

AUTOSTRADA VALDASTICO

A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

CUP	G21B1 30006 60005
WBS	B25.A31N.L1
COMMESSA	J16L1

COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:
CONSORZIO RAETIA



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
TRA LE PROGETTAZIONI SPECIALISTICHE:
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renso



PROGETTAZIONE:



ELABORATO: **OPERE D'ARTE MAGGIORI**
OPERE IN SOTTERRANEO
GALLERIA SANT'AGATA 2
GALLERIA NATURALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Progressivo	Rev.
07 02 03 001	02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA:
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	TECHNITAL - C.MARCHINO	C.PESCE	A.RENSO	-
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	TECHNITAL - C.MARCHINO	C.PESCE	A.RENSO	NOME FILE: J16L1_07_02_03_001_0101_OPD_02.dwg
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	TECHNITAL - C.MARCHINO	C.PESCE	A.RENSO	CM. PROGR. FG. LV. REV. J16L1_07_02_03_001_0101_OPD_02

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO
PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



PROGETTO DEFINITIVO

GALLERIA S. AGATA 2

GALLERIA NATURALE

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

INDICE

1	INTRODUZIONE	7
2	OGGETTO E SCOPO	8
3	RIFERIMENTI NORMATIVI	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
5	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E MODELLI MATEMATICI ADOTTATI	11
6	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO	12
7	SEZIONI TIPO	14
	7.1 PREMESSA	14
	7.2 SEZIONI TIPO ADOTTATE	14
8	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO	18
	8.1 ASSETTO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	18
	8.2 IMBOCCO LATO NORD	20
	8.3 IMBOCCO LATO SUD	20
	8.4 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO	21
	8.5 TRATTAMENTI COLONNARI JET-GROUTING	21
9	MODALITA’ DI ANALISI DEL COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO DELLA GALLERIA	23
	9.1 SVILUPPO DELLA GALLERIA E TRATTE OMOGENEE	23
	9.2 SCELTA DELLE SEZIONI DI ANALISI	24
	9.3 ANALISI DI STABILITA’ CON IL METODO DI TAMEZ	24
	9.4 ANALISI TENSO-DEFORMATIVA AGLI ELEMENTI FINITI	27
	9.5 INFLUENZA DELLA FALDA FREATICA	29
	9.6 AZIONE SISMICA	29
	9.7 MODALITA’ DI ESECUZIONE DELLE VERIFICHE STRUTTURALI	31
10	ANALISI DEL COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO DELLA GALLERIA	39
	10.1 FASE DI DIAGNOSI	39
	10.2 FASE DI TERAPIA	43
	10.2.1 Sezione tipo C1a – copertura 40 m	43
	10.2.2 Sezione tipo C1a – copertura 30 m	52
	10.2.3 Sezione tipo C1a – copertura 20 m	61
	10.2.4 Sezione tipo C – copertura 10 m	70

10.3	ANALISI DELLA MUTUA INTERFERENZA TRA LE DUE CANNE	80
11	VERIFICHE AL FUOCO DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO	83
11.1	SOFTWARE DI CALCOLO	84
11.2	SCHEMATIZZAZIONE DEL PROBLEMA	85
11.3	PROPRIETÀ TERMICHE DEI MATERIALI	88
11.4	RISULTATI DEL CALCOLO	92
11.1	VERIFICA STRUTTURALE	94
12	MONITORAGGIO IN CORSO D’OPERA	95
12.1	STAZIONI DI CONVERGENZA	96
12.2	STAZIONI DI CONTROLLO	97
12.3	RILIEVO GEOLOGICO DEL FRONTE DI SCAVO	99
13	CONCLUSIONI	100

Indice delle tabelle

Tabella 1: Parametrizzazione geotecnica deposito granulare.....	21
Tabella 2: Parametrizzazione geotecnica colonne jet compenstrate	22
Tabella 3: Parametrizzazione geotecnica colonne jet diradate.....	22
Tabella 2: Percentuali di detensionamento utilizzate nelle analisi FEM	28
Tabella 5: Sezioni di analisi e carichi agenti a metro di galleria	85
Tabella 6 – Analisi al fuoco – Sezione 1 – copertura 10 m	94
Tabella 7 – Analisi al fuoco – Sezione 2 – copertura 20 m	94

Indice delle figure

Figura 1	Sezione tipo C1a.....	16
Figura 2	Sezione tipo C.....	17
Figura 3	Sondaggio 4D – Interpretazione delle prove SPT eseguite in foro.....	19
Figura 4	Pianta scavi relativa all’imbocco Nord	20
Figura 5	Pianta scavi relativa all’imbocco Sud	21
Figura 6	Schema di esecuzione del consolidamento dall’alto.....	23
Figura 7	Deformazioni e sollecitazioni della sezione di scavo al variare della copertura litostatica.....	39
Figura 8	h=40 m – Spostamenti verticali e orizzontali in fase 5 nel caso in cui si adotti una sezione priva di jet al piede centine e con arco rovescio posto a distanza dal fronte	40
Figura 9	Grafico di confronto tra le tensioni normali agenti sulla superficie inferiore del piede in jet, in presenza o meno di questo irrigidimento	41

Figura 10	Grafico di confronto tra le tensioni normali agenti sulla superficie superiore del piede in jet, in presenza o meno di questo irrigidimento	42
Figura 11	Grafico di confronto tra i cedimenti verticali lungo la superficie superiore del piede in jet, in presenza o meno di questo irrigidimento	42
Figura 12	Analisi Tamez per la sezione tipo C1a – h = 40 m.....	43
Figura 13	Sezione C1a h=40 m – Stato di tensione al termine del processo di detensionamento, fase 5	46
Figura 14	Sezione C1a h=40 m – Spostamenti radiali al cavo alle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)	47
Figura 15	Sezione C1a h=40 m – Fattore di sicurezza alla plasticizzazione e distribuzione dei punti plastici nelle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto).....	48
Figura 16	Sezione C1a h=40 m – Diagrammi di interazione del pririvestimento in fase 4.....	48
Figura 17	Sezione C1a h=40 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel pririvestimento in fase 4.....	49
Figura 18	Sezione C1a h=40 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 5, analisi statica.....	50
Figura 19	Sezione C1a h=40 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 6, analisi sismica	51
Figura 20	Analisi Tamez per la sezione tipo C1a – h =30 m	52
Figura 21	Sezione C1a h=30 m – Stato di tensione al termine del processo di detensionamento, fase 5	55
Figura 22	Sezione C1a h=30 m – Spostamenti radiali al cavo alle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)	56
Figura 23	Sezione C1a h=30 m – Fattore di sicurezza alla plasticizzazione e distribuzione dei punti plastici nelle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto).....	57
Figura 24	Sezione C1a h=30 m – Diagrammi di interazione del pririvestimento in fase 4.....	57
Figura 25	Sezione C1a h=30 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel pririvestimento in fase 4.....	58
Figura 26	Sezione C1a h=30 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 5, analisi statica.....	59
Figura 27	Sezione C1a h=30 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 6, analisi sismica	60
Figura 28	Analisi Tamez per la sezione tipo C1a – h = 20 m.....	61
Figura 29	Sezione C1a h=20 m – Stato di tensione al termine del processo di detensionamento, fase 5	64
Figura 30	Sezione C1a h=20 m – Spostamenti radiali al cavo alle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)	65
Figura 31	Sezione C1a h=20 m – Fattore di sicurezza alla plasticizzazione e distribuzione dei punti plastici nelle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto).....	66
Figura 32	Sezione C1a h=20 m – Diagrammi di interazione del pririvestimento in fase 4.....	66

Figura 33	Sezione C1a h=20 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel priverivestimento in fase 4.....	67
Figura 34	Sezione C1a h=20 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 5, analisi statica.....	68
Figura 35	Sezione C1a h=20 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 6, analisi sismica	69
Figura 36	Analisi Tamez della chiave per la sezione tipo C – h = 10 m.....	70
Figura 37	Sezione C h=10 m – Stato di tensione al termine del processo di detensionamento, fase 5	74
Figura 38	Sezione C h=10 m – Spostamenti radiali al cavo alle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)	75
Figura 39	Sezione C h=10 m – Fattore di sicurezza alla plasticizzazione e distribuzione dei punti plastici nelle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto).....	76
Figura 40	Sezione C h=10 m – Diagrammi di interazione del priverivestimento in fase 4.....	76
Figura 41	Sezione C h=10 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel priverivestimento in fase 4.....	77
Figura 42	Sezione C h=10 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 5, analisi statica	78
Figura 43	Sezione C h=10 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 6, analisi sismica	79
Figura 40	Sequenza esecutiva delle due canne.....	80
Figura 41	Spostamenti radiali prima e dopo lo scavo della canna Sud	81
Figura 42	Tensioni principali agenti tra le due canne lungo la corda AB	82
Figura 47	Sezione di calcolo 1 – copertura 10 m	86
Figura 48	Sezione di calcolo 2 – copertura 20 m	86
Figura 49	Mesh di calcolo 1 – copertura 10 m	87
Figura 50	Mesh di calcolo 2 – copertura 20 m	87
Figura 51	Conduktività termica del calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.4 – fig.3.7)	88
Figura 52	Calore specifico per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.3.2 – fig.3.6a)	89
Figura 53	–Fattore di riduzione del valore di resistenza fck per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.4.2.4.2 – fig.4.1).....	89
Figura 54	–Fattore di riduzione del valore di ϵ_{c1} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)	90
Figura 55	– Fattore di riduzione del valore di ϵ_{cu} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)	90
Figura 56	– Fattore di riduzione del valore di resistenza fyk per le barre d’armatura (EN 1992-1-2 p.4.2.4.3 – fig.4.2a).....	91
Figura 57	– Fattore di riduzione del valore del modulo elastico per le barre d’armatura (EN 1992-1-2 p.3.2.3 –	91
Figura 58	– Analisi termica - Sezione 1 – copertura 10 m	92

Figura 59 – Analisi termica – Sezione 2 – copertura 20 m..... 93

1 INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa alla galleria S. Agata 2, che rappresenta la prima galleria naturale lungo il tracciato che parte da Piovene Rocchette alla volta della valle dell’Astico.

Si tratta di una galleria a doppio fornice che presenta uno sviluppo complessivo di circa 1320 m, di cui circa 700 m di naturale, circa 600 m e 70 m di artificiale rispettivamente agli imbocchi nord e sud.

Si tratta di un’opera a bassa copertura che raggiunge nel suo punto massimo il valore di 40 m misurati sulla calotta e che è quindi di poco superiore ai 2 diametri.

La galleria è interessata da un unico ammasso costituito da depositi detritici di origine glaciale, fluvioglaciale e alluvionale. L’area interessata dal tracciato della galleria è stata oggetto di un accurato programma di indagini geognostiche, che hanno integrato le informazioni disponibili dal Progetto Preliminare, permettendo la caratterizzazione geotecnica delle formazioni geologiche e la definizione dei metodi di avanzamento in sotterraneo necessari per garantire la stabilità dell’opera.

2 OGGETTO E SCOPO

Oggetto della presente relazione è la galleria S. Agata 2 prevista tra gli abitati di Piovene Rocchette, punto di partenza del tracciato in progetto, e Cogollo del Cengio.

Lo scopo è quello di dimostrare l’adeguatezza delle sezioni tipo proposte per l’avanzamento, con riferimento alla compatibilità tra la velocità di avanzamento ed i rivestimenti di prima fase adottati, al detensionamento a lungo termine previsto per l’ammasso roccioso che verrà sopportato dal rivestimento definitivo nei limiti di sicurezza previsti dalle norme vigenti.

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. del 14/01/2008 - “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare Ministero dei LL.PP. del 02/02/09 n. 617 - Istruzione per l’applicazione delle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare ministeriale LL.PP. del 24/09/88 n. 30483 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- D.M. del 11/03/88 - Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- Raccomandazioni AICAP (Maggio 1993): “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.
- AFTES - Groupe de travail Tunnel support and lining. Recommendations for use of convergence –confinement method”.
- ITA, “Guidelines for the design of tunnels”, 1988;
- UNI EN 1997-1:2005 – Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Rivestimento definitivo

Calcestruzzo C28/35

D_{\max} inerti = 20 mm

Rapporto A/C = 0.50

Classe di esposizione:

- XC3 per tutta la galleria ad eccezione dei primi 100 m dagli imbocchi
- XD1-XF2 nei primi 100 m dagli imbocchi

Copriferro = 5 cm

Armature in barre di acciaio B450C

Prerivestimento

Centine in acciaio S275

Spritz-beton C28/35

Jet-grouting

Miscela cementizia A/C=1

Elementi strutturali in VTR

Resistenza a trazione ≥ 600 MPa

Modulo elastico ≥ 15000 MPa

Infilaggi metallici

Acciaio S355

5 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E MODELLI MATEMATICI ADOTTATI

I documenti di riferimento alla presente relazione sono di seguito elencati:

- Elaborati di Progetto Preliminare:
 - Relazione geologica e geomorfologica
 - Relazione geotecnica
 - Relazione geomeccanica
 - Carta geologica e geomorfologica
 - Carta idrogeologica
 - Profilo geologico
 - Profilo geotecnico e geomeccanico
- Elaborati di Progetto Definitivo:
 - Relazione geologica e geomorfologica
 - Relazione idrogeologica
 - Carta geologica
 - Profilo geologico e idrogeologico
 - Relazione geotecnica
 - Relazione geomeccanica
 - Profilo geotecnico e geomeccanico

I modelli matematici adottati per l’analisi di stabilità del cavo sono i seguenti:

- Phase 2D vers.8.0, Rocscience: programma agli elementi finiti per l’analisi bidimensionale della galleria e dei rivestimenti
- Metodo di Tamez: analisi di stabilità del fronte e del cavo all’equilibrio limite, adottando il metodo proposto da Tamez Gonzalez, Rangel Nuñez, Holguin nel libro “Diseño geotecnico de túneles”, 1997

6 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

La galleria S. Agata 2 è la prima galleria naturale che si incontra procedendo verso nord ed è caratterizzata da una lunghezza di poco inferiore ai 1500 m. Si tratta di una galleria a doppia canna con la carreggiata nord che ha inizio alla pk 2+241.50 e si estende fino alla pk 3+566.78 per una lunghezza di circa 1325 m, mentre la carreggiata Sud si estende tra la pk 2+236.00 e la pk 3+550.62 per una lunghezza di circa 1315 m; l'interasse delle due canne è mediamente pari a circa 41.5 m.

Le dimensioni della piattaforma stradale e delle banchine sono pari a quelle della sede viaria su corpo stradale. La larghezza totale del pavimentato è pari a 11.25 m organizzato in:

- due carreggiate ciascuna composta da due corsie per senso di marcia di larghezza pari a 3.75 m;
- una corsia di emergenza di larghezza pari a 3.00 m;
- banchina in sinistra di larghezza 0.75 m.

La sezione è completata dal profilo redirettivo dietro al quale sono alloggiati parte degli impianti tecnologici (i restanti sono ubicati sotto la corsia di emergenza).

Sulla pista nord è previsto un allargamento della piattaforma stradale di 70 cm necessario per ragioni di visibilità: tale variazione, in galleria, si estende per circa 74 m dalla pk 3+493.00 al portale lato nord.

Il tracciato incontra coperture variabili fra 5 e 40 m circa, con una copertura media rappresentativa della condizione di scavo attorno ai 30 m misurati dalla calotta.

Tutto il tratto interessato dalle gallerie naturali si sviluppa all'interno di un deposito detritico di origine glaciale, mentre agli imbocchi prevale un deposito di natura fluvioglaciale e alluvionale. In entrambi i casi si tratta di un terreno granulare in matrice limosa, localmente debolmente cementato, costituito da ghiaie e sabbie limose con frammenti litoidi.

Per quanto concerne lo scavo della galleria, essendo essa caratterizzata per tutta la sua estensione dall'ammasso sopra descritto, sarà necessario prevedere ovunque degli interventi di consolidamento, realizzati essenzialmente con la tecnologia del jet grouting che permette di ottenere ottimi risultati in materiali con queste caratteristiche; essi sono realizzati dall'alto fino ad una copertura di circa 10 m, mentre nella parte restante dell'opera sono eseguiti in avanzamento dal fronte di scavo.

Con riferimento alle zone di imbocco, vista la limitata acclività del versante sud, è stato necessario prevedere su tale lato una lunga galleria artificiale, fino a raggiungere una posizione tale da consentire l'attacco della galleria naturale con la necessaria copertura: è così infatti che in carreggiata nord è previsto un tratto di artificiale di 555 m, mentre in

carreggiata sud di 636 m. Poiché la differenza di quota tra la livelletta ed il terreno naturale non è elevata, non vi sono importanti preesistenze sull'impronta dell'opera né vincoli espropriativi ed il terreno consente di effettuare degli scavi provvisori di importanti dimensioni, si è optato per realizzare una grossa trincea che contiene le 2 carreggiate ed è delimitata ai lati da scarpate con pendenza 1 su 1 e una banca di 2 m di larghezza a 9 m dal piano di scavo. Per evitare l'erosione ed il rotolamento di piccoli massi, tali scarpate sono protette con biostuoia in paglia o cocco tipo Biomac o similare. Inoltre in sommità, per evitare che in occasione di eventi meteorici l'acqua possa scendere lungo le scarpate, è previsto un arginello di guardia.

Sul lato nord invece il pendio presenta una maggior pendenza per cui si è optato per l'utilizzo di paratie tirantate tipo berlinese che in fase definitiva verranno completamente ritombate. Il problema su questo lato è rappresentato dal fatto che i due punti di attacco della galleria naturale, vista la morfologia, sono sfalsati, per cui è necessario inserire una paratia in corrispondenza della carreggiata sud sul lato di monte, parallelamente alla naturale che invece insiste in carreggiata nord. Per evitare l'interferenza dei tiranti con tale carreggiata e soprattutto per evitare che il detensionamento prodotto nell'ammasso durante lo scavo della galleria naturale possa mettere in pericolo la stabilità della paratia, si è previsto di realizzare dapprima la tratta in artificiale in carreggiata sud con il relativo tombamento, in modo da disattivare la paratia provvisoria e procedere poi senza vincoli allo scavo della naturale sulla pista nord. In tale imbocco le gallerie artificiali sono lunghe 48,78 m e 93,62 m in carreggiata nord e sud rispettivamente.

7 SEZIONI TIPO

7.1 PREMESSA

In questo capitolo vengono descritte dal punto di vista strutturale le sezioni tipo che vengono proposte per la realizzazione della galleria naturale.

La galleria naturale è caratterizzata da coperture litostatiche limitate e la presenza di un materiale detritico privo di resistenza coesiva. Per queste ragioni lo scavo della galleria naturale dovrà essere condotto in modo da limitare al massimo il disturbo arrecato all’ammasso, il quale in caso contrario potrebbe andare soggetto a fenomeni di detensionamento che, propagandosi verso monte, potrebbero coinvolgere estese porzioni del versante, causandone l’instabilità con conseguente pericolo di fenomeni gravitativi. Tale obiettivo viene garantito alle basse coperture mediante l’esecuzione di un consolidamento jet-grouting dall’alto che crea un tegolo di terreno a caratteristiche migliorate tutt’attorno alla sezione di scavo. Invece per coperture superiori ai 10 m il detrito verrà consolidato dalla galleria in avanzamento, mediante trattamenti colonnari in direzione suborizzontale, corredati con infilaggi metallici in corona e elementi in vetroresina al fronte di scavo. Solo in corrispondenza della zona dell’imbocco Nord in pista nord, il consolidamento dall’alto viene prolungato fino a coperture superiori ai 13 m in modo da includere tutto il tratto caratterizzato da un allargamento di 70 cm della sagoma di scavo per garantire la distanza di visibilità richiesta dalla norma.

7.2 SEZIONI TIPO ADOTTATE

Lo scavo della galleria avverrà a piena sezione. In relazione alle ridotte coperture presenti ed alla natura del deposito detritico oggetto di scavo, l’avanzamento in galleria richiede una sezione in grado di garantire la stabilità del fronte e del cavo, limitando il detensionamento. La sezione progettata raggiunge proprio lo scopo di mantenere l’ammasso detritico, con i trattamenti previsti, pressoché in campo elastico e di limitare l’estensione della zona plastica. Questo fatto è essenziale per evitare convergenze rilevanti e scongiurare fenomeni di instabilità.

Il progetto della galleria prevede l’adozione di 2 sezioni tipo, descritte di seguito, la sezione tipo C1a, che verrà adottata lungo tutto il tratto in galleria naturale, indicativamente per un intervallo di coperture tra i 10 ed i 40 m, e la sezione tipo C e C allargata che si utilizzerà in prossimità delle zone di imbocco per coperture inferiori ai 10 m, laddove l’avanzamento avviene in presenza di un intervento preventivo di consolidamento con colonne jet-grouting dall’alto.

L'avanzamento in galleria deve avvenire facendo in modo che i fronti di scavo delle due canne siano sfalsati di almeno 80 m. In questo modo quando si procederà allo scavo della seconda canna, la prima sarà già stata completata con il rivestimento definitivo.

Sezione tipo C1a

La sezione tipo C1a si applica lungo tutto lo sviluppo della galleria per coperture litostatiche superiori a 10 m, ovvero laddove non è previsto il consolidamento con colonne in jet-grouting dall'alto. Le fasi realizzative sono le seguenti:

- a) Stabilizzazione del fronte con 39 trattamenti in jet-grouting suborizzontali ϕ 0.80 m, di lunghezza pari a 16 m, con 1 m di perforazione a vuoto e 6 m di sovrapposizione.
- b) "Armatura" delle colonne jet-grouting al fronte mediante 39 tubi in VTR cementati con miscele cementizie, di lunghezza pari a 16 m, con 6 m di sovrapposizione.
- c) Stabilizzazione del contorno di scavo mediante una coronella di n° 53 trattamenti in jet-grouting suborizzontali ϕ 0.80 m, interasse 0.60 m, di lunghezza pari a 13 m, con 4 m di sovrapposizione. A questo intervento si aggiungono n° 7 trattamenti in jet-grouting al piede centine con inclinazione 12-14%, ϕ 0.80 m, di lunghezza compresa tra 13 e 16 m e 2 m di sovrapposizione.
- d) Stabilizzazione del contorno di scavo mediante una coronella di n° 36 infilaggi metallici cementati con miscele cementizie, aventi una lunghezza di 13 m con una sovrapposizione di 4 m, disposti in calotta su un angolo di 150°.
- e) Scavo. Scavo a piena sezione con sfondi massimi pari ad 1 m.
- f) Prerivestimento. È costituito da 2 centine IPE200, con interasse 1 m, rivestite con 5+25 cm di spritz-beton fibrinforzato. Si prevede inoltre la messa in opera di 5 cm di spritz beton fibrinforzato al fronte ad ogni sfondo e di 15 cm dello stesso, sempre al fronte, ad ogni fine campo.
- g) Scavo ed impermeabilizzazione parte inferiore della sezione. Si procede allo scavo dell'arco rovescio ed alla posa dell'impermeabilizzazione (tessuto non tessuto e telo in pvc) al di sotto dell'arco rovescio e a tergo dei futuri piedritti.
- h) Muretta ed arco rovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri, per coperture < 30 m, pari a 1.5 diametri per coperture superiori ai 30 m. L'arco rovescio ha uno spessore pari a 0.90 m ed entrambe le membrature sono sempre armate.
- i) Impermeabilizzazione parte superiore. Contro il prerivestimento verrà posto in opera il tessuto non tessuto ricoperto dalla guaina impermeabile di pvc, che raccoglie l'acqua infiltratasi dall'ammasso roccioso, attraverso lo spritz-beton, nel cavo. La guaina di pvc è

sostanzialmente impermeabile ed impedisce all’acqua di raggiungere il rivestimento definitivo. La connessione dell’impermeabilizzazione della parte inferiore della sezione con quella superiore rende la sezione impermeabile. A ulteriore garanzia dell’impermeabilità della galleria, la superficie di contatto tra le murette ed il getto del rivestimento definitivo ospita un cordolo bentonitico idroespansivo.

l) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri, suscettibile comunque di variazioni in corso d’opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta variabile tra 0.50 e 1.40 m e risulta sempre armato.

La Figura 1 riporta la schematizzazione della sezione tipo C1a.

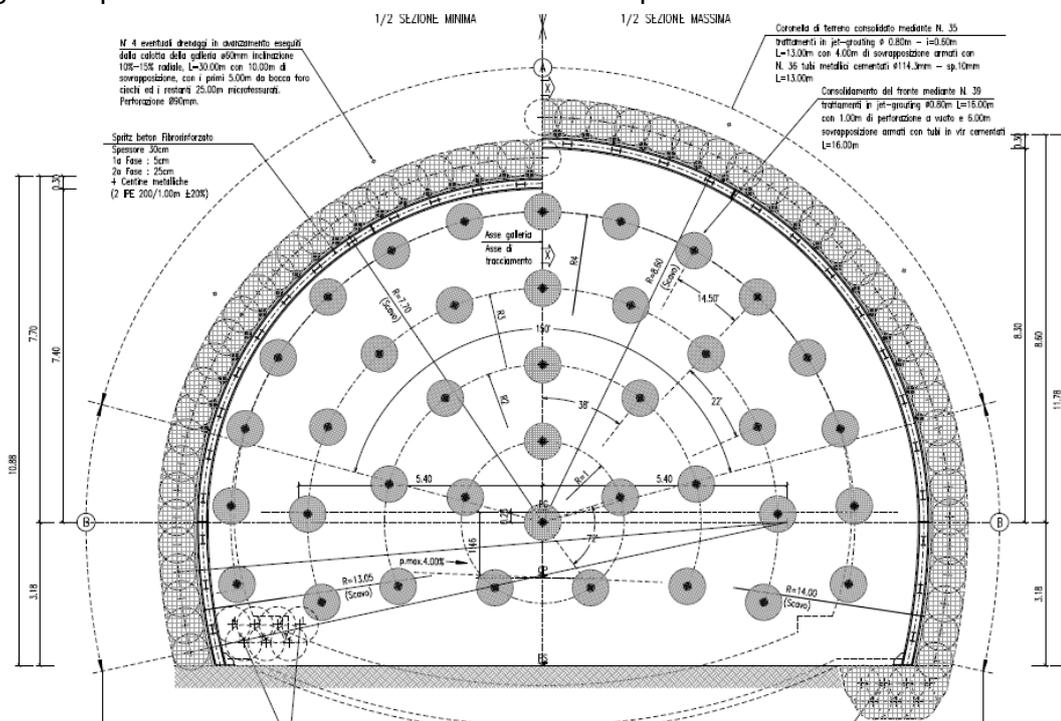


Figura 1 Sezione tipo C1a

Sezione tipo C e C allargata

La sezione tipo C si applica in corrispondenza degli imbocchi, dove il deposito detritico è stato preventivamente consolidato mediante trattamenti colonnari jet-grouting eseguiti dall’alto. Le fasi realizzative sono le seguenti:

- a) Scavo. Scavo a piena sezione con sfondi massimi pari ad 1 m.
- b) Prerivestimento. È costituito da 2 centine IPE200, con interasse 1 m, rivestite con 5+25 cm di spritz-beton fibrorinforzato. Si prevede inoltre la messa in opera di 5 cm di spritz beton fibrorinforzato al fronte ad ogni sfondo.

c) Scavo ed impermeabilizzazione parte inferiore della sezione. Si procede allo scavo dell’arco rovescio ed alla posa dell’impermeabilizzazione (tessuto non tessuto e telo in pvc) al di sotto dell’arco rovescio e a tergo dei futuri piedritti.

d) Muretta ed arco rovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri. L’arco rovescio ha uno spessore pari a 0.90 m ed entrambe le membrature sono sempre armate.

e) Impermeabilizzazione parte superiore. Contro il priverivestimento verrà posto in opera il tessuto non tessuto ricoperto dalla guaina impermeabile di pvc, che raccoglie l’acqua infiltratasi dall’ammasso roccioso, attraverso lo spritz-beton, nel cavo. La guaina di pvc è sostanzialmente impermeabile ed impedisce all’acqua di raggiungere il rivestimento definitivo. La connessione dell’impermeabilizzazione della parte inferiore della sezione con quella superiore rende la sezione impermeabile. A ulteriore garanzia dell’impermeabilità della galleria, la superficie di contatto tra le murette ed il getto del rivestimento definitivo ospita un cordolo bentonitico idroespansivo.

f) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri, suscettibile comunque di variazioni in corso d’opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta di 1.06 m e risulta sempre armato.

La Figura 2 riporta la schematizzazione della sezione tipo C.

La sezione tipo C allargata è identica alla precedente e si differenzia da essa unicamente per un allargamento della piattaforma stradale (e quindi della larghezza della sezione) di 70 cm.

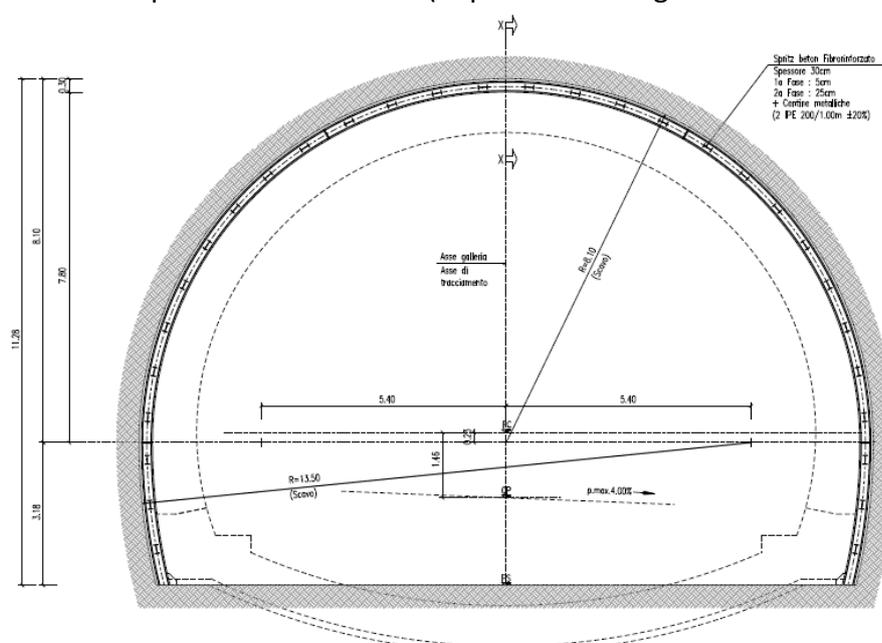


Figura 2 Sezione tipo C

8 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO

8.1 ASSETTO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La galleria attraversa un rilievo costituito da un deposito misto di natura glaciale, fluvioglaciale e alluvionale sovraconsolidato.

Dalle analisi granulometriche eseguite in sede di progettazione si evince come la frazione ghiaiosa sia sempre superiore alle altre mentre quella fine è prevalentemente limosa. La composizione media è: ghiaia 40-60%, sabbia 20-30%, limo 10-20% ed argilla circa 7-10%. Il materiale non è plastico o a modesta plasticità con limite di liquidità 20-25 ed indice di plasticità compreso fra 5 e 10.

La caratterizzazione del deposito detritico è stata condotta prevalentemente sulla base dei risultati delle prove SPT eseguite fino ad una profondità di 30 m nei dintorni della galleria, dal momento che la natura del materiale non consente campionamenti rappresentativi per l'esecuzione di prove di laboratorio. Le prove SPT sono generalmente a rifiuto, il che indica chiaramente un deposito addensato e sovraconsolidato, dalle caratteristiche omogenee sia lateralmente che in profondità. A titolo di esempio nella seguente Figura 3 sono riportati i risultati delle prove SPT eseguite nel sondaggio 4D eseguito in adiacenza all'imbocco Nord della galleria.

La parametrizzazione geotecnica assegnata ai depositi detritici che interessano la galleria è indicata nel profilo geomeccanico della stessa opera.

