

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 ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16)

Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85

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: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	G A 1 6 0 1	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	Data
A	Emissione	REGE	22/06/18	MERLINI	22/06/18	22/06/18	
B							
C							



CIG. 751447334A File: \INOR\1\EE2CLGA1601001A_10.doc

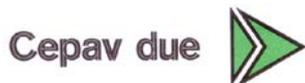


CUP: F81H91000000008

INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
1.1.	OGGETTO E SCOPO	4
1.2.	BREVE DESCRIZIONE DEL PROGETTO.....	4
1.3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
1.3.1.	<i>Elaborati, indagini e studi precedenti</i>	5
1.3.2.	<i>Progetto Definitivo 2017</i>	7
1.3.3.	<i>Elaborati di Progetto Esecutivo</i>	8
1.3.4.	<i>Normative e raccomandazioni</i>	9
1.3.5.	<i>Bibliografia</i>	10
1.3.6.	<i>Specifiche Tecniche di Riferimento</i>	10
2.	DESCRIZIONE DELLE OPERE E FASI ESECUTIVE.....	11
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	13
4.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	15
4.1.1.	<i>Definizione della stratigrafia di riferimento</i>	15
4.1.2.	<i>Andamento della falda</i>	16
4.1.3.	<i>Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici</i>	16
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI.....	17
6.	SOFTWARE DI CALCOLO	18
7.	STATI LIMITE	21
7.1.	AZIONI	21
7.2.	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO.....	21
7.3.	VERIFICA DEGLI SCAVI A CIELO APERTO	24
8.	OPERE DI SOSTEGNO.....	25
8.1.	PARATIA PK 140+462 - TRATTO DI PARATIA TIRANTATA H=18 M	27
8.1.1.	<i>Verifiche strutturali del palo</i>	29
8.1.2.	<i>Verifiche strutturali sui tiranti</i>	31
8.1.1.	<i>Verifiche geotecniche sui tiranti</i>	33

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001Rev.
AFoglio
3 di 66

8.1.2.	Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti	36
8.1.3.	Verifiche geotecniche.....	37
8.1.4.	Deformazioni	39
8.2.	PARATIA PK 140+462 - TRATTO DI PARATIA LIBERA H=14 M.....	40
8.2.1.	Verifiche strutturali del palo.....	43
8.2.1.	Verifiche geotecniche.....	44
8.2.1.	Deformazioni	45
8.3.	PARATIA PK 140+462 - TRATTO DI PARATIA LIBERA H=10 M.....	46
8.3.1.	Verifiche strutturali del palo.....	48
8.3.2.	Verifiche geotecniche.....	50
8.3.3.	Deformazioni	52
8.4.	PARATIA ALLA PK 140+180 – TRATTO DI PARATIA LIBERA H=14 M	52
8.4.1.	Verifiche strutturali del palo.....	55
8.4.2.	Verifiche geotecniche.....	56
8.4.3.	Deformazioni	58
8.5.	PARATIA ALLA PK 140+180 – TRATTO DI PARATIA LIBERA H=8 M	58
8.5.1.	Verifiche strutturali del palo.....	60
8.5.2.	Verifiche geotecniche.....	62
8.5.3.	Deformazioni	64
9.	VERIFICHE DI STABILITÀ DEGLI SCAVI A CIELO APERTO	65

1. INTRODUZIONE

1.1. Oggetto e scopo

Nella presente relazione si riportano le analisi e le verifiche delle opere di sostegno provvisorie che si rendono necessarie per la realizzazione della galleria artificiale San Giorgio in Salici Ovest (GA16) prevista nell'ambito del progetto della linea A.V. – A.C. Torino – Venezia lungo la tratta Milano – Verona.

Per la realizzazione della galleria artificiale si rende necessaria l'esecuzione sia di scavi non sostenuti che sostenuti da paratie in corrispondenza delle opere relative all'imbocco della galleria naturale.

1.2. Breve descrizione del progetto

La galleria San Giorgio in Salici è suddivisa in tre opere distinte (WBS):

- SAN GIORGIO IN SALICI OVEST, corrispondente ad una galleria artificiale monocanna, a doppio binario, con sezione policentrica (GA16);
- SAN GIORGIO IN SALICI, corrispondente ad una galleria naturale monocanna, a doppio binario (GN04);
- SAN GIORGIO IN SALICI EST, corrispondente ad una galleria artificiale monocanna, a doppio binario a sezione policentrica (GA17);

le quali sono ubicate poco a sud dell'omonimo abitato, posto nel Comune di Sona, in provincia di Verona tra le località di Castelnuovo del Garda e Sommacampagna; il tracciato ferroviario interferisce nel suo primo tratto (nel verso delle progressive crescenti) con l'Autostrada A4 Milano – Venezia, per poi svilupparsi leggermente a Nord della stessa.

In particolare la galleria artificiale San Giorgio in Salici Ovest (GA16) costituisce il tratto di approccio, sul lato ovest, alla omonima galleria naturale, e si sviluppa a sud dell'autostrada A4 tra le progressive 140+181.85 e 140+502.85 per una lunghezza complessiva di 321 m. Planimetricamente la galleria è posta in rettilineo, la pendenza longitudinale è pressoché nulla e la quota di chiave della calotta è posta ad una profondità massima di 5.5 m da p.c.

1.3. Documenti di riferimento

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

1.3.1. Elaborati, indagini e studi precedenti

PARTE	VOLUME	TOMO	COD. IF (21 dig)	DESCRIZIONE
P02	V01	T01	IN0500DE2RGGE00010011	RELAZIONE GEOLOGICA GENERALE
P02	V01	T01	IN0500DE2N4GE00010101	CARTA GEOL. da km 101+263.16 a km 111+007.73
P02	V01	T02	IN0500DE2N4GE00010111	CARTA GEOL. da km 110+518.90 a km 120+186.65
P02	V01	T02	IN0500DE2N4GE00010131	CARTA GEOL. da km 128+193.50 a km 137+893.47
P02	V02	T01	IN0500DE2F5GE00010091	PROFILI GEOLOGICI da km 99+424.97 a km 108+424.97
P02	V02	T02	IN0500DE2F5GE00010101	PROFILI GEOLOGICI da km 108+424.97 da km 117+424.97
P02	V02	T02	IN0500DE2F5GE00010121	PROFILI GEOLOGICI da km 126+424.97 a km 135+424.97
P02	V03	T01	IN0500DE2RGGE00030011	RELAZIONE GEOMORFOLOGICA GENERALE
P02	V03	T01	IN0500DE2N4GE00030091	CARTA GEOM da km 92+190.54 a km 102+358.70 + Int. BS E
P02	V03	T01	IN0500DE2N4GE00030101	CARTA GEOM da km 101+263.16 a km 111+007.73
P02	V03	T01	IN0500DE2N4GE00030111	CARTA GEOM da km 110+518.90 a km 120+186.65
P02	V03	T01	IN0500DE2N4GE00030131	CARTA GEOM da km 128+193.50 a km 137+893.47
P02	V04	T01	IN0500DE2RGGE00020011	REL. IDROG. GENERALE -SISTEMI IDROGEOLOGICI E VULNERABILITA'
P02	V04	T01	IN0500DE2N4GE00020091	CARTA PERM SUP. da km 92+190.54 a km 102+358.70 + Int. BS E
P02	V04	T01	IN0500DE2N4GE00020101	CARTA PERM SUP. da km 101+263.16 a km 111+007.73
P02	V04	T01	IN0500DE2N4GE00020111	CARTA PERM SUP. da km 110+518.90 a km 120+186.65
P02	V04	T01	IN0500DE2N4GE00020131	CARTA PERM SUP. da km 128+193.50 a km 137+893.47
P02	V04	T02	IN0500DE2N4GE00020231	CARTA PIEZ ACQ PRINC da km 92+190.54 a 102+358.70 + Int BSE
P02	V04	T02	IN0500DE2N4GE00020241	CARTA PIEZ. ACQUIF. PRINC. da km 101+263.16 a km 111+007.73
P02	V04	T02	IN0500DE2N4GE00020251	CARTA PIEZ. ACQUIF. PRINC. da km 110+518.90 a km 120+186.65
P02	V04	T03	IN0500DE2N4GE00020271	CARTA PIEZ. ACQUIF. PRINC. da km 128+193.50 a km 137+893.47
P02	V04	T04	IN0500DE2N4GE00020371	CARTA UB.PUNTI ACQ da km 92+190.54 a 102+358.70 + Int BSE
P02	V04	T04	IN0500DE2N4GE00020381	CARTA UB.PUNTI ACQUA da km 101+263.16 a km 111+007.73
P02	V04	T04	IN0500DE2N4GE00020391	CARTA UB.PUNTI ACQUA da km 110+518.90 a km 120+186.65
P02	V04	T04	IN0500DE2N4GE00020411	CARTA UB.PUNTI ACQUA da km 128+193.50 a km 137+893.47
P02	V06	T01	IN0500DE2RGGE00010041	STUDIO GEOLOGICO-IDROGEOLOGICO DI DETTAGLIO GALLERIA LONATO
P02	V06	T01	IN0500DE2RGGE00010061	STUDIO GEOLOG-IDROG. DI DETTAGLIO GALLERIA CALCINATO II
P02	V06	T01	IN0500DE2F5GE00010181	Sez. geologica e idrogeologica galleria di Lonato
P02	V06	T01	IN0500DE2F5GE00010191	Sez. geologica e idrogeologica galleria di San Giorgio
P02	V06	T01	IN0500DE2F5GE00010221	Sez. geologica e idrogeologica galleria di Calcinato II
P02	V06	T01	IN0500DE2RGGE00010091	STUDIO GEOLOG-IDROG. DI DETTAGLIO GALLERIA S.GIORGIO
P02	V06	T01	IN0500DE2G5GE00010011	UBIC.MASSI ERRATICI E AFFIOR. GALLERIA DI LONATO
P03	V01	T01	IN0500DE2RHGE00050012	Relazione geotecnica generale
P03	V01	T01	IN0500DE2RHGE00020011	Livello falda progetto per le op. dei sottovia, CVF e ponti
P03	V02	T01	IN0500DE2RPGE00050010	Criteri di interpretazione delle indagini geognostiche
P03	V02	T01	IN0500DE2RPGE00050030	Criteri di dimensionamento e verifica delle opere in terra
P03	V02	T01	IN0500DE2RPGE00050040	Criteri di dimen. e verifica delle opere di sostegno
P03	V02	T01	IN0500DE2RPGE00050050	Crit dim. e ver fond. profonde - Pali trivel. di grande diam
P03	V09	T01	IN0500DE2RHGA040X0010	GA Calcinato II - Rel. Geot.
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050200	Pl. ub ind. geog. da Km 99+700.000 a 104+120.000 e IC BSEst
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050210	Pl. di ub. ind. geog. da Km 104+120.000 a Km 108+630.000
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050220	Pl. di ub. ind. geog. da Km 108+630.000 a Km 113+120.000
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050260	Pl. di ub. ind. geog. da Km 126+620.000 a Km 131+130.000
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050270	Pl. di ub. ind. geog. da Km 131+130.000 a Km 135+650.000
P03	V17	T02	IN0500DE2F6GE00050430	Pr. caratt. stratigrafica - da km 100+029,41 a km 101+729,41
P03	V17	T02	IN0500DE2F6GE00050440	Pr. caratt. stratigrafica - da km 101+729,41 a km 103+429,41
P03	V17	T02	IN0500DE2F6GE00050450	Pr. caratt. stratigrafica - da km 103+429,41 a km 105+129,41
P03	V17	T02	IN0500DE2F6GE00050500	Pr. caratt. stratigrafica - da km 111+929,41 a km 113+629,41
P03	V17	T02	IN0500DE2F6GE00050600	Pr. caratt. stratigrafica - da km 128+929,41 a km 130+629,41
P03	V17	T03	IN0500DE2F6GE00050620	Pr. caratt. stratigrafica - da km 132+329,41 a km 134+029,41

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001Rev.
AFoglio
6 di 66

P03	V13			INDAGINE GEOGNOSTICA 1992/1994
P03	V13	T01	IN0500DE2SGGE00010010	Relazione descrittiva delle indagini geognostiche
P03	V13	T01	IN0500DE2SGGE00010040	Cert Pr penetrometriche statiche Campagna indagine 1992/1994
P03	V13	T01	IN0500DE2SGGE00010050	Cert Pr pressiometriche Menard Campagna indagine 1992/1994
P03	V13	T02	IN0500DE2SGGE00010020	Strat. sond. Camp. lind. 1992/1994 Lotto 1-2-3
P03	V13	T03	IN0500DE2SGGE00010030	Strat. sond. Camp. lind. 1992/1994 LOTTO 3 LOTTO 4
P03	V13	T06	IN0500DE2PRGE00010030	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 2
P03	V13	T07	IN0500DE2PRGE00010040	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 2
P03	V13	T08	IN0500DE2PRGE00010050	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 3
P03	V13	T09	IN0500DE2PRGE00010060	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 3
P03	V13	T10	IN0500DE2PRGE00010070	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 3
P03	V13	T11	IN0500DE2PRGE00010080	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 3
P03	V13	T12	IN0500DE2PRGE00010090	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 3
P03	V13	T13	IN0500DE2PRGE00010100	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 4
P03	V13	T14	IN0500DE2PRGE00010110	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 4
P03	V13	T15	IN0500DE2PRGE00010120	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 4
P03	V13	T16	IN0500DE2PRGE00010130	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 4
P03	V13	T17	IN0500DE2PRGE00010140	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 4
P03	V13	T18	IN0500DE2PRGE00010150	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.1992/1994L. 4
P03	V14			INDAGINE GEOGNOSTICA 2000/2002
P03	V14	T01	IN0500DE2SGGE00010060	Strat. sond. Camp. lind. 2001/2002 Lotto 2, 3, 4, e I.C. BS Ovest
P03	V14	T02	IN0500DE2SGGE00010070	Strat. sond. Camp. lind. 2001/2002 Lotto 3, e 4
P03	V14	T03	IN0500DE2SGGE00010080	Cert. pr. pressiometriche Camp. Ind.2001/2002
P03	V14	T04	IN0500DE2SGGE00010090	Cert. pr. penetrometriche statiche Camp. Ind.2001/2002
P03	V14	T07	IN0500DE2PRGE00010180	Cert. pr. lab. Camp. Ind.2001/2002Lotto 2, e 3
P03	V14	T08	IN0500DE2PRGE00010190	Cert. pr. lab. Camp. Ind.2001/2002 Lotto 3
P03	V14	T09	IN0500DE2PRGE00010200	Cert. pr. lab. Camp. Ind.2001/2002, Lotto 2, e 3
P03	V14	T10	IN0500DE2PRGE00010210	Cert. pr. lab. Camp. Ind.2001/2002 Lotto 4
P03	V14	T11	IN0500DE2PRGE00010220	Cert. pr. lab. Camp. Ind.2001/2002L. Lotto 4
P03	V15			INDAGINE GEOGNOSTICA 2004
P03	V15	T03	IN0500DE2SGGE00010120	Strat. sond. Camp. lind. 2004L. 2
P03	V15	T04	IN0500DE2SGGE00010130	Strat. sond. Camp. lind. 2004L. 2
P03	V15	T05	IN0500DE2SGGE00010140	Strat. sond. Camp. lind. 2004L. 3
P03	V15	T06	IN0500DE2SGGE00010150	Strat. sond. Camp. lind. 2004L. 3
P03	V15	T07	IN0500DE2SGGE00010160	Strat. sond. Camp. lind. 2004L. 4
P03	V15	T08	IN0500DE2SGGE00010200	Strat. sond. Camp. lind. 2004 L. 5 Viab. Extr.
P03	V15	T09	IN0500DE2SGGE00010180	Cert. pr. Cross-Hole Camp. Ind.2004
P03	V15	T09	IN0500DE2SGGE00010190	Cert. pr. penetrometriche statiche Camp. Ind.2004
P03	V15	T15	IN0500DE2PRGE00010280	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 2
P03	V15	T16	IN0500DE2PRGE00010290	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 2
P03	V15	T17	IN0500DE2PRGE00010300	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 3
P03	V15	T18	IN0500DE2PRGE00010310	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 3
P03	V15	T19	IN0500DE2PRGE00010320	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 3
P03	V15	T20	IN0500DE2PRGE00010330	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 3
P03	V15	T21	IN0500DE2PRGE00010340	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 3
P03	V15	T22	IN0500DE2PRGE00010350	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 3
P03	V15	T23	IN0500DE2PRGE00010360	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 4
P03	V15	T24	IN0500DE2PRGE00010370	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 4
P03	V15	T25	IN0500DE2PRGE00010380	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 4
P03	V15	T26	IN0500DE2PRGE00010390	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 4
P03	V15	T27	IN0500DE2PRGE00010400	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 4
P03	V15	T28	IN0500DE2PRGE00010410	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 4
P03	V15	T29	IN0500DE2PRGE00010420	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 4
P03	V15	T30	IN0500DE2PRGE00010470	Cert. pr. lab. sondaggi Camp. Ind.2004 L. 5 Viab extralinea
P03	V15	T31	IN0500DE2SGGE00010170	Stratigrafie pozzetti esplorativi Camp. Ind.2004
P03	V15	T32	IN0500DE2SGGE00010210	Stratigrafie pozz. esplorativi Camp. Ind.2004 L. 5 Viab Extr
P03	V15	T34	IN0500DE2PRGE00010440	Cert. pr. lab. pozzetti esplorativi Camp. Ind.2004 L. 2
P03	V15	T36	IN0500DE2PRGE00010460	Cert. pr. Lab pozz. esplorativi Camp. Ind.2004 L. 5 Viab Extr
P03	V16			PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINE
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050190	Pl. ub ind. geog. da Km 95+200.000 a 99+700.000 e IC BS Est
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050200	Pl. ub ind. geog. da Km 99+700.000 a 104+120.000 e IC BSEst
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050210	Pl. di ub. ind. geog. da Km 104+120.000 a Km 108+630.000
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050220	Pl. di ub. ind. geog. da Km 108+630.000 a Km 113+120.000
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050230	Pl. di ub. ind. geog. da Km 113+120.000 a Km 117+620.000
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050240	Pl. di ub. ind. geog. da Km 117+620.000 a Km 122+100.000
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050250	Pl. di ub. ind. geog. da Km 122+100.000 a Km 126+620.000
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050260	Pl. di ub. ind. geog. da Km 126+620.000 a Km 131+130.000
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050270	Pl. di ub. ind. geog. da Km 131+130.000 a Km 135+650.000
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050280	Pl. ub ind. geog. da Km 135+650.0 a 139+400.0 e IC VE merci
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050290	Pl ub ind. geog. da Km 139+400.0 a 140+779.664 e IC VE merci
P03	V16	T01	IN0500DE2P5GE00050330	Pl. di ub. ind. geog. - IC di Brescia Est

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001Rev.
AFoglio
7 di 66

Campagna indagini geognostiche per il piano di utilizzo terre e rocce (serie PUT)

WBS	sigla piez.	N	E	Z mslm
Galleria San Giorgio	14PZ27	3521876,574	6496854,284	127,779
	36SAPZ	3521406,096	6496965,709	110,535
	38SAPZ	3522291,9	6496735,226	126,377
	14PZ28	3523054,041	6496679,821	132,067

1.3.2. Progetto Definitivo 2017

P08	V11		GA S. GIORGIO OVEST GA16
P08	V11	T01	IN0500DE2P7GA16000014 S.GIORGIO IN SALICI OVESTPlanimetria
P08	V11	T01	IN0500DE2F7GA16000012 S.GIORGIO IN SALICI OVESTProfilo longitudinale
P08	V11	T01	IN0500DE2W9GA16000013 S.GIORGIO IN SALICI OVESTSezioni trasversali (TAV1/3)
P08	V11	T01	IN0500DE2W9GA16000023 S.GIORGIO IN SALICI OVESTSezioni trasversali (TAV2/3)
P08	V11	T01	IN0500DE2W9GA16000033 S.GIORGIO IN SALICI OVESTSezioni trasversali (TAV3/3)
P08	V11	T01	IN0500DE2P9GA16000012 S.GIORGIO IN SALICI OVESTPianta P.F. e sezione LONG e vista dall'alto(TAV1/3)
P08	V11	T01	IN0500DE2P9GA16000022 S.GIORGIO IN SALICI OVESTPianta P.F. e sezione LONG e vista dall'alto(TAV2/3)
P08	V11	T01	IN0500DE2P9GA16000032 S.GIORGIO IN SALICI OVESTPianta P.F. e sezione LONGe vista dall'alto(TAV3/3)
P08	V11	T01	IN0500DE2BZGA16000013 S.GIORGIO IN SALICI OVE SEZ. tipo carpenteria tav 1/2
P08	V11	T01	IN0500DE2P7GA16020014 S.GIORGIO IN SALICI OVESTPianta scavi con posizionamento dettaglio pozzi di drenaggio
P08	V11	T01	IN0500DE2ROGA16000011 S.GIORGIO IN SALICI OVESTRelazione Generale
P08	V11	T01	IN0500DE2CLGA16000012 S.GIORGIO IN SALICI OVESTRelazione di calcolo galleria
P08	V11	T01	IN0500DE2RHGA16000011 S.GIORGIO IN SALICI OVESTRelazione geotecnica
P08	V11	T01	IN0500DE2CLGA16000021 S.GIORGIO IN SALICI OVESTRelazione sul monitoraggio
P08	V11	T01	IN0500DE2CLGA16000031 S.GIORGIO IN SALICI OVE REL. CALC opere provvisori
P08	V11	T01	IN0500DE2PZGA16000012 S.GIORGIO IN SALICI OVE OP. PROV. PROSPETTI E SEZ. TIP. tav 1/2
P08	V11	T01	IN0500DE2WBGA16000011 GA San Giorgio ovest Sezioni tipo e particolari
P08	V11	T01	IN0500DE2P7GA16000020 S.GIORGIO IN SALICI - Planimetria nicchie
P08	V11	T01	IN0500DE2CLGA16000040 S.GIORGIO IN SALICI - Relazione di calcolo - Allegati numerici
P08	V11	T01	IN0500DE2F7GA16000020 S.GIORGIO IN SALICI - Profilo geologico e geotecnico
P08	V11	T01	IN0500DE2BZGA16000030 S.GIORGIO IN SALICI ovest- Sezione tipo carpenteria tav. 2/2
P08	V11	T01	IN0500DE2DAGA16000010 S.GIORGIO IN SALICI - Schema di armatura - sezione trasversale
P08	V11	T01	IN0500DE2PZGA16000030 S.GIORGIO IN SALICI - Sistema di smaltimento delle acque meteoriche esterne. Fase definitiva - Planimetria e sezioni
P08	V11	T01	IN0500DE2CLGA16010010 S.GIORGIO IN SALICI - Relazione di calcolo opere provvisori - allegati numerici
P08	V11	T01	IN0500DE2PZGA16010010 S.GIORGIO IN SALICI - Opere provvisori - Prospetti, sezione tipo tav 2/2
P08	V11	T01	IN0500DE2P8GA16000010 Sistema di smaltimento delle acque meteoriche esterne. Fase di scavo. Planimetria
P08	V11	T01	IN0500DE2PZGA16000020 S.GIORGIO IN SALICI - Planimetria e sezioni di monitoraggio

1.3.3. Elaborati di Progetto Esecutivo

Nel seguito si riporta l'elenco elaborati della WBS GA16, di cui la presente relazione costituisce parte integrante.

