

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

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

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65)

alla Pk 141+021.64

Relazione di calcolo opere provvisionali e cunicolo di collegamento

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio <i>(Ing. T. Taranta)</i> Data: _____	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	G A 6 5 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE							IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	REGE	13/11/18	MERLINI	13/11/18	13/11/18	 Data: 13.11.18
B							
C							

CIG. 751447334A File: ANOR11EE2CLGA6500001A_02.doc



CUP: F81H91000000008

INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
1.1.	OGGETTO E SCOPO	4
1.2.	BREVE DESCRIZIONE DEL PROGETTO.....	4
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1.	ELABORATI DI PROGETTO ESECUTIVO.....	5
2.2.	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	5
2.3.	BIBLIOGRAFIA	6
2.4.	SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO.....	6
3.	DESCRIZIONE DELLE OPERE E FASI ESECUTIVE.....	7
4.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	11
5.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	13
5.1.1.	<i>Definizione della stratigrafia di riferimento.....</i>	<i>13</i>
5.1.2.	<i>Andamento della falda.....</i>	<i>13</i>
5.1.3.	<i>Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici</i>	<i>13</i>
6.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI.....	14
7.	SOFTWARE DI CALCOLO	16
7.1.	PARATIE PLUS.....	16
7.2.	RS2.....	18
8.	POZZO DI USCITA.....	20
8.1.	STATI LIMITE	20
8.1.1.	<i>Azioni.....</i>	<i>20</i>
8.1.2.	<i>Dimensionamento delle opere di sostegno</i>	<i>20</i>
8.2.	OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIALI.....	23
8.3.	ANALISI NUMERICHE.....	25
8.3.1.	<i>Verifiche strutturali dei pali</i>	<i>47</i>
8.3.2.	<i>Verifiche strutturali dei puntoni del telaio metallico.....</i>	<i>51</i>
8.3.3.	<i>Verifiche strutturali delle travi di ripartizione.....</i>	<i>52</i>

8.3.4. Verifiche geotecniche.....	53
8.3.5. Deformazioni	54
9. CUNICOLO DI COLLEGAMENTO	56
9.1. STATI LIMITE	56
9.2. RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	56
9.3. RIVESTIMENTO DEFINITIVO	56
9.3.1. Stato limite ultimo a pressoflessione.....	56
9.3.2. Stato limite ultimo a taglio	57
9.3.3. Stato limite di esercizio alla fessurazione.....	57
9.3.4. Stato limite di esercizio di limitazione delle tensioni.....	58
9.3.5. Interventi di presostegno	59
9.3.6. Analisi numeriche	60
9.3.7. Geometria	60
9.3.8. Parametri geotecnici	60
9.3.9. Caratteristiche dei rivestimenti.....	60
9.3.10. Fasi di calcolo	61
9.3.11. Analisi dei risultati	63
9.3.12. Verifiche statiche	68
9.3.12.1. Rivestimento provvisorio.....	68
9.3.12.2. Rivestimento definitivo.....	69

1. INTRODUZIONE

1.1. Oggetto e scopo

Nella presente relazione si riportano le analisi e le verifiche delle opere di sostegno provvisorie e delle opere relative al cunicolo di collegamento che si rendono necessarie per la realizzazione dell'uscita di sicurezza (GA65) della galleria naturale San Giorgio in Salici prevista nell'ambito del progetto della linea A.V. – A.C. Torino – Venezia lungo la tratta Milano – Verona.

Per la realizzazione dell'uscita di sicurezza si rendono infatti necessari degli interventi di sostegno provvisori con pali di grosso diametro per lo scavo dei due pozzi di uscita, e la realizzazione di due brevi cunicoli di collegamento tra la galleria di linea San Giorgio e i pozzi stessi.

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 alla progressiva 141+021.64 è prevista la realizzazione di un'uscita di sicurezza nel tratto della galleria naturale. L'uscita di sicurezza verrà realizzata attraverso lo scavo di due pozzi laterali rispetto alla galleria in cui verranno alloggiati i vani scale e due cunicoli di collegamento tra la galleria San Giorgio e i pozzi stessi.

A piano campagna verranno realizzati due torrini di uscita e un piazzale esterno asfaltato per l'accesso dei mezzi.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

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

2.1. Elaborati di Progetto Esecutivo

Nel seguito si riporta l'elenco elaborati della WBS GA65, di cui la presente relazione costituisce parte integrante.

Codifica documento	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GA65)
INOR11EE2ROGA6500002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione generale
INOR11EE2CLGA6500001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione di calcolo opere provvisionali e cunicolo di collegamento
INOR11EE2CLGA6500002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione di calcolo opere provvisionali e cunicolo di collegamento - Allegati numerici
INOR11EE2CLGA6500003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione di calcolo strutture interne
INOR11EE2CLGA6500004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione di calcolo strutture interne - Allegati numerici
INOR11EE2PZGA6501001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Opere provvisionali di scavo - Planimetria, sezioni e sviluppate
INOR11EE2WBGA6501001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Sezioni di scavo - Cunicolo di collegamento
INOR11EE2BZGA6500001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Carpenteria centina - Cunicolo di collegamento
INOR11EE2BZGA6500002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Carpenteria metallica - Telaio di contrasto
INOR11EE2BZGA6500003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Carpenteria - Tav. 1/2
INOR11EE2BZGA6500004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Carpenteria - Tav. 2/2
INOR11EE2BGA6500001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Carpenteria - Prospetti
INOR11EE2BZGA6500005	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Armatura - Pali
INOR11EE2BGA6500003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Armature - Tav. 1/2
INOR11EE2BGA6500004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Armature - Tav. 2/2
INOR11EE2BGA6500002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Armatura - Cunicolo di collegamento
INOR11EE2ROGA6500001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione di confronto PD/PE
INOR11EE24TGA6500001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Tabella materiali

2.2. Normative e raccomandazioni

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

2.3. 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

2.4. 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;

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE E FASI ESECUTIVE

Alla progressiva 141+021.64 verrà realizzata un'uscita di sicurezza per consentire l'evacuazione sia dalla via di fuga del binario pari che del binario dispari. A tale scopo, ai lati della galleria naturale verranno realizzati due pozzi a pianta quadrata nei quali verranno collocati i vani scala delle uscite e che saranno collegati alla galleria naturale attraverso due cunicoli scavati in naturale a partire dalla galleria.

Nella seguente figura è riportata la planimetria dei pozzi di uscita.

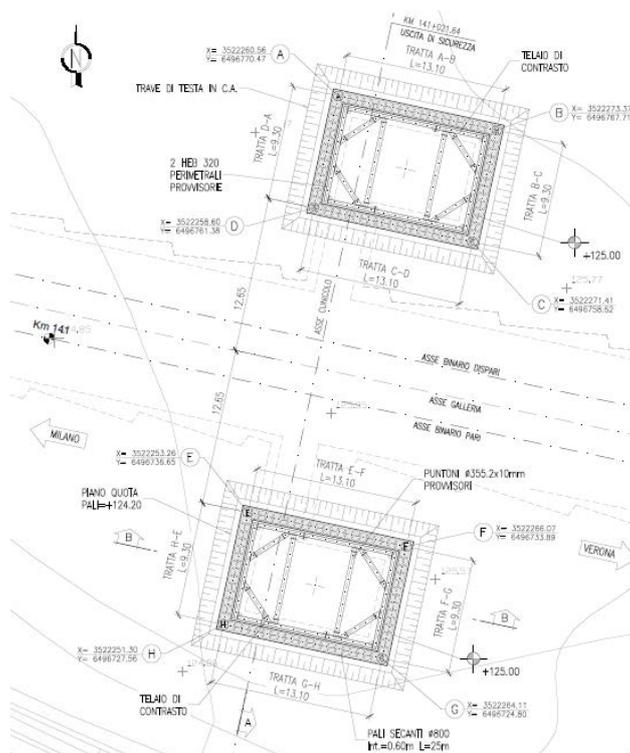
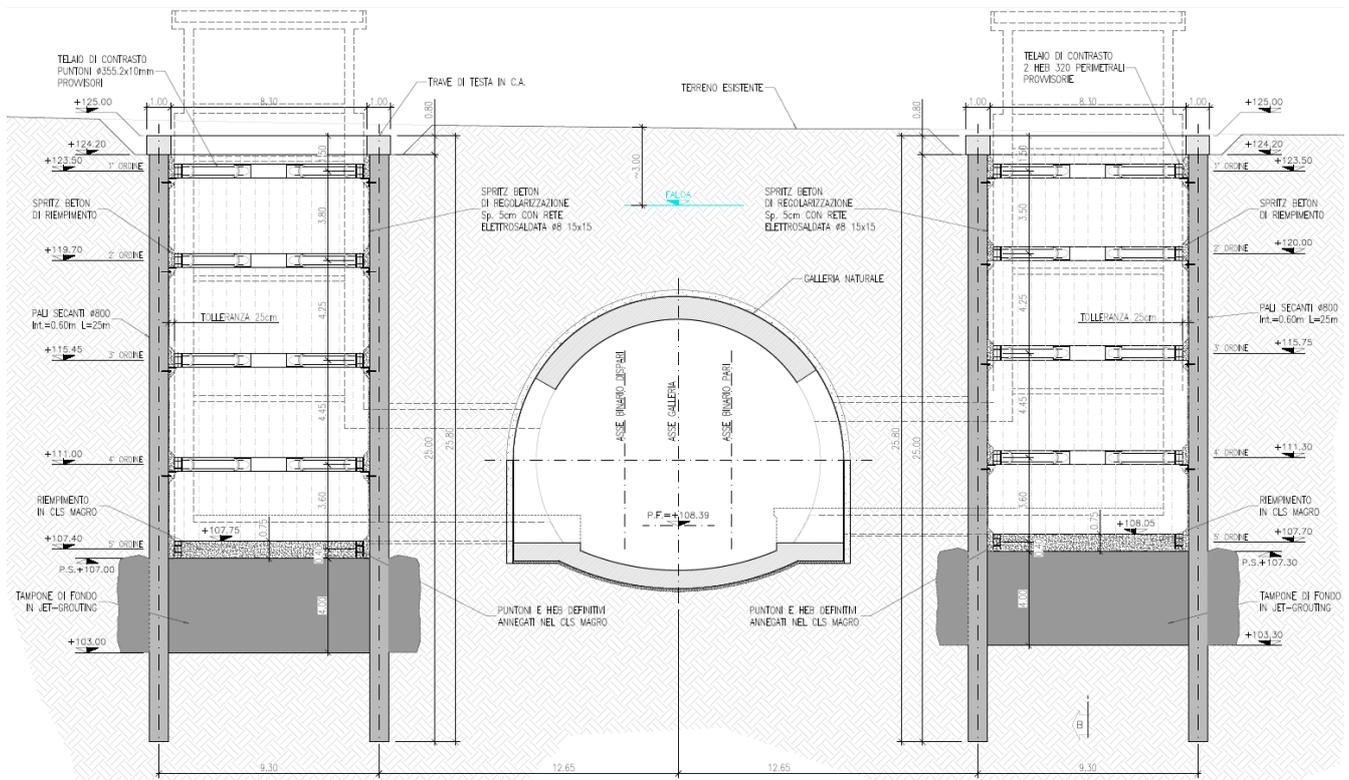


Figura 3.1 – Planimetria di scavo galleria artificiale San Giorgio est.

La dimensione dei pozzi è di 9.3 x 13.10 m per una profondità di scavo di circa 18 m. Lo scavo dei pozzi verrà realizzato sotto falda e sarà sostenuto in fase provvisoria da una paratia perimetrale di pali secanti del diametro di 800 mm a passo 0.6 m e lunghezza 25 m. I pali saranno resi solidali in testa per mezzo di una trave di coronamento in calcestruzzo armato e saranno contrastati da 4 ordini di telai di contrasto più un'ulteriore ordine posizionato a fondo scavo.

Per impermeabilizzare la struttura è inoltre prevista la realizzazione di un tampone di fondo in jet-grouting dello spessore minimo di 4 m da realizzarsi dalla superficie prima dell'esecuzione dei pali.

In Figura 3.2 è riportata una sezione degli interventi relativi allo scavo dei pozzi dell'uscita di emergenza.



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001Rev.
AFoglio
9 di 71

4. rimozione del secondo livello di contrasto;
5. realizzazione della struttura interna comprensiva del quarto e del quinto pianerottolo della rampa scale fino alla ripresa di getto al di sotto del primo livello di contrasto;
6. rimozione del primo livello di contrasto e completamento della struttura.

Non potranno quindi essere rimossi i livelli di contrasto prima della realizzazione della sottostante struttura definitiva.

Per quanto riguarda i cunicoli di collegamento, questi verranno realizzati con uno scavo in naturale a partire dall'interno della galleria in seguito alla realizzazione del rivestimento definitivo della galleria stessa, lasciando un risparmio in corrispondenza dei cunicoli. La lunghezza di cunicoli è di circa 6 m, la sezione di scavo prevede l'esecuzione di infilaggi metallici in calotta, barre cementate in VTR al fronte, e la posa di centine 2 IPN 180 a passo 1 m con 25 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato al contorno del cavo. In Figura 3.3 sono riportate le sezioni di scavo trasversale e longitudinale del cunicolo di collegamento.

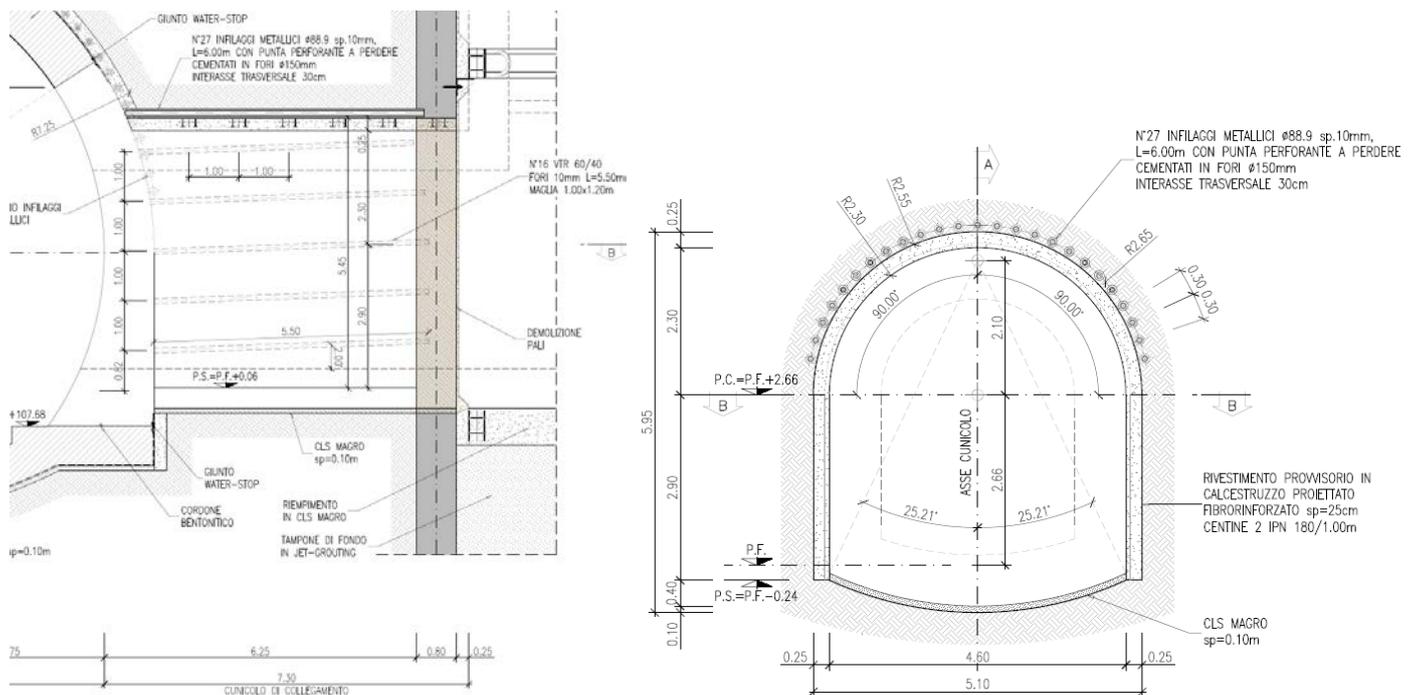


Figura 3.3 – Sezioni di scavo del cunicolo di collegamento.

In seguito i cunicoli verranno completati con la realizzazione di un rivestimento definitivo in calcestruzzo armato dello spessore di 80 cm con impermeabilizzazione full round come illustrato in Figura 3.4.

4. 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.

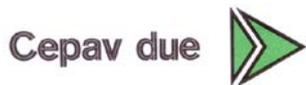
Nell'area occupata dai depositi alluvionali (Olocene) del fiume Tione non sono stati eseguiti sondaggi, tuttavia, alla pk 139+609, nei pressi del Fiume Tionello che scorre più ad Est, si evince che le piane fluviali sono costituite da sabbia fine da limosa ad argillosa con resti vegetali negli strati 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 650 0 001

Rev.
A

Foglio
12 di 71

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.

5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

In corrispondenza dell'uscita di sicurezza, 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 5.1:

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.]
AV-SO-CH-03	2017-2018	140+949.01	124.63	29	3	N	Sondaggio, SPT, cross-hole	-
38SAPZ	2014	141+058.29	126.377	25	4	S	Sondaggio con piezometro a tubo aperto	18 - 25
S33-XA202G173	2002	141+058.89	126.409	30	10	S	Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT, Lefranc, Menard, pocket penetrometer, vane test	21 - 24

Tabella 5.1 - Indagini geognostiche considerate nella caratterizzazione geotecnica.

Tali sondaggi sono posizionati a cavallo dell'uscita di sicurezza e riportano valori piuttosto coerenti tra di loro, indicante una certa omogeneità dell'area.

Per quanto riguarda le elaborazioni geotecniche e maggiori dettagli sulle analisi eseguite, fare riferimento alla relativa Relazione Geotecnica INOR11EE2RBGN0400001.

5.1.1. Definizione della stratigrafia di riferimento

I sondaggi sopra elencati mostrano prevalentemente la presenza di uno strato superficiale dello spessore di circa 5/6 m costituito da sabbie limose con la presenza di ghiaia, e successivamente a quote inferiori ai 5 m da piano campagna, la presenza di materiali più fini, con prevalenza di limo da argilloso a sabbioso e localmente livelli di sabbia limosa e ghiaia.

Nelle Tabella 5.2 è riassunta la stratigrafia di progetto considerata per l'opera in esame:

Profondità da p.c. [m]	Descrizione stratigrafica
da 0 a 5	Sabbia limosa con presenza di ghiaia
da 5 a 30	Limo da argilloso a sabbioso, locali livelli di sabbia limosa e ghiaia

Tabella 5.2 – Stratigrafia di progetto per l'uscita di sicurezza della galleria San Giorgio in Salici.

5.1.2. Andamento della falda

In corrispondenza dell'uscita di sicurezza la falda è considerata ad una profondità di 3 m dal piano campagna.

5.1.3. 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 5.3 sono riportati i parametri geotecnici che saranno adottati per la Progettazione Esecutiva delle opere provvisorie dell'opera in esame.

Da (m)	A (m)	γ (kN/m ³)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°)	K_0 (-)	E_{VC} (MPa)	E_{UR} (MPa)	ν (-)
0	3	20.5	10	34	0.74	20	40	0.3
3	5	20.5	10	34	0.74	40	80	0.3
5	15	21.4	15	35	0.74	70	140	0.3
15	30	21.4	15	33	0.74	120	240	0.3

Tabella 5.3 – Parametri geotecnici per la progettazione esecutiva delle opere.

6. 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	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} \text{ MPa} = 31476 \text{ Mpa}$

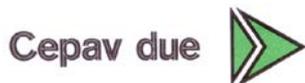
Acciaio per armatura	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391.3 \text{ MPa}$
Modulo Elastico	$E = 210000 \text{ Mpa}$

Acciaio per carpenterie metalliche/centine	
Tipo	S 355
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$

Bulloni per collegamenti	
Tipo	10.9
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 1000 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 900 \text{ MPa}$

Tabella 6.1 : Caratteristiche materiali

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001Rev.
AFoglio
15 di 71**Strutture di sostegno definitive****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	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} \text{ MPa} = 31476 \text{ Mpa}$

Calcestruzzo

Classe di resistenza	C30/37
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85 f_{ck}/1.5 = 20.96 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} \text{ MPa} = 32863 \text{ Mpa}$

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	$E = 210000 \text{ Mpa}$

7. SOFTWARE DI CALCOLO

7.1. Paratie Plus

Tutte le analisi relative alle opere di sostegno provvisorie del pozzo sono state condotte utilizzando il software di calcolo Paratie Plus 18.0.2, con licenza N° 1625087040.

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 7.1.

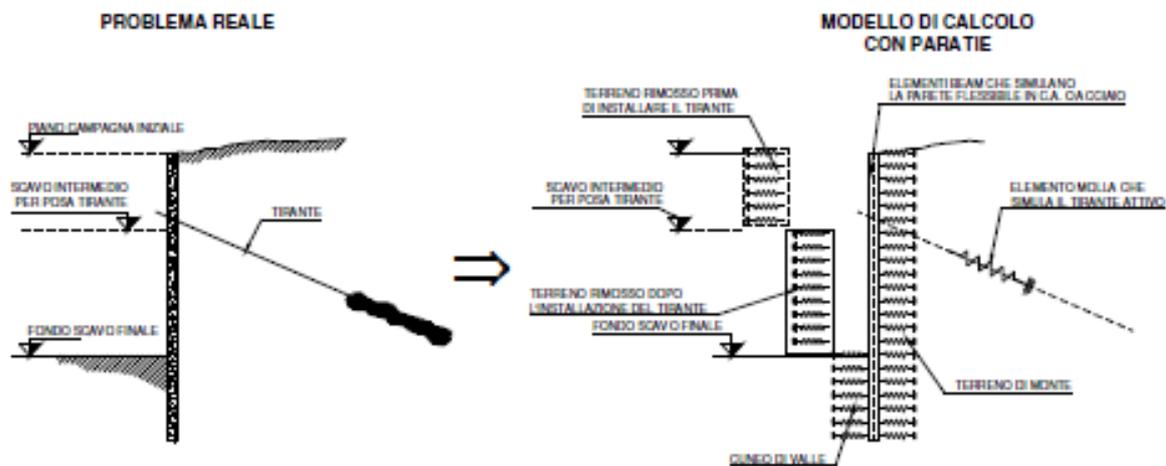
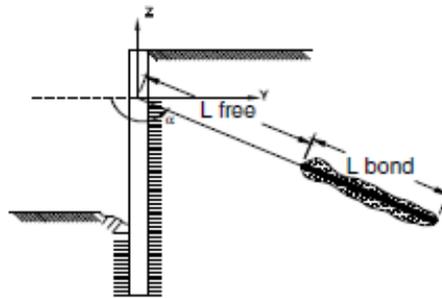


Figura 7.1 - Modellazione dell'interazione terreno-struttura

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 7.2. Si assume $\eta = 0.5$.



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

Figura 7.2 – Lunghezza deformabile del tirante

Per quanto riguarda la presenza dei puntoni, la rigidezza globale della struttura riceve un contributo dovuto alla loro rigidezza. Nelle fasi successive all'installazione, il nodo ove il puntone è connesso, subirà ulteriori spostamenti che saranno contrastati dalla rigidezza del puntone stesso, e di conseguenza la sollecitazione nel puntone subirà mutamenti.

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.

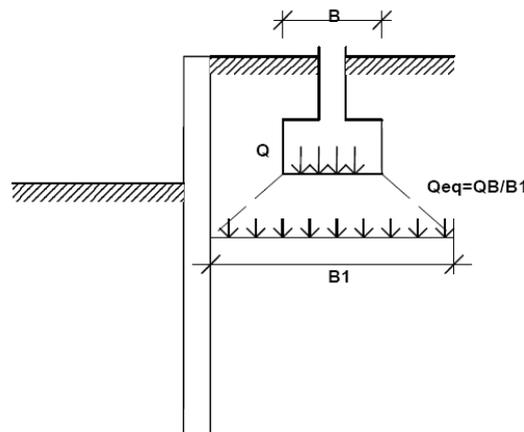


Figura 7.3 – Sovraccarico uniforme equivalente dovuto ad una fondazione.