Per quanto riguarda la condizione idrogeologica, le misure piezometriche disponibili indicano un livello di falda che generalmente si assesta al di sotto della quota galleria, a meno di possibili limitate falde sospese.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

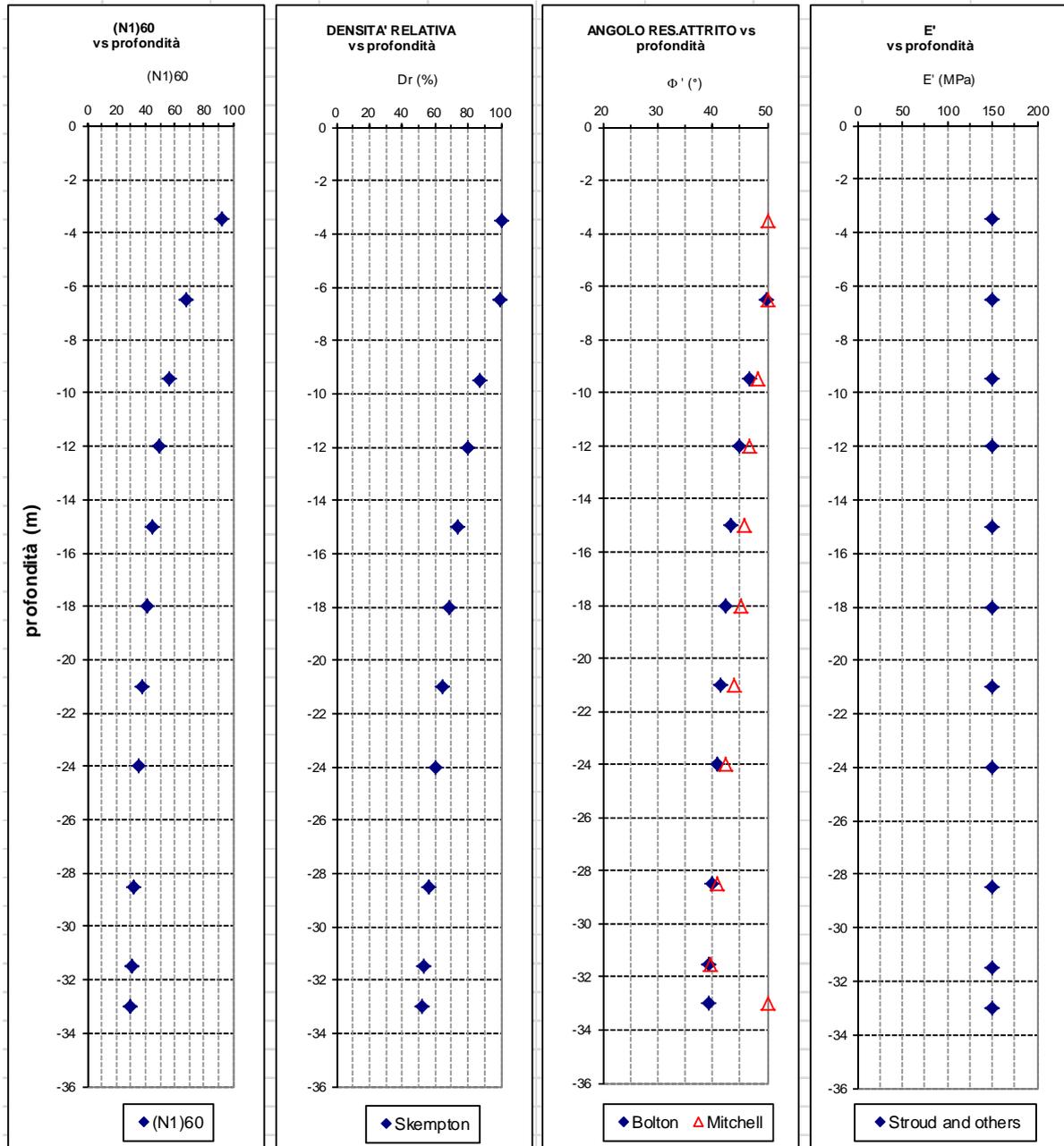


Figura 3 Sondaggio 4D – Interpretazione delle prove SPT eseguite in foro

8.2 IMBOCCO LATO NORD

L’imbocco della galleria naturale lato Nord interessa lo stesso substrato detritico in cui avviene lo scavo della galleria. L’imbocco si colloca in un versante a bassa acclività in cui l’inizio della galleria naturale avviene a progressive sfalsate per le due canne. L’intervento previsto è quindi quello di una paratia tipo berlinese tirantata, che si sviluppa frontalmente e lateralmente su un lato per la canna Nord, mentre per la canna Sud la paratia si approfondisce all’interno del pendio sia a destra che a sinistra della carreggiata creando una trincea fino a raggiungere la progressiva di inizio della galleria naturale.

Per evitare l’interferenza dei tiranti della paratia laterale alla carreggiata Sud con lo scavo in naturale della carreggiata Nord, si è previsto di realizzare dapprima la tratta in artificiale della carreggiata Sud e solo a quel punto, essendo ormai disattivata la paratia provvisoria, si potrà procedere con lo scavo in sotterraneo della carreggiata Nord.

8.3 IMBOCCO LATO SUD

L’imbocco della galleria naturale lato Sud interessa lo stesso substrato detritico in cui avviene lo scavo della galleria. L’imbocco si colloca in un versante a bassa acclività che richiede un lungo tratto di scavo per raggiungere la progressiva di inizio della galleria naturale. Lo scavo viene eseguito con scarpate laterali a due banche, di pendenza 1/1 e altezza massima di ciascuna banca pari a 9 m, rivestite superficialmente con biostuoia in paglia o cocco. Le scarpate saranno poi ritombate previa esecuzione di un lungo tratto di gallerie artificiali. La parete frontale di intestazione dello scavo per ciascuna delle due canne viene realizzata mediante paratie tipo berlinese tirantate.

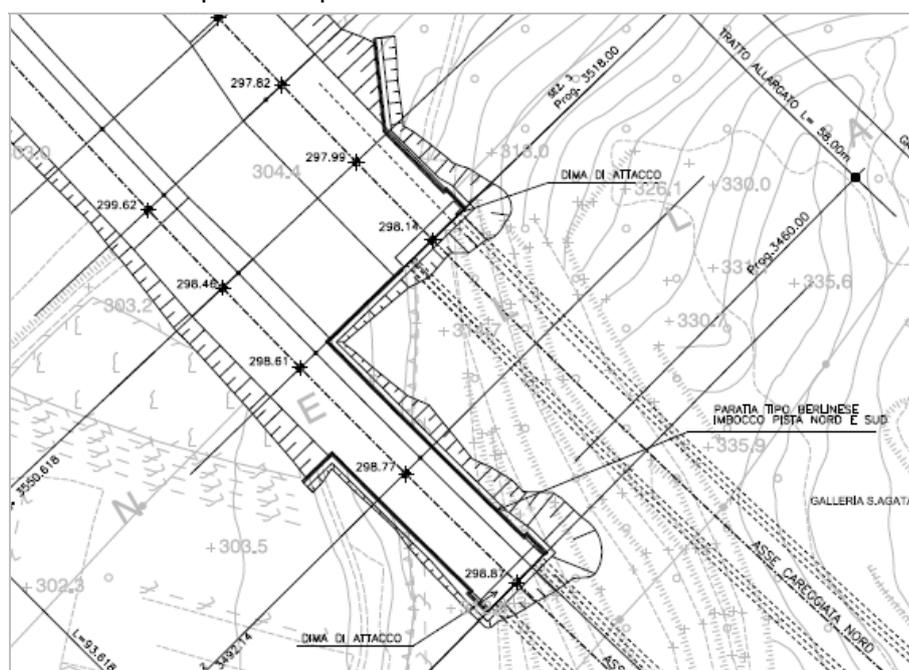


Figura 4 Pianta scavi relativa all’imbocco Nord

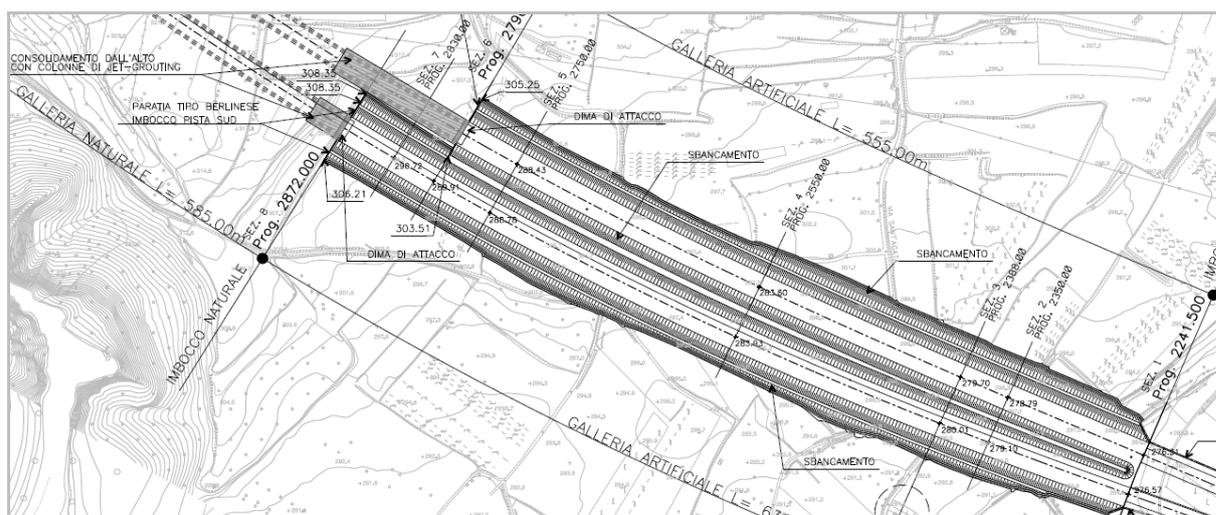


Figura 5 Pianta scavi relativa all’imbocco Sud

8.4 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO

Di seguito si richiamano le caratteristiche geotecniche assegnate al deposito detritico che interessa lo scavo della galleria naturale, con riferimento alla Relazione Geotecnica.

Il deposito è costituito da terreno granulare in matrice limosa, prevalentemente si tratta di ghiaie e sabbie limose con dispersi frammenti e blocchi litoidi. Nel complesso si tratta di depositi da moderatamente a molto consistenti, con un possibile e locale debole grado di cementazione.

Galleria S. Agata – Parametri geotecnici deposito granulare		
Peso di volume γ	kN/m ³	20
Coesione c	KPa	5
Angolo di attrito ϕ	(°)	40
Modulo elastico E	MPa	150
Modulo di Poisson ν	-	0.30
Permeabilità k	m/s	5E-6

Tabella 1: Parametrizzazione geotecnica deposito granulare

8.5 TRATTAMENTI COLONNARI JET-GROUTING

Come si può osservare dalla descrizione delle sezioni tipo, la tecnologia cui si fa affidamento per garantire il sostegno della cavità in fase di scavo è quella del jet-grouting. Per tale ragione, preliminarmente alla realizzazione del jet-grouting ai fini dello scavo, è prevista l’esecuzione di un campo prova ubicato in corrispondenza dell’imbocco Sud, volto a tarare i parametri esecutivi del jet-grouting in relazione al diametro atteso delle colonne ed alle caratteristiche di resistenza raggiunte a maturazione.

I trattamenti colonnari verranno eseguiti in avanzamento all’inizio di ciascun campo di applicazione della sezione tipo, o dall’alto laddove le coperture esigue lo rendono possibile.

In entrambi i casi si verranno a creare zone in cui le colonne jet risultano compenstrate tra loro, e zone in cui verranno eseguite con geometria diradata. Nell’ipotesi, da confermare mediante il Campo Prova, in cui le colonne jet presentino una resistenza a compressione minima di 0.50-0.60 MPa, nel seguito si assumeranno i seguenti parametri geotecnici per le colonne compenstrate, siano esse eseguite in direzione orizzontale (coronella) o verticale (trattamento dall’alto):

Galleria S. Agata – Parametri geotecnici colonne jet compenstrate		
Peso di volume γ	kN/m ³	19
Coesione c	KPa	300
Angolo di attrito ϕ	(°)	30
Modulo elastico E	MPa	600
Modulo di Poisson ν	-	0.30

Tabella 2: Parametrizzazione geotecnica colonne jet compenstrate

Per le colonne diradate, il comportamento dell’insieme terreno/colonne è governato dai rapporti reciproci tra le caratteristiche delle colonne jet e quelle del terreno fra queste presente. I seguenti parametri, da confermare a seguito delle prove cross-hole previste nell’ambito del campo prova, sono stati associati alle colonne diradate eseguite dall’alto:

Galleria S. Agata – Parametri geotecnici colonne jet diradate		
Peso di volume γ	kN/m ³	19
Coesione c	KPa	150
Angolo di attrito ϕ	(°)	30
Modulo elastico E	MPa	400
Modulo di Poisson ν	-	0.30

Tabella 3: Parametrizzazione geotecnica colonne jet diradate

Per i dettagli esecutivi dei trattamenti colonnari si rimanda agli elaborati grafici progettuali, che descrivono le modalità e la sequenza di realizzazione delle colonne oltre che i parametri esecutivi (pressione, volumi, caratteristiche miscela) che a parere del Progettista potranno consentire di raggiungere adeguati diametri delle colonne e caratteristiche di resistenza del terreno consolidato. Naturalmente i parametri di cui sopra dovranno essere validati ed eventualmente modificati sulla base delle evidenze sperimentali del Campo Prova.

9 MODALITA' DI ANALISI DEL COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO DELLA GALLERIA

9.1 SVILUPPO DELLA GALLERIA E TRATTE OMOGENEE

La galleria naturale ha un'estensione di circa 1.3 km, e attraversa per tutto il suo sviluppo un deposito detritico di natura glaciale, fluvioglaciale e alluvionale. La copertura è variabile tra pochi metri agli imbocchi ad un massimo di circa 40 m nella parte centrale.

La scelta delle metodologie di avanzamento lungo la galleria è stata fatta tenendo conto delle condizioni di copertura litostatica, caratterizzazione geotecnica e grado di consistenza che caratterizza la formazione. Per l'intero sviluppo dell'opera sono necessari interventi di consolidamento preventivo, tale da migliorare le caratteristiche del deposito detritico e garantire un adeguato grado di stabilità alla sezione di scavo.

Tale consolidamento nelle zone a minore copertura verrà realizzato dall'alto, creando un tegolo di terreno consolidato tutt'attorno alla sagoma di scavo, al di sotto del quale lo scavo potrà essere eseguito senza particolari lavorazioni aggiuntive se non la posa del priverivestimento (sezione tipo C e C allargata). In queste condizioni, la stabilità del fronte di scavo sarà garantita dall'esecuzione di alcune colonne jet verticali estese fino al fondo scavo e poste all'interno della futura sagoma di scavo, vedi Figura 6.

Altrove invece la maggiore copertura litostatica rende più adeguato un intervento di consolidamento eseguito direttamente dal fronte di scavo in avanzamento (sezione tipo C1a), Figura 1.

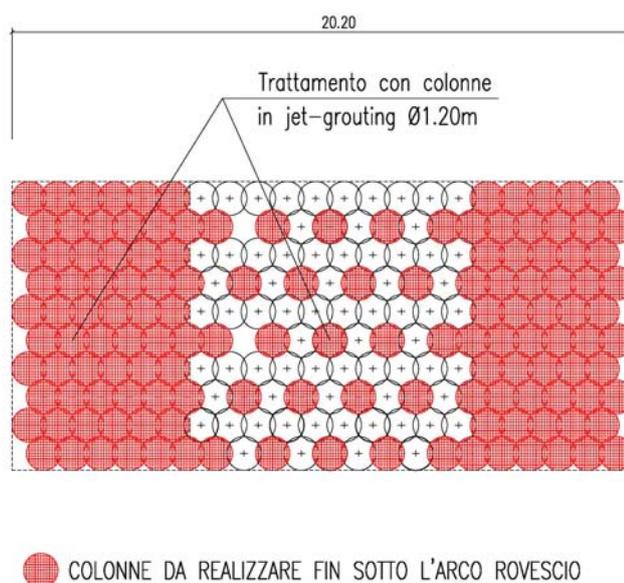


Figura 6 Schema di esecuzione del consolidamento dall'alto

9.2 SCELTA DELLE SEZIONI DI ANALISI

Sulla base della distribuzione delle sezioni tipo lungo la galleria, sono state individuate 4 sezioni di analisi, di cui 3 sono relative alla sezione tipo C1a, una alla sezione tipo C agli imbocchi.

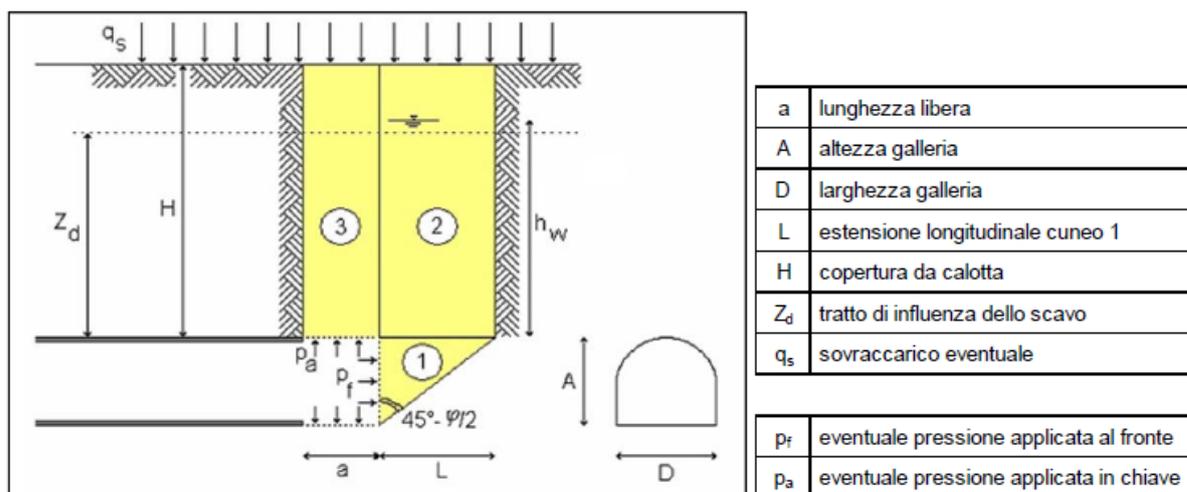
Nel dettaglio la sezione tipo C1a è stata analizzata con una copertura di 40 m (rappresentativa della copertura massima del tracciato), 30 m (copertura media) e 20 m.

La sezione Callargata presenta una copertura litostatica di 10 m, rappresentativa della condizione più sfavorevole in prossimità dell’imbocco lato Nord – canna Nord.

9.3 ANALISI DI STABILITA’ CON IL METODO DI TAMEZ

La stabilità del fronte di scavo in avanzamento è stata valutata utilizzando il metodo proposto da Tamez et al. nel 1997.

Il metodo impiega l’equilibrio limite e valuta la stabilità locale del fronte e della chiave, ovvero del tratto di cavo non sostenuto tra fronte e priverivestimento già eseguito, nonché la stabilità globale del cinematisma considerato, come proposto nel seguente schema:



Il metodo tiene conto della presenza della falda freatica schematizzando le condizioni idrauliche che potranno interessare il fronte e la chiave. Consente inoltre di tenere conto dell’effetto dei presostegni tanto al fronte quanto in chiave.

Il programma fornisce 3 fattori di sicurezza relativamente a:

- stabilità del fronte di avanzamento;
- stabilità della chiave (lunghezza libera di avanzamento);
- stabilità globale.

Se i fattori di sicurezza sono insufficienti, il programma valuta le pressioni equivalenti necessarie a garantire:

- la stabilità della chiave;
- la stabilità locale del fronte, valutando la massima pressione equivalente P_f che consente che la potenziale rottura avvenga concordemente alla gravità.

Il programma è stato ricavato dalla pubblicazione di Tamez et al. (1997) e trasferito in ambiente Excel, da cui si è ricavata la forma grafica che riassume per la sezione esaminata sia i dati di input sia i risultati in assenza e presenza degli interventi di stabilizzazione.

Di seguito vengono esplicitati i procedimenti analitici utilizzati per calcolare le pressioni equivalenti necessarie per la stabilizzazione del fronte e della chiave.

Pressione equivalente al fronte P_f : Consolidamento con colonne jet-grouting

Tali rinforzi vengono realizzati preventivamente allo scavo, ed hanno lo scopo principale di ridurre le estrusioni del fronte e quindi contrastare l'intero cinematismo di instabilità, migliorando le proprietà geomeccaniche del nucleo di avanzamento. L'implementazione dei preconsolidamenti al fronte nel modello di calcolo viene realizzata sostituendo l'intera maglia di consolidamento con una pressione P_f uniformemente applicata al fronte di scavo.

Le caratteristiche di partenza, oltre alla dimensione della sezione di scavo, sono:

- numero di trattamenti, n
- diametro dei trattamenti, D_t
- lunghezza dei trattamenti, L
- adesione all'interfaccia VTR-ammasso, a_d
- tensione limite del trattamento, σ_{lim}

Le formulazioni che permettono di valutare la resistenza che caratterizza ogni singolo trattamento sono le seguenti:

$$L_{eff} = L_{totale} - 0,7 \cdot A \cdot tg\left(\frac{\phi}{2}\right) \quad \text{se } L_{eff} < 0 \rightarrow \text{si pone } L_{eff} = 0$$
$$R_t = \pi \cdot D_t \cdot L_{eff} \cdot A_d$$
$$\sigma_t = \frac{4R_t}{\pi \cdot D_t^2} \quad \text{se } \sigma_t > \sigma_{lim} \rightarrow R_t = \frac{\pi \cdot D_t^2}{4} \cdot \sigma_{lim}$$

Di conseguenza, la pressione P_f associata ai trattamenti al fronte risulta:

$$P_f = \frac{n \cdot R_t}{S}$$

Si trascura il contributo degli elementi VTR che vengono inseriti entro le colonne jet-grouting e cementati in foro.

Pressione equivalente in chiave P_a : Coronella jet-grouting

Si tratta di interventi di consolidamento al contorno di scavo che hanno lo scopo di aumentare la lunghezza libera, contrastando eventuali fenomeni di instabilità al tetto della galleria.

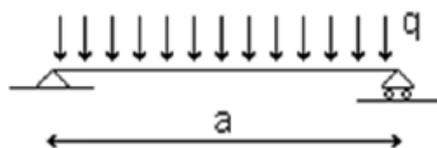
L’implementazione di queste tipologie di sostegno nell’analisi può essere realizzata sostituendo tale contributo con una pressione P_a distribuita in chiave. La determinazione del valore da attribuire a P_a avviene assimilando la coronella jet-grouting ad un anello consolidato di spessore costante che si estende sul contorno scavo. Questo è possibile in quanto l’interasse delle colonne è inferiore al diametro atteso, dunque le colonne jet saranno compenstrate tra loro. Si applica la formula di Mariotte:

$$P_a = \frac{\sigma_{\text{lim}} \cdot (s^2 + 2Rs)}{2R^2}$$

Con R = raggio esterno del “tubo”, s = spessore del “tubo” = spessore coronella jet-grouting

Pressione equivalente in chiave P_a : Coronella di infilaggi metallici

L’implementazione di queste tipologie di sostegno nell’analisi può essere realizzata sostituendo tale contributo con una pressione P_a distribuita in chiave. La determinazione del valore da attribuire a P_a avviene analizzando il tratto di infilaggio compreso tra l’ultima centina installata ed il fronte, di lunghezza pari alla lunghezza libera (a). Tale elemento strutturale può essere assimilato ad una trave di lunghezza a con appoggi alle due estremità, soggetta ad un carico lineare q , calcolato come prodotto della P_a per l’interasse tra i tubi:



$$q = P_a \cdot i$$

Il massimo momento agente sulla trave, che rappresenta anche la sollecitazione dimensionante per l’intero sistema, risulta pari a:

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} q a^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{I} \cdot R = \frac{\frac{1}{8}qa^2}{\pi \left(\frac{D^4 - (D-2s)^4}{64} \right)} \cdot \frac{D}{2}$$

con D = diametro infilaggi, s = spessore infilaggi.

La P_a associata alla corona di infilaggi può essere quindi valutata, noti il diametro dei tubi, l'interasse e lo spessore, oltre che la tensione massima di flessione per il tubo, con la seguente formulazione:

$$P_a = \frac{\sigma_{\lim} \cdot \pi (D^4 - (D-2s)^4)}{4 \cdot i \cdot a^2 \cdot D}$$

In definitiva per il caso in esame, considerata come lunghezza dei trattamenti quella minima di sovrapposizione ed assunta una resistenza limite delle colonne jet-grouting di 0.5 MPa e degli infilaggi di 150 MPa si ha che:

- Pressione al fronte P_f dovuta al trattamento jet grouting = 57 KPa
- Pressione in chiave P_c dovuta alla coronella jet-grouting = 56 KPa
- Pressione in chiave P_c dovuta alla coronella di infilaggi = 144 KPa

Di conseguenza, per la sezione tipo C1a si utilizzeranno le seguenti pressioni di stabilizzazione:

- Pressione al fronte P_f = 57 KPa
- Pressione in chiave P_c = 56 KPa, trascurando in via cautelativa il contributo stabilizzante della coronella di infilaggi metallici

9.4 ANALISI TENSO-DEFORMATIVA AGLI ELEMENTI FINITI

L'analisi del comportamento tenso-deformativo atteso per le diverse sezioni tipo è stata svolta con modelli agli elementi finiti in campo di deformazioni piano, adottando il codice di calcolo Phase 2 del pacchetto Rocscience.

Per ciascuna di queste sezioni, il modello numerico si estende dalla superficie topografica fin al di sotto della posizione della galleria; l'estensione verticale e orizzontale del modello è stata calibrata sulla base delle dimensioni di scavo al fine di limitare gli effetti di bordo.

Si è adottato un coefficiente di spinta k_0 pari a 0.80 per la definizione dello stato geostatico agente in condizioni indisturbate.

All'ammasso oggetto di scavo è stata assegnata una legge di comportamento Mohr-Coulomb.

Tutti i parametri geotecnici implementati nei modelli di calcolo sono caratteristici, l’analisi proposta è dunque ascrivibile all’approccio A1+M1 da normativa. Infatti, vista la spiccata non linearità del comportamento del terreno, l’adozione di parametri geotecnici ridotti per tener conto dei coefficienti parziali di sicurezza potrebbe portare a risultati molto lontani dal reale comportamento tenso-deformativo dell’ammasso.

Trattandosi di una sezione piana che si sviluppa nel piano ortogonale all’asse della galleria, il modello include i soli consolidamenti al contorno, mentre l’azione stabilizzante di quelli al fronte agisce sul detensionamento associato alla fase “fronte”. La presenza di preconsolidamenti al contorno di scavo è stata tenuta in conto creando una fascia di terreno che si estende lungo tutto il perimetro del priverivestimento fino al di sotto del piede centine per uno spessore pari al diametro atteso per le colonne jet-grouting. A questa fascia è stata assegnata una legge di comportamento Mohr- Coulomb, con un modulo elastico pari a 600 MPa ed una coesione pari a 300 KPa.

L’ipotesi di base è che il jet grouting cementi il terreno conferendogli una resistenza a compressione di 0.50-0.60 MPa, con un significativo aumento del modulo elastico.

Dal momento che lo scavo di una galleria è un processo spiccatamente tridimensionale, al fine di simulare nel modello piano l’avanzamento del cavo, si sostituisce al terreno inscritto nella cavità una pressione distribuita equivalente, che viene via via abbattuta per simulare il processo di detensionamento dell’ammasso roccioso indotto dal progressivo avvicinamento, superamento e successivo allontanamento del fronte dalla sezione di analisi.

Le percentuali di detensionamento utilizzate nelle analisi sono indicate nella seguente tabella e tengono conto dell’irrigidimento del cavo creato dai consolidamenti preventivi:

Fase di calcolo	Percentuale di detensionamento
0_Iniziale	0
1_Fronte	25
2_Avanzamento 1m	35
3_Posa priverivestimento	40
4_Getto arco rovescio	95
5_Getto rivestimento definitivo	100
6_Applicazione carico sismico	100

Tabella 4: Percentuali di detensionamento utilizzate nelle analisi FEM

Le percentuali di detensionamento assegnate alle fasi 4, 5, 6 tengono conto della distanza di posa dei rivestimenti definitivi rispetto al fronte di scavo, che è stata fissata pari a 3 diametri per arco rovescio e murette, 5 diametri per la calotta. Questo è valido per le coperture inferiori ai 30 m. Per la sezione con copertura di 40 m, invece, alla fase 4 è stata assegnata una percentuale di rilassamento del 90% per tenere conto della minore distanza di getto dell’arco rovescio.

Al fine di dimensionare con maggiore margine di sicurezza il rivestimento definitivo, al termine della sequenza di detensionamento è stato eliminato il contributo della coronella jet e quello del prerivestimento. In questo modo a lungo termine l’unico elemento resistente è il rivestimento definitivo.

9.5 INFLUENZA DELLA FALDA FREATICA

La galleria interessa per tutto il suo sviluppo un deposito detritico di media consistenza e permeabilità. Dai dati disponibili risulta che il livello di falda è più basso della quota galleria, a meno della zona adiacente all’imbocco lato Nord dove alcune misure freatiche mostrano un livello analogo alla posizione dell’arco rovescio della galleria.

Durante la costruzione

L’assenza di un livello di falda a quota galleria esclude interazioni degli scavi con la falda stessa, a meno di possibili e limitate falde sospese. Per questa ragione si possono escludere significativi afflussi di acqua di falda in galleria, anche se in virtù della permeabilità del deposito si potranno avere fenomeni di umidità/stillicidi correlati alle condizioni meteoriche.

A lungo termine

In fase di progettazione, pur non prevedendo che la galleria vada ad intercettare la falda, si è cautelativamente previsto di impermeabilizzare comunque tutta l’opera. Infatti con la posa dell’impermeabilizzazione a tergo del rivestimento definitivo che si estende sia nella parte superiore che inferiore della sezione, la galleria diventa a tutti gli effetti impermeabile. In tal modo si vuole evitare qualsiasi drenaggio, dando la possibilità di un ripristino nel tempo delle eventuali e per quanto effimere e superficiali circolazioni idriche. A maggiore garanzia si procederà all’installazione di un cordolo bentonitico idroespansivo lungo la superficie di contatto delle murette con il getto del rivestimento definitivo. Eventuali temporanei accumuli di acqua meteorica a tergo del rivestimento quindi percorreranno il geotessuto in direzione longitudinale alla galleria fino alle zone di imbocco.

9.6 AZIONE SISMICA

Il comportamento sismico delle strutture in sotterraneo si distingue da quello delle strutture in superficie sia per il confinamento fornito dal terreno al suo contorno, sia per la loro significativa estensione longitudinale rispetto alle dimensioni trasversali.

Sulla base della letteratura disponibile sull’argomento, basata a sua volta su un numero significativo di casi studio, si possono sintetizzare le seguenti osservazioni:

- Le strutture sotterranee subiscono tendenzialmente meno danni di quelle in superficie;
- I danni si riducono ulteriormente con il crescere della profondità, e dunque del confinamento;
- Le gallerie realizzate in materiali sciolti risultano più sensibili al sisma rispetto a quelle realizzate in roccia;
- Il danno eventualmente osservato è direttamente correlabile alla PGA.

Generalmente l'inerzia del terreno confinante la galleria è nettamente superiore a quella del rivestimento definitivo. Per tale motivo, l'analisi sismica di una galleria si può basare su un'analisi free-field delle deformazioni indotte dal sisma nel terreno. L'eventuale interazione con la struttura invece deve essere tenuta in conto laddove il rivestimento risulti rigido rispetto al terreno. La scelta di un approccio free-field o di un'analisi di interazione può essere fatta determinando il rapporto di flessibilità F , così definito:

$$F = \frac{2E_g(1-\nu_r^2)R^3}{E_r(1+\nu_g)t^3}$$

Dove

R = raggio equivalente della galleria, rispetto alla mezzeria del rivestimento definitivo

t = spessore medio del rivestimento

E_g, E_r = modulo elastico del terreno (alle piccole deformazioni) e del calcestruzzo

ν_g, ν_r = modulo di Poisson del terreno e del calcestruzzo

Nel caso in cui F risulti superiore a 20, il rivestimento si può ritenere sufficientemente flessibile da rendere trascurabile l'interazione terreno-struttura, ovvero vale la soluzione freefield. In tal caso, pertanto, le deformazioni indotte dal sisma nella struttura sono con buona approssimazione le stesse di quelle del terreno.

Nel caso in esame, per tutte le sezioni di analisi il rapporto di flessibilità è inferiore a 20, indicando un rivestimento ben più rigido del terreno incassante. In tali condizioni, non è possibile prescindere da un'attenta analisi delle interazioni terreno-struttura.

Per tale ragione l'analisi sismica è stata eseguita con il modello agli elementi finiti, implementando l'azione sismica con modalità pseudo-statica.

