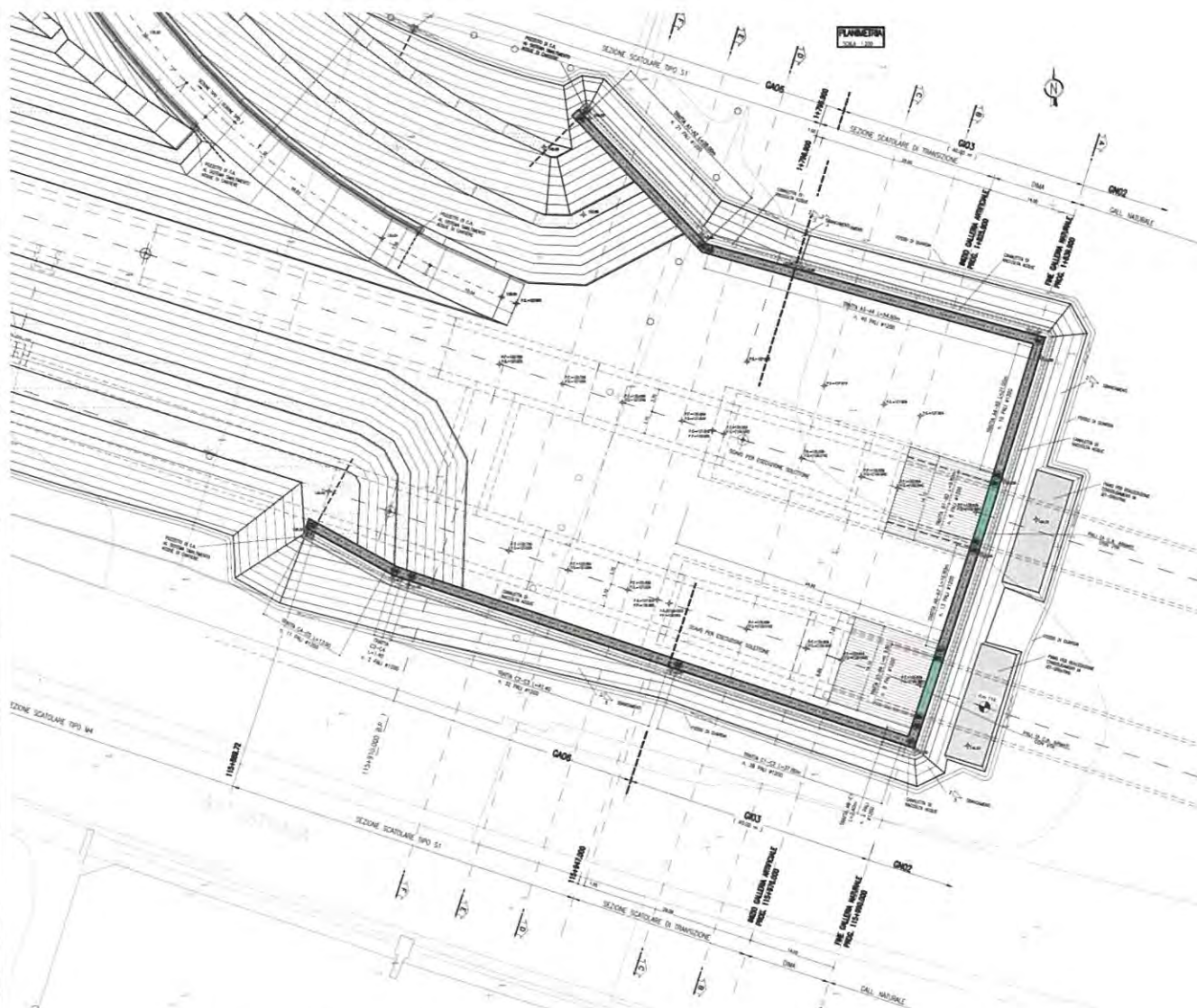


Figura 2.1 – Planimetria di scavo imbocco lato Milano galleria artificiale Lonato

Nella parte d'imbocco della galleria naturale e fino alla pk 115+890 circa (canna pari) le opere di sostegno degli scavi saranno costituite da paratie di pali di grande diametro $\phi 1200$ mm a passo 1,4 m di lunghezza variabile da 24 m a 14 m contrastate principalmente con 1 o 2 ordini di tiranti a 4, 5 o 6 trefoli.

Le opere ricadenti nella WBS GI03 sono:

- opere di scavo a tergo degli imbocchi;
- consolidamenti in jet-grouting a tergo paratie per entrambe le canne;

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL GI 030 0 001	Rev. A	Foglio 10 di 72
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

- opere di sostegno degli scavi dalla progressiva 115+950 fino a progressiva 115+990 (L=40 m) su entrambe le canne;
- rampa di accesso al piazzale;
- dima di imbocco;
- solettone di appoggio per l'arrivo della fresa.

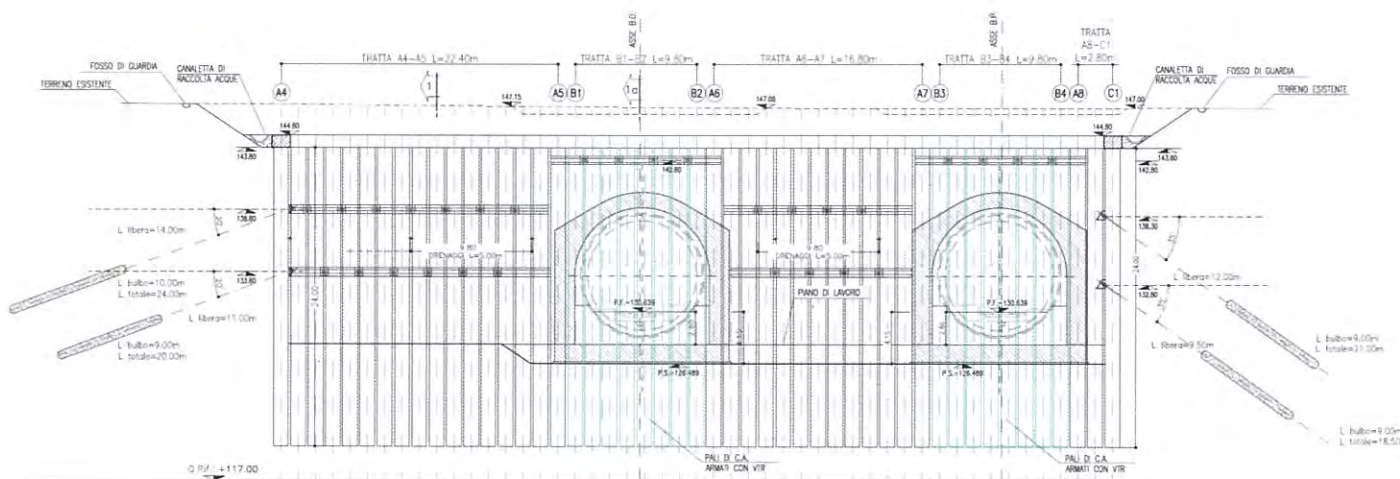


Figura 2.2 – Sviluppo paratia di imbocco

In corrispondenza della zona di uscita della fresa verrà realizzato un tampone in jet grouting a tergo delle paratie costituito da colonne $\phi 1200$ mm con maglia $80\text{cm} \times 80\text{cm}$ di lunghezza massima 16 m fino a circa 11 m di distanza dall'imbocco.

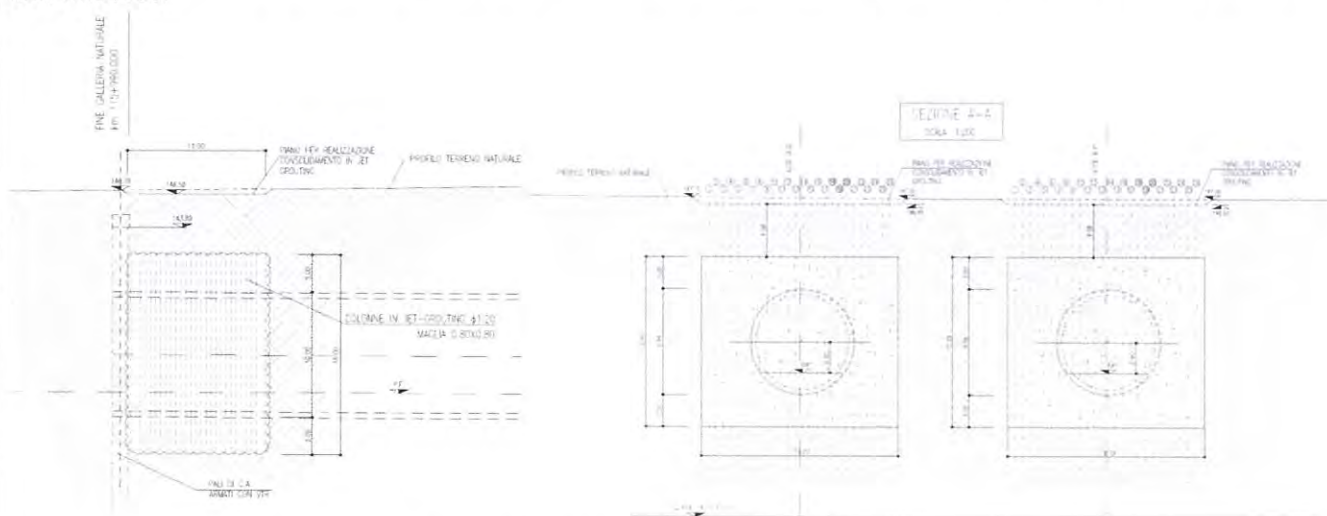


Figura 2.3 – Profilo e sezione del consolidamento in jet-grouting a tergo delle paratie

Al termine dell'esecuzione del consolidamento verrà realizzato lo scavo necessario per il raggiungimento della quota di testa dei pali, che avrà pendenza $3(o)/2(v)$ per un'altezza massima di 3,5m. In tale zona verrà realizzato un solo

ordine di tiranti a 4 trefoli per evitare interferenze con lo scavo della galleria naturale e le armature dei pali saranno costituite da barre in vetroresina al fine di agevolare l'uscita della fresa.

La realizzazione della paratia e dello scavo avverranno secondo le seguenti fasi operative:

- 1) preparazione del piano di lavoro per l'esecuzione del tampone in jet grouting ed esecuzione dello stesso;
- 2) scavo fino al raggiungimento della quota di testa dei pali e realizzazione degli stessi;
- 3) realizzazione della trave in c.a. di collegamento in testa pali;
- 4) scavo di sbancamento fino alla profondità di -0.50 m rispetto alla quota del tirante;
- 5) perforazione, posa in opera e pretiro dei tiranti;
- 6) ripetizione delle fasi 4 e 5 per più ordini di tiranti;
- 7) scavo di sbancamento fino alla quota di fondo scavo finale.

In corrispondenza dell'imbocco è prevista una rampa di accesso al piazzale di imbocco la cui sezione tipologica prevede delle scarpate provvisorie di pendenza 3(o)/2(v) ed un muro ad U provvisorio di larghezza 6,5m.

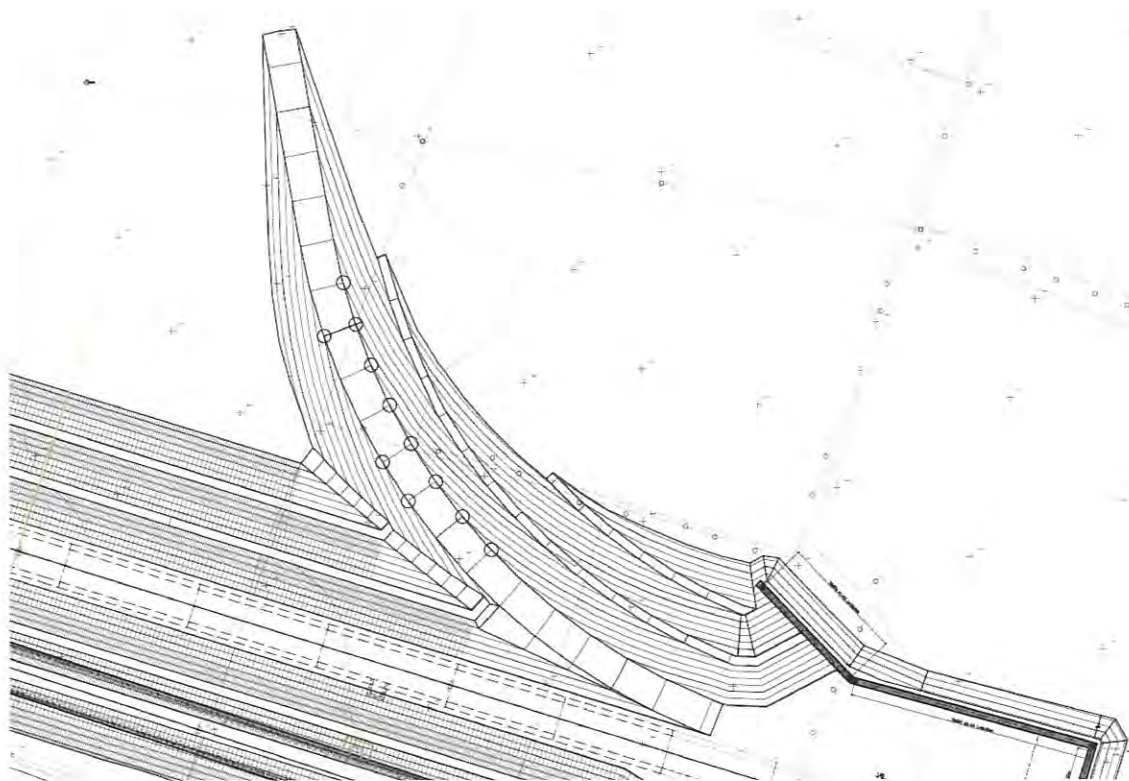


Figura 2.4 – Planimetria della rampa di accesso e sezione tipologica muri ad U

La paratia lato Sud corre parallelamente all'autostrada A4, in questa zona i tiranti di contrasto delle paratie di pali sono stati previsti inclinati di 35° al fine di non invadere la proprietà autostradale e le travi di ripartizione sono state previste in c.a. continue per tutto il tratto.

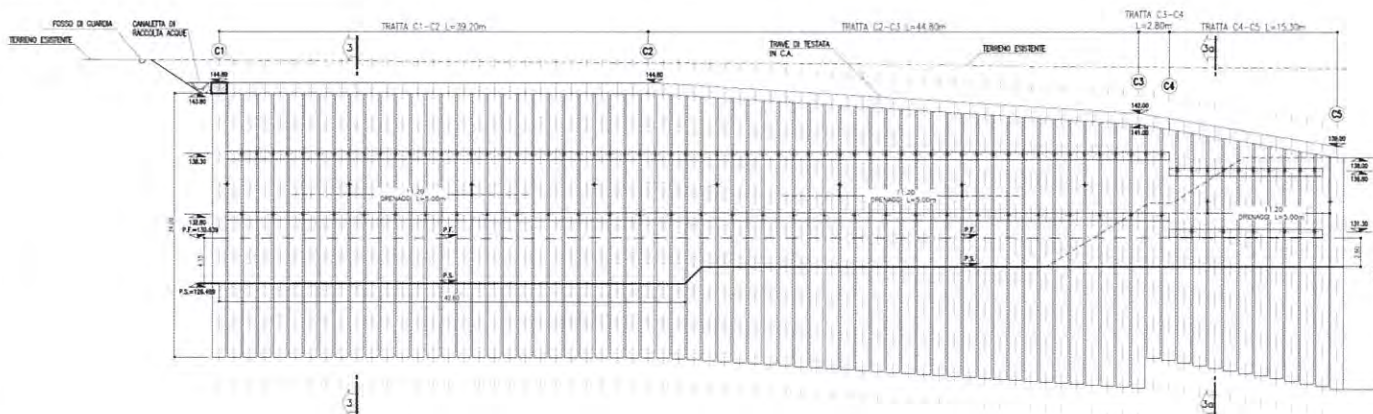


Figura 2.5 – Sviluppata paratia lato autostrada A4

Le opere strutturali che ricadono all'interno delle progressive di imbocco della WBS GI03 sono:

- Dima di imbocco
- Scatolare di transizione

La prima di queste opere è parte della WBS GI03 mentre le altre due opere sono parte integrante della GA06.

Lo scatolare di transizione, immediatamente successiva alla dima lunga 14m, è costituita da un tratto di sezione scatolare di lunghezza pari a 28 m per entrambi gli assi (separati).

In corrispondenza dell'imbocco Ovest si ha l'uscita della fresa e pertanto verrà predisposta una sella metallica su solettone in c.a. per accoglierla.

La dima è una struttura policentrica in c.a. al cui interno saranno installati i medesimi conci della galleria naturale. Il rivestimento esterno della dima ha un spessore di 1,25 m in chiave calotta e 1,60 m sul piedritto mentre il solettone ha uno spessore di 0,95m

La sezione di transizione serve per realizzare il raccordo tra la sezione circolare avente diametro interno 8,80 m derivante dalla galleria naturale e la sezione scatolare avente luce netta pari a 7,40 m. Tale sezione ha uno spessore sul solettone superiore e sui piedritti di 1,40 m mentre lo spessore del solettone definitivo è pari a 1,15 m.

Tra la dima e lo scatolare di transizione viene posta una sezione di raccordo tra le due denominata "veletta" la cui sezione trasversale è l'unione delle due strutture.

Dopo lo scatolare di transizione e fino alla progressiva 115+890 su entrambe le canne è presente la sezione scatolare corrente (WBS GA06).

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Di seguito si riportano le principali conclusioni degli studi geologici relativamente alle condizioni stratigrafiche dei terreni interessati dallo scavo della galleria Lonato.

L'imbocco occidentale della galleria Lonato alla progressiva chilometrica 115+990 è situato nell'ampia area pianeggiante costituita dai depositi fluvioglaciali dell'Allogruppo di Lonato e San Giorgio, che si estende dalla collina di Calcinato all'abitato di Lonato. Tali depositi sono caratterizzati da una certa omogeneità litologica: prevalgono infatti ghiaie e ghiaie con sabbia, nelle quali è possibile riconoscere isolate lenti di materiali più fini (sabbie limose). I depositi si spingono fino a profondità superiori a quelle della galleria in oggetto.

L'estesa piana fluvioglaciale è incisa, tra le pk 116+700 e pk 117+200 circa, da due scarpate fluvioglaciali, che delimitano un settore lievemente ribassato rispetto ai tratti confinanti all'esterno. La scarpata fluvioglaciale orientale costituisce il margine di un terrazzo morfologico che sviluppandosi verso est, si raccorda con il primo cordone morenico, orientato circa Nord-Sud. I depositi glaciali che costituiscono questo rilievo collinare, presentano rapporti di eteropia, in quanto sindeposizionali, con le unità fluvioglaciali, sono costituiti da ghiaie eterogenee con clasti di dimensioni variabili (da 0.5 a 10 cm), da angolari a subarrotondati, immersi in una matrice limoso-argillosa. Questo cordone morenico si sviluppa verso Est ed è attraversato da piane fluvioglaciali strette e poco profonde alle quali talvolta si sostituiscono episodi glaciolacustri di limitata estensione.

Da località S. Cipriano Sotto, approssimativamente in corrispondenza della progressiva km 119+250 fino a circa la progressiva km 120+250, l'unità glaciale è interrotta da un'ampia incisione fluvioglaciale caratterizzata litologicamente da terreni costituiti prevalentemente da ghiaie e ghiaie sabbiose, con isolati livelli di sabbie limose. Lo spessore del deposito, compreso tra 25 e 45 m, è delimitato alla base da depositi morenici e glaciolacustri. Procedendo verso Est un nuovo cordone morenico, con direzione Nord-Sud, separa l'area pianeggiante sopra descritta da un'altra piana fluvioglaciale dalle caratteristiche litologiche del tutto simili alla precedente. I depositi morenici presentano al loro interno episodi fluvioglaciali e glaciolacustri con estensione e spessore non prevedibile.

In località Bornade di Sopra, a Sud del rilevato autostradale, si verifica il contatto stratigrafico tra l'Allogruppo di Lonato e San Giorgio (Pleistocene medio) e l'Allogruppo di Lugana (Pleistocene superiore). L'imbocco orientale della Galleria di Lonato è situato nel primo cordone morenico dell'Allogruppo di Lugana, caratterizzato da ghiaie a supporto di matrice limoso-sabbiosa. In tutto il tratto interessato dalla galleria sono presenti numerosi massi erratici; quelli rilevati in superficie hanno dimensioni da 50 cm a oltre 2 m (capitolo 7). I sondaggi geognostici eseguiti durante le campagne d'indagine (1992-1994, 2001-2002, 2004) indicano la presenza di trovanti con dimensioni estremamente variabili, con un diametro massimo di 90 cm; si deve in questo caso tener conto che i sondaggi sono stati eseguiti con carotieri da 101 mm e che quindi le dimensioni reali dei massi incontrati potrebbero essere maggiori.

Lo schema dei rapporti stratigrafici che segue, schematizzato nella Figura 3.1, sintetizza la distribuzione dei diversi depositi attraversati dallo scavo della Galleria di Lonato.



Figura 3.1 – Schema dei rapporti stratigrafici.

Volendo schematizzare la distribuzione dei depositi attraversati dalla galleria di Lonato si ottiene il seguente quadro:

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
14 di 72

- dall'imbocco occidentale situato alla progressiva km 115+990 fino alla progressiva km 118+700 circa sono presenti i depositi fluvioglaciali dell'Allogruppo di Lonato e S. Giorgio;
- dal km 118+700 fino al km 119+250 sono presenti dei depositi glaciali dell'Allogruppo di Lonato e S. Giorgio; tra la progressiva km 118+910 fino alla progressiva km 119+130 è stata rilevata, dalle stratigrafie dei sondaggi eseguiti, una lente di depositi fluvioglaciali;
- dalla progressiva km 119+250 sino alla progressiva km 120+220 circa, viene attraversata un'ampia incisione costituita da depositi fluvioglaciali, interrotta per un breve tratto da depositi morenici tra la progressiva km 119+335 e la progressiva km 119+440;
- dalla progressiva km 120+220 fino alla progressiva km 120+700 viene inciso un cordone morenico costituito da depositi glaciali. In corrispondenza della progressiva km 120+520 circa sono stati evidenziati tre episodi deposizionali sovrapposti di origine fluvioglaciale, glaciolacustre e nuovamente fluvioglaciale. L'estensione e lo spessore dei sopracitati depositi è stato stimato in base all'unico sondaggio che li evidenzia, il 3SS073;
- tra la progressiva km 120+700 e la zona dell'imbocco orientale, situato alla progressiva chilometrica 120+772, si ritrovano i depositi fluvioglaciali.

4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica della galleria Lonato sono state condotte tre principali campagne di indagini geognostiche nel 1992-1994, 2000-2002 e nel 2003-2004 a queste si è aggiunta la campagne condotta nel 2014-2015 per l'esecuzione di sondaggi a supporto del piano di gestione ambientale e del piano di utilizzo terre, e la campagna geognostica integrativa per la progettazione esecutiva svoltasi nel dicembre del 2017. Nelle seguenti tabelle sono riportati i sondaggi eseguiti nell'area interessata dalla galleria suddivisi per campagna d'indagine.