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 7.4.

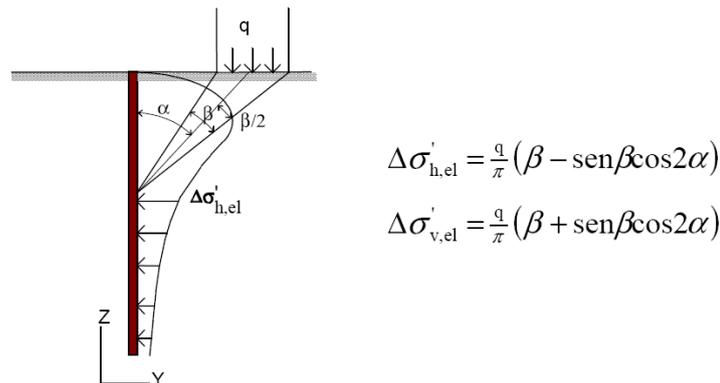


Figura 7.4 – Soluzione del semispazio elastico omogeneo.

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

7.2. RS2

Le analisi numeriche relative al cunicolo di collegamento sono state effettuate utilizzando il programma di calcolo RS2 nella versione 9.028. Il programma è prodotto dalla Rocscience Inc., software house canadese con sede a Toronto (Canada).

RS2 è un programma di calcolo agli elementi finiti bidimensionale per applicazioni geotecniche che permette di modellare le varie fasi realizzative di un'opera. I modelli di resistenza dei materiali coprono sia il campo elastico che quello plastico e permettono lo studio del comportamento tenso-deformativo del terreno e delle opere geotecniche di sostegno.

Il software si compone della suite di modellazione, del solver, nel quale è possibile controllare la convergenza del modello durante i vari stage di calcolo previsti, e dell'ambiente di interpretazione dei risultati numerici. Il controllo della qualità dei risultati è condotto tramite la valutazione dell'energia interna non bilanciata nel modello a ogni stage di calcolo, la convergenza si considera raggiunta quando tale quantità risulta inferiore ad un valore limite impostato.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

Rev.
A

Foglio
19 di 71

RS2 permette inoltre di eseguire delle analisi di stabilità utilizzando il metodo “Shear strength reduction” che consiste nel valutare il fattore di sicurezza dell’opera andando a considerare di volta in volta dei parametri ridotti delle proprietà meccaniche dei geomateriali (angolo di attrito e coesione).

L’affidabilità del codice di calcolo è garantita dall’esistenza di un’ampia documentazione di supporto e dalle esperienze pregresse.

8. POZZO DI USCITA

Di seguito si riportano le analisi che sono state effettuate per le opere provvisionali dei pozzi dell'uscita di sicurezza.

8.1. 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.

8.1.1. 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:** per quanto riguarda le opere provvisionali dei pozzi di uscita, non è stata considerata in quanto il periodo di realizzazione dell'opera è inferiore ai 2 anni, pertanto le verifiche sismiche possono venire trascurate.

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.

8.1.2. 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;
- 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 ($M_2 = M_k / \gamma_2$).

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 8.1 – 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}=1.00$	$\gamma_{\phi'}=1.25$
Coazione 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 8.2 – 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 8.3 – Coefficienti parziali delle resistenze



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

Rev.
A

Foglio
23 di 71

8.2. Opere di sostegno provvisori

Per lo scavo dei pozzi dell'uscita di emergenza viene realizzata una paratia di pali secanti perimetrale allo scavo come illustrato in Figura 8.1 e in Figura 8.2.

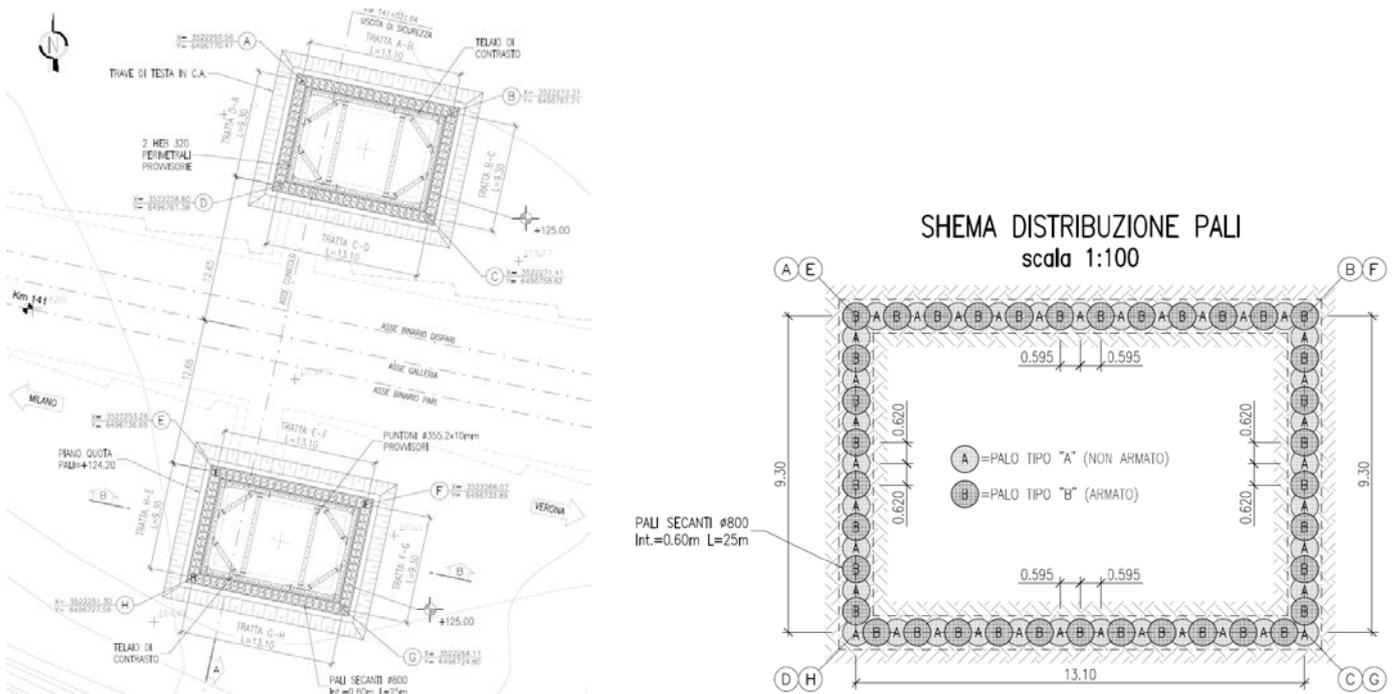


Figura 8.1 – Planimetria degli interventi provvisori previsti.

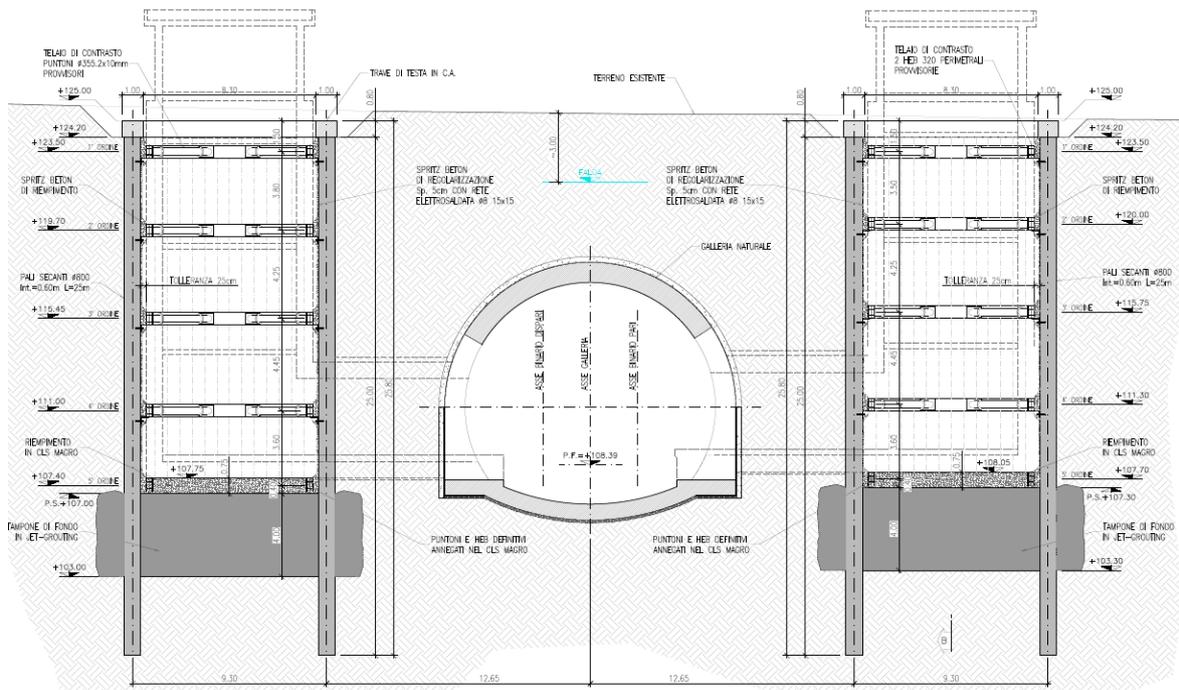


Figura 8.2 – Sezione trasversale degli interventi previsti.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

Rev.
A

Foglio
24 di 71

La paratia è costituita da pali del diametro di 800 mm a passo 0.6 m e hanno una lunghezza di 25 m, la massima profondità di scavo prevista è di 18 m.

Come illustrato in Figura 8.1 i pali sono di due tipologie, “tipo A” non armato e “tipo B” armato, realizzati sequenzialmente. L’armatura prevista per i pali di tipo B è di 18 $\phi 28$ con una spirale $\phi 14$ a passo 20 cm.

Lungo la paratia sono presenti 4 livelli di contrasto costituiti da un telaio metallico, più un quinto livello installato a fondo scavo ed inglobato in un getto di calcestruzzo magro. In Figura 8.3 è illustrato il telaio metallico di contrasto che è costituito da puntoni $\phi 355.2 \times 10 \text{ mm}$ e da travi di ripartizione 2 HEB 320.

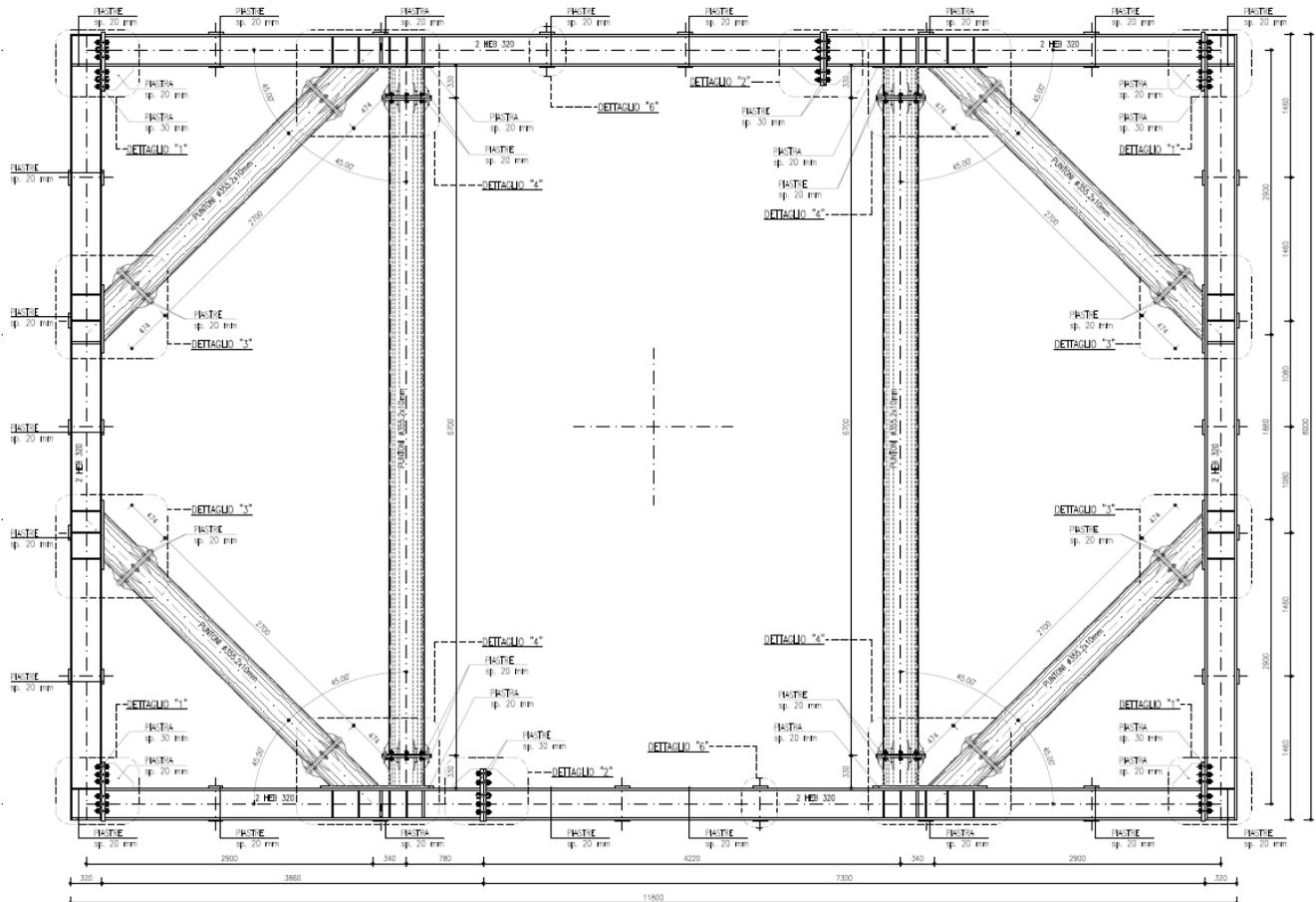


Figura 8.3 – Telaio di contrasto.

8.3. Analisi numeriche

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

In particolare sono state eseguite due verifiche considerando due sezioni perpendicolari ai lati del pozzo.

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

È stato considerato un carico variabile dovuto a sovraccarichi in superficie pari a 20 kPa.

La posizione della falda durante le fasi di scavo è stata considerata ad una profondità costante di 3 m dal piano campagna a monte della paratia e a 0.5 m al di sotto dello scavo a valle della paratia.

Tipologia	Pali ϕ 800 mm passo 0.6 m
Altezza totale paratia	25 m
Altezza di scavo paratia	18 m
Ordini di puntoni	5 (a -1.5, -5.3, 9.55, -14, e -17.6 m)
Passo orizzontale dei puntoni	5 m
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.4 - Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi.

Per quanto riguarda i parametri geotecnici caratteristici del jet-grouting, si è considerata una coesione di 1300 kPa, un angolo di resistenza al taglio di 36° e un modulo elastico di 900 MPa.

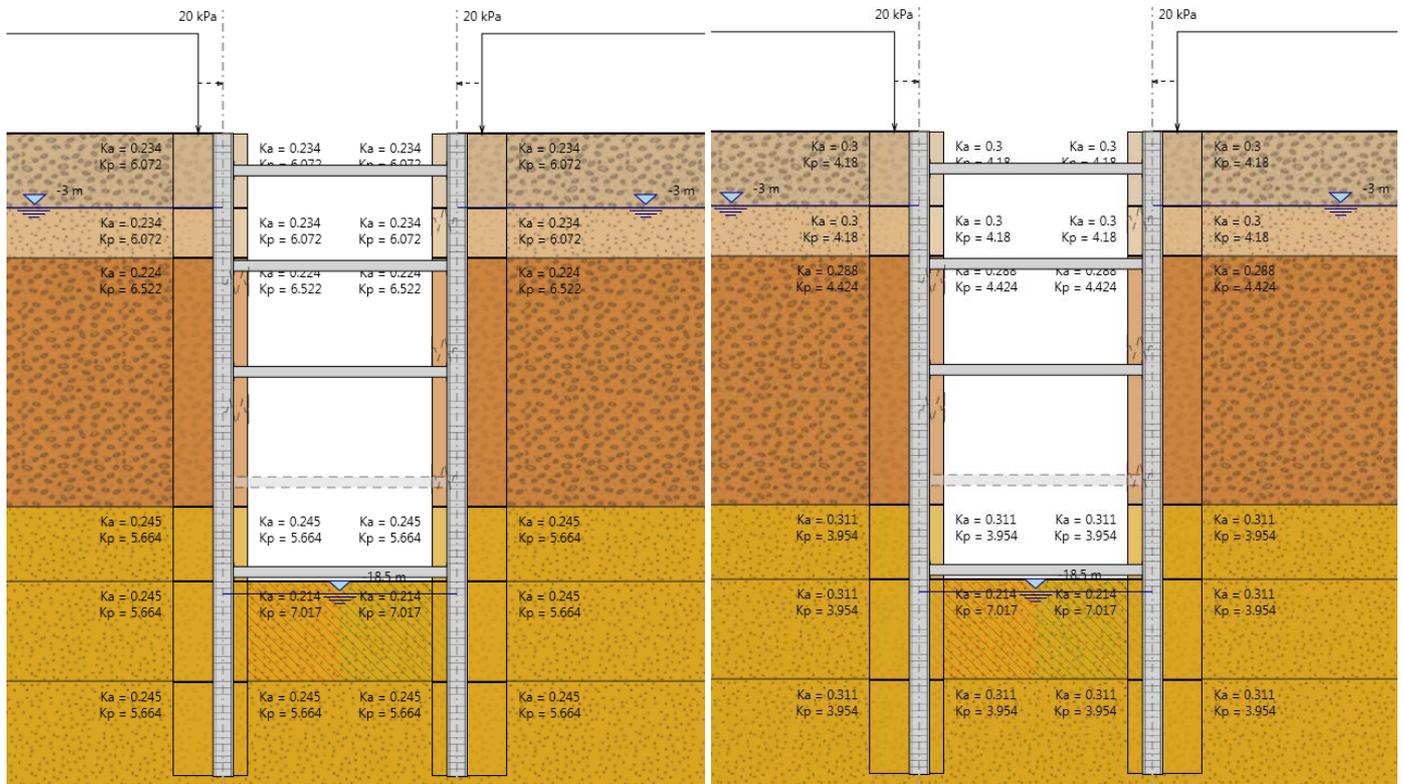


Figura 8.4 – Sezione di calcolo con i parametri di spinta attiva e passiva per la combinazione A1+M1 e A2+M2.

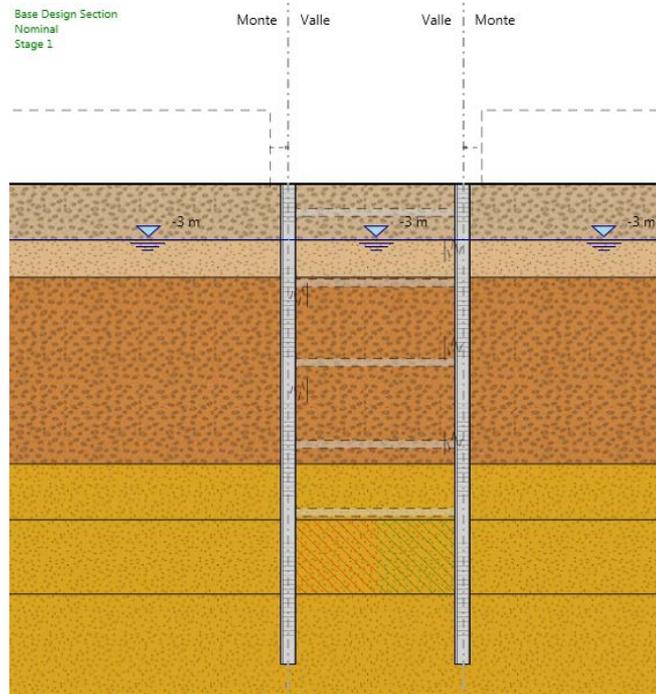
Di seguito sono illustrate le fasi di calcolo considerate per quanto riguarda la sezione sul lato corto del pozzo, che considera la presenza dei puntoni perpendicolari rispetto alla paratia. In particolare sono state considerate tutte le fasi di scavo ed installazione dei livelli di contrasto fino al raggiungimento della quota di fondo scavo e successivamente le fasi di rimozione dei livelli di contrasto e realizzazione del rivestimento definitivo interno del pozzo, del quale a favore di sicurezza si è unicamente considerata la realizzazione dei pianerottoli della rampa scale.

Nel modello di calcolo i pianerottoli sono stati simulati come un vincolo elastico avente rigidezza:

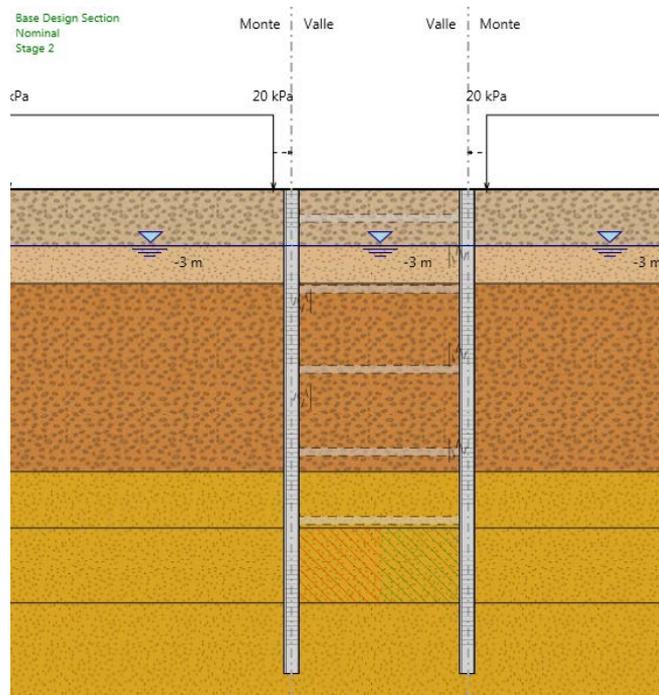
$$k = E \times A / L = 780000 \text{ kN/m /m}$$

considerando un modulo elastico ridotto del calcestruzzo di 20000 MPa, uno spessore di 0.25 m della sezione e una lunghezza dei pianerottoli di 6.4 m.

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



Fase 2 – Applicazione del carico di 20 kPa in superficie;



Doc. N.

Progetto
INOR

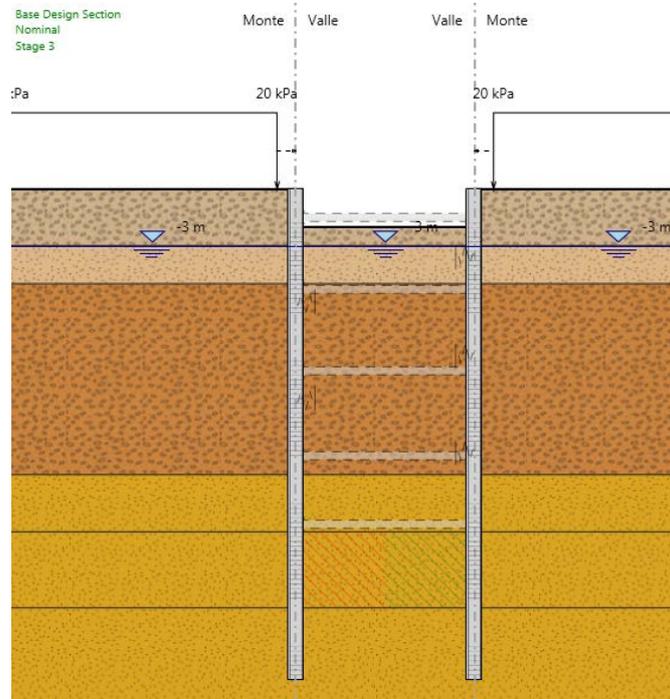
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

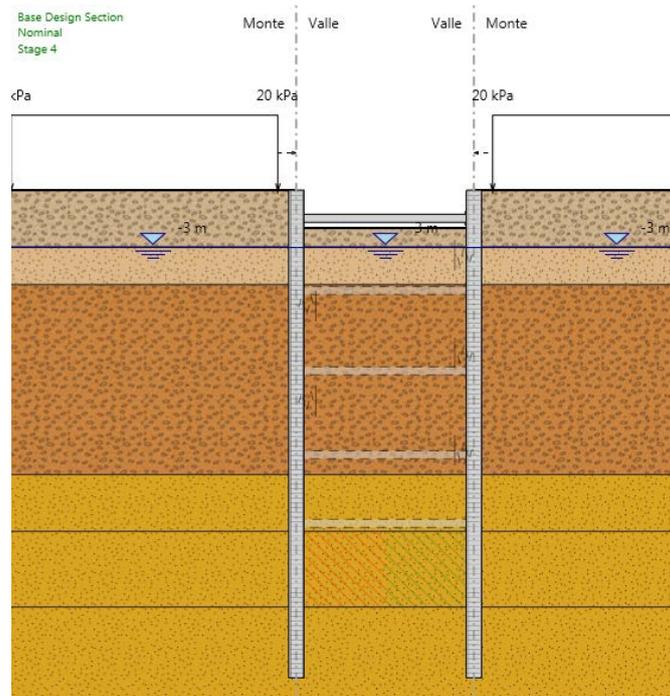
Rev.
A

Foglio
28 di 71

Fase 3 – Scavo fino a -2 m;



Fase 4 – Installazione del primo livello di contrasto;



Doc. N.