CODICE DOCUMENTO										DESCRIZIONE	
INOR	11	E	E2	F	6	GA	16	0	0	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Profilo geologico e geotecnico
INOR	11	E	E2	R	O	GA	16	0	0	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Relazione di confronto PD/PE
INOR	11	E	E2	R	O	GA	16	0	0	002	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Relazione Generale
INOR	11	E	E2	R	O	GA	16	0	0	003	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Relazione sul monitoraggio
INOR	11	E	E2	C	L	GA	16	0	1	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Relazione di calcolo opere provvisionali
INOR	11	E	E2	C	L	GA	16	0	1	002	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Relazione di calcolo opere provvisionali - allegati numerici
INOR	11	E	E2	C	L	GA	16	0	0	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Relazione di calcolo
INOR	11	E	E2	C	L	GA	16	0	0	002	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Relazione di calcolo - Allegati numerici
INOR	11	E	E2	P	8	GA	16	0	0	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Sistemazione definitiva - Planimetria Generale
INOR	11	E	E2	B	Z	GA	16	0	0	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Sezione tipo corrente - carpenteria e particolari costruttivi
INOR	11	E	E2	B	Z	GA	16	0	0	002	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Sezione tipo con nicchie - carpenteria e particolari costruttivi
INOR	11	E	E2	B	Z	GA	16	0	9	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Sistema di impermeabilizzazione - Sezione tipo e particolari costruttivi
INOR	11	E	E2	P	8	GA	16	0	1	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Scavi - Planimetria generale
INOR	11	E	E2	F	Z	GA	16	0	1	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Scavi - Profilo longitudinale, sezione tipo e particolari
INOR	11	E	E2	W	9	GA	16	0	1	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 1/3)
INOR	11	E	E2	W	9	GA	16	0	1	002	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 2/3)
INOR	11	E	E2	W	9	GA	16	0	1	003	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 3/3)
INOR	11	E	E2	F	Z	GA	16	0	0	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Sistemazione definitiva - Profilo longitudinale e sezione tipo
INOR	11	E	E2	W	9	GA	16	0	0	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 1/3)
INOR	11	E	E2	W	9	GA	16	0	0	002	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 2/3)
INOR	11	E	E2	W	9	GA	16	0	0	003	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 3/3)
INOR	11	E	E2	P	9	GA	16	0	5	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Pianta Piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 1/3)
INOR	11	E	E2	P	9	GA	16	0	5	002	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Pianta Piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 2/3)
INOR	11	E	E2	P	9	GA	16	0	5	003	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Pianta Piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 3/3)

CODICE DOCUMENTO										DESCRIZIONE	
INOR	11	E	E2	P	9	GA	16	0	1	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Opere provvisionali - Paratia pk 140+462.85 - Pianta
INOR	11	E	E2	P	9	GA	16	0	1	003	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Opere provvisionali - Paratia pk 140+462.85 - Prospetto e sezioni
INOR	11	E	E2	B	Z	GA	16	0	1	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Opere provvisionali - Paratia pk 140+462.85 - Sezioni tipo e particolari
INOR	11	E	E2	B	A	GA	16	0	0	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Conci 1A e 1B con nicchie - Carpenteria
INOR	11	E	E2	B	A	GA	16	0	0	002	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Conci 2-4-5-6-7-8-9-12 - Carpenteria
INOR	11	E	E2	B	A	GA	16	0	0	003	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Conci 3-11 - Carpenteria
INOR	11	E	E2	B	A	GA	16	0	0	004	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Concio 10 con nicchie - Carpenteria
INOR	11	E	E2	B	A	GA	16	0	0	005	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Concio 13 - Carpenteria
INOR	11	E	E2	B	Z	GA	16	0	0	003	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Sezione tipo corrente - Armatura
INOR	11	E	E2	B	Z	GA	16	0	0	004	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Sezione tipo con nicchie - Armatura
INOR	11	E	E2	P	Z	GA	16	0	0	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Monitoraggio - Planimetria e sezioni
INOR	11	E	E2	4	T	GA	16	0	0	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Tabella materiali
INOR	11	E	E2	P	9	GA	16	0	1	002	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Opere provvisionali - Paratia per salvaguardia edificio pk 140+180 - Pianta
INOR	11	E	E2	P	9	GA	16	0	1	004	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Opere provvisionali - Paratia per salvaguardia edificio pk 140+180 - Prospetto e sezioni
INOR	11	E	E2	B	Z	GA	16	0	1	002	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Opere provvisionali - Paratia per salvaguardia edificio pk 140+180 - Sezioni tipo e particolari
INOR	11	E	E2	B	B	GA	16	0	0	001	GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI OVEST (GA16) - Da Pk 140+181.85 a Pk 140+502.85 - Timpano concio 1 - Armatura e particolari

1.3.4. Normative e raccomandazioni

- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 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";
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. del Maggio 1993 : "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce".
- 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.

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 28 ottobre 2005. Sicurezza nelle Gallerie Ferroviarie.

1.3.5. 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

1.3.6. 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 gli interventi e le opere necessarie per il raggiungimento dei piani di scavo per la realizzazione della galleria artificiale San Giorgio in Salici Ovest.

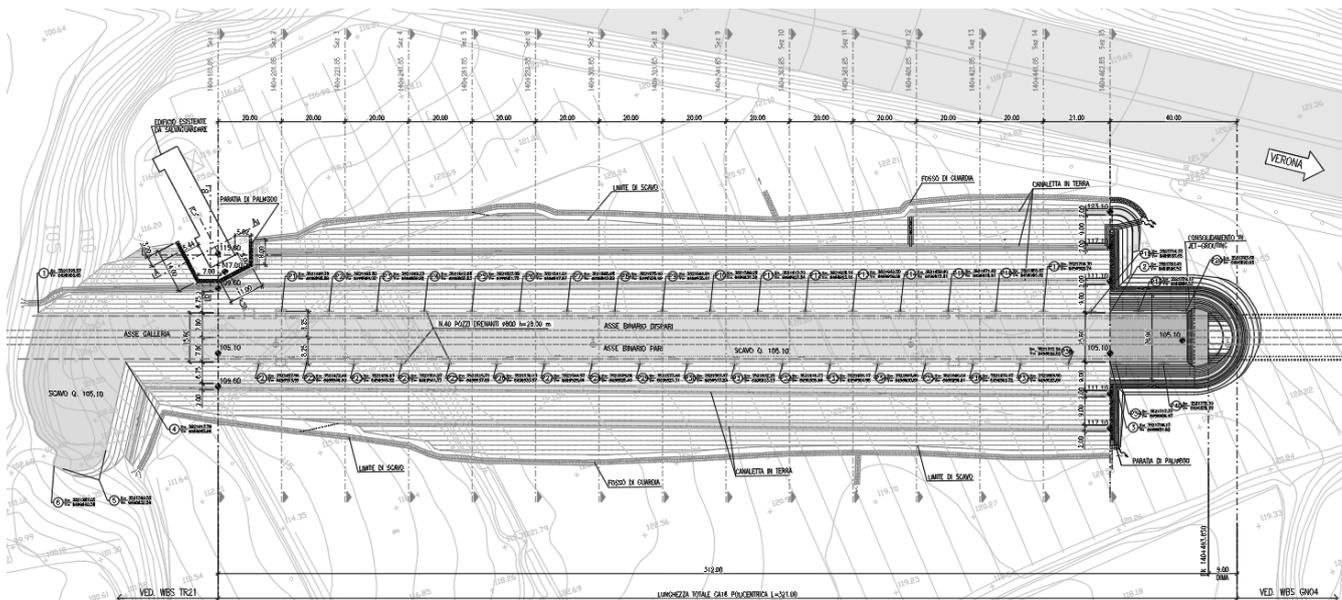


Figura 2.1 – Planimetria di scavo galleria artificiale San Giorgio ovest.

Gli scavi sono realizzati senza sostegni dalla progressiva 140+181.85 fino alla progressiva 140+462.85 ca., ad eccezione del tratto in corrispondenza del fabbricato alla progressiva 140+180 circa. La geometria dello scavo è su banche di altezza di 6 m e con pendenza 2:3 e raggiunge una altezza massima di circa 18.90 m.

Alla progressiva 140+462.85 ca., in corrispondenza delle opere relative all'imbocco della galleria naturale, saranno realizzate due paratie provvisorie poste ortogonalmente rispetto all'asse della galleria, che si rendono necessarie per garantire continuità tra le opere di imbocco stesse e gli scavi della galleria artificiale.

Le opere di sostegno alla progressiva 140+462.85 saranno costituite da paratie di pali del diametro di 800 mm a passo 1 m, con lunghezze di 18, 14 e 10 m. Il tratto della paratia di pali che raggiunge la profondità maggiore sarà contrastato da un ordine di tiranti a 4 trefoli, mentre gli altri due tratti di paratia saranno realizzati senza ancoraggi. I pali verranno solidarizzati in testa mediante la realizzazione di una trave di collegamento delle dimensioni 1.2 m x 0.6 m (base x altezza).

Alla progressiva 140+180 ca. si rende inoltre necessaria un'ulteriore paratia provvisoria per preservare l'edificio civile interferente con gli scavi a cielo aperto. La paratia si sviluppa attorno alla parte di edificio interessata per una lunghezza complessiva di circa 40 m, la massima altezza libera risulta essere di circa 6.9 m.

La paratia sarà costituita da pali trivellati del diametro di 800 mm e passo 1 m, con lunghezze di 8 e 14 m. I pali verranno solidarizzati in testa mediante la realizzazione di una trave di collegamento delle dimensioni 1.2 m x 0.6 m (base x altezza).

La realizzazione delle paratie e degli scavi avverranno secondo le seguenti fasi operative:

1. preparazione del piano di lavoro fino alla quota di testa dei pali;
2. realizzazione dei pali;

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001

Rev.
A

Foglio
12 di 66

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 (se presente);
5. perforazione, posa in opera e pretiro dei tiranti (se presenti);
6. scavo di sbancamento fino alla quota di fondo scavo finale.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'imbocco occidentale della Galleria San Giorgio è situato sul terrazzo fluviale in sponda sinistra del Fiume Tione: esso delimita i depositi che costituiscono l'alveo attuale di questo corso d'acqua, caratterizzati dalla presenza di ghiaie a supporto di abbondante matrice sabbiosa o limosa, se dovuta al rimaneggiamento di sedimenti antichi molto alterati. L'opera attraversa quindi i rilievi collinari di origine glaciale del Pleistocene medio (corrispondenti ai cordoni morenici del Riss descritti da Venzo nel 1965), costituiti da diamicton massivo a supporto di matrice sabbioso-limosa, talora debolmente cementato, con clasti eterometrici aventi dimensioni massime sino a 2 m (massi erratici), da angolosi a subarrotondati, poligenici.

La Galleria San Giorgio attraversa inoltre i depositi fluvioglaciali dell'Allogruppo di Lonato e San Giorgio, rinvenibili nelle piane intermoreniche e costituiti da ghiaie da grossolane a molto grossolane a supporto di clasti con matrice sabbioso-limosa. L'unità è caratterizzata da un profilo di alterazione medio con la presenza di un suolo di colore bruno rossastro e spesso al massimo 1 m in cui si possono distinguere in essa le seguenti facies deposizionali:

- Depositi glaciali (mR)

Sono costituiti da diamicton massivi a supporto di matrice sabbioso limosa, talora debolmente cementati. I clasti sono eterometrici con dimensioni massime sino a 2 m (massi erratici), da angolosi a subarrotondati, poligenici. L'alterazione colpisce circa il 50% dei clasti con litologie carbonatiche da decarbonatate ad argillificate e litologie cristalline da fragili ad arenizzate.

- Depositi fluvioglaciali (fgR3, fgR2, fgR1)

Sono costituiti da ghiaie da grossolane a molto grossolane a supporto di clasti con matrice sabbioso-limosa. I clasti sono arrotondati e poligenici. L'alterazione colpisce circa il 50% dei clasti con litologie carbonatiche da decarbonatate ad argillificate e litologie cristalline da fragili ad arenizzate.

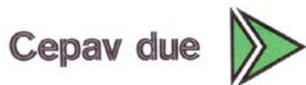
Nell'area occupata dai depositi alluvionali (Olocene) del fiume Tione non sono stati eseguiti sondaggi, tuttavia, alla pk 139+609, nei pressi del Fiume Tionello che scorre più ad Est, si evince che le piane fluviali sono costituite da sabbia fine da limosa ad argillosa con resti vegetali negli strati più superficiali e da ghiaia eterometrica.

La galleria attraversa quindi una collina (da pk 140+130 a pk 140+708), caratterizzata da depositi glaciali s.s., costituiti prevalentemente da ciottoli e ghiaia eterometrica subangolare in matrice sabbioso-limosa, sabbia medio-fine localmente limosa con ghiaia eterometrica e subordinati livelli di limo sabbioso.

Procedendo verso Est, intercalati ai depositi sopra descritti, sono presenti sedimenti di origine fluvioglaciale, costituiti da ghiaia e sabbia con ghiaia. Fino alla fine del tratto in naturale (pk 142+233), la Galleria San Giorgio attraversa altri rilievi di origine glaciale nei quali prevalgono limi argilloso-sabbiosi con ghiaia eterometrica epoligenica e ciottoli in abbondante matrice limoso-sabbiosa. In particolare alla pk 141+314 sono presenti lenti di argilla sabbiosa con ghiaia e dalla pk ca. 141+530 aumenta la percentuale di depositi sabbiosi e limosi interessati dallo scavo della galleria.

Le piane fluvioglaciali, che intersecano le suddette colline sono caratterizzate dalla presenza di terreni costituiti prevalentemente da sabbia con ghiaia eterometrica localmente limosa. Dalla progressiva 142+308 la galleria artificiale attraversa un'area (per ca. 600m) con sedimenti fluvioglaciali costituiti da sabbia ghiaiosa talora debolmente limosa, con clasti eterometrici e poligenici, da angolosi ad arrotondati, e ghiaia sabbiosa. Tra le pk 142+920 e 143+600 la galleria attraversa un corpo morenico caratterizzato da depositi glaciali s.s., costituiti da ghiaia con sabbia limosa e ciottoli, con clasti eterometrici, poligenici, da subangolosi a subarrotondati, e sabbia talora limosa con ghiaia eterometrica subangolosa.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001

Rev.
A

Foglio
14 di 66

Inoltre nell'area della galleria San Giorgio sono frequenti i massi erratici, rilevati in superficie, con dimensioni anche superiori a 2 m, spesso rimossi dalla loro posizione originaria. I sondaggi geognostici eseguiti durante le campagne d'indagine (1992-1994, 2001-2002, 2004 e 2005), in realtà, a differenza di quanto riscontrato in contesti geologici simili, non indicano la presenza significativa di trovanti.

4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

In questa tratta, per la definizione della stratigrafia di progetto e delle proprietà geotecniche dei materiali si sono utilizzati i dati relativi ai sondaggi riportati nella seguente Tabella 4.1:

Denominazione Sondaggio	Campagna	PK [km]	Quota Boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza Sondaggio [m]	Distanza Asse [m]	Direzione [Nord/Sud]	Prove / strumentazione installata	Piezometro [m. da p.c.]
ES119	1992-1994	140+179,91	125,40	25	465,0	S	Sondaggio, SPT	
4SN033	2004	140+187,84	118,99	60	3,7	N	Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT, Lefranc, pocket penetrometer	30,00-50,00
S30-XA202B170	2002	140+252,41	103,00	30,0	656,8	S	Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT, Lefranc, Menard, pocket penetrometer, vane test	11,00-14,00
ES009	1992-1994	140+319,91	105,94	25	550,0	S	Sondaggio, SPT	
AV-SO-CH-01 A	2017-2018	140+477,28	121,58	29	0,4	N	Sondaggio, SPT, cross-hole	
S31-XA202G171	2002	140+477,49	117,50	25,0	600,7	N	Sondaggi con piezometro Casagrande, SPT, Lefranc, Menard, pocket penetrometer, vane test	21,5
AV-SO-CH-01 B	2017-2018	140+479,20	121,43	29	3,2	S	Sondaggio, SPT, cross-hole	
4SS034	2005	140+465,00	123,27	40	100,3	N	Sondaggio, con piezometro a tubo aperto SPT, cross-hole	0÷40
4SA034	2005	140+465,00	123,21	30	100,3	N	Sondaggio, SPT, cross-hole	
4SB034	2005	140+465,00	123,25	30	100,3	N	Sondaggio, SPT, cross-hole	
ES120	1992-1994	140+519,91	116,896	40	550,0	S	Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT	

Tabella 4.1 - Indagini geognostiche considerate nella caratterizzazione geotecnica.

Nonostante il numero di verticali eseguite nell'area, i sondaggi più rappresentativi e adatti a descrivere le condizioni stratigrafiche lungo il tracciato della galleria artificiale ovest, sono il 4SN033 posto in corrispondenza dell'imbocco lato Milano della galleria artificiale e il sondaggio AV-SO-CH-01 posto in prossimità dell'imbocco lato Milano della galleria naturale. Gli altri sondaggi o sono posti lungo il vecchio tracciato della galleria, che si discosta da quello attuale, o sono posti molto più a nord sull'altro lato dell'autostrada. Nonostante ciò si è provveduto lo stesso ad analizzare tutte le verticali al fine di individuare informazioni utili alla caratterizzazione del sito.

Per quanto riguarda le elaborazioni geotecniche e maggiori dettagli sulle analisi eseguite, fare riferimento alla relativa relazione geotecnica.

4.1.1. Definizione della stratigrafia di riferimento

I sondaggi analizzati in questa tratta hanno raggiunto profondità comprese tra 20 e 60 m dal piano campagna.

Lungo la verticale 4SN033 si riconosce uno strato di terreno vegetale dello spessore di circa 1.2 m. Al di sotto di questo primo livello è riconosciuto uno strato di sabbia che è intercalato da livelli di limo sabbioso o argilla sabbiosa con presenza di ciottoli di diametro fino a 11 cm.

Lungo la verticale AV-SO-CH-01 oltre allo strato coltivo si riconoscono uno strato di sabbia limosa alternato ad uno strato di sabbia ghiaiosa entrambi intercalati da livelli limosi fino a 14 m circa da p.c. Al di sotto di tale quota si ha uno strato di limo argilloso.

Nelle Tabella 4.2 è riassunta la stratigrafia di progetto considerata nel tratto della galleria artificiale ovest GA16.

Profondità da p.c. [m]	Descrizione stratigrafica
da 0 a 1.5	Terreno di riporto/vegetale
da 1.5 a 14	Sabbia limosa/sabbia ghiaiosa con livelli di limo
da 14 a 30	Limo sabbioso con ghiaia

Tabella 4.2 – Stratigrafia di progetto per le opere della galleria artificiale ovest San Giorgio in Salici.

4.1.2. Andamento della falda

La Figura 4.1 riassume l'andamento della falda nel tratto di interesse.

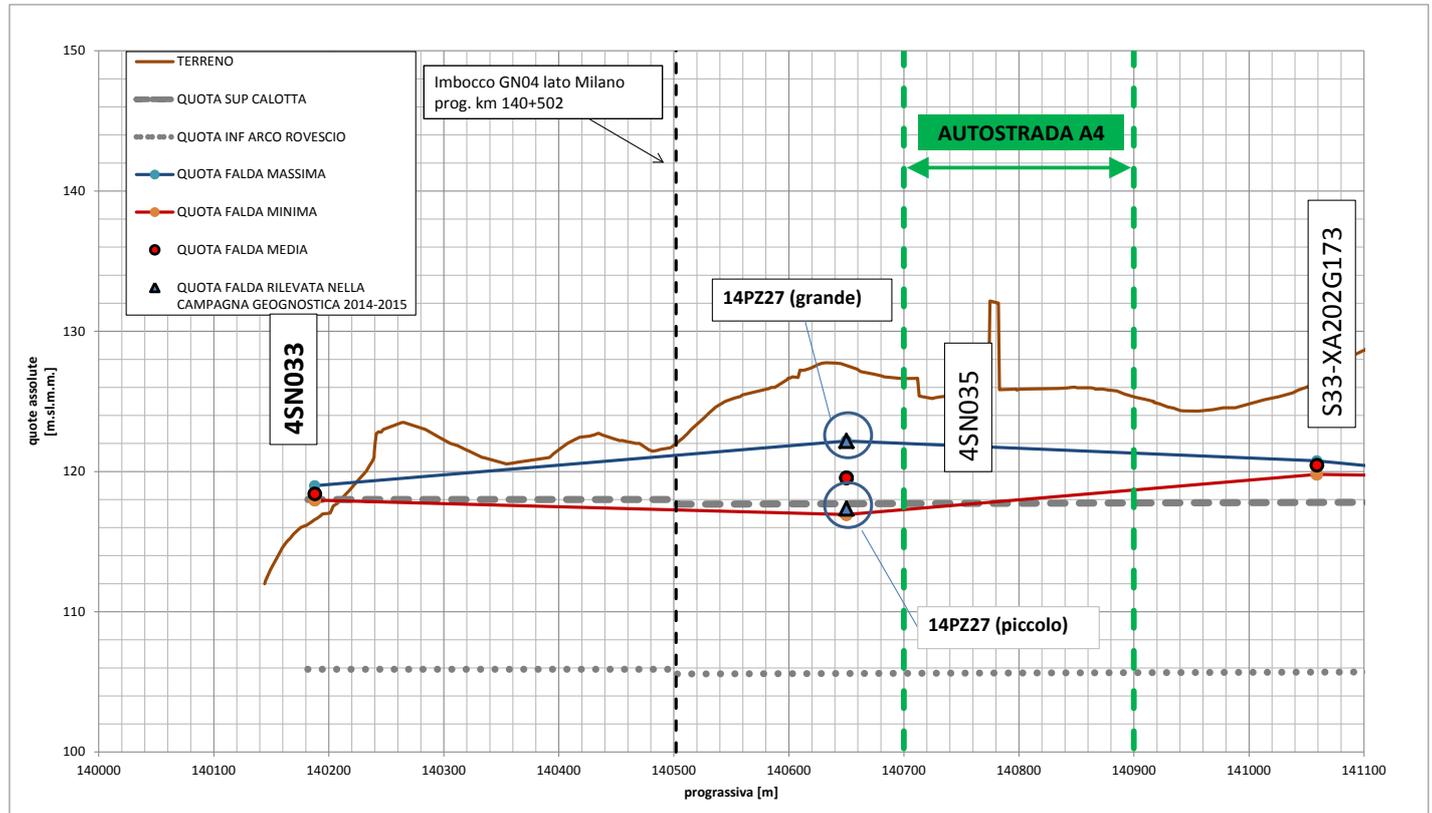


Figura 4.1 – Andamento della falda nel tratto della galleria artificiale ovest e del sottoattraversamento autostradale.

4.1.3. Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici

In conclusione, sulla base dei valori riassunti nei precedenti paragrafi, e di quanto esposto nella relazione geotecnica della galleria San Giorgio in Salici, nella seguente Tabella 4.3 sono riportati i parametri geotecnici che saranno adottati per la Progettazione Esecutiva delle opere provvisionali nel tratto della galleria artificiale ovest.