Valutazione dell'azione sismica al sito:

- Vita nominale = $V_N = 100$ anni (opera definitiva);
- Classe d'uso = $c_u = 2$ (classe IV);
- Periodo di riferimento = $V_R = \max(V_N c_u ; 35) = 200$;

- Probabilità di superamento = PVR = 10%;
- Tempo di ritorno = $T_R = 1898$ anni.
- $a_g = 0.252$ g su suolo rigido
- $S_s = 1.157$ per categoria di suolo B
- $a_{max} = S_s \cdot a_g = 0.29$ g

L’azione sismica viene imposta in termini di accelerazione al sito, tenendo conto della categoria di sottosuolo B, con una componente in direzione orizzontale ed una in direzione verticale:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g = 0.29 \quad \text{con } \beta_m = 1 \text{ (rif. tabella 7.11.I delle NTC08)}$$

$$k_v = k_h / 2 = 0.145$$

In realtà, la letteratura che tratta il sisma con riferimento alle opere in sotterraneo evidenzia che l’azione sismica di superficie agisce sulla galleria in modo smorzato, il che può essere tenuto in conto imponendo un fattore di smorzamento che viene stabilito in funzione del ricoprimento litostatico che interessa la sezione in esame.

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6–15	0.9
15–30	0.8
> 30	0.7

Nel caso in esame la copertura varia tra i 5 m agli imbocchi e i 40 m nella parte centrale della galleria, a cui corrisponderebbe rispettivamente uno smorzamento compreso tra 0 ed il 70%. A titolo cautelativo, comunque, nelle analisi proposte si terrà conto dell’intera azione sismica in superficie indipendentemente dalla copertura litostatica.

9.7 MODALITA’ DI ESECUZIONE DELLE VERIFICHE STRUTTURALI

Gli elementi strutturali componenti il prriverimento ed il rivestimento definitivo sono stati analizzati come di seguito descritto al fine di valutare il tasso di sollecitazione a cui sono sottoposti in tutte le fasi di calcolo, verificando la compatibilità con la normativa.

Le forze agenti in termini di momento flettente M, sforzo normale N e taglio T sono stati ottenuti con il programma Phase 2D, imponendo i parametri geotecnici caratteristici dell’ammasso detritico. Le sollecitazioni derivanti dal modello sono poi state amplificate

mediante opportuni coefficienti di sicurezza parziali in relazione allo Stato Limite di riferimento.

Prerivestimento

La verifica strutturale dei prerivestimenti è stata realizzata ripartendo le sollecitazioni ricavate dal modello tra i due elementi costituenti il prerivestimento, ossia centine e spritz beton. Questo è stato fatto in funzione delle loro rigidità, così come indicato da Carranza Torres & Diederichs (2009).

Il primo passo per comprendere in quali proporzioni si distribuiscano le sollecitazioni nelle due componenti del sostegno composito, è la valutazione dei coefficienti di compressibilità e flessibilità per le centine e per il calcestruzzo proiettato, nell'ipotesi di condizione di deformazione piana.

Nel caso delle centine:

$$D_{cent} = \frac{E_{cent} \cdot A_{cent}}{1 - \nu_{cent}^2} \qquad K_{cent} = \frac{E_{cent} \cdot I_{cent}}{1 - \nu_{cent}^2}$$

Per quanto riguarda il calcestruzzo proiettato:

$$D_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot A_{cls}}{1 - \nu_{cls}^2} \qquad K_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot I_{cls}}{1 - \nu_{cls}^2}$$

dove:

E = modulo elastico dell'acciaio o dello spritz beton

A = area delle centine o dello spritz beton

I = momento d'inerzia delle centine o dello spritz beton

ν = modulo di Poisson delle centine o dello spritz beton

Sulla base di tali coefficienti è possibile ridistribuire gli sforzi ottenuti dal programma sui due elementi costituenti il prerivestimento nel modo seguente:

Momento flettente

$$\text{Centine: } M_{cent} = \frac{M \cdot K_{cent}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

$$\text{Calcestruzzo proiettato: } M_{cls} = \frac{M \cdot K_{cls}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

Sforzo normale

$$\text{Centine: } N_{cent} = \frac{N \cdot D_{cent}}{n(D_{cent} + D_{cls})} + \frac{M(D_{cls} K_{cent} - D_{cent} K_{cls})}{nR(D_{cent} + D_{cls})(K_{cent} + K_{cls})}$$

$$\text{Calcestr. proiett.: } N_{cls} = \frac{N \cdot D_{cls}}{n(D_{cent} + D_{cls})} + \frac{M(D_{cls} K_{cent} - D_{cent} K_{cls})}{nR(D_{cent} + D_{cls})(K_{cent} + K_{cls})}$$

Taglio

$$\text{Centine: } Q_{cent} = \frac{Q \cdot K_{cent}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

$$\text{Calcestruzzo proiettato: } Q_{cls} = \frac{Q \cdot K_{cls}}{n(K_{cent} + K_{cls})}$$

In cui n è il numero di centine per metro lineare di galleria ed R è il raggio equivalente della galleria.

Ottenute così le sollecitazioni agenti nei due elementi che compongono il priverivestimento, si procede alle verifiche strutturali confrontando tali sollecitazioni con le resistenze di progetto dei materiali. Tale confronto viene sviluppato in forma grafica, definendo i domini di resistenza N-M e Q-N delle centine e dello spritz beton. Le resistenze dei materiali sono calcolate nel modo seguente.

Dominio di resistenza N-M

La massima tensione di compressione e trazione accettabile è pari a:

$$\frac{\sigma_{max}}{FS} = \frac{N}{A} + \frac{Mt}{2I} \qquad \frac{\sigma_{min}}{FS} = \frac{N}{A} - \frac{Mt}{2I}$$

Considerando un momento flettente nullo, si ottiene l'espressione per la stima della massima e minima forza normale che non comporta un superamento della resistenza del supporto:

$$N_{max} = \frac{A \cdot \sigma_{max}}{FS} \qquad N_{min} = \frac{A \cdot \sigma_{min}}{FS}$$

Il massimo momento flettente agisce invece quando si verifica un simultaneo superamento della resistenza a trazione e compressione, ovvero:

$$M_{max} = \pm \left(\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{FS} \right) \frac{I}{t}$$

a cui corrisponde una

$$N_{cr} = \frac{A \cdot (\sigma_{max} + \sigma_{min})}{FS}$$

Si ricava quindi il dominio resistente sia per le centine che per lo spritz beton adottando a seconda dei casi le relative caratteristiche geometriche e di resistenza.

Dominio di resistenza N-Q

Si vuole ora definire una correlazione fra la sollecitazione di taglio e quella di sforzo normale. Ricordiamo che:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{A} \quad \tau_{\max} = \frac{3Q}{2A}$$

Dai cerchi di Mohr:

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_{\max}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\max}}{2}\right)^2 + \tau_{\max}^2}$$

Il fattore di sicurezza può essere inoltre definito come: $FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{\sigma_t}{\sigma_3}$

Di conseguenza, accorpendo le precedenti equazioni, si ottengono per le resistenze a compressione e trazione rispettivamente:

$$N = \frac{\sigma_c \cdot A}{FS} - \frac{9Q^2 \cdot FS}{4\sigma_c \cdot A}$$

$$N = \frac{\sigma_t \cdot A}{FS} - \frac{9Q^2 \cdot FS}{4\sigma_t \cdot A}$$

Il valore critico di taglio a cui si verificano nello stesso tempo il collasso in compressione e trazione è pari a :

$$Q_{cr} = \pm \frac{A}{FS} \cdot \sqrt{-\frac{4 \cdot \sigma_c \cdot \sigma_t}{9}}$$

Si ricava quindi il dominio resistente sia per le centine che per lo spritz beton adottando a seconda dei casi le relative caratteristiche geometriche e di resistenza.

Le verifiche sul prerivestimento si forniscono quindi in forma grafica distinguendo tra le centine e lo spritz beton.

Rivestimento definitivo

Verifiche tensionali delle sezioni in solo calcestruzzo

Si determina innanzitutto lo stato tensionale della sezione per verificare qualora e dove il rivestimento necessiti di essere armato. Con riferimento al paragrafo 4.1.11.1 delle NTC2008, i limiti tensionali che devono essere rispettati dal calcestruzzo non armato sono:

$$\sigma_c = 0.25 \cdot f_{ck} = 7.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = 0.21 \cdot f_{ctk} = 0.42 \text{ MPa}$$

Qualora le sezioni non dovessero rispettare queste limitazioni, è necessario predisporre un'opportuna armatura dimensionata in modo tale da garantire la sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio.

Verifiche agli stati limite per le sezioni in calcestruzzo armato

Le verifiche di sicurezza agli stati limite sono condotte con il Metodo dei coefficienti parziali: in tutte le situazioni progettuali significative, si verifica che gli stati limite non siano superati quando i valori di progetto delle azioni, delle proprietà del materiale e dei dati geometrici siano introdotti nei modelli strutturali e di carico impiegati.

Si fa riferimento in particolare l'approccio A1-M1-R1: i parametri di resistenza dei materiali sono introdotti nei modelli con i loro valori caratteristici, le sollecitazioni nelle sezioni sono introdotte con i valori non amplificati per le verifiche in esercizio e quelle in condizioni sismiche e i valori amplificati per il coefficiente 1.3 per le verifiche allo stato limite ultimo in condizioni statiche.

I coefficienti di sicurezza parziali per le sezioni in cemento armato sono:

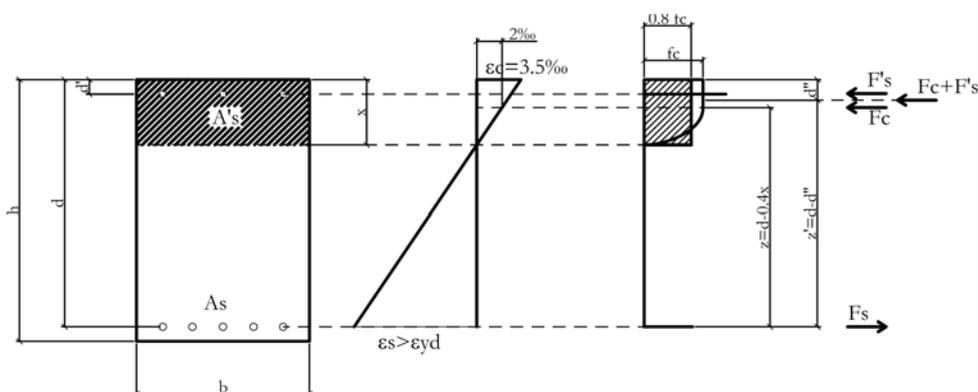
- $\gamma_{cls} = 1.50$ coefficiente relativo al calcestruzzo
 $\gamma_s = 1.15$ coefficiente relativo all'acciaio per calcestruzzo armato

Verifiche allo stato limite ultimo a flessione

Le verifiche a flessione controlleranno che, per ogni elemento, risulti:

$$M_{Sd} < M_{Rd}$$

ossia che il momento sollecitante ultimo risulti minore del momento resistente della sezione stessa.



Partendo dalle prescrizioni contenute nell'Eurocodice 2 e nel Testo Unitario, il calcolo del momento resistente delle sezioni è stato eseguito secondo il modello seguente:

Momento resistente: $M_{RD} = F'_S \cdot (d - d'')$

dove d'' viene valutato come:
$$d'' = \frac{F'_S \cdot d' + F_c \cdot 0.4 \cdot x}{F_c + F'_S}$$

F'_S : $F'_S = f_{yd} \cdot A'_S$

$$F_s: \quad F_s = f_{yd} \cdot A_s$$

$$F_c: \quad F_c = 0.8 \cdot f_c \cdot b \cdot x$$

Verifiche allo stato limite ultimo a taglio

Secondo le prescrizioni contenute nella normativa nazionale, l'armatura a taglio è disposta in tutti gli elementi dove il taglio sollecitante V_{Sd} risulta essere maggiore di un valore di riferimento fissato dalla norma ($V_{Rd,1}$) ovvero se:

$$V_{Sd} > V_{Rd,1}$$

dove $V_{Rd,1}$ è definito come:

$$= \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

ρ = percentuale d'armatura di trazione $A_s/(b_w \cdot d) \leq 0.02$

σ_{cp} = sforzo assiale di compressione $N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$

d = altezza utile della sezione

b_w = larghezza minima della sezione

Ogni qualvolta il taglio sollecitante risulti essere maggiore di $V_{Rd,1}$ si dovrà verificare che in ogni sezione risulti essere:

$$V_{Sd} > V_{Rcd}$$

e che la sezione presenti armatura a taglio sufficiente a resistere al taglio sollecitante V_{Sd} :

$$V_{Sd} > V_{Rsd}$$

dove:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta)}{(1 + \text{ctg}^2 \vartheta)}$$

con:

θ = inclinazione dei puntoni di calcestruzzo ($1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2.5$)

A_{sw} = area dell'armatura trasversale

s = interasse tra le armature

α = angolo di inclinazione dell'armatura rispetto all'asse della trave

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} \leq 0.5f_{cd}$)

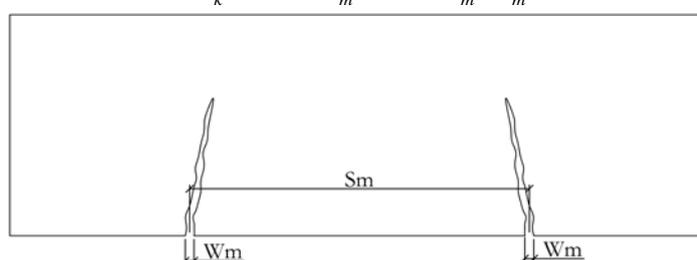
α_c = coefficiente maggiorativo dipendente dalla compressione della membratura

Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione viene effettuata garantendo che in ogni sezione, sotto la condizione di carico "quasi permanente", l'ampiezza caratteristica delle fessure (w_k) sia minore di 0.3 mm.

L'ampiezza caratteristica delle fessure viene calcolata a partire dall'ampiezza media delle fessure (w_m) secondo la formula:

$$w_k = 1.7 \cdot w_m = 1.7 \cdot s_m \cdot \varepsilon_m$$



dove, l'espressione di s_m in millimetri è:

$$s_m = 50 + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi / \rho_r$$

con:

k_1 = coefficiente sull'aderenza delle barre (1.6 per barre lisce e 0.8 per barre ad aderenza migliorata).

k_2 = coefficiente dipendente dal tipo di sollecitazione (1 per trazione pura, 0.5 per flessione)

ϕ = diametro delle barre espresso in millimetri

ρ_r = percentuale d'armatura tesa

e l'espressione di ε_m , deformazione media delle barre d'acciaio, è:

$$\varepsilon_m = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

con:

σ_{cr} = tensione di trazione nelle barre di acciaio conseguente all'applicazione del momento di prima fessurazione

σ_s = tensione di trazione nelle barre d'acciaio in corrispondenza della generica sezione parzializzata.

E_s = modulo di elasticità dell'acciaio

β_1 = coefficiente sull'aderenza delle barre (0.5 per barre lisce e 1 per barre ad aderenza migliorata).

β_2 = coefficiente sulla durata di applicazione del carico (1 per carichi di breve durata)

Verifica alle tensioni di esercizio

La verifica viene effettuata garantendo che in ogni sezione le tensioni di esercizio risultino inferiori ai limiti di normativa:

- la massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 17.4 \text{ MPa per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 13 \text{ MPa per combinazione quasi permanente}$$

- per l'acciaio la tensione massima σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

10 ANALISI DEL COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO DELLA GALLERIA

10.1 FASE DI DIAGNOSI

Come si vedrà nel seguito mediante le analisi preliminari con il metodo di Tamez (Figura 12, Figura 20, Figura 28), l’ammasso detritico non offre sufficiente resistenza a consentire uno scavo privo di preconsolidamenti. Infatti l’analisi evidenzia l’assenza di stabilità sia del fronte che della chiave. Diventa dunque fondamentale la realizzazione di un tegolo di terreno consolidato al fronte e in chiave, eseguito adottando una tecnologia in grado di fornire all’ammasso la resistenza coesiva di cui è privo. In relazione alla natura e granulometria del deposito detritico oggetto di scavo, si è ritenuto che la tecnologia del jet-grouting sia quella più idonea a creare in chiave un arco compenetrato di caratteristiche migliorate ed al fronte una serie di colonne suborizzontali in grado di limitarne le estrusioni.

In via preliminare la sezione tipo presa a riferimento è una sezione caratterizzata da una coronella jet-grouting al contorno estesa fino ai piedritti e un consolidamento jet-grouting al fronte. L’analisi tenso-deformativa agli elementi finiti di questa sezione ha messo in evidenza alcune criticità:

- Cedimento al piede centine
- Tendenza della sezione alla chiusura all’altezza dell’arco rovescio
- Schiacciamento della sezione con conseguenti alte sollecitazioni flessionali agenti nel priverivestimento all’altezza del piano dei centri

La seguente Figura 7 mostra l’andamento delle precedenti grandezze in relazione alla variazione della copertura litostatica.

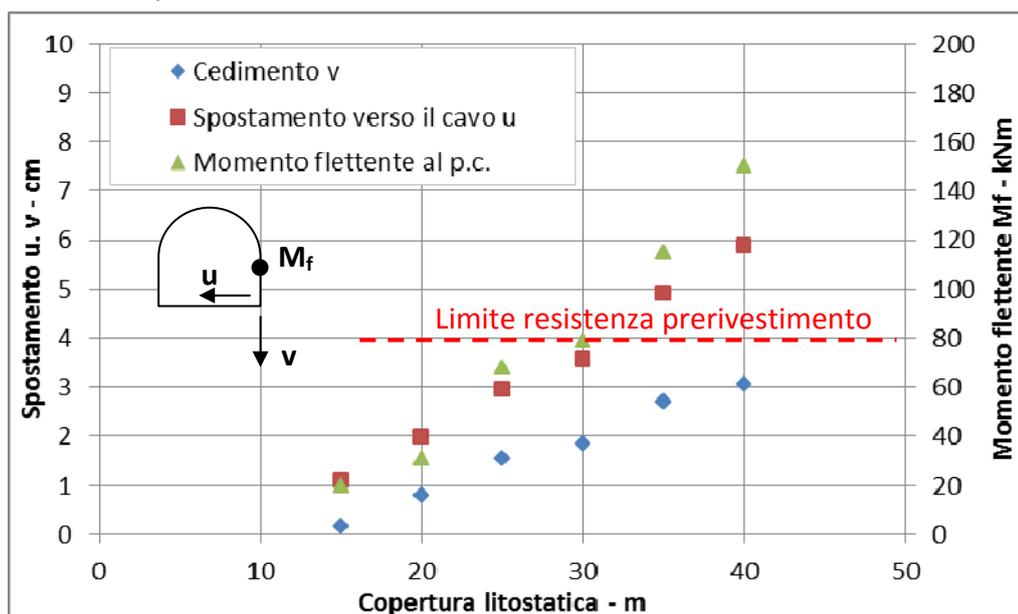


Figura 7 Deformazioni e sollecitazioni della sezione di scavo al variare della copertura litostatica

A titolo di esempio la seguente Figura 8 mostra la distribuzione di spostamenti verticali, orizzontali con una copertura di 40 m.

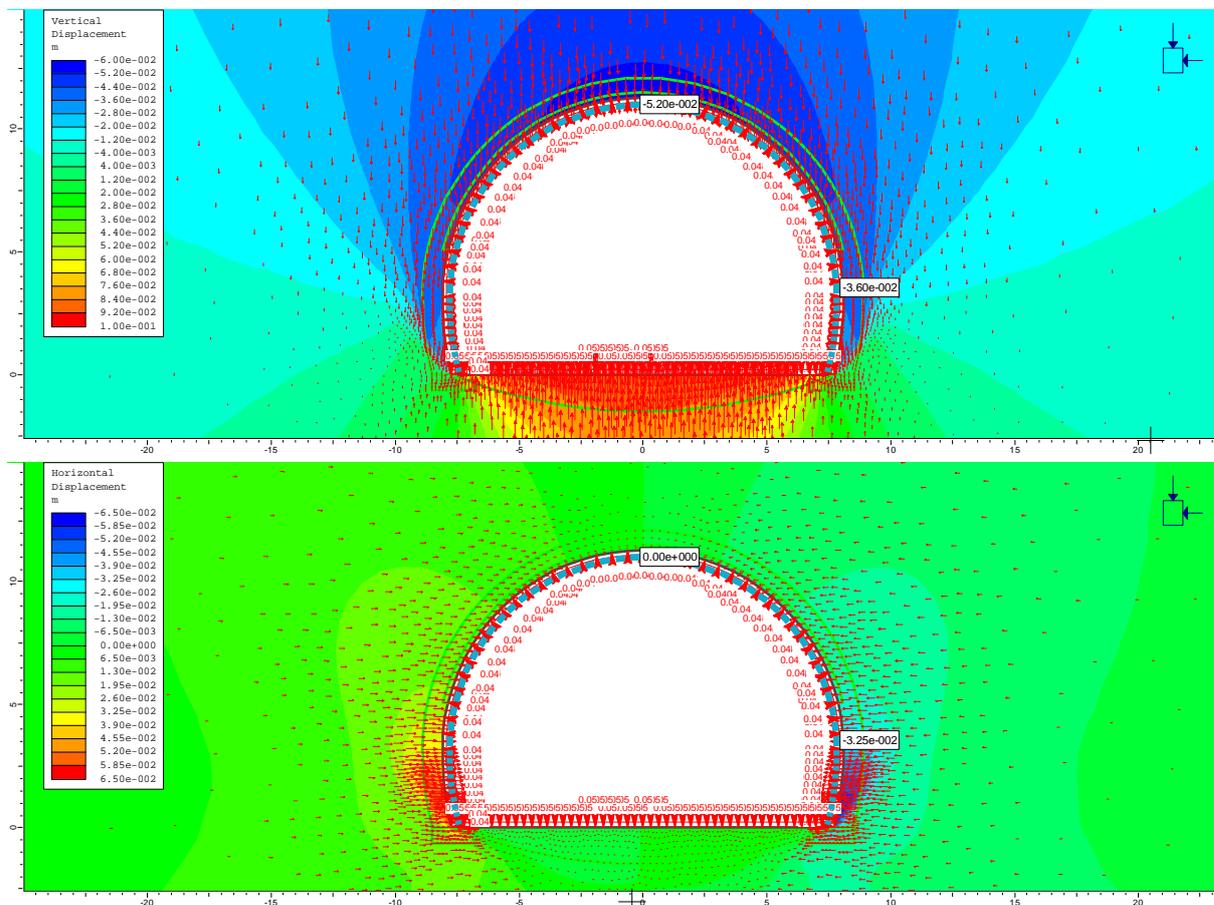


Figura 8 h=40 m – Spostamenti verticali e orizzontali in fase 5 nel caso in cui si adotti una sezione priva di jet al piede centine e con arco rovescio posto a distanza dal fronte

Come si può osservare, al crescere dei carichi litostatici agenti si verifica un aumento degli spostamenti del piede centine verso il basso e verso il cavo, il che impone un crescente schiacciamento della sezione di scavo. Lo schiacciamento a sua volta determina forti flessioni all’altezza del piano dei centri nel privervestimento, che arrivano a superare i limiti di resistenza del privervestimento stesso al di sopra dei 30 m.

Sulla base di queste osservazioni si è proceduto quindi alla progettazione delle sezioni tipo di scavo per l’esecuzione dell’intera galleria. Le due sezioni tipo previste sono accumulate da un irrigidimento del piede centine mediante un’estensione del jet-grouting fin sotto alla coronella e al privervestimento. Questo consente di creare una fondazione, che impone una migliore distribuzione dello stato di tensione al di sotto di essa e crea una sorta di portale in jet-grouting, indipendente dal privervestimento a tergo, che “guida” l’andamento delle tensioni principali al suo interno fino al piede, scaricando tali sollecitazioni in una zona che altrimenti sarebbe soggetta a scarico tensionale per effetto dello scavo, Figura 9, Figura 10, Figura 11. Inoltre la riduzione dei cedimenti alla base consente a sua volta una riduzione

delle plasticizzazioni del deposito detritico a tergo del prerivestimento all'altezza dei piedritti.

Questa soluzione, come tra l'altro si vedrà nel seguente paragrafo 10.2, si è dimostrata efficace nel garantire un adeguato margine di sicurezza alla stabilità della sezione di scavo, sia in relazione alle deformazioni del cavo sia in relazione alle sollecitazioni agenti sui prerivestimenti. Solo per coperture superiori ai 30 m le elevate sollecitazioni agenti lungo i piedritti del prerivestimento rendono necessario un intervento più incisivo di contrasto alla chiusura della sezione, che si concretizza nell'avvicinamento dei getti di arco rovescio e murette rispetto alla posizione del fronte di scavo.

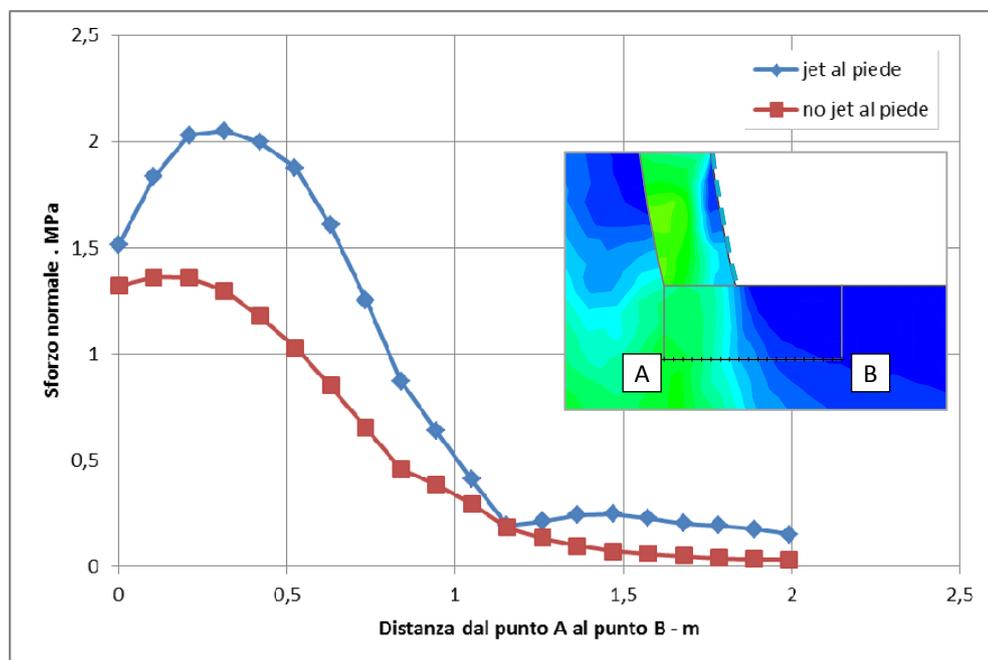


Figura 9 Grafico di confronto tra le tensioni normali agenti sulla superficie inferiore del piede in jet, in presenza o meno di questo irrigidimento

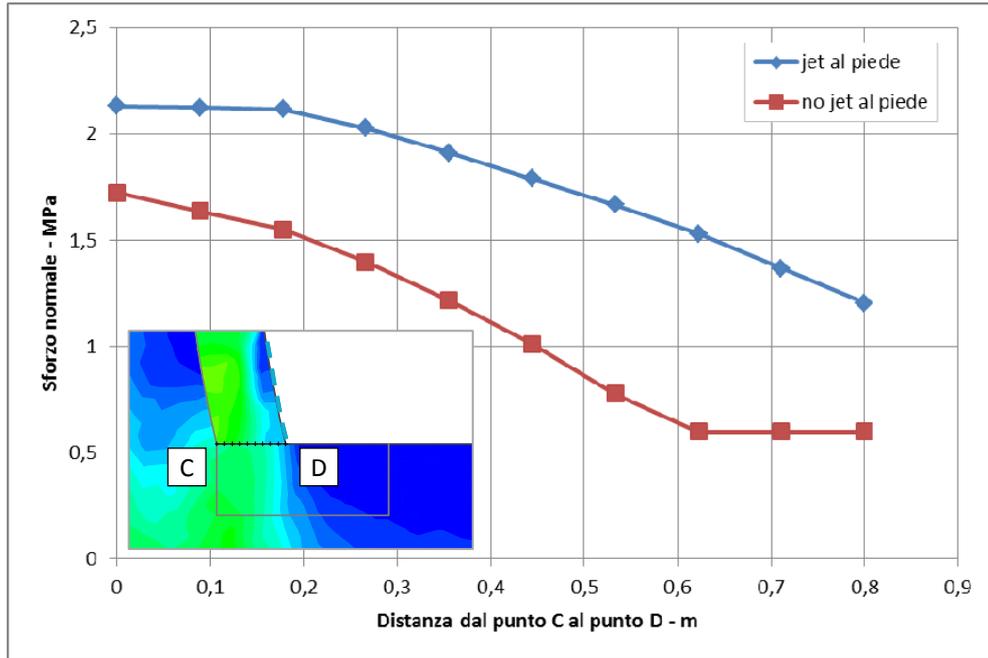


Figura 10 Grafico di confronto tra le tensioni normali agenti sulla superficie superiore del piede in jet, in presenza o meno di questo irrigidimento

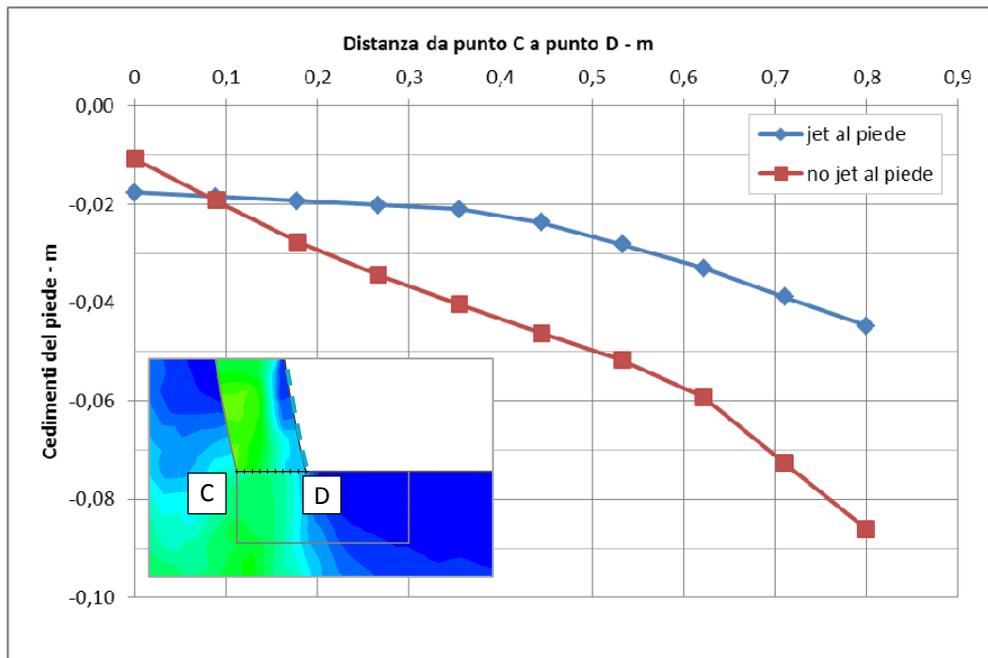


Figura 11 Grafico di confronto tra i cedimenti verticali lungo la superficie superiore del piede in jet, in presenza o meno di questo irrigidimento

10.2 FASE DI TERAPIA

10.2.1 Sezione tipo C1a – copertura 40 m

La sezione C1a è stata calcolata in corrispondenza di una copertura di 40 m, rappresentativa della copertura massima che insiste sul cavo lungo un tratto di circa 150 m, oltre il 10% dello sviluppo complessivo della galleria.

Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L'analisi è stata proposta nella seguente Figura 12.

Ciascuna scheda riassume nella parte superiore le caratteristiche geometriche, geotecniche del terreno, idrauliche di input dell'analisi e lo schema geometrico del cinematiso di rottura analizzato dal metodo di Tamez. Nella parte inferiore, invece, vengono riassunti i risultati dell'analisi, espressi in termini di fattori di sicurezza al fronte, chiave e globale, in assenza ed in presenza degli interventi di presostegno eventualmente previsti dalla sezione tipo adottata.

Nel caso in esame, come si può osservare, in assenza di interventi la sezione non è stabile. L'inserimento nel calcolo delle pressioni di stabilizzazione date dai preconsolidamenti in avanzamento consente di incrementare i FS fino a valori superiori a 1.30.