Progetto
INOR

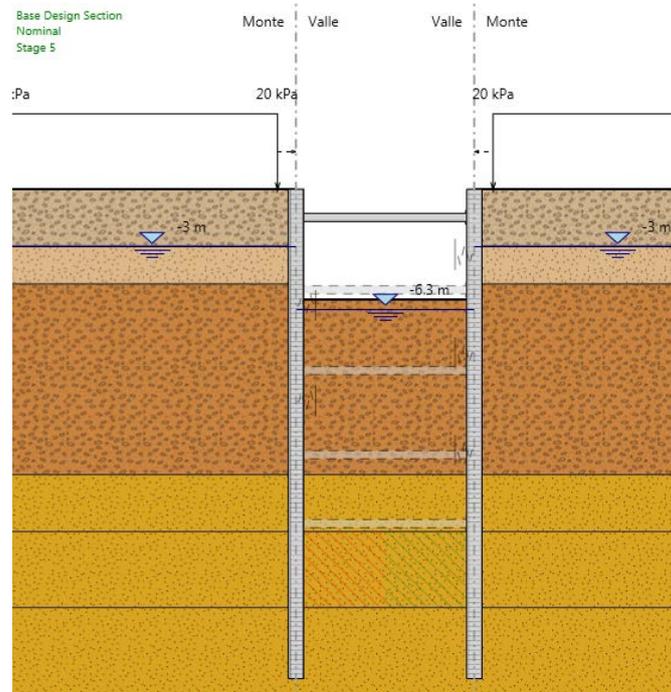
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

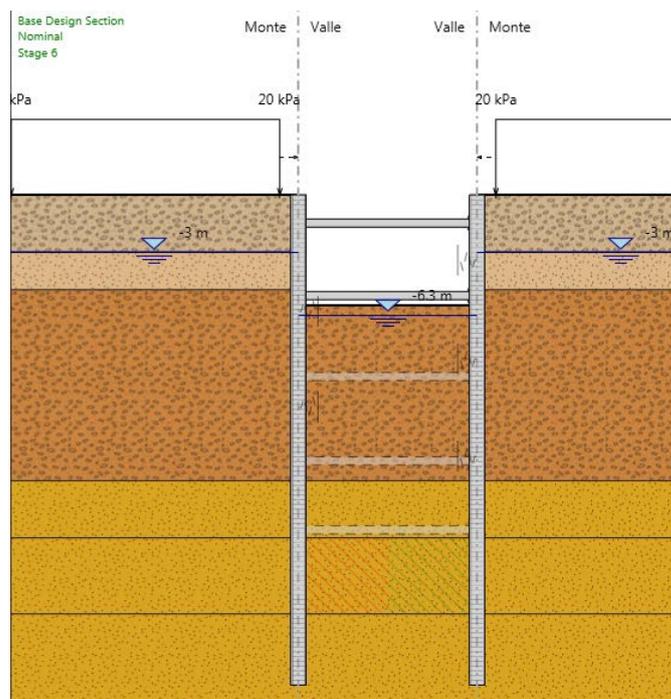
Rev.
A

Foglio
29 di 71

Fase 5 – Scavo fino a -5.8 m;



Fase 6 – Installazione del primo livello di contrasto;



Doc. N.

Progetto
INOR

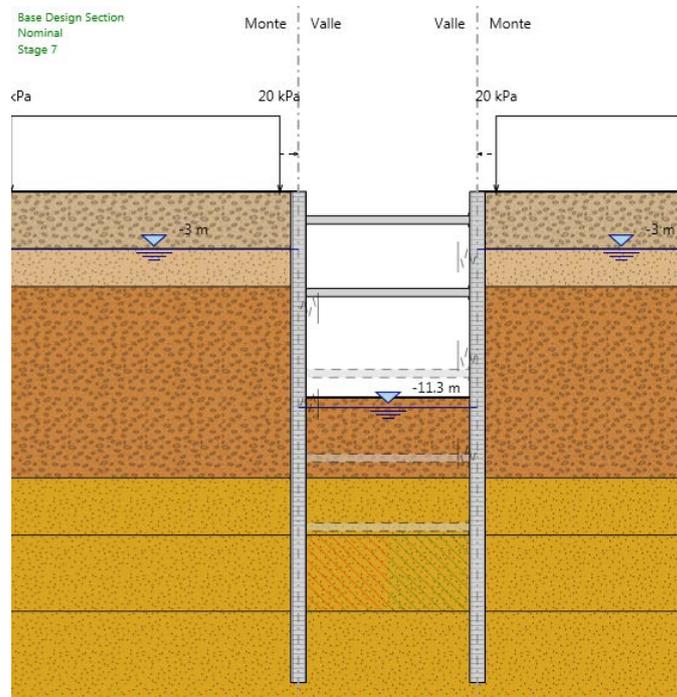
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

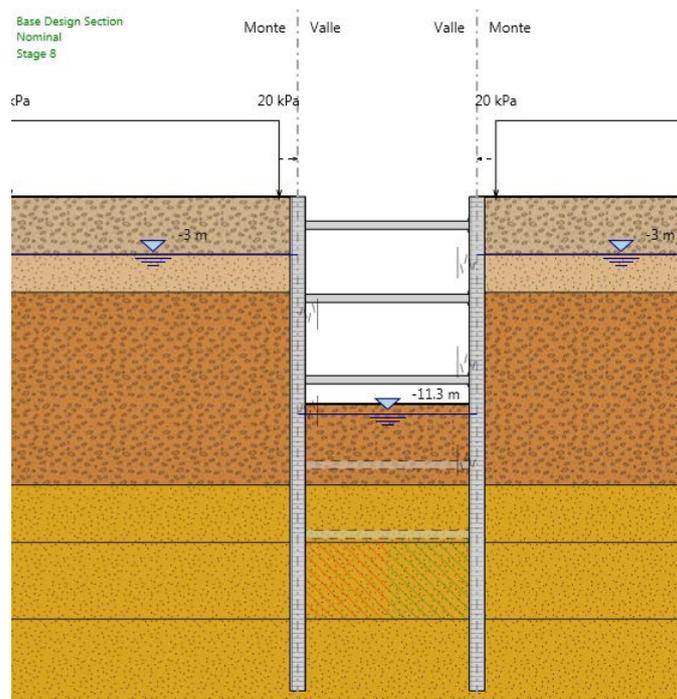
Rev.
A

Foglio
30 di 71

Fase 7 – Scavo fino a -10.8 m;



Fase 8 – Installazione del terzo livello di contrasto;



Doc. N.

Progetto
INOR

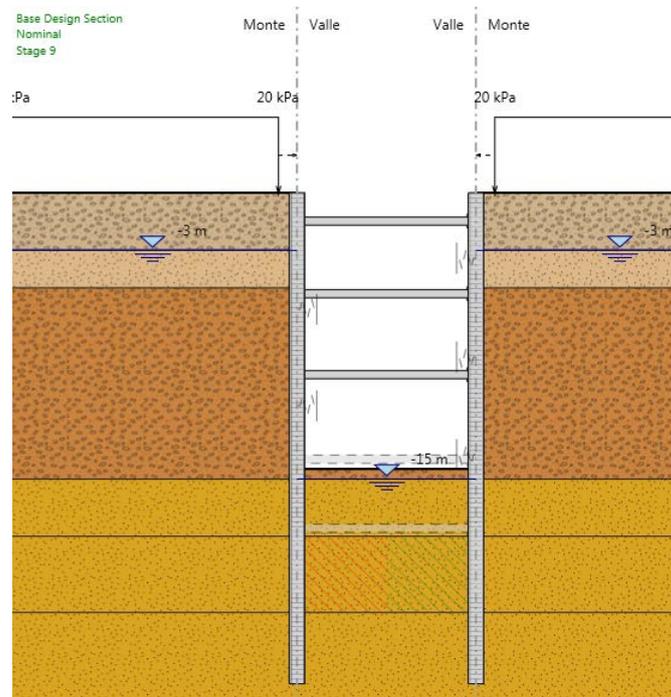
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

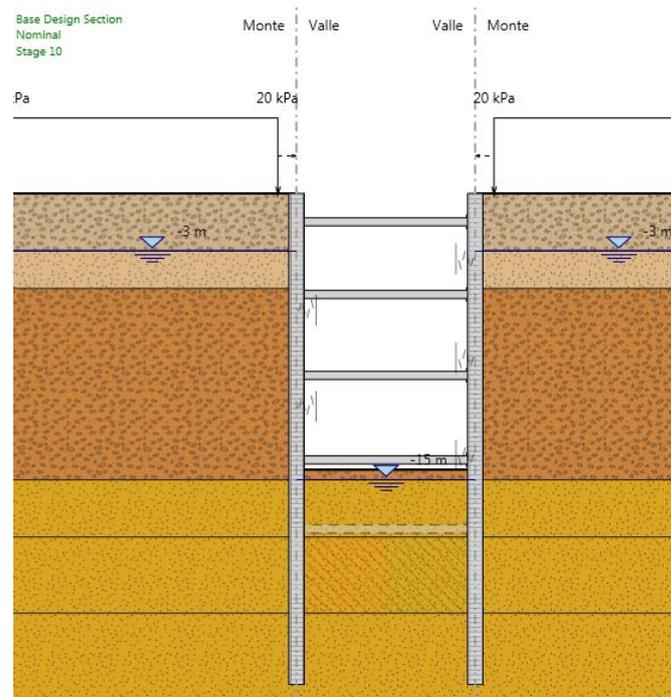
Rev.
A

Foglio
31 di 71

Fase 9 – Scavo fino a -14.5 m;



Fase 10 – Installazione del quarto livello di contrasto;



Doc. N.

Progetto
INOR

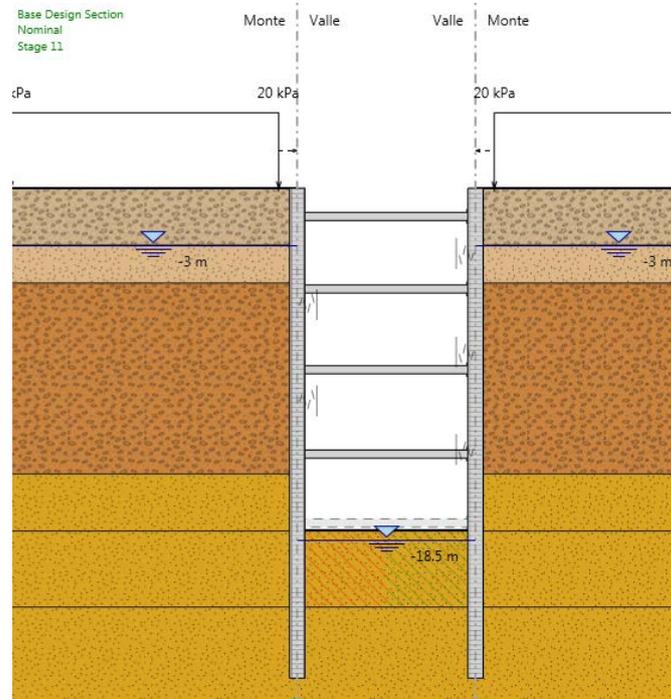
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

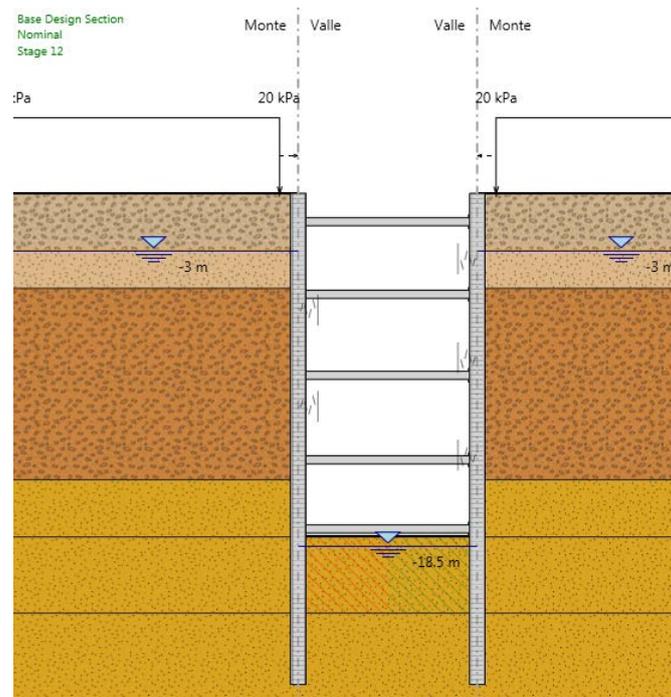
Rev.
A

Foglio
32 di 71

Fase 11 – Scavo fino a -18 m;



Fase 12 – Installazione del quinto livello di contrasto;



Doc. N.

Progetto
INOR

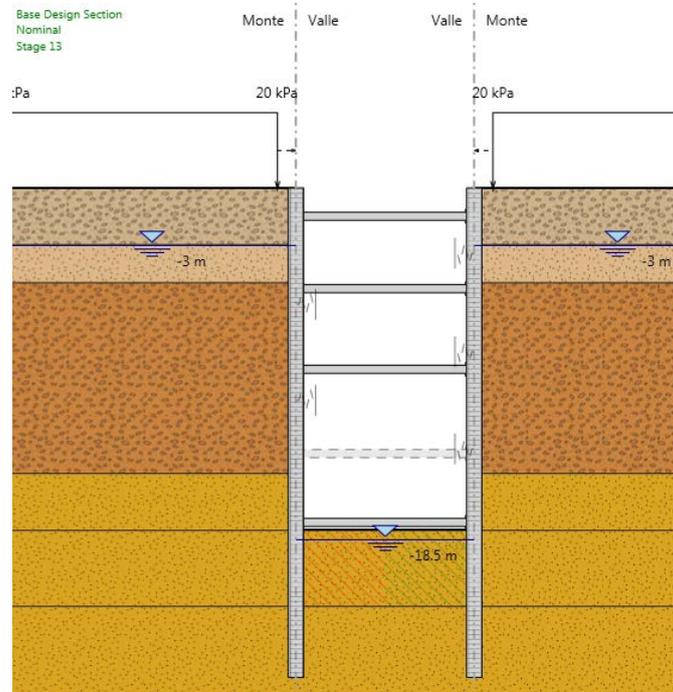
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

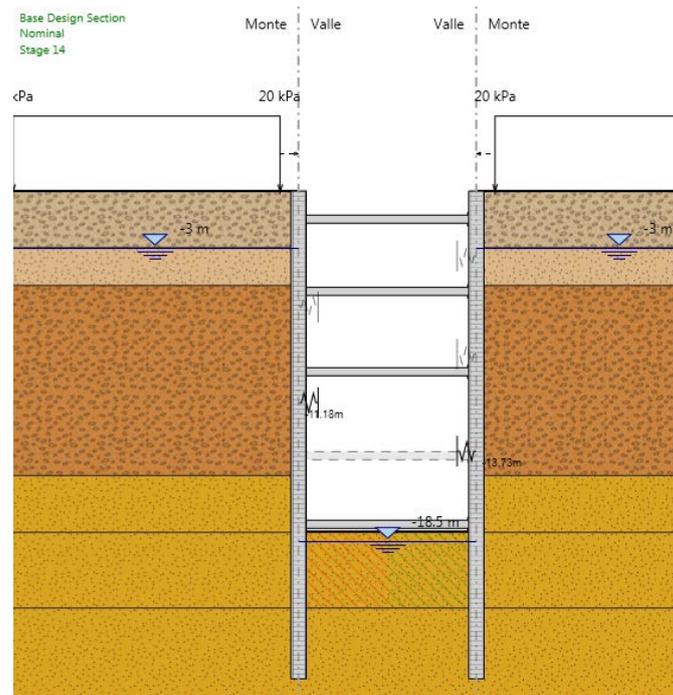
Rev.
A

Foglio
33 di 71

Fase 13 – Rimozione del quarto livello di contrasto;



Fase 14 – Realizzazione dei primi due pianerottoli delle rampe;



Doc. N.

Progetto
INOR

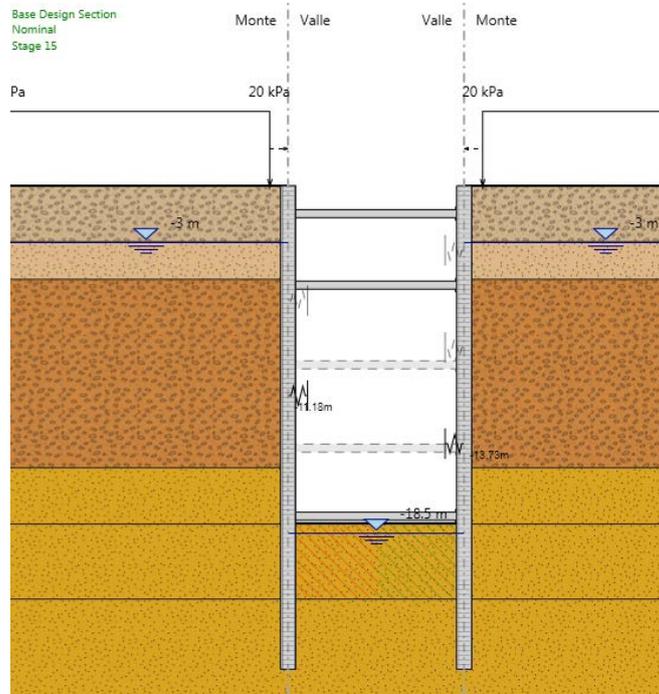
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

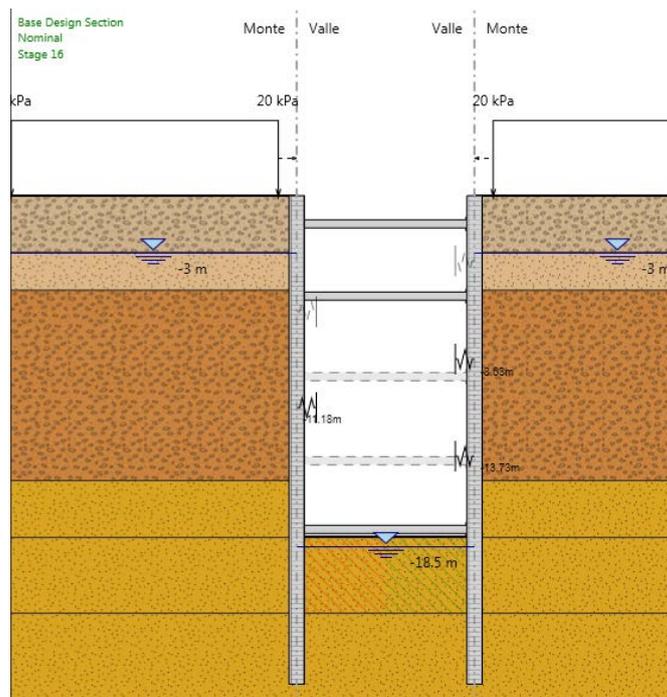
Rev.
A

Foglio
34 di 71

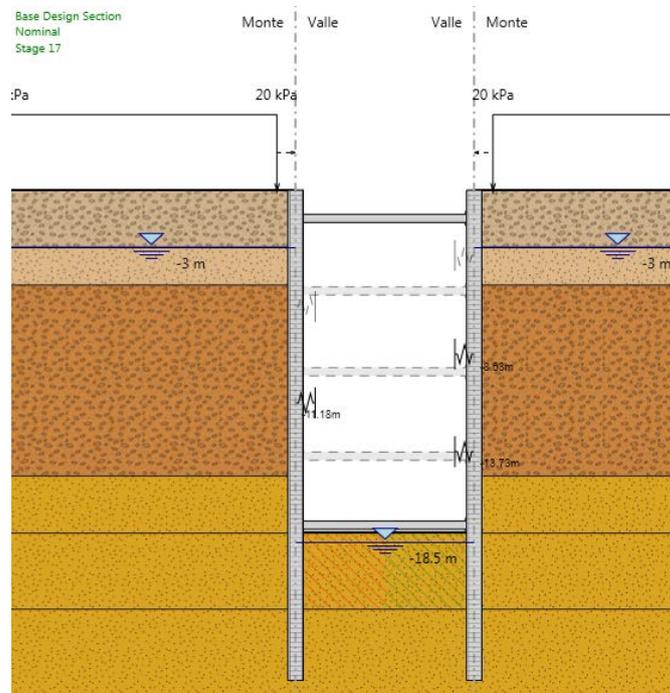
Fase 15 – Rimozione del terzo livello di contrasto;



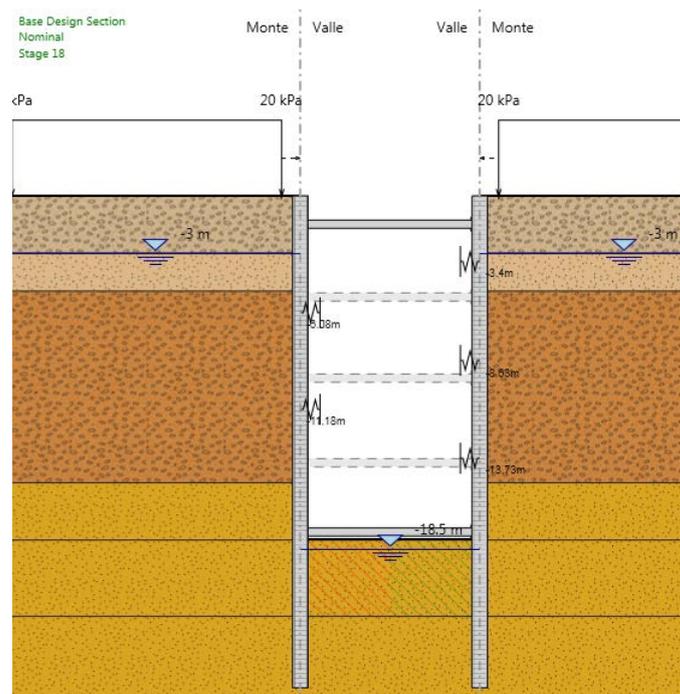
Fase 16 – Realizzazione del terzo pianerottolo delle rampe;



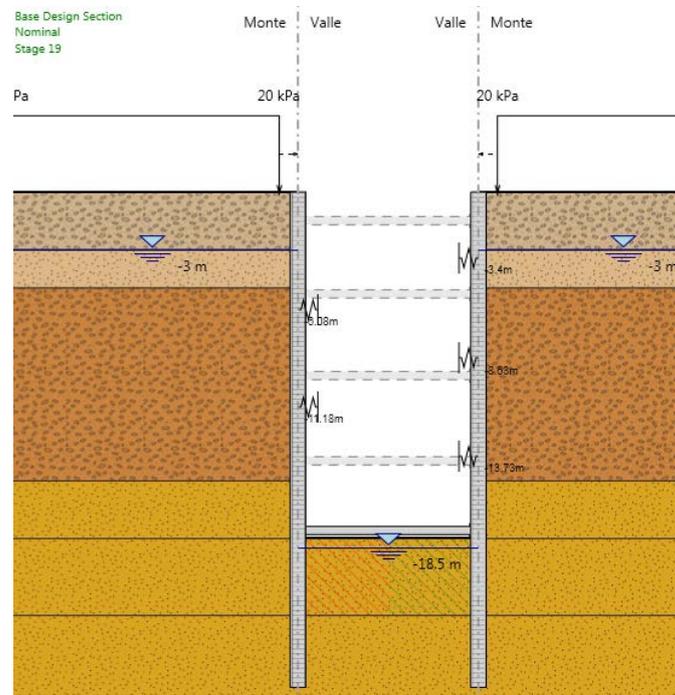
Fase 17 – Rimozione del secondo livello di contrasto;



Fase 18 – Realizzazione del quarto e del quinto pianerottolo delle rampe;



Fase 19 – Rimozione del primo livello di contrasto;



Di seguito sono illustrate le fasi di calcolo considerate per quanto riguarda la sezione sul lato lungo del pozzo, che considera la presenza dei puntone inclinati a 45° rispetto alla paratia. In particolare sono state considerate tutte le fasi di scavo ed installazione dei livelli di contrasto fino al raggiungimento della quota di fondo scavo e successivamente le fasi di rimozione dei livelli di contrasto e realizzazione del rivestimento definitivo interno del pozzo, del quale a favore di sicurezza si è unicamente considerata la realizzazione dei pianerottoli della rampa scale.