STRATIGRAFIA	Da (m)	A (m)	e (-)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ (kN/m ³)	w_{sat} (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	OCR (-)	K_0 (-)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°)	E_{vc} (MPa)	E_{ur} (MPa)	ν (-)
Terreno di riporto/vegetale	p.c.	1.5	1.00	13.3	26.9	16.8	38.5	18.3	1	0.50	5	23	20	32	0.35
Sabbia limosa/sabbia ghiaiosa con livelli di limo	1.5	5	0.40	18.9	10.6	20.9	15.1	21.8	2	0.76	10	37	60	150	0.30
Sabbia limosa/sabbia ghiaiosa con livelli di limo	5	10	0.35	19.6	9.2	21.4	13.2	22.2	2	0.76	20	37	75	188	0.30
Sabbia limosa/sabbia ghiaiosa con livelli di limo	10	14	0.35	19.6	9.2	21.4	13.2	22.2	2	0.75	30	36	100	250	0.30
Limo sabbioso con ghiaia	14	20	0.60	16.6	15.8	19.2	22.6	20.3	2	0.75	30	36	100	250	0.30
Limo sabbioso con ghiaia	20	30	0.60	16.6	15.8	19.2	22.6	20.3	2	0.75	50	36	112	280	0.30
Limo sabbioso con ghiaia	> 30		0.60	16.6	15.8	19.2	22.6	20.3	2	0.75	120	36	150	375	0.30

Tabella 4.3 – Galleria Lonato, imbocco lato Verona, 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	$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$

Tabella 5.1 : Caratteristiche materiali

6. SOFTWARE DI CALCOLO

Tutte le analisi relative alla stabilità degli scavi e alle opere di sostegno provvisorie sono state condotte utilizzando il software di calcolo Paratie Plus 18.0.2.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura adottata da Paratie Plus 18.0.2 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.

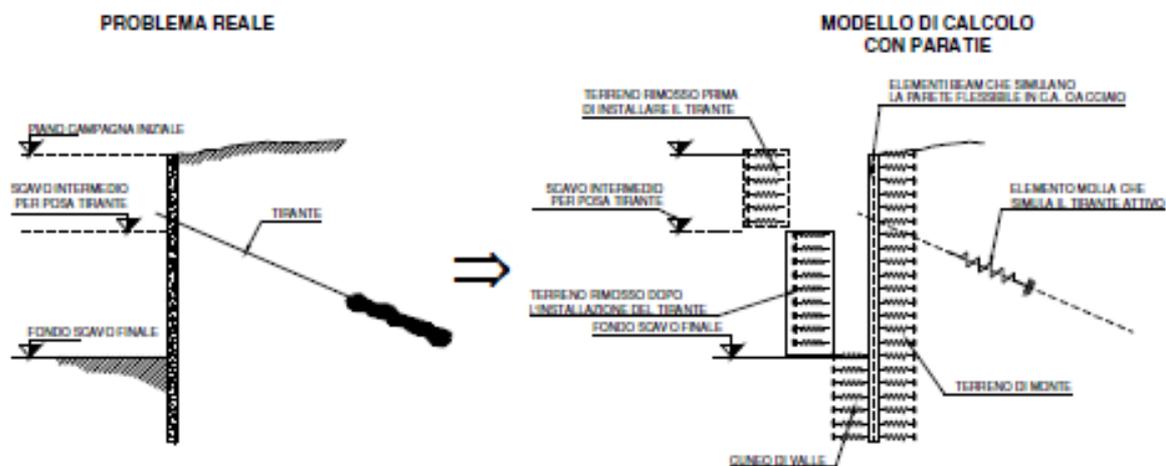
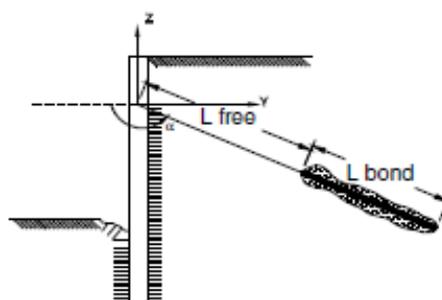


Figura 6.1 - Modellazione dell'interazione terreno-struttura

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;
- 2) 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 $\eta = 0,5$.



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

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 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.

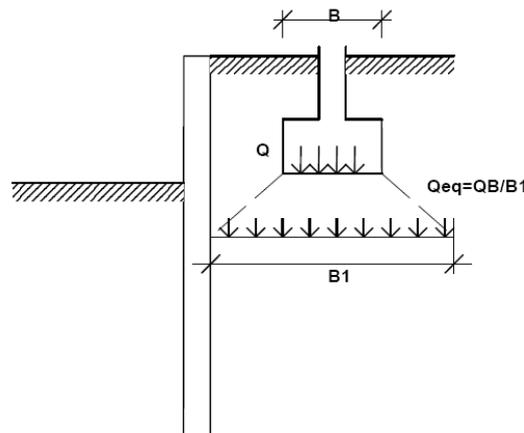


Figura 6.3 – Sovraccarico uniforme equivalente dovuto ad una fondazione.

Per tener conto della presenza di carichi, il software assume che esso induca nel terreno uno stato di sforzo addizionale prima dello scavo. 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, la σ'_h è calcolata come:

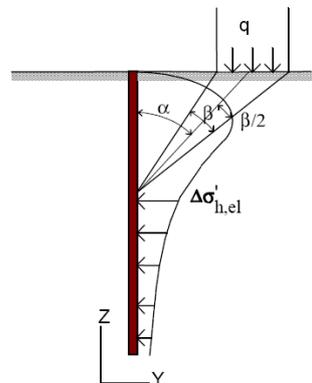
$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \text{ (step 1)} + \Delta\sigma'_h$$

la 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 in Figura 6.4.



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

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

Figura 6.4 – Soluzione del semispazio elastico omogeneo.

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

Per quanto riguarda la stabilità dei pendii e del fronte di scavo, Paratie Plus 18.0.2, utilizza metodi all'equilibrio limite per individuare potenziali superfici di scorrimento e ricavarne il relativo coefficiente di sicurezza. 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.

La regione di terreno mobilitata viene suddivisa in conci verticali compresi fra la superficie del terreno e la superficie di scorrimento e vengono imposte le condizioni di equilibrio generali e relative ai singoli conci, come illustrato in Figura 6.5.

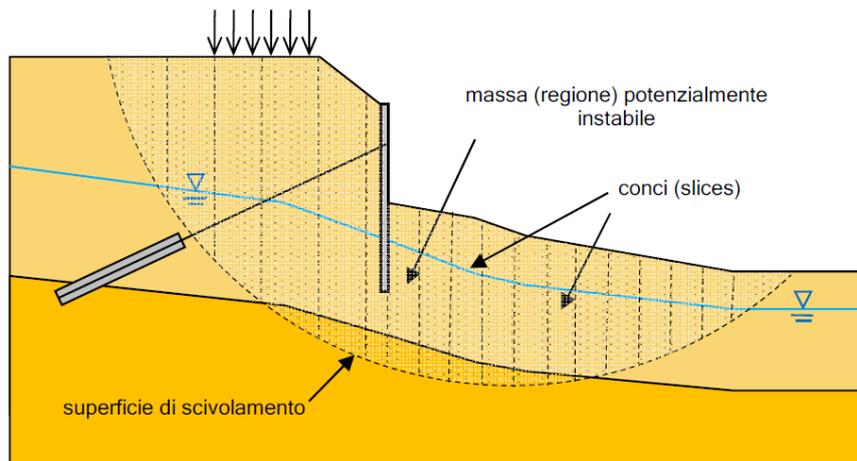


Figura 6.5 – Schematizzazione di un problema di stabilità del fronte o del versante.

In particolare nelle analisi effettuate si è utilizzato il metodo di Bishop semplificato, il quale assume che i conci si scambino unicamente azioni normali alle facce, ovvero orizzontali, e richiede la definizione di superfici di scivolamento su archi di cerchio. Il coefficiente di sicurezza viene determinato imponendo l'equilibrio alla rotazione del terreno potenzialmente instabile attorno al centro della circonferenza.

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 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_{IM} , atto a schematizzare nella fase costruttiva l'eventuale presenza di sovraccarichi di varia natura connessi alla realizzazione delle opere.
- **azione sismica**

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 provvisoriale, 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 sia lo SLE che lo SLD.

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 Paratie Plus (versione 18.0.2).

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}	$\gamma_{c_u}=1.00$	$\gamma_{c_u}=1.40$
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	COEFFICIENTE PARZIALE
	R1	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 Sona nel quale ricade la GA16 e l'imbocco lato Milano della galleria naturale GN04.

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 pertanto le opere provvisorie sono state dimensionate considerando anche l'azione sismica con una vita nominale pari a 35 anni

Si sono pertanto assunti i seguenti parametri:

- vita nominale della struttura (*par. 2.4.1 NTC*): $V_N = 35$ 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	0.1371	1.2	1.0

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

In condizioni sismiche, il coefficiente di spinta attivo è calcolato mediante l'approccio di Mononobe-Okabe. La spinta sismica è calcolata impiegando l'analisi pseudostatica.

7.3. Verifica degli scavi a cielo aperto

Per le verifiche degli scavi a cielo aperto si è fatto riferimento al paragrafo 6.8 del DM 14.01.2008 per le "Opere di materiali sciolti e fronti di scavo" e al paragrafo 7.11.3.5 per la "Stabilità dei pendii" sotto l'effetto di azioni sismiche.

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

- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2 + M2 + R2
- Stato Limite Ultimo con sisma – Combinazione A_k + M2 (EQK GEO)

Analisi	a _g /g	S _S	S _T
SLV	0.1371	1.2	1.2

Tabella 7.5 – Parametri per la definizione dell'accelerazione sismica in fase provvisoria per la stabilità degli scavi.

Nell'analisi di stabilità degli scavi sotto l'effetto delle azioni sismiche si è utilizzato un valore del parametro S_T pari a 1.2 in quanto il pendio ha una pendenza superiore ai 15°.

Il coefficiente globale riduttivo della resistenza vale 1.1, pertanto la verifica R_{ed} > E_{ed} può ritenersi soddisfatta se per la superficie critica vale la condizione:

$$R_k/E_{ed} = FS \geq 1.1$$

8.1. Paratia pk 140+462 - Tratto di paratia tirantata H=18 m

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

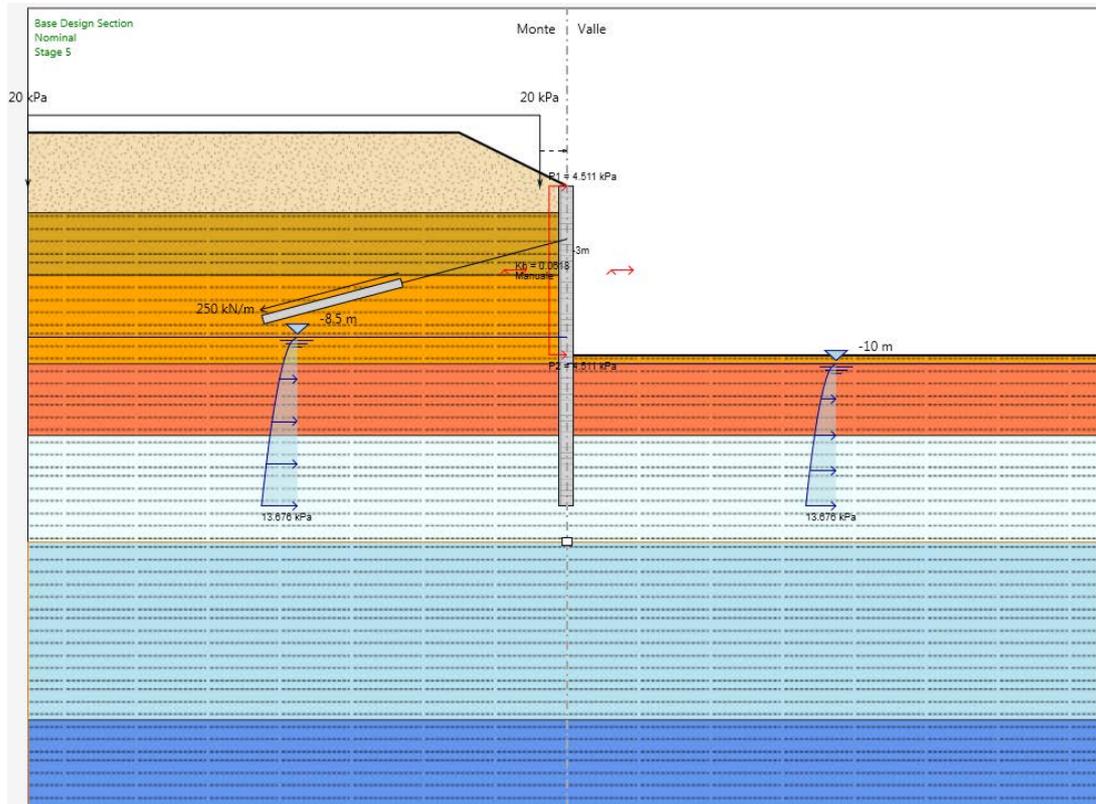


Figura 8.5 – Sezione di verifica per la paratia tirantata H=18 m.

Si presenta di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo, i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli.

La posizione della falda, durante le fasi di scavo e in esercizio, è stata valutata tenendo conto della presenza dei sistemi di dewatering. Non si è comunque considerato un abbattimento totale, ma per ogni stage di calcolo, si è tenuto sul lato a monte un livello di 1.5 m superiore rispetto il livello di valle posizionato a 0.5 m al di sotto del piano di scavo.

Tipologia	Pali ϕ 800 passo 1.0 m
Altezza totale paratia	18 m
Altezza di scavo paratia	9.5 ÷ 6.1 m
Ordini di tiranti	1
Passo orizzontale tiranti	2.0 m
Inclinazione piano campagna a monte	2/3
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (da -1.5 m dalla paratia)
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.1 - Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi.

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÷1.5	13.3/18.3	5	23	15.18	20	32	0.5	0.376	3.039
							0.5	(0.449)	(2.415)
1.5÷5	18.9/21.8	10	37	24.42	60	150	0.77	0.205	7.519
							0.77	(0.267)	(4.957)
5÷10	19.6/22.2	20	37	24.42	75	188	0.77	0.205	7.519
							0.77	(0.267)	(4.957)
10÷14	19.6/22.2	30	36	23.76	100	250	0.77	0.215	6.978
							0.77	(0.278)	(4.67)
14÷20	16.6/20.3	30	36	23.76	100	250	0.76	0.215	6.978
							0.76	(0.278)	(4.67)
20÷30	16.6/20.3	50	36	23.76	112	280	0.76		
							0.76		
>30	16.6/20.3	120	36	23.76	150	375	0.76		
							0.76		

 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 8.2 - Parametri geotecnici caratteristici.

Terreno (m da p.c.)	Categoria sottosuolo	α	u_s (m)	β	k_h	K_{aE}	K_{pE}	K_{aEW}	K_{pEW}
						M1(M2)	M1(M2)	M1(M2)	M1(M2)
0÷1.5	B	0.99	0.09	0.379	0.0291	0.376 (0.449)	3.039 (2.415)	0.376 (0.449)	3.039 (2.415)
1.5÷5	B	0.99	0.09	0.379	0.0291	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)
5÷10	B	0.99	0.09	0.379	0.0291	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)
10÷14	B	0.99	0.09	0.379	0.0291	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)
14÷20	B	0.99	0.09	0.379	0.0291	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)
20÷30	B	0.99	0.09	0.379	0.0291				
>30	B	0.99	0.09	0.379	0.0291				

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 8.3 - Parametri per l'analisi pseudostatica.

Il prodotto di α per β risulta maggiore di 0.2 (come prescritto al paragrafo 7.11.6.3.1 del DM 14/01/2008).

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico in cui risultano già eseguiti i pali;

Fase 2 – Realizzazione scavo a -3.5 m, 0.5 m al di sotto della quota del primo ordine di tiranti;

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

Fase 4 – Scavo fino alla quota finale;

Fase 5 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione dei coefficienti di spinta.

8.1.1. Verifiche strutturali del palo

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

Si riportano di seguito i grafici del momento flettente e del taglio in Figura 8.6 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR per le diverse fasi di calcolo e il loro inviluppo in Figura 8.7.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001

Rev.
A

Foglio
30 di 66

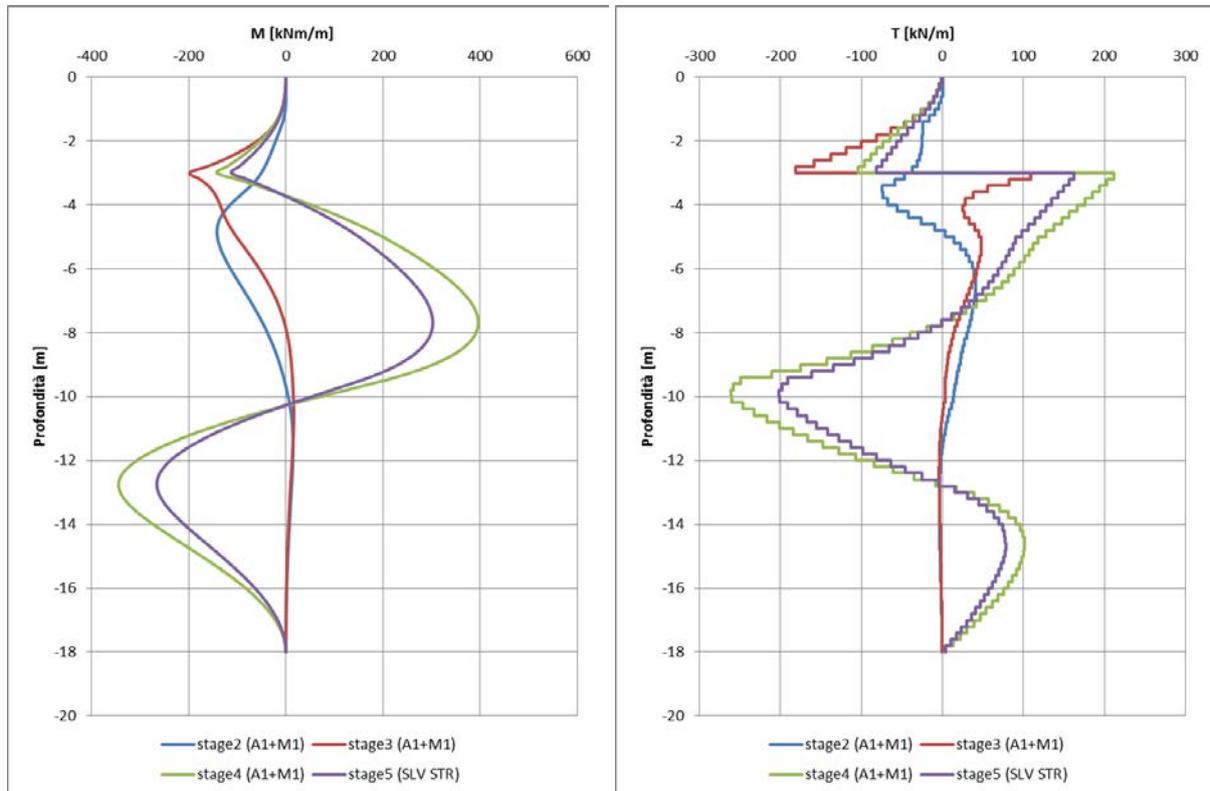


Figura 8.6 – Andamento del momento flettente e del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR per i vari stage di analisi.

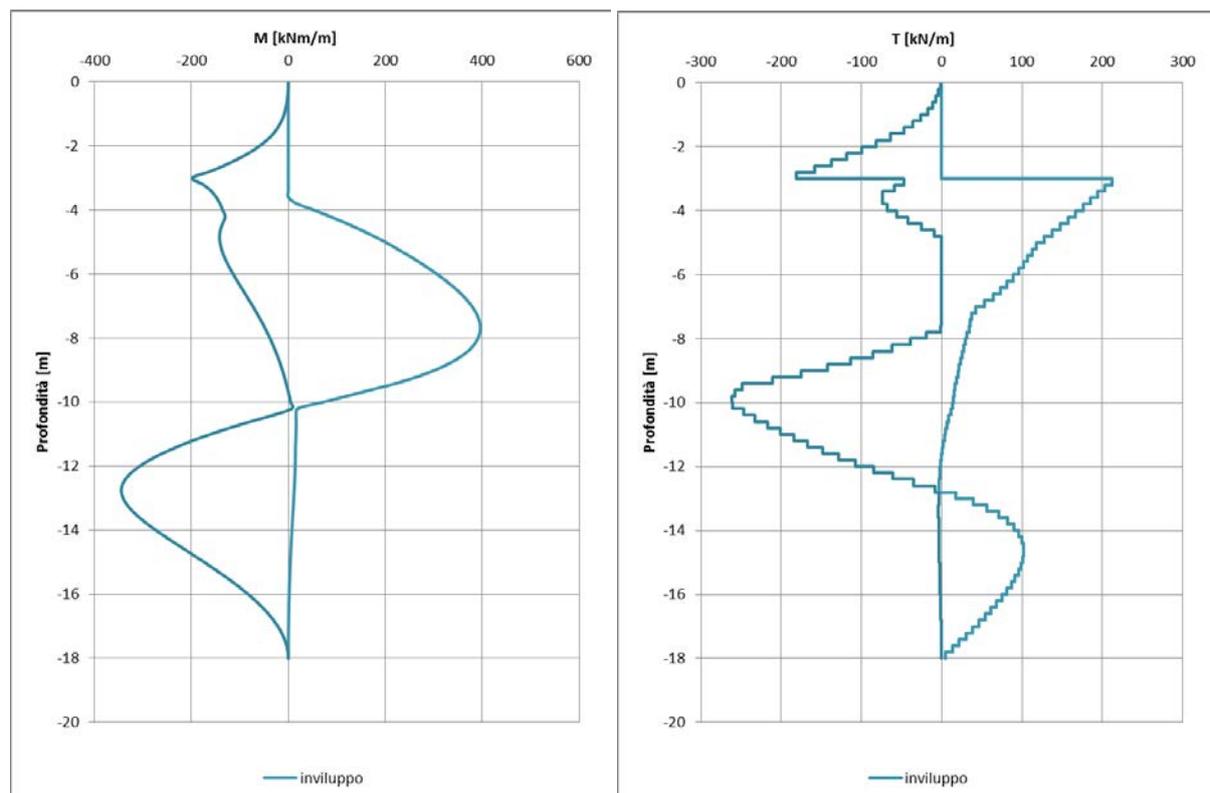


Figura 8.7 – Involuppo del momento flettente e del taglio lungo la paratia.

In Tabella 8.4 sono riportate le caratteristiche della gabbia di armatura dei pali e le resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

Nella valutazione del momento resistente, si è cautelativamente considerato uno sforzo normale nullo, in Figura 8.8 è riportato il dominio di resistenza della sezione.

Per il calcolo del taglio resistente della sezione è stato utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993) per il calcolo dell'altezza utile della sezione.

Gabbia	As	Spirale	L_{gabbia}	M_{RD}^{SLU}	V_{RD}^{SLU}	M_{ED}^{SLU}	V_{ED}^{SLU}
			[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
1 (0-18m)	16 ϕ 18	ϕ 12/30	18	483	404	396	262

Tabella 8.4 – Armatura dei pali e relative resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

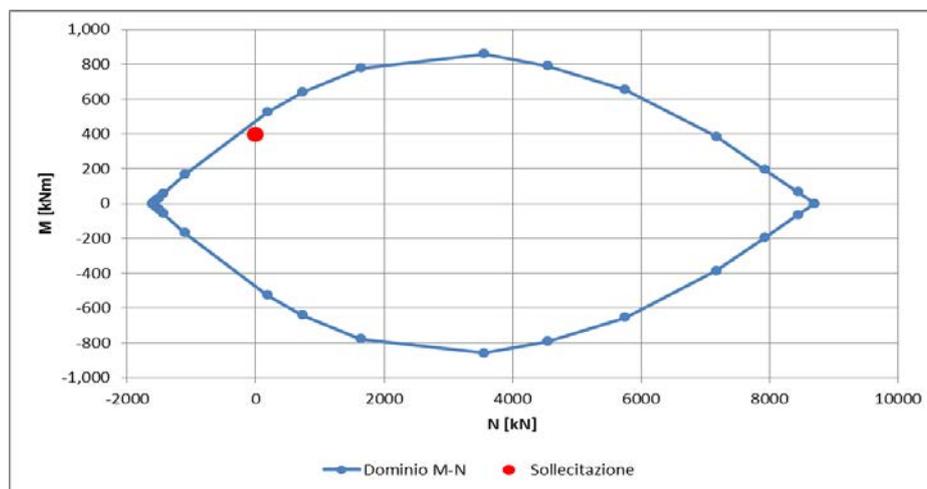


Figura 8.8 – Dominio M-N della sezione e sollecitazione massima.