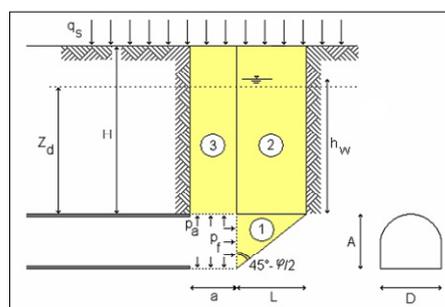
ANALISI DI STABILITÀ DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE CASO GENERALE

RIASSUNTO DATI DI INGRESSO

GEOMETRIA			
a	lunghezza libera	1	m
A	h galleria	11,3	m
D	largh. galleria	15,45	m
L	estens. longitud. cuneo	5,27	m
H	copertura da calotta	40	m
Z _d	tratto di influenza scavo	26,27	m
S	sezione di scavo	148,97	m ²

TERRENO			
γ	peso di volume	20	kNm ³
c	coesione	5	kPa
φ	attrito	40	°
q _s	sovraccarico	0	kPa

CONDIZIONI IDRAULICHE			
γ _w	peso di volume	10	kN/m ³
α ₁	condizioni di drenaggio	0,4	
β	permeab. ammasso	0,85	
h _w	copertura acqua	0	m
	presenza di raggiera drenante in chiave?	no	si/no



RIASSUNTO RISULTATI - no interventi

STABILITÀ DEL FRONTE			
FS _f	fattore di sicurezza	0,4	
p _f	pressione al fronte	0,00	kPa
p _{f max}	pressione massima applicabile	192,23	kPa

STABILITÀ DELLA CHIAVE			
FS _{c pl}	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	0,22	
FS _c	fattore di sicurezza	3,5	
p _a	pressione in chiave	0,00	kPa

STABILITÀ GLOBALE			
FS _g	fattore di sicurezza	0,40	

RIASSUNTO RISULTATI - con interventi

STABILITÀ DEL FRONTE			
FS _f	fattore di sicurezza	2,1	
p _f	pressione al fronte	57,00	kPa
p _{f max}	pressione massima applicabile	192,23	kPa

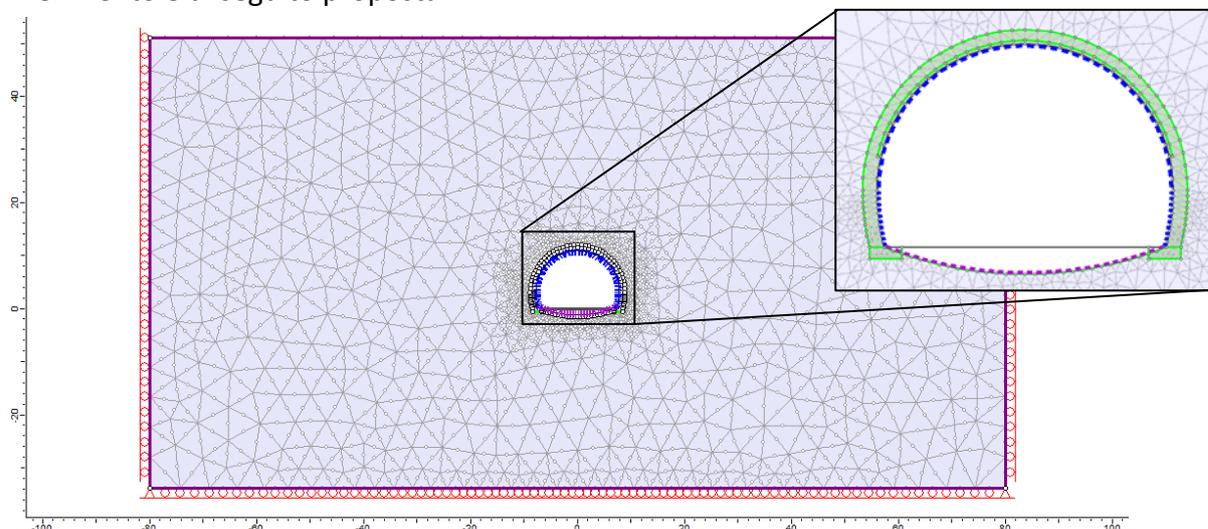
STABILITÀ DELLA CHIAVE			
FS _{c pl}	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	1,30	
Pa FS=1.3	pressione in chiave che garantisce FS=1.3	22,37	kPa
FS _c	fattore di sicurezza	4,5	
p _a	pressione effettivamente applicata in chiave	56,00	kPa

STABILITÀ GLOBALE			
FS _g	fattore di sicurezza	1,65	

Figura 12 Analisi Tamez per la sezione tipo C1a – h = 40 m

Analisi agli elementi finiti

I risultati dell’analisi vengono proposti con riferimento alle fasi 4 e 5. La geometria di riferimento è di seguito proposta:



Le seguenti Figura 13, Figura 14 e Figura 15 mostrano i risultati più significativi dell’analisi e consentono di evidenziare la validità della sezione tipo adottata ai fini del controllo delle deformazioni del cavo. Nel dettaglio la Figura 13 descrive la distribuzione delle tensioni principali al contorno del cavo: è evidente che la presenza del jet-grouting al contorno e la repentina chiusura della sezione con la posa dell’arco rovescio consentono una omogenea distribuzione dello stato di tensione al contorno, il che è evidente anche nella distribuzione degli spostamenti radiali, Figura 14. Gli spostamenti nel complesso risultano ovunque inferiori ai 5 cm, ad eccezione del fondo scavo dove il risultato risente dell’effetto di scarico dovuto allo scavo. Analogamente, le zone plastiche risultano poco estese e maggiormente concentrate lungo i piedritti, Figura 15.

Le sollecitazioni agenti sui priverestimenti, Figura 17, sono del tutto adeguate alle caratteristiche di resistenza del priverestimento stesso, Figura 16.

Per quanto riguarda i rivestimenti definitivi, nelle seguenti Figura 18 e Figura 19 è proposta la distribuzione delle sollecitazioni agenti sugli stessi in condizioni statiche e sismiche, e le seguenti tabelle riassumono le verifiche strutturali eseguite ipotizzando una armatura simmetrica composta da 5 ferri $\phi 22$ per arco rovescio e murette, 5 ferri $\phi 20$ per la calotta.

Analisi statica:

Verifica SLU - statica							
Elemento strutturale	B - m	H - m	N_{Ed} - kN	M_{Ed} - kNm	V_{Ed} - kN	M_{Rd} - kNm	V_{Rd} - kN
Calotta	1	0.95	4617	112	0	2013	-
			5173	29	10.5	2101	1017
Arco rovescio	1	0.90	2401	1178	0	1472	-

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Calotta	1	0.95	2455	973	11	10.6	144.8	811	0.21
Arco rovescio	1	0.90	1743	886	17	10.6	215.3	648	0.30
Murette	1	0.90	2280	773	584	8.8	85.7	734	0.11
			2440	940	228	10.6	140.6	760	0.20

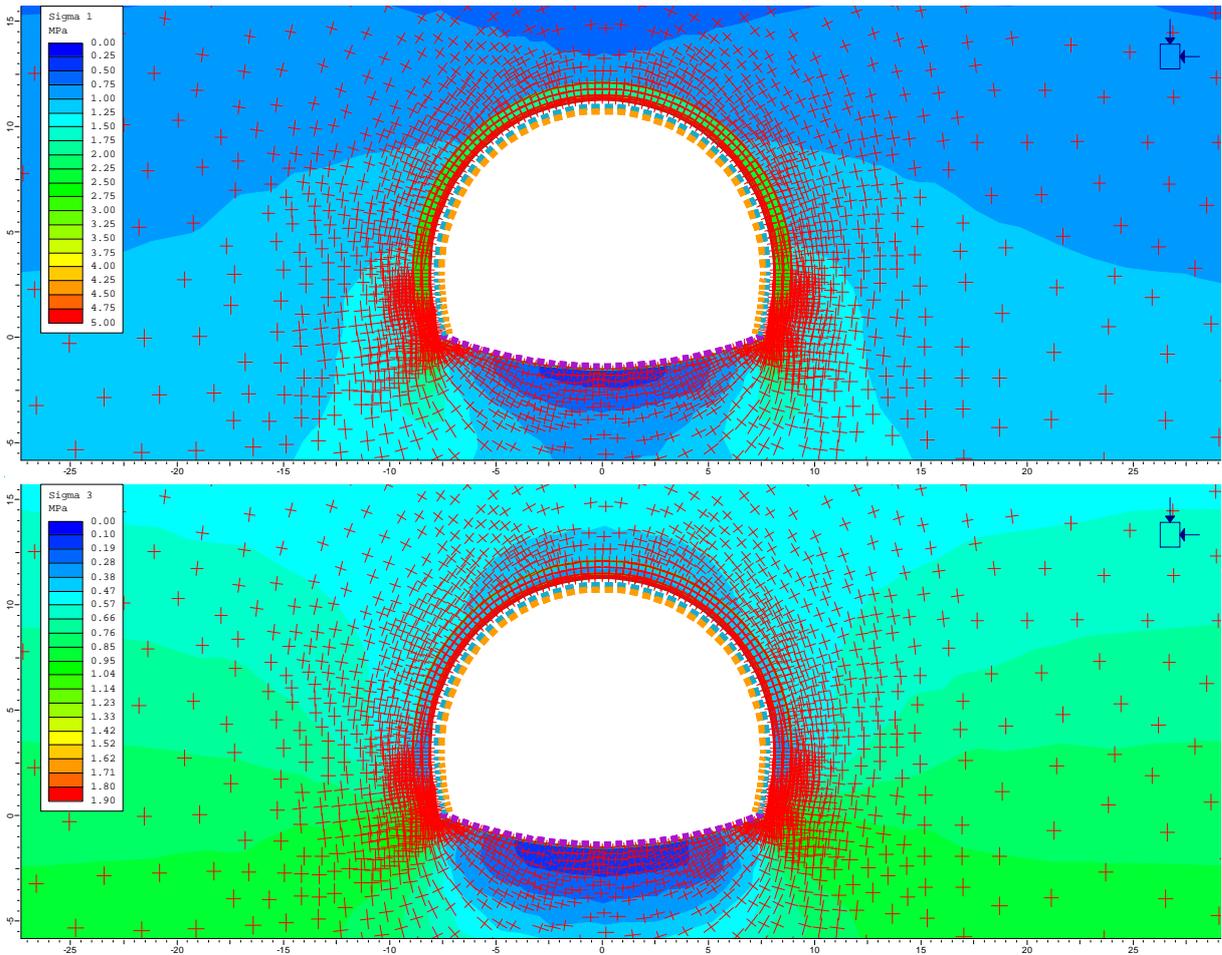


Figura 13 Sezione C1a h=40 m – Stato di tensione al termine del processo di detensionamento, fase 5

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

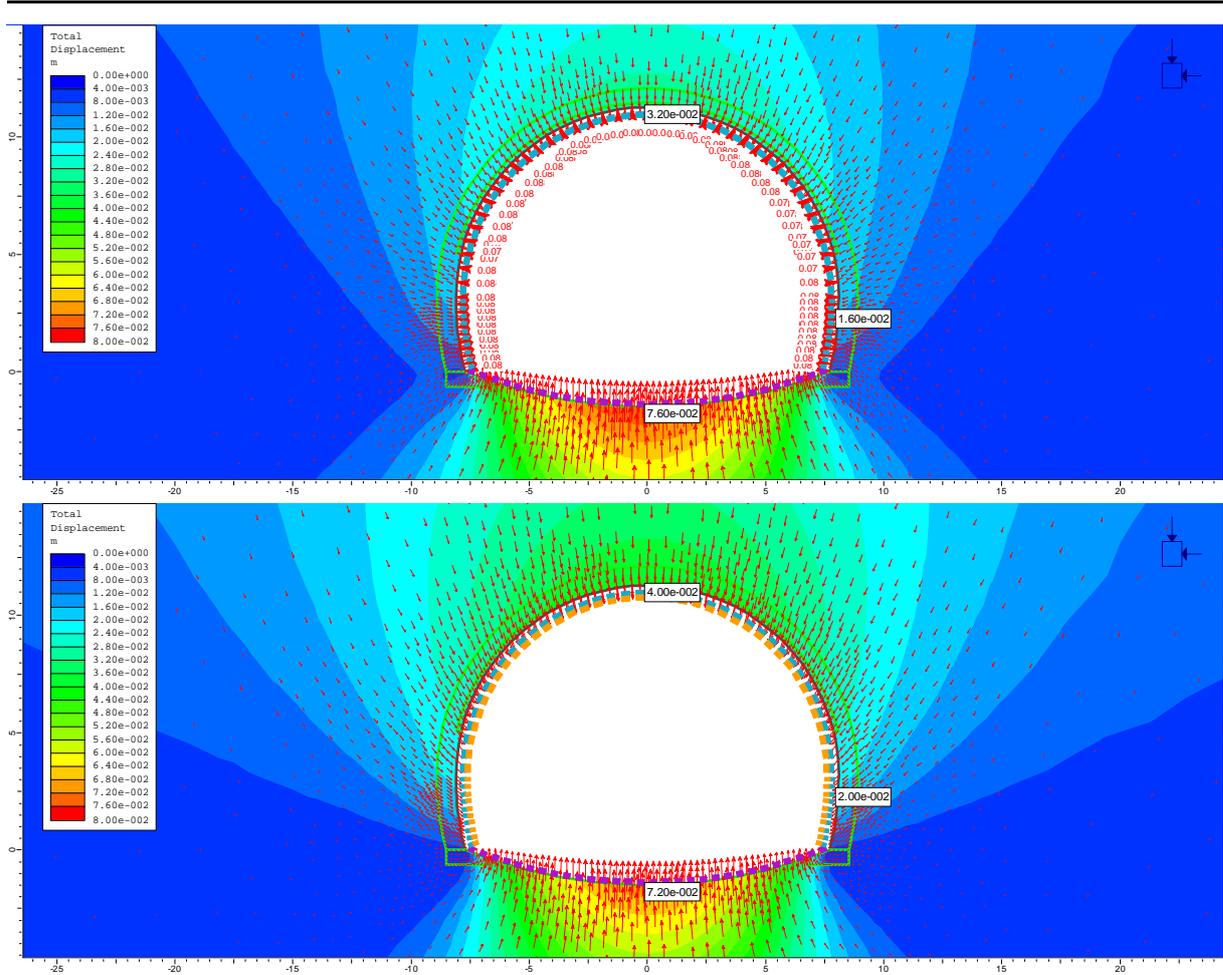


Figura 14 Sezione C1a h=40 m – Spostamenti radiali al cavo alle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

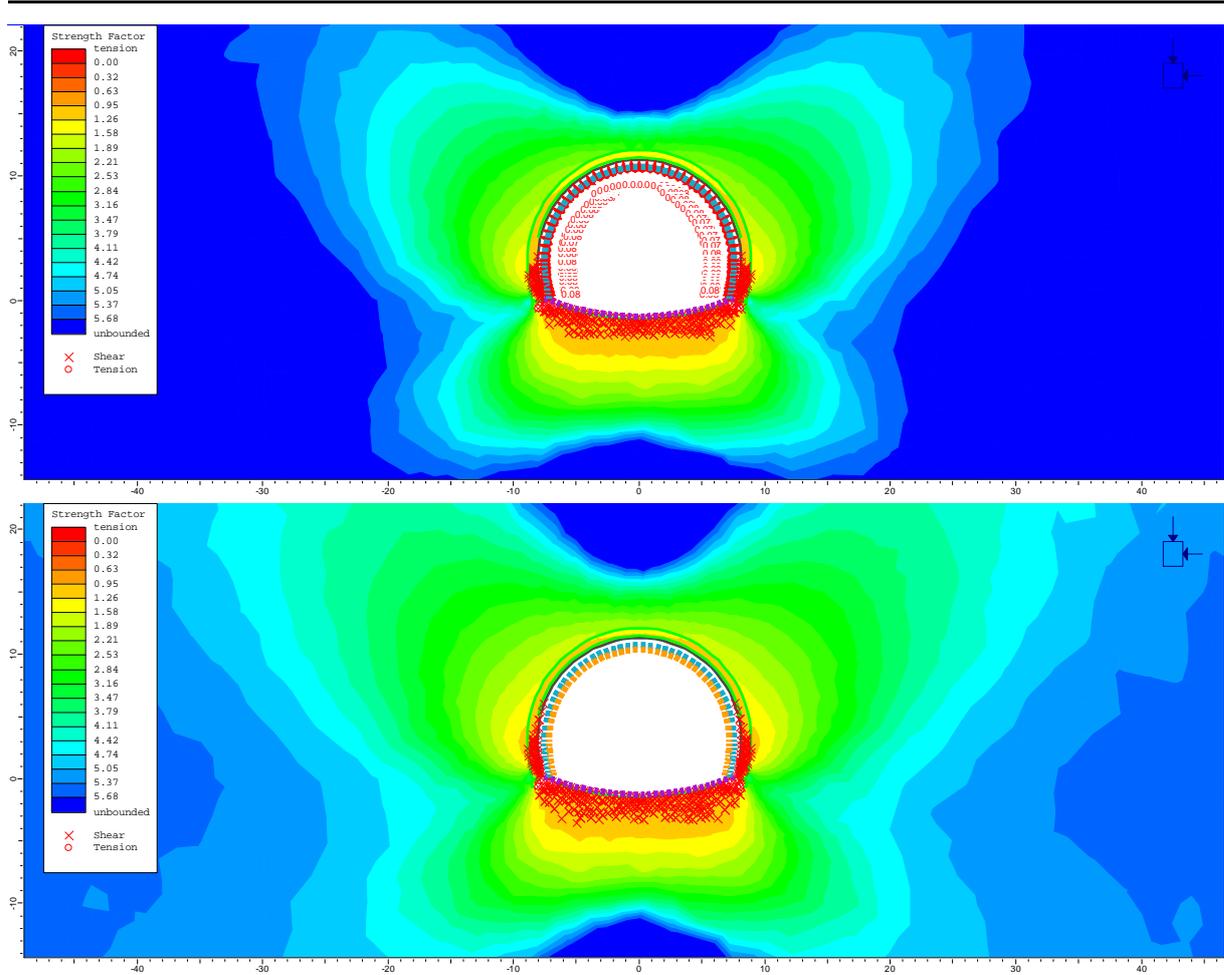


Figura 15 Sezione C1a h=40 m – Fattore di sicurezza alla plasticizzazione e distribuzione dei punti plastici nelle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)

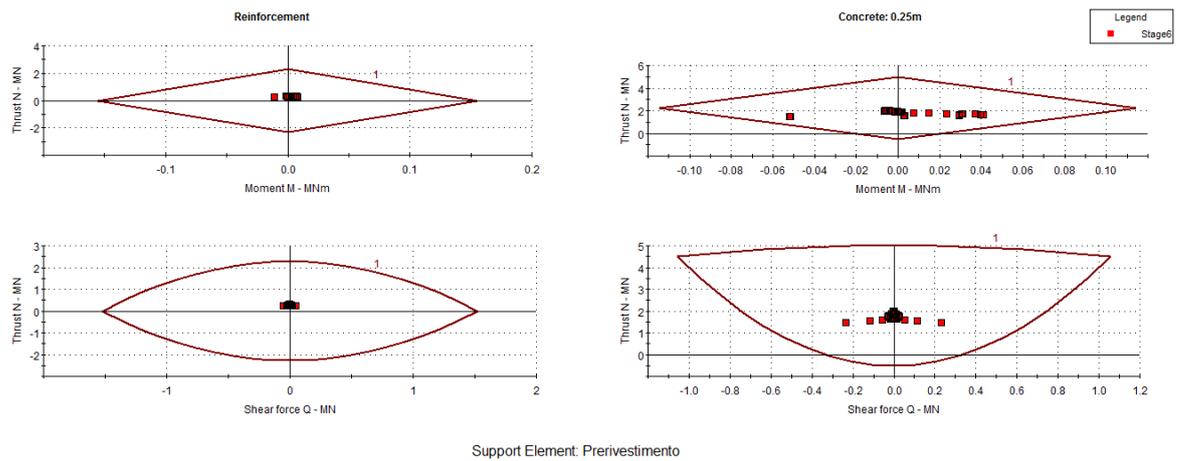


Figura 16 Sezione C1a h=40 m – Diagrammi di interazione del preinvestimento in fase 4

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

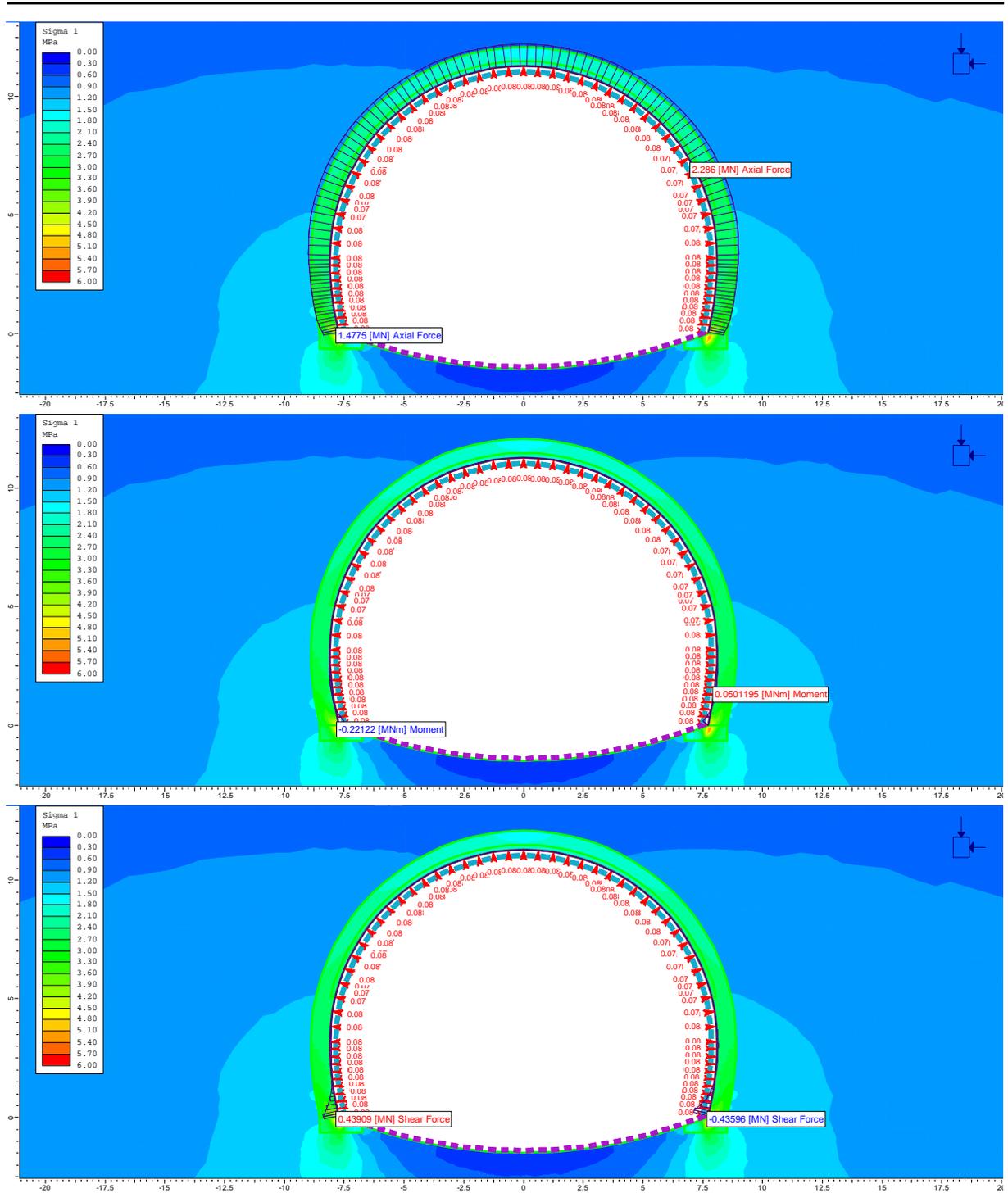


Figura 17 Sezione C1a h=40 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel prerivestimento in fase 4

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

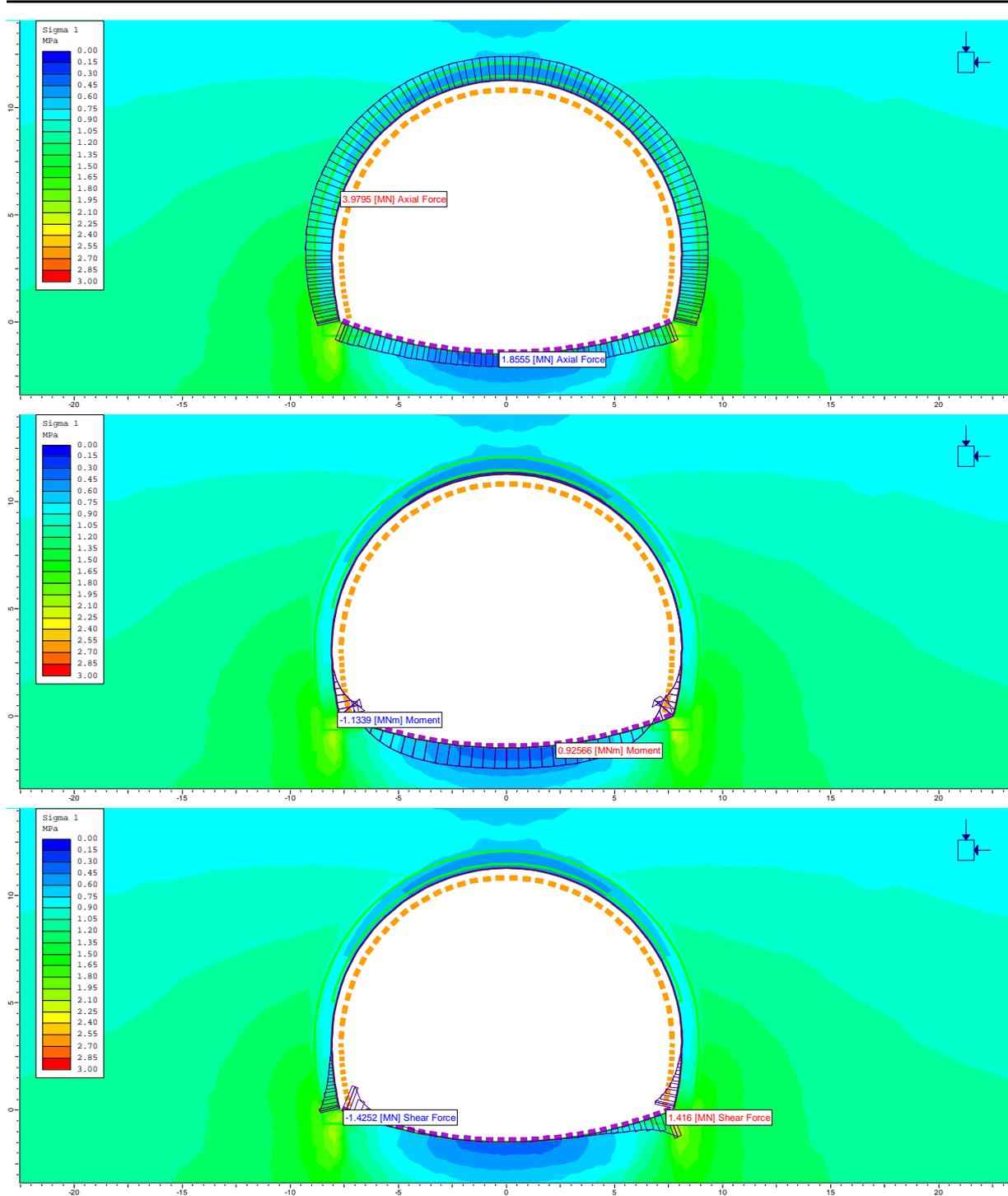


Figura 18 Sezione C1a h=40 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 5, analisi statica

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

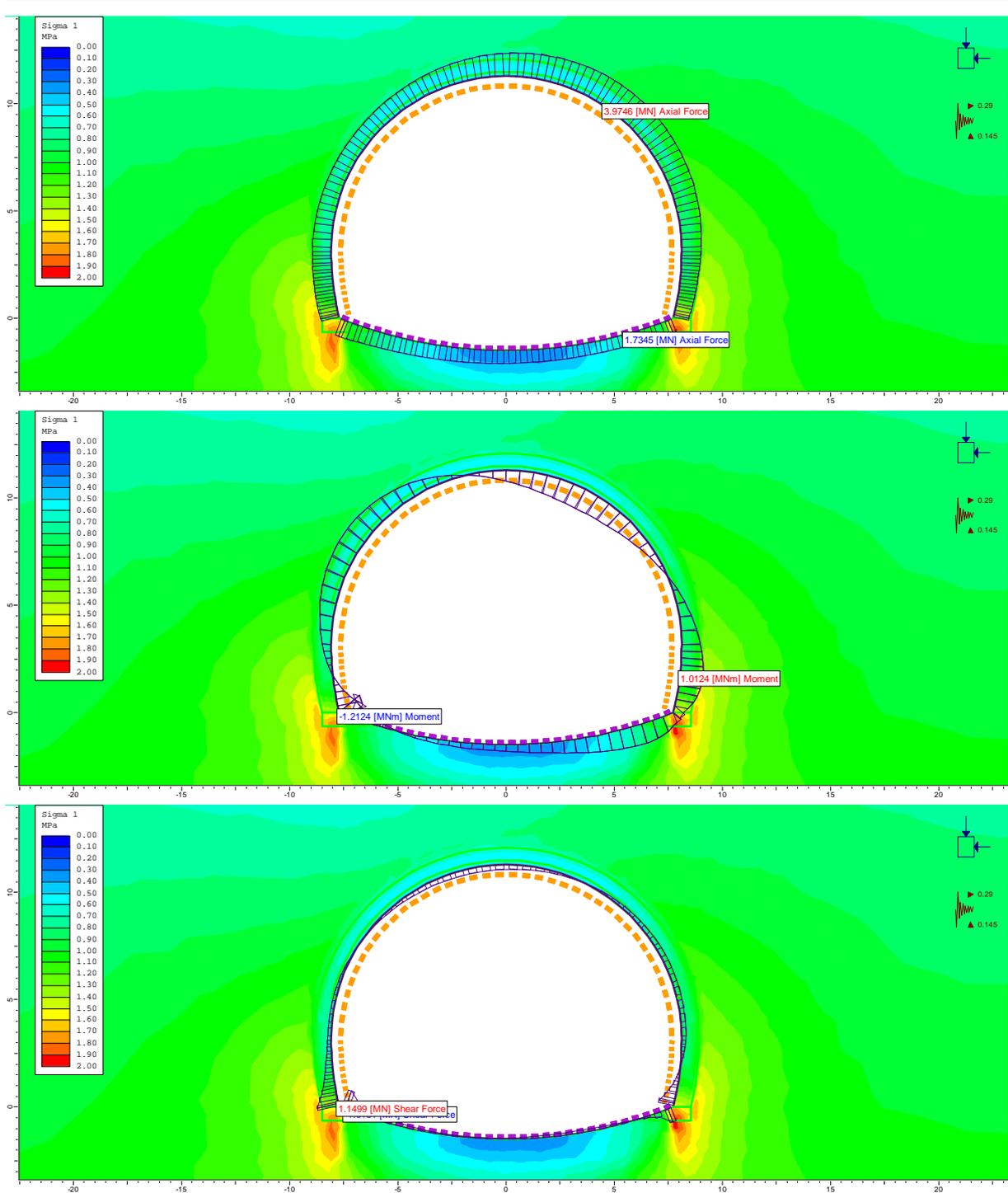


Figura 19 Sezione C1a h=40 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 6, analisi sismica

10.2.2 Sezione tipo C1a – copertura 30 m

Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L'analisi è stata proposta nella seguente Figura 20.

Ciascuna scheda riassume nella parte superiore le caratteristiche geometriche, geotecniche del terreno, idrauliche di input dell'analisi e lo schema geometrico del cinematiso di rottura analizzato dal metodo di Tamez. Nella parte inferiore, invece, vengono riassunti i risultati dell'analisi, espressi in termini di fattori di sicurezza al fronte, chiave e globale, in assenza ed in presenza degli interventi di presostegno eventualmente previsti dalla sezione tipo adottata.

Nel caso in esame, come si può osservare, in assenza di interventi la stabilità non è mai garantita, ma se si considera l'azione stabilizzante delle pressioni equivalenti P_a e P_f si raggiunge la stabilità del fronte, della chiave e dell'intero cinematiso di rottura.