Denominazione Sondaggio o Pozzetto	Campagna	PK [km]	Quota Boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza Sondaggio [m]	Distanza Asse [m]	Prove / strumentazione installata
DS011	1992-1993	114+500	138.71	28.2	15 N	piezometro TA (3 m - 28 m), SPT
DS012	1992-1993	114+760	141.5	30.0	82 N	SPT
PE104	1992-1993	114+750	137.5	3.0	90 S	
DS013	1992-1993	115+320	143.0	35.0	29 N	piezometro TA (15 m - 33 m), SPT
PE105	1992-1993	115+310	140.3	3.1	90 S	
DS612	1992-1993	115+680	143.6	25.0	106 N	SPT
PE106	1992-1993	115+920	145.3	3.3	100 S	
DS014	1992-1993	116+120	148.2	25.0	26 N	SPT
DS611	1992-1993	116+510	150.4	25.0	81 S	SPT
PE107	1992-1993	116+650	151.7	2.9	80 S	
DS015	1992-1993	116+795	147.1	35.0	11 S	SPT
DS610	1992-1993	117+340	164.8	25.0	26 S	piezometro TA (6 m - 25 m), Lefranc, SPT
DS609	1992-1993	117+630	167.7	35.0	21 S	SPT
DS608	1992-1993	118+082	180.8	45.0	15 S	piezometro (17.5 m - 45 m), Lefranc, SPT
DS607	1992-1993	118+420	189.8	75.0	28 N	pressiometrica Menard, SPT
DS712	1992-1993	118+500	173.0	26.4	45 N	pressiometrica Menard
DS711	1992-1993	118+520	173.3	25.6	45 N	prove iniettabilità
DS710	1992-1993	118+540	173.8	27.5	60 N	Lefranc, SPT, pocket p.
DS606	1992-1993	118+630	170.9	50.0	8 S	SPT
DS605	1992-1993	118+960	154.4	45.0	15 S	Lefranc, SPT
DS604	1992-1993	119+090	149.5	45.0	214 N	SPT
DS016	1992-1993	119+110	163.6	60.0	6 N	
DS603	1992-1993	119+400	140.8	45.0	5 N	SPT
DS602	1992-1993	119+741	135.8	30.0	9 N	piezometro (9 m - 19.5 m), Lefranc, SPT
DS601	1992-1993	119+920	134.9	30.0	18 S	SPT
DS017	1992-1993	120+090	135.9	41.5	39 S	SPT
DS161	1992-1993	120+230	135.9	40.0	8 S	SPT
DS701	1992-1993	120+265	135.7	25.0	121 S	8 Lefranc, SPT
DS702	1992-1993	120+265	135.8	25.0	121 S	prove iniettabilità
DS703	1992-1993	120+265	135.8	25.0	121 S	pressiometrica Menard
DS159	1992-1993	120+540	134.8	30.0	12 S	Lefranc, SPT
DS158	1992-1993	120+730	134.8	30.0	65 S	SPT
DS 153	1992-1993	121+300	115.9	34.0	51 N	SPT
DS152	1992-1993	121+425	118.3	35.0	35N	SPT
DS151	1992-1993	121+605	113.9	35.0	17.9 N	SPT
DS149	1992-1993	121+775	103.6	30.0	10 N	SPT
DS019	1992-1993	122+020	106.0	30.0	in asse	SPT

Tabella 4.1 – Indagini geognostiche eseguite nella campagna d'indagine geognostica 1992-1993.

Denominazione Sondaggio o Pozzetto	Campagna	PK [km]	Quota Boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza Sondaggio [m]	Distanza Asse [m]	Prove / strumentazione installata
S3-XA202B143	2000-2002	114+611	140.7	20.0	16 N	piezometro TA (12 m - 15 m), Lefranc, SPT
S4-XA202B144	2000-2002	114+821	141.9	20.0	21 N	piezometro TA (4 m - 17 m), Lefranc, SPT
S5-XA202B145	2000-2002	115+124	141.4	20.0	110 N	piezometro TA (4 m - 17 m), Lefranc, SPT
S6-XA202B146	2000-2002	115+512	143.3	25.0	13 S	piezometro TA (17 m - 20 m), Lefranc, SPT
S7-XA202B147	2000-2002	115+733	145.8	30.0	21 S	piezometro TA (6 m - 23 m) Lefranc, SPT
S8-XA202G148	2000-2002	115+969	146.4	30.0	5 S	piezometro TA (5 m - 8 m) Lefranc, SPT
S9-XA202G149	2000-2002	116+246	148.8	40.0	14 N	piezometro TA (12 m - 25 m), Lefranc, SPT
S10-XA202G150	2000-2002	116+557	151.1	35.0	48 S	piezometro TA (10 m - 13 m), Lefranc, SPT
S5	2000-2002	116+773	147.6	40.0	22 N	Lefranc, SPT
S11-XA202G151	2000-2002	116+878	146.8	35.0	35 S	piezometro TA (22 m - 25 m), Lefranc, SPT
S12-XA202G152	2000-2002	117+242	149.1	35.0	27 N	piezometro TA (12 m - 15 m), Lefranc, SPT
S13-XA202G153	2000-2002	117+474	167.2	55.0	14 N	piezometro TA (43 m - 45 m), Lefranc, SPT
S14-XA202G154	2000-2002	117+779	170.0	51.8	11 N	piezometro TA (34 m - 36 m), Lefranc, SPT
S15-XA202G155	2000-2002	118+152	187.0	70.0	8 S	piezometro TA (48 m - 62 m), Lefranc, SPT
S16-XA202G156	2000-2002	118+421	182.8	68.0	9 S	piezometro TA (50 m - 53 m), Lefranc, SPT
S17-XA202G157	2000-2002	118+776	168.9	60.0	81 N	piezometro TA (32 m - 35 m), Lefranc, SPT
S18-XA202G158	2000-2002	119+015	156.8	45.0	85 N	piezometro C (20 m, 35 m), Lefranc, SPT
S19-XA202G159	2000-2002	119+301	149.4	40.0	17 N	piezometro C (19 m, 32.5 m), CPTU, SPT, Lefranc
S20-XA202G160	2000-2002	119+562	140.0	30.0	55 N	piezometro TA (5 m - 8 m), Lefranc, SPT
S21-XA202G161	2000-2002	119+788	135.8	35.0	46 N	piezometro TA (7 m - 10 m), Lefranc, SPT
S22-XA202G162	2000-2002	120+209	135.0	40.0	23 S	
S23-XA202G163	2000-2002	120+550	116.8	45.0	135 N	piezometro TA (19 m - 22 m), pressiometrica Menard, Lefranc
S24-XA202B164	2000-2002	120+752	116.8	25.0	85 N	piezometro TA (14 m - 17 m), Lefranc, SPT
S4	2000-2002	120+874	115.6	40.0	254 N	
S25-XA202B165	2000-2002	121+027	113.0	20.0	243 S	piezometro TA (3 m - 6 m), Lefranc, SPT
S26-XA202B166	2000-2002	121+224	113.2	20.0	113 N	piezometro TA (2 m - 5 m), Lefranc, SPT
S27-XA202B167	2000-2002	121+541	110.5	30.0	82 N	piezometro TA (7 m - 20 m), Lefranc, SPT
S28-XA202B168	2000-2002	121+713	104.8	20.0	74 N	piezometro TA (9 m - 17 m), Lefranc, SPT, CPTU
S29-XA202B169	2000-2002	122+245	96.7	20.0	14 N	piezometro TA (12 m - 15 m), Lefranc, SPT, CPTU, pressiometrica Menard

Tabella 4.2 - Indagini geognostiche eseguite nella campagna d'indagine 2000-2002.

Denominazione Sondaggio o Pozzetto	Campagna	PK [km]	Quota Boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza Sondaggio [m]	Distanza Asse [m]	Prove / strumentazione installata
3SS064	2003-2004	114+300	135.7	40.0	in asse	SPT
3SS065	2003-2004	115+081	142.4	30.0	in asse	piezometro TA, Lefranc, SPT, cross-hole
3SA065	2003-2004	115+081	142.4	30.0	in asse	cross-hole, SPT
3SB065	2003-2004	115+081	142.4	30.0	in asse	cross-hole, SPT
3SC075	2003-2004	115+380	143.0	40.0	26 N	piezometro C (10 m, 19 m), SPT
S9GL	2003-2004	116+453	150.6	35.0	27 S	piezometro TA, SPT
S3GL	2003-2004	116+810	142.7	30.0	475 S	piezometro TA, SPT
3SS066	2003-2004	117+068	148.9	50.0	15 N	Lefranc, SPT
3SC067	2003-2004	117+304	163.5	70.0	4 N	piezometro C (39 m, 45 m), Lefranc, SPT
S4GL	2003-2004	117+614	163.5	50.0	537 N	piezometro TA, SPT
3SS068	2003-2004	117+788	170.2	70.0	10 N	piezometro TA, SPT, Lefranc
3SC069	2003-2004	118+608	170.4	85.0	29 N	piezometro TA e C, SPT
S5GL	2003-2004	118+730	185.2	60.0	550 S	
S11GL	2003-2004	119+159	150.8	20.0	125 S	piezometro TA, SPT
3SS070	2003-2004	119+378	142.1	70.0	5 N	Lefranc, SPT
3SC071	2003-2004	119+685	135.6	45.0	32 N	piezometro C, SPT
3SC072	2003-2004	120+061	134.4	40.0	10 N	piezometro C, SPT
S6GL	2003-2004	120+175	148.6	50.0	675 N	piezometro TA, SPT
3SS073	2003-2004	120+550	133.6	55.0	20 S	piezometro TA, cross-hole, Lefranc
3SA073	2003-2004	120+550	133.6	40.0	20 S	cross-hole
3SB073	2003-2004	120+550	133.6	40.0	20 S	cross-hole

Tabella 4.3 - Indagini geognostiche eseguite nelle campagne d'indagine 2003-2004.

Denominazione Sondaggio o Pozzetto	Campagna	PK [km]	Quota Boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza Sondaggio [m]	Distanza Asse [m]	Prove / strumentazione installata
14PZ12	2014-2015	115+605	144.8	40.0	27 S	piezometro
14PZ13 AMB.	2014-2015	116+605	152.2	40.0	14 S	piezometro
14PZ13 GEOT.	2014-2015	116+605	152.0	40.0	14 S	piezometro
14PZ14	2014-2015	117+650	168.2	40.0	10 N	piezometro
14PZ15	2014-2015	118+673	180.4	70.0	30 S	piezometro
14PZ16	2014-2015	119+810	135.1	40.0	35 N	piezometro
16SAPZ	2014-2015	121+210	109.1	12.5	8N	piezometro
14PZ17	2014-2015	120+760	115.0	40.0	5S	SPT, piezometro

Tabella 4.4 - Indagini geognostiche eseguite nelle campagna d'indagine 2014-2015.

Denominazione Sondaggio o Pozzetto	Campagna	PK [km]	Quota Boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza Sondaggio [m]	Distanza Asse [m]	Prove / strumentazione installata
AV-LO-CH-01	2017	116+000	147.2	25.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-02	2017	116+315	149.6	30.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-03	2017	116+550	151.5	30.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-04	2017	118+140	186.6	75.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-05	2017	118+890	157.2	50.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-06	2017	120+080	135.0	35.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-07	2017	120+780	114.4	35.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-PZ-01	2017	118+615	170.6	60.0	in asse	piezometro

Tabella 4.5 - Indagini geognostiche eseguite nelle campagna d'indagine 2017.

Durante l'esecuzione dei sondaggi, come riportato nelle precedenti tabelle, sono state eseguite le seguenti indagini:

- prove penetrometriche dinamiche SPT, sia con campionatore sia utilizzando una punta chiusa
- prove di permeabilità Lefranc
- prove pressiometriche Menard
- indagini sismiche cross-hole
- installazione di piezometri a tubo aperto o Casagrande
- analisi granulometriche sui campioni rimaneggiati recuperati

In particolare nei 7 sondaggi eseguiti nella campagna d'indagine geognostica del 2017, AV-LO-CH-01 - 07, sono state condotte sia prove penetrometriche SPT che indagini sismiche cross-hole, con lo scopo di avere maggiori dati per la caratterizzazione dei terreni, dal punto di vista sia della resistenza sia della deformabilità, nelle aree di imbocco, in corrispondenza delle tratte di più alta copertura della galleria naturale, e nella zona del sottoattraversamento dell'autostrada A4. Il piezometro AV-LO-PZ-01 è stato eseguito con lo scopo di comprendere meglio i carichi idraulici a livello della galleria nella zona tra le progressive 118+500 e 119+000 circa, dove potrebbero potenzialmente esserci i carichi idrostatici più elevati.

In Figura 4.1 è riportata l'ubicazione dei sondaggi e delle prove cross-hole eseguite per la campagna geognostica integrativa per la progettazione esecutiva.

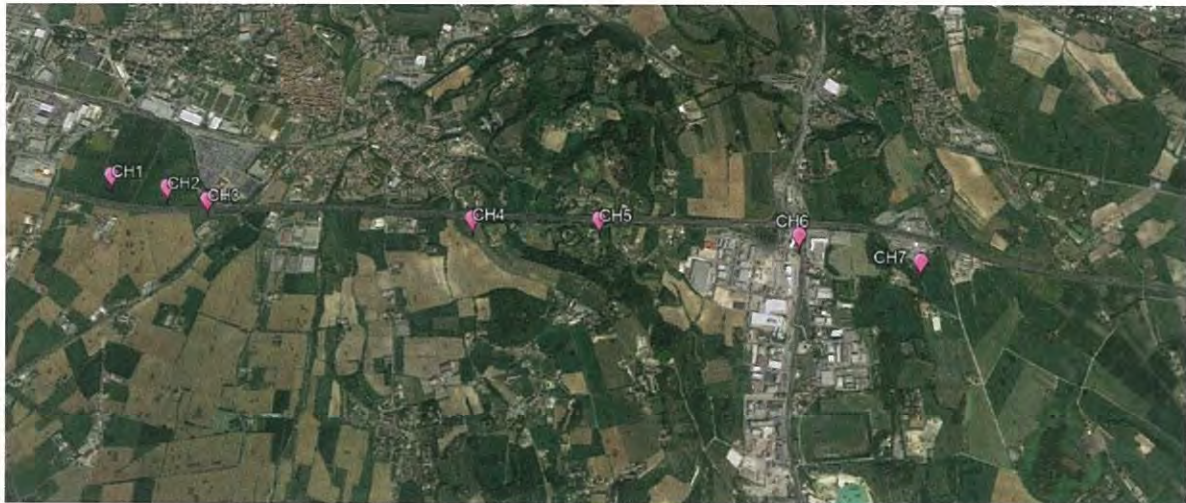


Figura 4.1 – Campagna geognostica integrativa 2017 per la progettazione esecutiva; ubicazione delle coppie di fori di indagine.

Di seguito si riporta il dettaglio delle indagini per la caratterizzazione delle zone oggetto del presente elaborato.

In Figura 4.2 si riportano i sondaggi nella zona della galleria Lonato Ovest utilizzati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.



Figura 4.2- Sondaggi nella zona della galleria artificiale Lonato Ovest

4.1. Imbocco lato Milano (ovest) della galleria naturale

L'imbocco sul lato ovest della galleria naturale Lonato è previsto alla progressiva chilometrica 105+990, tuttavia gli interventi da realizzarsi in corrispondenza dell'imbocco ovest si sviluppano tra le progressive 105+950 e 106+008 circa. In Tabella 4.6 sono riportati i sondaggi utilizzati per la caratterizzazione geotecnica dell'area.

Indagini geognostiche Imbocco lato Milano Galleria Naturale						
Denominazione sondaggio	Campagna	PK [km]	Quota boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza sondaggio [m]	Distanza asse galleria [m]	Prove / strumentazione installata
S8-XA202G148	2000-2002	115+969	146.40	30.0	5 S	piezometro TA (5 m - 8 m) Lefranc, SPT
AV-LO-CH-01	2017	116+000	147.2	25.0	in asse	SPT, cross-hole

Tabella 4.6 – Indagini geognostiche considerate per la caratterizzazione geotecnica dell’imbocco lato Milano della galleria naturale.

In Figura 4.3 è riportato uno stralcio planimetrico con l’ubicazione dei sondaggi relativamente all’opera da realizzare.

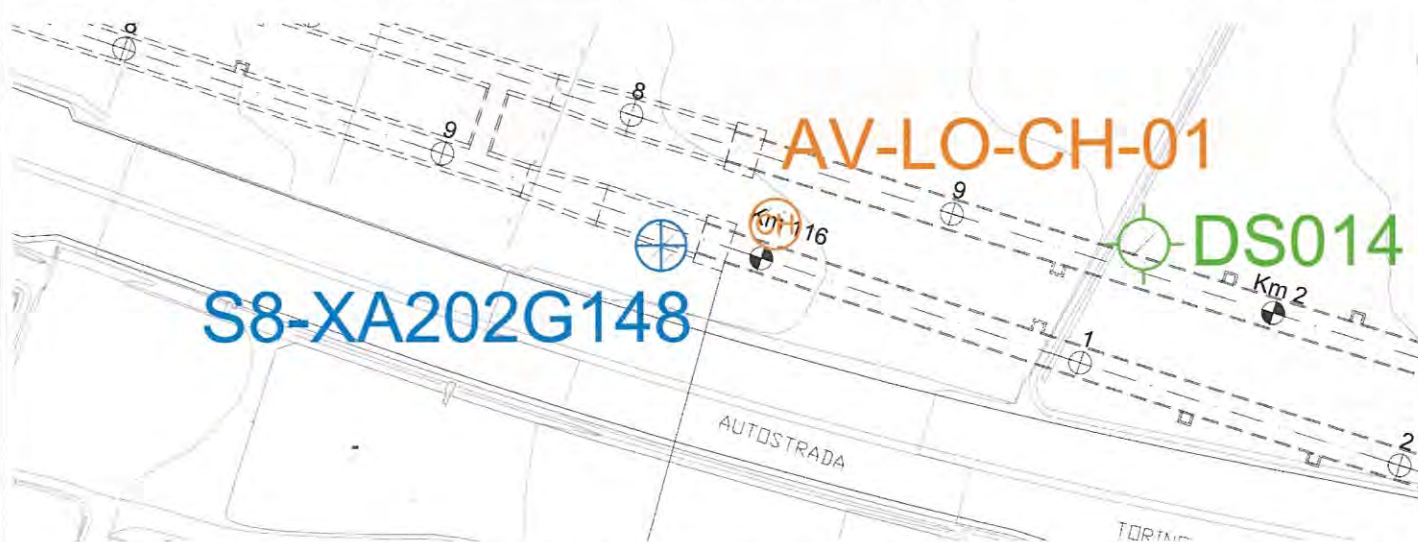


Figura 4.3 – Stralcio planimetrico con l’ubicazione dei sondaggi in corrispondenza dell’imbocco lato Milano della galleria naturale.

4.1.1. Definizione della stratigrafia di riferimento

I due sondaggi eseguiti a carotaggio continuo, S8-XA202G148 e AV-LO-CH-01 hanno raggiunto una profondità rispettivamente di 30 e 25 m dal piano campagna, sufficienti per indagare il sottosuolo fino a circa la profondità di esecuzione delle colonne di jet-grouting previste come opera di sostegno all’imbocco della galleria naturale. In entrambi i sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche SPT e tra il sondaggio AV-LO-CH-01 e una vicina perforazione a distruzione è stata eseguita un’indagine sismica cross-hole.

Le stratigrafie ottenute dai due sondaggi evidenziano una certa variabilità ma risultano comunque coerenti e indicano una decisa prevalenza di ghiaia con sabbia da limosa a con limo per tutta la lunghezza del sondaggio, esclusi i primi 60-80 cm di terreno vegetale.

I materiali risultano essere addensati, e i clasti, composti da diversi litotipi (calcare, arenaria, maiolica, porfido, quarzite), sono poco alterati, con un diametro medio di 3 cm circa e di forma da subarrotondata a subangolosa con bassa sfericità.

Localmente a profondità maggiori di 10 m è stata riscontrata la presenza di strati di sabbia e ghiaia o sabbia ghiaiosa da limosa a con limo. Data la natura dei terreni è possibile inoltre la presenza di trovanti e di livelli decimetrici di materiali con prevalenza di limi e argille.

In Tabella 4.7 è riportata la stratigrafia di progetto relativa alle opere da realizzarsi all'imbocco ovest della galleria naturale.

Strato	Profondità da p.c. [m]	Descrizione stratigrafica
1	da 0 a 1	Terreno vegetale, argilla e limo sabbioso
2	da 1 a 10	Ghiaia addensata con sabbia da limosa a con limo, localmente ciottolosa
3	da 10 a 30	Ghiaia addensata con sabbia da limosa a con limo, localmente sabbia con ghiaia da limosa a con limo

Tabella 4.7 – Stratigrafia di progetto per le opere all'imbocco ovest della galleria naturale Lonato.

4.1.2. Andamento della falda

Il sondaggio S8-XA202G148 è stato attrezzato con un piezometro a tubo aperto con tratto finestrato compreso tra 5 e 8 metri da piano campagna. Tale piezometro non ha mai riscontrato la presenza della falda.

Considerando però che i valori massimi misurati della quota della falda dai due piezometri più vicini a cavallo dell'imbocco, relativi al sondaggio S7-XA202B147 alla progressiva 115+733 e al sondaggio S9-XA202G149 alla progressiva 116+246, sono stati circa di 127.15 m s.l.m. e 131.23 m s.l.m., la quota della falda massima in corrispondenza dell'imbocco può essere valutata pari a circa 129.2 m s.l.m. Cautelativamente la quota della linea piezometrica in questa tratta sarà assunta pari a 129.5 m s.l.m..

4.1.3. Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici

In conclusione, sulla base delle informazioni reperibili nella relazione geotecnica di Progetto Esecutivo si riporta la caratterizzazione dei terreni per l'opera la galleria Lonato nella zona interessata dalle opere dell'imbocco lato Milano.

Da (m)	A (m)	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	OCR (-)	K_0 (-)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°)	E_{vc} (MPa)	E_{UR} (MPa)
0	5	20,4	21,5	22,7	1	0,50	0	43,2	283	452
5	10	19,6	20,9	22,3	2	0,78	0	40,4	738	1845
10	15	19,2	20,6	22,0	2	0,78	0	39,3	923	2309
15	20	18,9	21,8	21,8	2	0,78	0	39,4	971	2427
>20		18,9	21,8	21,8	2	0,78	0	39,4	694	1736

Tabella 4.8 – Galleria Lonato, imbocco lato Milano, parametri geotecnici per la progettazione esecutiva delle opere.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 14/01/2008.

Strutture di sostegno provvisionali

Calcestruzzo

Classe di resistenza	C25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85 f_{ck}/1.5 = 14.167 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} \text{ MPa} = 31476 \text{ MPa}$

Acciaio per armatura

Tipo	B450C
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391.3 \text{ MPa}$
Modulo Elastico	$E = 210000 \text{ Mpa}$

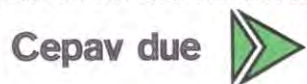
Acciaio armonico per tiranti

Tipo	Trefoli da 0,6''
Tensione di rottura caratteristica	$f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$
Tensione elastica all'1% di deformazione	$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$

Barre in vetroresina

Tipo	Barre GFRP
Tensione di rottura caratteristica	$f_{ptk} \geq 800 \text{ Mpa}$
Resistenza a taglio	$\geq 200 \text{ MPa}$
Modulo Elastico	$E \geq 40000 \text{ MPa}$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL GI 030 0 001	Rev. A	Foglio 22 di 72
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

Acciaio per travi di ripartizione

Tipo	S355
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/1.05 = 338.1 \text{ MPa}$
Modulo Elastico	$E = 210000 \text{ Mpa}$

6. SOFTWARE DI CALCOLO

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura adottata da ParatiePlus 18.0 (licenza numero 1625087040) è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi di terreno. Si veda la Figura 6.1.