Nel modello di calcolo i puntone di contrasto sono stati simulati come un vincolo elastico avente rigidezza:

$$k = E \times A / (L/2) * n/L_{trave} * \cos 45^\circ = 202900 \text{ kN/m / m}$$

dove:

$E = 210 \text{ GPa}$ Modulo elastico dell'acciaio

$A = 10857 \text{ mm}^2$ Area della sezione di un puntone

$L = 3.65 \text{ m}$ Lunghezza di un puntone

$N = 2$ Numero di puntone

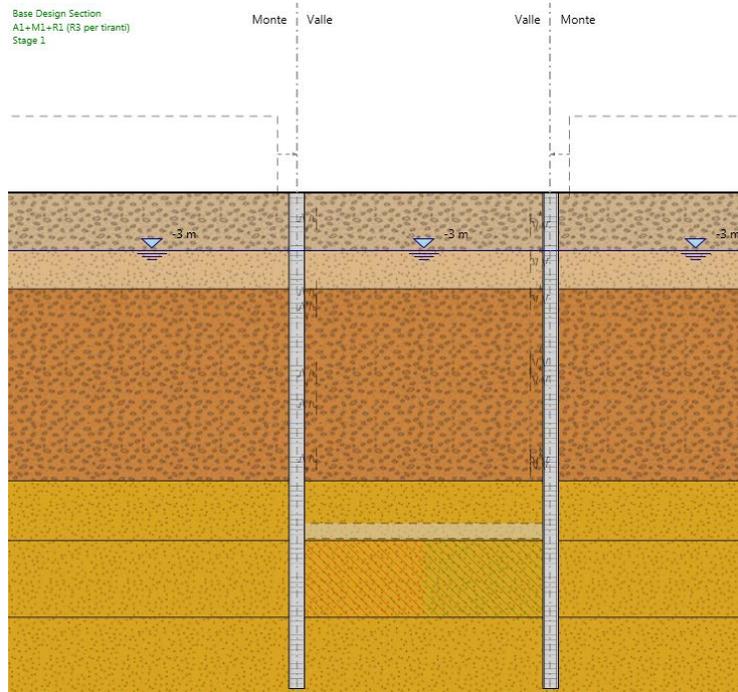
$L_{trave} = 8.5 \text{ m}$ Lunghezza della trave di ripartizione

Per quanto riguarda i pianerottoli la rigidezza è stata calcolata come:

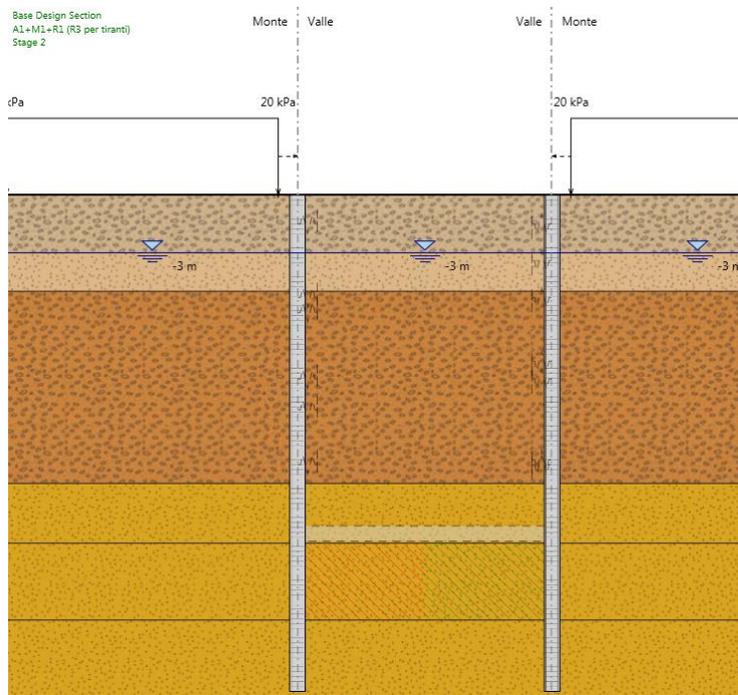
$$k = E \times A / L = 1670000 \text{ kN/m / m}$$

considerando un modulo elastico ridotto del calcestruzzo di 20000 MPa, uno spessore di 0.25 m della sezione e una lunghezza dei pianerottoli di 3 m.

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



Fase 2 – Applicazione del carico di 20 kPa in superficie;



Doc. N.

Progetto
INOR

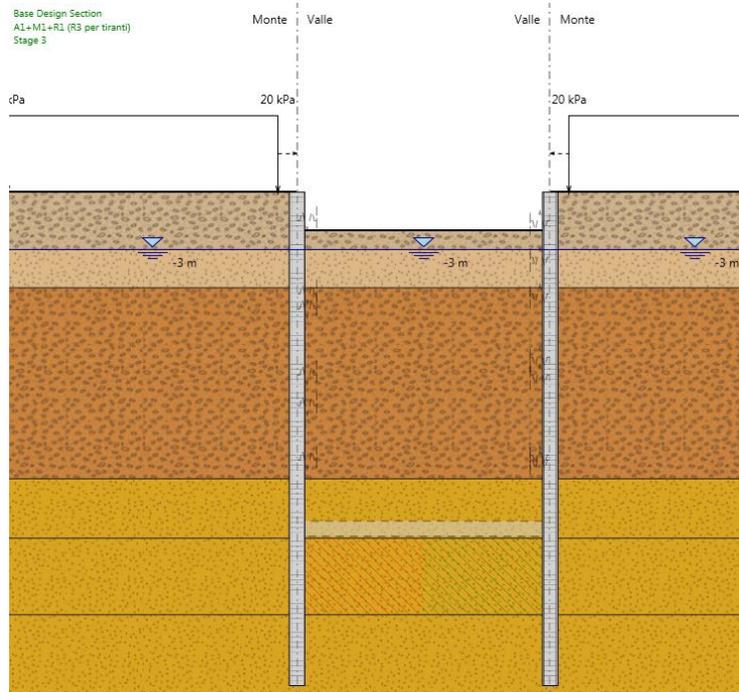
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

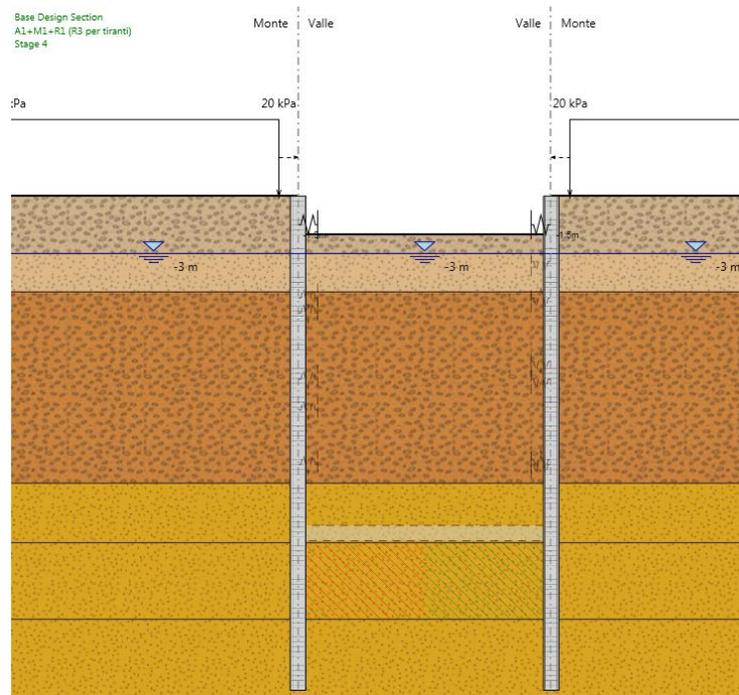
Rev.
A

Foglio
38 di 71

Fase 3 – Scavo fino a -2 m;



Fase 4 – Installazione del primo livello di contrasto;



Doc. N.

Progetto
INOR

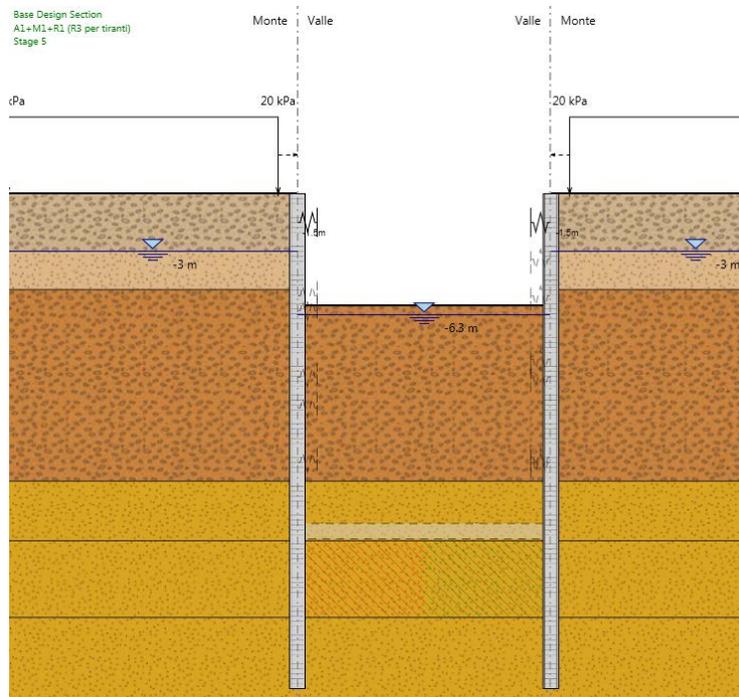
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

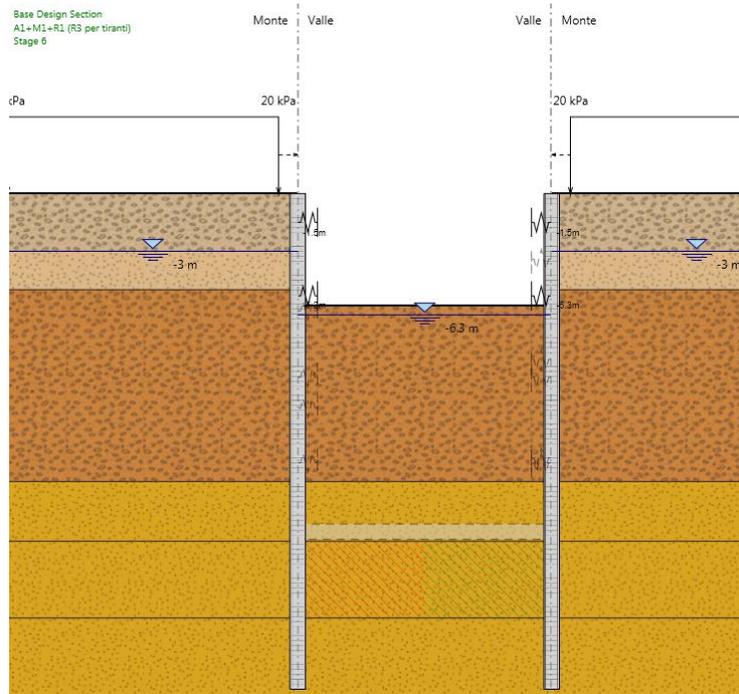
Rev.
A

Foglio
39 di 71

Fase 5 – Scavo fino a -5.8 m;



Fase 6 – Installazione del primo livello di contrasto;



Doc. N.

Progetto
INOR

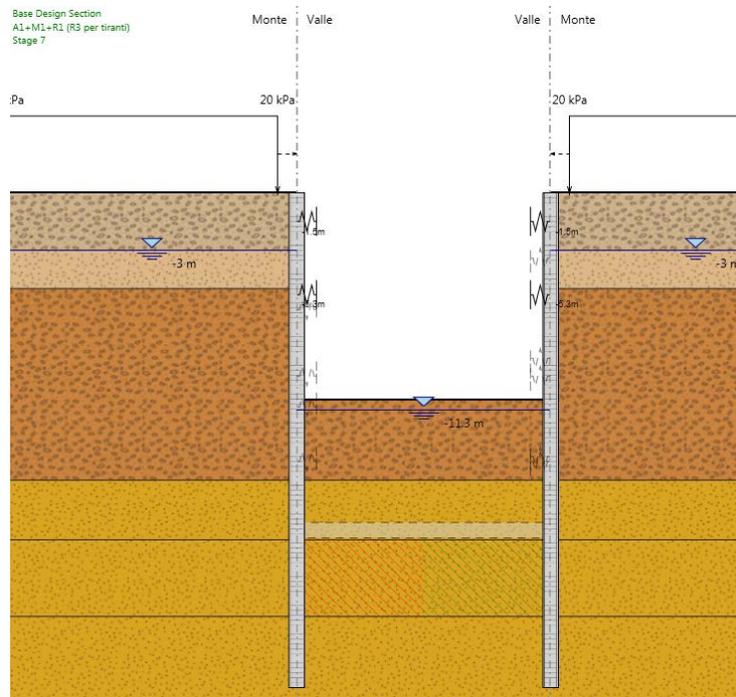
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

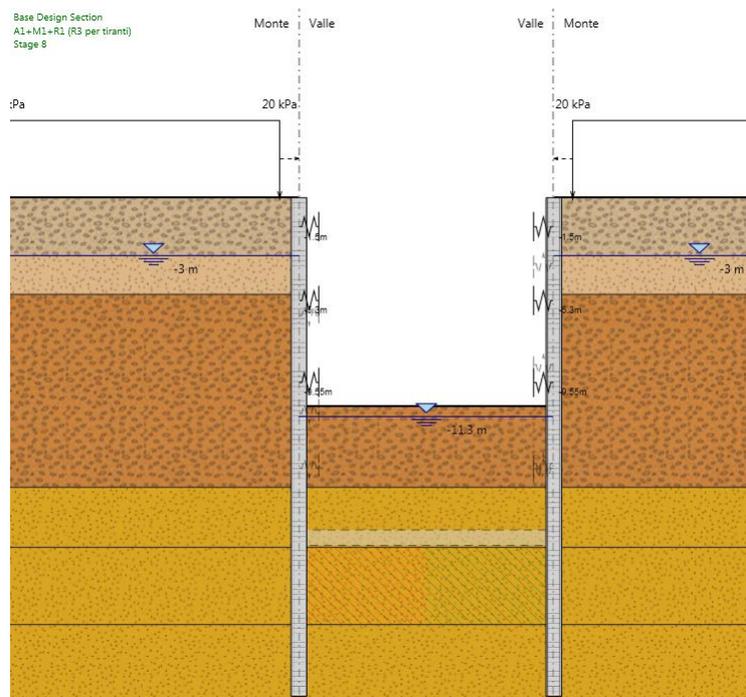
Rev.
A

Foglio
40 di 71

Fase 7 – Scavo fino a -10.8 m;



Fase 8 – Installazione del terzo livello di contrasto;



Doc. N.

Progetto
INOR

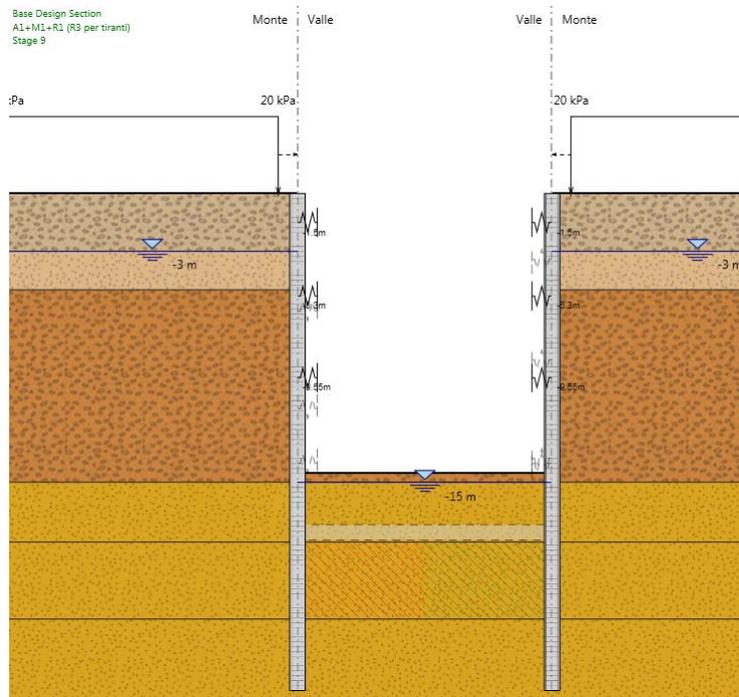
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

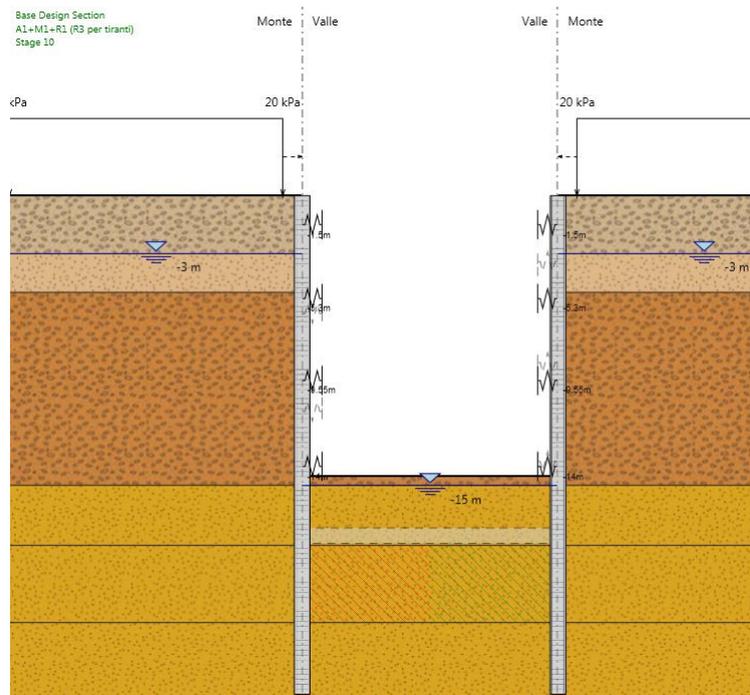
Rev.
A

Foglio
41 di 71

Fase 9 – Scavo fino a -14.5 m;



Fase 10 – Installazione del quarto livello di contrasto;



Doc. N.

Progetto
INOR

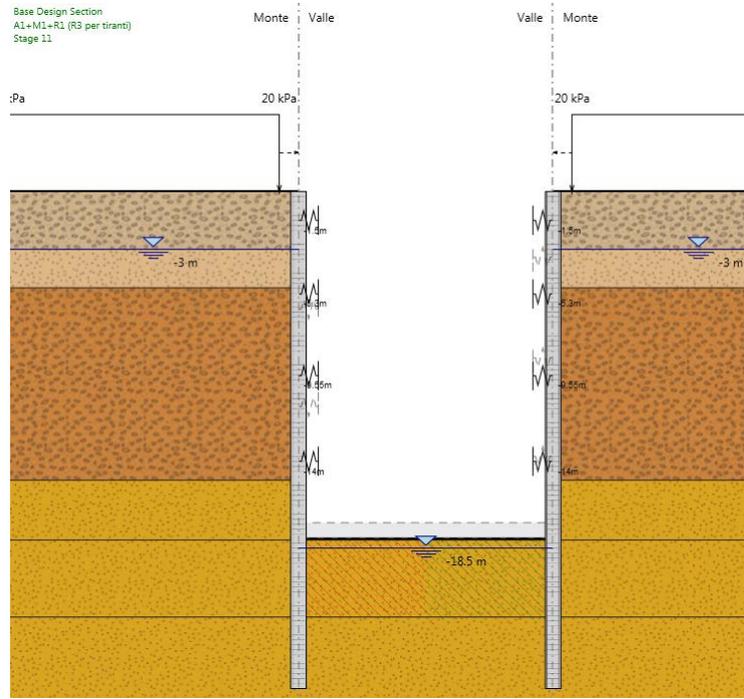
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

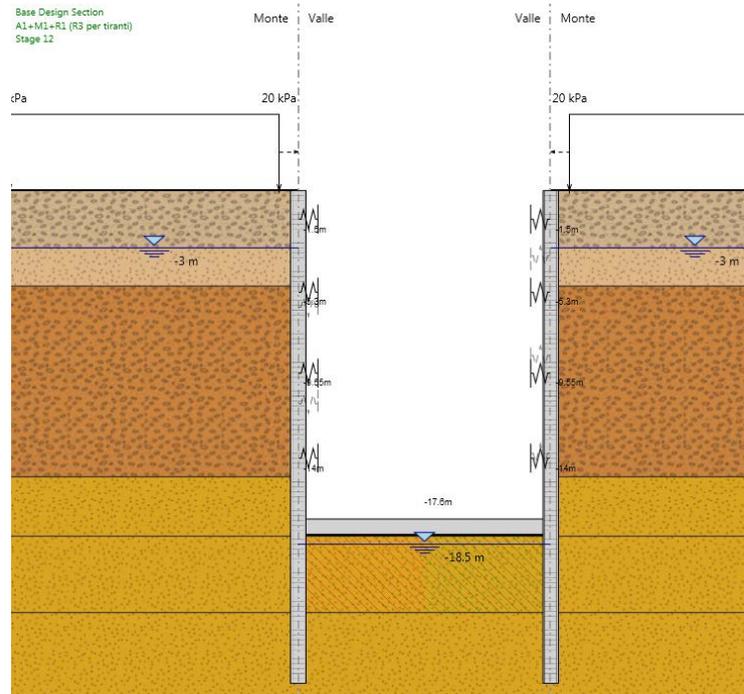
Rev.
A

Foglio
42 di 71

Fase 11 – Scavo fino a -18 m;



Fase 12 – Installazione del quinto livello di contrasto;



Doc. N.