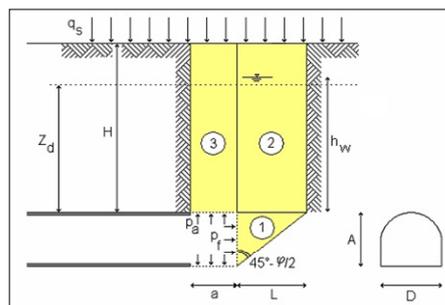
ANALISI DI STABILITA' DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE CASO GENERALE

RIASSUNTO DATI DI INGRESSO

GEOMETRIA			
a	lunghezza libera	1	m
A	h galleria	11,3	m
D	largh. galleria	15,45	m
L	estens. longitud. cuneo	5,27	m
H	copertura da calotta	30	m
Z_d	tratto di influenza scavo	26,27	m
S	sezione di scavo	148,97	m ²

TERRENO			
γ	peso di volume	20	kNm ⁻³
c	coesione	5	kPa
ϕ	attrito	40	°
q_b	sovraccarico	0	kPa

CONDIZIONI IDRAULICHE			
γ_w	peso di volume	10	kN/m ³
α_1	condizioni di drenaggio	0,4	
β	permeab. ammasso	0,85	
h_w	copertura acqua	0	m
	presenza di raggiera drenante in chiave?	no	si/no



RIASSUNTO RISULTATI - no interventi

STABILITA' DEL FRONTE			
FS_f	fattore di sicurezza	insufficiente	
P_f	pressione al fronte	0,00	kPa
$P_{f \max}$	pressione massima applicabile	148,74	kPa

STABILITA' DELLA CHIAVE			
$FS_{c \text{ pl}}$	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	0,22	
FS_c	fattore di sicurezza	1,4	
P_a	pressione in chiave	0,00	kPa

STABILITA' GLOBALE			
FS_g	fattore di sicurezza	insufficiente	

RIASSUNTO RISULTATI - con interventi

STABILITA' DEL FRONTE			
FS_f	fattore di sicurezza	1,9	
P_f	pressione al fronte	57,00	kPa
$P_{f \max}$	pressione massima applicabile	148,74	kPa

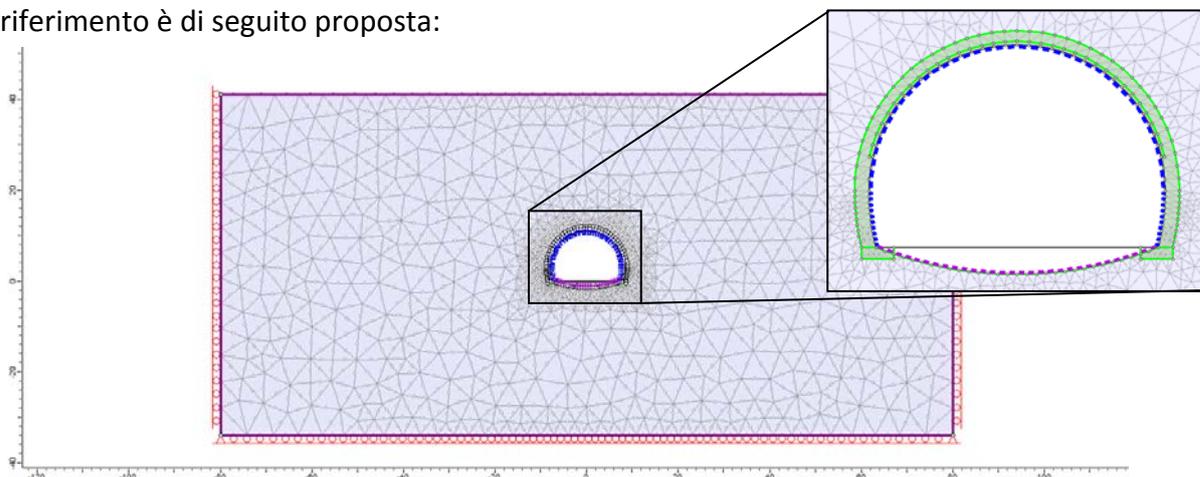
STABILITA' DELLA CHIAVE			
$FS_{c \text{ pl}}$	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	1,30	
$P_a \text{ FS}=1,3$	pressione in chiave che garantisce FS=1.3	22,37	kPa
FS_c	fattore di sicurezza	2,6	
P_a	pressione effettivamente applicata in chiave	56,00	kPa

STABILITA' GLOBALE			
FS_g	fattore di sicurezza	1,46	

Figura 20 Analisi Tamez per la sezione tipo C1a – h =30 m

Analisi agli elementi finiti

I risultati dell’analisi vengono proposti con riferimento alle fasi 4 e 5. La geometria di riferimento è di seguito proposta:



Le seguenti Figura 21, Figura 22 e Figura 23 mostrano i risultati più significativi dell’analisi e consentono di evidenziare la validità della sezione tipo adottata ai fini del controllo delle deformazioni del cavo. Nel dettaglio la Figura 21 descrive la distribuzione delle tensioni principali al contorno del cavo: è evidente che l’effetto di irrigidimento del piede centine dovuto alla presenza del jet consente di limitare il cedimento verticale della sezione e garantisce una omogenea distribuzione dello stato di tensione al contorno, il che è evidente anche nella distribuzione degli spostamenti radiali, Figura 22. Gli spostamenti nel complesso risultano ovunque inferiori ai 3 cm, ad eccezione del fondo scavo dove il risultato risente dell’effetto di scarico dovuto allo scavo. Analogamente, le zone plastiche risultano poco estese e maggiormente concentrate lungo i piedritti, Figura 23.

Le sollecitazioni agenti sui pririvestimenti, Figura 25, sono prossime ai limiti di resistenza del pririvestimento stesso, Figura 24, pur garantendo un FS unitario.

Per quanto riguarda i rivestimenti definitivi, nelle seguenti Figura 26 e Figura 27 è proposta la distribuzione delle sollecitazioni agenti sugli stessi in condizioni statiche e sismiche, e le seguenti tabelle riassumono le verifiche strutturali eseguite ipotizzando una armatura simmetrica composta da 5 ferri $\phi 22$ per arco rovescio e murette, 5 ferri $\phi 20$ per la calotta.

Analisi statica:

Verifica SLU - statica							
Elemento strutturale	B - m	H - m	N_{Ed} - kN	M_{Ed} - kNm	V_{Ed} - kN	M_{Rd} - kNm	V_{Rd} - kN
Calotta	1	0.95	4072	185	2.6	1907	864
			4103	169	49.5	1914	868
Arco rovescio	1	0.90	1308	369	13	1108	465
			1370	412	0	1131	-
Murette	1	0.90	3111	370.5	205.5	1665	715
			2918.5	611	364	1616	688

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Verifica SLE									
Elemento strutturale	B - m	H - m	N _{Ed} - kN	M _{Ed} - kNm	V _{Ed} - kN	Sigma - MPa		M1a fessuraz - kNm	Wk - mm
						cls	acc		
Calotta	1	0.95	3132	142	2	4.0	36.0 (cx)	925	-
			3156	130	38	3.9	37.3 (cx)	929	-
Arco rovescio	1	0.90	1006	284	10	2.9	8.1	529	-
			1054	317	0	3.2	10.1	537	-
Murette	1	0.90	2393	285	158	4.3	13.5 (cx)	753	-
			2245	470	280	5.4	4.3	729	-

Analisi sismica:

Verifica SLU - sismica							
Elemento strutturale	B - m	H - m	N _{Ed} - kN	M _{Ed} - kNm	V _{Ed} - kN	M _{Rd} - kNm	V _{Rd} - kN
Calotta	1	0.95	2150	876	20	1382	597
Arco rovescio	1	0.90	905	590	191	957,4	410
Murette	1	0.90	1530	740	200	1189	496
			1663	818	56	1236	515

Verifica SLE									
Elemento strutturale	B - m	H - m	N _{Ed} - kN	M _{Ed} - kNm	V _{Ed} - kN	Sigma - MPa		M1a fessuraz - kNm	Wk - mm
						cls	acc		
Calotta	1	0.95	2150	876	20	9.6	139.0	760	0.21
Arco rovescio	1	0.90	905	590	191	7.2	191.1	513	0.27
Murette	1	0.90	1530	740	200	8.8	167.3	614	0.24
			1663	818	56	9.8	189.6	635	0.27

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

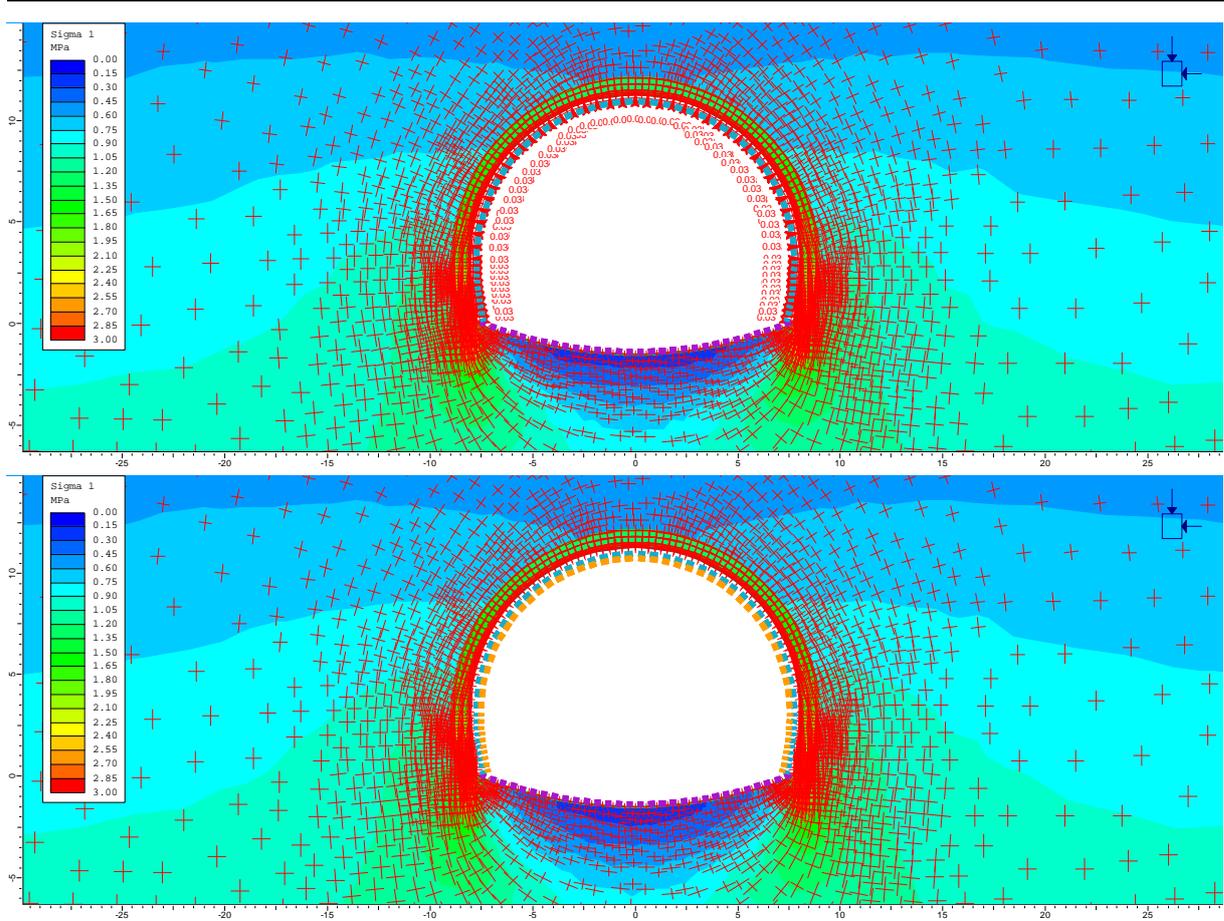


Figura 21 Sezione C1a h=30 m – Stato di tensione al termine del processo di detensionamento, fase 5

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

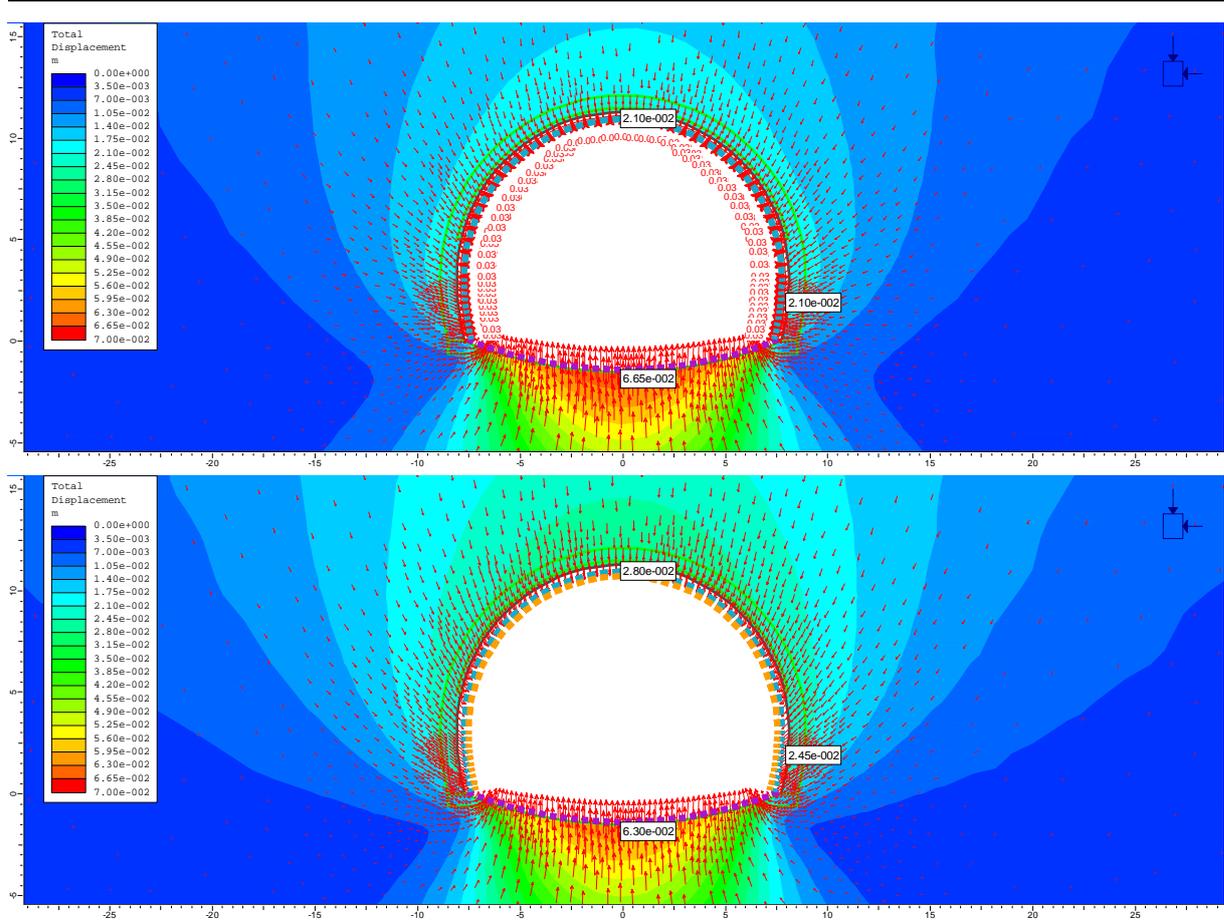


Figura 22 Sezione C1a h=30 m – Spostamenti radiali al cavo alle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

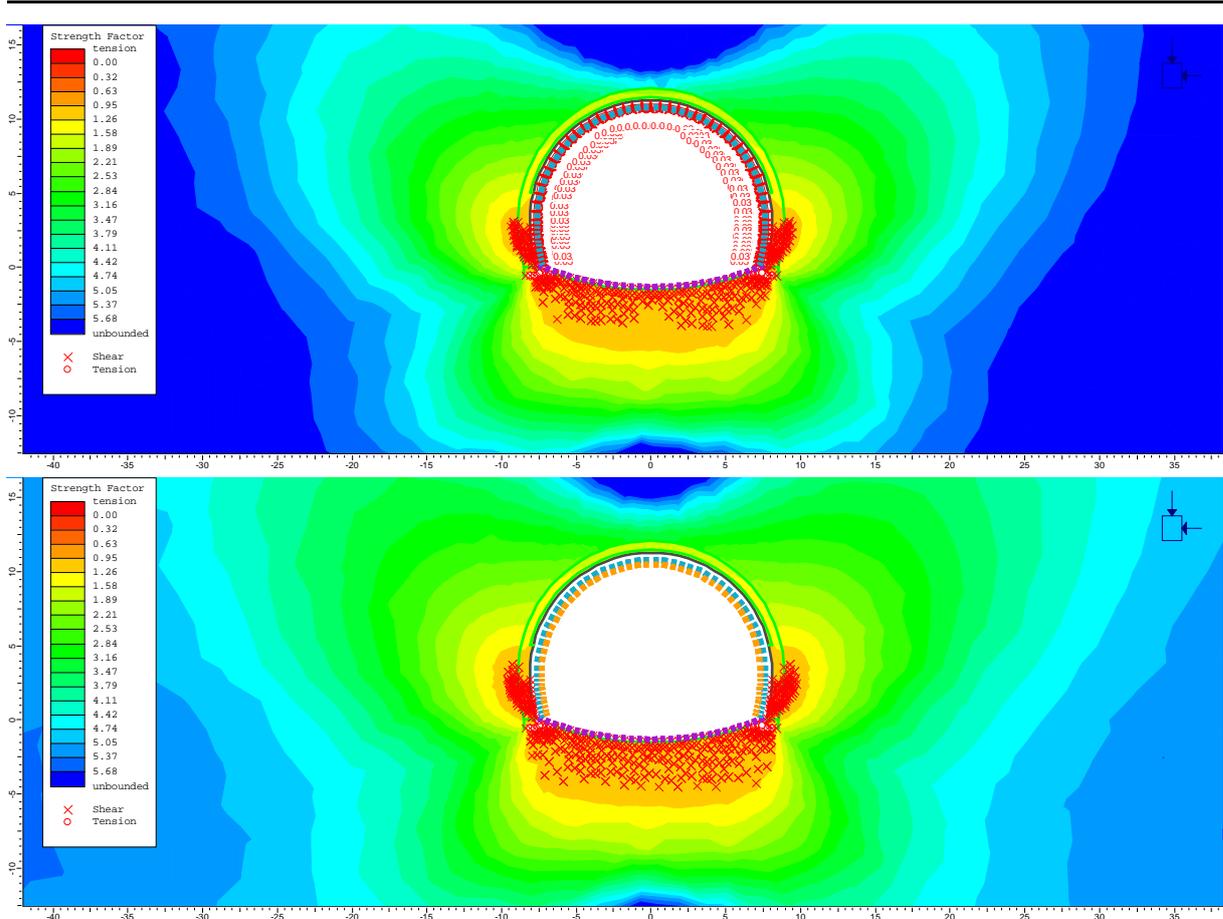


Figura 23 Sezione C1a h=30 m – Fattore di sicurezza alla plasticizzazione e distribuzione dei punti plastici nelle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)

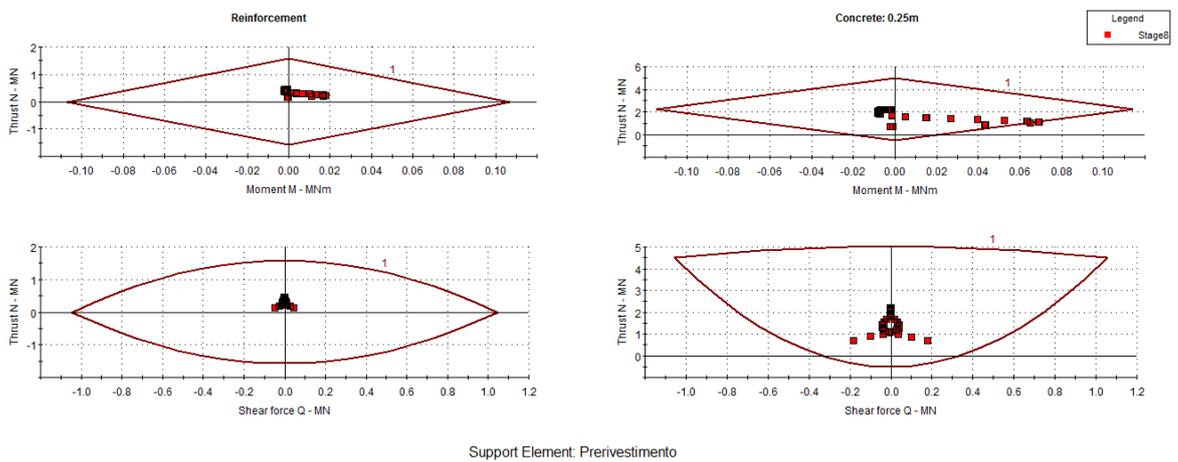


Figura 24 Sezione C1a h=30 m – Diagrammi di interazione del preinvestimento in fase 4

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

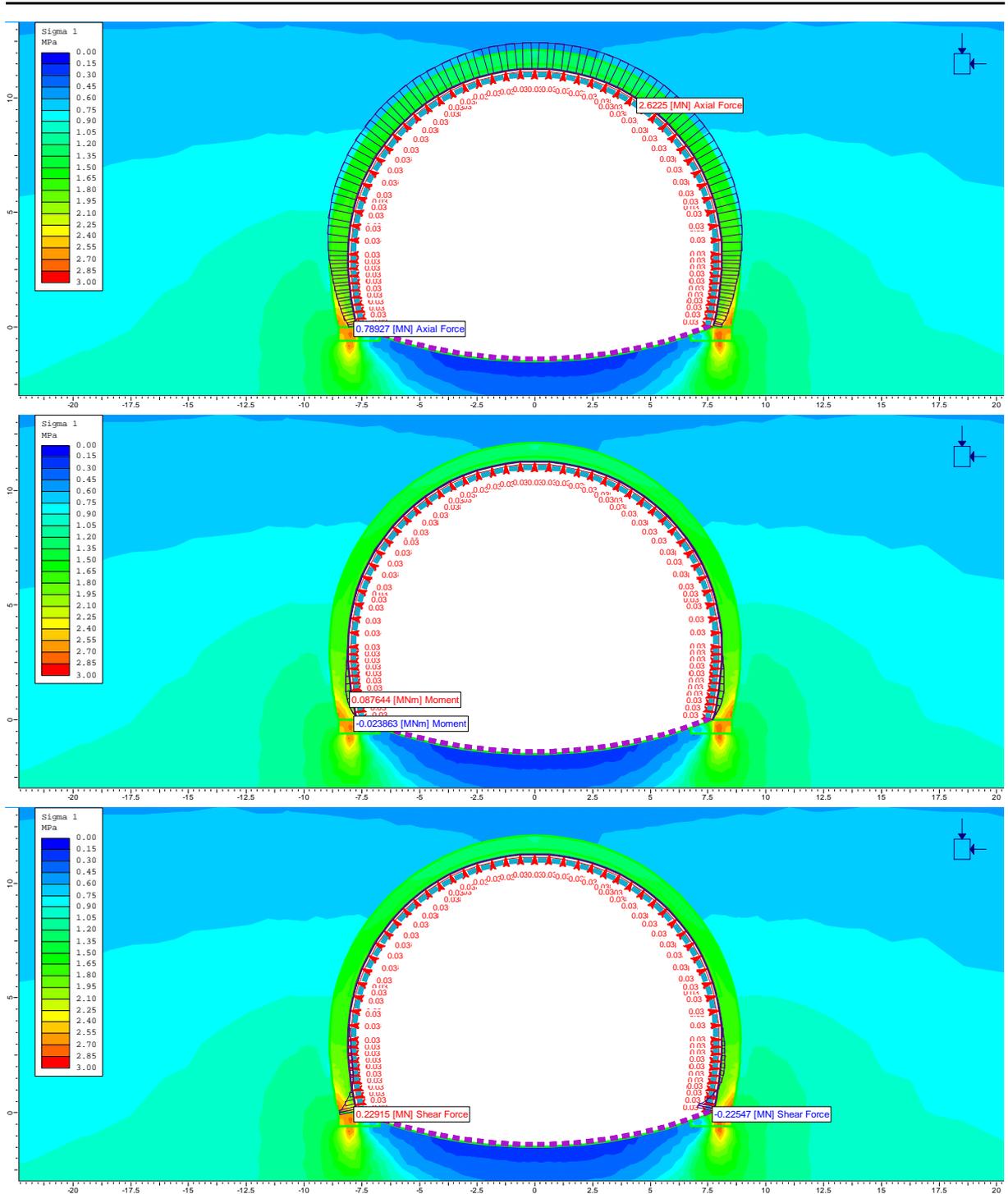


Figura 25 Sezione C1a h=30 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel prerivestimento in fase 4

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

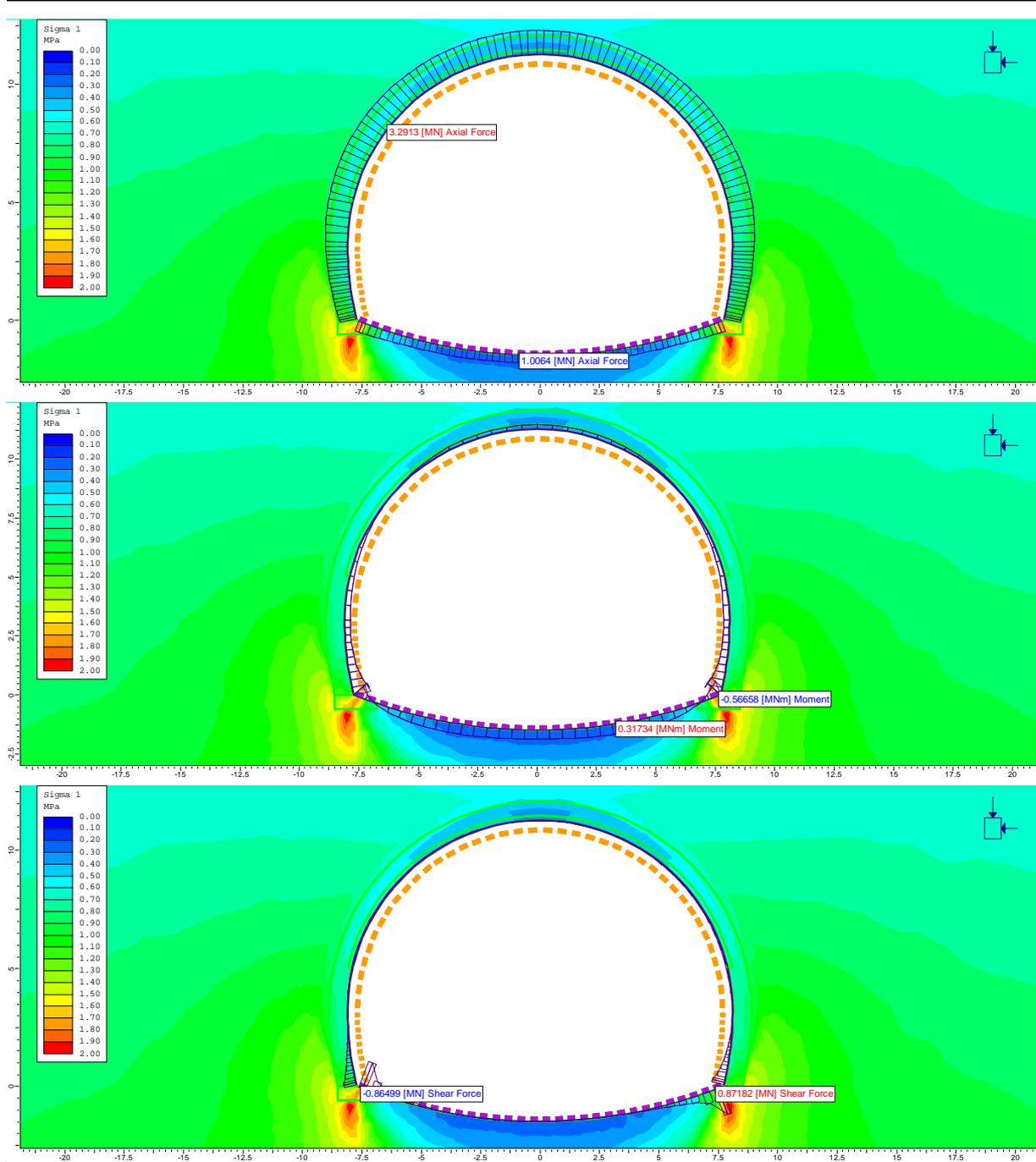


Figura 26 Sezione C1a h=30 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 5, analisi statica

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

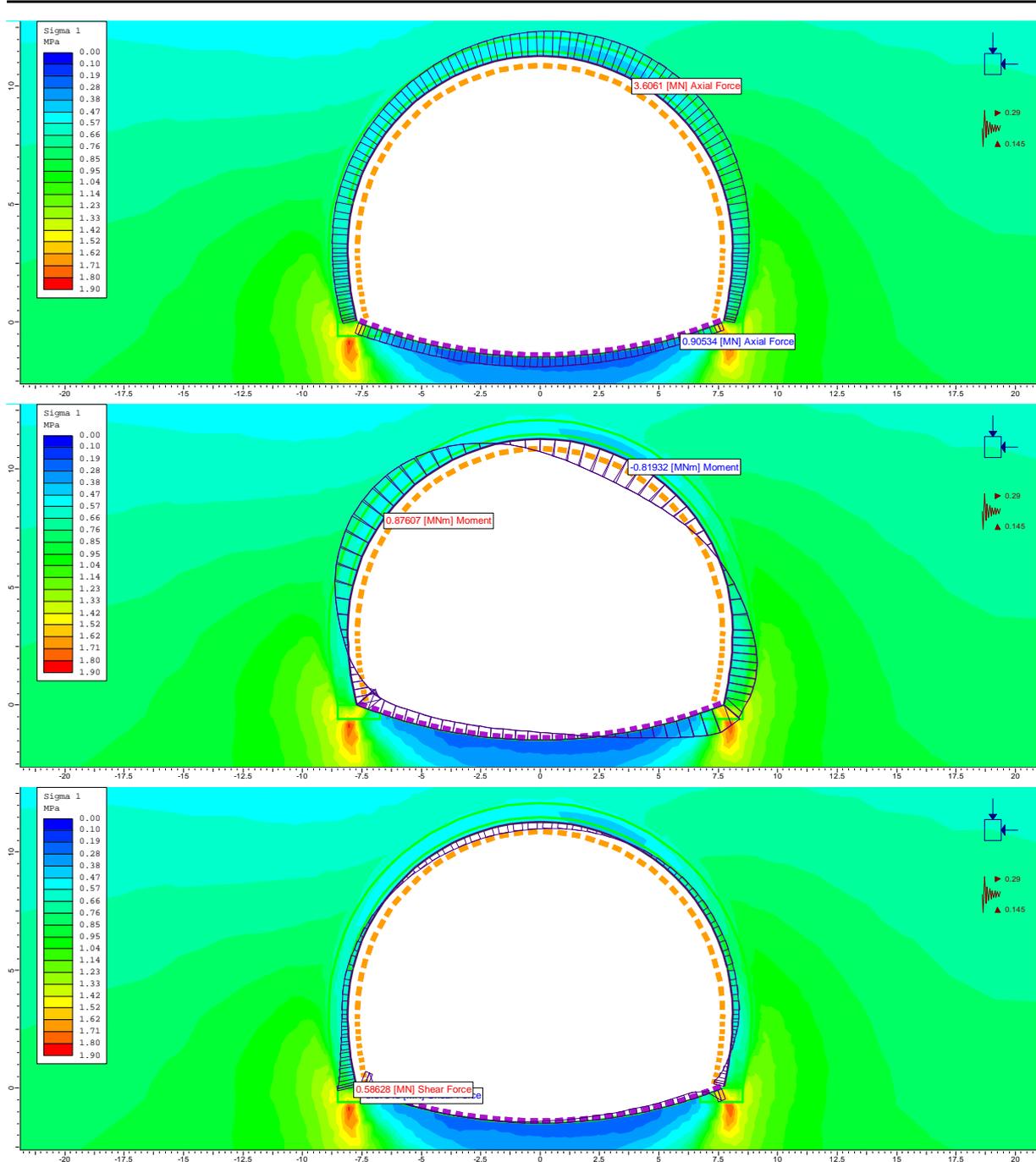


Figura 27 Sezione C1a h=30 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 6, analisi sismica

10.2.3 Sezione tipo C1a – copertura 20 m

Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L'analisi è stata proposta nella seguente Figura 28.