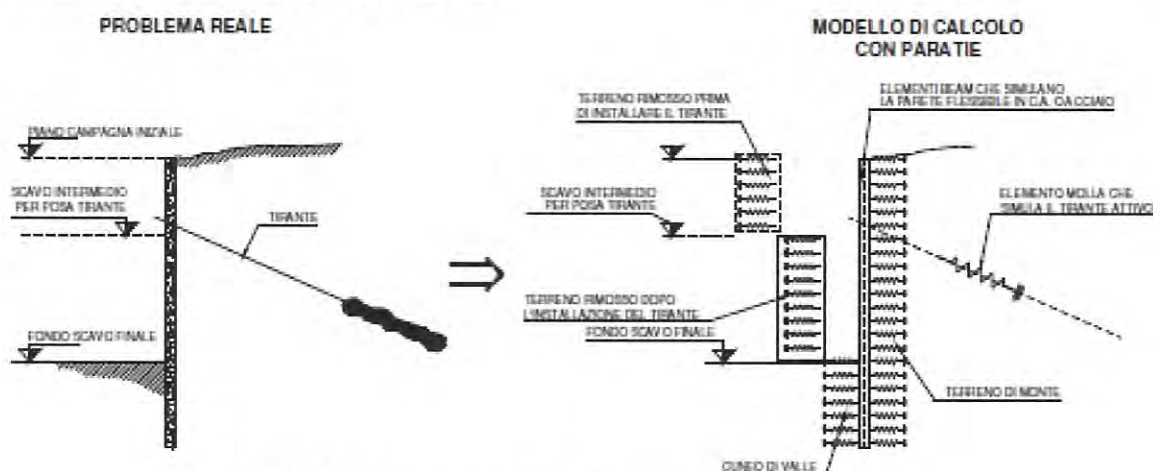
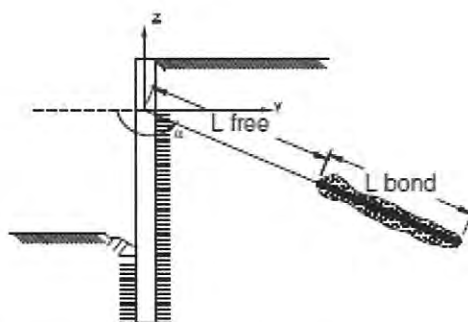


Figura 6.1 - Modellazione dell'interazione terreno-struttura

Per quanto riguarda i tiranti, essi provocano nel modello due effetti:

- 1) sorge una forza al nodo di applicazione del tirante, dovuta allo stato di coazione (pretensione) con cui l'elemento nasce, nel caso di tirante attivo;
- 8) la rigidità globale della struttura riceve un contributo dovuto alla rigidità estensionale del tirante stesso. Quando, nelle fasi successive, il nodo ove il tirante è connesso, subirà ulteriori spostamenti, la forza nel tirante subirà mutamenti.

Un tirante viene caratterizzato da una rigidità assiale data da un'espressione del tipo $K = E \times (A/L)$ dove E è il modulo elastico della materiale costituente il tirante, A l'area per unità di larghezza del tirante nel tratto deformabile e L la lunghezza del tratto deformabile del tirante, che può essere stimata come indicato nella Figura 6.2. Si assume $\eta = 0,5$.



$$L = L_{\text{free}} + L_{\text{bond}} \cdot \eta \quad (\eta < 1)$$

Figura 6.2 - Lunghezza deformabile del tirante

Il pendio eventualmente presente a monte è rappresentato mediante carico nastriforme equivalente posto su terreno orizzontale, la cui entità viene valutata in automatico dal software interpolando le quote intermedie della superficie inclinata con un passo di discretizzazione costante ed assegnando il rispettivo peso per unità di volume. Il carico nastriforme in superficie provoca una variazione alla Boussinesq di sforzi verticali efficaci all'interno del terreno.

Lo sforzo verticale efficace σ'_v nel terreno è calcolato, in ParatiePlus, indipendentemente dalle deformazioni alle quali la parete va incontro: è cioè ricavato attraverso semplici formule che tengono conto, fase per fase, della quota del piano campagna e dei sovraccarichi.

Nella fase iniziale, lo sforzo orizzontale efficace nel generico elemento terreno è calcolato come:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \text{ (step 1)}$$

in cui K_0 è il coefficiente di spinta a riposo. Nelle fasi successive, σ'_h si modifica tenendo conto della deformazione laterale subita.

Per tener conto della presenza di carichi, in ParatiePlus si assume che esso induca, nel terreno, prima dello scavo, uno stato di sforzo addizionale. Questo sforzo, sommato a quello geostatico (dipendente da K_0), consente di calcolare lo sforzo efficace presente negli elementi molla, all'inizio dell'analisi, cioè a spostamenti nulli.

Nella prima fase dell'analisi, in tutti gli elementi molla σ'_h è calcolato come:

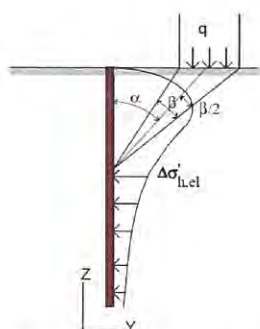
$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \text{ (step 1)} + \Delta\sigma'_h$$

σ'_v , nella formula precedente, non tiene conto dell'incremento di tensione verticale dovuto al sovraccarico. $\Delta\sigma'_h$ è calcolata attraverso la soluzione del semispazio elastico sollecitato da un carico nastriforme sulla superficie libera.

σ'_h così calcolato stabilisce solamente lo sforzo iniziale nella molla generica: lo sforzo orizzontale in seguito varierà, in accordo con le deformazioni subite. In particolare, se la parete subisce deformazioni molto elevate, l'effetto di $\Delta\sigma'_h$ può azzerarsi.

Negli elementi a valle, σ'_v non risente della presenza di carichi; a monte, invece, si tiene conto, in tutte le fasi, di un incremento di σ'_v .

Il profilo degli sforzi orizzontali iniziali è calcolato secondo la formula che fornisce la distribuzione di sforzi in un semispazio elastico caricato da una striscia di carico di lunghezza indefinita. La formula implementata è riportata nella figura riportata nel seguito.



$$\Delta\sigma'_{h,el} = \frac{q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta\cos 2\alpha)$$

$$\Delta\sigma'_{v,el} = \frac{q}{\pi} (\beta + \text{sen}\beta\cos 2\alpha)$$

Figura 6.3 – Distribuzione degli sforzi sulla paratia

La formula è applicata ipotizzando il piano libero del semispazio elastico coincidente con la quota di imposta del sovraccarico.

PARATIE PLUS prevede il calcolo della stabilità per mezzo dei seguenti metodi.

- Metodo di Bishop semplificato
- Metodo di Janbu semplificato
- Metodo di Morgenstern & Price

Tutti questi, appartenenti alla famiglia dei metodi all'equilibrio limite, si basano sull'individuare una porzione di terreno instabile mobilitata lungo di una potenziale superficie di scorrimento.

Il coefficiente di sicurezza associato ad una superficie è calcolato imponendo le condizioni di equilibrio nelle quali vengono introdotte le resistenze offerte del terreno affette da tale coefficiente di sicurezza. Variando secondo diversi criteri la superficie di scorrimento, è possibile determinare la configurazione associata al coefficiente di sicurezza minimo. Tutti i metodi suddividono la regione di terreno mobilitata in conci verticali compresi tra la sommità del terreno e la superficie di scorrimento e istituiscono le condizioni di equilibrio generali e relative ai singoli conci. Poiché nella scrittura delle condizioni di equilibrio del singolo conco è necessario includere le azioni che esso scambia con i conci adiacenti, si ottiene un sistema risolvibile in cui le incognite (il coefficiente di sicurezza e le azioni interne fra i conci) superano le equazioni disponibili.

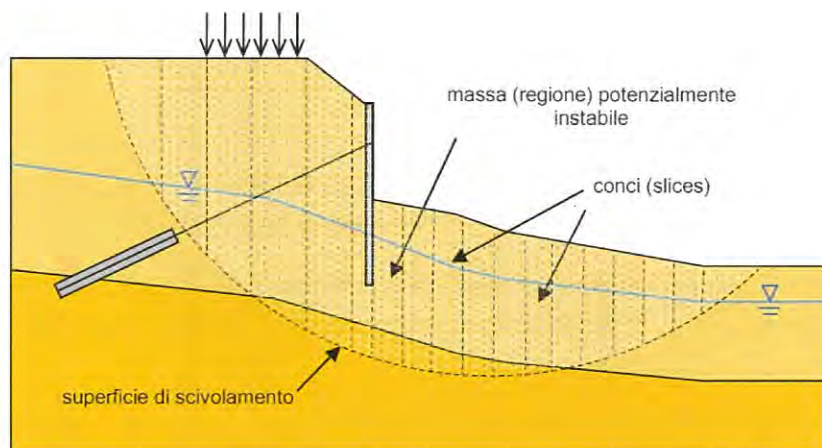


Figura 6.4 – Paratie plus – verifica di stabilità globale

Un tirante/chiodo può costituire un contributo ai fini della stabilità della massa potenzialmente instabile.

PARATIE PLUS include tale contributo nel seguente modo:

- 1) determina la resistenza di calcolo Fanchor disponibile, pari al minimo tra
 - a. la resistenza strutturale
 - b. la resistenza del tratto ancorato al terreno, per la sola quota-parte della fondazione esterna alla superficie di scivolamento (LB,avl in figura)
- 2) individua il conco la cui base contiene l'intersezione tra la superficie di scivolamento e il tirante;
- 3) nel risolvere le condizioni di equilibrio locale di quel conco, aggiunge il contributo Fanchor;
- 4) assembla il contributo del conco, dipendente quindi anche dalla resistenza di calcolo del tirante.

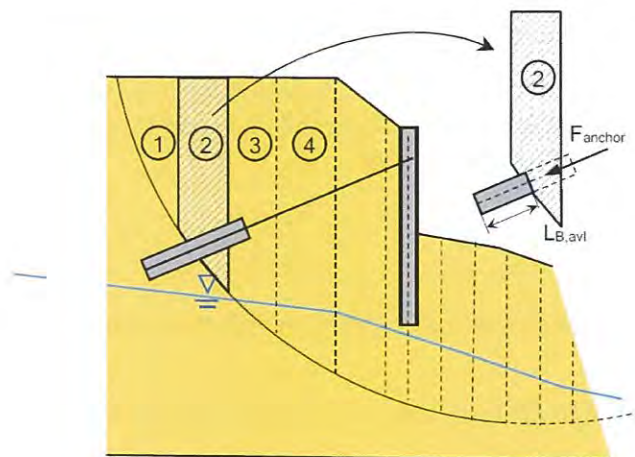


Figura 6.5 – Paratie plus – inserimento tirante/chiodo

nelle equazioni risolventi globali ed esegue il calcolo del coefficiente di sicurezza come di routine. Si osservi che la resistenza di calcolo strutturale dipende dal coefficiente di sicurezza parziale g_M sul materiale, a sua volta dipendente dalla DA esaminata; in modo analogo, la resistenza geotecnica.

7. STATI LIMITE

Di seguito viene presentato l'elenco delle diverse analisi effettuate per il dimensionamento e la verifica delle opere oggetto di tale documento nello spirito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, in accordo alle disposizioni del DM 14.01.2008 e al manuale di progettazione delle opere civili.

7.1. Azioni

Le azioni considerate per la verifica delle strutture di sostegno dell'imbotto sono le seguenti:

- azioni permanenti strutturali: peso proprio degli elementi strutturali, spinta del terreno a monte e a valle dell'opera.
- azioni variabili: carico variabile sul piano campagna a monte della struttura di sostegno, Q_{1M} , atto a schematizzare nella fase costruttiva l'eventuale presenza di sovraccarichi di varia natura connessi alla realizzazione delle opere.
- azione sismica: incremento della spinta delle terre considerato come carico distribuito sull'altezza fuori terra della paratia in cui viene inclusa l'inerzia della paratia.

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 14/01/2008, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

7.2. Dimensionamento delle opere di sostegno

Le verifiche delle strutture di sostegno sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- collasso del complesso opera-terreno;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi,
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;

Come prescritto dal DM 14/01/2008 per le strutture di sostegno flessibili, è stato adottato l'Approccio Progettuale 1 con le due combinazioni di coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM 14/01/2008):

- combinazione 1: $A1 + M1 + R1$
- combinazione 2: $A2 + M2 + R1$.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 ($A2+M2+R1$) e verificando che la resistenza mobilitata fosse sempre inferiore a quella disponibile.

Il corretto dimensionamento nei confronti degli SLU assicura che gli spostamenti dell'opera siano compatibili con le esigenze di funzionalità della stessa; pertanto, per opere provvisorie, in assenza di fabbricati o altre opere da salvaguardare a ridosso delle stesse, non si ritengono necessarie ulteriori valutazioni di verifica nei confronti degli SLE, mentre per opere definitive o con fabbricati e altre opere da preservare verrà analizzato anche lo SLE.

I coefficienti di spinta attiva sono determinati attraverso la relazione di Coulomb. I coefficienti di spinta passiva sono stati determinati attraverso la relazione di Lancellotta (2007). L'angolo di attrito terreno/struttura, δ , è stato assunto pari a 2/3 della resistenza al taglio del terreno naturale.

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo ParatiePlus (versione 18).

Per le analisi relative alle paratie, sono stati presi in considerazione i seguenti stati limite di progetto:

- Stato Limite Ultimo - Combinazione A1+M1 (SLU-1): le analisi sono condotte considerando i valori di progetto delle azioni esterne A_1 (ottenuti amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici, $A_1 = \gamma_1 \cdot A_k$), mentre ai parametri geotecnici si assegnano coefficienti parziali unitari ($M_1 = M_k$).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2): le analisi sono svolte considerando i valori di progetto delle azioni esterne A_2 (ottenuti amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici, $A_2 = \gamma_2 \cdot A_k$), i parametri geotecnici sono ridotti dividendo i parametri caratteristici M_k per opportuni coefficienti ($M_2 = M_k / \gamma_2$).
- Stato Limite Ultimo con sisma – Combinazione $A_k + M1$ (EQK STR): secondo le indicazioni della normativa (par. 7.11.6.3 NTC2008), le analisi sono svolte considerando coefficienti parziali unitari per le azioni esterne (A_k) mentre ai parametri geotecnici si assegnano coefficienti parziali unitari ($M_1 = M_k$).
- Stato Limite Ultimo con sisma – Combinazione $A_k + M2$ (EQK GEO): secondo le indicazioni della normativa (par. 7.11.1 NTC2008), le analisi sono svolte considerando coefficienti parziali unitari per le azioni esterne (A_k) e riducendo i parametri geotecnici caratteristici M_k per opportuni coefficienti ($M_2 = M_k / \gamma_2$). Il sisma è valutato per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).
- Stato Limite di Esercizio - Combinazione caratteristica: le analisi sono condotte considerando i valori caratteristici delle azioni esterne A_k e dei parametri geotecnici M_k .

Si sottolinea che per la combinazione A1+M1+R1 i coefficienti parziali sono applicati sugli effetti delle azioni, in accordo a quanto previsto nel § 6.2.3.1 "Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)" del D.M. 2008.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i coefficienti parziali prescritti dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi.

CARICHI	coeff. parziale	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente sfavorevole	γ_G	1,3	1,0
Permanente favorevole		1,0	1,0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
Variabile favorevole		0	0

Tabella 7.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

PARAMETRO	parametro al quale applicare il coeff. parziale	coeff. parziale	
		γ_m	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}=1,00$	$\gamma_{\phi'}=1,25$
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}=1,00$	$\gamma_{c'}=1,25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{Cu}=1,00$	$\gamma_{Cu}=1,40$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_{\gamma}=1,00$	$\gamma_{\gamma}=1,00$

Tabella 7.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE R1	COEFFICIENTE PARZIALE R2
Resistenza del terreno di valle	$\gamma_R=1,00$	$\gamma_R=1,00$

Tabella 7.3 – Coefficienti parziali delle resistenze

Per la determinazione dell'azione sismica si è fatto riferimento al comune di Lonato nel quale ricade la GA06.

Vista la tipologia d'opera in esame e visti i tempi di scavo della galleria naturale la durata stimata delle opere provvisorie è sicuramente superiore a 2 anni nella zona di imbocco e pertanto le opere provvisorie sono state dimensionate considerando anche l'azione sismica con una vita nominale pari a 35 anni come indicato dal DM2008. Per le zone il cui piano di scavo verrà raggiunto con scavi a cielo aperto che non sono vincolati a particolari fasistiche si può ragionevolmente stimare che la durata delle lavorazioni sarà inferiore a 2 anni e pertanto non verranno eseguite le verifiche sismiche in fase provvisoria.

Si sono pertanto assunti i seguenti parametri:

- periodo di riferimento (*par. 2.4.3 NTC*): $V_R = 35$ anni;
- coefficiente d'amplificazione topografica (*tab. 3.2.VI*): $S_T = 1,0$;
- coefficiente d'amplificazione stratigrafico (*tab. 3.2.VI*): $S_S = 1,2$ (cat. Suolo B);

Nella tabella si riportano i parametri relativi alla azione sismica:

Analisi	a_g/g	S_s	S_T
SLV	0,135	1,2	1,0

Tabella 7.4 – Parametri per la definizione dell'accelerazione sismica in fase provvisoria

In condizioni sismiche, il valore del carico sismico, dato dalla differenza tra la spinta sismica derivante dalla teoria di Mononobe-Okabe e la spinta statica, è stato valutato come carico distribuito sulla paratia di valore pari a:

$$\Delta p = 0.375 \cdot (k_h/g) \cdot \gamma \cdot H$$

dove:

Δp = incremento di pressione sismica

$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$ coefficiente sismico orizzontale

H = altezza fuori terra della paratia

γ = peso del terreno.

Oltre all'applicazione di questo carico verrà modificato il coefficiente k_p sismico a valle per tenere conto della diminuzione della forza passiva di contenimento al piede.

Nel caso la paratia sia interessata dalla falda si considera anche la spinta idrodinamica.

$$p_w = 7/12 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

dove:

p_w è l'incremento di spinta dovuto al sisma;

k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

H_w è l'altezza d'acqua rispetto quota di fondo palo.

7.3. Analisi di stabilità dei versanti

Per le analisi di stabilità del pendio sono stati presi in considerazione i seguenti Stati Limite di progetto:

- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2): le analisi sono svolte considerando i valori di progetto delle azioni esterne A2 (ottenuti amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici, $A2 = \gamma_2 \cdot A_k$), i parametri geotecnici sono ridotti dividendo i parametri caratteristici M_k per opportuni coefficienti ($M_2 = M_k / \gamma_2$).

- Stato Limite Ultimo con sisma – Combinazione $A_k + M_2$ (SLU-S): secondo le indicazioni della normativa (par. 7.11.1 NTC2008), le analisi sono svolte considerando coefficienti parziali unitari per le azioni esterne (A_k) e riducendo i parametri geotecnici caratteristici M_k per opportuni coefficienti ($M_2 = M_k / \gamma_2$). Il sisma è valutato per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Nella verifica SLU con sisma si applica il metodo pseudostatico e l'azione sismica viene introdotta considerando in luogo delle azioni dinamiche le azioni statiche equivalenti, costituite da forze di volume orizzontali e verticali proporzionali al peso del terreno secondo i coefficienti k_h (per le azioni orizzontali) e $\pm k_v$ (per le azioni verticali, verso l'alto o verso il basso):

$$F_H = (\beta_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g) W = k_h W$$

$$F_v = \pm 0,5 \cdot F_H = k_v W$$

Per la determinazione dei coefficienti sismici orizzontale e verticale k_h e k_v , sono stati adottati i seguenti parametri (con riferimento al § 7.11.3.5.2 delle NTC 2008):

- periodo di riferimento (par. 2.4.3 NTC): $V_R = 35$ anni;
- coefficiente d'amplificazione topografica (tab. 3.2.VI NTC): $S_T = 1,2$;
- coefficiente d'amplificazione stratigrafico (tab. 3.2.VI NTC): $S_S = 1,2$ (cat. Suolo B);
- $\beta_s = 0,24$ (NTC 08 – Tab. 7.11.1)

Analisi	a_g/g	S_S	S_T	β	k_h	k_v
SLV	0,1357	1,2	1,2	0,24	0,046	$\pm 0,0232$

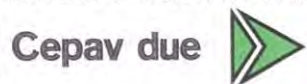
Tabella 7.5 - parametri per la definizione dell'accelerazione sismica

Nella seguente tabella sono riassunti i coefficienti parziali utilizzati nelle analisi di calcolo illustrate nei seguenti capitoli, con riferimento ai diversi stati limite analizzati per le analisi di stabilità svolte.

		SLU-2 ($A_2 + M_2$)	SLU-S ($A_2 + M_2 + \text{sisma}$)
AZIONI	Permanenti (peso proprio)	1,00	1,00
	Temporanee (sovraccarichi)	1,30	0
	Sisma	-	1,00
PARAMETRI DEL TERRENO	$\tan \phi'$	1,25	1,25
	c'	1,25	1,25
	c_u	1,40	1,40
RESISTENZE DEGLI ANCORAGGI	Resistenza allo snervamento dell'acciaio	1,15	1,15
	Resistenza di pull-out	$1,80 \times 1,10 = 1,98$	$1,80 \times 1,10 = 1,98$

Tabella 7.6 – Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
32 di 72

Coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di fronti di scavo	R2
γ_R	$\gamma_{\phi}'=1,1$

Tabella 7.7 – Coefficienti parziali sulle resistenze per le verifiche di stabilità

8. OPERE DI IMBOCCO

Le verifiche sono state condotte in diverse tratte della paratia e per ogni tratta è stata scelta la sezione avente le peggiori condizioni di spinta. Nella Figura 8.1 si riporta una planimetria con indicate le diverse tratte in corrispondenza dell'imbocco.