Per tutte le combinazioni di carico le verifiche risultano soddisfatte in quanto $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$.

8.1.2. Verifiche strutturali sui tiranti

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

Ordine tiranti	Quota	Trefoli	Passo	Lungh. Libera	Lungh. Ancoraggio	Lungh. Totale	ϕ perforazione	Trave di ripartizione
	[m. da t.p.]	[n]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]
I°	-3	4	2	9.5	8	17.5	180	2 HEB 180

Tabella 8.5 – Elementi di contrasto della paratia.

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.

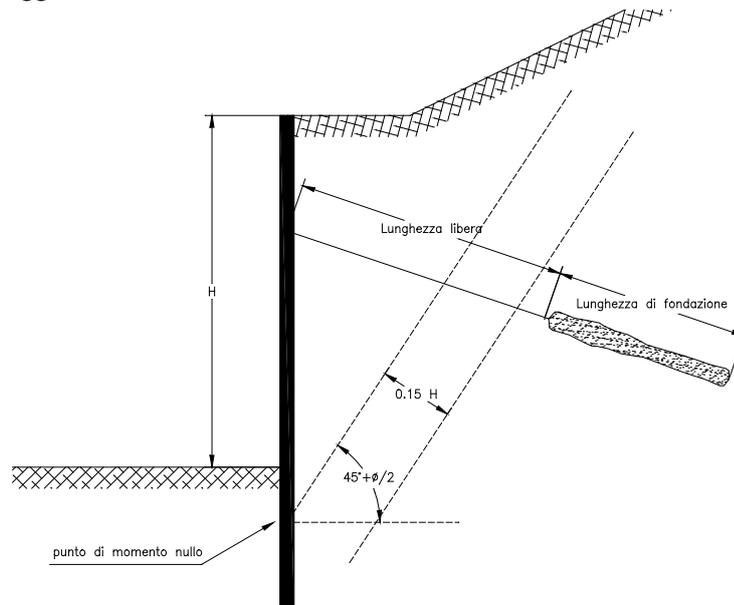


Figura 8.9 – Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti.

Le azioni sui tiranti, ricavate da analisi con combinazioni A1+M1 e Sisma STR, sono riassunte in Tabella 8.6.

Combinazione	N_{ED} [kN] (I ORDINE)
SLU A1+M1	674.24
SLU SISMA STR	519.31

Tabella 8.6 – Azioni sui tiranti.

In Tabella 8.7 è riportato il tiro massimo a SLU per un singolo trefolo del tirante.

						SLU	massimo tiro SLU
Singolo trefolo a 7 fili		Sezione	f_{ptk}	$f_{p(1)k}$	γ_s	f_{yd}	N_{SLU}
Diametro nominale	(mm)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)	--	(MPa)	(kN)
$\Phi 0.6''$	15.2	139	1860	1670	1.15	1452	201.85

Tabella 8.7 – Caratteristiche di resistenza dei trefoli

Il valore limite si ottiene moltiplicando il valore precedente per il numero di trefoli, in questo caso 4.

Risulta:

$$4 \text{ trefoli} \quad N_{Rd} = 201.85 \times 4 = 807.4 \text{ kN} > N_{Ed}$$

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

8.1.1. 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 sabbie limose.

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

Figura 8.10 - Valori dei coefficienti α per il calcolo del diametro di perforazione di un tirante

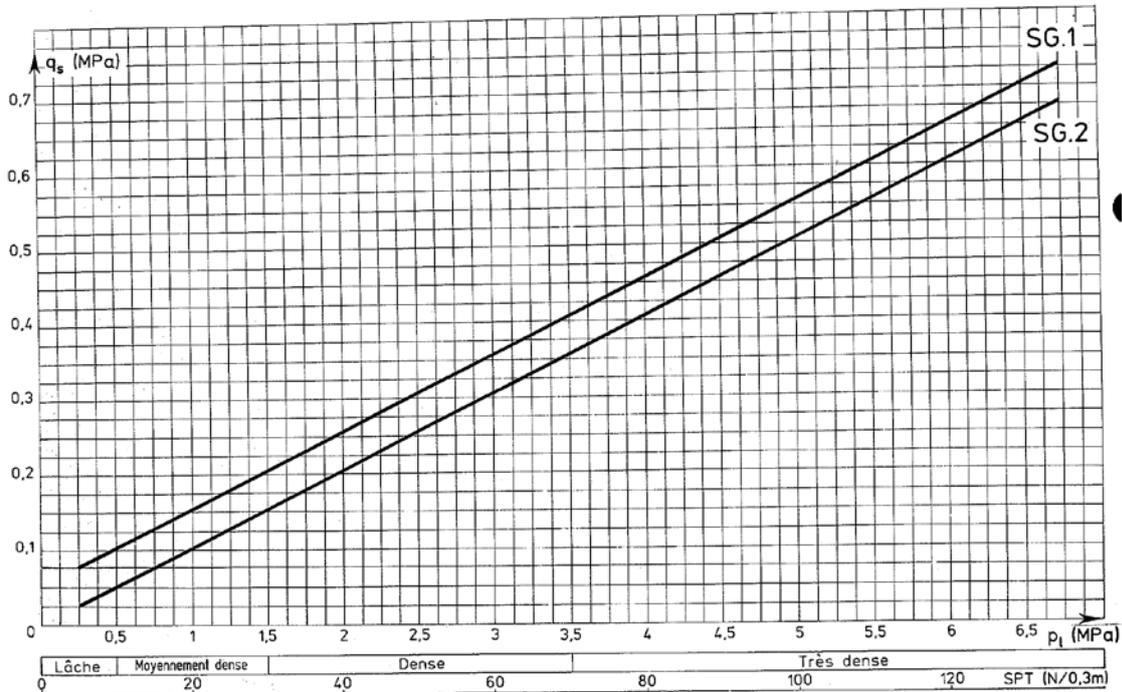


Figura 8.11 - Grafici per il calcolo di q_s in sabbie e ghiaie.

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 350 kPa che deriva dai seguenti valori:

$$N_{spt} \approx 40$$

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

$$\alpha = 1.4$$

Le lunghezze dei bulbi dovranno essere confermate o modificate a seguito di un adeguato campo prova secondo quanto indicato al § 6.6.4 del D.M. 14/01/2008.

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:

$$R_{ak} = \frac{R_{calcolo}}{\xi_{a,3}}$$

con:

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

La Tabella 8.8 contiene i dati di progetto e fornisce il valore di R_{ad} per una lunghezza unitaria del bulbo ($L=1.0$ m).

αq_s	D	ξ_{a3}	γ_R	R_{ak}	R_{ad}
(MPa)	(mm)	--	--	(kN/m)	(kN/m)
0.35	180	1.8	1.1	109.96	99.96

Tabella 8.8 – Caratteristiche di resistenza dei bulbi.

Assumendo una lunghezza del bulbo pari a $L_f = 8.00$ m risulta:

$$R_{ad} = 800 \text{ kN}$$

Per la verifica del bulbo di ancoraggio bisogna assicurarsi che:

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

Tale verifica risulta soddisfatta.

8.1.2. Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti

Per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio è stata utilizzata una trave composta da una coppia di profilati metallici del tipo HEB 180 (acciaio S355).

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, che è pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

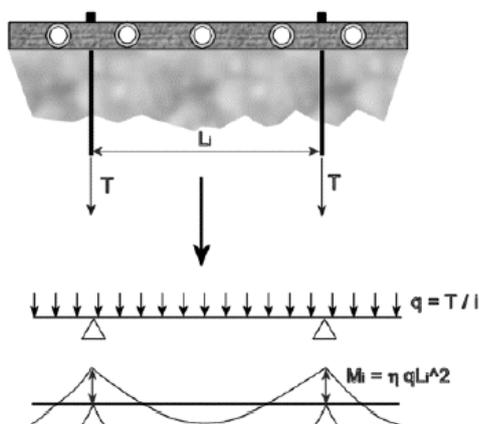


Figura 8.12– Trave di ripartizione: schema statico

Le sollecitazioni massime sulla trave saranno allora:

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

$$V = 0.6 q L;$$

essendo:

L = luce della campata, ovvero interasse tra i tiranti (in questo caso 2 m);

q = massima reazione del tirante a metro lineare considerando i vari stati limite.

La verifica delle travi di ripartizione in acciaio dei tiranti 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 8.9 sono riassunte le massime sollecitazioni agli SLU a cui sono soggette le travi di ripartizione.

ordine	Combinazione	N_{ED}	q	passo	Travi	M_{MAX}	V_{MAX}
		[kN]	[kN/m]	[m]	[-]	[kNm]	[kN]
I	SLU A1+M1	674.2	337.1	2	2 HEB 180	134.8	404.5

Tabella 8.9 – Massime sollecitazioni nella trave 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 calcolato come:

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

dove:

$$\sigma_{ED} = \frac{M_{Ed}}{W}; \tau_{ED} = \frac{V_{Ed}}{s_a \cdot h_1}$$

in cui:

W = Modulo di resistenza del profilo;

S_a = Spessore anima del profilo;

h₁ = Altezza anima del profilo.

per la verifica delle travi di ripartizione bisogna quindi assicurarsi che:

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

In Tabella 8.10 sono riportati i risultati delle analisi precedentemente illustrate considerando un profilato HEB 180. Le verifiche risultano soddisfatte.

Ordine tiranti	M _{Ed}	V _{Ed}	W	S _a	h ₁	σ _{ED}	τ _{ED}	σ _{ID}	f _{yd}
	[kNm]	[kN]	[cm ³]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
I°	67.4	202.3	425.7	8.5	163	158.4	146.0	298.4	338.1

Tabella 8.10 – Verifica travi di ripartizione dei tiranti composte da profilati HEB 180.

8.1.3. Verifiche geotecniche

La verifica del complesso opera-terreno risulta soddisfatta in quanto in ogni momento la spinta mobilitata risulta inferiore della spinta disponibile. In Tabella 8.11 sono riportate le spinte mobilitate e disponibili per i vari stage.

	stage 2 (A2+M2)	stage 3 (A2+M2)	stage 4 (A2+M2)	stage 5 (SLV GEO)
Spinta mobilitata [kN/m]	2367.4	2317.7	2162.6	2175.3
Spinta disponibile [kN/m]	7264	7264	2900.1	2733.1
Rapporto spinte	0.33	0.32	0.75	0.80

Tabella 8.11 – Riassunto spinte mobilitate e disponibili.

In Figura 8.14 è riportata l'analisi di stabilità globale del fronte di scavo eseguita con il metodo di Bishop. Le analisi sono state svolte sia con la combinazione A2+M2 che con la combinazione SLV GEO. I coefficienti di sicurezza ricavati sono riportati in Tabella 8.12 e risultano maggiori di 1.1.

Combinazione	FS
A2+M2+R2	2.308
SLV GEO	2.141

Tabella 8.12 - Coefficienti di sicurezza ricavati dalle analisi di stabilità globale del fronte di scavo.

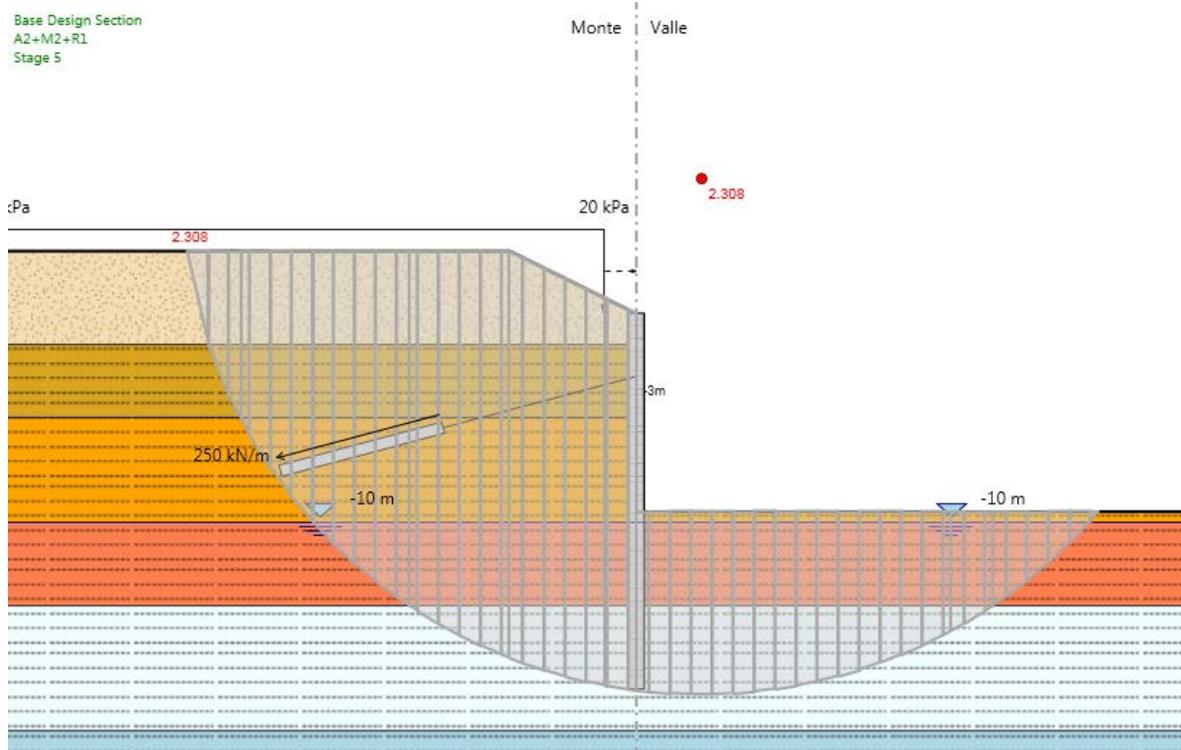


Figura 8.13 - Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione A2+M2.

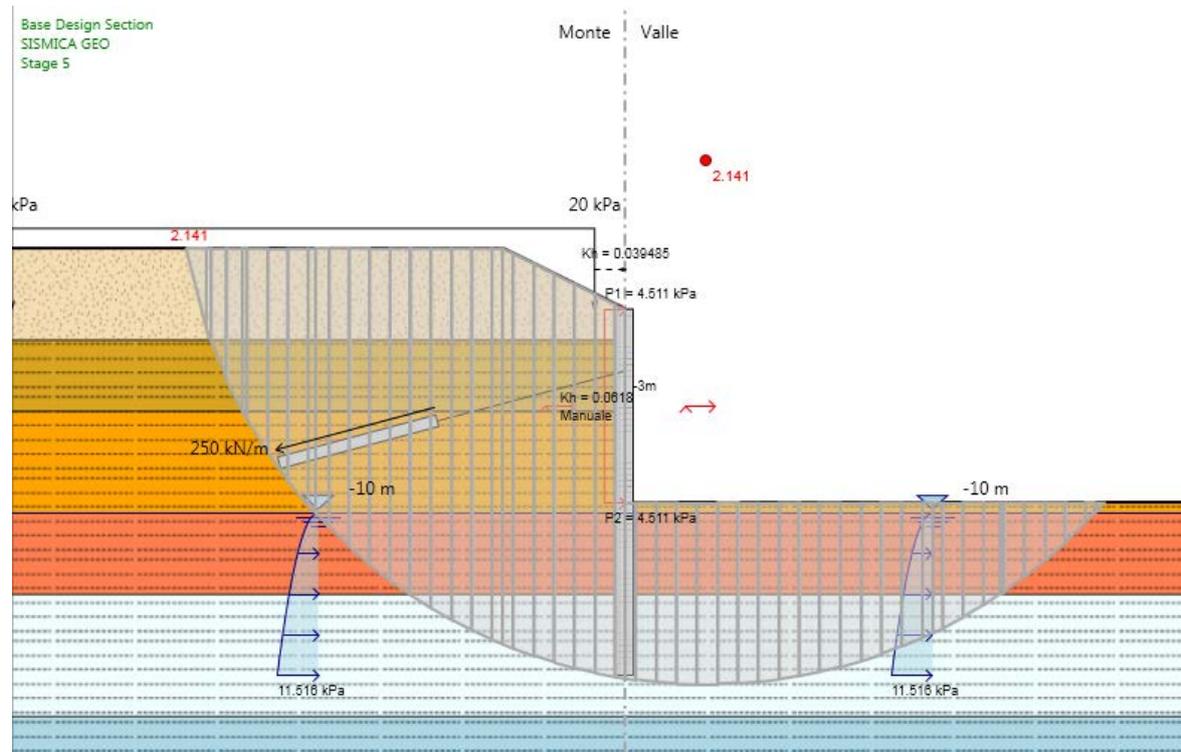


Figura 8.14 – Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione SLV GEO.

8.1.4. Deformazioni

Le deformazioni in fase realizzativa e in esercizio dell'opera sono state valutate con la combinazione SLE per le diverse fasi.

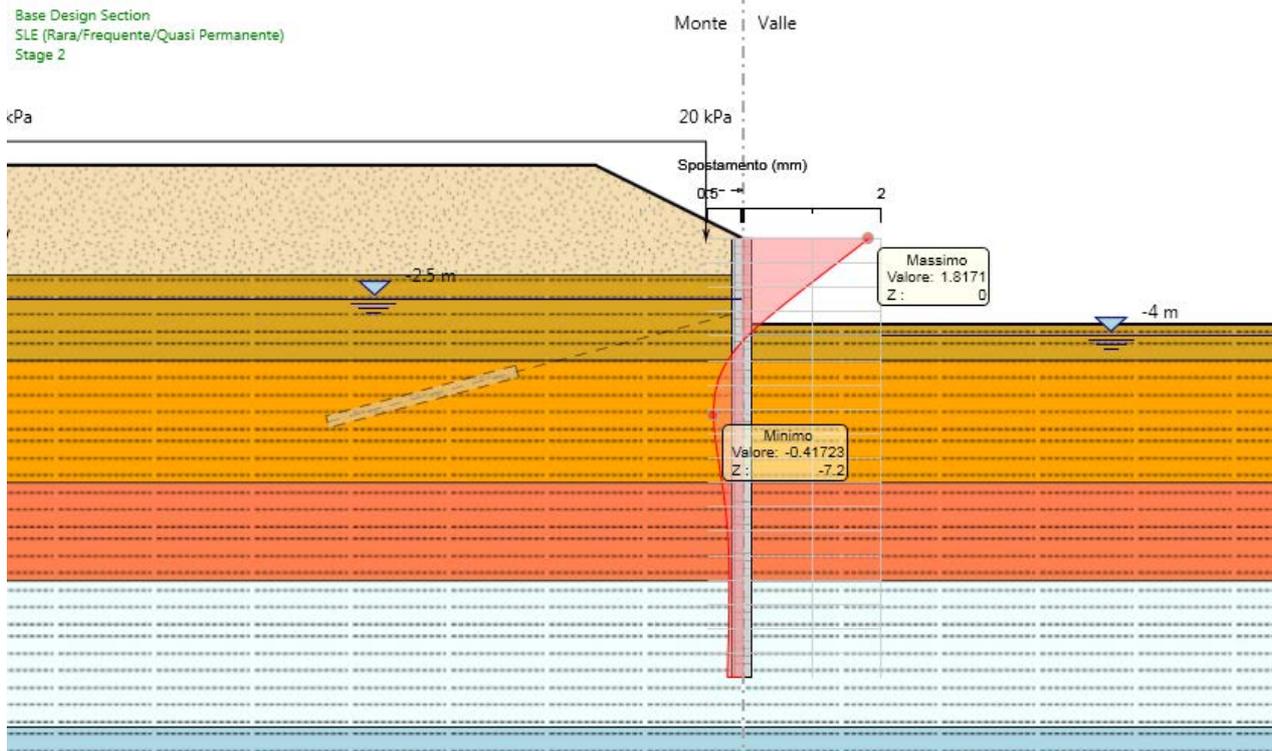


Figura 8.15 – Spostamenti durante lo stage 2.

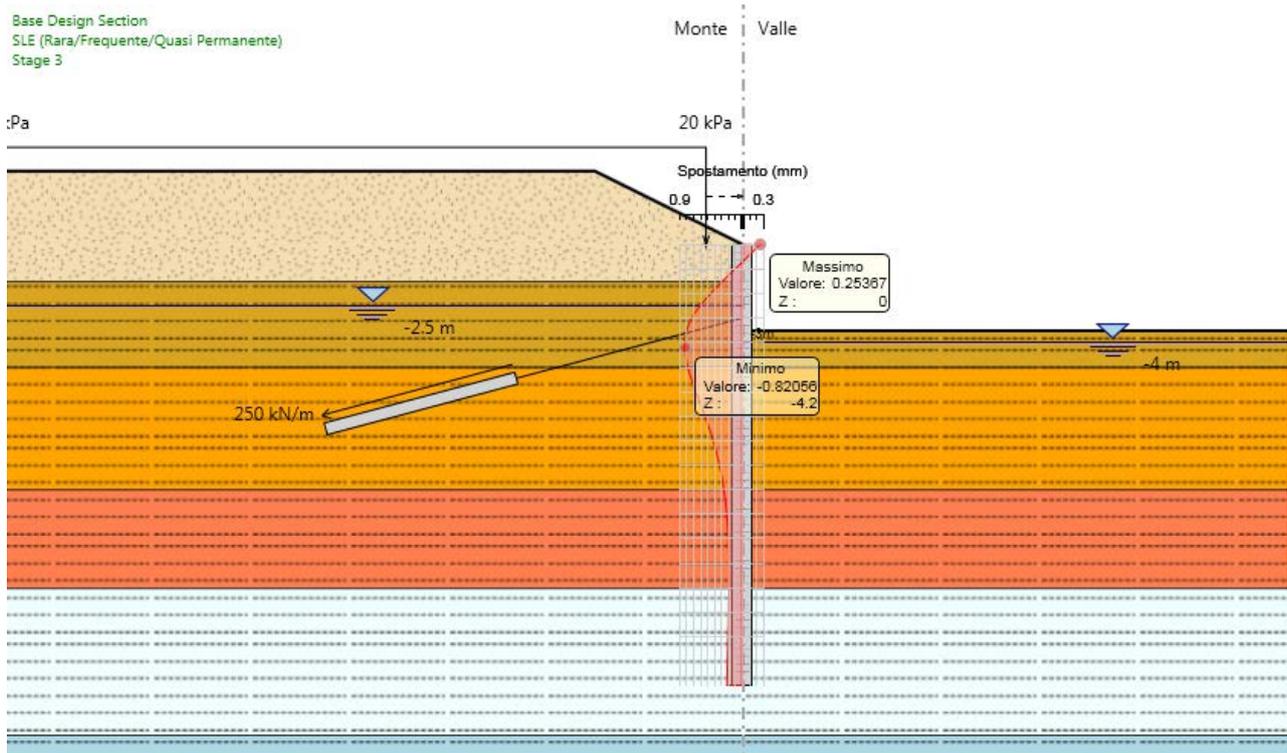


Figura 8.16 - Spostamenti durante lo stage 3.