Progetto
INOR

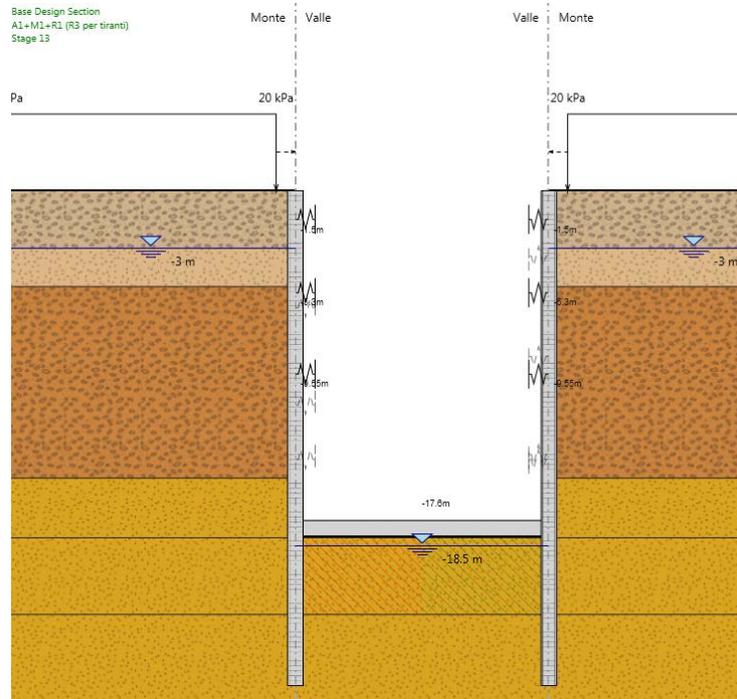
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

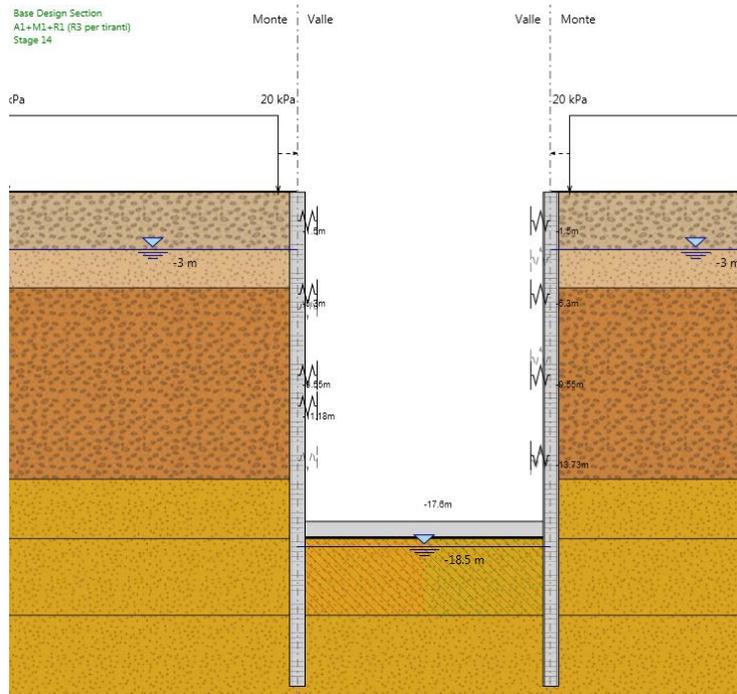
Rev.
A

Foglio
43 di 71

Fase 13 – Rimozione del quarto livello di contrasto;



Fase 14 – Realizzazione dei primi due pianerottoli delle rampe;



Doc. N.

Progetto
INOR

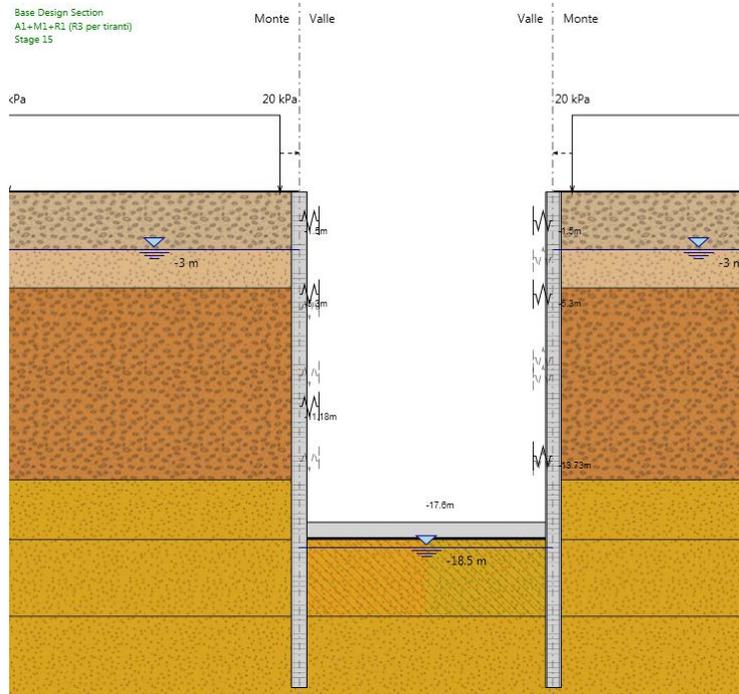
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

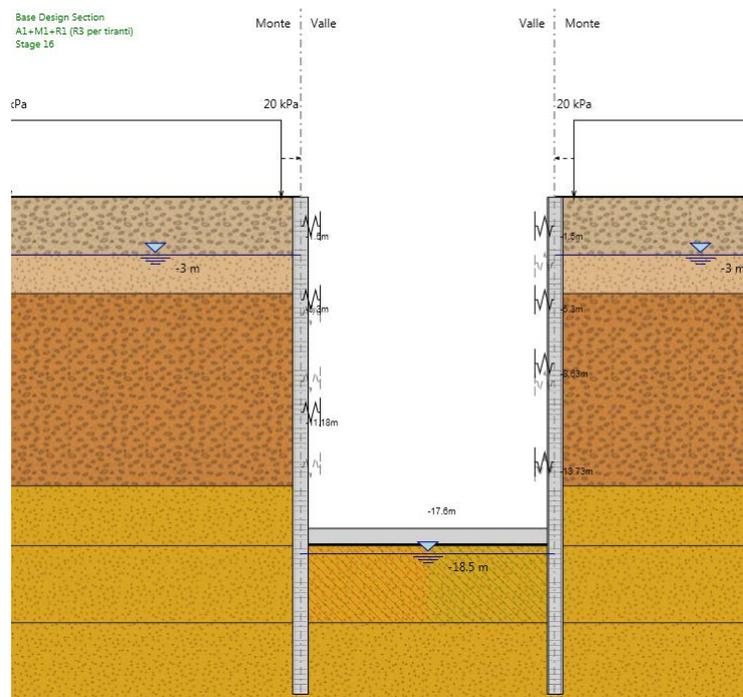
Rev.
A

Foglio
44 di 71

Fase 15 – Rimozione del terzo livello di contrasto;



Fase 16 – Realizzazione del terzo pianerottolo delle rampe;



Doc. N.

Progetto
INOR

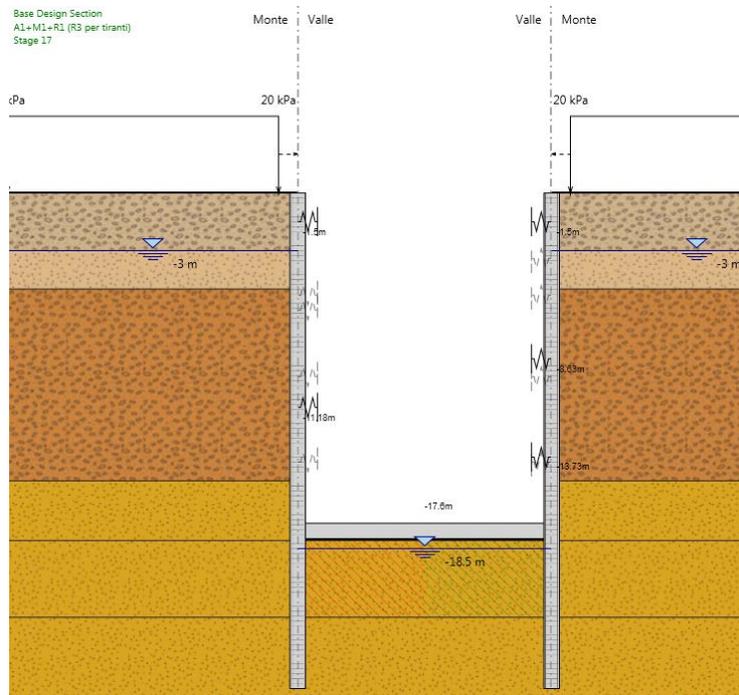
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

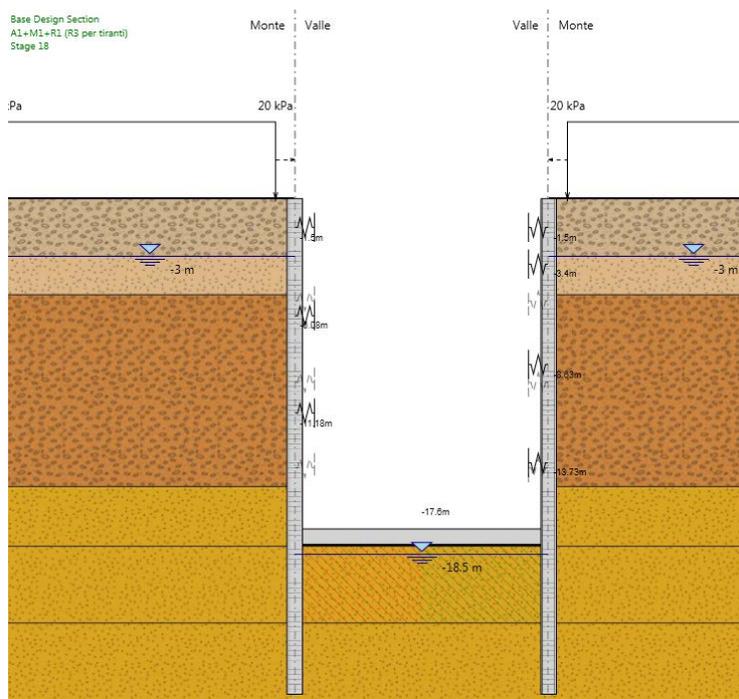
Rev.
A

Foglio
45 di 71

Fase 17 – Rimozione del secondo livello di contrasto;



Fase 18 – Realizzazione del quarto e del quinto pianerottolo delle rampe;



Doc. N.

Progetto
INOR

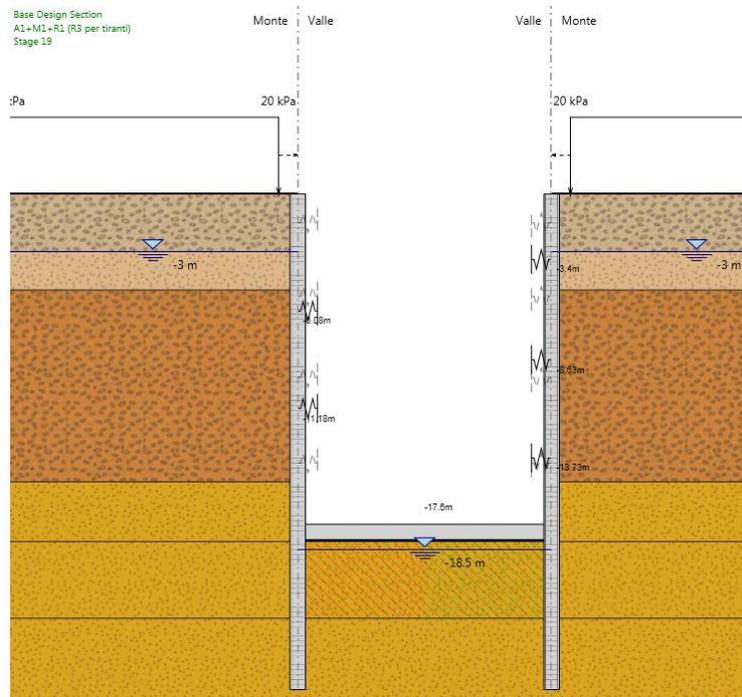
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

Rev.
A

Foglio
46 di 71

Fase 19 – Rimozione del primo livello di contrasto;



8.3.1. Verifiche strutturali dei pali

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

Si riportano di seguito i grafici del momento flettente in Figura 8.5 e del taglio in Figura 8.6 valutati con la combinazione SLU A1+M1 per le fasi di calcolo 12, 13, 15, 17 e 19 per il modello relativo alla sezione sul lato corto del pozzo e in Figura 8.7 e in Figura 8.8 quelli per il modello relativo alla sezione sul lato lungo del pozzo.

Dagli involuipi delle sollecitazioni, il massimo valore del momento flettente risulta essere di 886.68 kNm/m a una profondità di circa 13.5 m e il massimo valore del taglio di 576.33 kN/m in corrispondenza della quota di fondo scavo.

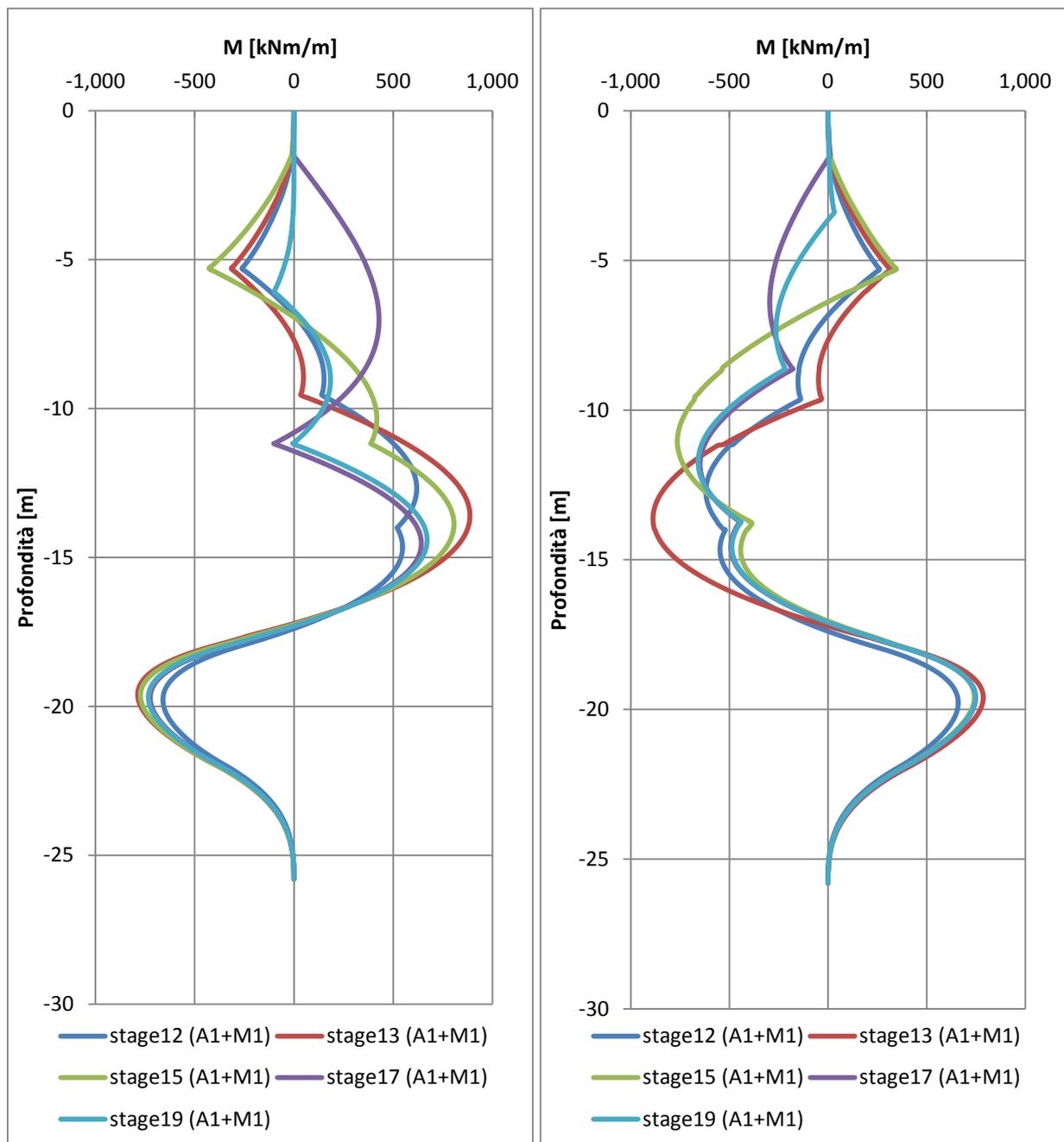


Figura 8.5 – Momento flettente SLU A1+M1, fasi di calcolo 12, 13, 15, 17 e 19 - sezione sul lato corto del pozzo.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

Rev.
A

Foglio
48 di 71

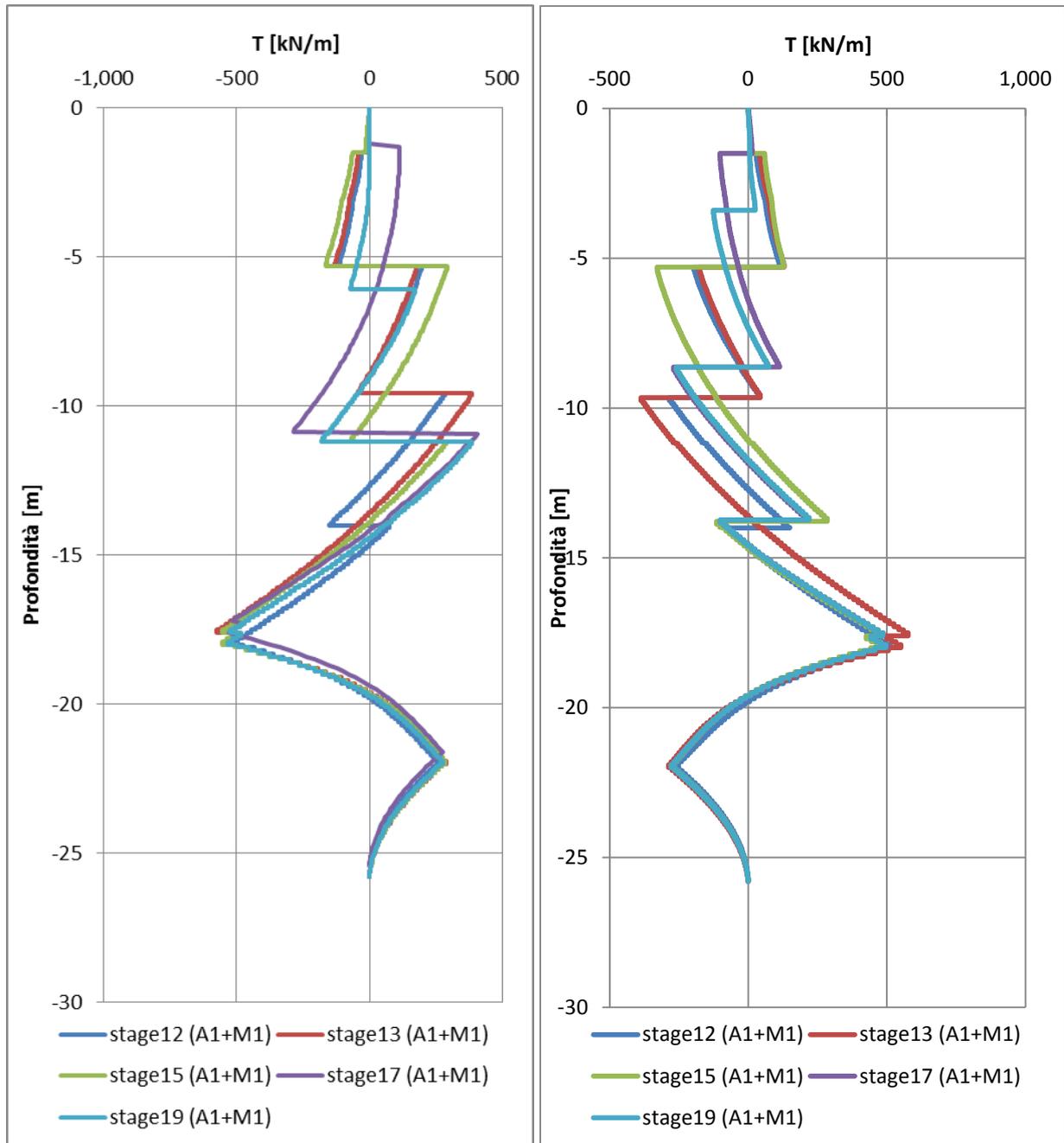


Figura 8.6 - Taglio SLU A1+M1, fasi di calcolo 12, 13, 15, 17 e 19 - sezione sul lato corto del pozzo.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 001

Rev.
A

Foglio
49 di 71

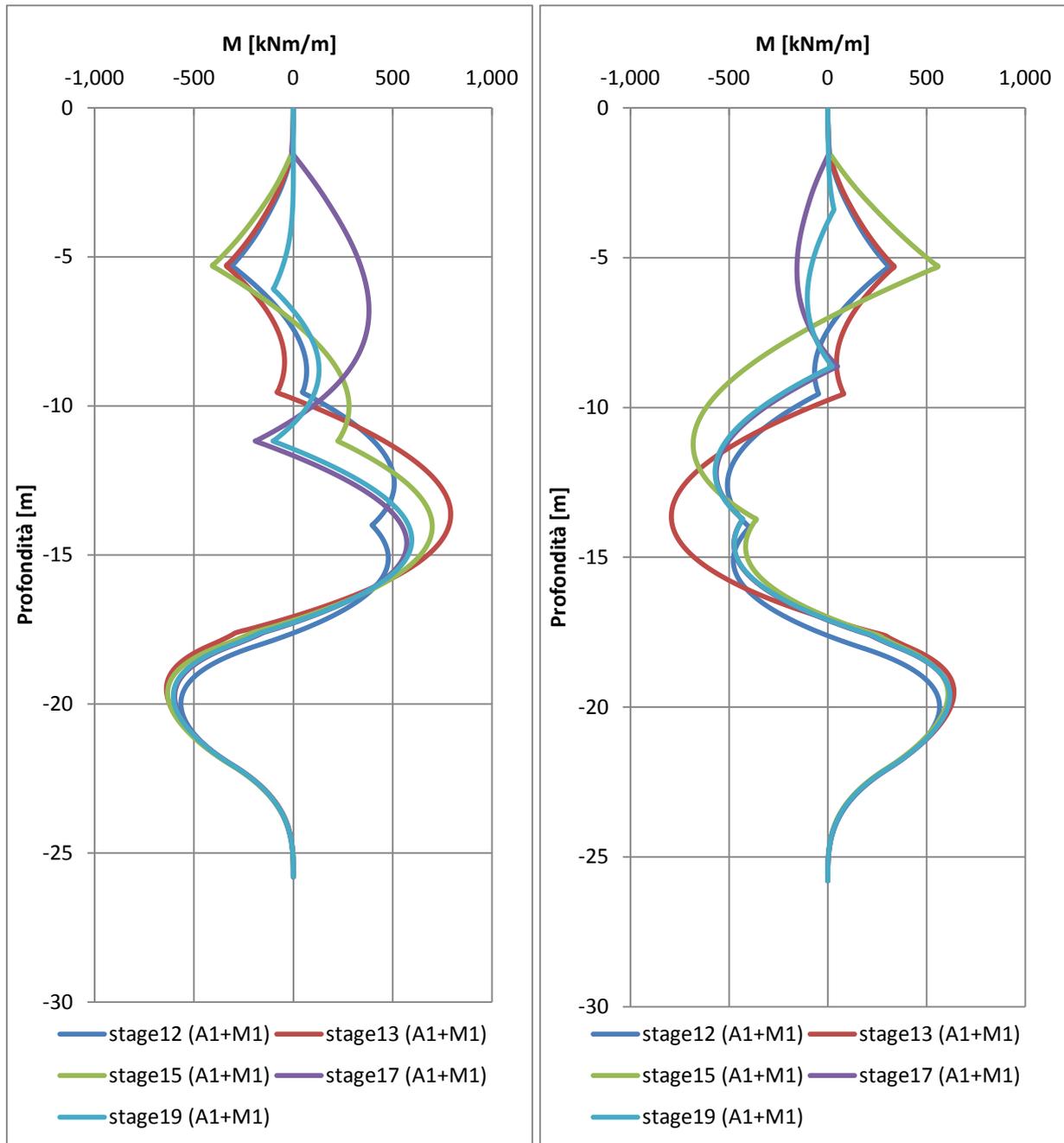


Figura 8.7 – Momento flettente SLU A1+M1, fasi di calcolo 12, 13, 15, 17 e 19 - sezione sul lato lungo del pozzo.