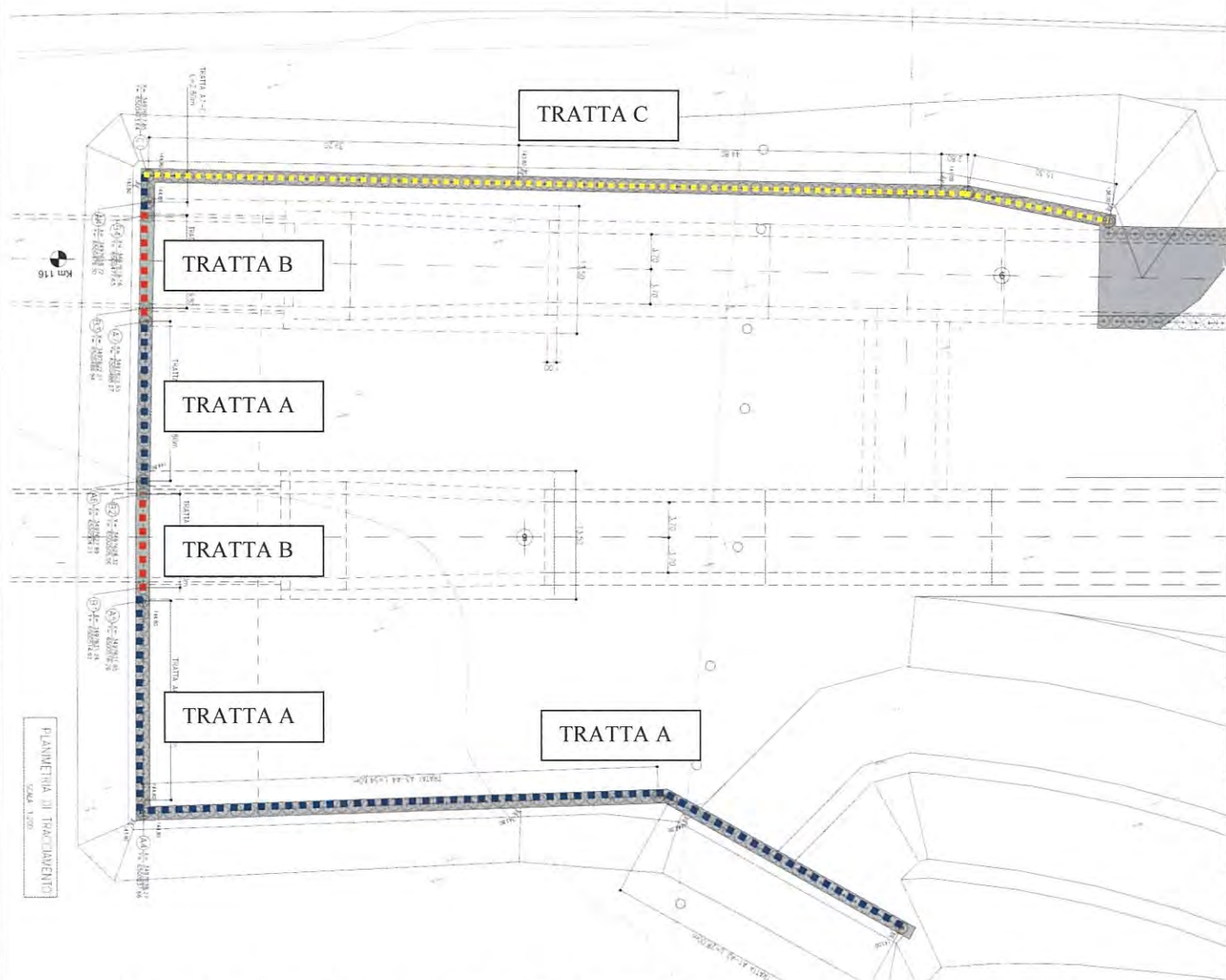


Figura 8.1 – Planimetria con indicazione delle diverse tratte di calcolo in corrispondenza dell'imbocco

Nelle seguenti figure si riportano le posizioni in sviluppata delle sezioni di calcolo (linea tratteggiata rossa) nelle diverse tratte A, B, C.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
34 di 72

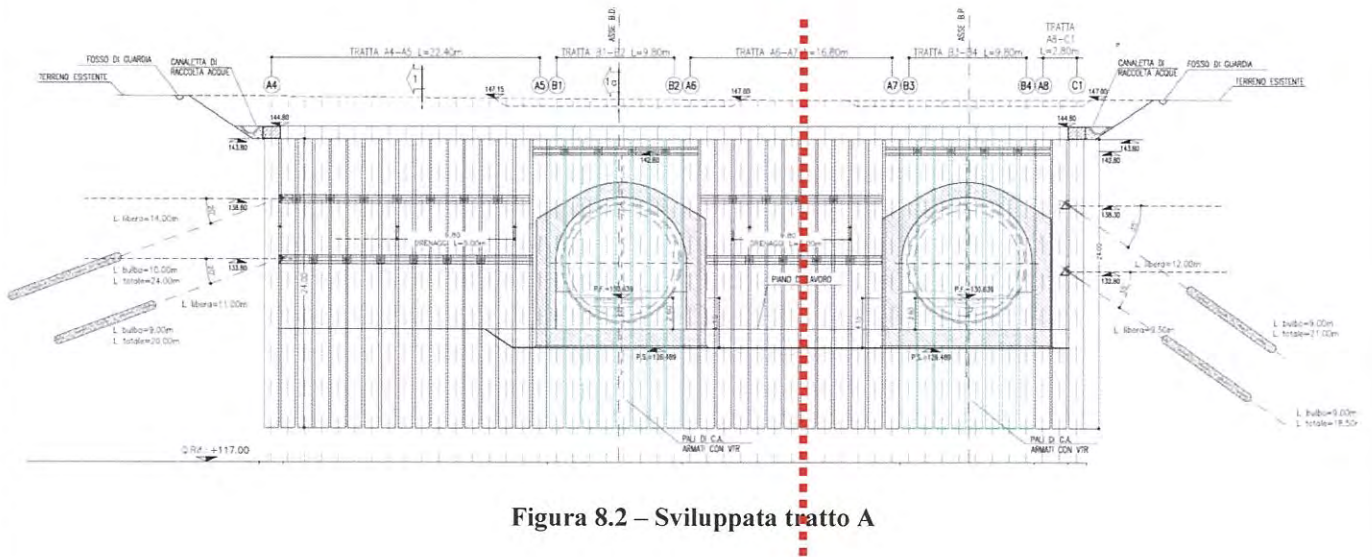


Figura 8.2 – Sviluppo tratta A

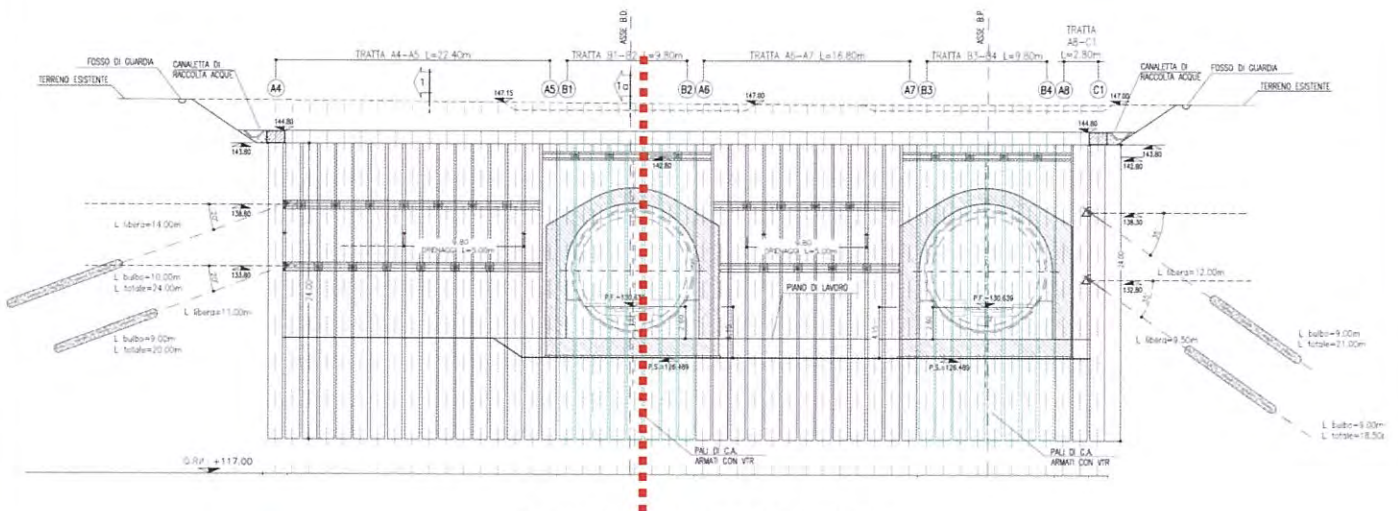


Figura 8.3 – Sviluppo tratta B

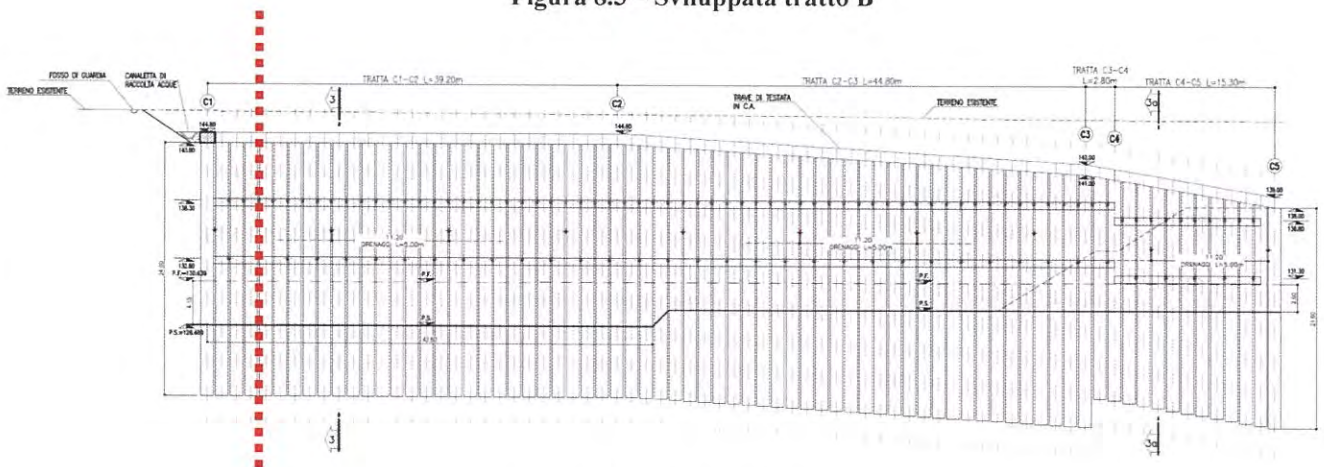


Figura 8.4 – Sviluppo tratta C

8.1. Modellazione stratigrafica, geotecnica e carichi delle diverse tratte

Si riportano di seguito i parametri geotecnici di calcolo sulla base della caratterizzazione geologica e geotecnica riportata nel paragrafo 4. Per le tratte prossime all'imbocco è stata utilizzata la caratterizzazione di cui al paragrafo 4.1.

1. Caratterizzazione tratte d'imbocco A, B, C

Terreno (m da p.c.)	$\gamma_{dry}/\gamma_{sat}$ (kN/m ³)	c_k (kPa)	ϕ'_k (°)	δ (°)	E' (MPa)	E'_{ur} (MPa)	k_o M1(M2)	K_a M1(M2)	K_p M1(M2)
0÷5	21,5/22,7	0	43,2	28,5	282,5	452	0,5 0,5	0,155 (0,206)	12,34 (7,47)
5÷10	20,9/22,2	0	40,4	26,6	737,8	1844,5	0,78 0,78	0,176 (0,232)	9,85 (6,15)
10÷15	20,6/22,0	0	39,3	25,9	923,4	2308,5	0,78 0,78	0,185 (0,243)	9,00 (5,72)
15÷20	21,8/21,8	0	39,4	26	970,9	2427,2	0,78 0,78	0,184 (0,242)	9,07 (5,579)
>20	21,8/21,8	0	39,4	26	694,2	1735,5	0,78 0,78	0,184 (0,242)	9,07 (5,579)
Cons. jet-grouting Da 6÷22	20,9/22,2	600	35	23,5	1000	2500	0,78 0,78	0,225	6,487

γ = peso dell'unità di volume

c'_k = coesione efficace (valore caratteristico)

ϕ'_k = angolo di resistenza al taglio (valore caratteristico)

δ = angolo d'attrito struttura/terreno

E' = modulo di Young

E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico)

k_o = coefficiente di spinta a riposo

K_a = coefficiente di spinta attiva

K_p = coefficiente di resistenza passiva

Tabella 8.1 - Parametri geotecnici caratteristici per l'analisi statica

I parametri del Jet-grouting sono stati ricavati a partire dal piano di Morh (Figura 8.5) considerando:

$\sigma'_v = \sigma'_c = 3$ MPa (resistenza a compressione monoassiale del jet-grouting)

$\sigma'_H = 0$

$\Phi'_{jet} = 35^\circ$

Da cui si ricava una coesione equivalente pari a circa 780 kPa che a favore di sicurezza per il calcolo si pone pari a :

$c'_{JET}=600 \text{ kPa}$

Si noti che tale valore è già sufficiente ad annullare la spinta su tutto il tratto di applicazione del consolidamento.

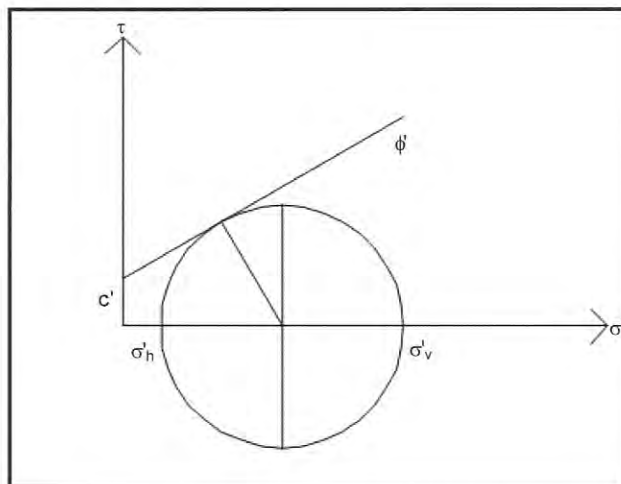


Figura 8.5 – Formulazione per ricavare i parametri del jet-grouting

Terreno (m da p.c.)	Categoria sottosuolo	α	u_s (m)	β	k_h	K_{aE} M1(M2)	K_{pE} M1(M2)	K_{aEW} M1(M2)	K_{pEW} M1(M2)
0÷5	B	0,91	0,125	0,34	0,499	0,177 (0,234)	12,051 (7,167)	0,193 (0,253)	11,83 (7,016)
5÷10	B	0,91	0,125	0,34	0,499	0,199 (0,26)	9,606 (5,97)	0,217 (0,281)	9,414 (5,838)
10÷15	B	0,91	0,125	0,34	0,499	0,209 (0,271)	8,773 (5,556)	0,228 (0,293)	8,592 (5,425)
15÷20	B	0,91	0,125	0,34	0,499	0,208 (0,27)	8,844 (5,593)	0,23 (0,296)	8,627 (5,436)
>20	B	0,91	0,125	0,34	0,499	0,208 (0,27)	8,844 (5,593)	0,23 (0,296)	8,627 (5,436)

α = coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 del DM 14/01/2008)

u_s = spostamento ammissibile

β = coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 14/01/2008)

k_h = coefficiente sismico ($k_v=0$)

K_{aE} = coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

K_{pE} = coefficiente di spinta passiva in condizioni sismiche

K_{aEW} = coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche sotto il livello della falda

K_{pEW} = coefficiente di spinta passiva in condizioni sismiche sotto il livello della falda

Tabella 8.2 - Parametri per l'analisi pseudostatica

Tale caratterizzazione è per la parte di imbocco (tratte A, B, C) alla luce dei sondaggi presenti nell'area. I parametri sismici sono funzione dello spostamento ammissibile che varia in funzione dell'altezza dell'opera. Il coefficiente k_v è posto pari a zero.

I coefficienti di spinta sismici K_{aE} K_{aE} K_{aE} K_{aE} in tabella Tabella 8.2 sono riferiti ad una paratia di altezza pari a 25m i cui coefficienti α e β ed il relativo k_h sono calcolati sulla base di tale altezza. Lo spostamento massimo ammissibile è calcolato sulla base di quanto indicato nel DM2008 pari a $u_s \leq 0.005 \cdot H$ con H altezza totale della paratia.

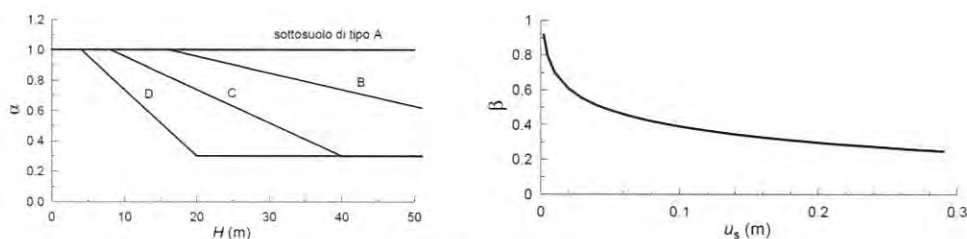


Figura 8.6 – parametri α e β per l'analisi pseudo statica

In Tabella 8.3 si presentano i k_h e i ΔP utilizzati nelle diverse tratte:

Tratte	k_h	ΔP [kN/m]
A	0,049	6,72
B	0,049	6,72
C	0,049	6,72

Tabella 8.3 - Parametri per l'analisi pseudostatica

8.2. Geometria modelli di calcolo e azioni risultanti

8.2.1. Tratta A

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

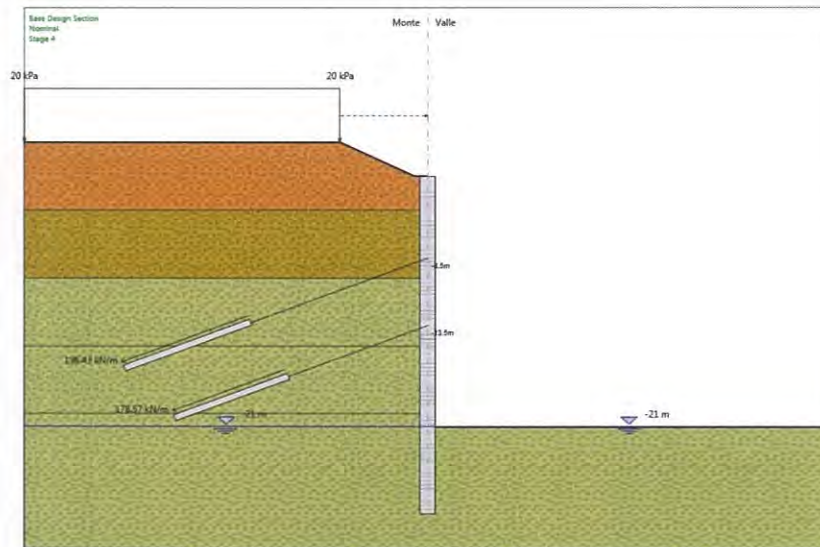


Figura 8.7 –Tratte A: Modello di calcolo

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

Tipologia	Pali $\phi 1200$ passo 1,4m
Altezza totale paratia	25 m
Altezza di scavo paratia	18,5m
Ordini di tiranti	2 ordini di cui il primo a -6m da trave di testa e il secondo a -11m
Passo orizzontale tiranti	2,8 m
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	Variabile in funzione della distanza dalla paratia calcolato automaticamente dal programma, con discretizzazione ogni 0,4m.
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (sovraccarico accidentale mezzi)
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.4 -- Tratte A-L1: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a -2.5m da p.c..

La quota di falda è posta a 129,5m s.l.m. ossia a -17,8m da p.c. In fase sismica viene considerata a quota 126,5m s.l.m.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 2 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del primo ordine di tiranti;

Fase 3 – Installazione del primo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 4 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del secondo ordine di tiranti;

Fase 5 – Installazione del secondo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 6 – Scavo fino alla quota di fondo scavo della struttura di spinta a -4,15m da quota p.f. ;

Fase 7 – ripristino della quota di piazzale -2,6m da quota p.f.;

Fase 8 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione del coefficiente di spinta k_p ;

Si riportano di seguito i grafici di involuppo del momento flettente in Figura 8.8 e del taglio in Figura 8.9 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta inoltre l'involuppo delle forze nel tirante nelle combinazioni SLU A1+M1+R3 in Figura 8.11 e combinazione SLV-STR in Figura 8.12. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.10.

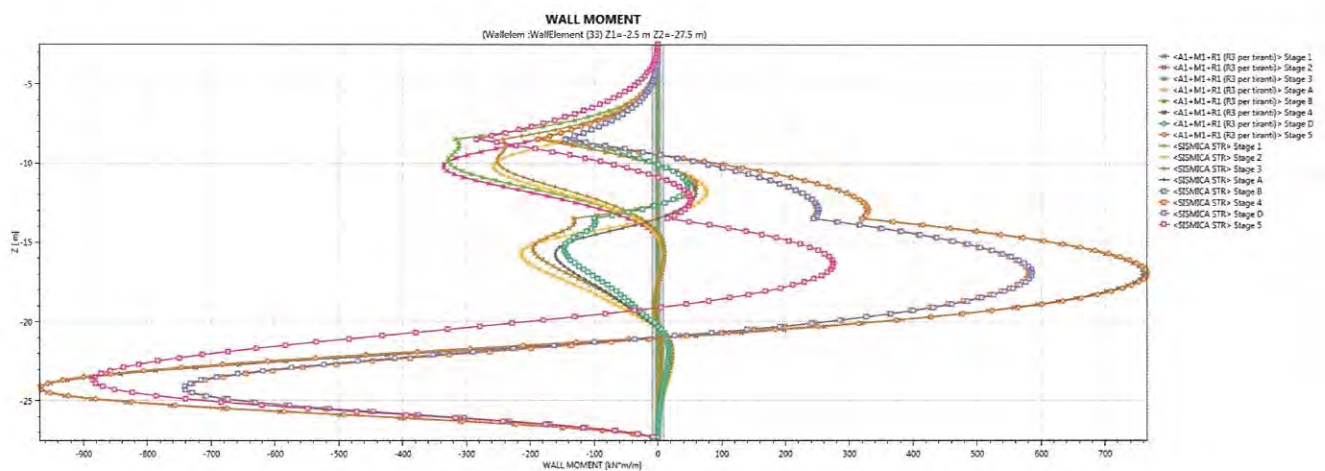


Figura 8.8 – Involuppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
40 di 72