Base Design Section
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 4

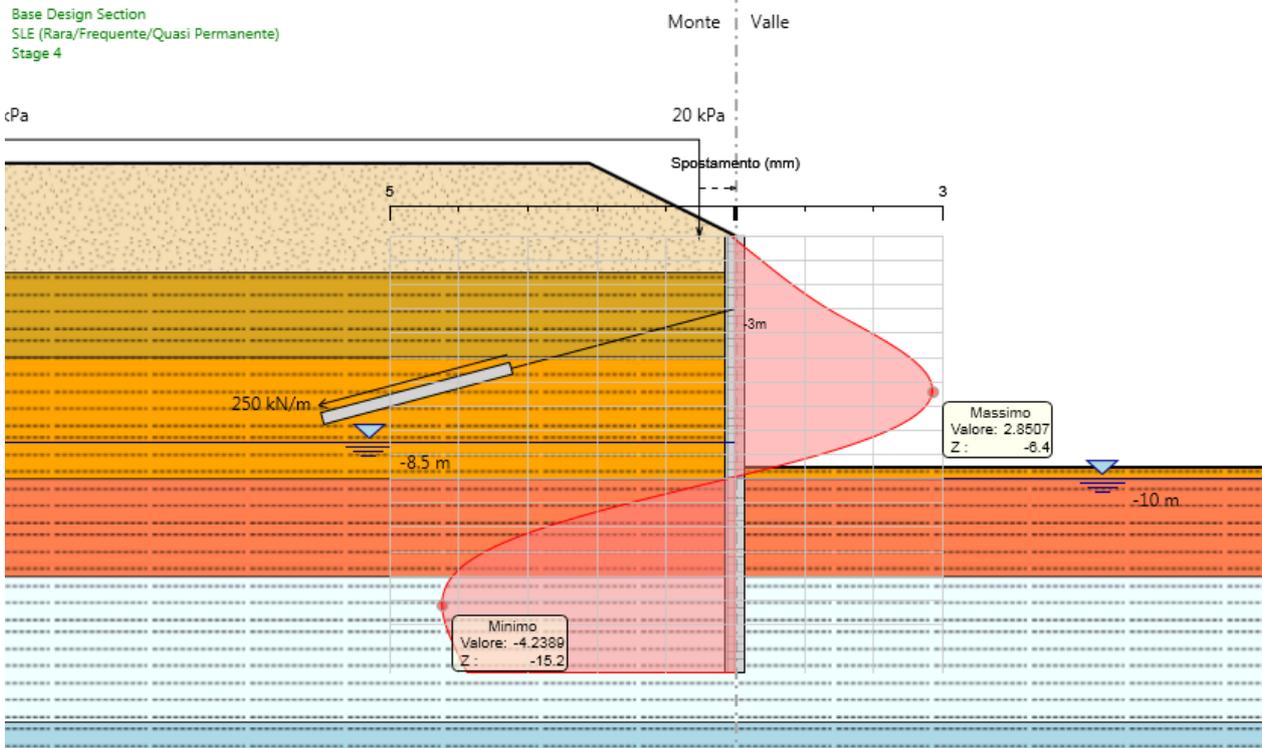


Figura 8.17 - Spostamenti durante lo stage 4.

8.2. Paratia pk 140+462 - Tratto di paratia libera H=14 m

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

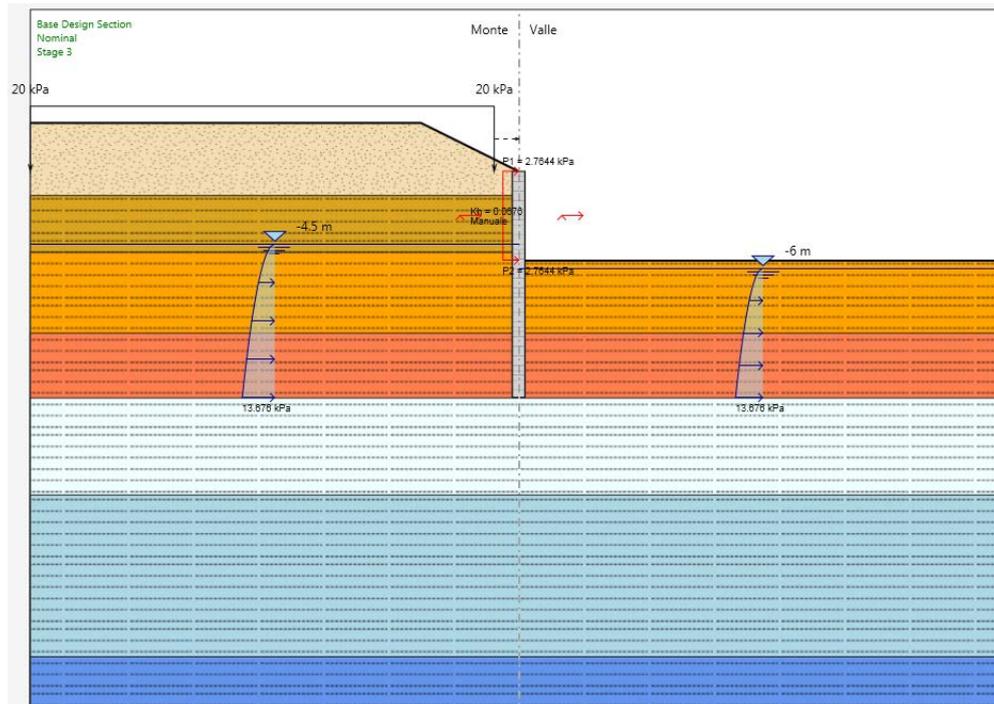
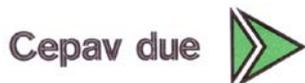


Figura 8.18 – Sezione di verifica per la paratia libera H=14m.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001Rev.
AFoglio
41 di 66

Si presenta di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo, i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli.

La posizione della falda, durante le fasi di scavo e in esercizio, è stata valutata tenendo conto della presenza dei sistemi di dewatering. Non si è comunque considerato un abbattimento totale, ma per ogni stage di calcolo, si è tenuto sul lato a monte un livello di 1.5 m superiore rispetto il livello di valle posizionato a 0.5 m al di sotto del piano di scavo.

Tipologia	Pali ϕ 800 passo 1.0 m
Altezza totale paratia	14 m
Altezza di scavo paratia	5.5 ÷ 2.8 m
Ordini di tiranti	-
Passo orizzontale tiranti	-
Inclinazione piano campagna a monte	2/3
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (da -1.5 m dalla paratia)
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.13 - Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi.

Terreno (m da p.c.)	$\gamma_{dry}/\gamma_{sat}$	c_k (kPa)	ϕ'_k (°)	δ (°)	E' (MPa)	E'_{ur} (MPa)	k_o M1(M2)	K_a M1(M2)	K_p M1(M2)
	(kN/m ³)								
0÷1.5	13.3/18.3	5	23	15.18	20	32	0.5 0.5	0.376 (0.449)	3.039 (2.415)
1.5÷5	18.9/21.8	10	37	24.42	60	150	0.77 0.77	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)
5÷10	19.6/22.2	20	37	24.42	75	188	0.77 0.77	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)
10÷14	19.6/22.2	30	36	23.76	100	250	0.77 0.77	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)
14÷20	16.6/20.3	30	36	23.76	100	250	0.76 0.76	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)
20÷30	16.6/20.3	50	36	23.76	112	280	0.76 0.76		
>30	16.6/20.3	120	36	23.76	150	375	0.76 0.76		

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 8.14 - Parametri geotecnici caratteristici.

Terreno (m da p.c.)	Categoria sottosuolo	α	u_s (m)	β	k_h	K_{aE}	K_{pE}	K_{aEW}	K_{pEW}
						M1(M2)	M1(M2)	M1(M2)	M1(M2)
0÷1.5	B	1	0.07	0.411	0.0291	0.376 (0.449)	3.039 (2.415)	0.376 (0.449)	3.039 (2.415)
1.5÷5	B	1	0.07	0.411	0.0291	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)
5÷10	B	1	0.07	0.411	0.0291	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)
10÷14	B	1	0.07	0.411	0.0291	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)
14÷20	B	1	0.07	0.411	0.0291	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)
20÷30	B	1	0.07	0.411	0.0291				
>30	B	1	0.07	0.411	0.0291				

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 8.15 - Parametri per l'analisi pseudostatica.

Il prodotto di α per β risulta maggiore di 0.2 (come prescritto al paragrafo 7.11.6.3.1 del DM 14/01/2008).

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico in cui risultano già eseguiti i pali;

Fase 2 – Scavo fino alla quota finale di 5.5 m;

Fase 3 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione dei coefficienti di spinta.

8.2.1. Verifiche strutturali del palo

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

Si riportano di seguito i grafici del momento flettente e del taglio in Figura 8.19 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR per le diverse fasi di calcolo.

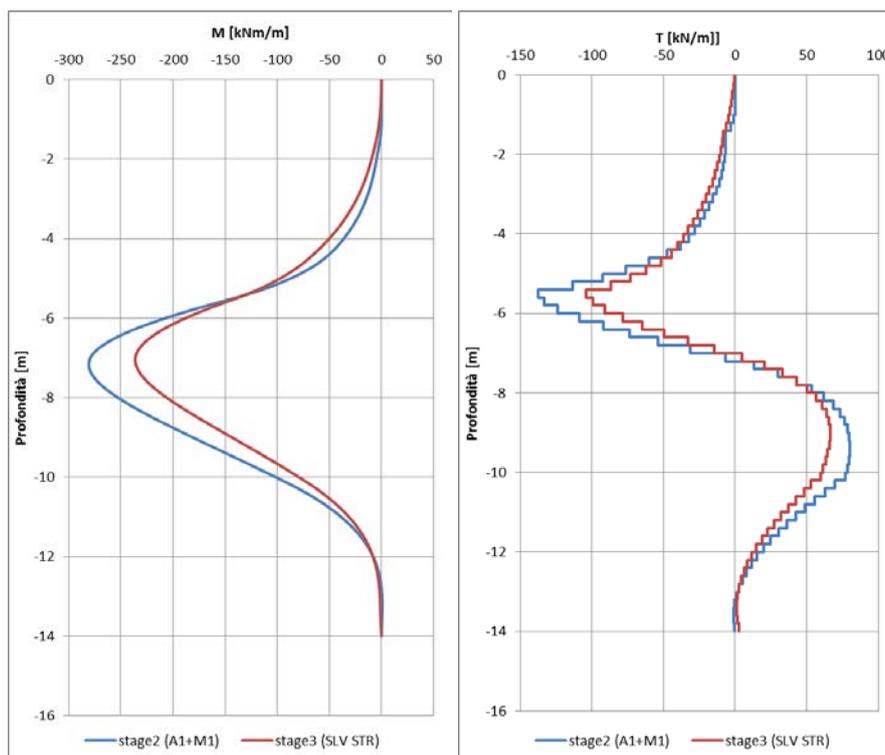


Figura 8.19 – Andamento del momento flettente e del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR per i vari stage di analisi.

In Tabella 8.16 sono riportate le caratteristiche della gabbia di armatura dei pali e le resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

Nella valutazione del momento resistente, si è cautelativamente considerato uno sforzo normale nullo, in Figura 8.20 è riportato il dominio di resistenza della sezione.

Per il calcolo del taglio resistente della sezione è stato utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993) per il calcolo dell'altezza utile della sezione.

Gabbia	As	Spirale	L_{gabbia}	M_{RD}^{SLU}	V_{RD}^{SLU}	M_{ED}^{SLU}	V_{ED}^{SLU}
			[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
1 (0-14m)	12 ϕ 18	ϕ 12/30	14	375	404	281	138

Tabella 8.16 – Armatura dei pali e relative resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

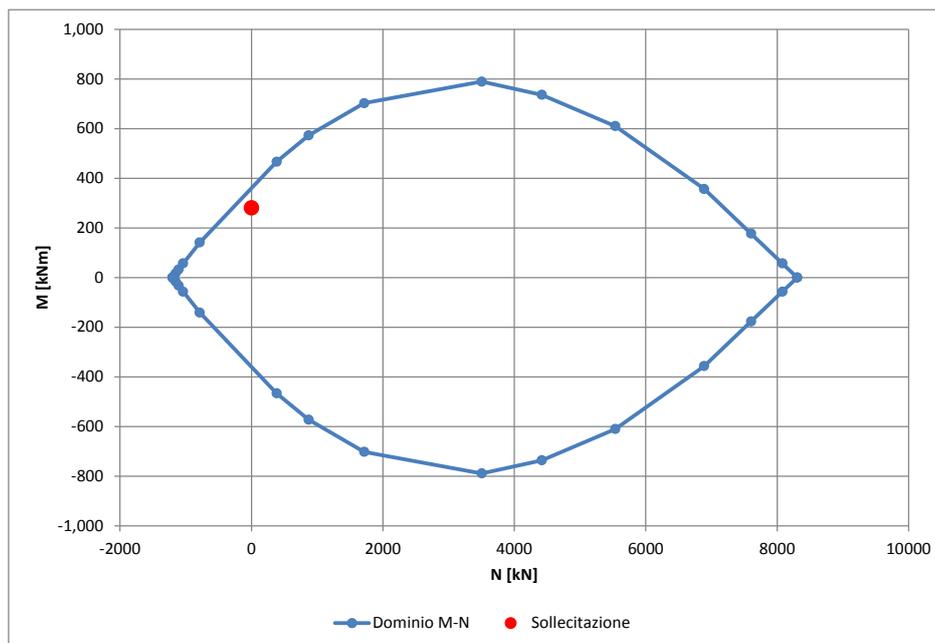


Figura 8.20 – Dominio M-N della sezione e sollecitazione massima.

Per tutte le combinazioni di carico le verifiche risultano soddisfatte in quanto $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$.

8.2.1. Verifiche geotecniche

La verifica del complesso opera-terreno risulta soddisfatta in quanto in ogni momento la spinta mobilitata risulta inferiore della spinta disponibile. In Tabella 8.17 sono riportate le spinte mobilitate e disponibili per i vari stage.

	stage 2 (A2+M2)	stage 3 (SLV GEO)
Spinta mobilitata [kN/m]	1565	1568.5
Spinta disponibile [kN/m]	2880.8	2700.7
Rapporto spinte	0.54	0.58

Tabella 8.17 – Riassunto spinte mobilitate e disponibili.

In Figura 8.21 e in Figura 8.22 sono riportate le analisi di stabilità globale del fronte di scavo eseguite con il metodo di Bishop. Le analisi sono state svolte sia con la combinazione A2+M2 che con la combinazione SLV GEO. I coefficienti di sicurezza ricavati sono riportati in Tabella 8.12 e risultano maggiori di 1.1.

Combinazione	FS
A2+M2+R2	3.008
SLV GEO	2.742

Tabella 8.18 - Coefficienti di sicurezza ricavati dalle analisi di stabilità globale del fronte di scavo.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001

Rev.
A

Foglio
45 di 66

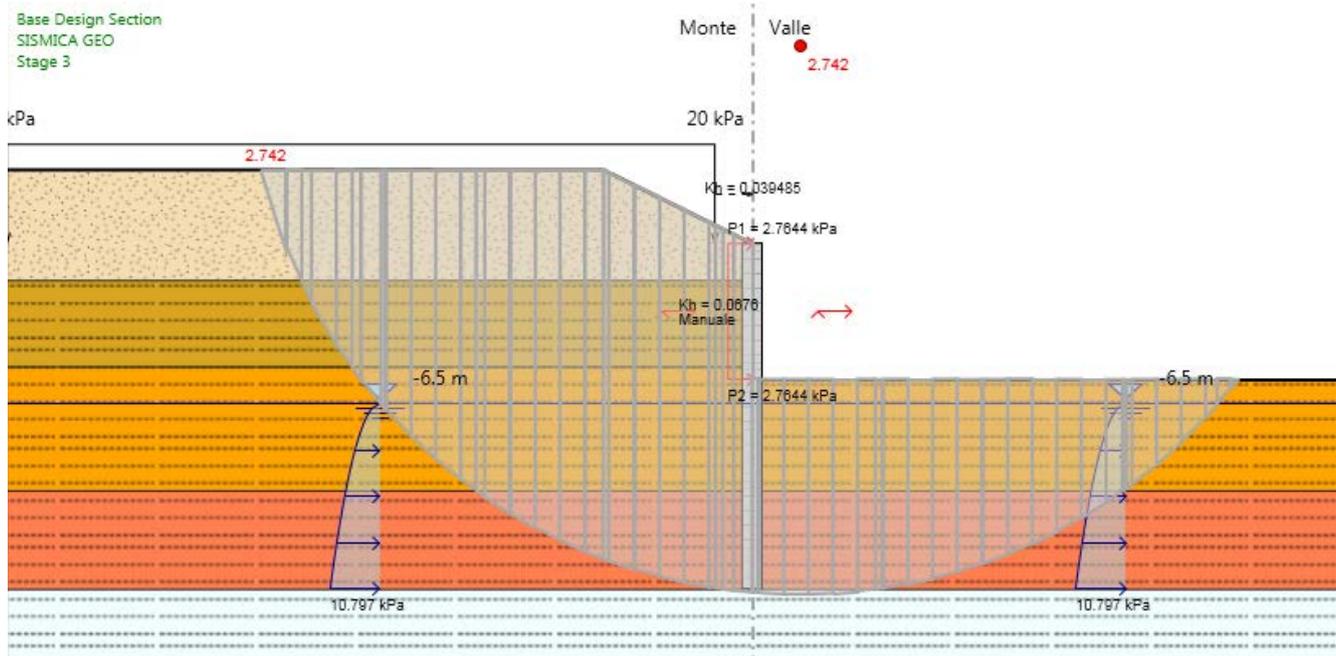


Figura 8.21 - Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione A2+M2.

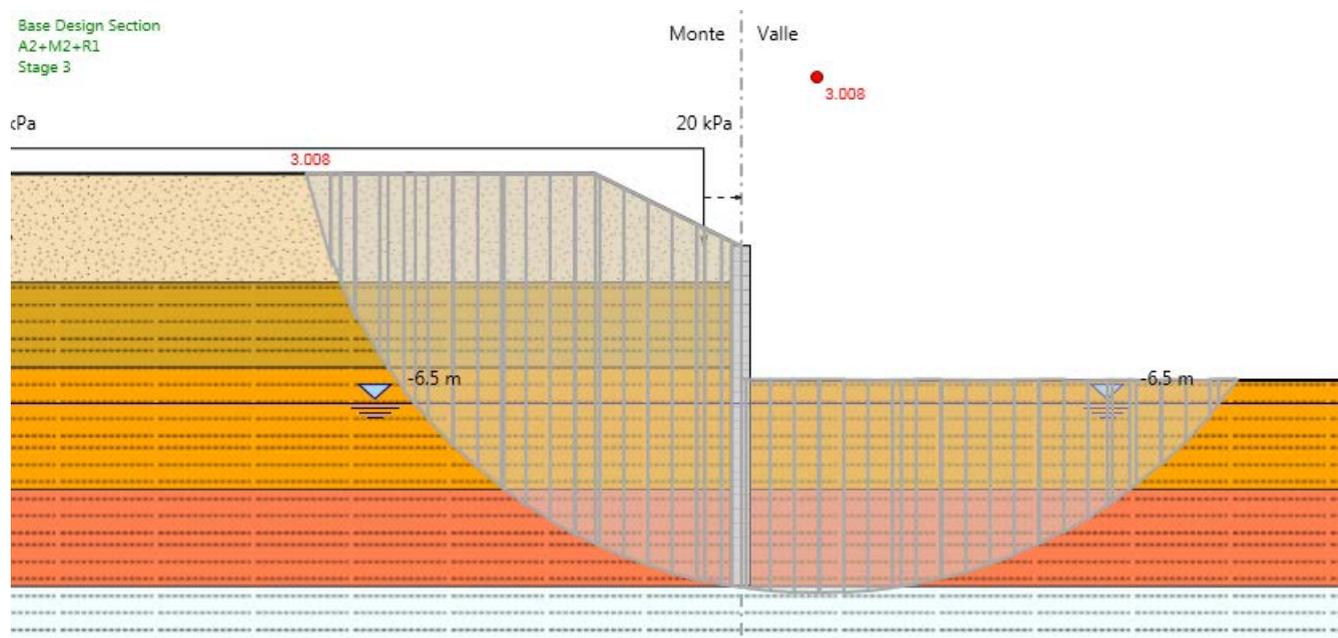


Figura 8.22 – Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione SLV GEO.

8.2.1. Deformazioni

Le deformazioni in fase realizzativa e in esercizio dell'opera sono state valutate con la combinazione SLE.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001

Rev.
A

Foglio
46 di 66

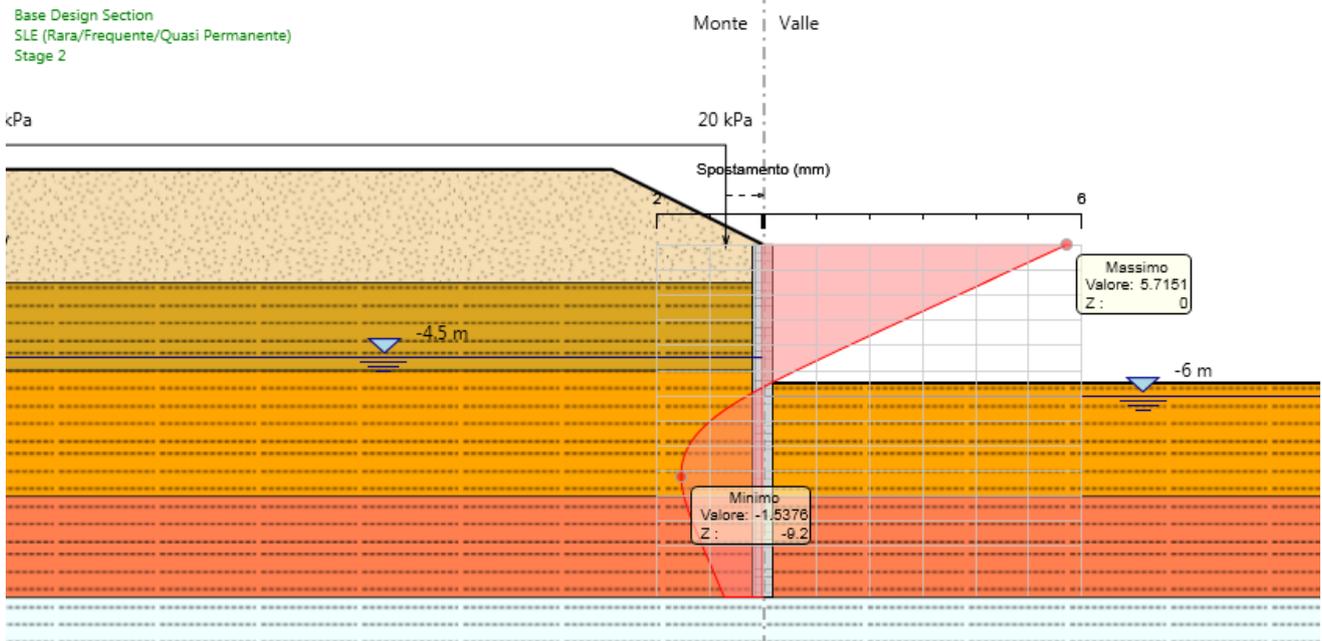


Figura 8.23 – Spostamenti durante lo stage 2.