Ciascuna scheda riassume nella parte superiore le caratteristiche geometriche, geotecniche del terreno, idrauliche di input dell'analisi e lo schema geometrico del cinematiso di rottura analizzato dal metodo di Tamez. Nella parte inferiore, invece, vengono riassunti i risultati dell'analisi, espressi in termini di fattori di sicurezza al fronte, chiave e globale, in assenza ed in presenza degli interventi di presostegno eventualmente previsti dalla sezione tipo adottata.

Nel caso in esame, come si può osservare, in assenza di interventi la stabilità non è mai garantita, ma se si considera l'azione stabilizzante delle pressioni equivalenti P_a e P_f si raggiunge la stabilità del fronte, della chiave e dell'intero cinematiso di rottura.

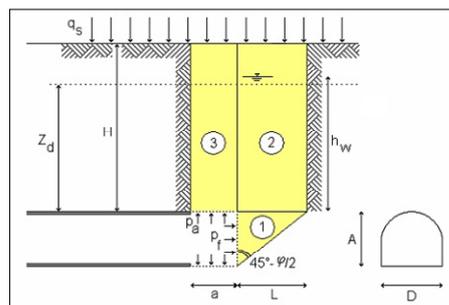
ANALISI DI STABILITA' DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE CASO GENERALE

RIASSUNTO DATI DI INGRESSO

GEOMETRIA			
a	lunghezza libera	1	m
A	h galleria	11,3	m
D	largh. galleria	15,45	m
L	estens. longitud. cuneo	5,27	m
H	copertura da calotta	20	m
Z_d	tratto di influenza scavo	20,00	m
S	sezione di scavo	148,97	m ²

TERRENO			
γ	peso di volume	20	kNm ⁻³
c	coesione	0	kPa
ϕ	attrito	40	°
q_b	sovraccarico	0	kPa

CONDIZIONI IDRAULICHE			
γ_w	peso di volume	10	kN/m ³
α_1	condizioni di drenaggio	0,4	
β	permeab. ammasso	0,85	
h_w	copertura acqua	0	m
	presenza di raggiera drenante in chiave?	no	si/no



RIASSUNTO RISULTATI - no interventi

STABILITA' DEL FRONTE			
FS_f	fattore di sicurezza	insufficiente	
P_f	pressione al fronte	0,00	kPa
$P_{f \max}$	pressione massima applicabile	111,55	kPa

STABILITA' DELLA CHIAVE			
$FS_{c \text{ pl}}$	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	0,00	
FS_c	fattore di sicurezza	0,0	
P_a	pressione in chiave	0,00	kPa

STABILITA' GLOBALE			
FS_g	fattore di sicurezza	insufficiente	

RIASSUNTO RISULTATI - con interventi

STABILITA' DEL FRONTE			
FS_f	fattore di sicurezza	1,9	
P_f	pressione al fronte	57,00	kPa
$P_{f \max}$	pressione massima applicabile	111,55	kPa

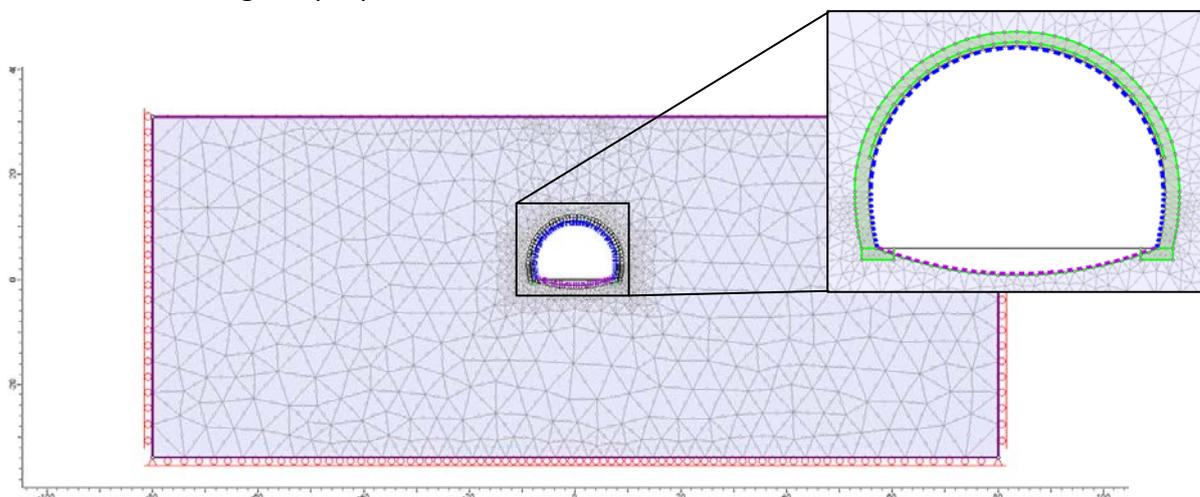
STABILITA' DELLA CHIAVE			
$FS_{c \text{ pl}}$	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	1,30	
$P_a \text{ FS}=1,3$	pressione in chiave che garantisce FS=1.3	26,95	kPa
FS_c	fattore di sicurezza	1,2	
P_a	pressione effettivamente applicata in chiave	56,00	kPa

STABILITA' GLOBALE			
FS_g	fattore di sicurezza	1,28	

Figura 28 Analisi Tamez per la sezione tipo C1a – h = 20 m

Analisi agli elementi finiti

I risultati dell’analisi vengono proposti con riferimento alle fasi 4 e 5. La geometria di riferimento è di seguito proposta:



Le seguenti Figura 29, Figura 30 e Figura 31 mostrano i risultati più significativi dell’analisi e consentono di evidenziare la validità della sezione tipo adottata ai fini del controllo delle deformazioni del cavo. Nel dettaglio la Figura 29 descrive la distribuzione delle tensioni principali al contorno del cavo: è evidente che l’effetto di irrigidimento del piede centine dovuto alla presenza del jet consente di limitare il cedimento verticale della sezione e garantisce una omogenea distribuzione dello stato di tensione al contorno, il che è evidente anche nella distribuzione degli spostamenti radiali, Figura 30. Gli spostamenti nel complesso risultano ovunque inferiori ai 2 cm, ad eccezione del fondo scavo dove il risultato risente dell’effetto di scarico dovuto allo scavo. Analogamente, le zone plastiche risultano poco estese e maggiormente concentrate lungo i piedritti, Figura 31.

Le sollecitazioni agenti sui priverestimenti, Figura 33, sono del tutto adeguate alle caratteristiche di resistenza del priverestimento stesso, Figura 32.

Per quanto riguarda i rivestimenti definitivi, nelle seguenti Figura 34 e Figura 35 è proposta la distribuzione delle sollecitazioni agenti sugli stessi in condizioni statiche e sismiche, e le seguenti tabelle riassumono le verifiche strutturali eseguite ipotizzando una armatura simmetrica composta da 5 ferri $\phi 20$ per arco rovescio e murette, 5 ferri $\phi 22$ per la calotta. La maggiore armatura in calotta è necessaria per contrastare le sollecitazioni sismiche.

Analisi statica:

Verifica SLU - statica							
Elemento strutturale	B - m	H - m	N_{Ed} - kN	M_{Ed} - kNm	V_{Ed} - kN	M_{Rd} - kNm	V_{Rd} - kN
Calotta	1	0.95	2837	192.5	4	1703	691
			2996.5	213	53.5	1748	714
Arco rovescio	1	0.90	983	321	0	888.1	421

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

			1067	354	2.6	919.8	433		
Murette	1	0.90	2561	265	81	1419	639		
			2304	499	307	1344	604		
Verifica SLE									
Elemento strutturale	B - m	H - m	N _{Ed} - kN	M _{Ed} - kNm	V _{Ed} - kN	Sigma - MPa		M1a fessuraz - kNm	Wk - mm
						cls	acc		
Calotta	1	0.95	2182	148	3	3.0	21.2 (cx)	778	-
			2305	164	41	3.2	21.8 (cx)	799	-
Arco rovescio	1	0.90	756	247	0	2.4	9.3	480	-
			821	272	2	2.7	10.4	490	-
Murette	1	0.90	1970	204	62	3.4	13.6 (cx)	673	-
			1772	384	236	4.4	5	642	-

Analisi sismica:

Verifica SLU - sismica									
Elemento strutturale	B - m	H - m	N _{Ed} - kN	M _{Ed} - kNm	V _{Ed} - kN	M _{Rd} - kNm	V _{Rd} - kN		
Calotta	1	0.95	1600	867	26	1291	520		
Arco rovescio	1	0.90	1056	500	112	915.6	431		
Murette	1	0.90	1271	490	321	995.8	461		
			1320	668	180	1014	468		
Verifica SLE									
Elemento strutturale	B - m	H - m	N _{Ed} - kN	M _{Ed} - kNm	V _{Ed} - kN	Sigma - MPa		M1a fessuraz - kNm	Wk - mm
						cls	acc		
Calotta	1	0.95	1600	867	26	9.5	199.4	679	0.28
Arco rovescio	1	0.90	1056	500	112	4.4	26.3	528	-
Murette	1	0.90	1271	490	321	4.6	22.1	562	-
			1320	668	180	8.5	188.2	570	0.28

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

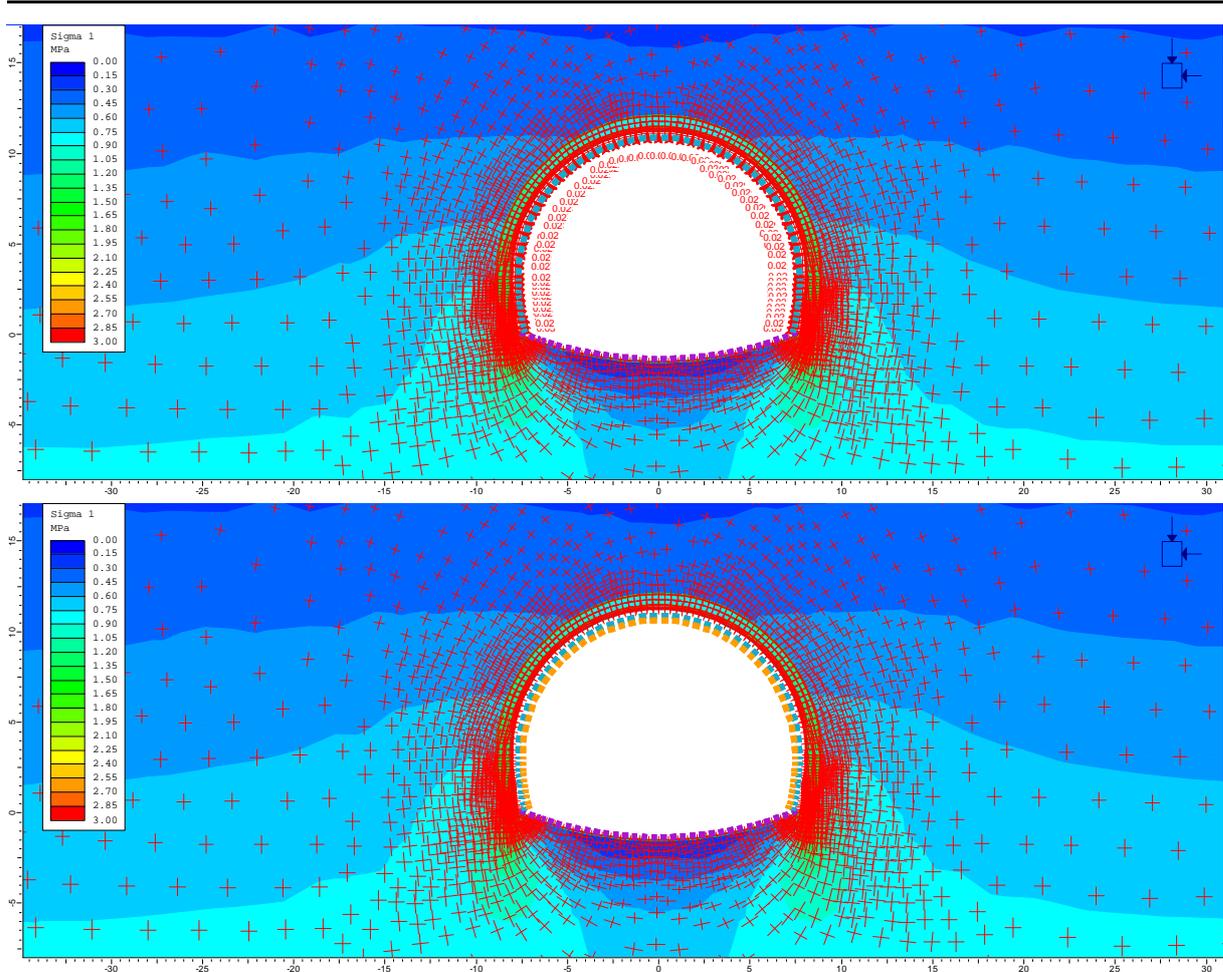


Figura 29 Sezione C1a h=20 m – Stato di tensione al termine del processo di detensionamento, fase 5

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

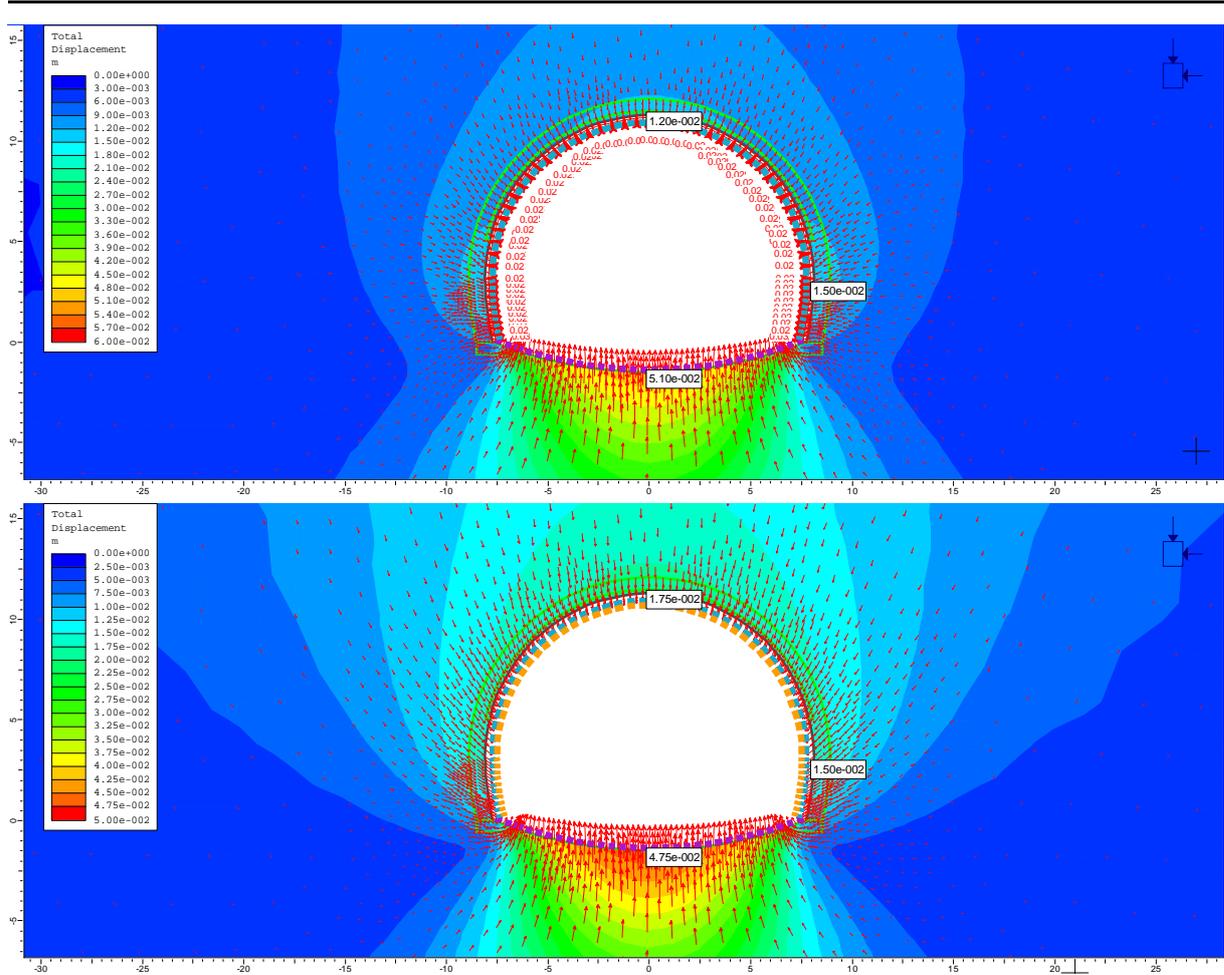


Figura 30 Sezione C1a h=20 m – Spostamenti radiali al cavo alle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

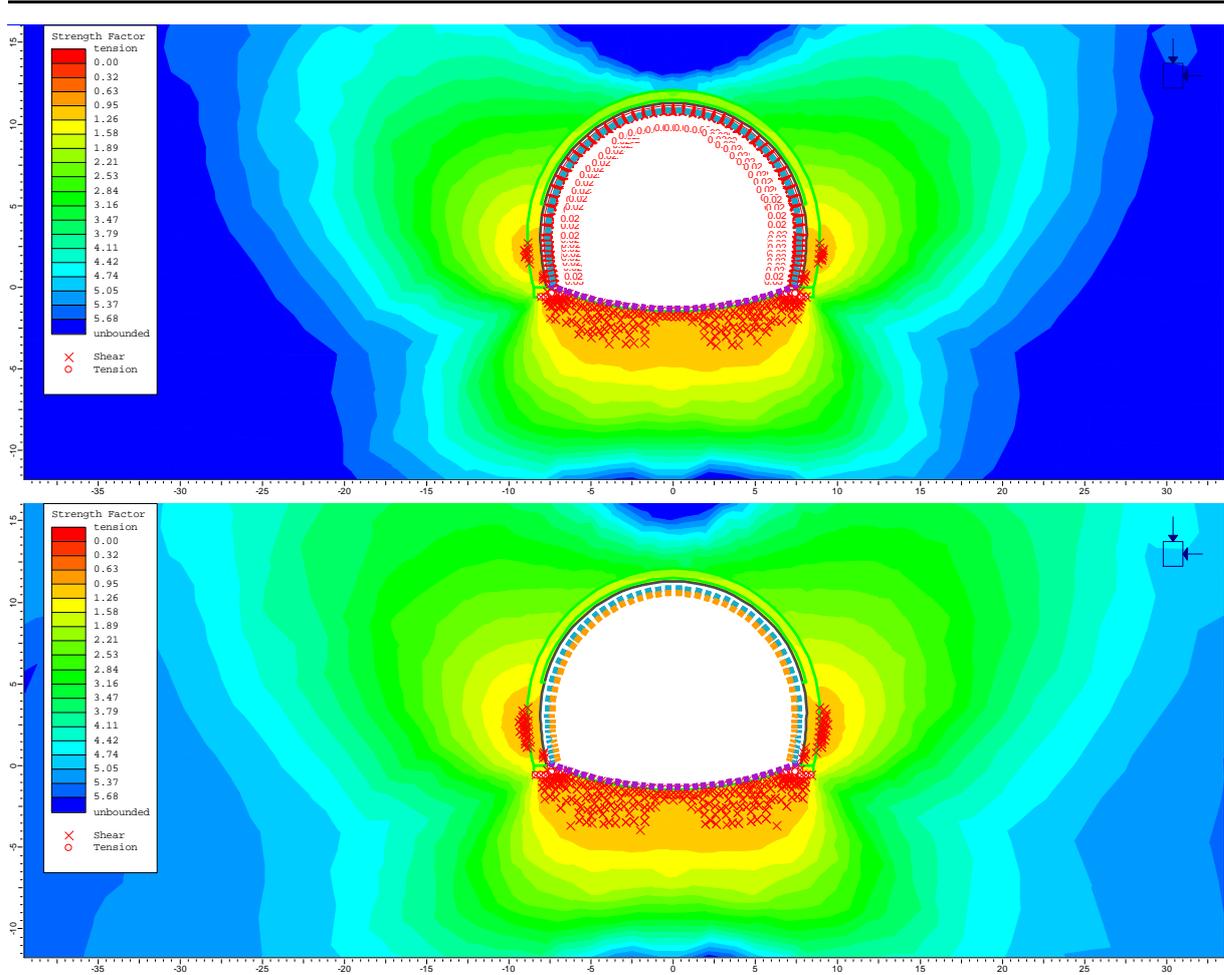


Figura 31 Sezione C1a h=20 m – Fattore di sicurezza alla plasticizzazione e distribuzione dei punti plastici nelle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)

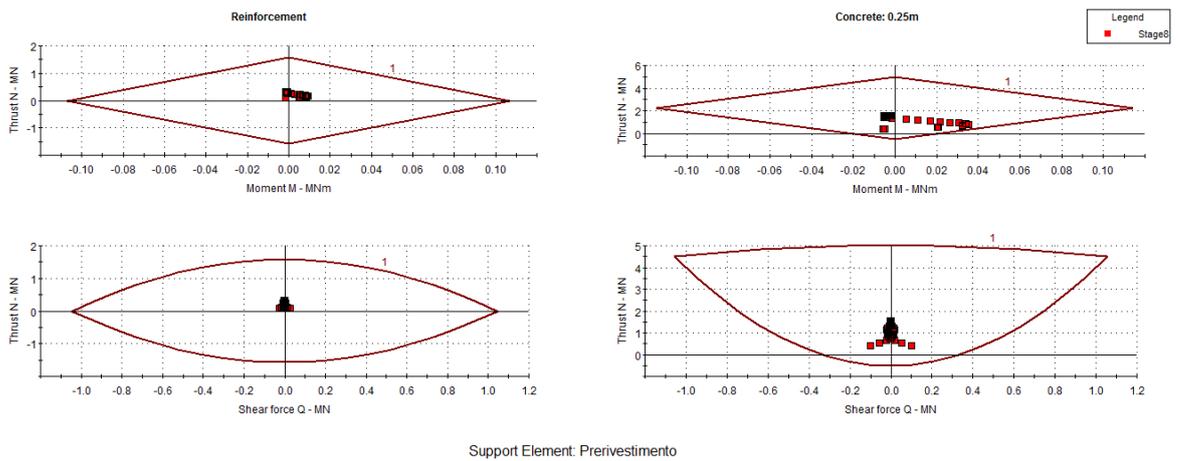


Figura 32 Sezione C1a h=20 m – Diagrammi di interazione del preinvestimento in fase 4

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

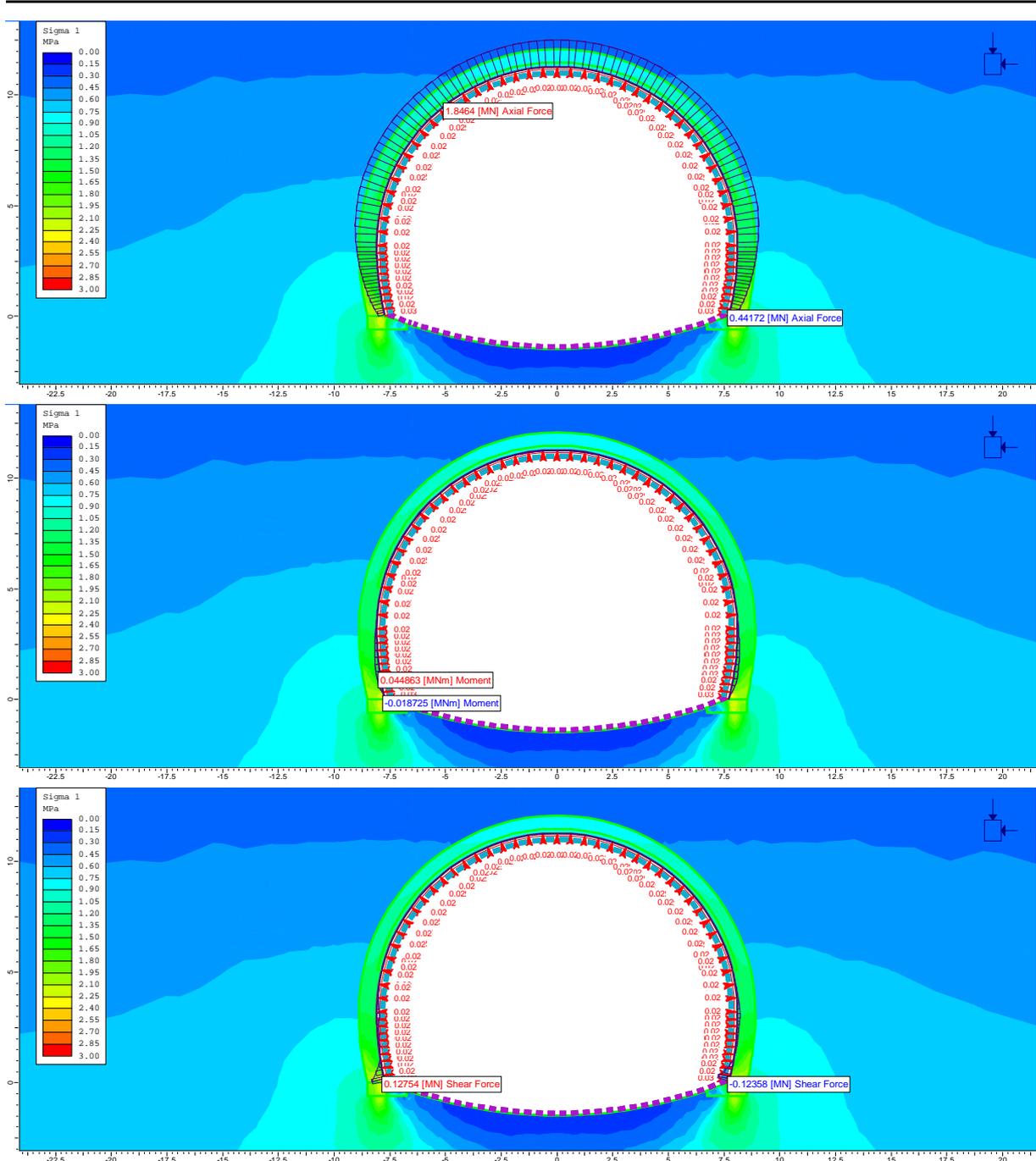


Figura 33 Sezione C1a h=20 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel prerivestimento in fase 4

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

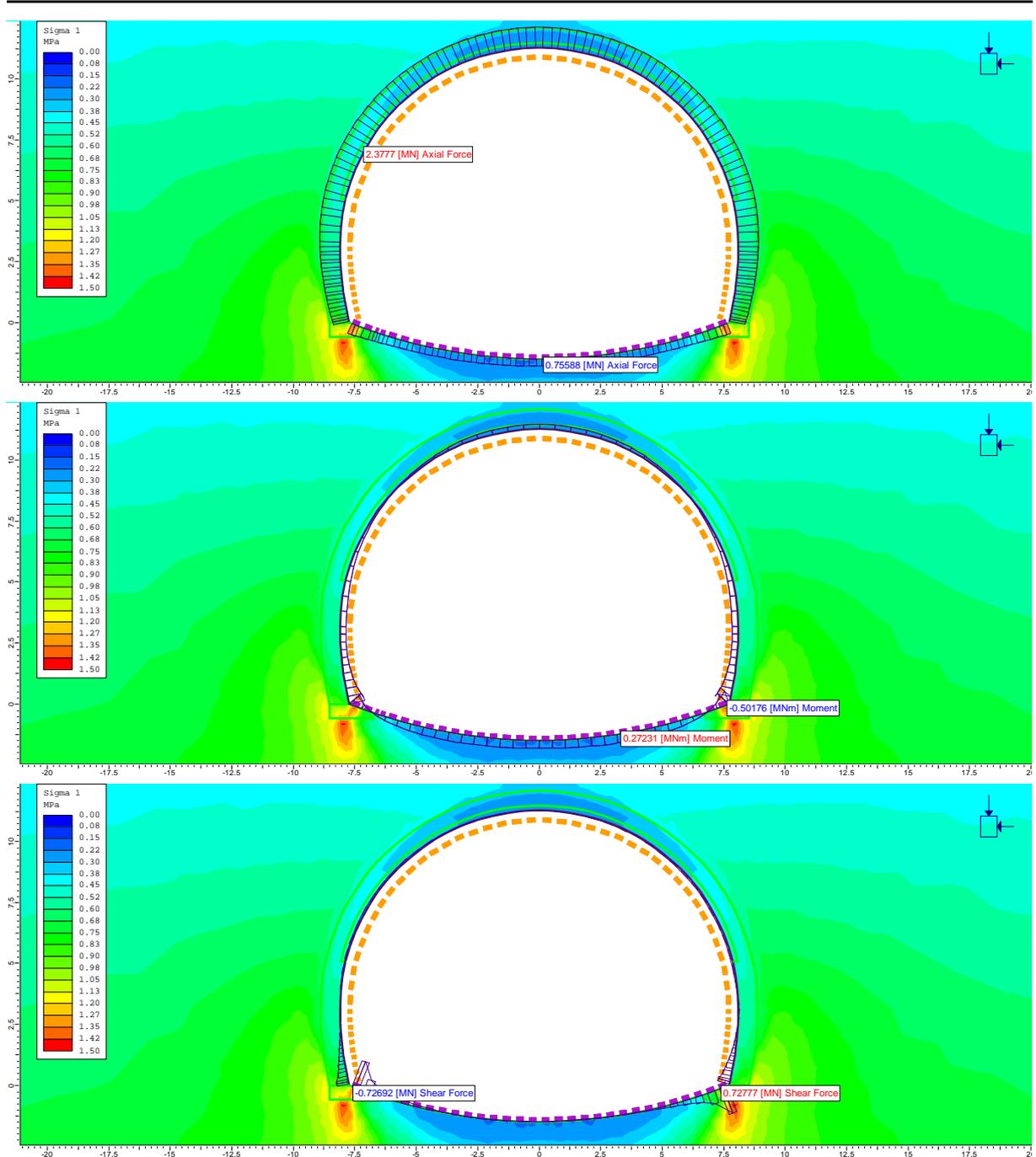


Figura 34 Sezione C1a h=20 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 5, analisi statica

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

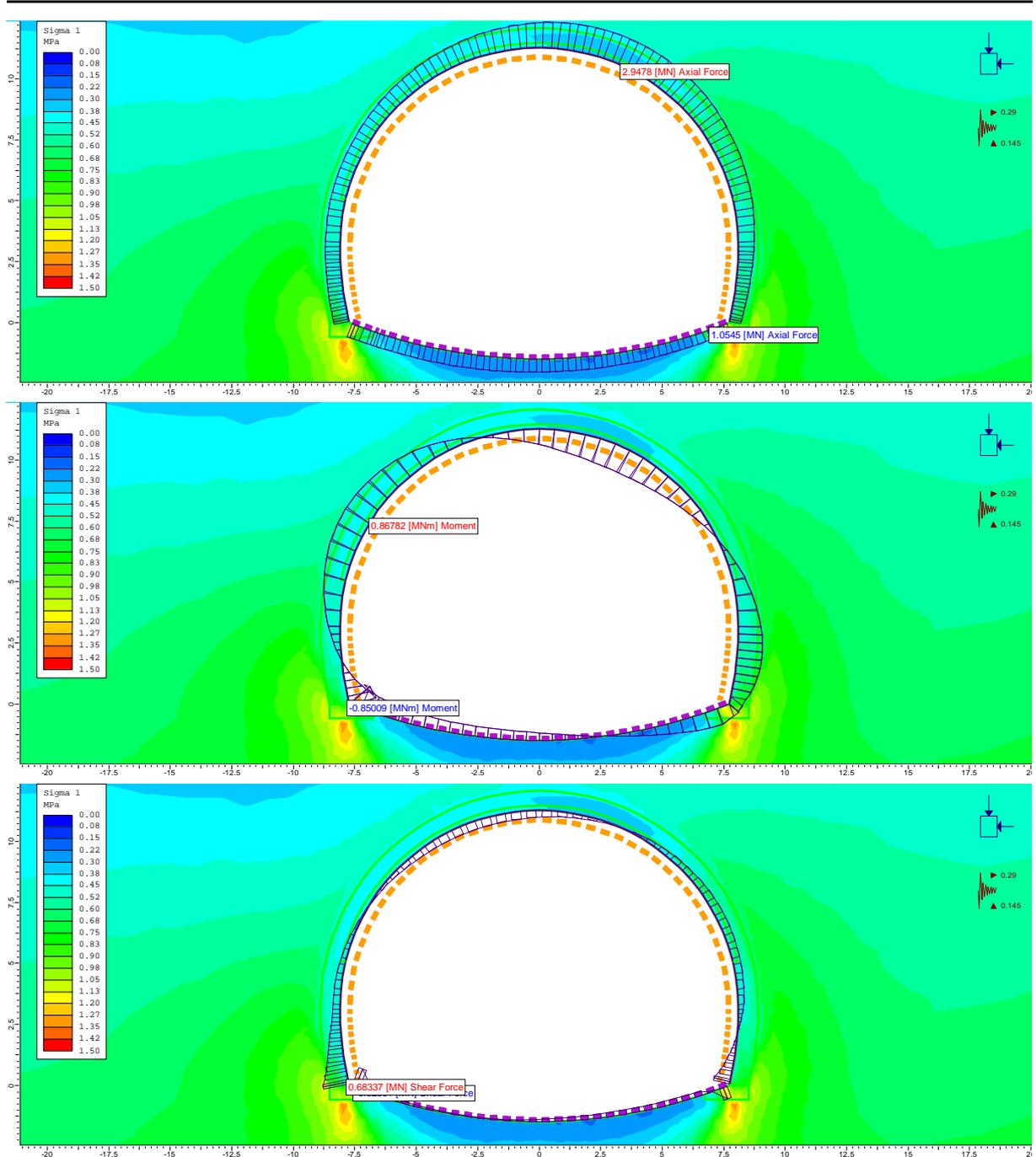


Figura 35 Sezione C1a h=20 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 6, analisi sismica

10.2.4 Sezione tipo C – copertura 10 m

Analisi di stabilità con il metodo di Tamez

L’analisi di stabilità all’equilibrio limite della sezione tipo C differisce dal resto della galleria, dal momento che questa sezione viene scavata al di sotto di un tegolo di jet-grouting eseguito dall’alto, che si estende al contorno di tutta la sagoma di scavo fin sotto al piede centine. A questo si aggiungono alcune colonne verticali poste all’interno della futura sagoma di scavo, che vengono estese fin al di sotto del piano di scavo per garantire pieno sostegno anche al fronte.