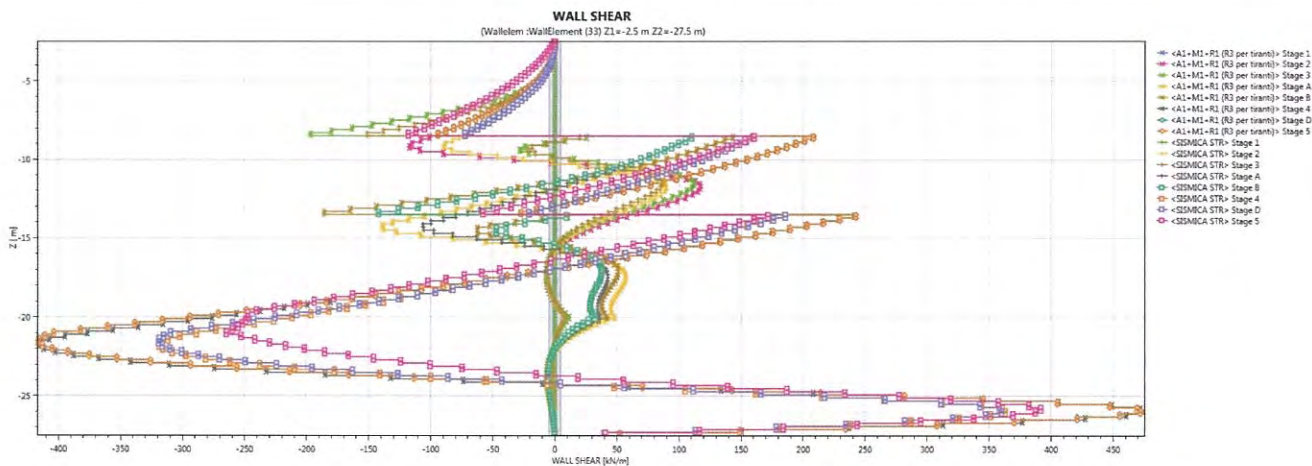


Figura 8.9 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

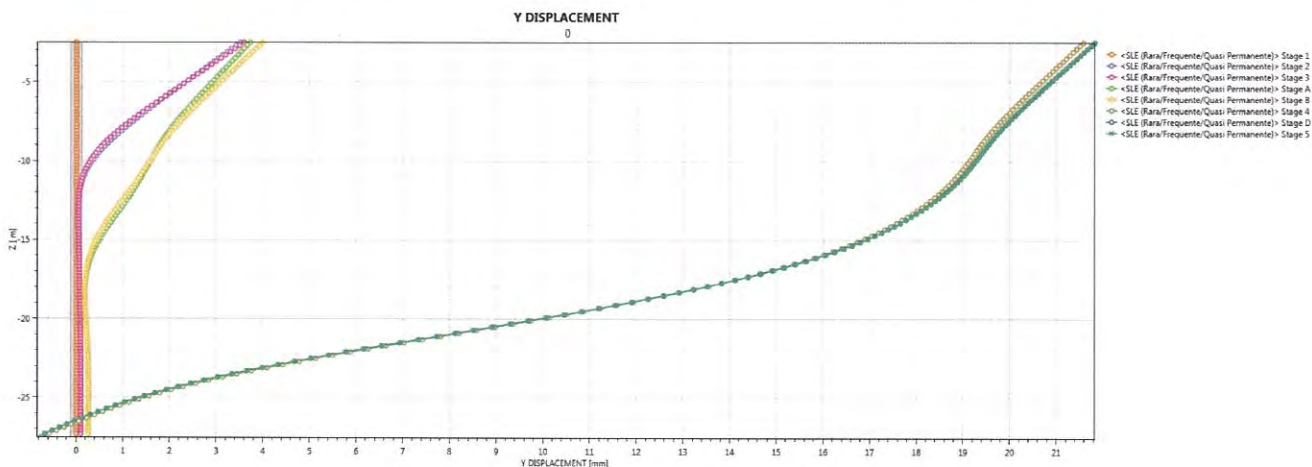


Figura 8.10 -Spostamenti nella combinazione SLE

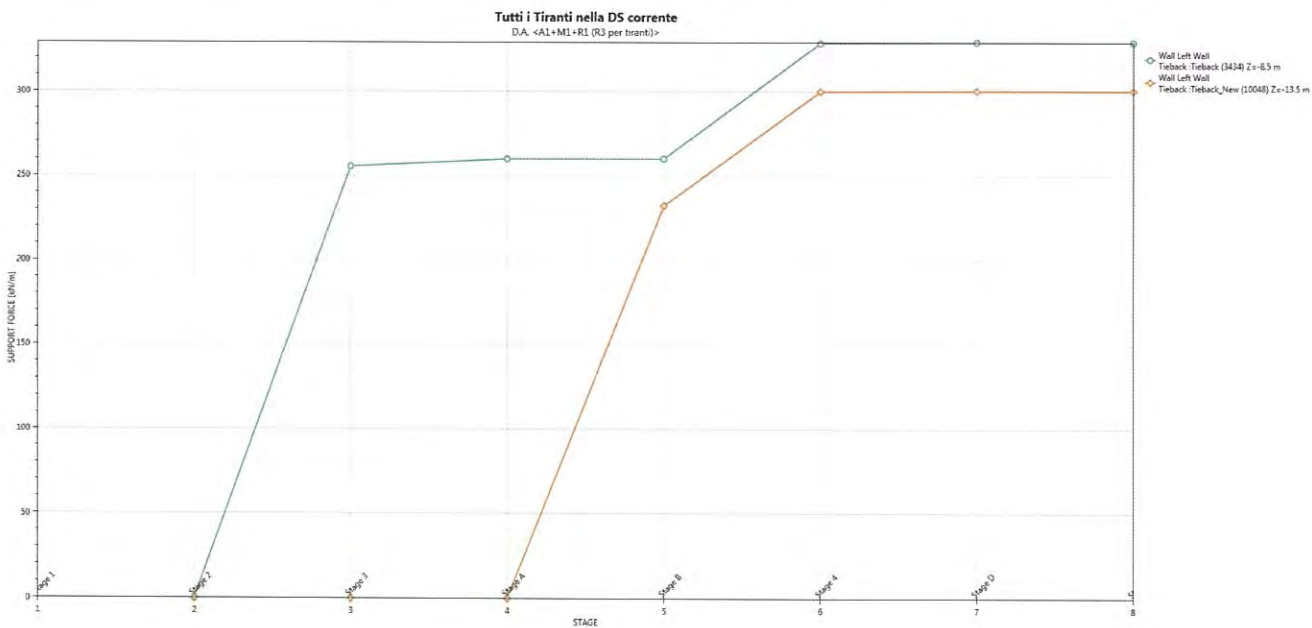


Figura 8.11 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1

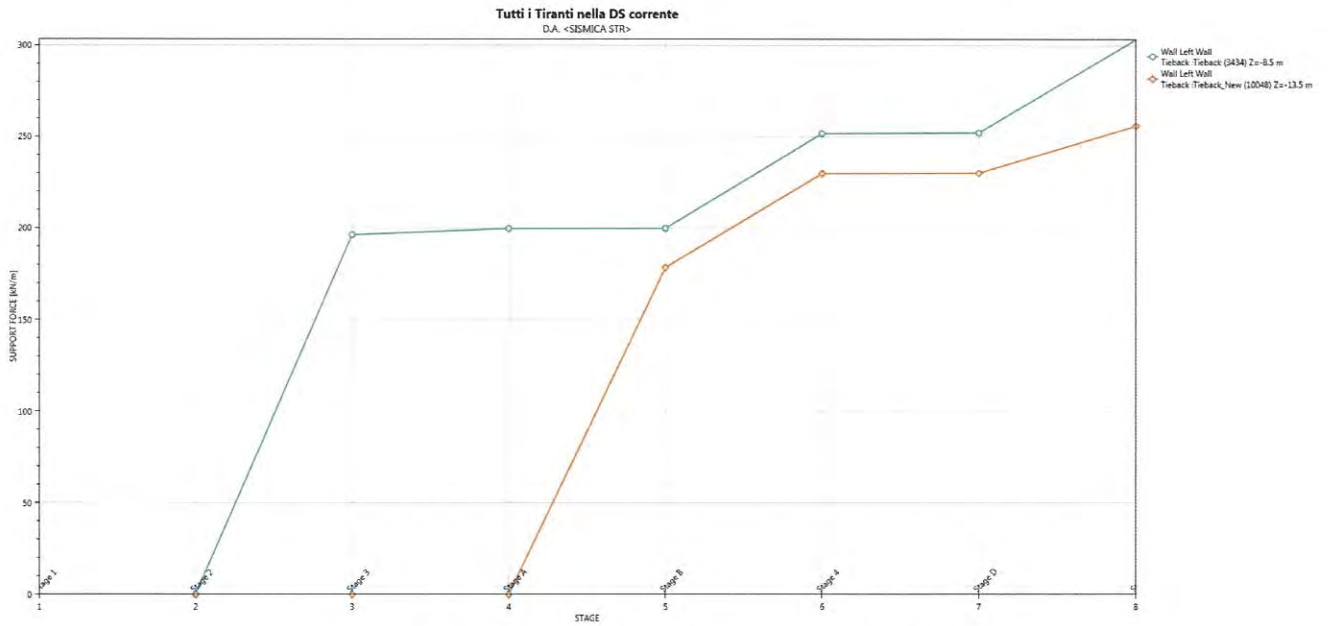


Figura 8.12 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR

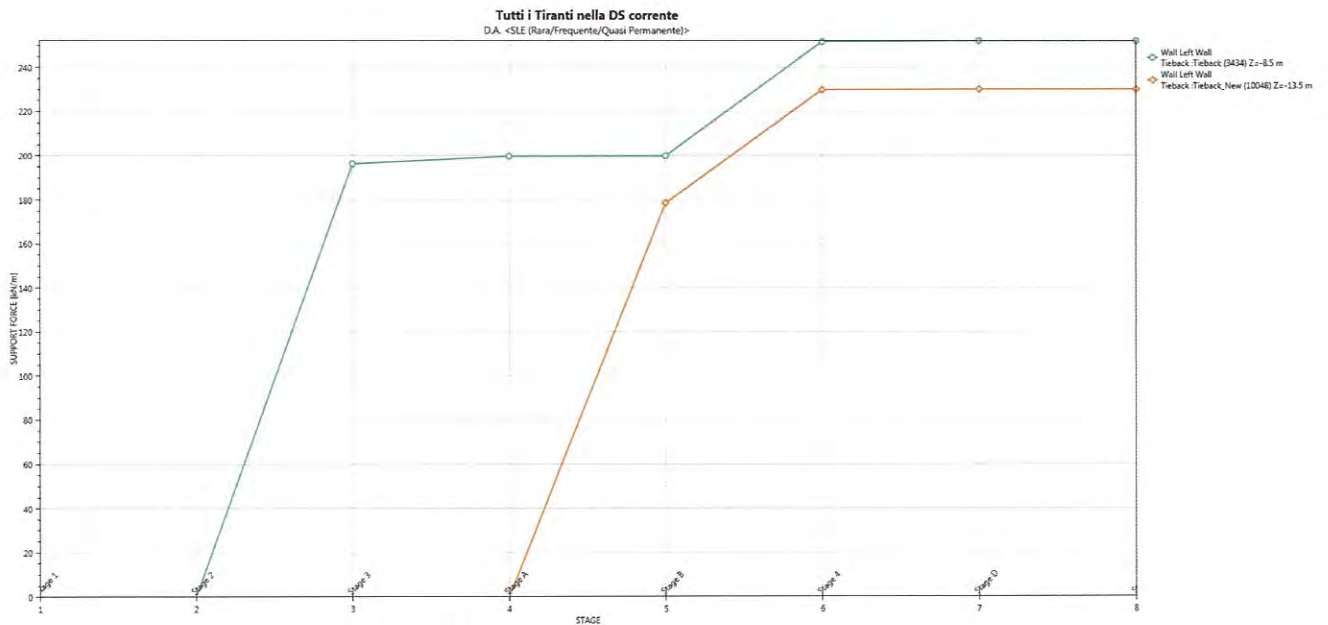


Figura 8.13 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE

8.2.2. Tratta B in corrispondenza dei due imbocchi

Per le tratte di uscita fresa, è stata eseguita una unica verifica per entrambe le canne prendendo come riferimento la peggiore tra le due configurazioni di spinta sia in termini di altezza libera sia in termini di sovraccarico a tergo in quanto la caratterizzazione geotecnica è la stessa per tutto l'imbocco. Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura per le analisi di verifica.

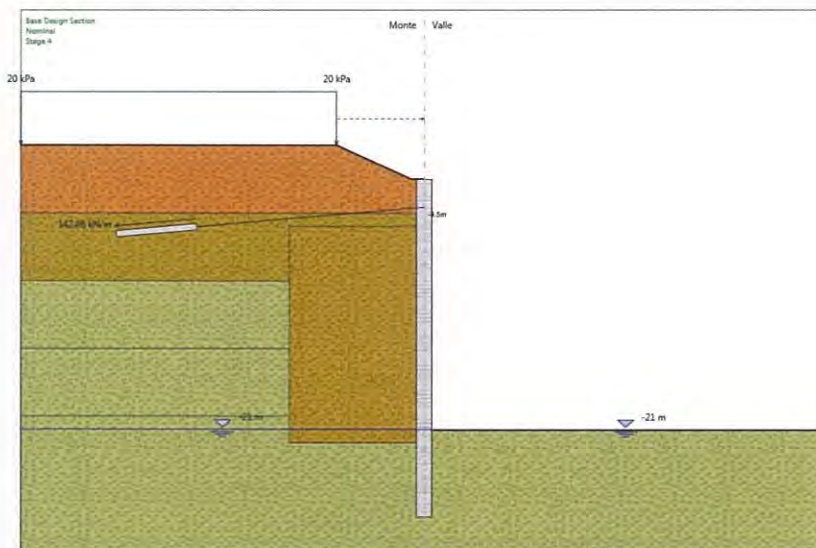


Figura 8.14 –Tratta B: Modello di calcolo

Si presenta di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

Tipologia	Pali ϕ 1200 passo 1,4m
Altezza totale paratia	25 m
Altezza di scavo paratia	18,5m
Ordini di tiranti	1 a -2m da quota superiore trave di testa
Passo orizzontale tiranti	2,8 m
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	Variabile in funzione della distanza dalla paratia calcolato automaticamente dal programma, con discretizzazione ogni 0,4m.
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (sovraccarico accidentale mezzi)
Sovraccarichi variabili a valle	

Tabella 8.5 -- Tratta B : Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a -2.5m da p.c..

La quota di falda è posta a 129,5m s.l.m. ossia a -17,8m da p.c. In fase sismica viene considerata a quota 126,5m s.l.m.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 2 – Realizzazione consolidamento jet-grouting a tergo;

Fase 3 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del primo ordine di tiranti;

Fase 4 – Installazione del primo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 6 – Scavo fino alla quota di fondo scavo della struttura di spinta a -4,15m da quota p.f. ;

Fase 7 – ripristino della quota di piazzale -2,6m da quota p.f.;

Fase 8 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione del coefficiente di spinta k_p ;

Si riportano di seguito i grafici di involuppo del momento flettente in Figura 8.15e del taglio in Figura 8.16 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta inoltre l'involuppo delle forze nel tirante nelle combinazioni SLU A1+M1+R3 in Figura 8.18 e combinazione SLV-STR in Figura 8.19. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.17.

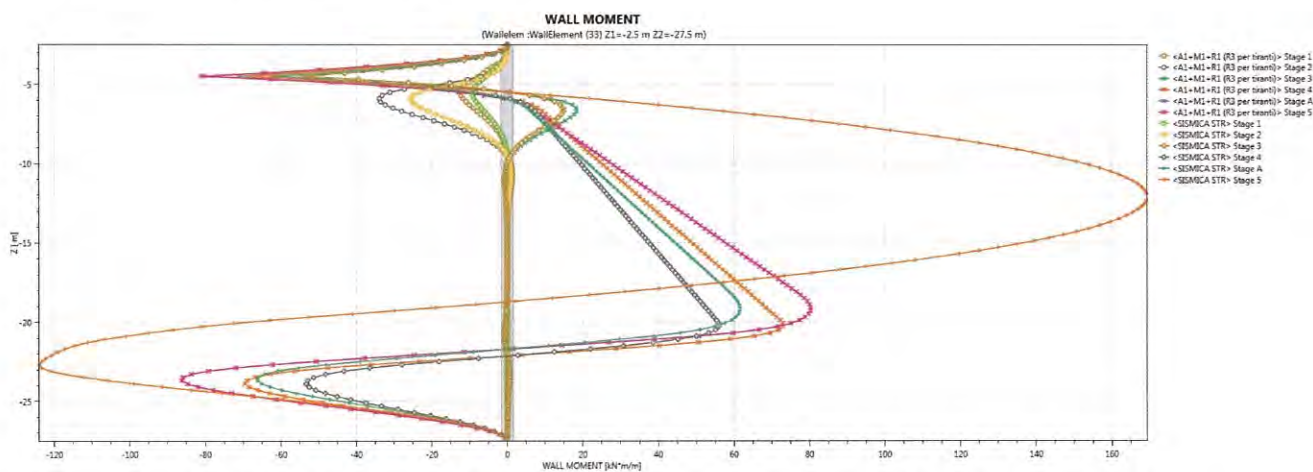


Figura 8.15 – Involuppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
44 di 72

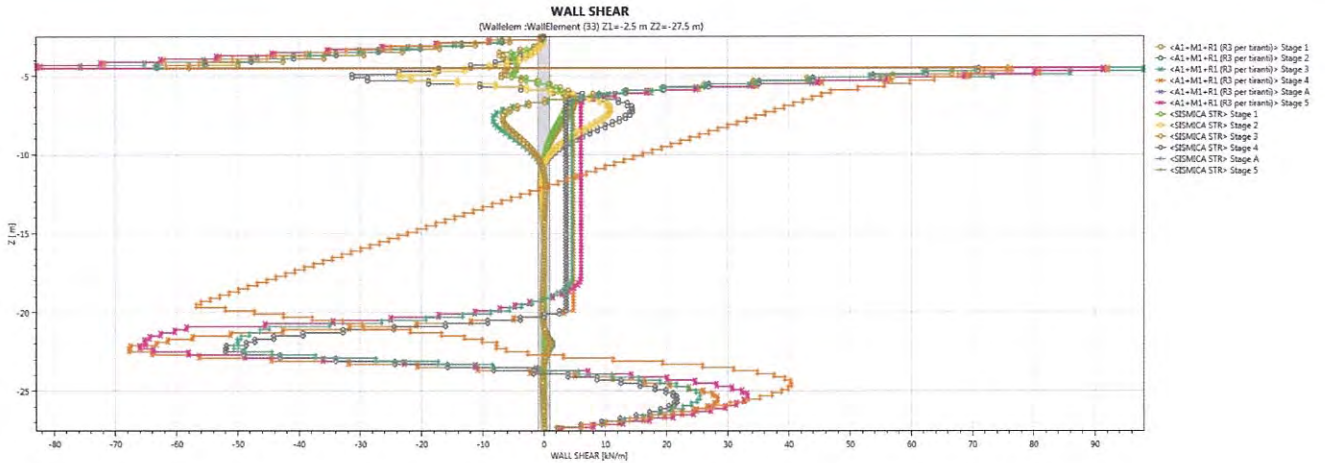


Figura 8.16 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

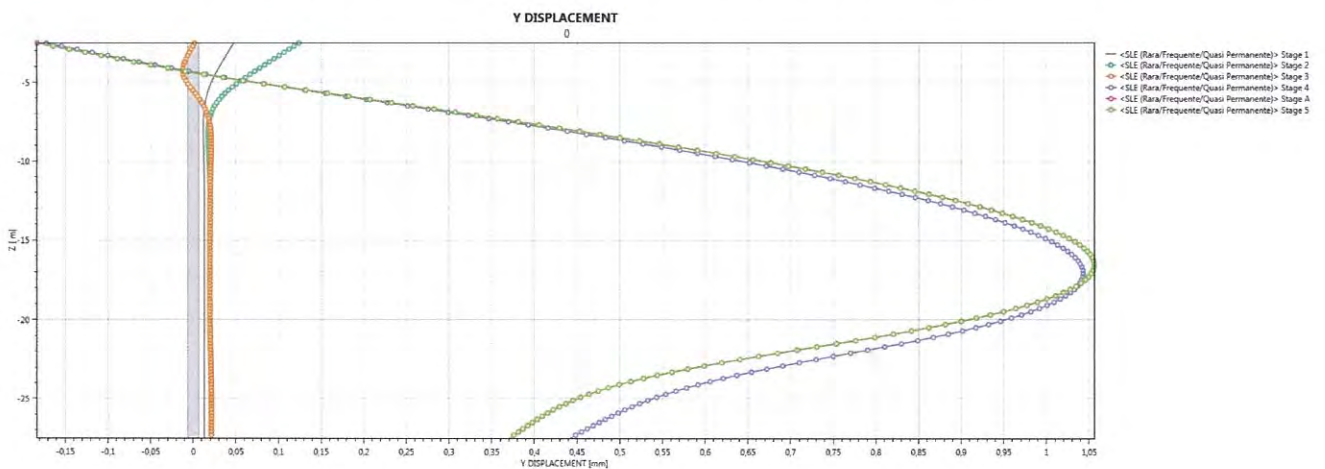


Figura 8.17 - Spostamenti nella combinazione SLE

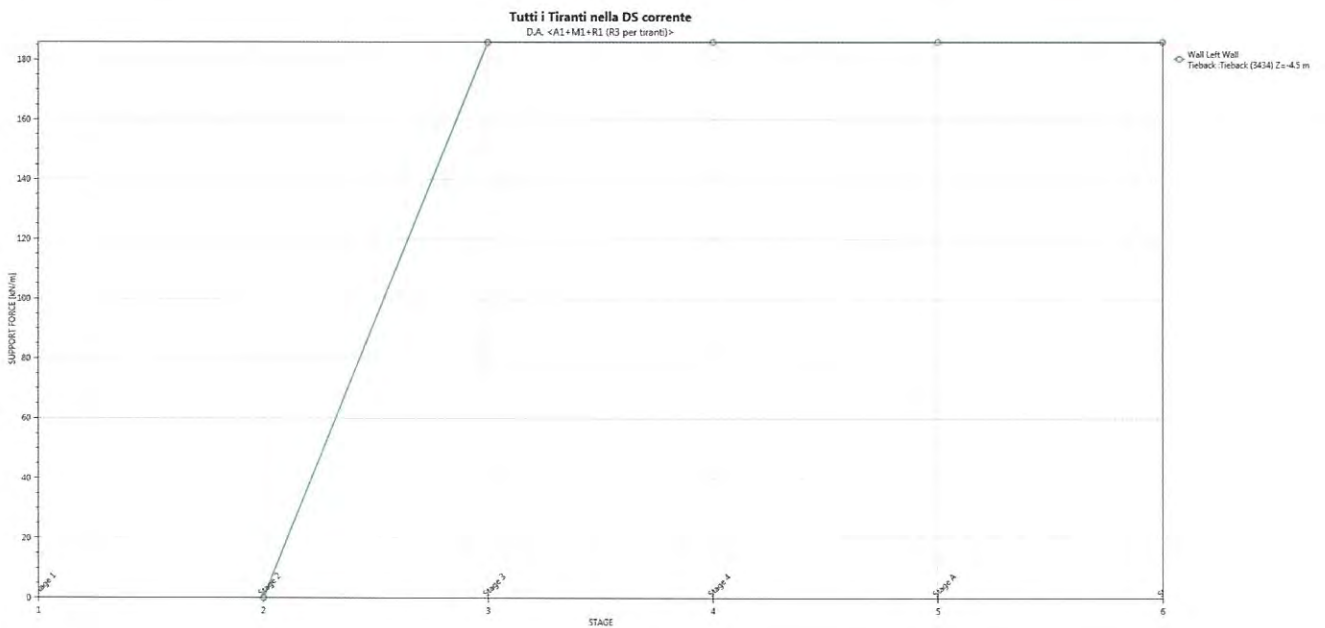


Figura 8.18 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1

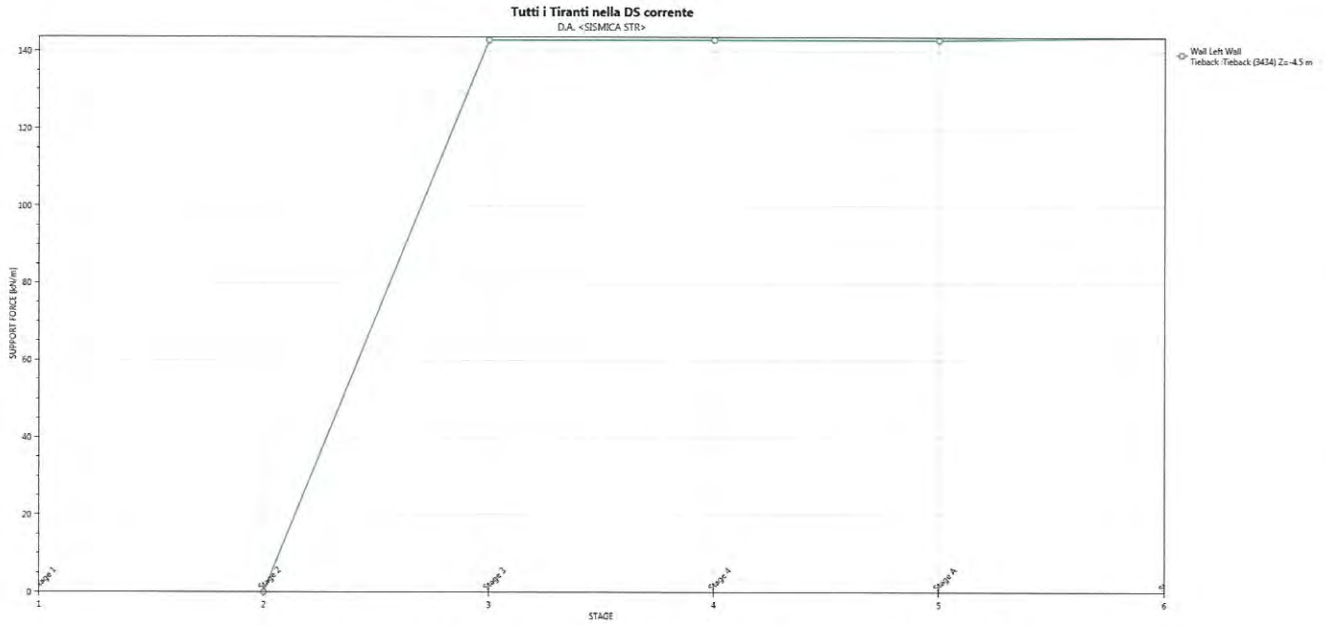


Figura 8.19 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR

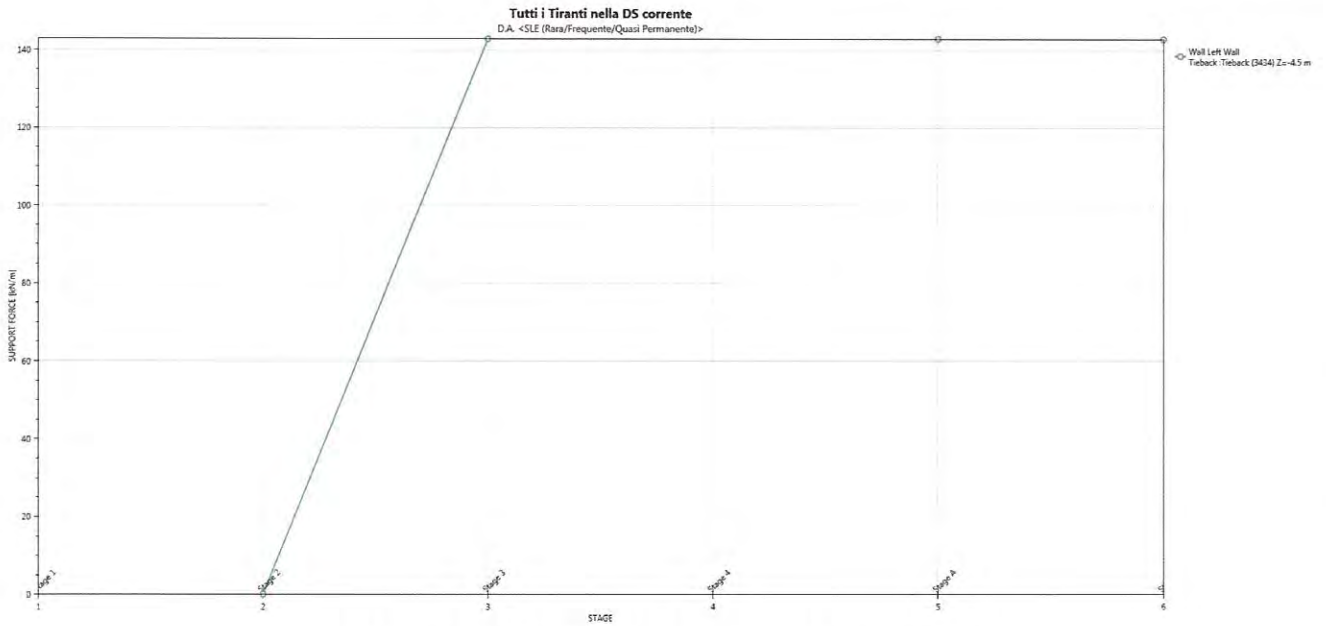


Figura 8.20 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE

8.2.3. Tratta C

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

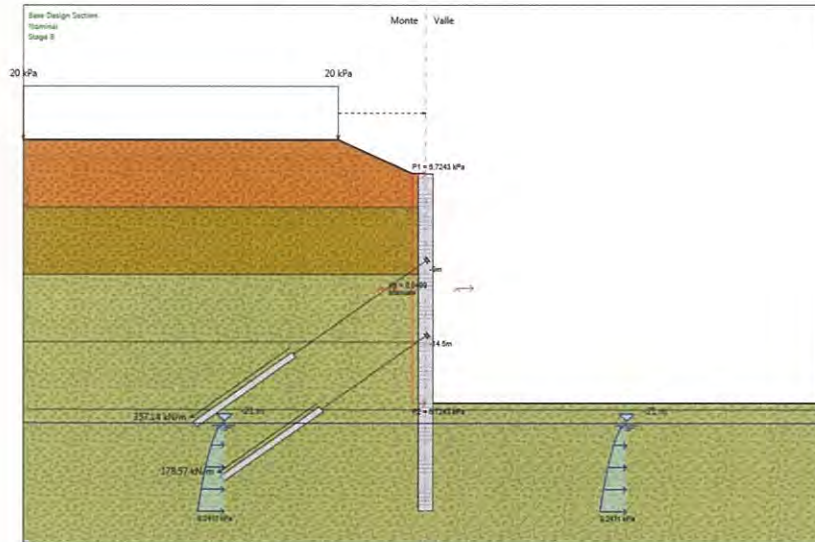


Figura 8.21 –Tratta C: Modello di calcolo

Si presenta di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

Tipologia	Pali ϕ 1200 passo 1,4m
Altezza totale paratia	25 m
Altezza di scavo paratia	18,5m
Ordini di tiranti	2 a -6,5m e -12m da quota superiore trave di testa
Passo orizzontale tiranti	1,4m il I ordine e 2,8 m il II ordine
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	Variabile in funzione della distanza dalla paratia calcolato automaticamente dal programma, con discretizzazione ogni 0,4m.
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	Da -6.5m a -30m da asse paratia 20 kPa (sovraccarico accidentale mezzi e autostradale)
Sovraccarichi variabili a valle	

Tabella 8.6 - Tratta C: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a -2.5m da p.c..