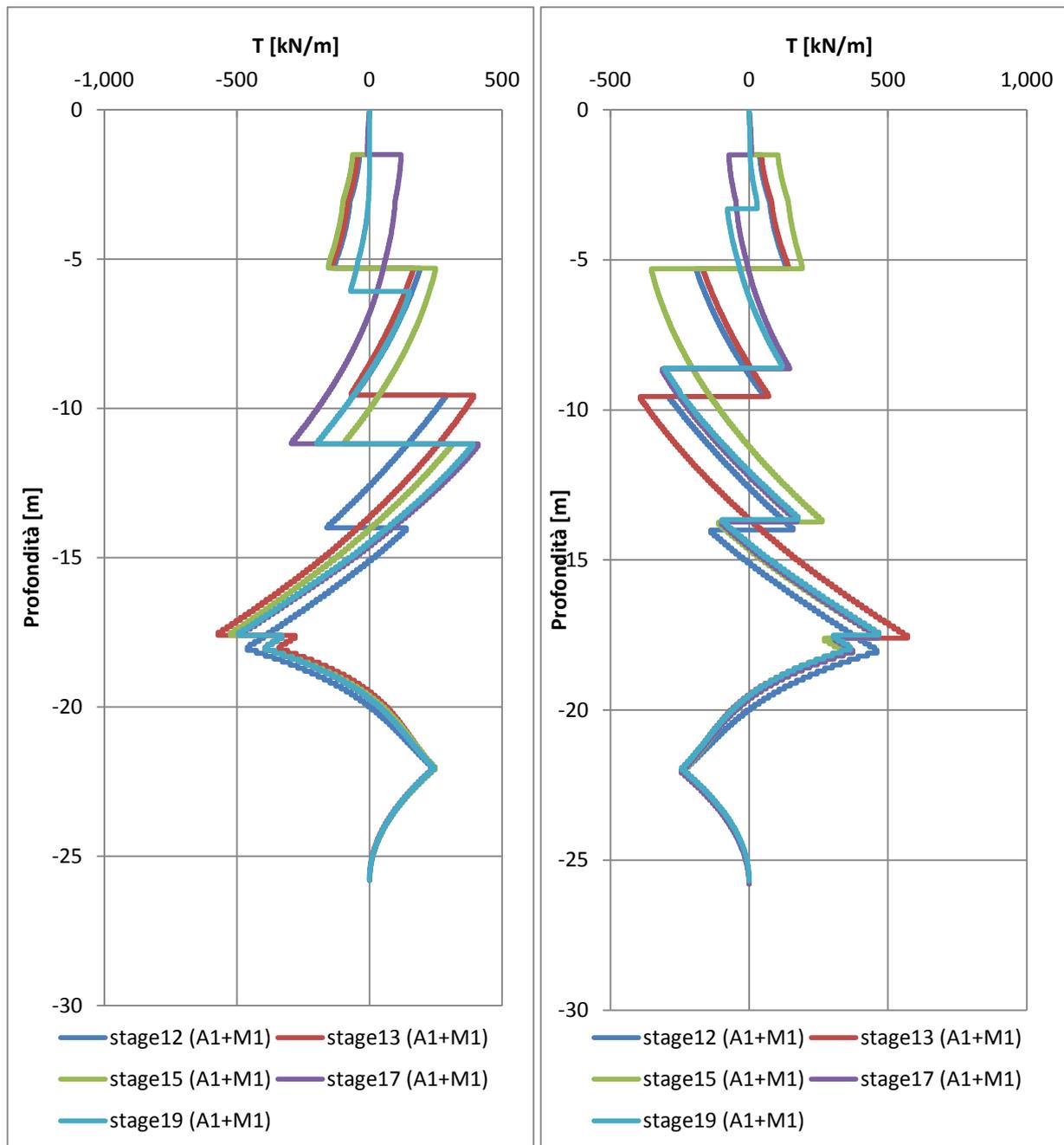


Figura 8.8 - Taglio SLU A1+M1, fasi di calcolo 12, 13, 15, 17 e 19 - sezione sul lato lungo del pozzo.

In Tabella 8.5 sono riportate le caratteristiche della gabbia di armatura dei pali, le resistenze e le sollecitazioni massime della sezione.

Nella valutazione del momento resistente, si è cautelativamente considerato uno sforzo normale nullo, in Figura 8.9 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]	M_{RD}^{SLU} [kNm]	V_{RD}^{SLU} [kN]	M_{ED}^{SLU} [kNm]	V_{ED}^{SLU} [kN]
1 (0-25m)	18 ϕ 28	ϕ 14/20	25	1105	812	1064	692

Tabella 8.5 – Armatura dei pali e relative resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

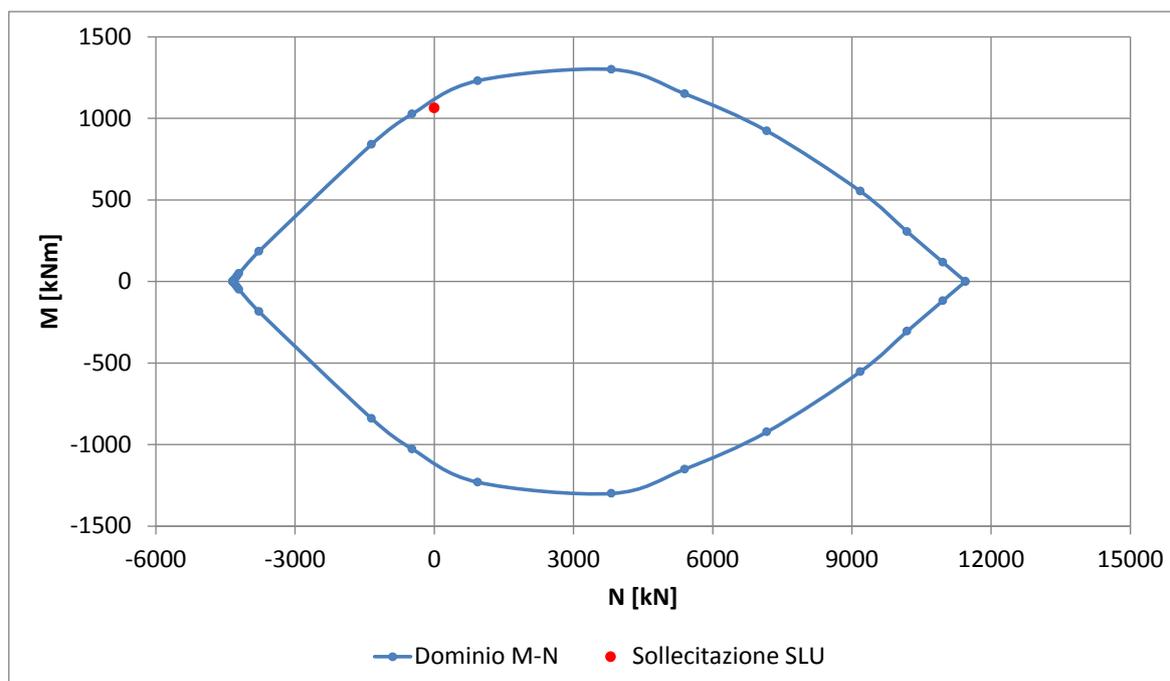


Figura 8.9 – Dominio M-N della sezione e sollecitazione massima.

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 strutturali dei puntoni del telaio metallico

Le opere di contrasto previste per la paratia sono composte dai telai metallici del tipo illustrato in Figura 8.3.

La massima sollecitazione nei puntoni di lunghezza 8 m e perpendicolari alla paratia, in condizioni di SLU A1+M1 risulta essere di 466.76 kN/m. In Tabella 8.6 sono riportate le verifiche effettuate che risultano soddisfatte sia per la verifica a compressione che di stabilità.

Combinazione	N_{RD}	N_{cr}	λ	ϕ	χ	$N_{b,RD}$	N_{ED}	FS instabilità
	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
A1+M1	3671	5254	0.86	0.94	0.76	2797	2334	0.834

Tabella 8.6 – Azioni sui tiranti.

La massima sollecitazione nei puntoni inclinati di 45° rispetto alla paratia, in condizioni di SLU A1+M1 risulta essere di 545.59 kN/m. La sollecitazione in ogni singolo puntone è stata valutata come:

$$N_{ED} = 545.59 \cdot L / \sin(45) = 545.59 \cdot 4 / \sin(45) = 3086.3 \text{ kN}$$

In Tabella 8.7 sono riportate le verifiche effettuate che risultano soddisfatte sia per la verifica a compressione che di stabilità.

Combinazione	N_{RD}	Ncr	λ	ϕ	χ	$N_{b,RD}$	N_{ED}	FS instabilità
	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
A1+M1	3671	25239	0.39	0.60	0.96	3506	3086	0.880

Tabella 8.7 – Caratteristiche di resistenza dei trefoli

8.3.3. Verifiche strutturali delle travi di ripartizione

Per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei puntoni è stata utilizzata una trave composta da una coppia di profilati metallici del tipo HEB 320 (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.

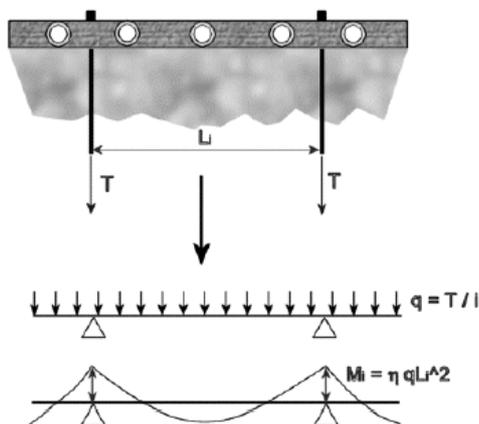


Figura 8.10– Trave di ripartizione: schema statico

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 puntoni (in questo caso 5 m per i puntoni perpendicolari alla paratia e 4 m per i puntoni inclinati di 45°);

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

La verifica delle travi di ripartizione in acciaio dei puntoni vengono condotte in campo plastico con riferimento al criterio indicato nel par.4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008.

In Tabella 8.8 sono riassunte le massime sollecitazioni agli SLU a cui sono soggette le travi di ripartizione posizionate sul lato lungo del pozzo e le relative verifiche a taglio e a momento ridotto, e in Tabella 8.9 quelle a cui sono soggette le travi di ripartizione posizionate sul lato corto del pozzo e le relative verifiche strutturali.

Le analisi tengono conto del fatto che adottando due profili accoppiati, su ciascun profilo agirà:

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

M_{Ed}	V_{Ed}	W pl	Sa	h_1	Av	Vc,Rd	V Ed/V Rd	ro	M V Rd
[kNm]	[kN]	[cm ³]	[mm]	[mm]	[cm ²]	[kN]	-	-	[kNm]
583.5	700.1	2149	11.5	279	51.73	1009.7	0.69	0.15	697.22

Tabella 8.8 – Massime sollecitazioni nella trave di ripartizione sul lato lungo del pozzo.

M_{Ed}	V_{Ed}	W pl	Sa	h_1	Av	Vc,Rd	V Ed/V Rd	ro	M V Rd
[kNm]	[kN]	[cm ³]	[mm]	[mm]	[cm ²]	[kN]	-	-	[kNm]
436.5	654.7	2149	11.5	279	51.73	1009.7	0.65	0.09	709.32

Tabella 8.9 - Massime sollecitazioni nella trave di ripartizione sul lato corto del pozzo.

8.3.4. 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 8.10 sono riportate le spinte mobilitate e disponibili per le varie fasi di calcolo fino al raggiungimento del fondo scavo. L'opera risulta quindi adeguatamente infissa nel terreno.

Fase (A2+M2)	Spinta mobilitata [kN/m]	Spinta disponibile [kN/m]	Rapporto spinte
3	3031	38376	0.08
5	2870	32809	0.09
7	2560	27206	0.09
9	2280	24327	0.09
11	2167	22542	0.10

Tabella 8.10 – Riassunto spinte mobilitate e disponibili.

Data la geometria della struttura non risultano necessarie verifiche di stabilità globale dell'opera.

Di seguito si riportano le analisi relative alla verifica al galleggiamento dell'opera.

La verifica al galleggiamento risulta più critica al raggiungimento della quota di fondo scavo in quanto in tale condizione i pesi favorevoli risultano minimi e le azioni sfavorevoli risultano massime.

In tali condizioni le azioni risultano:

- Sottospinta sul tampone in jet-grouting

$$U1 = z_w * \gamma_w * A_j * \gamma_{G1} = 19.2 * 9.806 * 104.55 * 1.1 = 21653 \text{ kN}$$

- Sottospinta al piede dei pali

$$U2 = z_w * \gamma_w * A_p * \gamma_{G1} = 22 * 9.806 * 33.28 * 1.1 = 7898 \text{ kN}$$

$$E_d = U1+U2 = 29550 \text{ kN}$$

Le resistenze risultano:

- Peso del tampone in jet-grouting

$$P_j = \gamma_j * A_j * h_j * \gamma_{G1} = 21 * 104.55 * 4 * 0.9 = 7904 \text{ kN}$$

- Peso dei pali

$$P_p = \gamma_p * A_p * h_p * \gamma_{G1} = 25 * 33.28 * 25 * 0.9 = 18720 \text{ kN}$$

- Attrito laterale dei pali

$$A = S_{lp} * \mu * \sigma'_h * 1/(\gamma_R * \xi_3) = 1040 * 0.52 * 31.62 * 1/(1.6 * 1.7) = 6282 \text{ kN}$$

$$R_d = P_j + P_p + A = 32906 \text{ kN}$$

La verifica a galleggiamento risulta quindi verificata in quanto $R_d > E_d$.

Di seguito si riportano anche le verifiche relative al sollevamento del tampone di fondo in jet-grouting.

In queste condizioni le azioni risultano essere le sottospinte agenti sul tampone in jet-grouting U_1 calcolate in precedenza.

Le resistenze risultano:

- Peso del tampone in jet-grouting P_j
- Attrito laterale tra i pali e il jet-grouting

$$A = S_{lj} * \mu * \sigma'_h * 1/(\gamma_R * \xi_3) = 166.4 * 0.7 * 115.3 * 1/(1.6 * 1.7) = 14269 \text{ kN}$$

$$R_d = P_j + A = 22173 \text{ kN}$$

La verifica al sollevamento del tampone in jet-grouting risulta verificata in quanto $R_d > U_1$.

8.3.5. Deformazioni

Le deformazioni in fase realizzativa dell'opera sono state valutate con la combinazione SLE, in Figura 8.11 e in Figura 8.12 sono riportate le deformazioni raggiunte dalla struttura nella fase di calcolo più gravosa ovvero in seguito al raggiungimento della quota di fondo scavo e alla rimozione del quarto livello di contrasto. Le massime deformazioni raggiunte a circa 13 m di profondità si attestano intorno al centimetro.

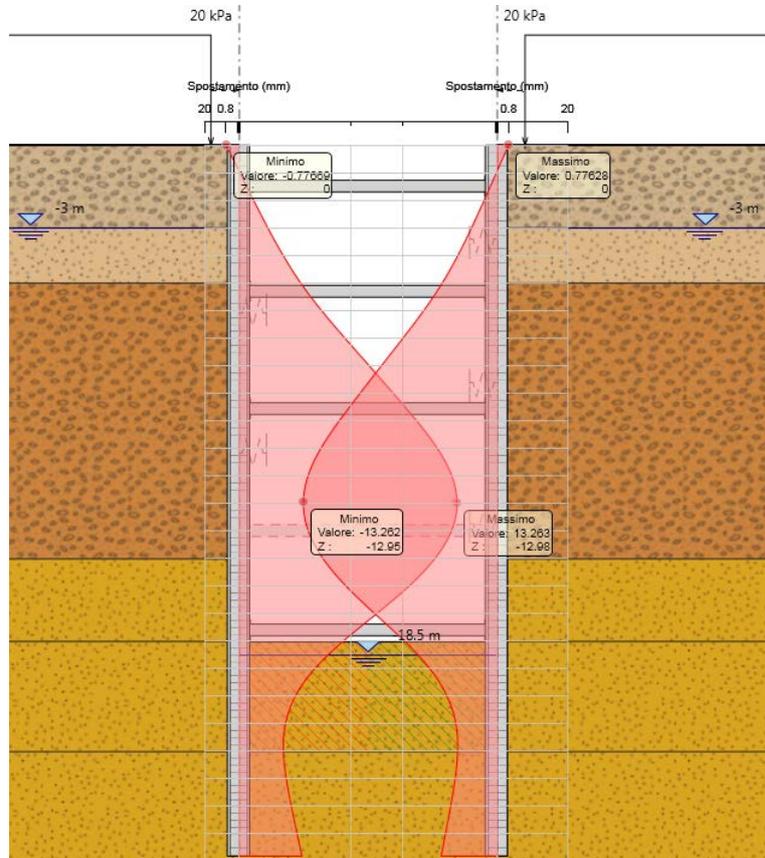


Figura 8.11 – Deformazioni in condizioni SLE nella fase 13 per il modello relativo alla sezione lungo il lato corto del pozzo.

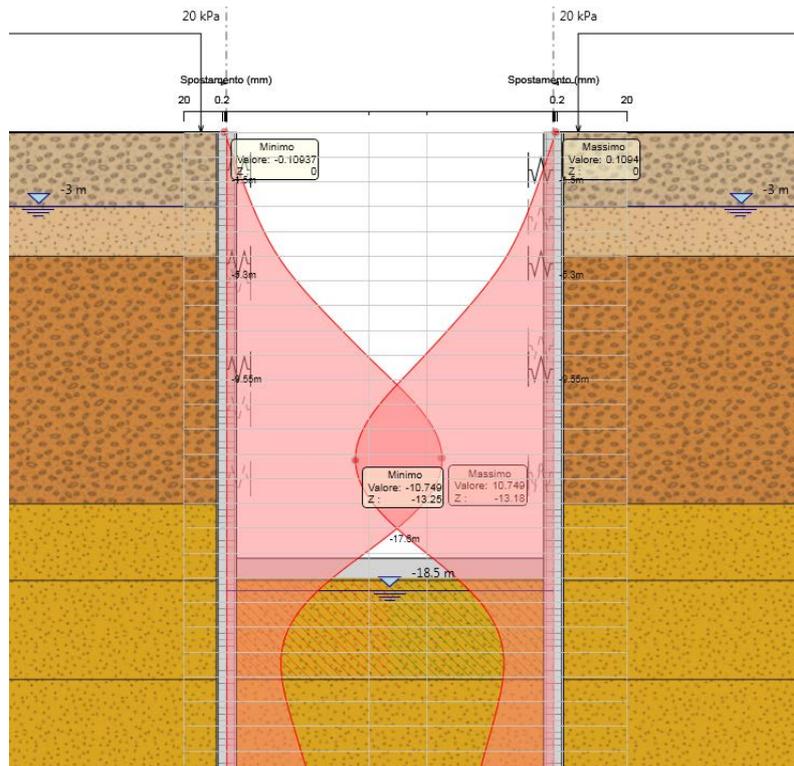


Figura 8.12 - Deformazioni in condizioni SLE nella fase 13 per il modello relativo alla sezione lungo il lato lungo del pozzo.

9. CUNICOLO DI COLLEGAMENTO

Di seguito si riportano le analisi che sono state effettuate per le opere relative al cunicolo di collegamento tra la galleria San Giorgio in Salici e il pozzo dell'uscita di emergenza.

9.1. Stati limite

Le verifiche strutturali del rivestimento sono state condotte secondo quanto prescritto dal D.M. del 17/01/2018 (Norme Tecniche per le costruzioni) ed in accordo al manuale di progettazione delle opere civili di RFI (Parte II – Sezione 4 – Gallerie, codifica: RFI DTC SI GA MA IFS 001 A) e alle *Linee guida per la progettazione geotecnica delle gallerie naturali* di ITALFERR (PPA.0002403).

In particolare, per le verifiche di stati limite ultimi STR, le analisi sono condotte con i valori caratteristici dei parametri geotecnici e applicando i coefficienti parziali all'effetto delle azioni (le sollecitazioni negli elementi strutturali) secondo l'Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1).

Pertanto, per le verifiche SLU sul rivestimento sia di prima fase sia definitivo si impiega il coefficiente $\gamma_E=1.3$ alle sollecitazioni agenti risultanti dalla modello numerico ottenuto con i parametri caratteristici.

La modellazione priva dell'utilizzo dei coefficienti parziali di sicurezza consente di determinare la reale risposta tensio-deformativa del terreno e degli elementi strutturali. I risultati dell'analisi sono infatti rappresentativi del campo delle deformazioni e dello sviluppo di eventuali zone di plasticizzazione.

Le verifiche del rispetto degli Stati Limite di Esercizio sono condotte secondo le combinazioni indicate dalla normativa con coefficienti di sicurezza parziali unitari.

Le verifiche condotte per le combinazioni sismiche sono condotte con fattori di sicurezza parziali unitari, come prescritto dalla Normativa.

9.2. Rivestimento di prima fase

Le verifiche sono state effettuate allo SLU, a presso-flessione e a taglio, amplificando con il coefficiente $\gamma_E=1.3$ i valori di M e N e V ottenuti dal programma di calcolo. I domini di resistenza N-M e N-V sono stati ricavati considerando diversi valori di resistenza cubica a compressione del calcestruzzo proiettato a seconda del grado di maturazione. In caso di sezione composta, i domini N-M sono stati calcolati considerando le centine con la loro reale geometria, mentre i domini N-V sono stati calcolati sommando le resistenze al taglio del calcestruzzo proiettato e delle centine.

9.3. Rivestimento definitivo

9.3.1. Stato limite ultimo a pressoflessione

La verifica a pressoflessione allo stato limite ultimo della sezione in cemento armato è stata eseguita garantendo che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

La verifica è stata eseguita su tutte le coppie Sforzo Normale – Momento agenti ricavate dall'analisi numerica su sezioni a passo costante nel rivestimento.

9.3.2. Stato limite ultimo a taglio

La verifica a taglio è stata eseguita secondo quanto previsto per sezioni in cemento armato, trascurando in prima approssimazione e a favore di sicurezza la presenza di armatura specifica per le sollecitazioni taglianti (cfr. Par 4.1.2.1.3.1 delle NTC2008 - D.M. 14 Gennaio 2008).

La verifica risulta soddisfatta se:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta pari a:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0.18k \frac{(100\rho_l f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15\sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{min} + 0.15\sigma_{cp}) b_w d \right\}$$

con

- f_{ck} : resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo [MPa]
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ dove d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa (≤ 0.02) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);
 b_w è la larghezza della sezione (in mm).

9.3.3. Stato limite di esercizio alla fessurazione

La verifica di fessurazione è stata eseguita in accordo alle indicazioni delle NTC 2008 (DM 14/01/2008). Ne deriva un limite all'apertura delle fessure pari al valore $w_2 = 0.3$ mm.

La verifica viene ricondotta alla forma:

$$w_k \leq w_1$$

Per la valutazione del valore caratteristico dell'apertura delle fessure si è adottato l'approccio dell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1):

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove

- $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ con c il copriferro dell'armatura longitudinale, $k_1=0.8$ (barre ad aderenza migliorata), $k_2=0.5$ per la flessione, $k_3=3.4$, $k_4=0.425$ e $\rho_{p,eff}$ la percentuale di armatura con riferimento all'area tesa efficace di calcestruzzo;

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} (1 + \alpha_s \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'armatura tesa della sezione fessurata, α_s il rapporto di omogeneizzazione, $k_t=0.4$ per carichi di lunga durata e $f_{ct,eff}$ valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo all'insorgere della fessurazione (assunto pari a f_{ctm} in quanto il carico è successivo alla fase di curing).

9.3.4. Stato limite di esercizio di limitazione delle tensioni

La verifica a stato limite di limitazione delle tensioni risulta soddisfatta se le tensioni agenti nei materiali sono inferiori ai valori limite:

$$\sigma_{c,max} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$\sigma_{s,max} \leq \sigma_{s,lim}$$

dove:

- $\sigma_{c,max}$ rappresenta la massima tensione di compressione del calcestruzzo nella sezione;
- $\sigma_{s,max}$ rappresenta la massima tensione di trazione nell'armatura riferita alla sezione;
- $\sigma_{c,lim}$ rappresenta il limite massimo alla tensione di compressione del calcestruzzo;
- $\sigma_{s,lim}$ rappresenta il limite massimo alla tensione di trazione dell'acciaio di armatura.

I limiti sono stati posti pari a quelli previsti nelle *Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari* e precisamente:

- Stato limite di tensione nel calcestruzzo
 - combinazione di carico caratteristica (rara): $\sigma_{c,lim} = 0.55 f_{ck}$
 - combinazione di carico quasi permanente: $\sigma_{c,lim} = 0.40 f_{ck}$
- Stato limite di tensione nell'acciaio
 - combinazione di carico caratteristica (rara): $\sigma_{s,lim} = 0.75 f_{yk}$

Ove f_{ck} e f_{yk} rappresentano i valori caratteristici di resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo e di snervamento dell'acciaio rispettivamente.