Con riferimento alla stabilità della chiave, è possibile fare comunque uso del metodo di Tamez partendo dalla considerazione che il tegolo in jet-grouting possa essere assimilato ad una fascia consolidata di spessore minimo 2 m al contorno della sezione di scavo. Utilizzando la formulazione di Mariotte come descritta nel precedente capitolo 9.3, tale fascia viene schematizzata con una pressione distribuita in chiave P_a pari a 120 kPa. Questa pressione stabilizzante garantisce un adeguato margine di stabilità alla chiave, come mostrato in Figura 36.

ANALISI DI STABILITA' DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE CASO GENERALE

RIASSUNTO DATI DI INGRESSO

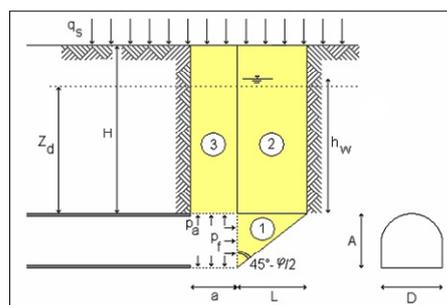
GEOMETRIA			
a	lunghezza libera	1	m
A	h galleria	11,3	m
D	largh. galleria	17	m
L	estens. longitud. cuneo	5,27	m
H	copertura da calotta	10	m
Z_d	tratto di influenza scavo	10,00	m
S	sezione di scavo	161,09	m ²

TERRENO			
γ	peso di volume	20	kNm ³
c	coesione	1	kPa
ϕ	attrito	40	°
q_s	sovaccarico	0	kPa

CONDIZIONI IDRAULICHE			
γ_w	peso di volume	10	kN/m ³
α_1	condizioni di drenaggio	0,4	
β	permeab. ammasso	0,85	
h_w	copertura acqua	0	m
	presenza di raggiera drenante in chiave?	no	si/no

RIASSUNTO RISULTATI - no interventi

STABILITA' DELLA CHIAVE			
$FS_{c,pl}$	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	0,04	
FS_c	fattore di sicurezza	0,0	
p_a	pressione in chiave	0,00	kPa

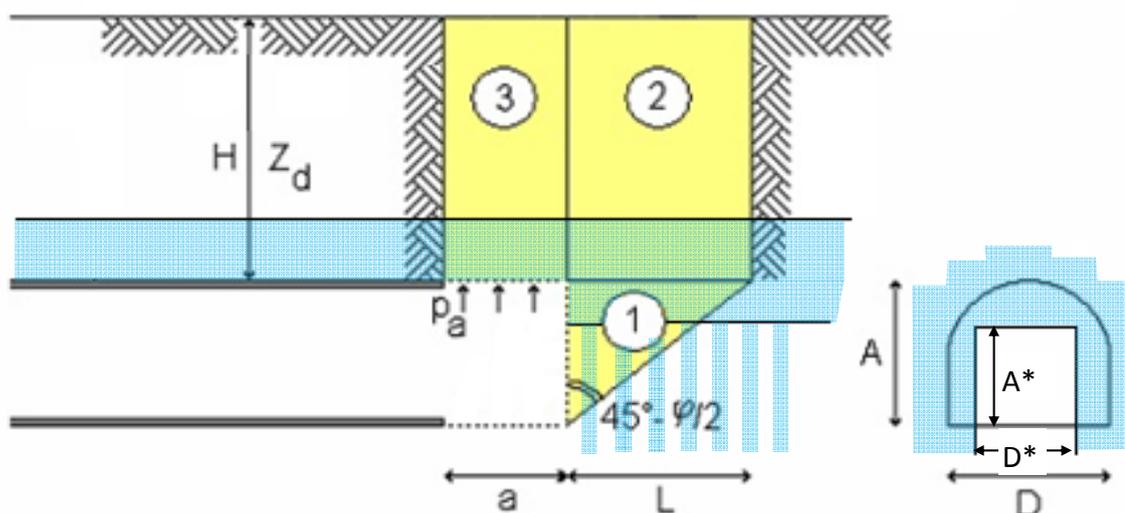


RIASSUNTO RISULTATI - con interventi

STABILITA' DELLA CHIAVE			
$FS_{c,pl}$	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	1,30	
P_a	$FS=1.3$ pressione in chiave che garantisce $FS=1.3$	26,19	kPa
FS_c	fattore di sicurezza	5,6	
p_a	pressione effettivamente applicata in chiave	120,00	kPa

Figura 36 Analisi Tamez della chiave per la sezione tipo C – h = 10 m

Discorso diverso va invece fatto per il fronte, dove intervenendo dall’alto il consolidamento non viene fatto in senso orizzontale come per la sezione C1a, ma si compone di colonne jet-grouting verticali. Semplificando così il cinematisimo di rottura ipotizzato da Tamez, indicato con il colore azzurro il trattamento jet-grouting, si ha la seguente situazione:



In questo caso l’azione di stabilizzazione data dalle colonne jet poste davanti al fronte è quella di una “cucitura” del cuneo 1 lungo la superficie inclinata di $45^\circ - \phi/2$ rispetto al fronte. Nel contempo, la presenza del consolidamento jet a colonne compenstrate a cavallo della superficie di contatto tra il cuneo 1 ed il prisma 2 fa sì che si possa trascurare il peso del prisma 2 quale azione instabilizzante del cuneo 1.

Si analizza l’equilibrio del cuneo 1 lungo la potenziale superficie di rottura alla base in assenza dei trattamenti jet-grouting. Le forze agenti sono solo il peso del cuneo W e la resistenza attritiva che si mobilita lungo la superficie di rottura. In queste condizioni, come atteso, il cinematismo è caratterizzato da un FS pari a 0.50.

Le colonne jet impongono locali incrementi di coesione disponibile lungo la superficie di rottura del cuneo alla base. Il contributo stabilizzante delle colonne entra nell’espressione dell’equilibrio come una resistenza coesiva la cui entità è funzione del numero di colonne che vengono coinvolte dalla superficie di potenziale rottura. E’ così possibile valutare il numero di colonne n necessario a innanziare l’FS del cuneo 1 fino al di sopra dell’unità. Si assume una coesione del jet pari a 300 kPa, le colonne hanno diametro atteso di 1.20 m.

$$n = \frac{W_n \cdot FS - W_t \cdot \text{tg}(\phi) - c \cdot A^* \cdot D^*}{c_{jet} \cdot \pi R_{jet}^2} = 6.5$$

Con: $A^* = 8.30 \text{ m}$

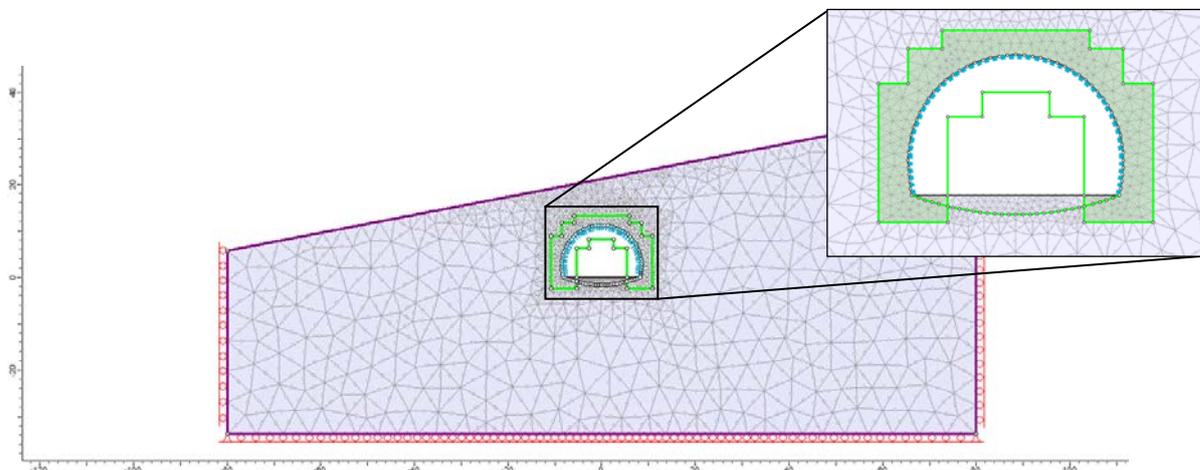
$D^* = 11 \text{ m}$

$W = 4812 \text{ kN}$, di cui $W_n = 2034 \text{ kN}$ $W_t = 4361 \text{ kN}$

A partire da queste considerazioni è stata stabilita la maglia di esecuzione delle colonne jet-grouting verticali poste davanti al fronte, riportata sugli elaborati specifici: il cuneo 1 intercetta circa 10 colonne jet-grouting, il che corrisponderebbe ad un FS alla stabilità del fronte pari a 1.30.

Analisi agli elementi finiti

I risultati dell’analisi vengono proposti con riferimento alle fasi 4 e 5. La geometria di riferimento è di seguito proposta:



Le seguenti Figura 37, Figura 38 e Figura 39 mostrano i risultati più significativi dell’analisi e consentono di evidenziare la validità della sezione tipo adottata ai fini del controllo delle deformazioni del cavo. Nel dettaglio la Figura 37 descrive la distribuzione delle tensioni principali al contorno del cavo: è evidente che il jet-grouting è efficace nella creazione di un effetto arco al contorno della cavità e nella limitazione degli spostamenti al cavo, Figura 38. Gli spostamenti nel complesso risultano ovunque inferiori al cm, ad eccezione del fondo scavo dove il risultato risente dell’effetto di scarico dovuto allo scavo. L’ammasso ed anche il consolidamento jet lavorano completamente in campo elastico, Figura 39.

Le sollecitazioni agenti sui prerivestimenti, Figura 41, sono molto limitate per effetto del consolidamento jet-grouting e del tutto adeguate alle caratteristiche di resistenza del prerivestimento stesso, Figura 40.

Per quanto riguarda i rivestimenti definitivi, nelle seguenti Figura 42 e Figura 43 è proposta la distribuzione delle sollecitazioni agenti sugli stessi in condizioni statiche e sismiche, e le seguenti tabelle riassumono le verifiche strutturali eseguite ipotizzando una armatura simmetrica composta da 6 ferri $\phi 16$ per la calotta, 6 ferri $\phi 22$ per le murette e 8 ferri $\phi 22$ per l’arco rovescio.

Analisi statica:

Verifica SLU - statica							
Elemento strutturale	B - m	H - m	N_{Ed} - kN	M_{Ed} - kNm	V_{Ed} - kN	M_{Rd} - kNm	V_{Rd} - kN
Calotta	1	0.9	1021	96	0	793.5	-
Arco rovescio	1	0.9	1183	1110	0	1407	-
			1171	1101	15.6	1403	468
Murette	1	0.9	2132	268	260	1507	579

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Verifica SLE									
Elemento strutturale	B - m	H - m	N _{Ed} - kN	M _{Ed} - kNm	V _{Ed} - kN	Sigma - MPa		M1a fessuraz - kNm	Wk - mm
						cls	acc		
Calotta	1	0.9	785	74	0	1.3	6 (cx)	474	-
Arco rovescio	1	0.9	910	854	0	8.7	232.9	547	0.28
			901	847	12	8.6	231.2	545	0.28
Murette	1	0.9	1640	206	200	3.0	8.5 (cx)	644	-

Analisi sismica:

Verifica SLU - sismica							
Elemento strutturale	B - m	H - m	N _{Ed} - kN	M _{Ed} - kNm	V _{Ed} - kN	M _{Rd} - kNm	V _{Rd} - kN
Calotta	1	0.9	756	208	0	691.8	-
Arco rovescio	1	0.9	1330	590	0	1462	-
			1268	517	22	1439	481
Murette	1	0.9	1216	163	200	1189	453

Verifica SLE									
Elemento strutturale	B - m	H - m	N _{Ed} - kN	M _{Ed} - kNm	V _{Ed} - kN	Sigma - MPa		M1a fessuraz - kNm	Wk - mm
						cls	acc		
Calotta	1	0.9	756	208	0	2.2	6.3	470	-
Arco rovescio	1	0.9	1330	590	0	4.9	26	617	-
			1268	517	22	4.4	21.3	606	-
Murette	1	0.9	1216	163	200	2.3	5.5 (cx)	575	-

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

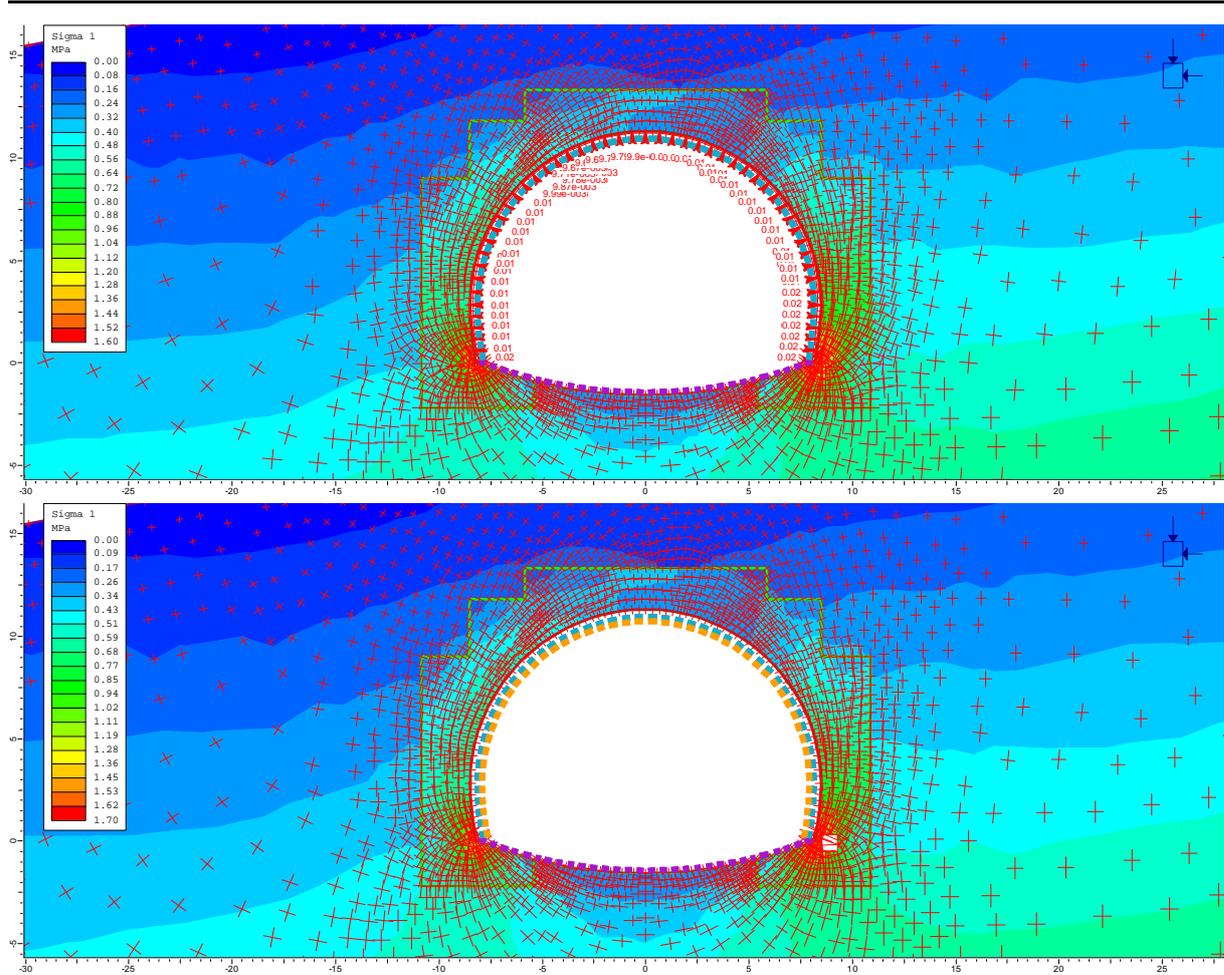


Figura 37 Sezione C h=10 m – Stato di tensione al termine del processo di detensionamento, fase 5

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

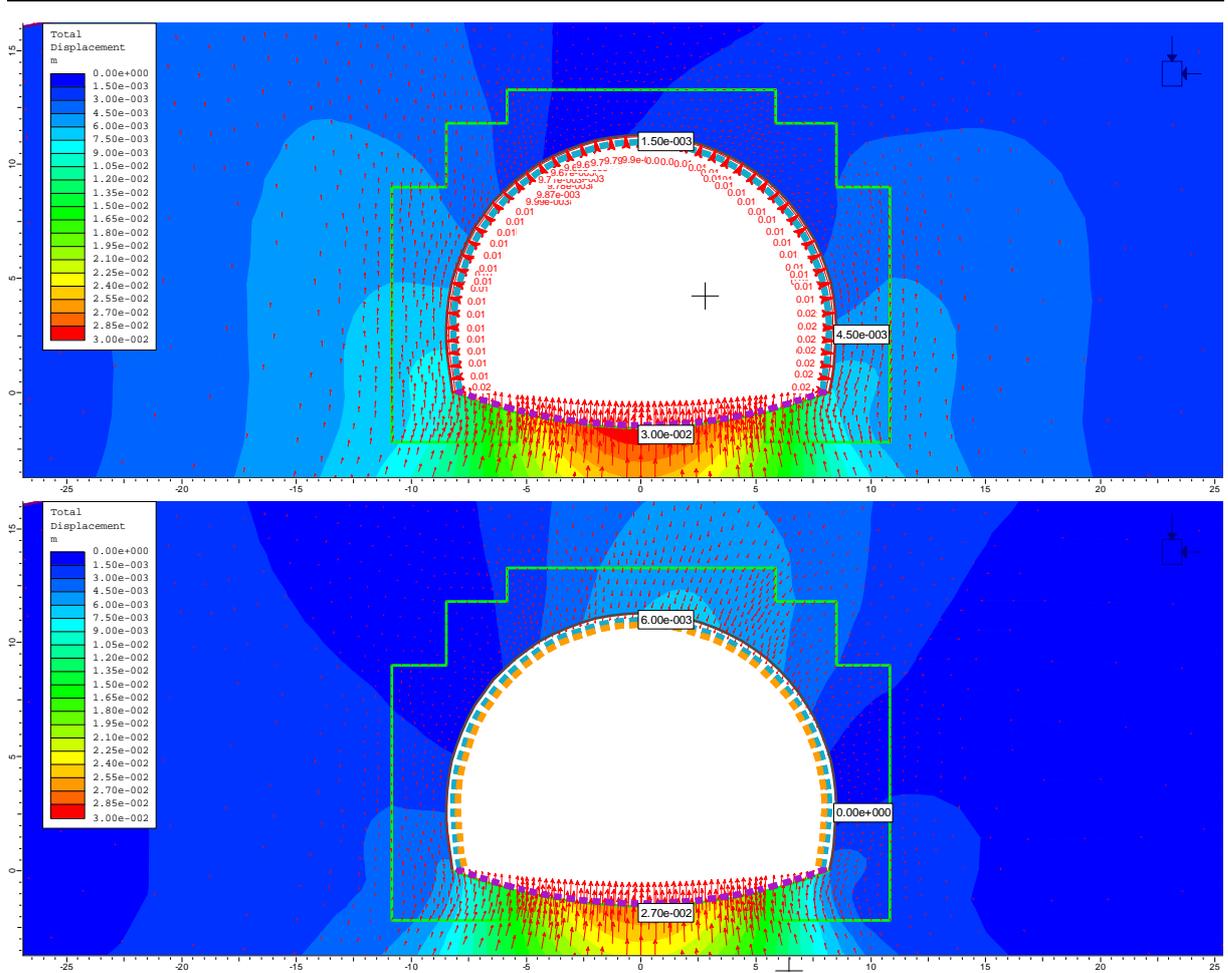


Figura 38 Sezione C h=10 m – Spostamenti radiali al cavo alle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

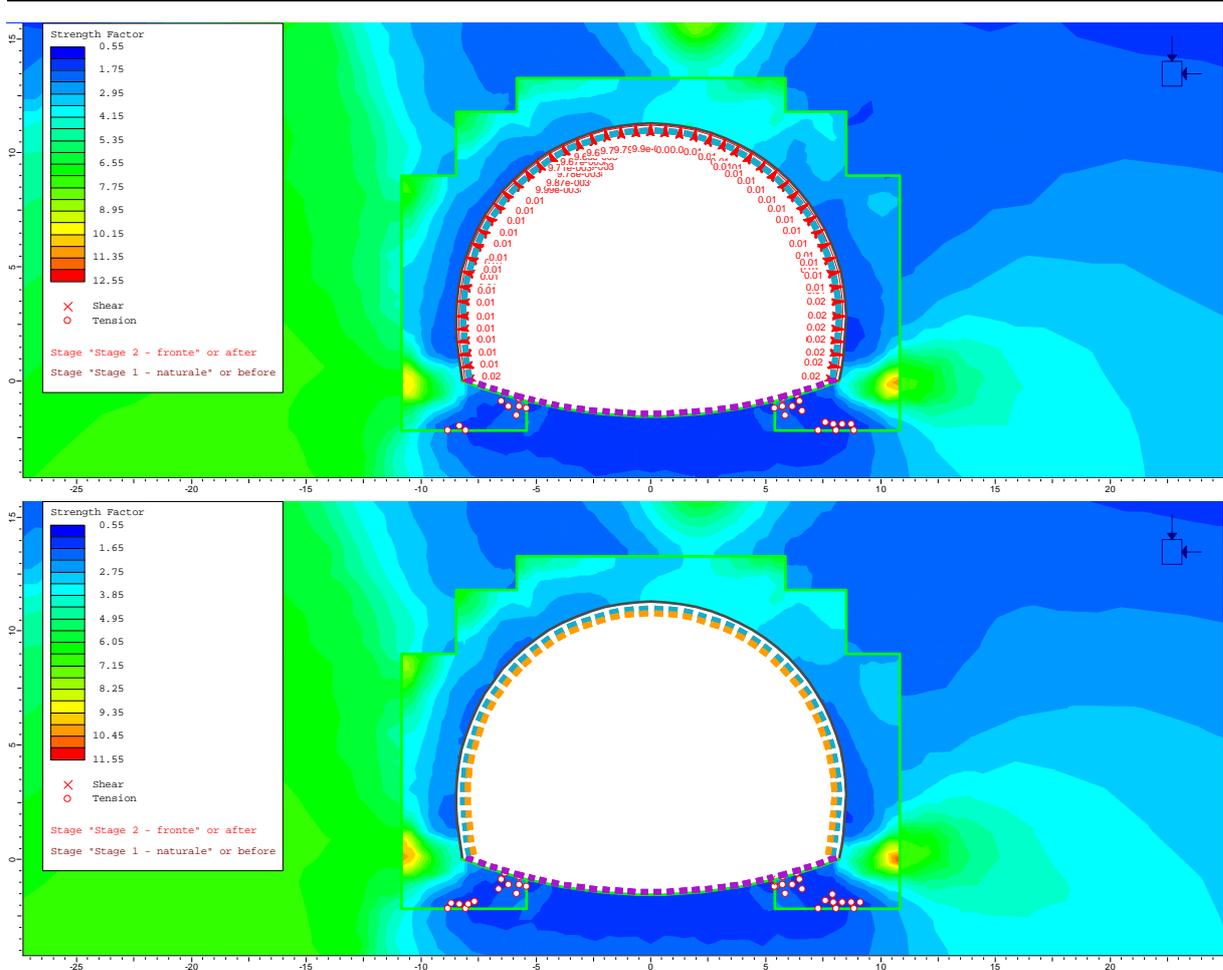


Figura 39 Sezione C h=10 m – Fattore di sicurezza alla plasticizzazione e distribuzione dei punti plastici nelle fasi 4 (sopra) e 5 (sotto)

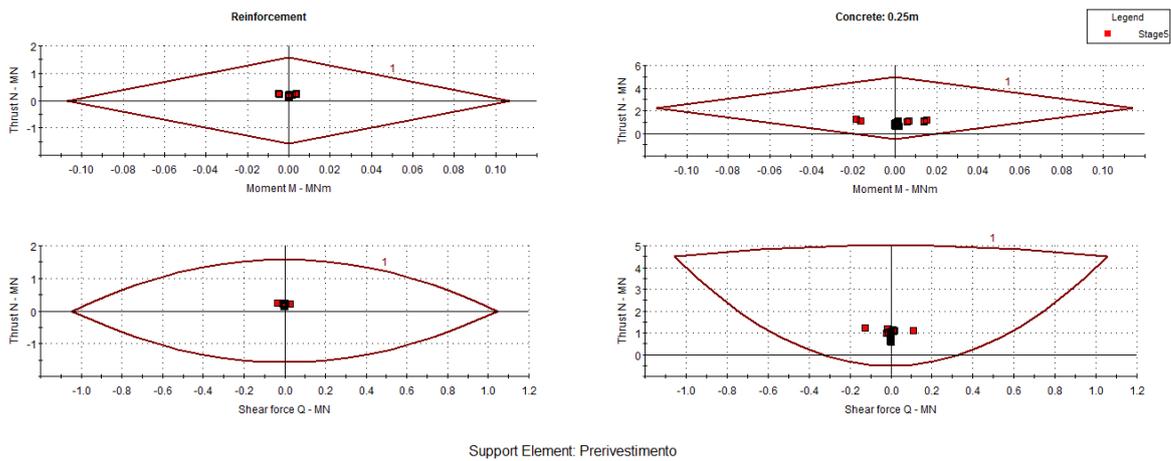


Figura 40 Sezione C h=10 m – Diagrammi di interazione del preinvestimento in fase 4

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

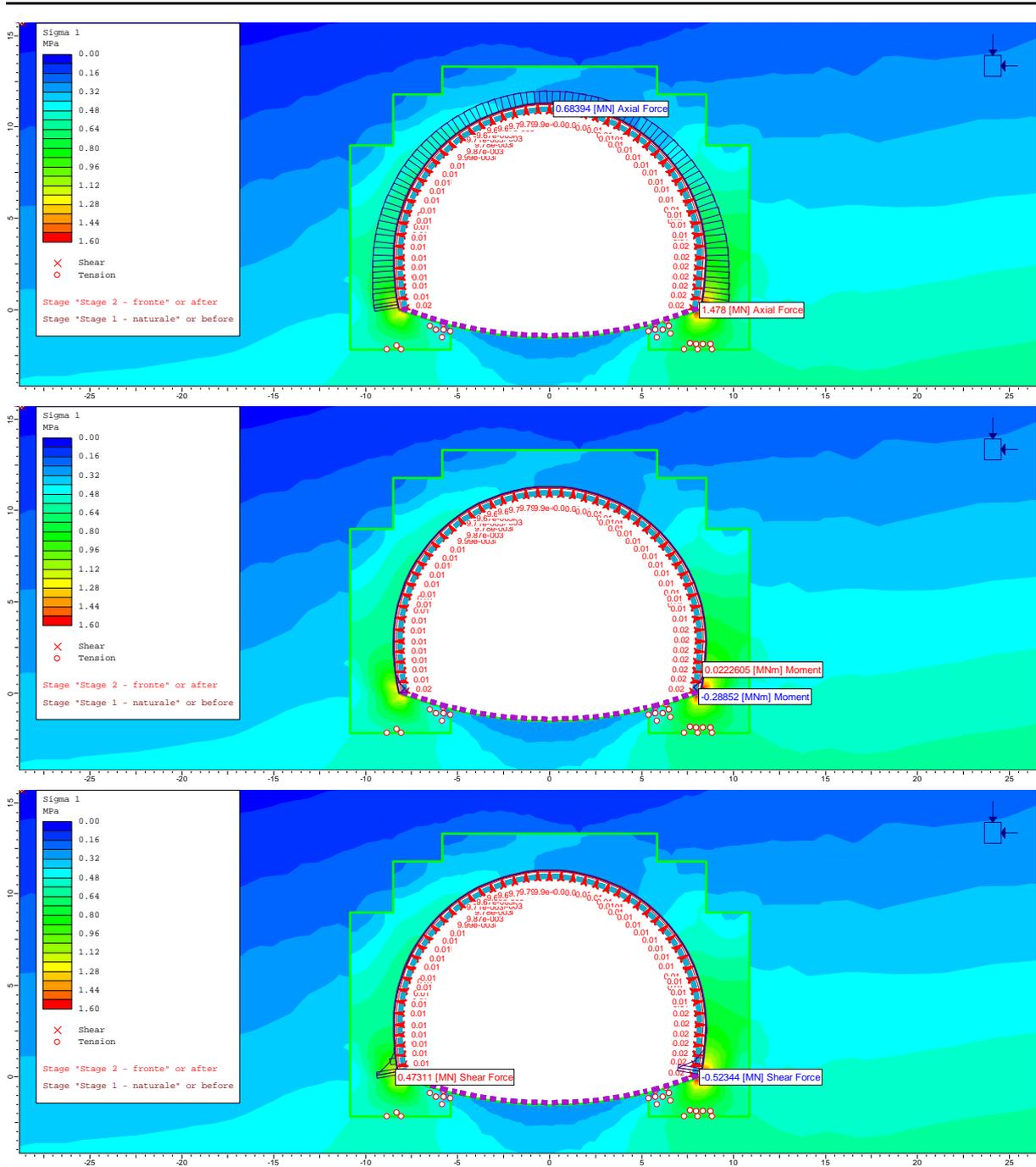


Figura 41 Sezione C h=10 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel pravevimento in fase 4