La quota di falda è posta a 129,5m s.l.m. ossia a -17,8m da p.c. In fase sismica viene considerata a quota 126,5m s.l.m.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 2 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del primo ordine di tiranti;

Fase 3 – Installazione del primo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 4 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del secondo ordine di tiranti;

Fase 5 – Installazione del secondo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 6 – Scavo fino alla quota di fondo scavo della struttura di spinta a -4,15m da quota p.f. ;

Fase 7 – ripristino della quota di piazzale -2,6m da quota p.f.;

Fase 8 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione del coefficiente di spinta k_p ;

Si riportano di seguito i grafici di involuppo del momento flettente in Figura 8.22 e del taglio in Figura 8.23 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta inoltre l'involuppo delle forze nel tirante nelle combinazioni SLU A1+M1+R3 in Figura 8.25 e combinazione SLV-STR in Figura 8.26. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.24.

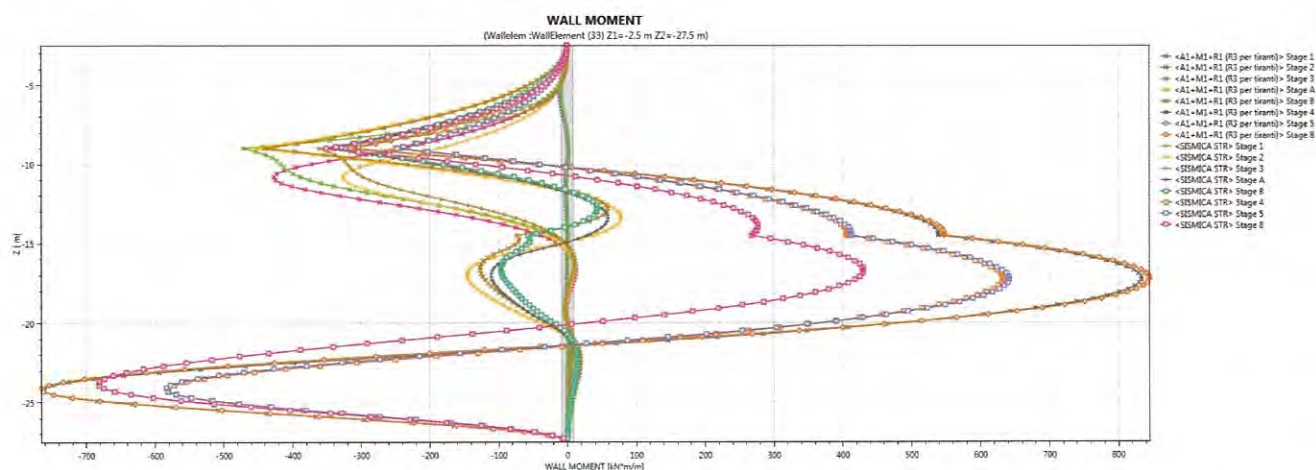


Figura 8.22 – Involuppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
48 di 72

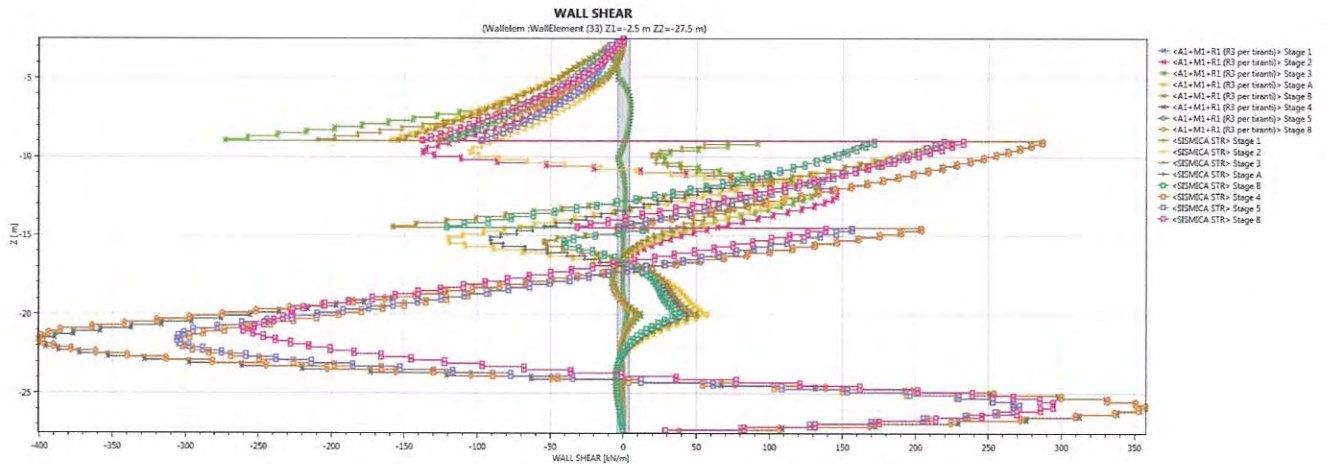


Figura 8.23 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

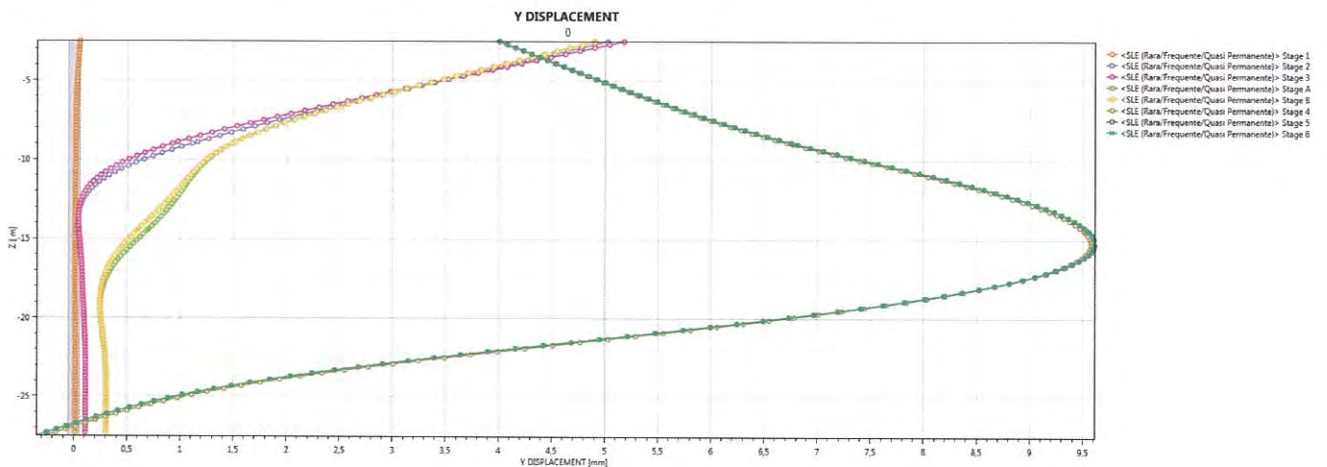


Figura 8.24 – Spostamenti nella combinazione SLE

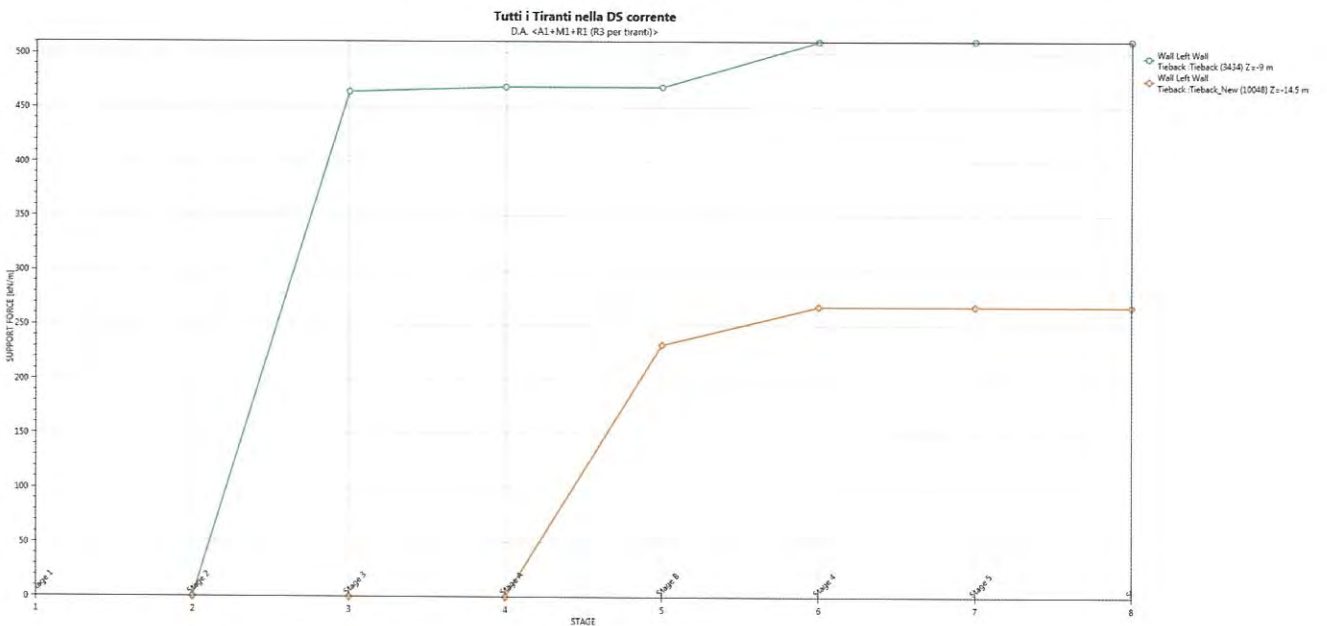


Figura 8.25 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1

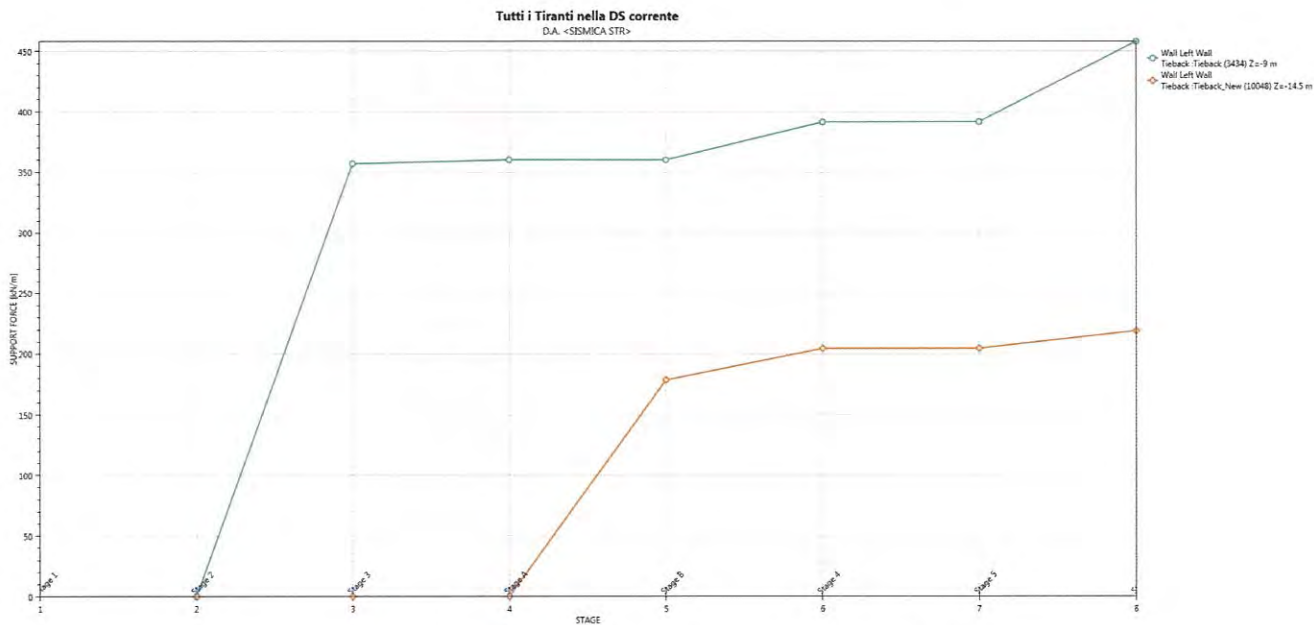


Figura 8.26 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR

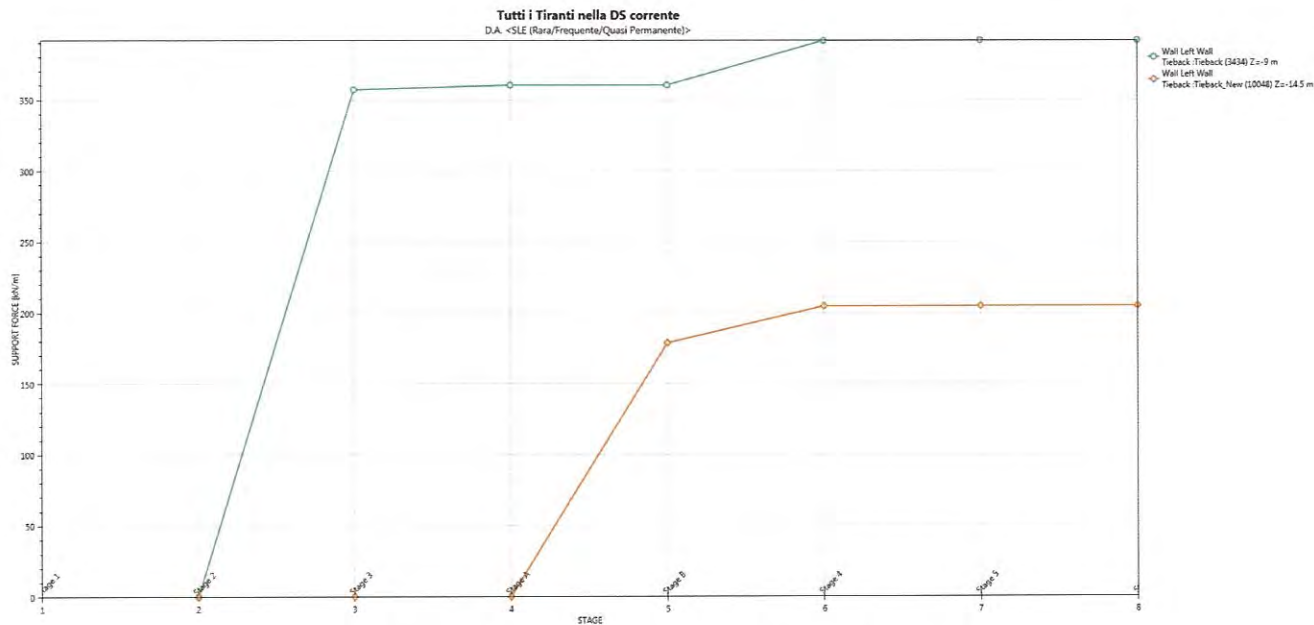


Figura 8.27 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE

8.3. Verifiche strutturali e geotecniche

8.3.1. Verifiche strutturali del palo

L'armatura del singolo palo è stata dimensionata tenendo conto delle spinte da equilibrare della paratia interessata, sia lungo il suo sviluppo sia lungo la verticale di ogni palo così come indicato nella figura seguente:

Per le diverse tratte di calcolo le gabbie sono composte come indicato in Tabella 8.7:

	Lpalo [m]	Gabbia	Armatura Longitudinale	Staffe	L _{gabbia}
					[m]
Tratta A	24	I	10f24	f12/30	4,8
		II	20f24	f12/30	12
		III	20f24	f14/30	9,9
Tratta B	24	I	16GFRP25	GFRP35x3	4,8
		II	16GFRP25	GFRP35x3	12
		III	16GFRP25	GFRP35x3	10
Tratta C	24	I	10f24	f12/30	3
		II	20f24	f12/30	12
		III	20f24	f14/30	11,7

Tabella 8.7 - Distribuzione dell'armatura lungo le tratte e lungo i pali

Le verifiche sono condotte secondo le disposizioni del par. 4.1.2.1 delle NTC2008.

Per quanto riguarda la sollecitazione flessionale, non considerando cautelativamente alcun contributo dello sforzo assiale poiché esso risulterebbe favorevole alla verifica, risulta un momento resistente funzione del quantitativo di armatura longitudinale presente nella gabbia considerata e indicato nella tabella di seguito riportata:

	Gabbia	Armatura Longitudinale	Staffe	L _{gabbia}	M _{RD} ^{SLU}	V _{RD} ^{SLU}
				[m]	[kNm]	[kNm]
Tratta A	I	10f24	f12/30	4,8	875	621
	II	20f24	f12/30	12	1643,6	621
	III	20f24	f14/30	9,9	1643,6	839
Tratta B	I	16GFRP25	GFRP35x3	4,8	1658	648
	II	16GFRP25	GFRP35x3	12	1658	648
	III	16GFRP25	GFRP35x3	10	1658	648
Tratta C	I	10f24	f12/30	3	875	621
	II	20f24	f12/30	12	1643,6	621
	III	20f24	f14/30	11,7	1643,6	839

Tabella 8.8 – Azioni resistenti lungo le gabbie

Nelle figure seguenti si riporta il confronto tra l'involuppo delle azioni flettenti sollecitanti sul palo allo SLU A1+M1 e SLV-STR per ogni tratta di calcolo e i relativi momenti resistenti.

E' stato considerato un copri ferro netto pari a 6cm.

Nelle verifiche a taglio si è considerato $\cot\theta$ pari 2,5.