8.3. Paratia pk 140+462 - Tratto di paratia libera H=10 m

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

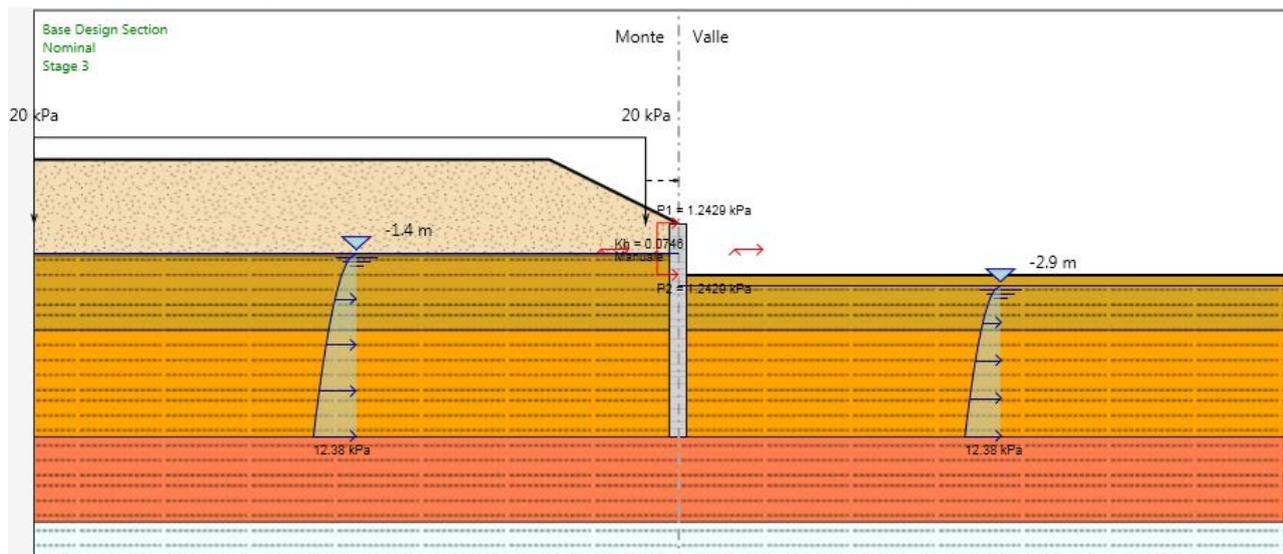


Figura 8.24 – Sezione di verifica per la paratia libera H=10 m.

Si presenta di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo, i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli.

La posizione della falda, durante le fasi di scavo e in esercizio, è stata valutata tenendo conto della presenza dei sistemi di dewatering. Non si è comunque considerato un abbattimento totale, ma per ogni stage di calcolo, si è

tenuto sul lato a monte un livello di 1.5 m superiore rispetto il livello di valle posizionato a 0.5 m al di sotto del piano di scavo.

Tipologia	Pali ϕ 800 passo 1.0 m
Altezza totale paratia	10 m
Altezza di scavo paratia	2.4 \div 0.8 m
Ordini di tiranti	-
Passo orizzontale tiranti	-
Inclinazione piano campagna a monte	2/3
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (da -1.5 m dalla paratia)
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.19 - Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi.

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÷1.5	13.3/18.3	5	23	15.18	20	32	0.5	0.376	3.039
							0.5	(0.449)	(2.415)
1.5÷5	18.9/21.8	10	37	24.42	60	150	0.77	0.205	7.519
							0.77	(0.267)	(4.957)
5÷10	19.6/22.2	20	37	24.42	75	188	0.77	0.205	7.519
							0.77	(0.267)	(4.957)
10÷14	19.6/22.2	30	36	23.76	100	250	0.77	0.215	6.978
							0.77	(0.278)	(4.67)
14÷20	16.6/20.3	30	36	23.76	100	250	0.76	0.215	6.978
							0.76	(0.278)	(4.67)
20÷30	16.6/20.3	50	36	23.76	112	280	0.76		
							0.76		
>30	16.6/20.3	120	36	23.76	150	375	0.76		
							0.76		

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 8.20 - Parametri geotecnici caratteristici.

Terreno (m da p.c.)	Categoria sottosuolo	α	u_s (m)	β	k_h	K_{aE}	K_{pE}	K_{aEW}	K_{pEW}
						M1(M2)	M1(M2)	M1(M2)	M1(M2)
0÷1.5	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.376 (0.449)	3.039 (2.415)	0.376 (0.449)	3.039 (2.415)
1.5÷5	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)
5÷10	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)	0.205 (0.267)	7.519 (4.957)
10÷14	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)
14÷20	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)	0.215 (0.278)	6.978 (4.67)
20÷30	B	1	0.05	0.4536	0.0291				
>30	B	1	0.05	0.4536	0.0291				

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 8.21 - Parametri per l'analisi pseudostatica.

Il prodotto di α per β risulta maggiore di 0.2 (come prescritto al paragrafo 7.11.6.3.1 del DM 14/01/2008).

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico in cui risultano già eseguiti i pali;

Fase 2 – Scavo fino alla quota finale di 2.4 m;

Fase 3 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione dei coefficienti di spinta.

8.3.1. Verifiche strutturali del palo

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

Si riportano di seguito i grafici del momento flettente e del taglio in Figura 8.25 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR per le diverse fasi di calcolo.

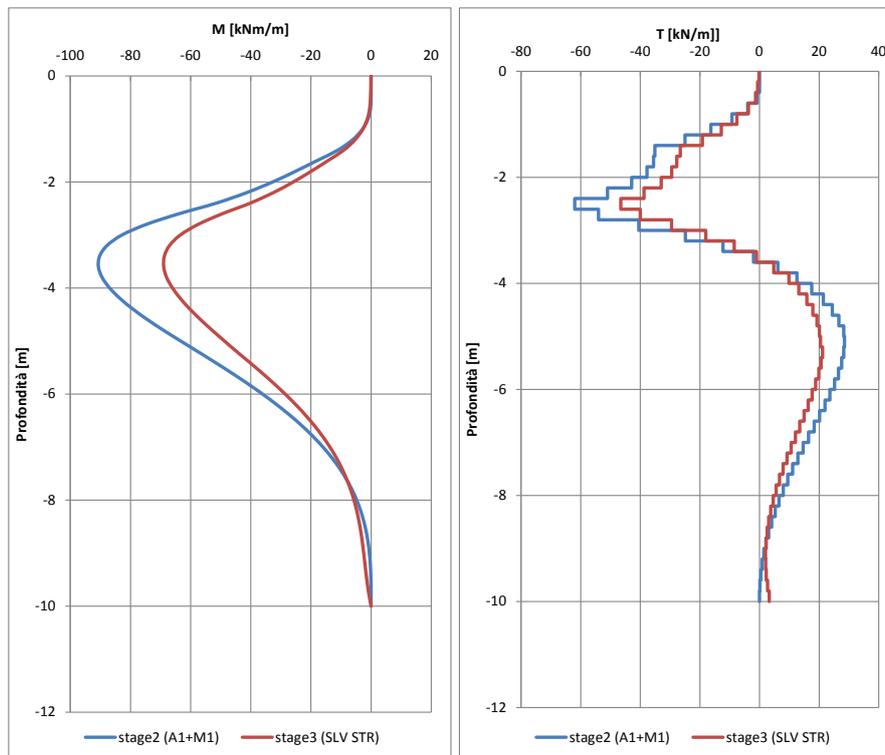


Figura 8.25 – Andamento del momento flettente e del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR per i vari stage di analisi.

In Tabella 8.22 sono riportate le caratteristiche della gabbia di armatura dei pali e le resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

Nella valutazione del momento resistente, si è cautelativamente considerato uno sforzo normale nullo, in Figura 8.26 è riportato il dominio di resistenza della sezione.

Per il calcolo del taglio resistente della sezione è stato utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993) per il calcolo dell'altezza utile della sezione.

Gabbia	As	Spirale	L_{gabbia}	M_{RD}^{SLU}	V_{RD}^{SLU}	M_{ED}^{SLU}	V_{ED}^{SLU}
			[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
1 (0-10m)	10 ϕ 18	ϕ 10/30	10	317	282	91	62

Tabella 8.22 – Armatura dei pali e relative resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

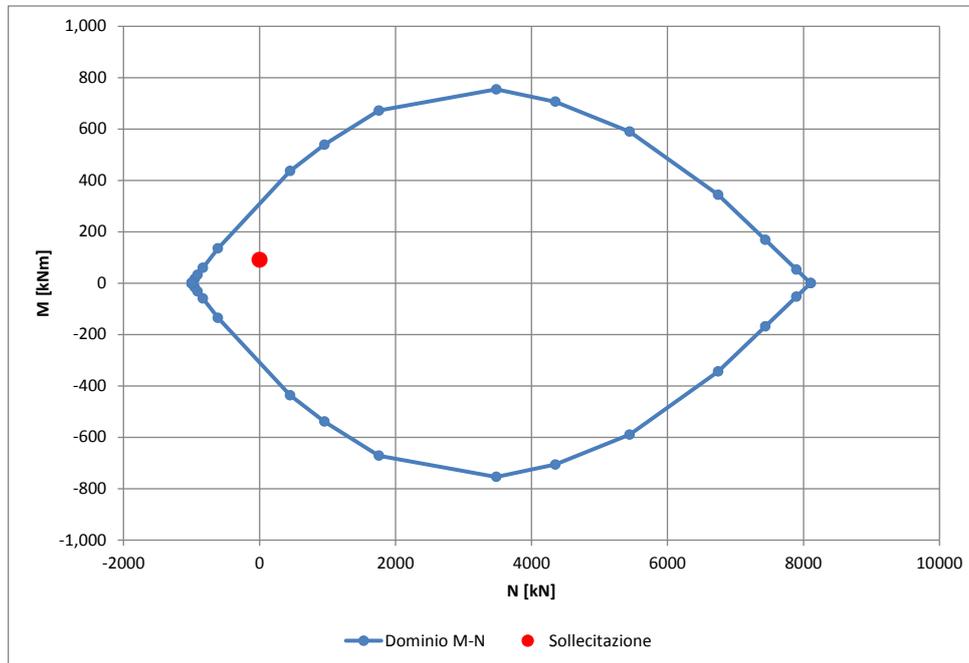


Figura 8.26 – Dominio M-N della sezione e sollecitazione massima.

Per tutte le combinazioni di carico le verifiche risultano soddisfatte in quanto $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$.

8.3.2. Verifiche geotecniche

La verifica del complesso opera-terreno risulta soddisfatta in quanto in ogni momento la spinta mobilitata risulta inferiore della spinta disponibile. In Tabella 8.23 sono riportate le spinte mobilitate e disponibili per i vari stage.

	stage 2 (A2+M2)	stage 3 (SLV GEO)
Spinta mobilitata [kN/m]	919.49	914.99
Spinta disponibile [kN/m]	2192.8	2037.7
Rapporto spinte	0.42	0.45

Tabella 8.23 – Riassunto spinte mobilitate e disponibili.

In Figura 8.27 e in Figura 8.28 sono riportate le analisi di stabilità globale del fronte di scavo eseguite con il metodo di Bishop. Le analisi sono state svolte sia con la combinazione A2+M2 che con la combinazione SLV GEO. I coefficienti di sicurezza ricavati sono riportati in Tabella 8.24 e risultano maggiori di 1.1.

Combinazione	FS
A2+M2+R2	3.561
SLV GEO	3.188

Tabella 8.24 - Coefficienti di sicurezza ricavati dalle analisi di stabilità globale del fronte di scavo.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001

Rev.
A

Foglio
51 di 66

Base Design Section
A2+M2+R1
Stage 3

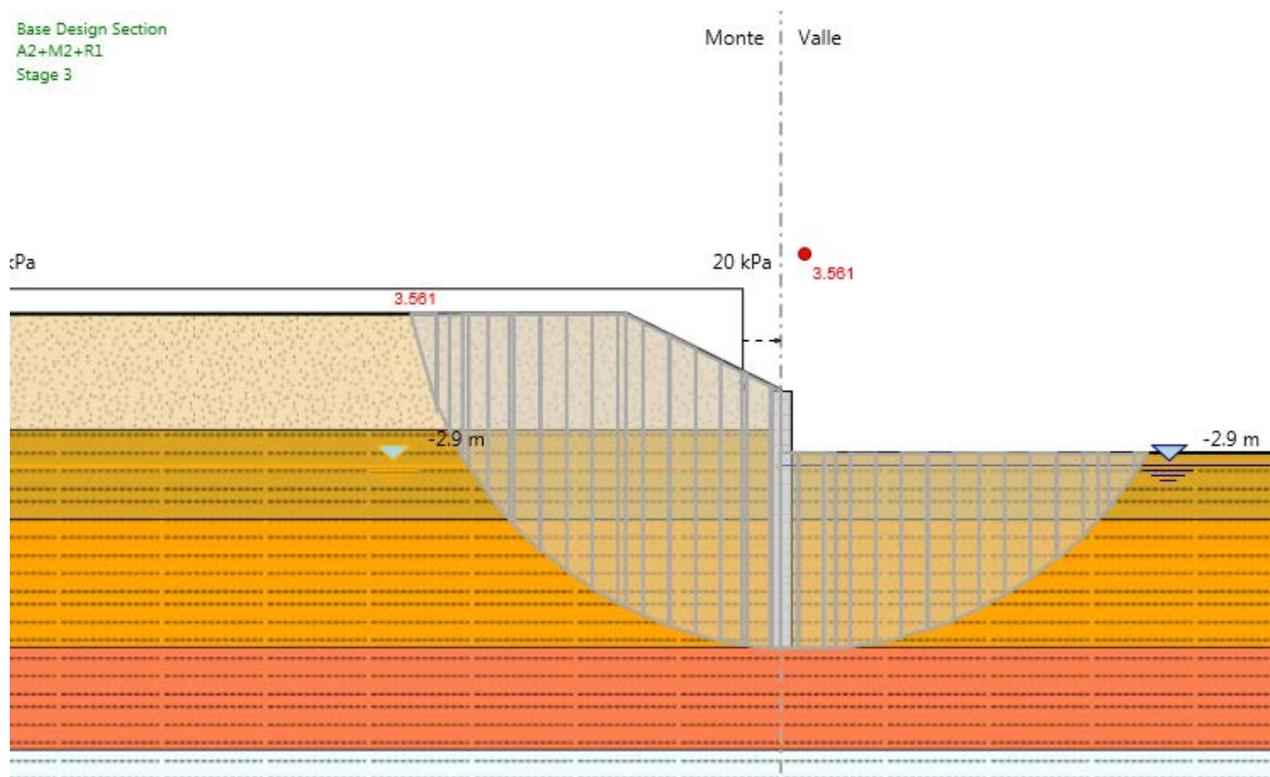


Figura 8.27 - Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione A2+M2.

Base Design Section
SISMICA GEO
Stage 3

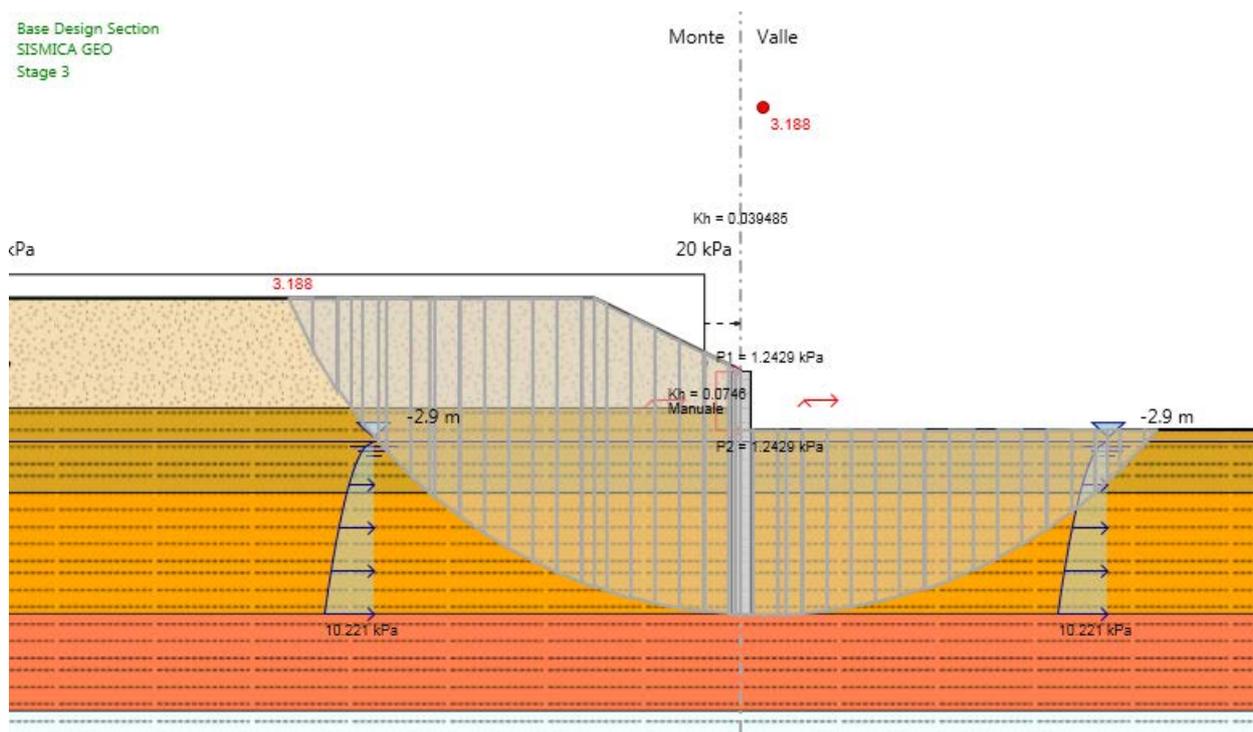


Figura 8.28 - Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione SLV GEO.

8.3.3. Deformazioni

Le deformazioni in fase realizzativa e in esercizio dell'opera sono state valutate con la combinazione SLE.

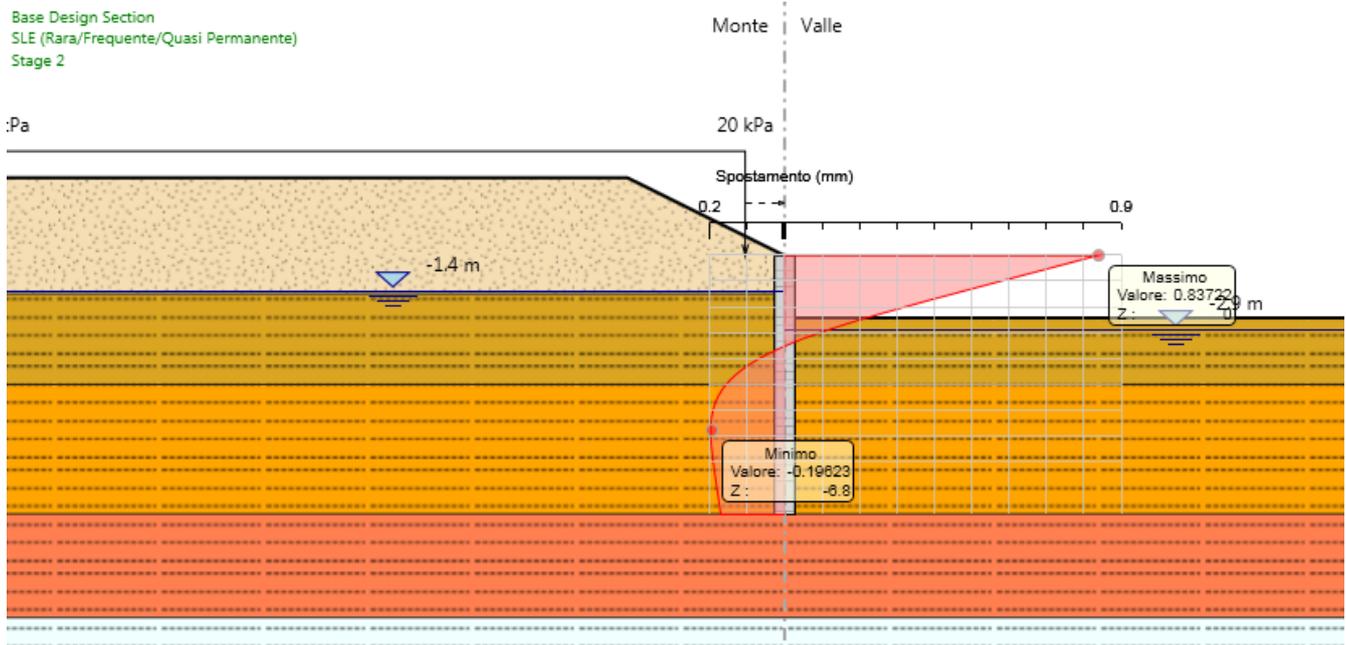


Figura 8.29 – Spostamenti durante lo stage 2.

8.4. Paratia alla pk 140+180 – Tratto di paratia libera H=14 m

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

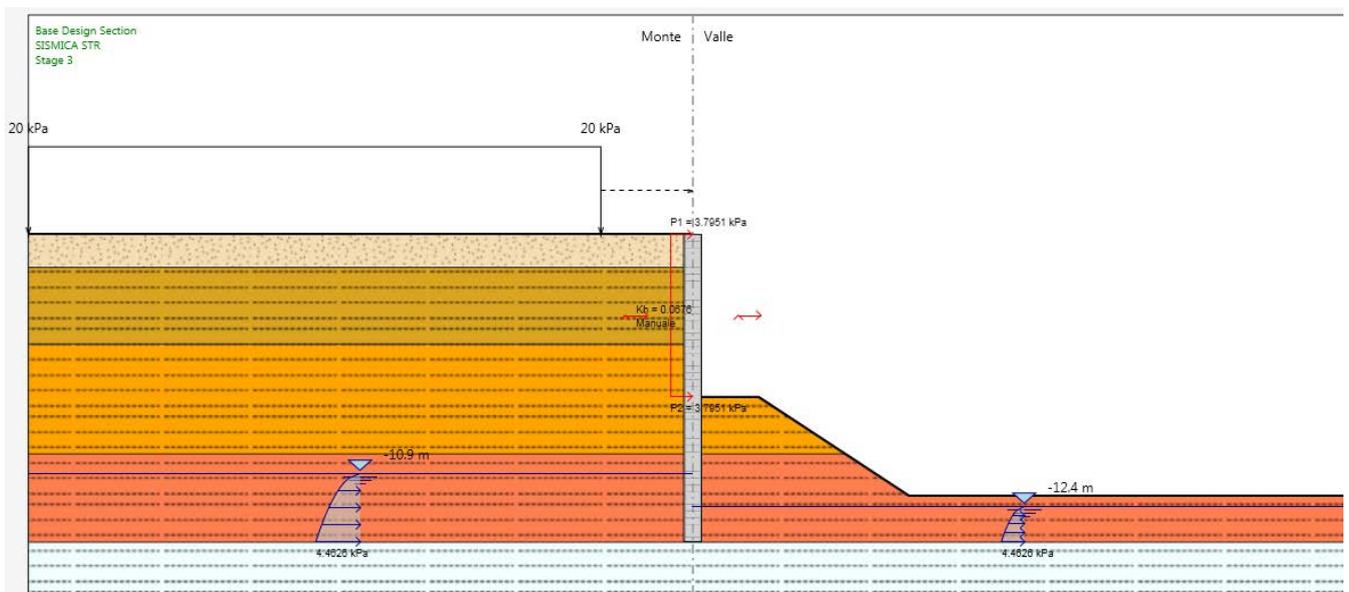
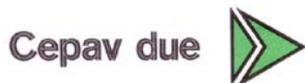


Figura 8.30 – Sezione di verifica per la paratia libera H=10 m.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001Rev.
AFoglio
53 di 66

Si presenta di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo, i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli.

La posizione della falda, durante le fasi di scavo e in esercizio, è stata valutata tenendo conto della presenza dei sistemi di dewatering. Non si è comunque considerato un abbattimento totale, ma per ogni stage di calcolo, si è tenuto sul lato a monte un livello di 1.5 m superiore rispetto il livello di valle posizionato a 0.5 m al di sotto del piano di scavo.

Il sovraccarico permanente e monte della paratia, dovuto all'edificio da preservare, è stato stimato come 10 kPa per piano.