Tutte le verifiche sopra esposte risultano soddisfatte nelle combinazioni di carico previste e in tutte le sezioni analizzate nel seguito. Si rimanda ai paragrafi successivi per il dettaglio.

9.3.5. Interventi di presostegno

Per gli interventi di presostegno le verifiche strutturali sugli elementi metallici al contorno sono condotte modellando tali elementi come travi incastrate ai due estremi, rappresentati da un lato dall'ultima centina installata e dall'altro dal fronte stesso. La luce di calcolo si definisce come:

$$L = \delta + a + \lambda$$

dove:

δ = interasse delle centine;

a = distanza massima dell'ultima centina dal fronte di scavo;

λ = lunghezza fittizia per tenere conto dell'effetto appoggio "cedevole" al fronte (circa 0.5).

Detta $p_{v,k}$ la pressione verticale caratteristica attesa sulla calotta, e detto i l'interasse tra i tubi metallici, il momento flettente caratteristico agente sul singolo elemento può calcolarsi come:

$$M_{sk} = \frac{1}{12} \cdot p_{v,k} \cdot i \cdot L^2$$

In questo caso le verifiche sono condotte secondo l'approccio 1 – Combinazione 1 (A1 + M1 + R1), con R1 = 1.

9.3.6. Analisi numeriche

Di seguito si riportano le analisi svolte per il cunicolo di collegamento tra la galleria di linea San Giorgio in Salici e il pozzo dell'uscita di scurezza.

9.3.7. Geometria

Il cunicolo di collegamento ha una copertura in calotta di circa 12.8 m e un carico idraulico di circa 9.1 m. In Figura 9.1 è riportato il modello numerico adottato per le analisi.

In superficie è stato applicato un carico variabile di 20 kPa.

Con riferimento alla relazione geotecnica INOR11EE2RBGN0400001 nella modellazione si è considerato un coefficiente sismico verticale di 0.033 e orizzontale di 0.066.

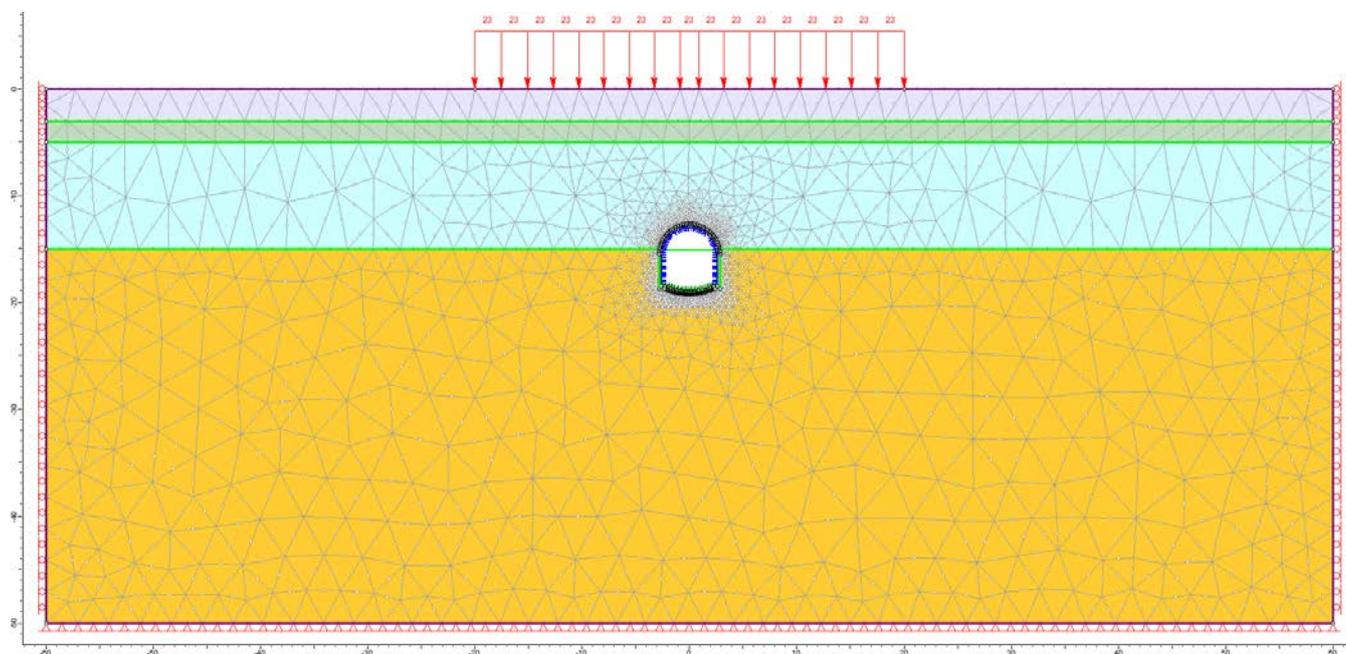


Figura 9.1 – Modello numerico per l'analisi del cunicolo di collegamento.

9.3.8. Parametri geotecnici

I parametri geotecnici utilizzati nel modello sono quelli descritti nel relativo capitolo 5

9.3.9. Caratteristiche dei rivestimenti

Sono previsti interventi di presostegno del cavo con 27 infilaggi (interasse di circa 30 cm) metallici in calotta $\phi 88.9$ spessore 10 mm realizzati in fori da 150 mm e cementati della lunghezza di 6 m, e interventi di consolidamento del fronte con 16 VTR 60/40 anch'essi della lunghezza di circa 6 m.

Il rivestimento di prima fase è composto da 2 centine IPN 180 accoppiate posizionate a passo di 1 m e uno strato di 25 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato.

Il rivestimento definitivo è composto da un getto in calcestruzzo armato C25/30 in calotta e C30/37 in arco rovescio, dello spessore di 80 cm e armato con $\phi 22$ passo 20 cm sia all'intradosso che all'estradosso e spilli $\phi 12$ disposti su una maglia 40x20 cm.

9.3.10. Fasi di calcolo

In Tabella 9.1 sono riportate le fasi di calcolo considerate nel modello numerico.

FASE	DESCRIZIONE DELLA FASE ANALIZZATA	$\sigma_n / \sigma_0 = 1 - \lambda$
FASE 1 – Stato iniziale – condizione geostatica	In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene così ricreata in termini di sforzi e di deformazioni la situazione precedente alla costruzione del cunicolo	1.00
FASE 2 – Applicazione del carico in superficie	In questa fase viene applicato il carico variabile in superficie di 20 kPa	1.00
FASE 3 – Apertura del fronte di scavo	In questa fase del calcolo viene simulata l'apertura dello scavo. La sezione di calcolo è rappresentativa della situazione al fronte di scavo.	0.75
FASE 4 – Scavo a piena sezione per uno sfondo della profondità di 1 m	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione di un singolo sfondo della profondità di 1 m senza sostegno.	0.65
FASE 5 – Scavo a piena sezione e messa in opera della centina e getto del calcestruzzo proiettato	In questa fase di calcolo viene simulato lo scavo a piena sezione e la posa in opera della centina e del calcestruzzo proiettato (modulo al 66%). La sezione di calcolo si trova ad una distanza di 2 m dal fronte di scavo.	0.55
FASE 6 – Avanzamento fino al completamento dello scavo	Viene simulato l'avanzamento del fronte di scavo fino al completamento dello scavo del cunicolo, 6m. Nel rivestimento di prima fase sono agenti sia le centine sia il calcestruzzo proiettato (modulo al 100%)	0.18
FASE 7 – Getto arco rovescio	Viene simulato il getto dell'arco rovescio in calcestruzzo armato (modulo elastico ridotto al 66%)	0.1
FASE 8 – Completa maturazione dell'arco rovescio e getto del rivestimento in calotta	Viene simulata la maturazione completa dell'arco rovescio e il getto del rivestimento definitivo della calotta (modulo elastico 100%)	0.05
FASE 9 – Condizioni di lungo termine	Si considera a lungo termine il decadimento delle caratteristiche di resistenza del rivestimento di prima fase.	0
FASE 10 – Applicazione del sisma di progetto	Condizione di lungo termine con sisma	0

Tabella 9.1 – Riassunto spinte mobilitate e disponibili.

Le pressioni di confinamento applicate nelle varie fasi del modello sono state valutate in base alla curva in Figura 9.2, sebbene il cunicolo abbia solamente una lunghezza di 6 m circa, a favore di sicurezza, a lungo termine la pressione di confinamento è stata diminuita fino ad annullarsi.

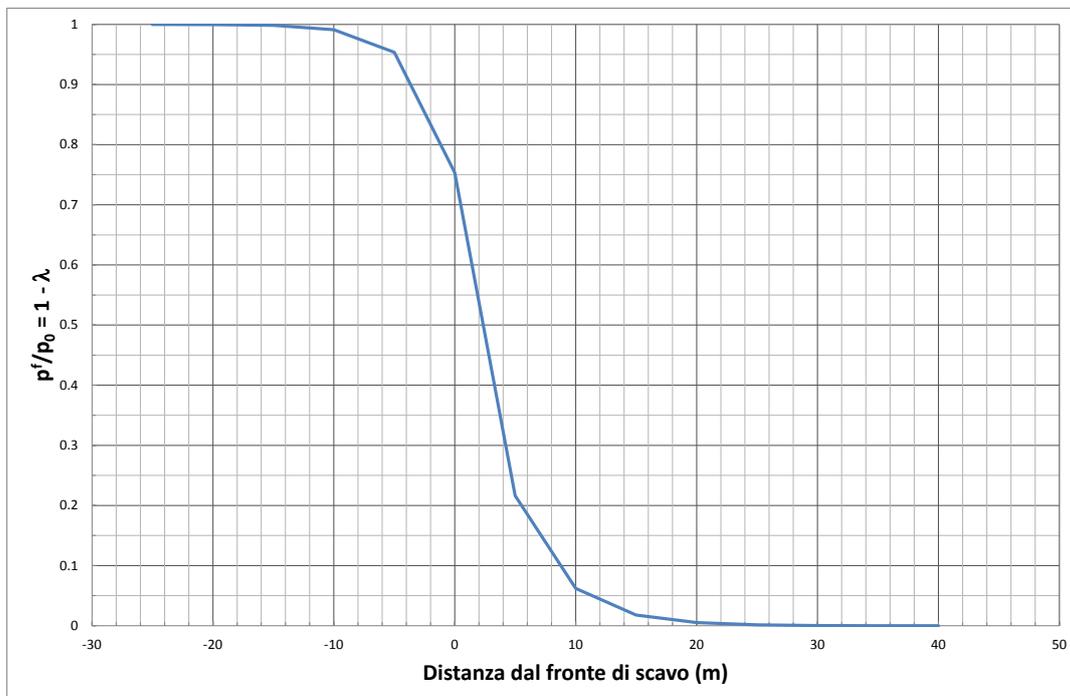


Figura 9.2 – Andamento della pressione di confinamento con la distanza dal fronte.

9.3.11. Analisi dei risultati

Di seguito si riportano i principali risultati delle analisi eseguite e le sollecitazioni sui rivestimenti.

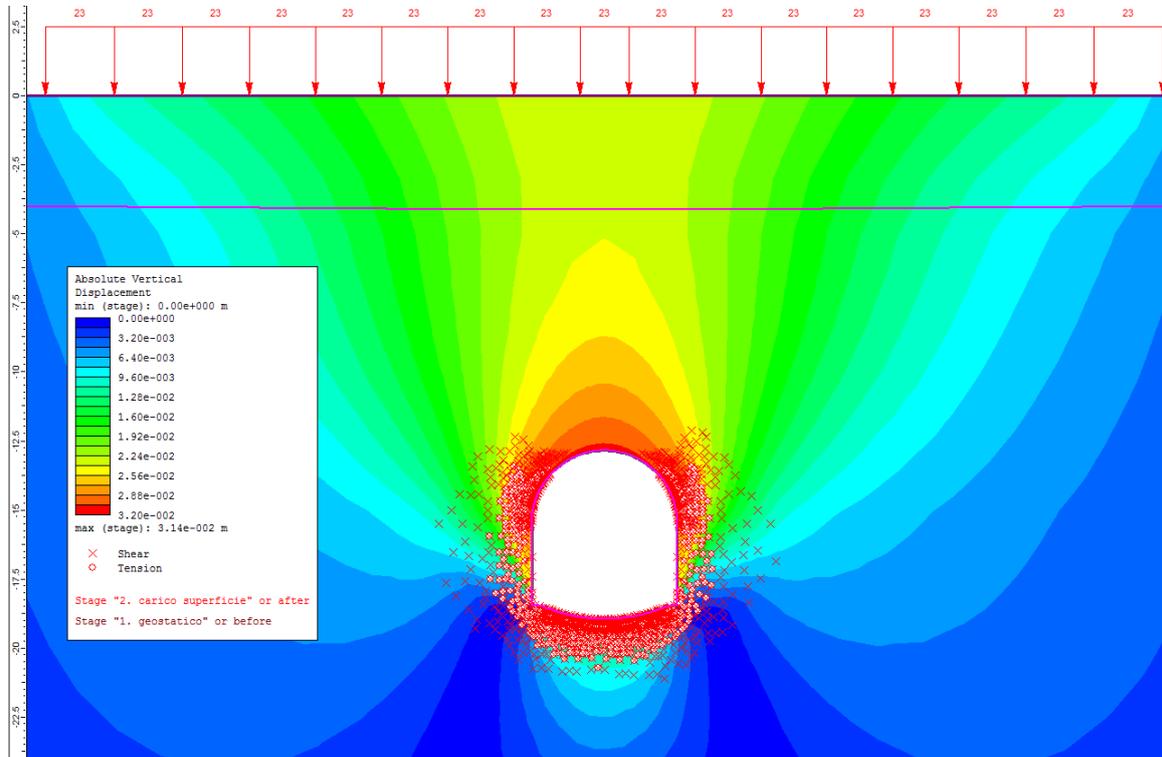


Figura 9.3 – Distribuzione dello spostamento verticale a lungo termine e punti di plasticizzazione.

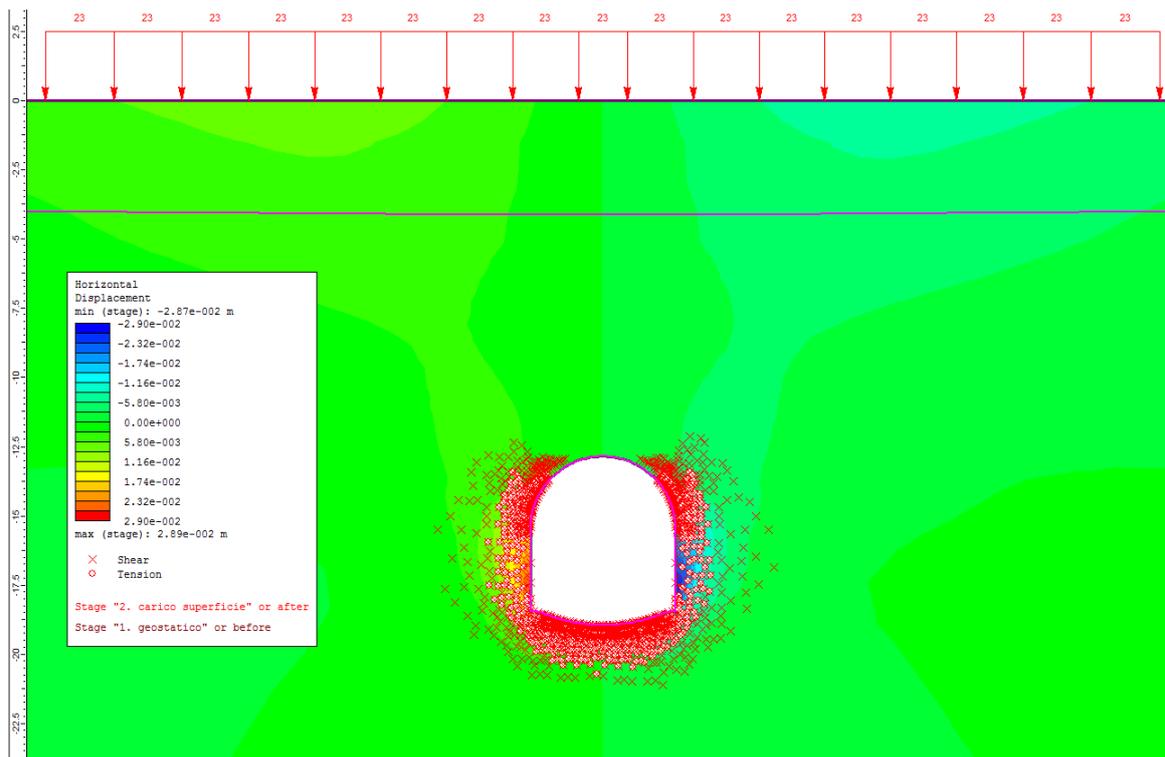


Figura 9.4 – Distribuzione dello spostamento orizzontale a lungo termine e punti di plasticizzazione.

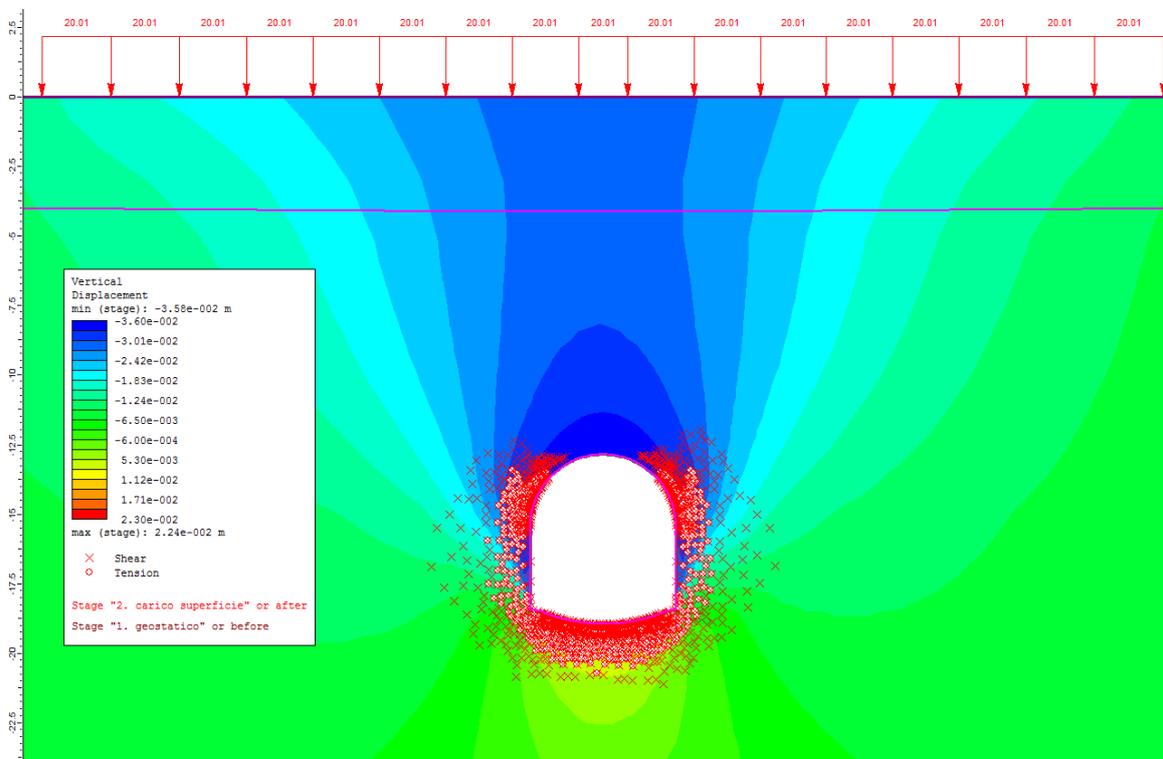


Figura 9.5 – Distribuzione dello spostamento verticale a in condizioni sismiche e punti di plasticizzazione.

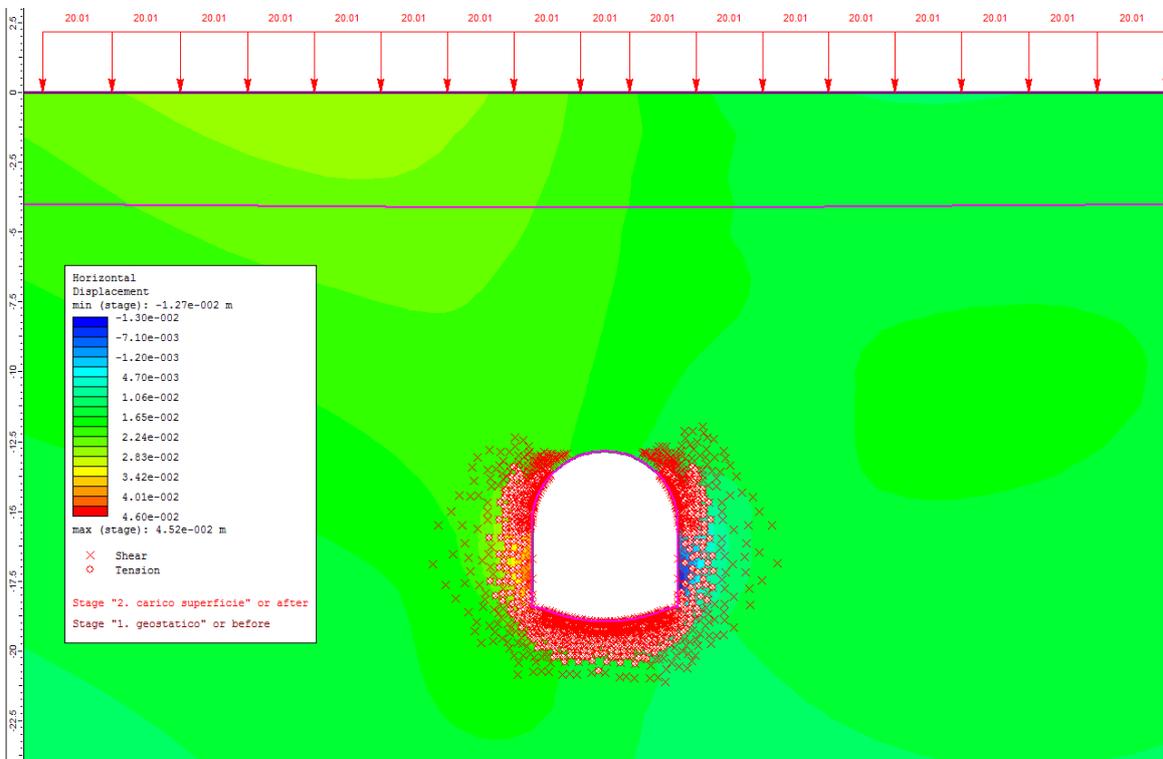


Figura 9.6 – Distribuzione dello spostamento orizzontale in condizioni sismiche e punti di plasticizzazione.

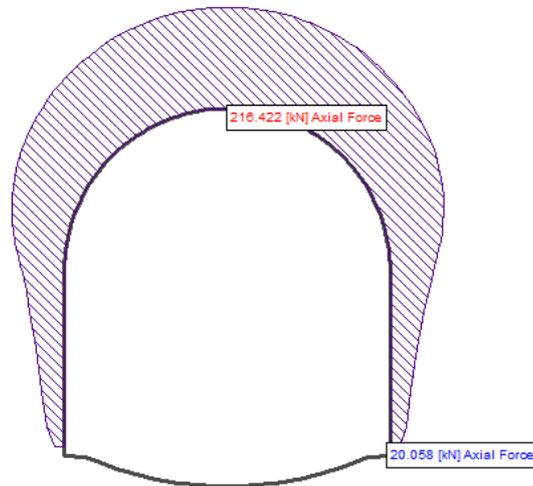


Figura 9.7 – Sforzo normale sul rivestimento di prima fase SLU.

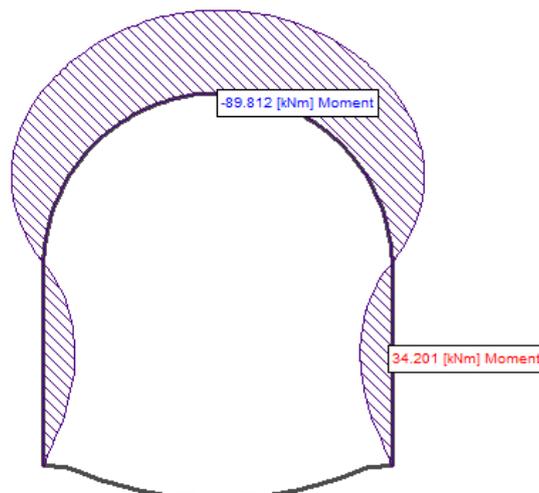


Figura 9.8 – Momento flettente sul rivestimento di prima fase SLU.