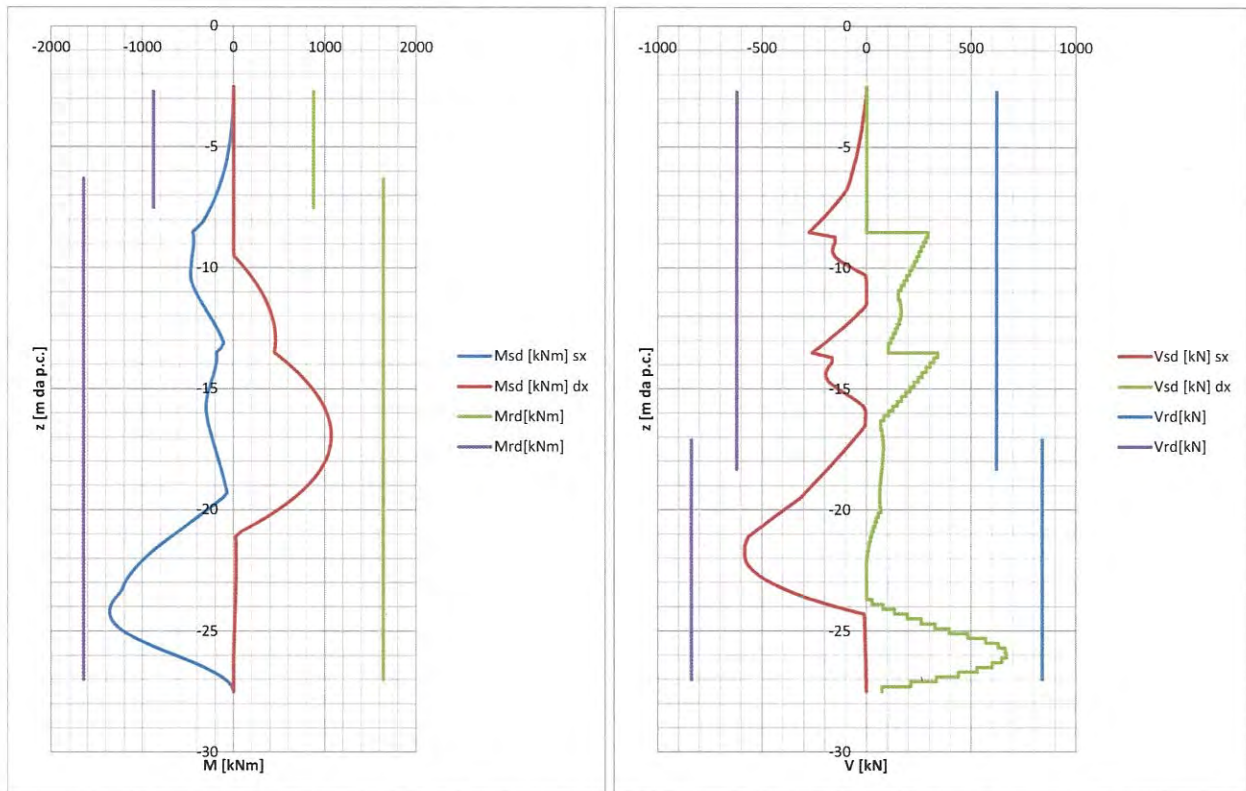


Figura 8.28 –Tratta A – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

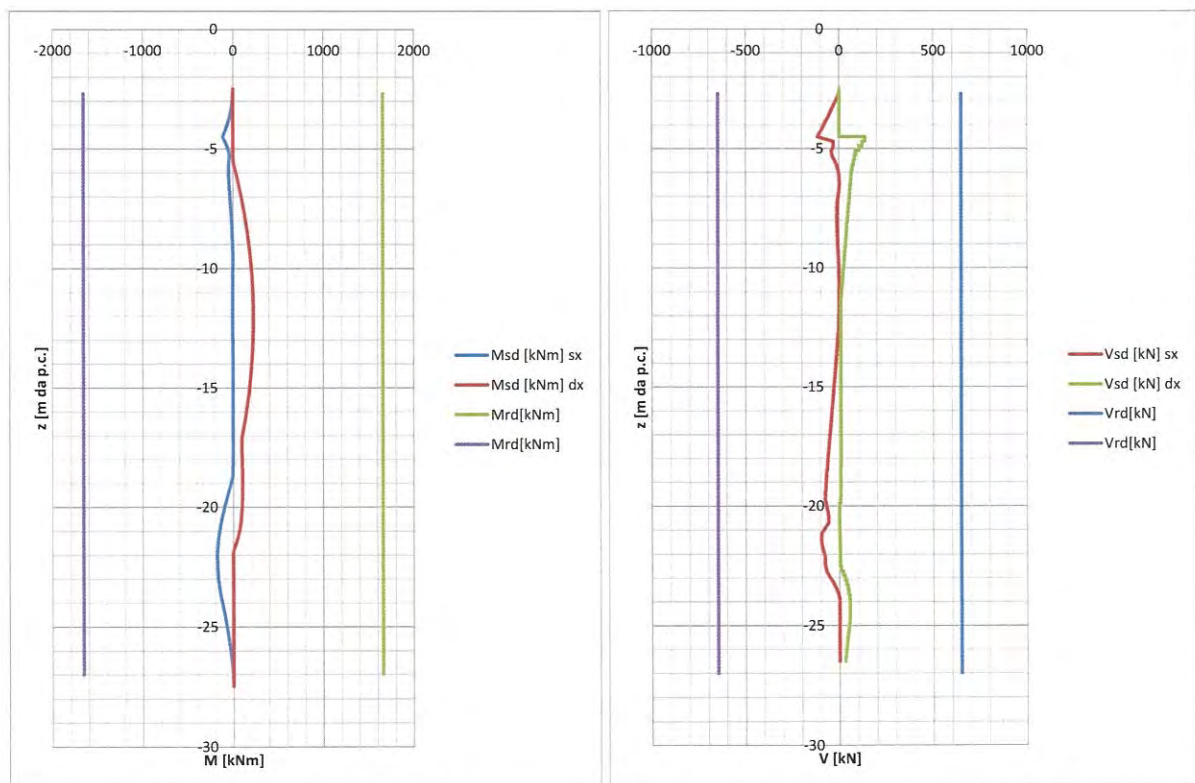


Figura 8.29 –Tratta B – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

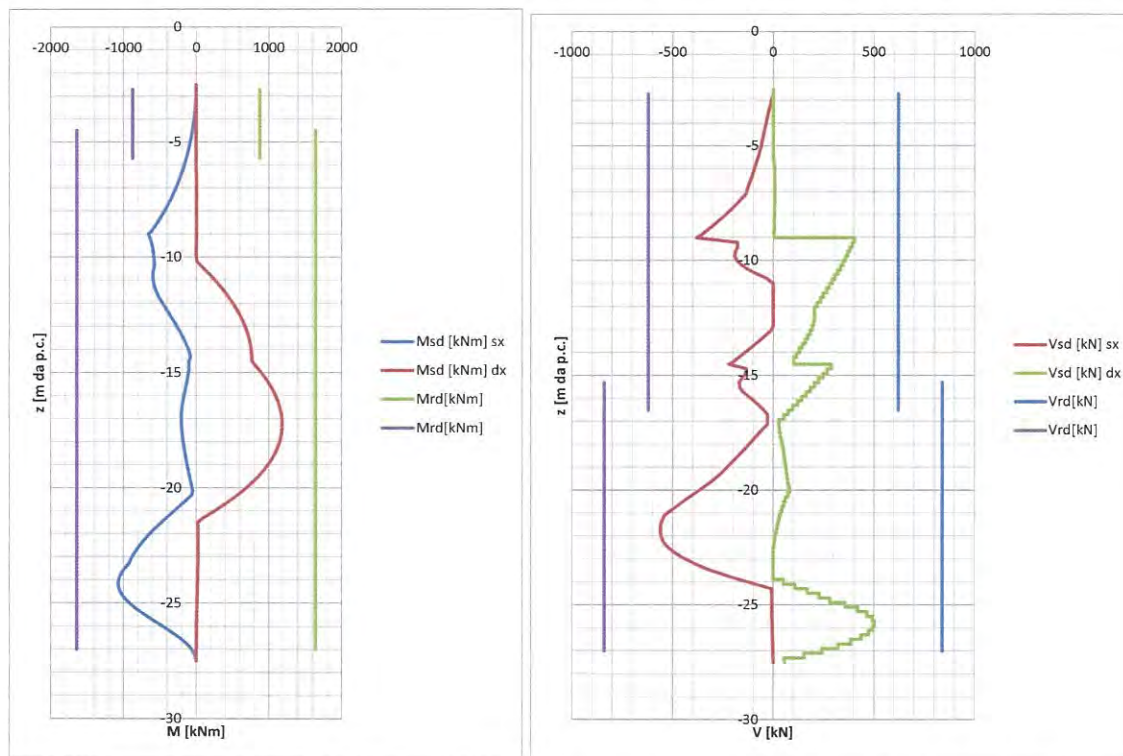


Figura 8.30 –Tratta C – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

Per la paratia della Tratta C lato Autostrada A4 si effettua anche la verifica allo SLE controllando lo stato tensionale degli elementi della sezione resistente del palo in quanto in prossimità di un'infrastruttura. In particolare si verifica che:

- $\sigma_c < 0.4 \cdot f_{ck}$
- $\sigma_s < 0.75 \cdot f_{yk}$

Dove:

σ_c = tensione di compressione risultante nel cls;

σ_s = tensione di trazione risultante nell'acciaio;

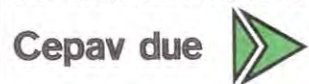
Pertanto si avrà:

Gabbia	As	L _{gabbia} [m]	M _{ED} ^{SLE} [kNm/m]	M _{ED} ^{SLE} (palo) [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	σ_{cmax}^{SLE}	σ_{smax}^{SLE}
							[MPa]	[MPa]
I	10φ24	3	100,0	140,0	0,14	6,409	10	337,5
II	20φ24	12	400,0	560,0	5,47	190	10	337,5
III	20φ24	11,7	642,0	898,8	8,79	305,4	10	337,5

Tabella 8.9 – Verifica SLE pali paratia Tratta C

Dove:

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
53 di 72

Dove:

M_{ED} = momento sollecitante nella gabbia allo SLE;

σ_{cmax}^{SLE} = tensione massima di compressione nel cls ($0.4 \cdot f_{ck}$);

σ_{smax}^{SLE} = tensione massima di trazione nell'acciaio ($0.75 \cdot f_{yk}$);

8.3.2. Verifiche strutturali sui tiranti

Le opere di contrasto previste per la paratia sono composte dai seguenti interventi:

TIRANTI											
	Ordine	Quota da testa trave [m]	n° Trefoli	Passo orizz. [m]	Inclinazione vert. [°]	L libera [m]	L bulbo [m]	L totale [m]	ϕ perfor [mm]	Trave di ripartizione	Pretiro (kN)
Tratte A	I	6	6	2,8	20	14	10	24	180	2 HEB 220	550
	II	11	5	2,8	20	11	9	20	180	2 HEB 220	500
Tratta B	I	2	4	2,8	5	16	6	22	180	2 HEB180	400
Tratta C	I	6,5	6	1,4	35	12	9	21	180	CA	500
	II	12	5	2,8	35	9,5	9	18,5	180	CA	500

Tabella 8.10 – Elementi di contrasto

Affinché i tiranti di ancoraggio assolvano al meglio la loro funzione statica di sostegno della parete, è opportuno che il bulbo di fondazione si trovi completamente all'esterno del cuneo di spinta attiva che può nascere a tergo della paratia durante le fasi di costruzione e di esercizio dell'opera.

La geometria del cuneo di spinta attiva nel caso delle paratie multiancorate può essere determinata secondo vari criteri, nel seguito si fa riferimento allo schema secondo cui il cuneo di spinta è delimitato da una retta inclinata sull'orizzontale di un angolo pari a $(\pi/4 + \varphi/2)$, traslata verso monte rispetto al punto di nullo del momento flettente di una lunghezza pari a $0.15 h$ (con h = altezza dello scavo di sbancamento).

La seguente figura rappresenta graficamente il criterio geometrico adottato per la determinazione del valore minimo del tratto libero d'ancoraggio.

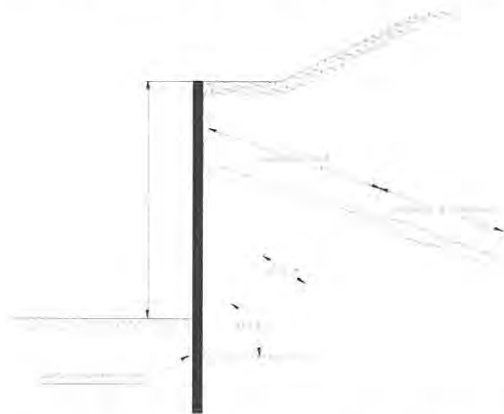


Figura 8.31 – Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti

Le azioni massime sui tiranti sono le medesime riportate in Tabella 8.11:

	Combinazione	N _{ED} (I ORDINE)	N _{ED} (II ORDINE)
		(kN)	(kN)
Tratte A	SLU A1+M1	921,5	840,79
	SLU SISMA STR	849,35	716,62
Tratta B	SLU A1+M1	520,37	
	SLU SISMA STR	402,39	
Tratta C	SLU A1+M1	714,91	747,03
	SLU SISMA STR	641,71	613,47

Tabella 8.11 – Azioni sui tiranti SLU

In Tabella 8.12 si riporta il tiro massimo sia a SLU per un singolo trefolo.

Singolo trefolo a 7 fili						SLU	massimo tiro SLU
Diametro nominale		Sezione	f _{ptk}	f _{p(1)k}	γ _s	f _{yd}	N _{SLU}
Φ	(mm)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)	--	(MPa)	(kN)
6/10	15,2	139	1860	1670	1,15	1452	201,85

Tabella 8.12 – Caratteristiche di resistenza dei trefoli

Il valore limite si ottiene moltiplicando i valori precedenti per il numero di trefoli, nel caso 4.

Risulta:

$$4 \text{ trefoli } N_{Rd} = 201,85 \times 4 = 807,4 \text{ kN} > N_{Ed}$$

$$5 \text{ trefoli } N_{Rd} = 201,85 \times 5 = 1009,2 \text{ kN} > N_{Ed}$$

$$6 \text{ trefoli } N_{Rd} = 201,85 \times 6 = 1211,1 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Confrontando i valori di resistenza N_{RD} con i valori sollecitanti di progetto N_{ED} le verifiche risultano soddisfatte.

Si riportano di seguito i tiri massimi di esercizio nei tiranti il cui valore determina la forza di collaudo dei tiranti al momento dell'installazione pari a 1,2 volte il tiro di esercizio:

	Tiro max esercizio	Tiro di collaudo
	(kN)	(kN)
Tratte A	706,22	850
	644,75	775
Tratta B	400,27	485
Tratta C	548,7	660
	573,1	690



Tabella 8.13 – Tiro di massimo esercizio e tiro di collaudo

8.3.1. Verifiche geotecniche sui tiranti

Con riferimento alle indicazioni contenute nel par. 6.6 delle NTC2008 si valuta la resistenza allo sfilamento con metodi di calcolo analitici a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati delle prove in sito e/o di laboratorio.

La resistenza di calcolo è valutata con la formula di Bustamante-Doix che prevede:

$$R_{\text{calcolo}} = \pi \cdot \alpha \cdot D \cdot L \cdot q_s$$

con:

α coefficiente amplificativo che tiene conto dell'incremento della sezione del bulbo per iniezioni multiple e ripetute;

D diametro del foro da cui viene realizzato il bulbo;

L lunghezza del bulbo di ancoraggio ;

q_s resistenza disponibile lungo la superficie di contatto tra bulbo e terreno.

I valori relativi al parametro α e alla resistenza tangenziale q_s sono stati presi in accordo alle esperienze di Bustamante-Doix in terreni analoghi nell'ipotesi di realizzare i bulbi con iniezioni multiple e ripetute (I.R.S).

Per tale opera i bulbi di ancoraggio dei tiranti ricadono nelle ghiaia sabbiose .

SOLS	Coefficient α		Quantité minimale de coulis conseillée V_i
	IRS*	IGU**	
Grave	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s^*
Grave sableuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s
Sable graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s
Sable grossier	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable moyen	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable fin	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	{ 1,5 à 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU
Limon	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	{ 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU
Argile	1,8 à 2	1,2	{ 2,5 à 3 V_s pour IRS 1,5 à 2 V_s pour IGU
Marne	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour couche compacte
Marno-calcaire	1,8	1,1 à 1,2	
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée

V_s : volume du bulbe de scellement.
IRS : injection répétitive et sélective.
IGU : injection globale en presse unifiée.

* : avec $p_j \geq p_l$
** : avec $0,5 p_l < p_j < p_l$

Figura 8.32 - Valori dei coefficienti α per il calcolo del diametro di perforazione di un tirante

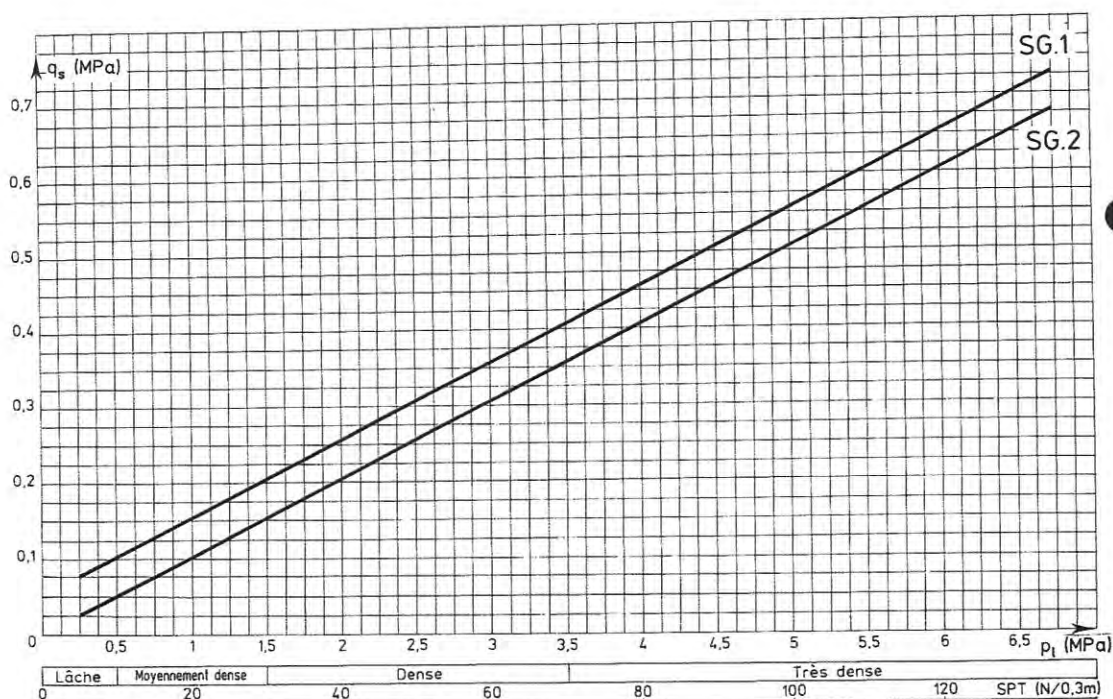


Figura 8.33 - Grafici per il calcolo di q_s in sabbie e ghiaie

Per la valutazione dell'aderenza tangenziale malta-terreno nelle sabbie e ghiaie è stato considerato il grafico relativo alle sabbie e ghiaie ed in particolare la curva SG.1 relativa a pressioni multiple e ripetute (I.R.S.). E' stato quindi assunto un valore di calcolo di αq_s pari a 400 kPa che deriva dai seguenti valori:

$$N_{spt} \approx 40$$

$$q_s = 250 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 1.6$$

La resistenza di progetto allo sfilamento del tirante R_{ad} è valutata come:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,t}}$$

con:

$\gamma_{ra,t}$ coefficiente parziale per tiranti permanenti assunto pari a 1,2;

R_{ak} resistenza caratteristica allo sfilamento, valutata come:

$$R_{ak} = \frac{R_{calcolo}}{\xi_{a3}}$$

con:

ξ_{a3} fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili d'indagine;

La Tabella 8.14 contiene i dati di progetto e fornisce il valore di R_{ad} per una lunghezza unitaria del bulbo ($L=1,0$ m).

γ_R	αq_s	D	ξ_{a3}	R_{ak}	R_{ad}
--	(MPa)	(mm)	--	(kN/m)	(kN/m)
1,1	0,400	180	1,8	125,66	114,24

Tabella 8.14 – Caratteristiche di resistenza dei bulbi

Le forze resistenti per le diverse lunghezze dei bulbi sono pari a

$$L_f = 6,00 \text{ m risulta } R_{ad} = 685,4 \text{ kN}$$

$$L_f = 9,00 \text{ m risulta } R_{ad} = 1028,16 \text{ kN}$$

$$L_f = 10,00 \text{ m risulta } R_{ad} = 1142,4 \text{ kN}$$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
59 di 72

Per la verifica del bulbo di ancoraggio bisogna assicurarsi che:

$$N_{Ed} \leq R_{ad}$$

Tale verifica è sempre soddisfatta.

8.3.2. Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti

Per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono state utilizzate sia coppie di profilati metallici, del tipo HEB (acciaio S355) sia travi in cls 70X70 come indicato in Tabella 8.10.

La verifica di tali elementi strutturali è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, uguale all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

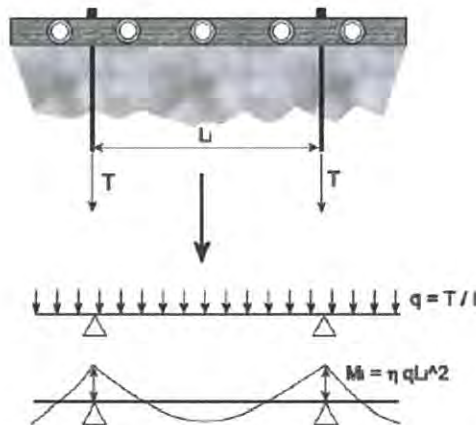


Figura 8.34– Trave di ripartizione: schema statico

Le sollecitazioni sulla trave saranno allora:

$$M = q L^2 / 10$$

$$V = 0.6 q L$$

essendo:

L = luce della campata, ovvero interasse tra i tiranti (= 1,4 m o 2,80 m)

q = reazione del tirante a metro lineare per i vari stati limite

La verifica della trave di testa in cls si esegue nella zona di imbocco (tratta B) considerando che l'azione dei tiranti posti a -1 m da quota di fondo della trave, gravi sulla trave di testa.

Le azioni sollecitanti, i momenti resistenti, vengono indicati nella seguente tabella:

ordine	Comb	q	passo	b max	h max	M_{sd}	V_{sd}	M_{rd}	V_{rd}	σ_c	σ_s
		[kN/m]	[m]	[cm]	[cm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[MPa]
I	SLE	143,0	2,8	100	140	136,9	-	-	-	1,25	121,9
	SLU	185,8	2,8	100	140	145,6	312	531	382	-	-

Tabella 8.15 – Verifiche SLE e SLU della trave di testa

Le travi di ripartizione della tratta C vengono calcolate con la sezione resistente di seguito riportata:

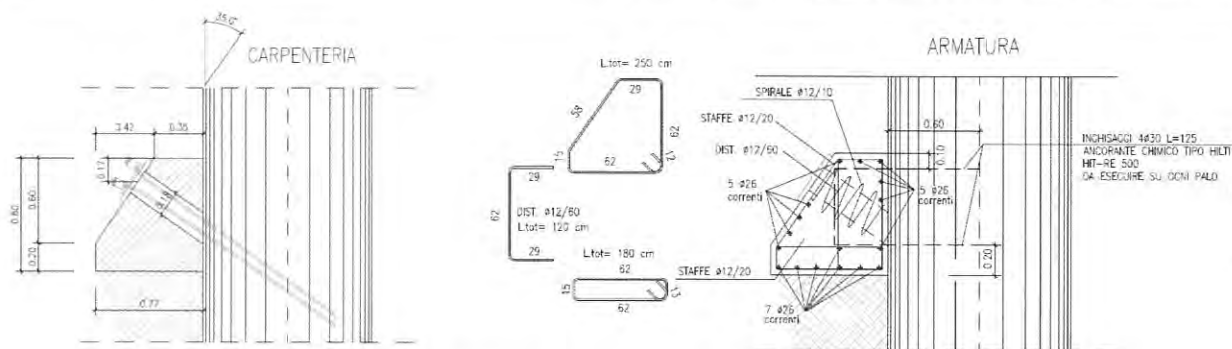


Figura 8.35– Trave di ripartizione dei tiranti della tratta C

Le azioni sollecitanti, i momenti resistenti, vengono indicati nella seguente tabella:

ordine	Comb	q	passo	b max	h max	M_{sd}	V_{sd}	M_{rd}	V_{rd}	σ_c	σ_s
		[kN/m]	[m]	[cm]	[cm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[MPa]
I	SLE	391,9	1,4	77	80	76,8	329,2			1,8	51,2
	SLU	510,7	1,4	77	80	100,1	67,2	1053	369		
II	SLE	204,7	2,8	77	80	160,5	134,4			3,8	107,7
	SLU	266,8	2,8	77	80	209,2	134,4	1053	369		

Tabella 8.16 – Verifiche SLE e SLU della trave di ripartizione

dove:

M_{sd} = momento flettente sollecitante di progetto

V_{sd} = taglio sollecitante di progetto

M_{rd} = momento flettente resistente di progetto

V_{rd} = taglio resistente di progetto

σ_c = tensione di compressione nel cls

σ_s = tensione di trazione nell'acciaio

Le travi sono state adeguatamente dimensionate.

La verifica delle travi di ripartizione in acciaio vengono condotte in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, con riferimento al criterio indicato nel par.4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008.

In Tabella 8.17 si presentano per ogni tratta le azioni massime a cui sono soggette le coppie di travi M_{max} e V_{max} :

	M_{MAX} (I ordine)	V_{MAX} (I ordine)	M_{MAX} (II ordine)	V_{MAX} (II ordine)
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
Tratte A	258,0	552,9	235,4	504,5
Tratta B	145,7	312,2		

Tabella 8.17 – Azioni massime sulle coppie di travi di ripartizione

Adottando due profili accoppiati su ciascun profilo agirà:

$$M_{Ed} = \frac{M_{max}}{2} \quad V_{Ed} = \frac{V_{max}}{2}$$

Il valore della tensione ideale è pari a:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{ED}^2 + 3\tau_{ED}^2}$$

dove:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{W}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{s_a \cdot h_1}$$

Per i profili utilizzati si hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

	W	S_a	h_1
	[cm ³]	[mm]	[mm]
HEB160	311,5	8	144
HEB180	425,7	8,5	152
HEB200	569,6	9	170
HEB220	735,5	9,5	188
HEB240	938,3	10,0	206

Tabella 8.18 – Caratteristiche meccaniche dei profili utilizzati

Si dovrà verificare che

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338 \text{ MPa}$$

In Tabella 8.19 si presentano le verifiche:

		Verifica I Ordine				Verifica II Ordine			
		σ_{ED}	τ_{ED}	σ_{ID}	f_{yd}	σ_{ED}	τ_{ED}	σ_{ID}	f_{yd}
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Tratta A	2 HEB 220	175,4	154,8	320,4	338,1	160,0	141,2	292,3	338,1
Tratta B	2 HEB 180	171,1	120,8	270,3	338,1				

Tabella 8.19 – Verifiche strutturali delle travi di ripartizione in acciaio

8.3.3. Verifica della profondità di infissione

La profondità d'infissione della paratia nel terreno è stata definita in modo da assicurare un idoneo incastro nei confronti delle spinte orizzontali.