Tipologia	Pali ϕ 800 passo 1.0 m
Altezza totale paratia	14 m
Altezza di scavo paratia	7.4 ÷ 3 m ca.
Ordini di tiranti	-
Passo orizzontale tiranti	-
Inclinazione piano campagna a monte	0°
Inclinazione piano campagna a valle	Tratto di scavo a cielo aperto con inclinazione 2/3
Sovraccarichi permanenti a monte	20 kPa (da -4.15 m dalla paratia)
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	-
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.25 - Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi.

Terreno (m da p.c.)	$\gamma_{dry}/\gamma_{sat}$	c_k	ϕ'_k	δ	E'	E'_{ur}	k_o	K_a	K_p
	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(°)	(MPa)	(MPa)	M1(M2)	M1(M2)	M1(M2)
0÷1.5	13.3/18.3	5	23	15.18	20	32	0.5	0.376	3.039
							0.5	(0.449)	(2.415)
1.5÷5	18.9/21.8	10	37	24.42	60	150	0.77	0.205	7.519
							0.77	(0.267)	(4.957)
5÷10	19.6/22.2	20	37	24.42	75	188	0.77	0.205	6.676
							0.77	(0.267)	(4.458)
10÷14	19.6/22.2	30	36	23.76	100	250	0.77	0.214	3.893
							0.77	(0.277)	(2.717)
14÷20	16.6/20.3	30	36	23.76	100	250	0.76		
							0.76		
20÷30	16.6/20.3	50	36	23.76	112	280	0.76		
							0.76		
>30	16.6/20.3	120	36	23.76	150	375	0.76		
							0.76		

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 8.26 - Parametri geotecnici caratteristici.

Terreno (m da p.c.)	Categoria sottosuolo	α	u_s	β	k_h	K_{aE}	K_{pE}	K_{aEW}	K_{pEW}
						M1(M2)	M1(M2)	M1(M2)	M1(M2)
0÷1.5	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.427	2.888	0.489	2.703
						(0.506)	(2.283)	(0.578)	(2.117)
1.5÷5	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.241	7.242	0.271	6.997
						(0.308)	(4.749)	(0.344)	(4.566)
5÷10	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.241	6.385	0.271	6.138
						(0.308)	(4.236)	(0.343)	(4.046)
10÷14	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.250	3.598	0.281	3.354
						(0.318)	(2.467)	(0.354)	(2.254)
14÷20	B	1	0.05	0.4536	0.0291				
20÷30	B	1	0.05	0.4536	0.0291				
>30	B	1	0.05	0.4536	0.0291				

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 8.27 - Parametri per l'analisi pseudostatica.

Il prodotto di α per β risulta maggiore di 0.2 (come prescritto al paragrafo 7.11.6.3.1 del DM 14/01/2008).

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico in cui risultano già eseguiti i pali;

Fase 2 – Scavo fino alla quota finale di 7.4 m e geometria del pendio a valle inclinato;

Fase 3 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione dei coefficienti di spinta.

8.4.1. Verifiche strutturali del palo

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

Si riportano di seguito i grafici del momento flettente e del taglio in Figura 8.31 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR per le diverse fasi di calcolo.

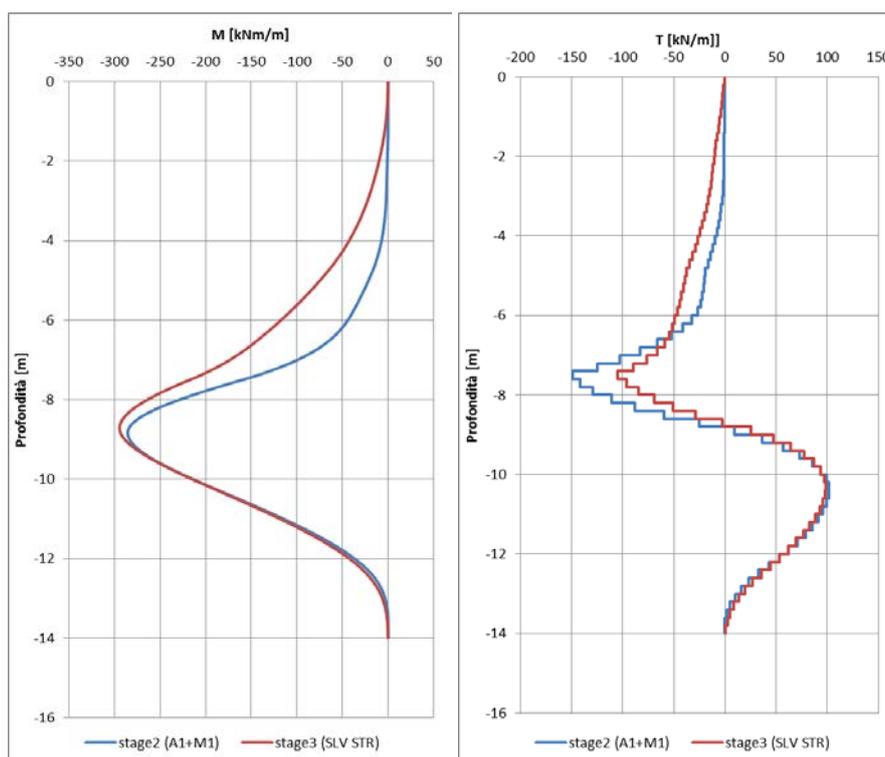


Figura 8.31 – Andamento del momento flettente e del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR per i vari stage di analisi.

In Tabella 8.28 sono riportate le caratteristiche della gabbia di armatura dei pali e le resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

Nella valutazione del momento resistente, si è cautelativamente considerato uno sforzo normale nullo, in Figura 8.32 è riportato il dominio di resistenza della sezione.

Per il calcolo del taglio resistente della sezione è stato utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993) per il calcolo dell'altezza utile della sezione.

Gabbia	As	Spirale	L_{gabbia}	M_{RD}^{SLU}	V_{RD}^{SLU}	M_{ED}^{SLU}	V_{ED}^{SLU}
			[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
1 (0-14m)	12 ϕ 18	ϕ 12/30	14	375	404	294	149

Tabella 8.28 – Armatura dei pali e relative resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

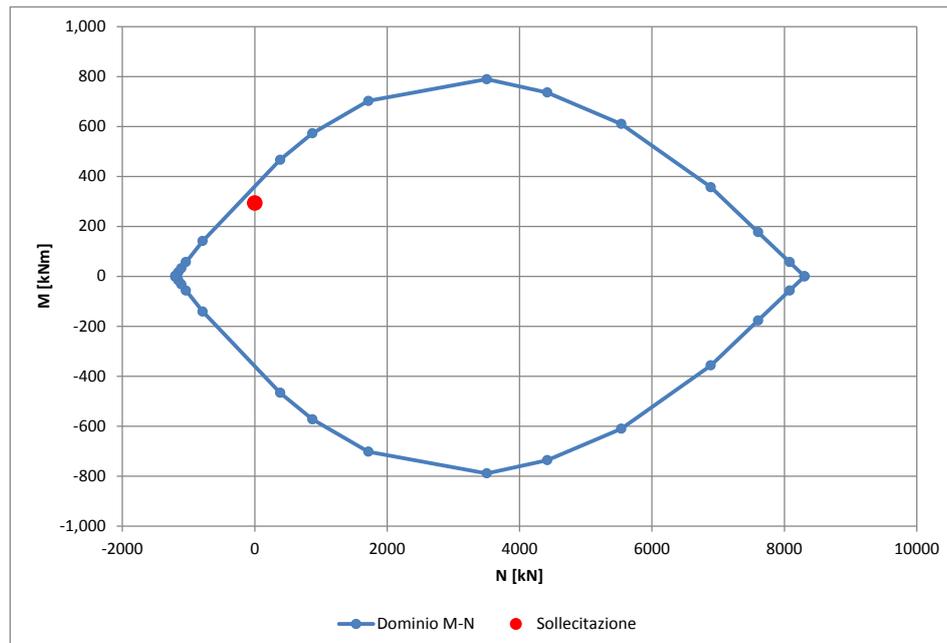


Figura 8.32 – Dominio M-N della sezione e sollecitazione massima.

Per tutte le combinazioni di carico le verifiche risultano soddisfatte in quanto $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$.

8.4.2. Verifiche geotecniche

La verifica del complesso opera-terreno risulta soddisfatta in quanto in ogni momento la spinta mobilitata risulta inferiore della spinta disponibile. In Tabella 8.29 sono riportate le spinte mobilitate e disponibili per i vari stage.

	stage 2 (A2+M2)	stage 3 (SLV GEO)
Spinta mobilitata [kN/m]	919.49	914.99
Spinta disponibile [kN/m]	2192.8	2037.7
Rapporto spinte	0.42	0.45

Tabella 8.29 – Riassunto spinte mobilitate e disponibili.

In Figura 8.33 e in Figura 8.34 sono riportate le analisi di stabilità globale del fronte di scavo eseguite con il metodo di Bishop. Le analisi sono state svolte sia con la combinazione A2+M2 che con la combinazione SLV GEO. I coefficienti di sicurezza ricavati sono riportati in Tabella 8.30 e risultano maggiori di 1.1.

Combinazione	FS
A2+M2+R2	3.561
SLV GEO	3.188

Tabella 8.30 - Coefficienti di sicurezza ricavati dalle analisi di stabilità globale del fronte di scavo.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001

Rev.
A

Foglio
57 di 66

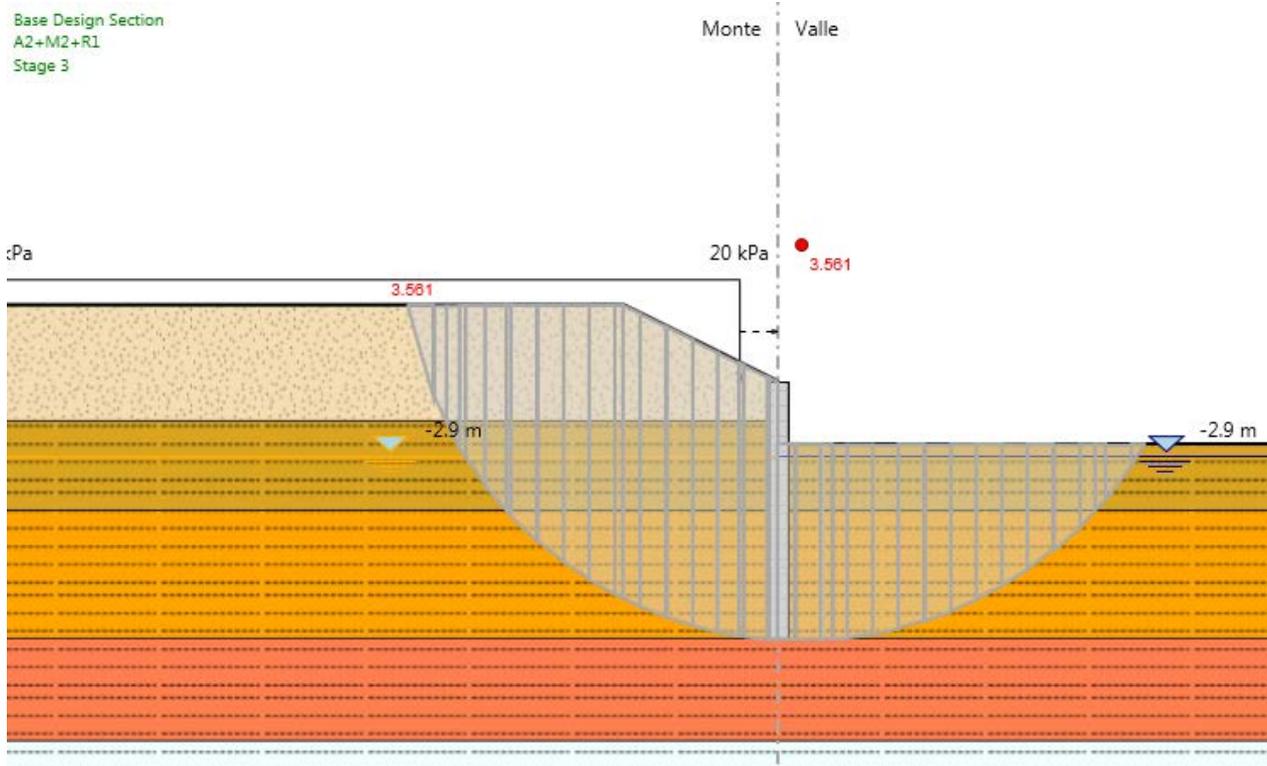


Figura 8.33 - Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione A2+M2.

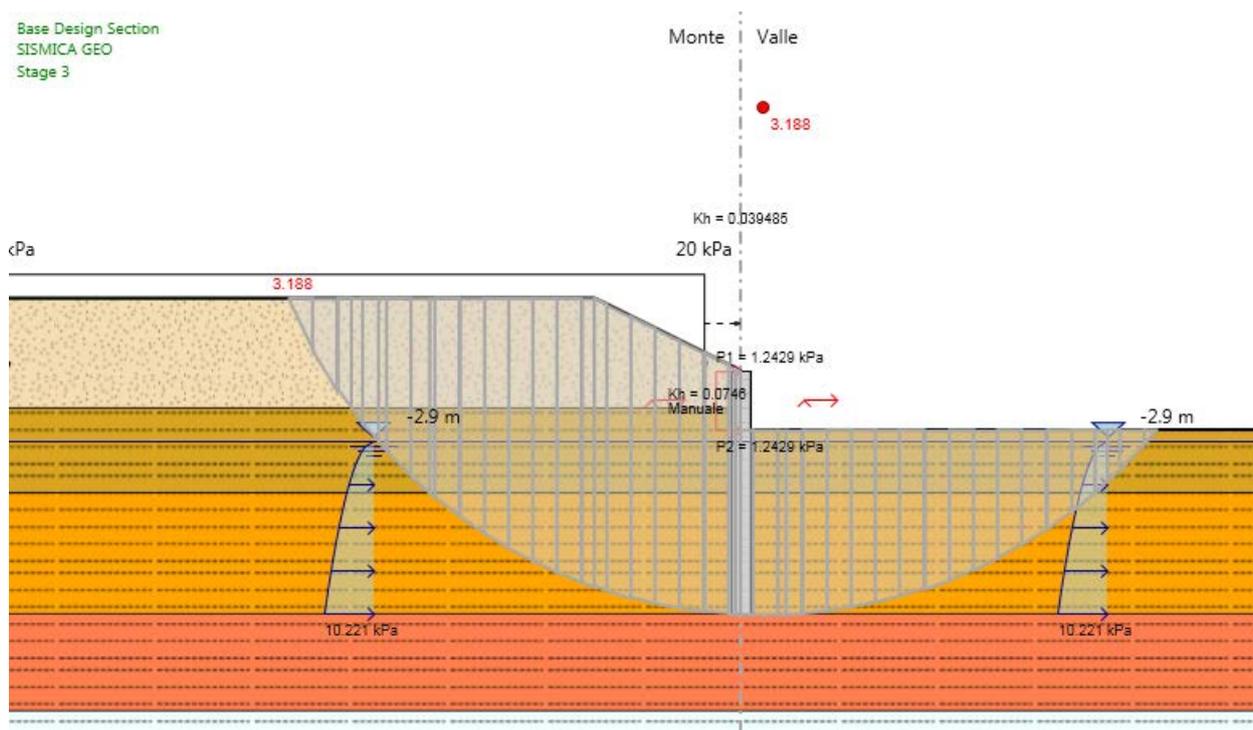


Figura 8.34 – Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione SLV GEO.

8.4.3. Deformazioni

Le deformazioni in fase realizzativa e in esercizio dell'opera sono state valutate con la combinazione SLE.

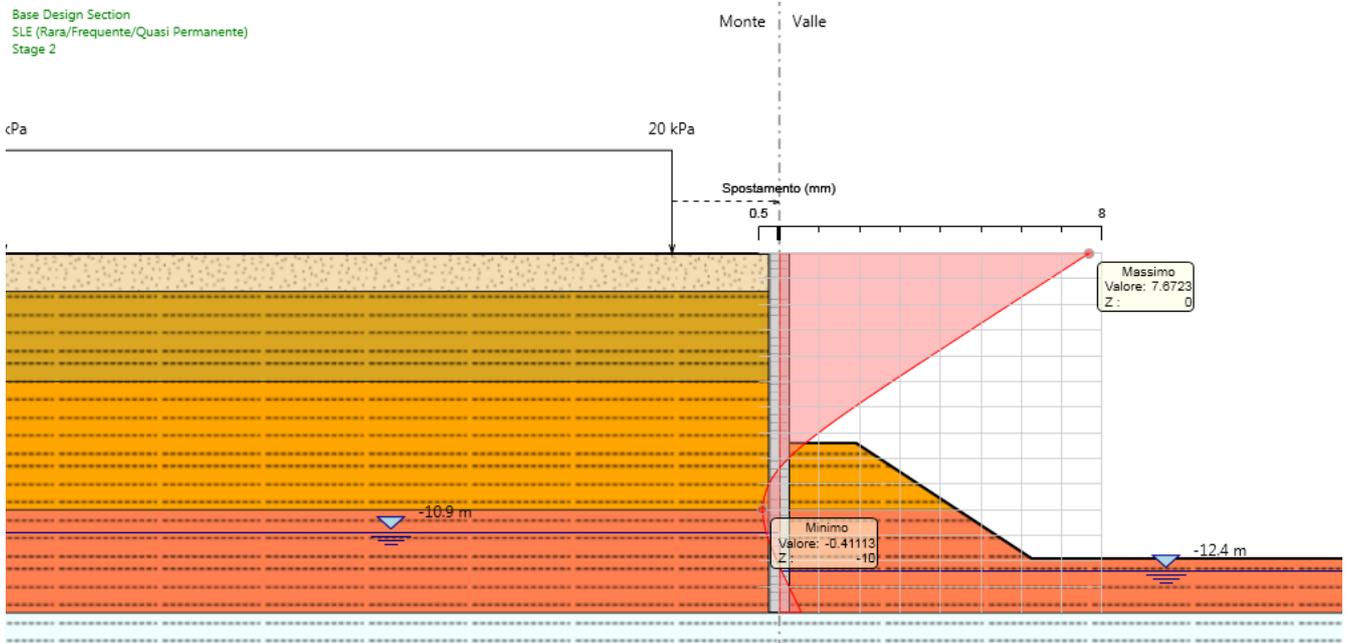


Figura 8.35 - Spostamenti durante lo stage 2.

8.5. Paratia alla pk 140+180 – Tratto di paratia libera H=8 m

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

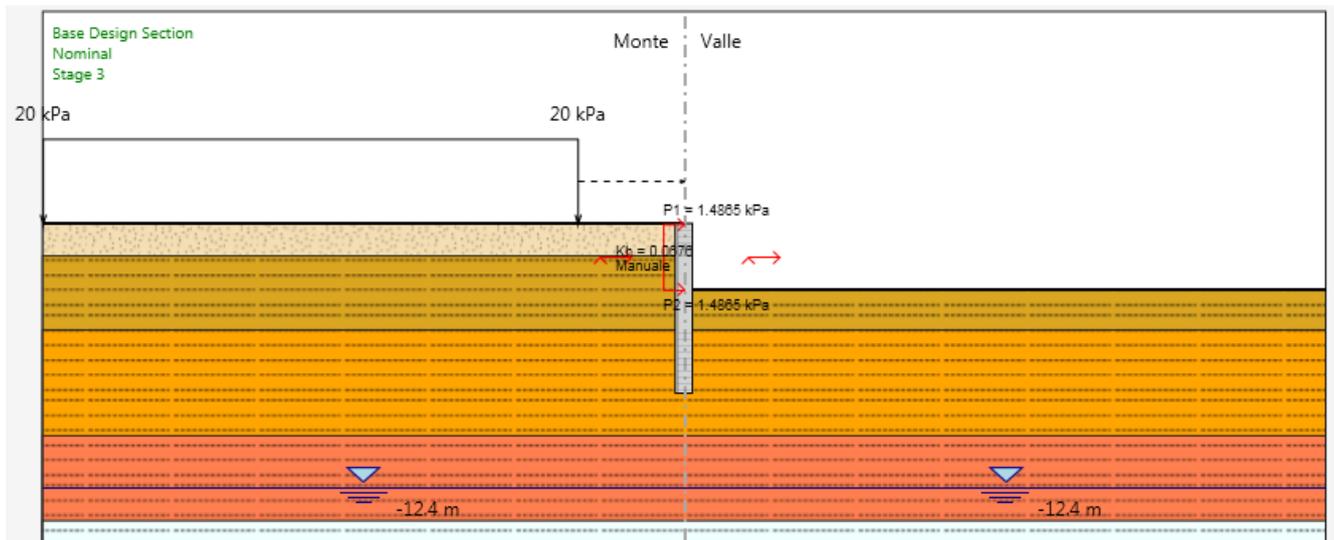


Figura 8.36 – Sezione di verifica per la paratia libera H=10 m.

Si presenta di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo, i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli.

La posizione della falda, durante le fasi di scavo e in esercizio, non è stata considerata interferente con la paratia.

Il sovraccarico permanente e monte della paratia, dovuto all'edificio da preservare, è stato stimato come 10 kPa per piano.

Tipologia	Pali ϕ 800 passo 1.0 m
Altezza totale paratia	8 m
Altezza di scavo paratia	3.1 m ca.
Ordini di tiranti	-
Passo orizzontale tiranti	-
Inclinazione piano campagna a monte	0°
Inclinazione piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti a monte	20 kPa (da -5 m dalla paratia)
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	-
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.31 - Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi.

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÷1.5	13.3/18.3	5	23	15.18	20	32	0.5	0.376	3.039
							0.5	(0.449)	(2.415)
1.5÷5	18.9/21.8	10	37	24.42	60	150	0.77	0.205	7.519
							0.77	(0.267)	(4.957)
5÷10	19.6/22.2	20	37	24.42	75	188	0.77	0.205	7.519
							0.77	(0.267)	(4.957)
10÷14	19.6/22.2	30	36	23.76	100	250	0.77	0.215	6.978
							0.77	(0.278)	(4.67)
14÷20	16.6/20.3	30	36	23.76	100	250	0.76	0.215	6.978
							0.76	(0.278)	(4.67)
20÷30	16.6/20.3	50	36	23.76	112	280	0.76		
							0.76		
>30	16.6/20.3	120	36	23.76	150	375	0.76		
							0.76		

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 8.32 - Parametri geotecnici caratteristici.

Terreno (m da p.c.)	Categoria sottosuolo	α	u_s (m)	β	k_h	K_{aE}	K_{pE}	K_{aEW}	K_{pEW}
						M1(M2)	M1(M2)	M1(M2)	M1(M2)
0÷1.5	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.427 (0.506)	2.888 (2.283)	0.489 (0.578)	2.703 (2.117)
1.5÷5	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.241 (0.308)	7.242 (4.749)	0.271 (0.344)	6.997 (4.566)
5÷10	B	1	0.05	0.4536	0.0291	0.241 (0.308)	7.242 (4.749)	0.271 (0.343)	7.003 (4.57)
10÷14	B	1	0.05	0.4536	0.0291				
14÷20	B	1	0.05	0.4536	0.0291				
20÷30	B	1	0.05	0.4536	0.0291				
>30	B	1	0.05	0.4536	0.0291				

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 8.33 - Parametri per l'analisi pseudostatica.

Il prodotto di α per β risulta maggiore di 0.2 (come prescritto al paragrafo 7.11.6.3.1 del DM 14/01/2008).

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico in cui risultano già eseguiti i pali;

Fase 2 – Scavo fino alla quota finale di 3.1 m;

Fase 3 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione dei coefficienti di spinta.

8.5.1. Verifiche strutturali del palo

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

Si riportano di seguito i grafici del momento flettente e del taglio in Figura 8.37 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR per le diverse fasi di calcolo.