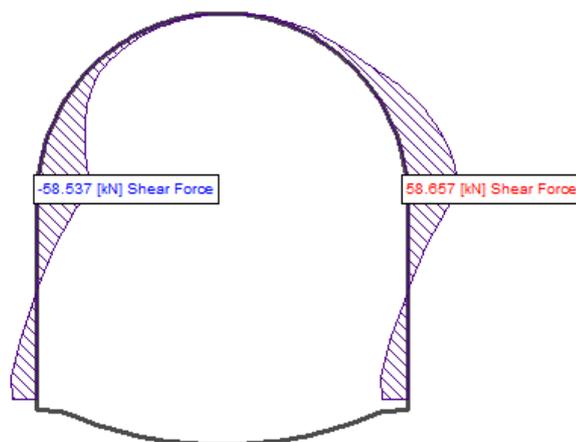


Figura 9.9 – Azione di taglio sul rivestimento di prima fase SLU.

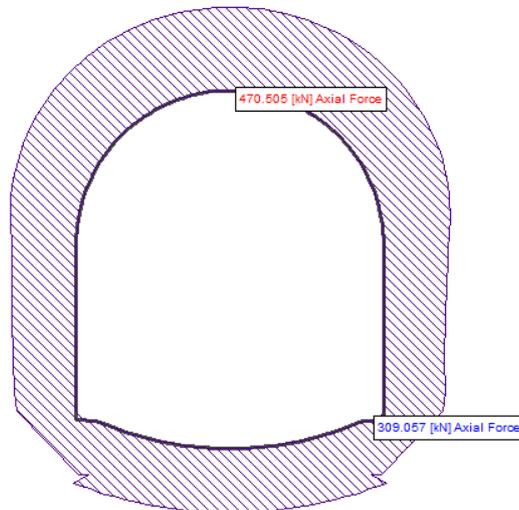


Figura 9.10 – Sforzo normale sul rivestimento definitivo SLU.

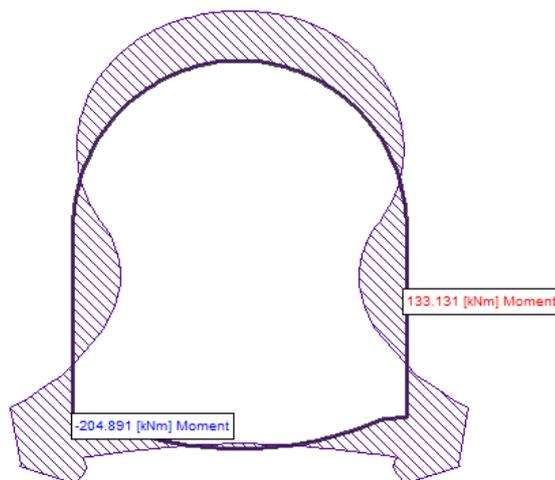


Figura 9.11 – Momento flettente sul rivestimento definitivo SLU.

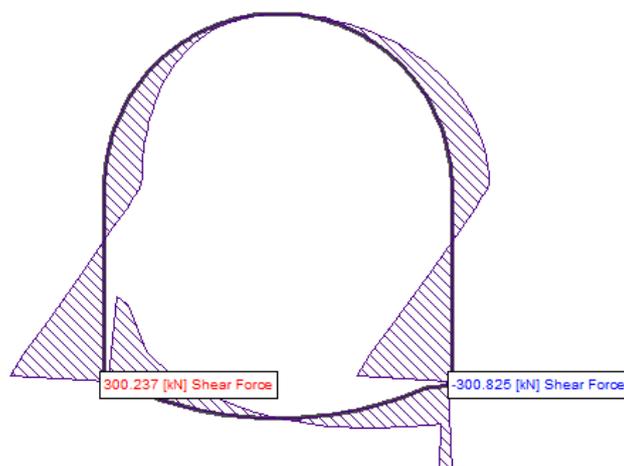


Figura 9.12 – Azione di taglio sul rivestimento definitivo SLU.

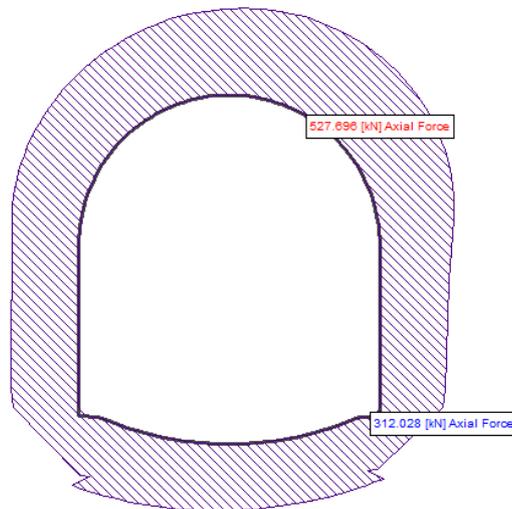


Figura 9.13 – Sforzo normale sul rivestimento definitivo in condizioni sismiche.

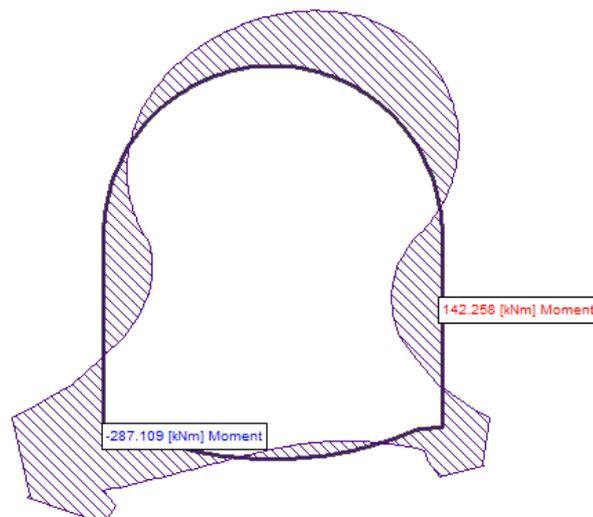


Figura 9.14 – Momento flettente sul rivestimento definitivo in condizioni sismiche.

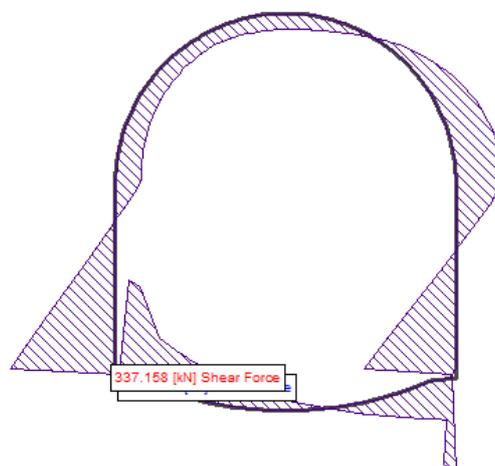


Figura 9.15 – Azione di taglio sul rivestimento definitivo in condizioni sismiche.

9.3.12. Verifiche statiche

Sono state condotte le verifiche allo SLU per quanto riguarda il rivestimento di prima fase e allo SLU, SLV ed SLE per il rivestimento definitivo. Per quanto riguarda le condizioni allo SLU, le sollecitazioni indicate nelle precedenti figure sono state moltiplicate per 1.3 per ottenere i valori di sollecitazione di calcolo sui rivestimenti. Le sezioni di verifica considerate nelle analisi sono localizzate ogni 15 cm circa del rivestimento in esame e fanno riferimento a una lunghezza unitaria di rivestimento.

9.3.12.1. Rivestimento provvisorio

Presostegno al contorno

Di seguito vengono mostrate le verifiche a flessione relative allo SLU per i tubi in acciaio costituenti l'ombrello di infilaggi metallici al contorno dello scavo.

INFILAGGI METALLICI	
Diametro/Spessore	f88.9/10mm
GEOMETRIA	
Distanza centina-fronte	0.2 m
Interasse centine	1 m
Lunghezza fittizia appoggio cedevole	0.5 m
Interasse tubi	0.36
AZIONI SOLLECITANTI	
Pressione verticale caratteristica Pvk	177 kPa
Momento flettente Mk	15.3 kNm
VERIFICA	
Momento flettente di progetto MEd	19.9 kNm
Momento resistente di progetto MRd	21.05 kNm

Tabella 9.2 – Verifica allo stato limite ultimo degli infilaggi metallici in calotta.

Verifica a Presso-flessione

In Figura 9.16 è riportato il dominio di resistenza della sezione del rivestimento di prima fase considerando come resistenti unicamente le ali dei profilati IPN 180. Le sollecitazioni a SLU risultano all'interno del dominio.

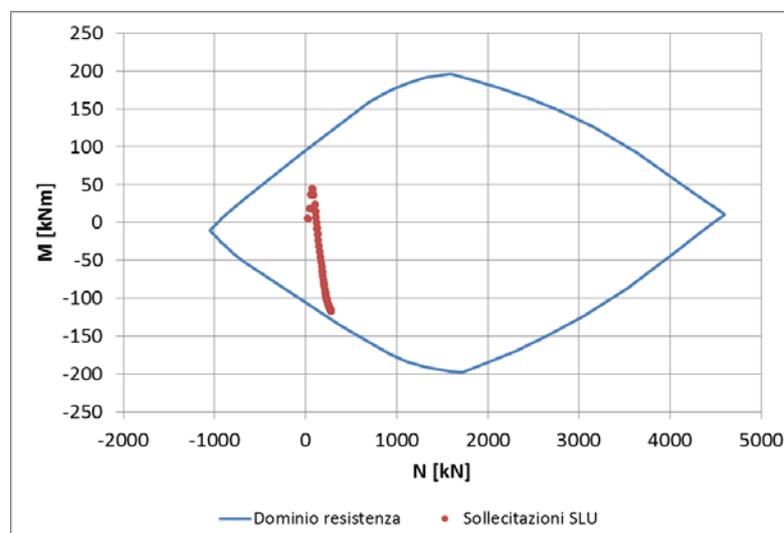


Figura 9.16 – Verifica a presso-flessione del rivestimento di prima fase.

Taglio

La sollecitazione a taglio è stata considerata sopportata unicamente dall'anima dei profilati delle centine. In Figura 9.17 è riportato un grafico con le sollecitazioni agenti sull'anima del singolo profilato e la relativa resistenza. Le sollecitazioni allo SLU risultano inferiori della resistenza dei profilati.

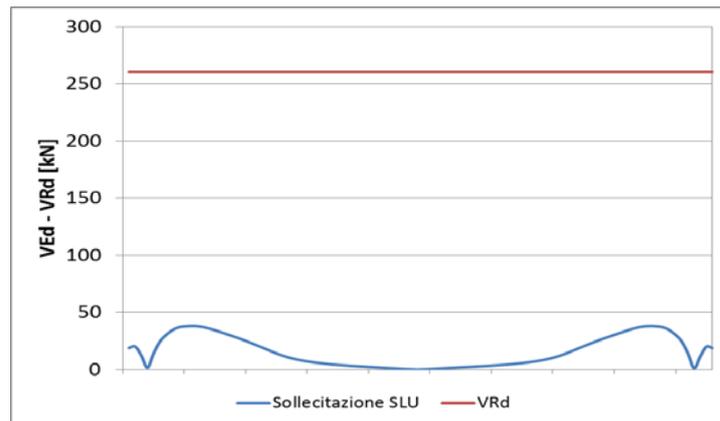


Figura 9.17 – Verifica a taglio del rivestimento di prima fase.

9.3.12.2. Rivestimento definitivo

Verifica a Presso-flessione

In Figura 9.18 è riportato il dominio di resistenza della sezione dell'arco rovescio e della calotta e le relative sollecitazioni allo SLU e SLV. Le verifiche risultano soddisfatte.

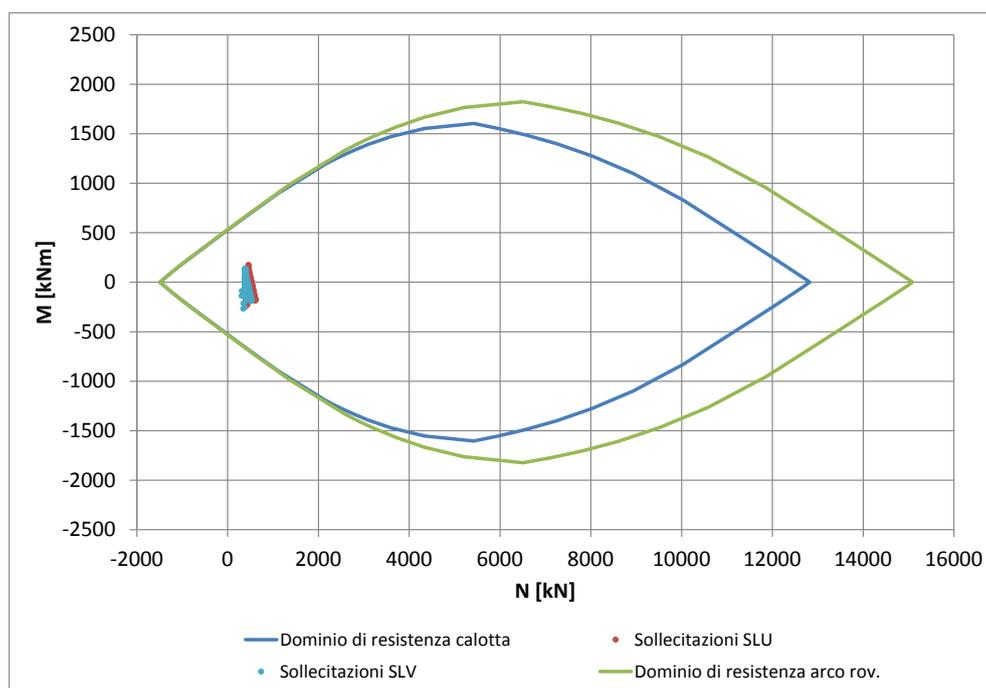


Figura 9.18 - Verifica a presso-flessione del rivestimento definitivo.

Taglio

In Figura 9.19 sono riportate le sollecitazioni del taglio agente sul rivestimento definitivo in condizioni si SLU e SLV e la relativa resistenza della sezione. Le verifiche risultano soddisfatte.

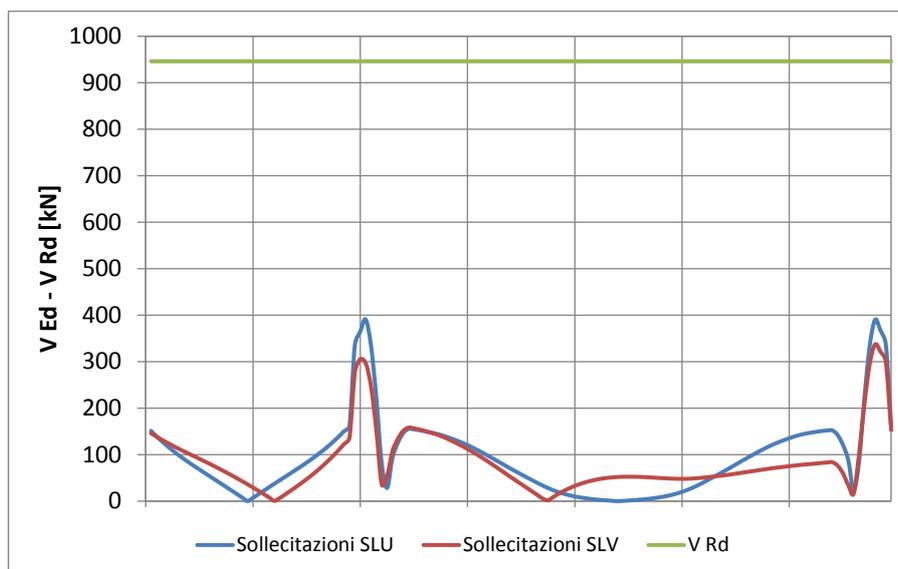


Figura 9.19 – Verifica a taglio del rivestimento definitivo.

Verifica dell'apertura delle fessure

In Figura 9.20 sono riportati i valori di apertura delle fessure nel rivestimento definitivo calcolati con le sollecitazioni a SLE. L'apertura delle fessure rimane sempre limitata al di sotto dei 0.3 mm.

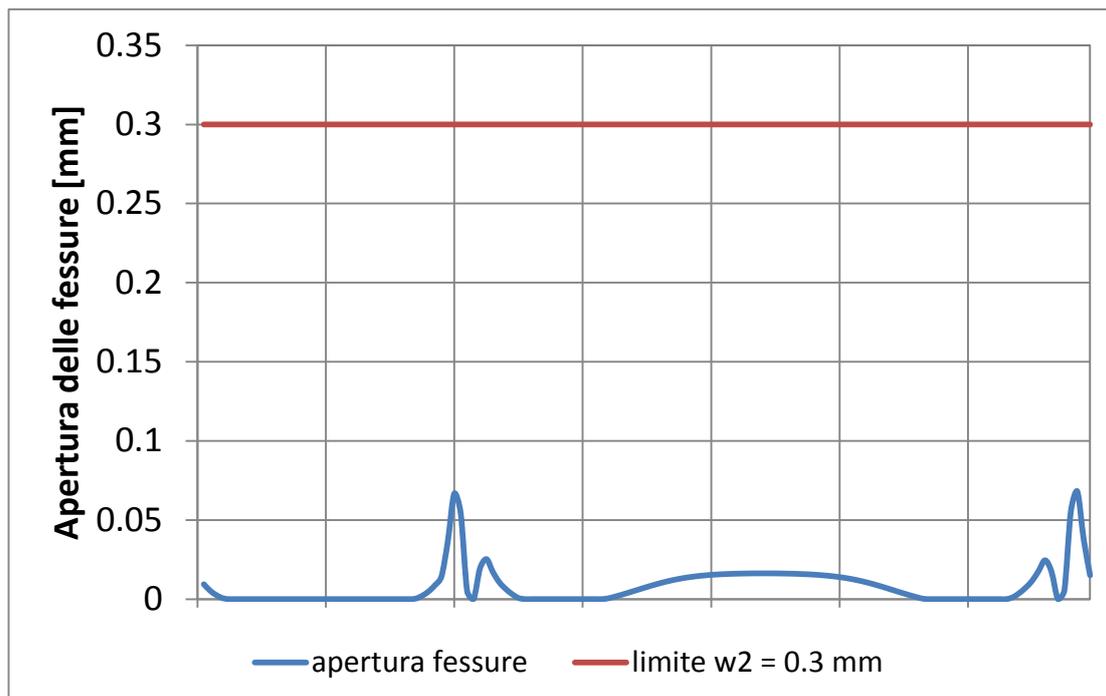


Figura 9.20 – Apertura delle fessure nel rivestimento definitivo.

Limitazione delle tensioni

In Figura 9.21 e in Figura 9.22 sono riportate le tensioni di compressione nel calcestruzzo e le tensioni nell'acciaio di armatura in condizioni di SLE.

I valori calcolati per le sezioni analizzate risultano sempre al di sotto dei limiti previsti. Le verifiche risultano dunque soddisfatte.

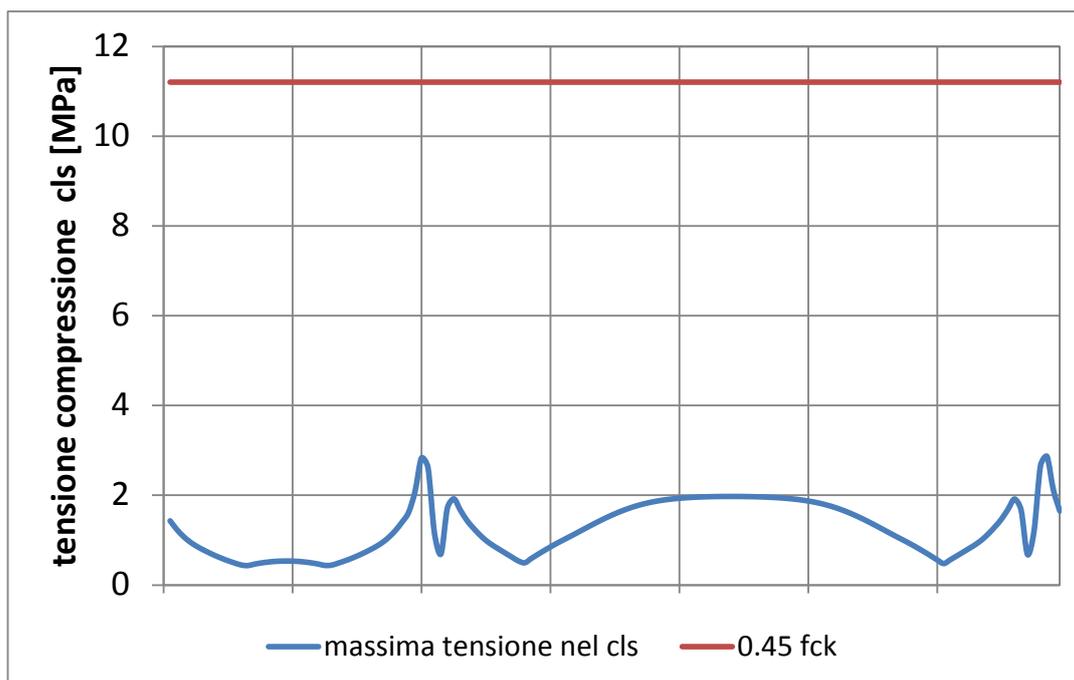


Figura 9.21 – Tensione di compressione nel calcestruzzo in condizioni di SLE.

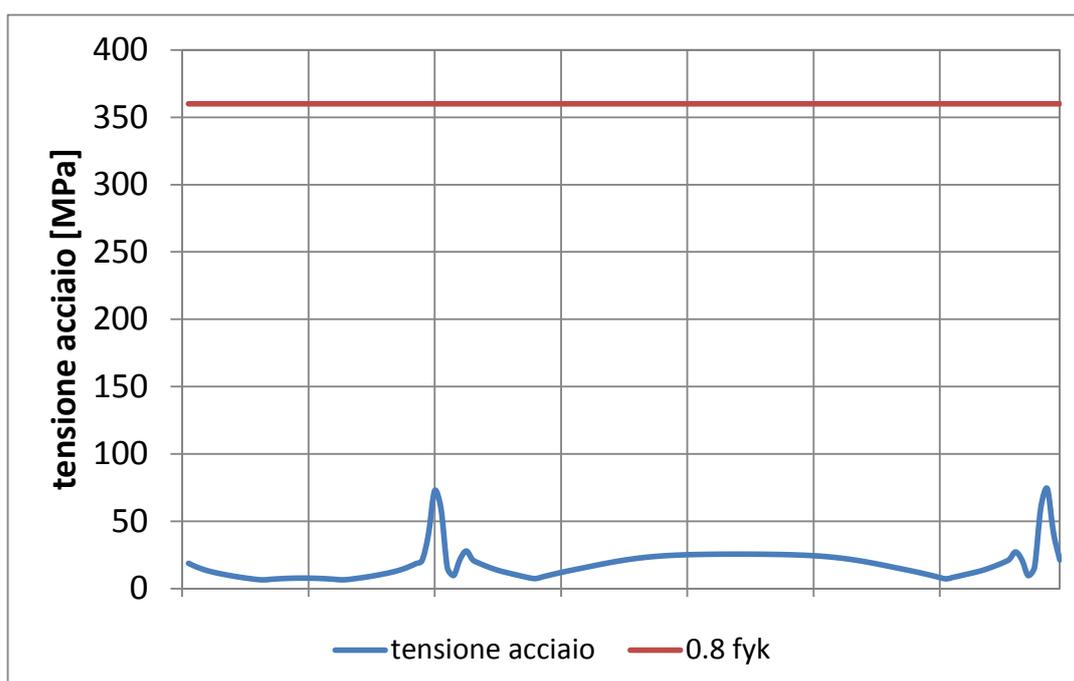


Figura 9.22 – Tensione nell'acciaio di armatura in condizione di SLE.