Nel calcolo dell'opera effettuato agli Stati Limite Ultimi, l'avvenuta convergenza del calcolo all'ultimo step di calcolo già garantisce di per sé la stabilità dell'opera nei riguardi della deformazione rotazionale della paratia:

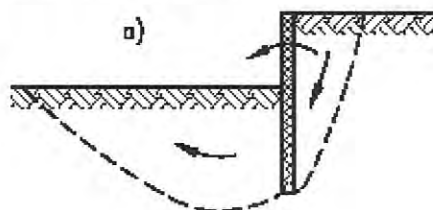


Figura 8.36 - Stato limite di rottura per rotazione di paratie

Si riportano qui di seguito in Tabella 8.20 il valore della spinta effettiva e della spinta passiva disponibile per i vari tratti con riferimento all'ultimo step di calcolo:

	Combinazione	S_{eff} [kN/m]	S_{pass} [kN/m]
Tratte A	SLU A2+M2	1211	1436
	SLU SISMA GEO	1463	2677
Tratta B	SLU A2+M2	1130	1452
	SLU SISMA GEO	1262	2700
Tratta C	SLU A2+M2	1213	1436
	SLU SISMA GEO	1445	2681

Tabella 8.20 – Verifica della resistenza passiva Mobilitata.

8.3.4. Verifica di stabilità globale

Al fine di verificare l'adeguatezza dell'intervento progettato in relazione alle condizioni di stabilità generale del versante interessato dall'opera di sostegno provvisoria, sono state eseguite le opportune verifiche di stabilità globale del pendio per mezzo del codice di calcolo ParatiePlus con il modulo VSP. Le condizioni indagate sono relative alla situazione di scavo provvisorio per il raggiungimento del fondo scavo sia in fase statica che in fase sismica applicando l'accelerazione indicata al paragrafo 7.3.

Si riportano le verifiche di stabilità in corrispondenza dell'autostrada con lo scopo di verificare anche le scarpate a tergo.

Le analisi sono state eseguite con i parametri indicati al paragrafo 4.1, con i coefficienti sui parametri geotecnici indicati in Tabella 7.6 e garantendo un F_s minimo pari a 1,1.

Pertanto le accelerazioni k_h e k_v prese in considerazione sono le seguenti.

k_h	$\pm k_v$
0,046	0,023

Tabella 8.21 – Valori di accelerazione sismica

Di seguito si presentano i risultati delle analisi, mentre i modelli di calcolo sono i medesimi utilizzati per i calcoli strutturali e geotecnici della paratia:

- Tratta A

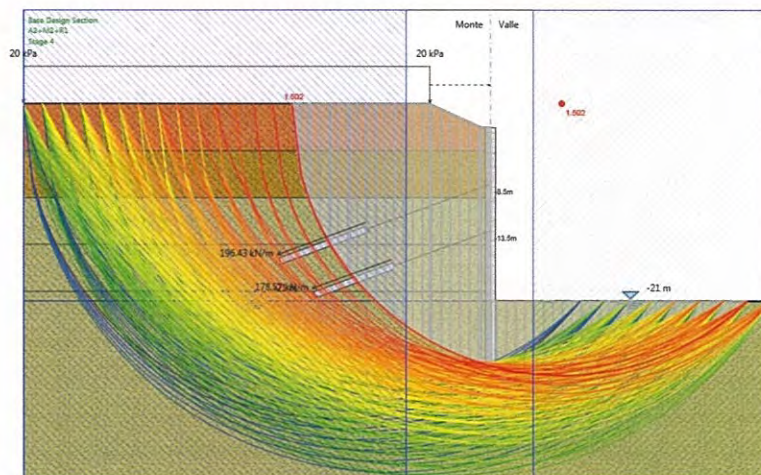


Figura 8.37 – Analisi di stabilità globale statica

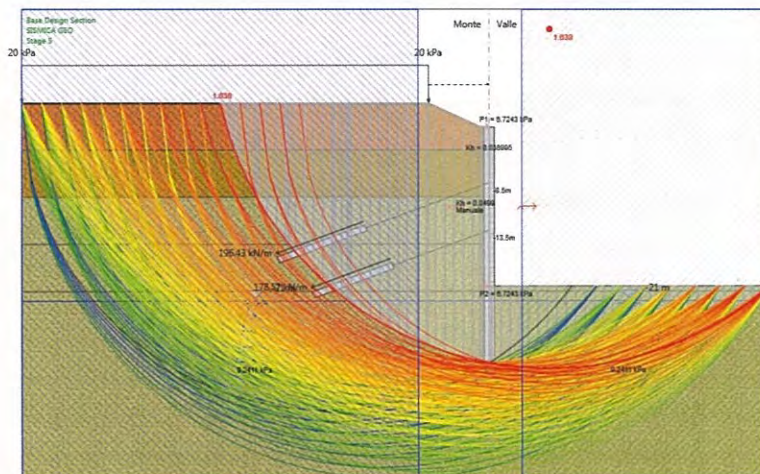


Figura 8.38 – Analisi di stabilità globale sismica

• Tratta B

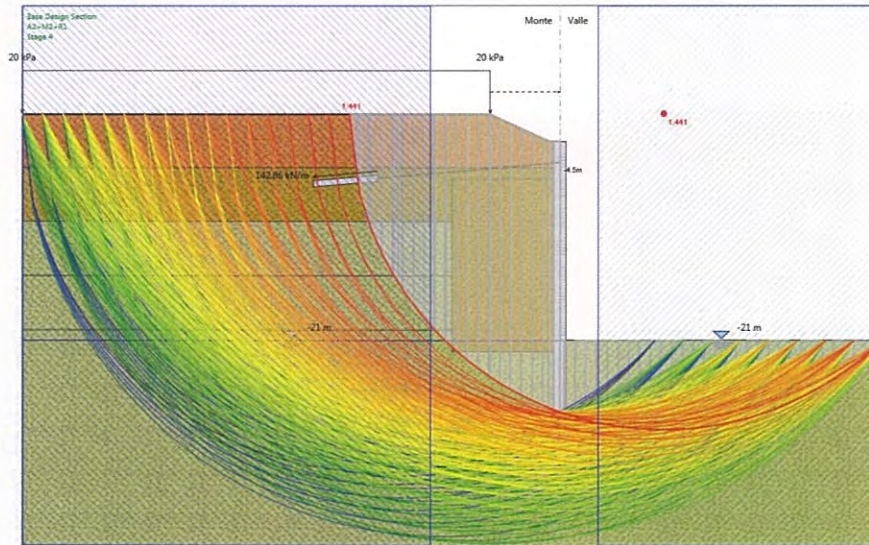


Figura 8.39 – Analisi di stabilità globale statica

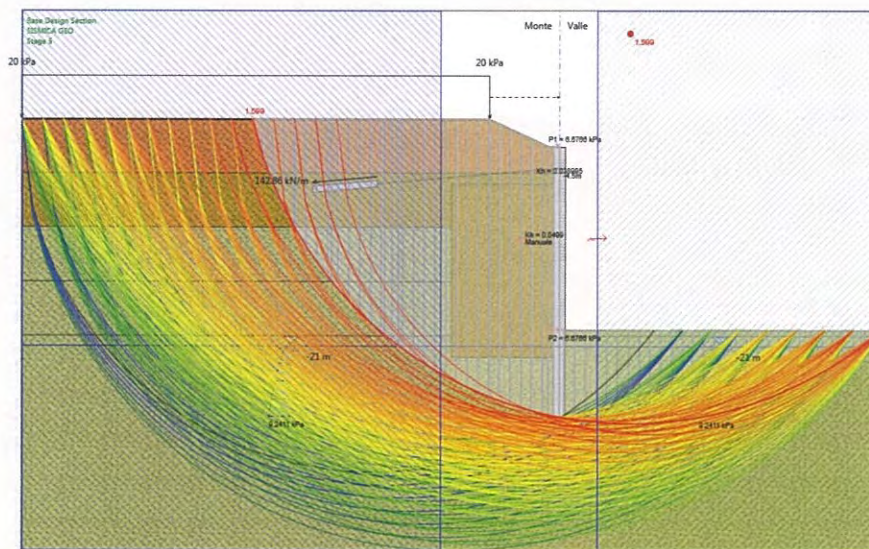


Figura 8.40 – Analisi di stabilità globale sismica

		FS	FS minimo
Tratte A	A2+M2	1,502	1,1
	A2+M2+ SISMA	1,638	1,1
Tratte B	A2+M2	1,441	1,1
	A2+M2+ SISMA	1,599	1,1
Tratte C	A2+M2	1,508	1,1
	A2+M2+ SISMA	1,663	1,1

Tabella 8.22 – Risultati delle analisi di stabilità globale

Il fattore di sicurezza minimo è sempre maggiore di 1,1 pertanto le verifiche di stabilità globale risultano soddisfatte.

9. VERIFICHE DI STABILITA'

Di seguito si riporta la verifica di stabilità del terreno a tergo del muro di accesso al piazzale e la verifica di stabilità della massima altezza di scavo in prossimità dell'autostrada A4. In Figura 9.1 e Figura 9.2 si riportano le posizioni delle sezioni di verifica.

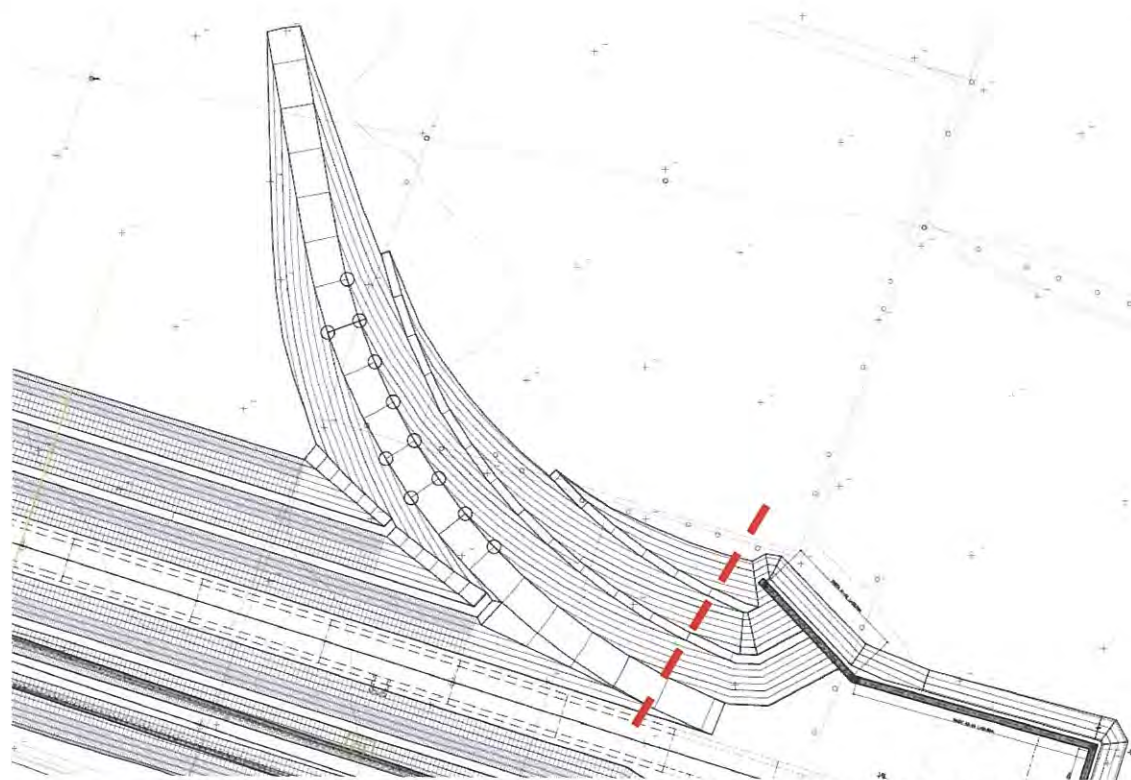
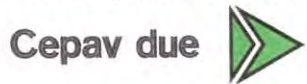


Figura 9.1 – Sezione 1: Verifica di stabilità degli scavi a ridosso del muro

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GI 030 0 001

Rev.
A

Foglio
69 di 72

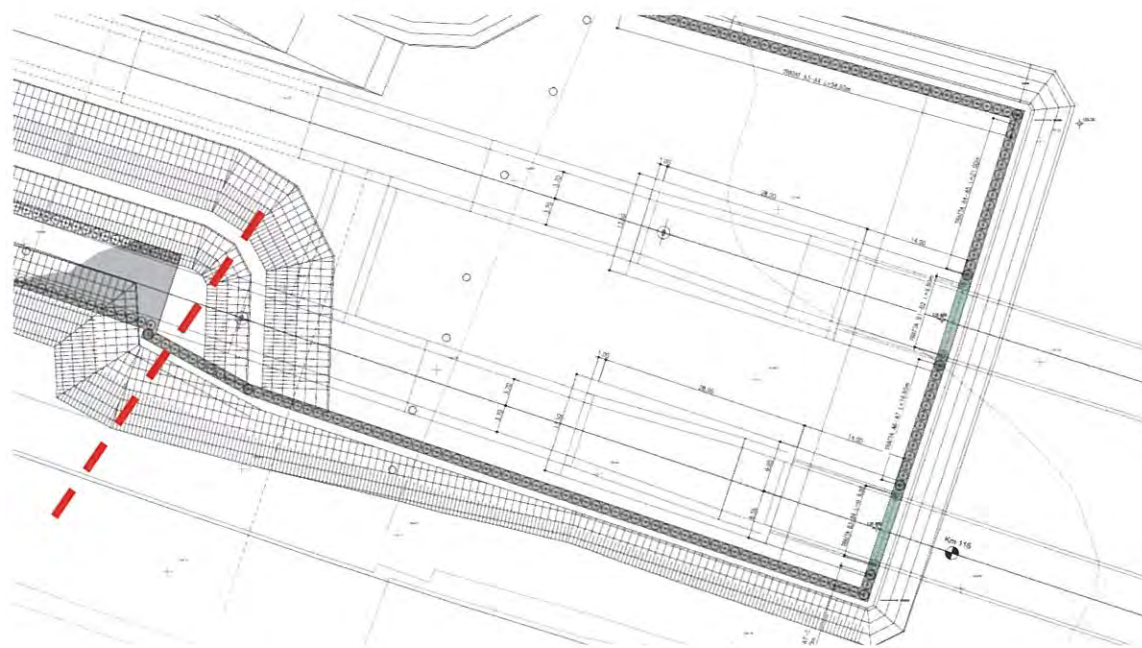


Figura 9.2 – Sezione 2: Verifica di stabilità degli scavi

Per la sezione 1 la verifica di tali scavi viene eseguita nella sola condizione statica, si pone in corrispondenza del piazzale dove la potenza degli scavi raggiunge il massimo a pari a 18m, mentre la sezione 2 si pone a tergo della del tratto finale della paratia lato Autostrada dove gli scavi raggiungono la massima altezza pari a 7,5m.

La sezione 2 è stata verificata anche in condizioni sismiche in quanto avrà una vita utile maggiore di 2 anni.

Le verifiche in condizioni sismiche (per la sola sezione 2) vengono eseguite considerando anche gli effetti di amplificazione topografica $S_T=1,2$. Pertanto le accelerazioni k_h e k_v prese in considerazione sono le seguenti indicate

	k_h	$\pm k_v$
Sezione 2	0,046	0,023

Tabella 9.1 – Valori di accelerazione sismica

- Sezione 1

Il modello di calcolo è il seguente:

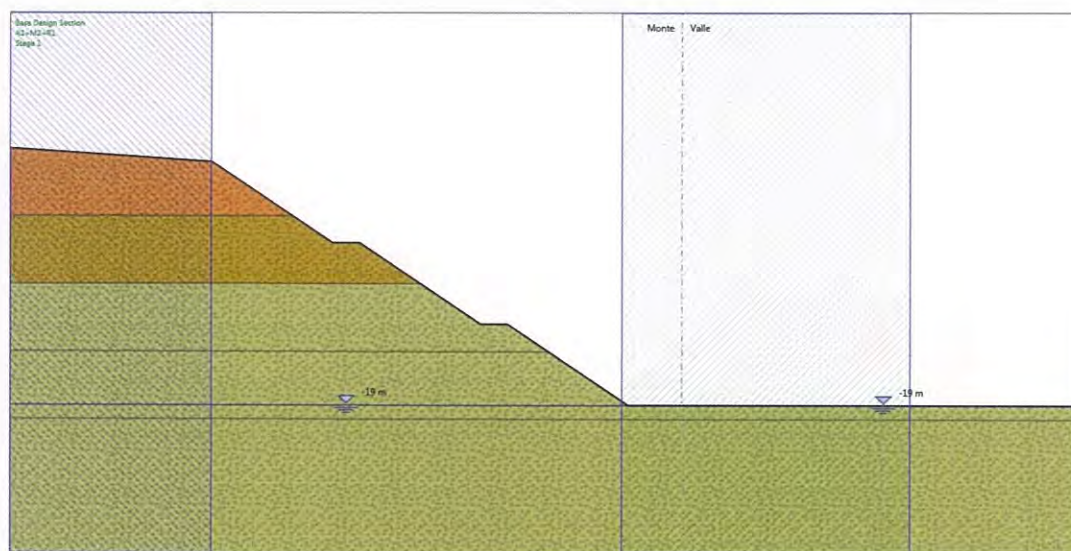


Figura 9.3 – Sezione 1: Modello di calcolo per l'analisi di stabilità dei versanti

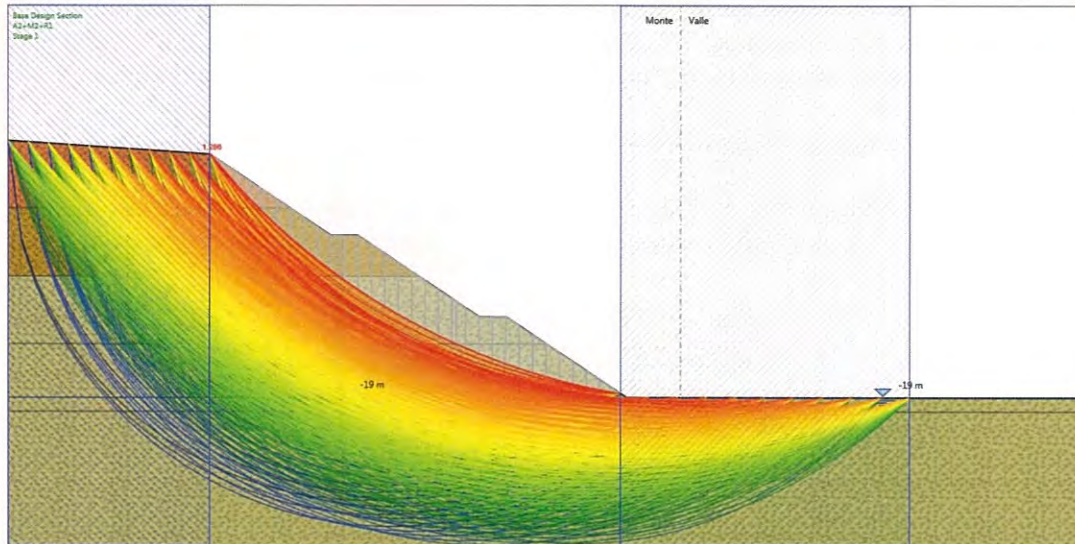


Figura 9.4 – Sezione 1: Verifica statica dell'analisi di stabilità dei versanti

- Sezione 2

Il modello di calcolo è il seguente:

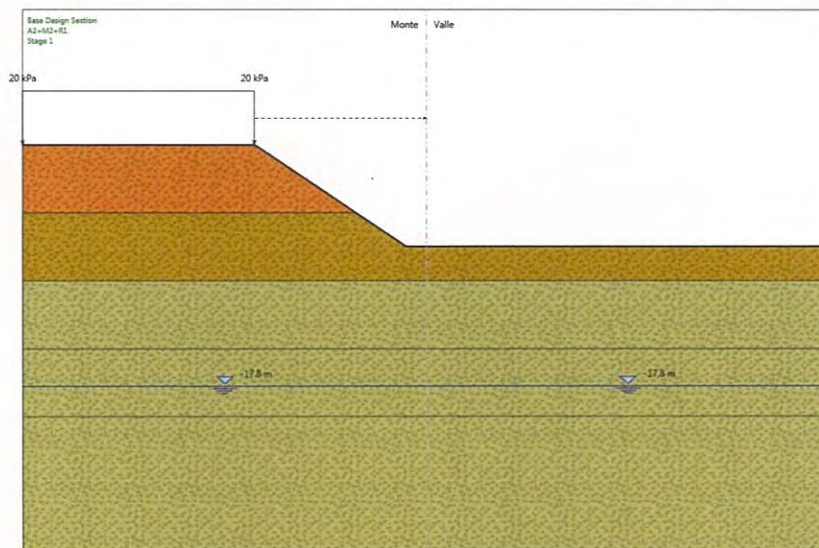


Figura 9.5 – Sezione 2: Modello di calcolo per l'analisi di stabilità dei versanti

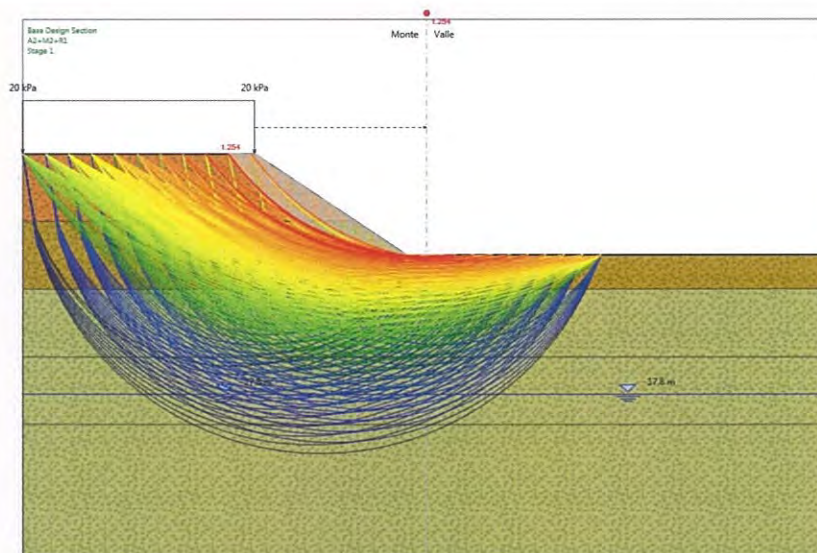


Figura 9.6 – Sezione 2: Verifica statica dell'analisi di stabilità dei versanti

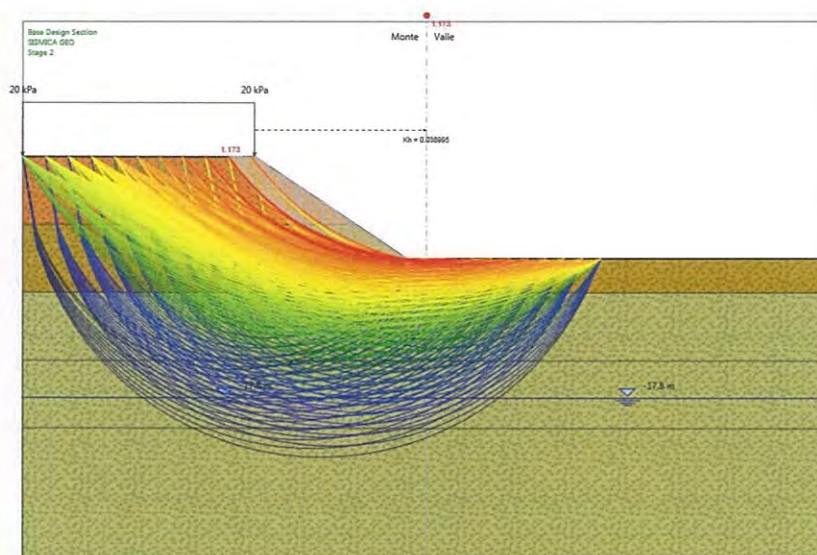


Figura 9.7 – Sezione 2: Verifica sismica dell'analisi di stabilità dei versanti

Si riepilogano in Tabella 9.2 i risultati delle analisi effettuate:

		FS	FS minimo
Sezione 1	A2+M2	1,286	1,1
Sezione 2	A2+M2	1,254	1,1
	A2+M2+Sisma	1,173	1,1

Tabella 9.2 – Risultati delle analisi di stabilità degli scavi a cielo aperto

Il fattore di sicurezza minimo è sempre maggiore di 1,1 pertanto le verifiche di stabilità globale risultano soddisfatte.