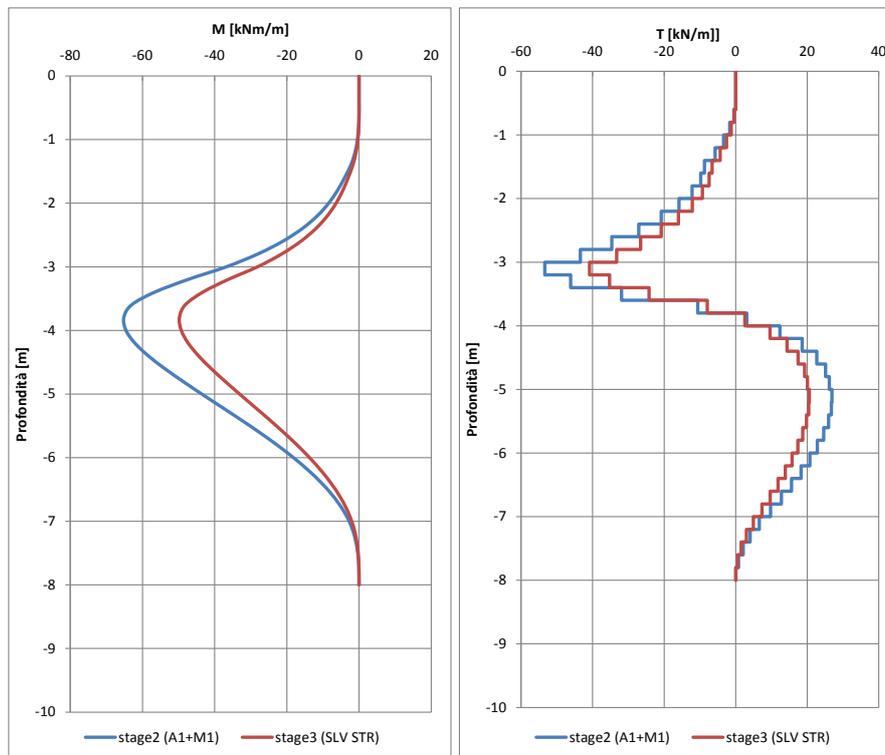


Figura 8.37 – Andamento del momento flettente e del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR per i vari stage di analisi.

In Tabella 8.34 sono riportate le caratteristiche della gabbia di armatura dei pali e le resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

Nella valutazione del momento resistente, si è cautelativamente considerato uno sforzo normale nullo, in Figura 8.32 è riportato il dominio di resistenza della sezione.

Per il calcolo del taglio resistente della sezione è stato utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993) per il calcolo dell'altezza utile della sezione.

Gabbia	As	Spirale	L_{gabbia}	M_{RD}^{SLU}	V_{RD}^{SLU}	M_{ED}^{SLU}	V_{ED}^{SLU}
			[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
1 (0-8m)	10 ϕ 18	ϕ 10/30	10	317	282	65	53

Tabella 8.34 – Armatura dei pali e relative resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

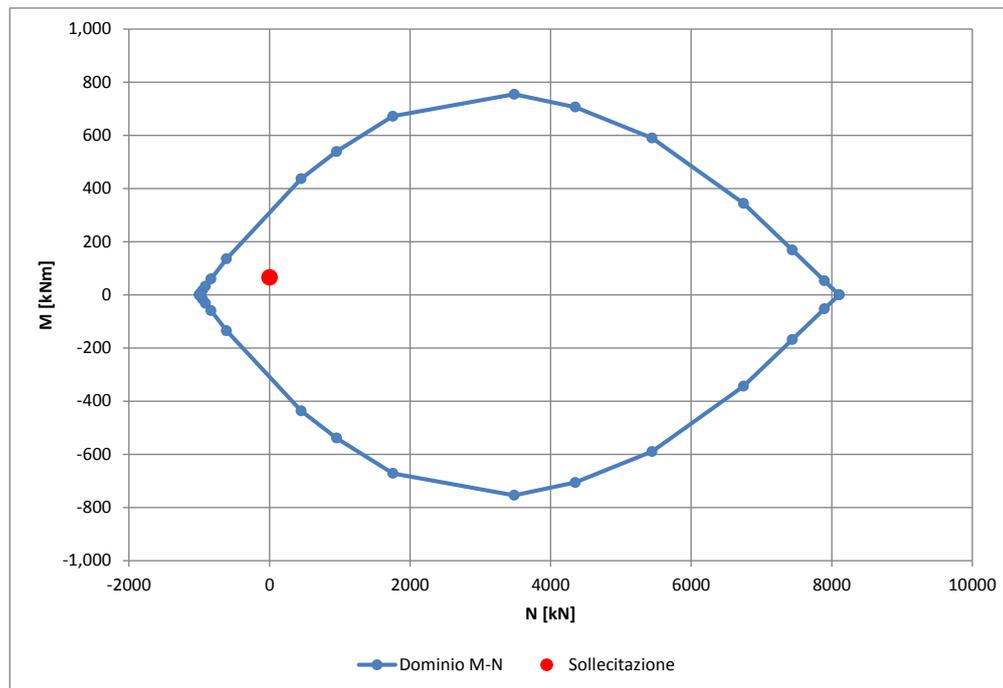


Figura 8.38 – Dominio M-N della sezione e sollecitazione massima.

Per tutte le combinazioni di carico le verifiche risultano soddisfatte in quanto $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$.

8.5.2. Verifiche geotecniche

La verifica del complesso opera-terreno risulta soddisfatta in quanto in ogni momento la spinta mobilitata risulta inferiore della spinta disponibile. In Tabella 8.35 sono riportate le spinte mobilitate e disponibili per i vari stage.

	stage 2 (A2+M2)	stage 3 (SLV GEO)
Spinta mobilitata [kN/m]	390.38	380.48
Spinta disponibile [kN/m]	1540.4	1481.7
Rapporto spinte	0.25	0.26

Tabella 8.35 – Riassunto spinte mobilitate e disponibili.

In Figura 8.39 e in Figura 8.40 sono riportate le analisi di stabilità globale del fronte di scavo eseguite con il metodo di Bishop. Le analisi sono state svolte sia con la combinazione A2+M2 che con la combinazione SLV GEO. I coefficienti di sicurezza ricavati sono riportati in Tabella 8.30 e risultano maggiori di 1.1.

	FS
A2+M2	4.730
SLV GEO	4.259

Tabella 8.36 - Coefficienti di sicurezza ricavati dalle analisi di stabilità globale del fronte di scavo.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 160 1 001

Rev.
A

Foglio
63 di 66

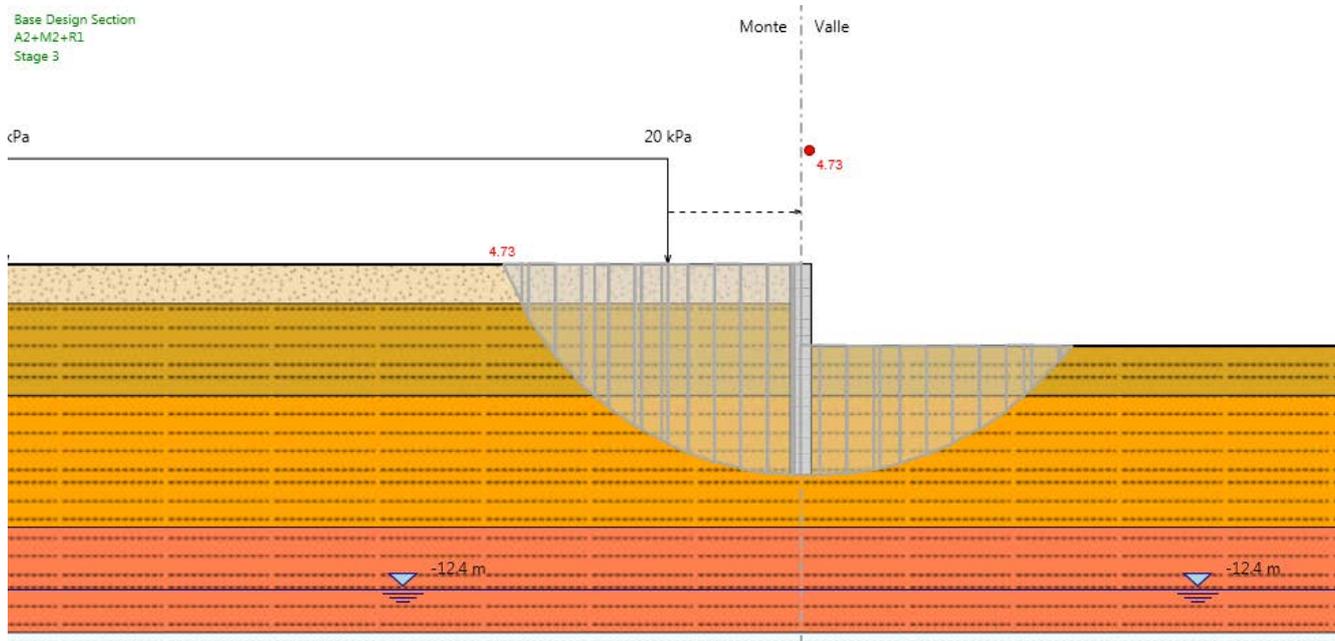


Figura 8.39 - Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione A2+M2.

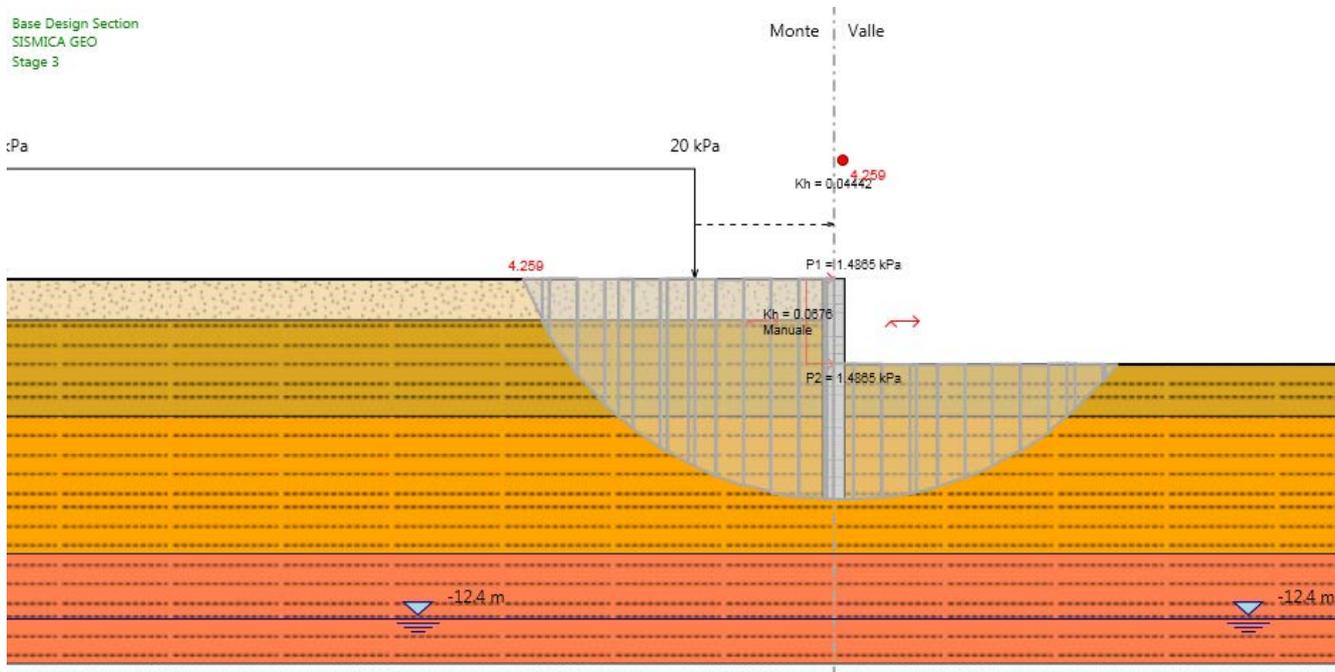


Figura 8.40 – Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione SLV GEO.

8.5.3. Deformazioni

Le deformazioni in fase realizzativa e in esercizio dell'opera sono state valutate con la combinazione SLE.

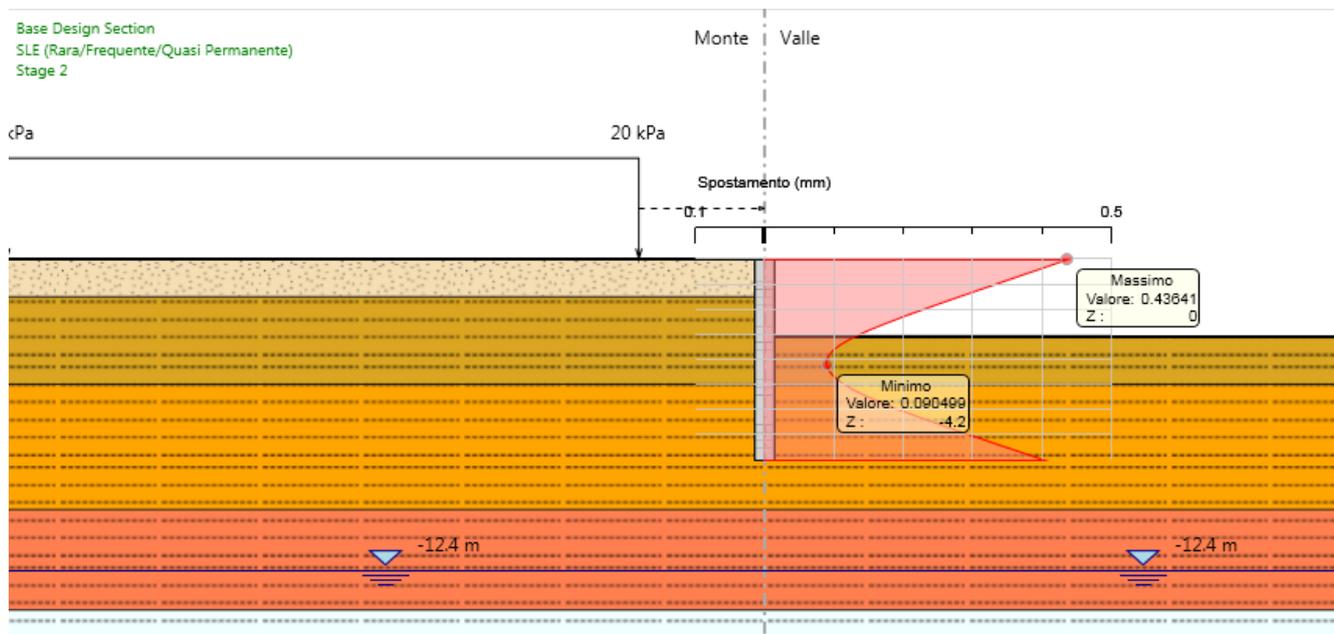


Figura 8.41 - Spostamenti durante lo stage 2.

9. VERIFICHE DI STABILITÀ DEGLI SCAVI A CIELO APERTO

In Figura 9.1 è riportata la geometria degli scavi analizzati, corrispondente alla sezione in corrispondenza delle paratie di pali alla progressiva 140+462.85 ca. per un'altezza di scavo di 18.37 m

Gli scavi sono realizzati su banchi dell'altezza di 6 m e pendenza 2/3 intervallati da berme della larghezza di 2 m per migliorare la stabilità del fronte di scavo.

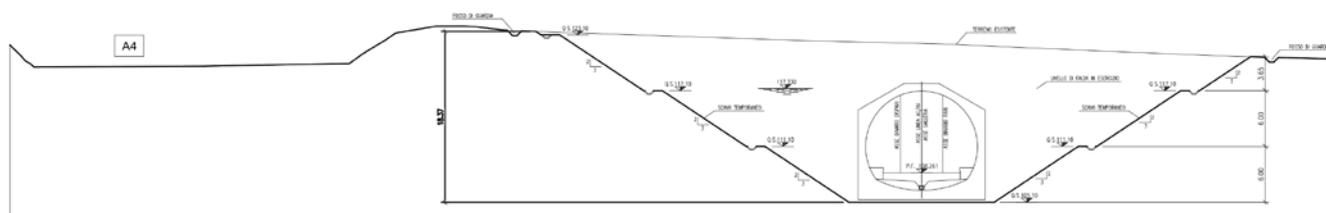


Figura 9.1 – Sezione di scavo analizzata.

In Tabella 9.1 sono riportati i parametri utilizzati nelle analisi.

Terreno (m da p.c.)	$\gamma_{dry}/\gamma_{sat}$ (kN/m ³)	c_k (kPa)	ϕ'_k (°)	E' (MPa)	E'_{ur} (MPa)	k_0 M1(M2)
0÷1.5	13.3/18.3	5	23	20	32	0.5 0.5
1.5÷5	18.9/21.8	10	37	60	150	0.77 0.77
5÷10	19.6/22.2	20	37	75	188	0.77 0.77
10÷14	19.6/22.2	30	36	100	250	0.77 0.77
14÷20	16.6/20.3	30	36	100	250	0.76 0.76
20÷30	16.6/20.3	50	36	112	280	0.76 0.76
>30	16.6/20.3	120	36	150	375	0.76 0.76

γ = peso dell'unità di volume

c'_k = coesione efficace (valore caratteristico)

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

E' = modulo di Young

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

k_0 = coefficiente di spinta a riposo

Tabella 9.1 – Parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi.

La falda è stata fatta variare linearmente da 0.5 m al di sotto del fondo scavo fino a -5 m dal piano campagna circa in corrispondenza del ciglio degli scavi.

In Tabella 9.2 sono riportati i fattori di sicurezza calcolati per le combinazioni di carico A2+M2 e SLV GEO.

Combinazione	FS
A2+M2+R2	1.498
SLV GEO	1.355

Tabella 9.2 – Fattori di sicurezza di stabilità degli scavi a cielo aperto.

In entrambi i casi le verifiche risultano soddisfatte in quanto il fattore di sicurezza risulta maggiore di 1.1.
Infine in Figura 9.2 e in Figura 9.3 sono illustrate le superfici critiche relative alle due combinazioni di carico.

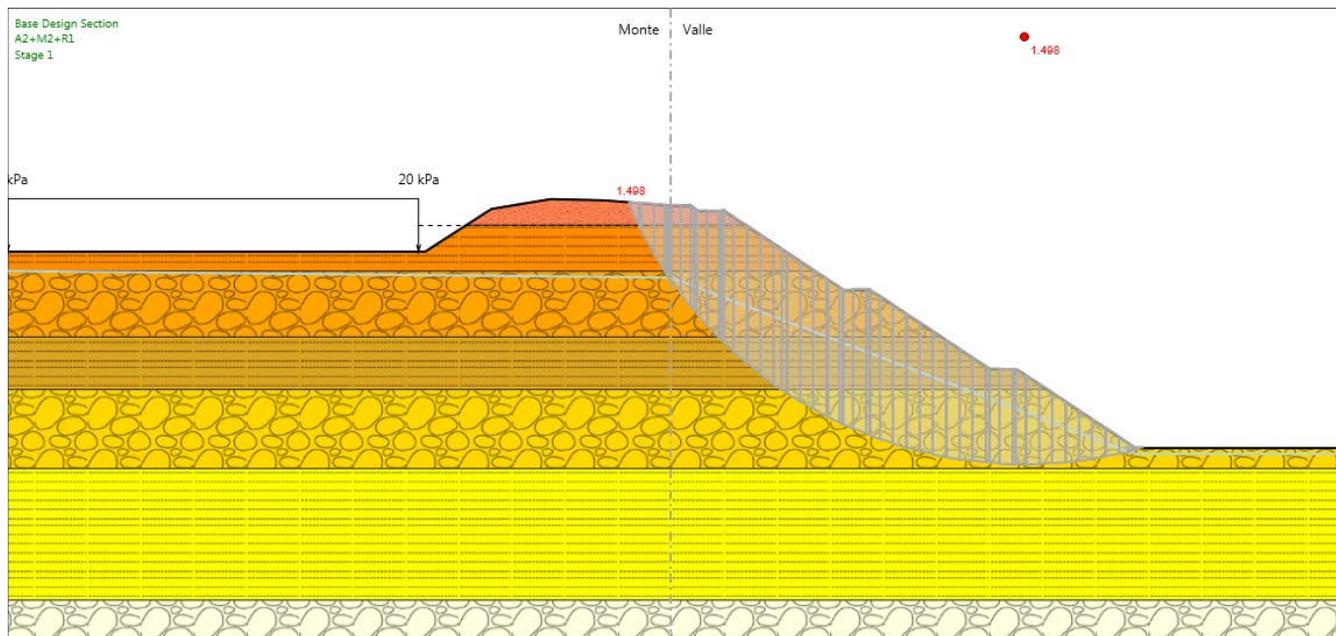


Figura 9.2 – Superficie critica per la combinazione A2+M2+R2.

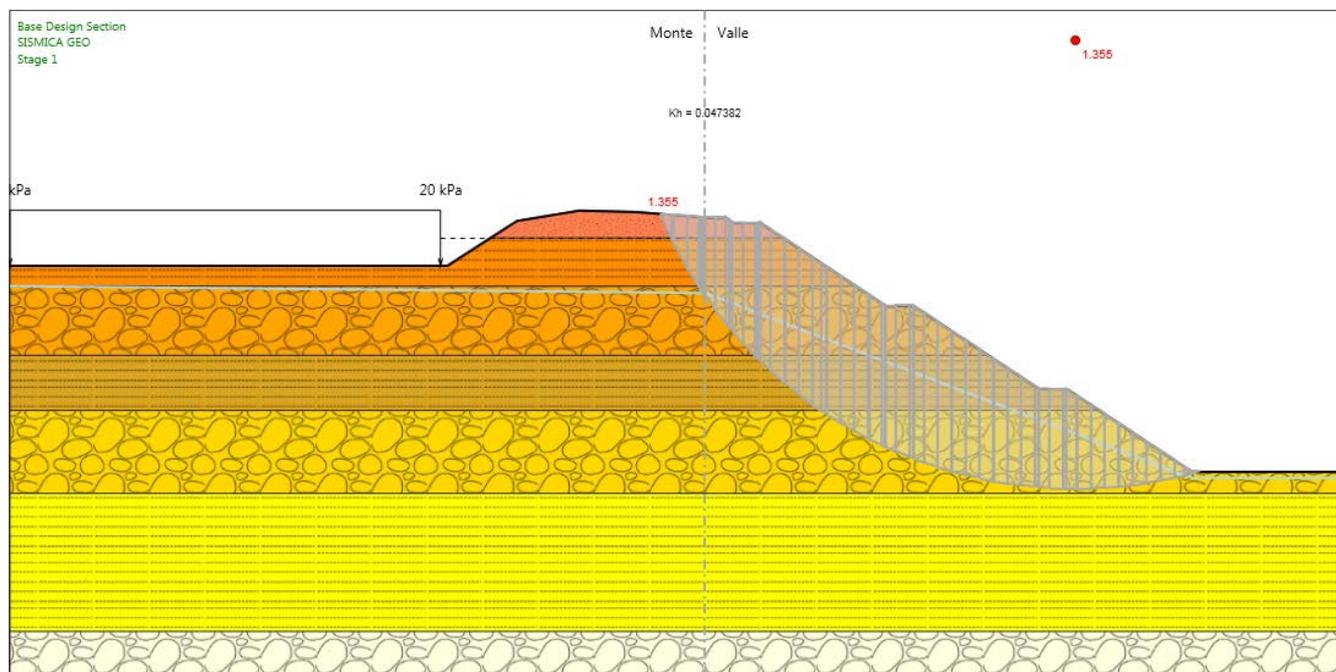


Figura 9.3 – Superficie critica per la combinazione SLV GEO.