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

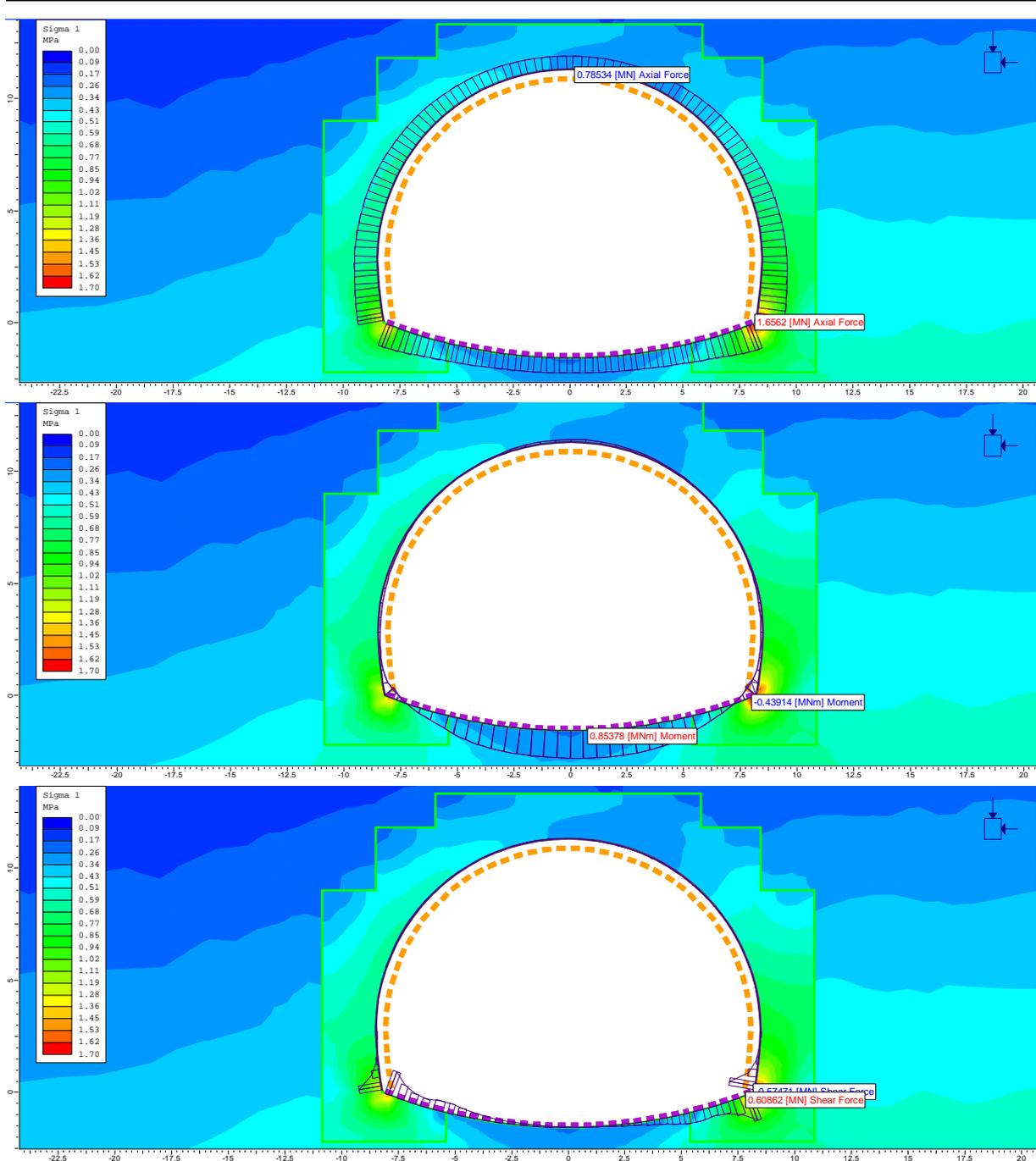


Figura 42 Sezione C h=10 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 5, analisi statica

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

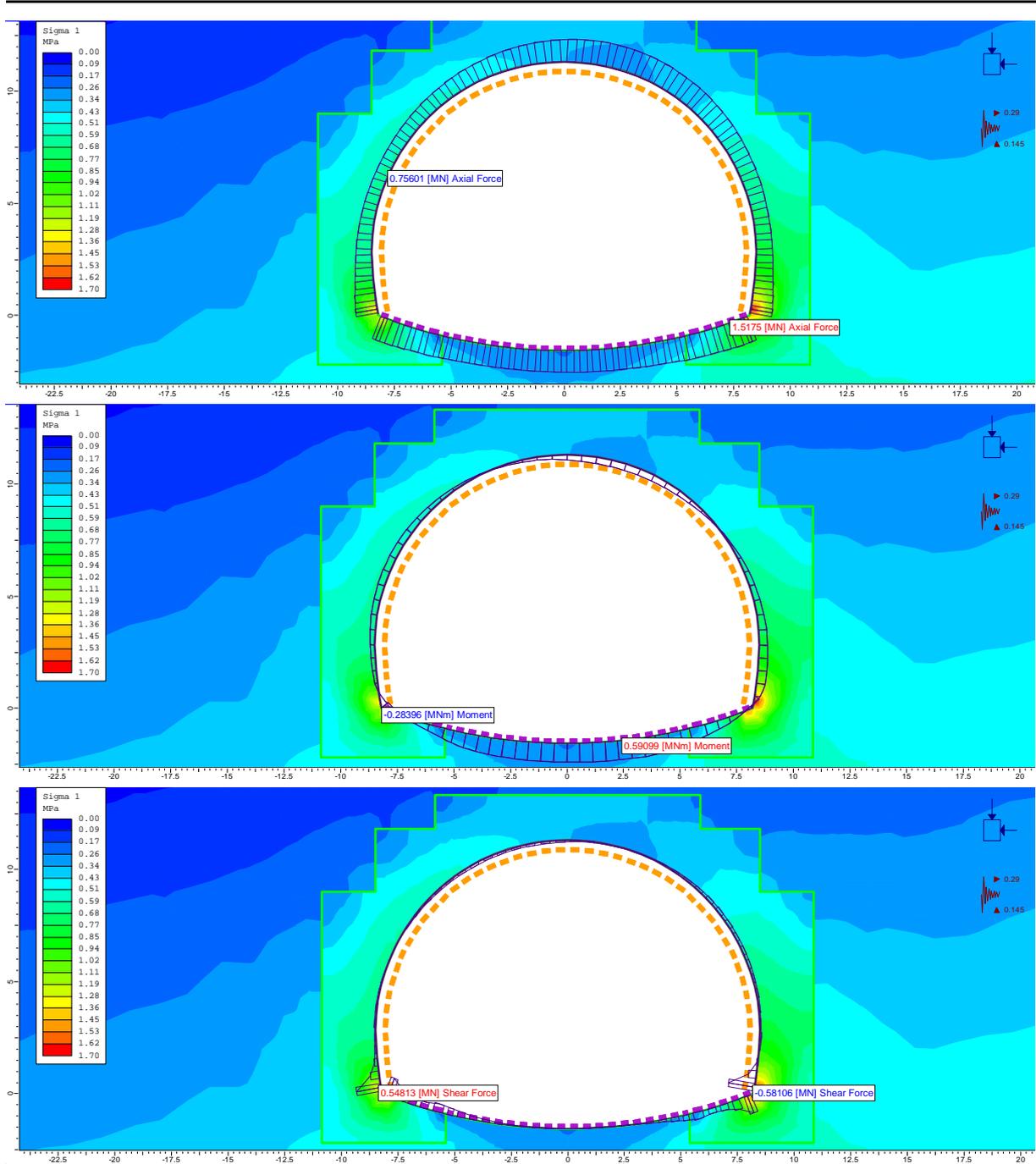


Figura 43 Sezione C h=10 m – Sollecitazioni di sforzo normale N, momento flettente M e taglio T agenti nel rivestimento definitivo in fase 6, analisi sismica

10.3 ANALISI DELLA MUTUA INTERFERENZA TRA LE DUE CANNE

Le due fornici della galleria presentano tra loro una distanza costante di 41.5 m misurata rispetto agli assi stradali, ovvero circa 26 m di distanza minima tra i due piedritti. Questa distanza, rapportata al diametro equivalente della galleria, pari a circa 16 m, potrebbe comportare l’esistenza di una mutua interferenza tra le due canne.

Al fine di valutare tale evenienza, prendendo a riferimento la sezione tipo C1a ad una copertura media di 30 m, si è eseguita un’analisi agli elementi finiti che include entrambe le gallerie, Figura 44. La sequenza esecutiva di ciascuna canna è quella già descritta al capitolo 9.4, l’assunto di base è che la distanza tra i due fronti di scavo sia di almeno 80 m: lo scavo della seconda canna quindi potrà avvenire solo una volta che la prima canna sia stata completata con il rivestimento definitivo.

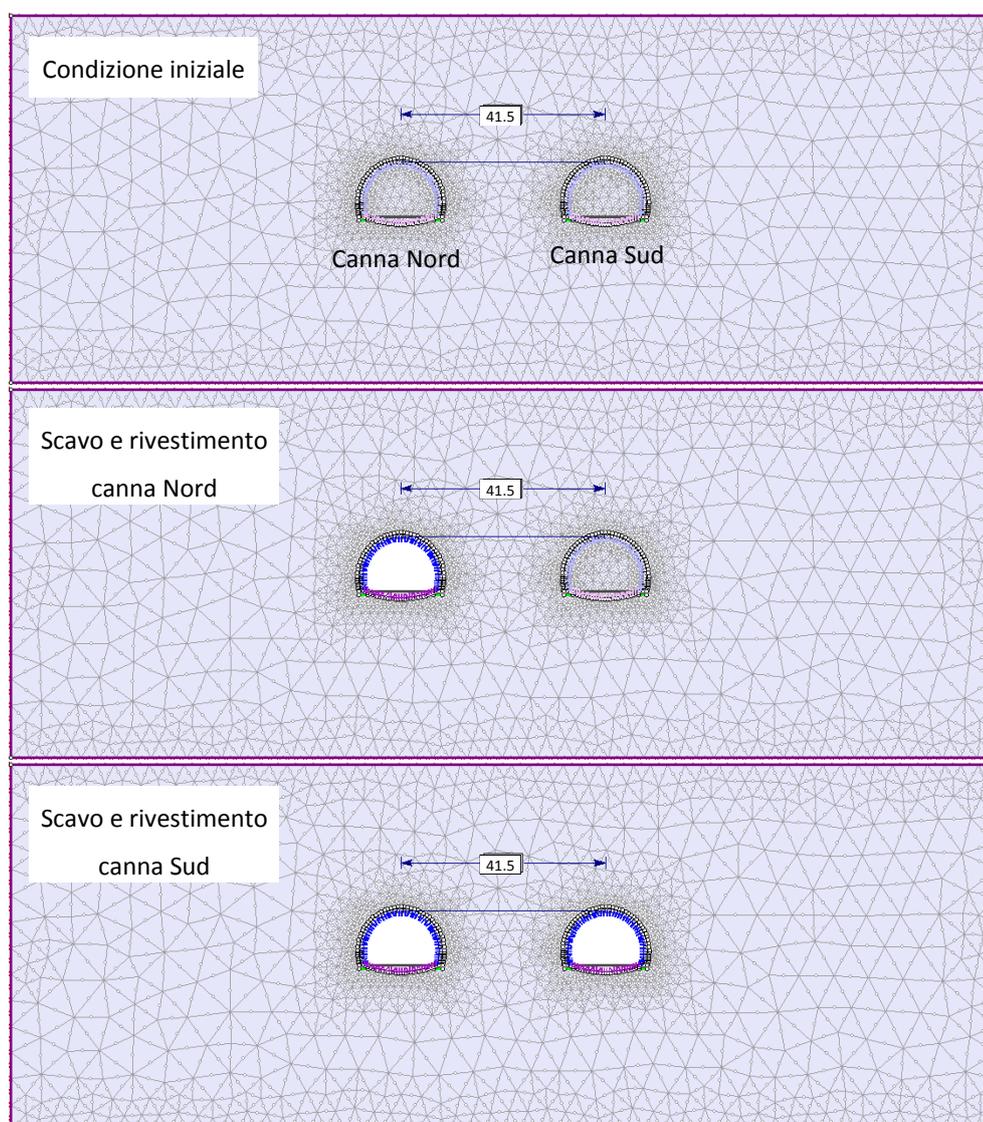


Figura 44 Sequenza esecutiva delle due canne

L’analisi ha permesso di evidenziare che le mutue influenze tra le due canne sono molto limitate per effetto della chiusura con il rivestimento definitivo della prima canna scavata, e della presenza del consolidamento jet-grouting al contorno della canna in fase di scavo, che limita l’estensione della sua zona di influenza.

Nella seguente Figura 46 sono messe a confronto le distribuzioni delle tensioni principali σ_1 e σ_3 agenti lungo una corda posta all’altezza del piano dei centri delle due canne. Come si può vedere, la distanza di influenza della prima canna è di 10 -12 m misurati dal piedritto, grazie all’azione stabilizzante del consolidamento jet-grouting. Lo scavo della seconda canna non modifica in modo significativo lo stato di tensione agente nell’intorno della prima fornice.

Analoghe conclusioni si possono trarre osservando la distribuzione degli spostamenti radiali al contorno della prima canna, prima e dopo lo scavo della seconda galleria, Figura 45: come si può osservare, gli spostamenti non subiscono modifiche.

Alla luce di queste osservazioni si può ritenere che, fatta salva la presenza dei necessari consolidamenti preventivi allo scavo e la loro realizzazione a regola d’arte, lo scavo delle due canne avverrà senza significative mutue influenze.

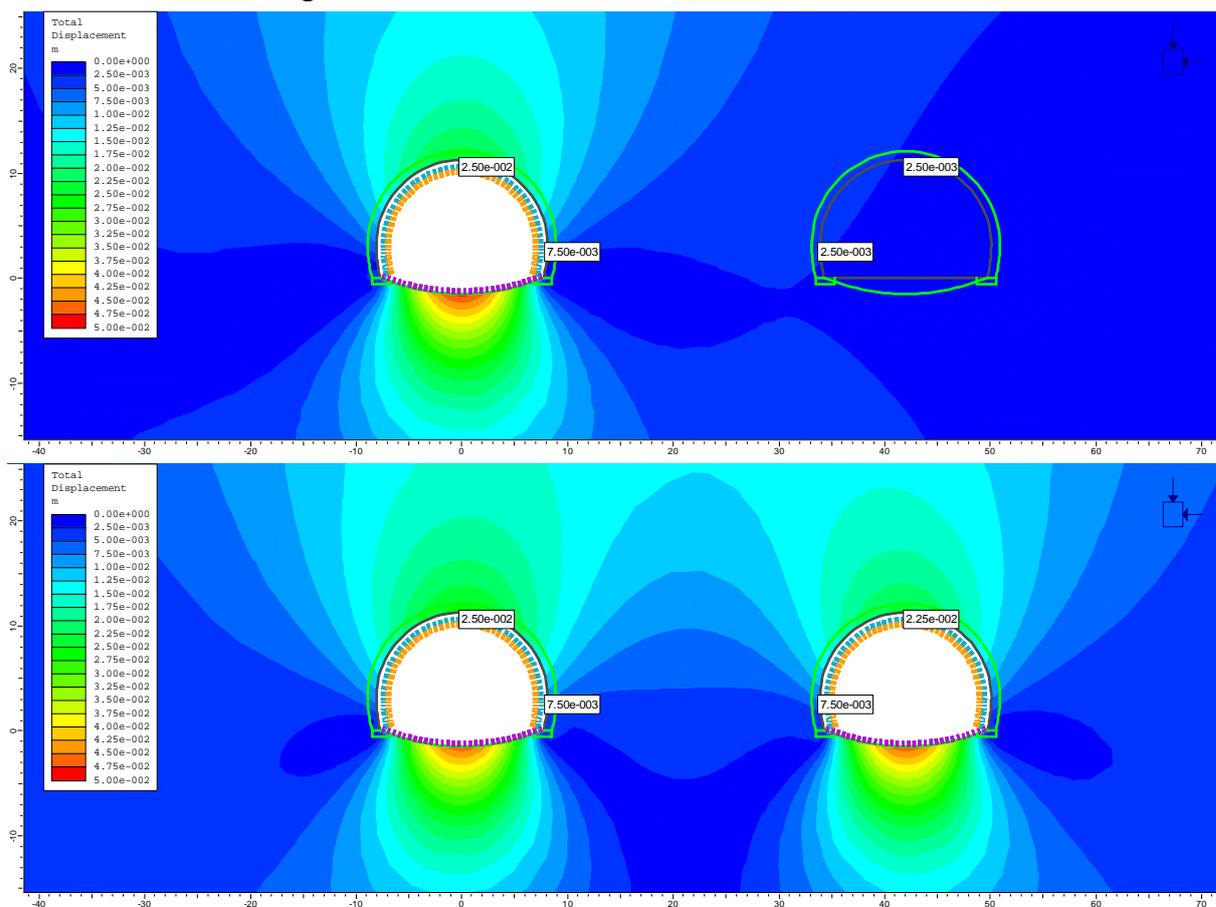


Figura 45 Spostamenti radiali prima e dopo lo scavo della canna Sud

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

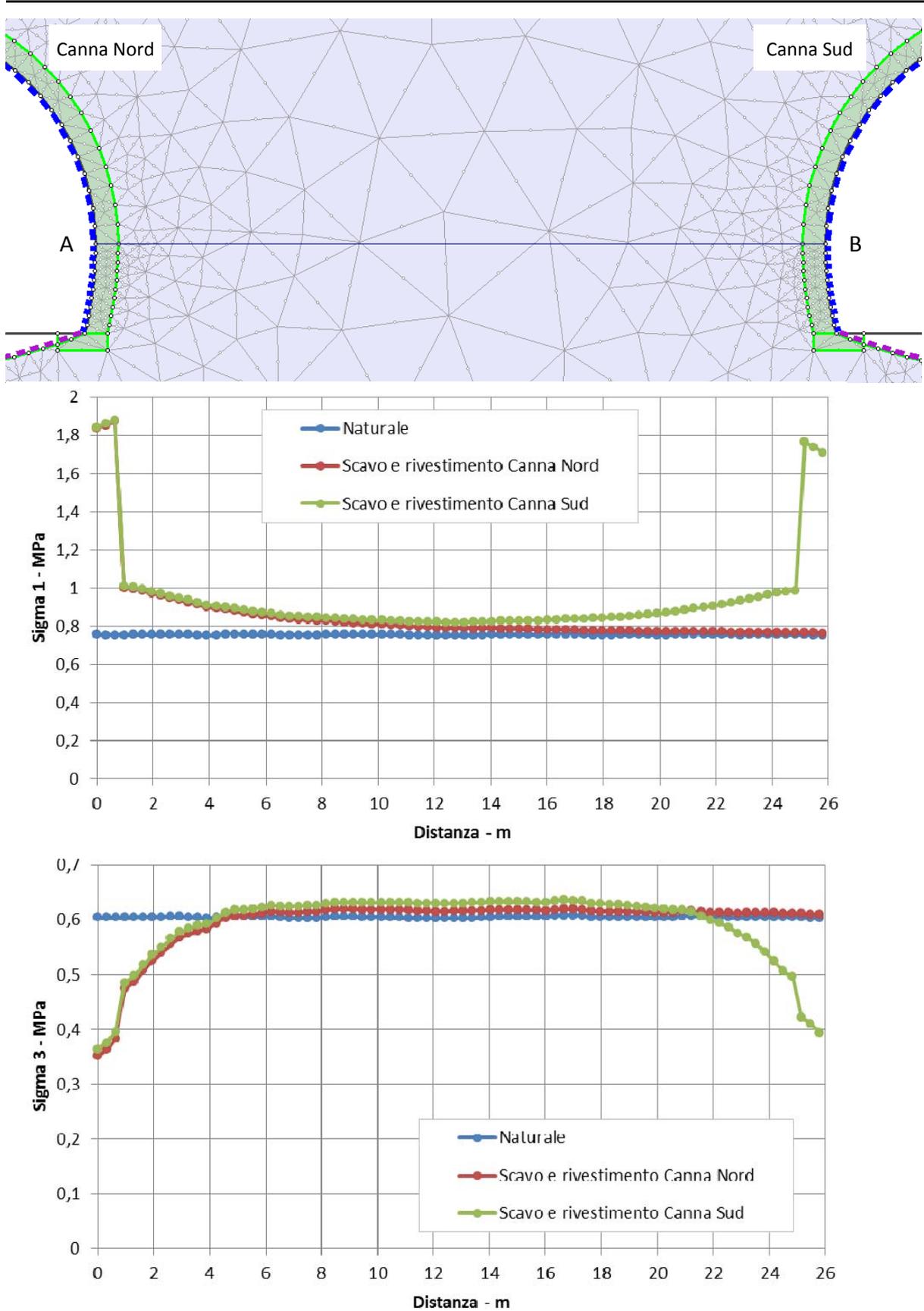


Figura 46 Tensioni principali agenti tra le due canne lungo la corda AB

11 VERIFICHE AL FUOCO DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

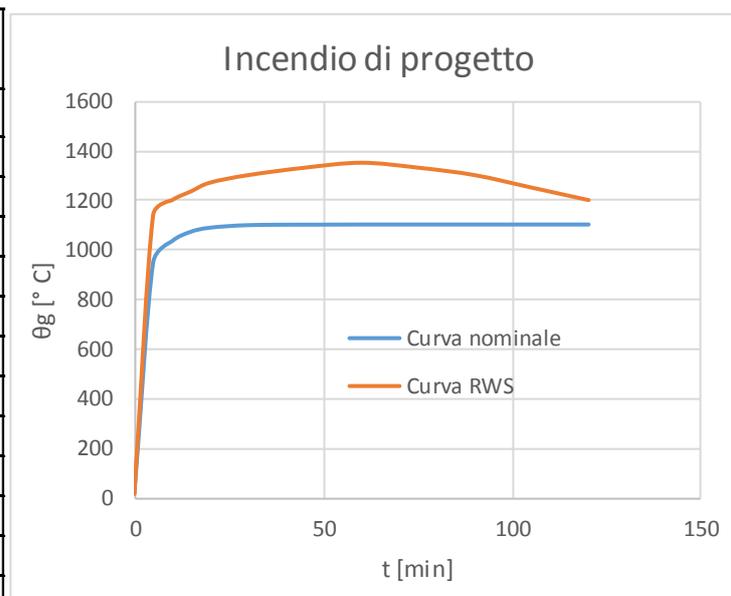
Il rivestimento definitivo della galleria, ad esclusione dell’arco rovescio, può essere esposto ad un incendio durante la sua vita d’esercizio. Nel seguito si propone la verifica che le strutture previste assicurino il necessario livello di sicurezza in questa combinazione di carico eccezionale.

Il livello di prestazione descrive la stabilità e idoneità all’uso da garantire in caso di incendio, così come definito nel par. 3.6 delle NTC 2008: per le gallerie in esame, che potrebbero essere interessate da incendi con grande quantità di idrocarburi, la norma prescrive di considerare la curva nominale degli idrocarburi, che sale rapidamente fino a 1100°.

Per la verifica al fuoco di una galleria si deve però considerare la curva di incendio RWS definita nella UNI 11076 “Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi applicati a soffitti di opere sotterranee in condizioni di incendio”. Tale curva è stata redatta in Olanda dal Rijkswaterstaat e dal Centro per le ricerche sul fuoco (TNO/EFFECTIS) che l’hanno descritta come curva di incendio da idrocarburi di un serbatoio di 45000 litri di petrolio all’interno di una galleria. Essa è caratterizzata da un rapido incremento delle temperature fino ai 1200°C a 10 minuti, un massimo di 1350 °C a 60 minuti e un ritorno a 1200°C a 120 minuti.

Considerando che la curva RWS raggiunge temperature più elevate di quelle richieste dalle NTC, per la verifica si considererà solo la curva RWS, verificando quindi che i rivestimenti definitivi siano REI 120.

	Curva nominale	Curva RWS
t [min]	θ_g [° C]	θ_g [° C]
0	20	20
5	948	1140
10	1034	1200
15	1071	1235
20	1088	1270
30	1098	1300
45	1100	1330
60	1100	1350
75	1100	1330
90	1100	1300
105	1100	1250
120	1100	1200



In accordo con il paragrafo 5.4.2 della norma UNI-EN-1992-1-2, per una struttura a comportamento a parete portante, come il rivestimento definitivo della galleria, per assicurare il livello REI 120 nel caso di fuoco applicato ad un solo lato e di elevati livelli di compressione ($\mu_{fi}=0.7$), è necessario che lo spessore sia almeno pari a 16 cm ed il copriferro maggiore di 3.5 cm: entrambe le prescrizioni ne caso in esame sono soddisfatte.

Minimum dimensions and axis distances for load-bearing reinforced concrete walls

Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm)			
	Wall thickness/axis distance for			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	wall exposed on one side	wall exposed on two sides	wall exposed on one side	wall exposed on two sides
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

Note: For the definition of μ_{fi} see 5.3.2 (3).

In aggiunta a quanto detto, nel seguito si eseguono alcune verifiche puntuali su sezioni rappresentative e nella condizione di carico a lungo termine, al fine di valutare l’effettiva resistenza e stabilità della struttura nella combinazione di incendio.

11.1 SOFTWARE DI CALCOLO

Il programma RAF 10.0 prodotto dalla Aztec Informatica © è stato impiegato per calcolare la resistenza al fuoco degli elementi in c.a. in quanto permette di analizzare l’effetto di una curva d’incendio agente sui lati di una generica sezione. La diffusione del calore all’interno della sezione è valutata attraverso un’analisi non lineare agli elementi finiti: durante una prima fase il programma valuta la distribuzione del calore per differenti step temporali definiti dall’utente. Successivamente RAF 10.0 valuta la resistenza della sezione nei vari

intervalli di tempo considerando la riduzione delle proprietà meccaniche dei materiali. In questo modo è possibile calcolare la riduzione del dominio di resistenza M-N. È possibile utilizzare sia le curve d’incendio proposte dall’Eurocodice che curve definite per punti dall’utente. Allo stesso modo è possibile impiegare curve differenti per quanto riguarda il decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali, il calore specifico e la conduttività dei materiali in funzione della temperatura. In output viene mostrata la distribuzione della temperatura per ogni intervallo temporale. Il programma valuta il dominio di resistenza ultimo stimando il fattore di sicurezza rispetto alle azioni di calcolo imposte per la sezione di calcolo.

11.2 SCHEMATIZZAZIONE DEL PROBLEMA

Per lo studio della resistenza al fuoco, come fatto per le analisi a freddo, si considera una sezione resistente larga 1 metro e la relativa armatura.

Per tener conto del possibile spalling, si tolgono sino dalla partenza del calcolo 2 cm di spessore di calcestruzzo all’intradosso (assunzione cautelativa, in quanto influisce negativamente sul trasferimento di calore all’interno della sezione, riducendo la distanza della fonte di calore dalle barre d’intradosso).

Si analizzano le sezioni maggiormente sollecitate ai 2 imbocchi, Figura 47 e Figura 48, in accordo a quanto risulta dalle verifiche presso-flessionali allo SLE con riferimento alla configurazione di carico finale.

SEZIONE DI CALCOLO	H	Nek	Mek
	[cm]	[kNm/m]	[kN/m]
Sezione 1 – copertura 10 m	0.88	-756	208
Sezione 2 – copertura 20 m	0.93	-1600	867

Tabella 5: Sezioni di analisi e carichi agenti a metro di galleria

Per eseguire un’analisi accurata, la sezione è suddivisa in 200 elementi triangolari a 3 nodi, Figura 49 e Figura 50.

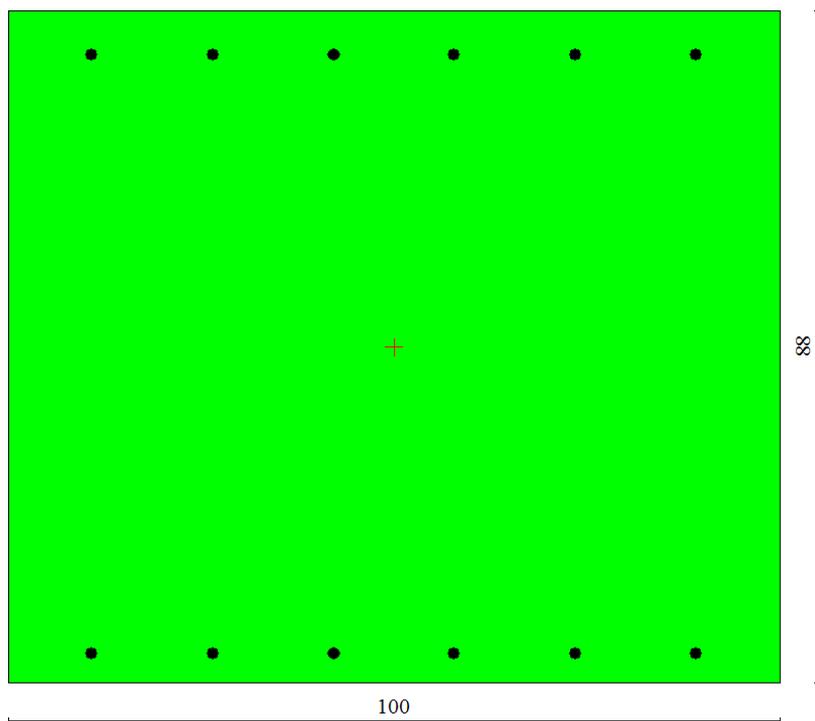


Figura 47 – Sezione di calcolo 1 – copertura 10 m

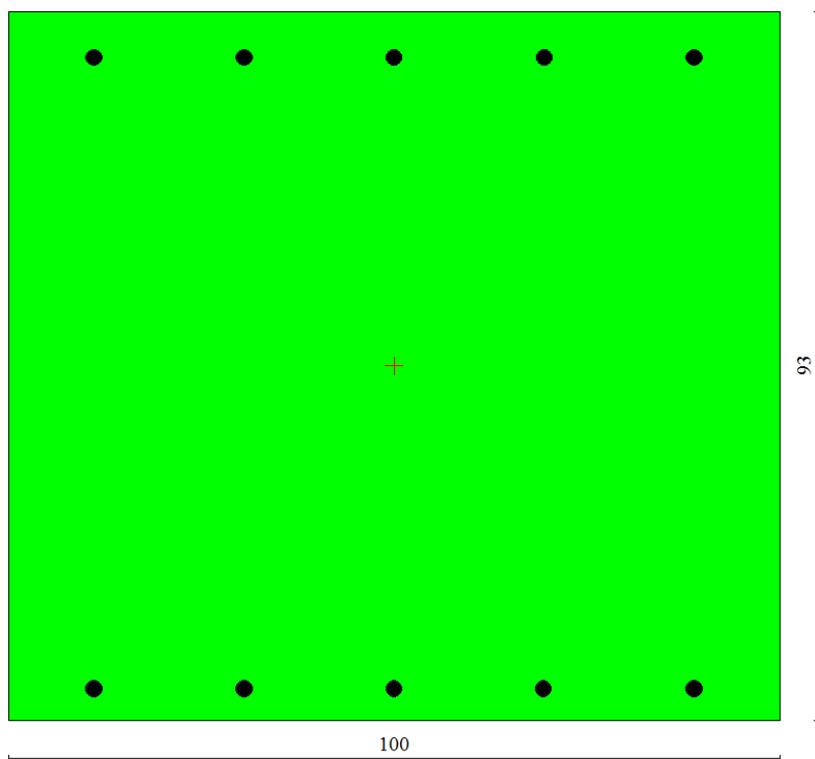


Figura 48 – Sezione di calcolo 2 – copertura 20 m

Per eseguire un'analisi accurata, la sezione è suddivisa in 200 elementi triangolari a 3 nodi.

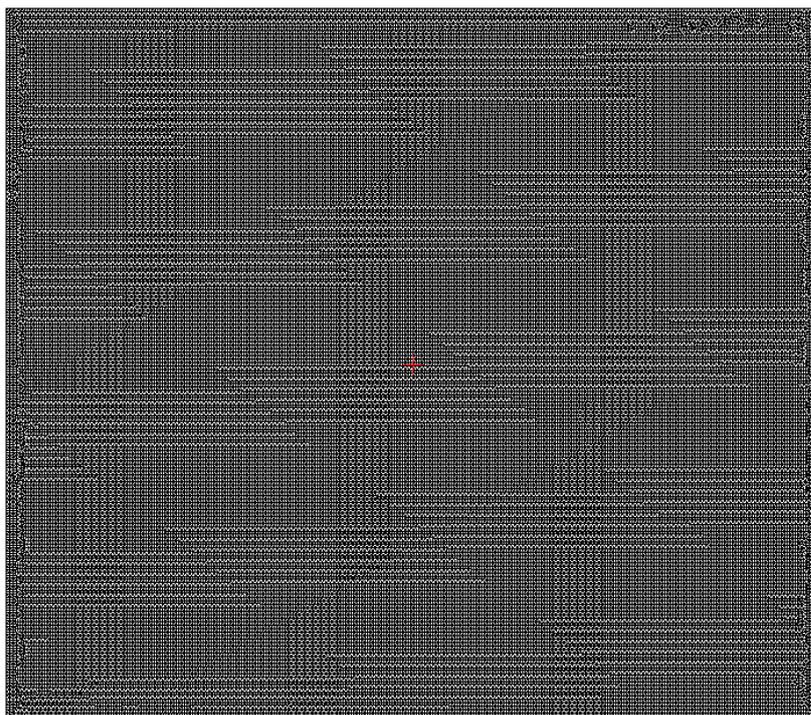


Figura 49 – Mesh di calcolo 1 – copertura 10 m

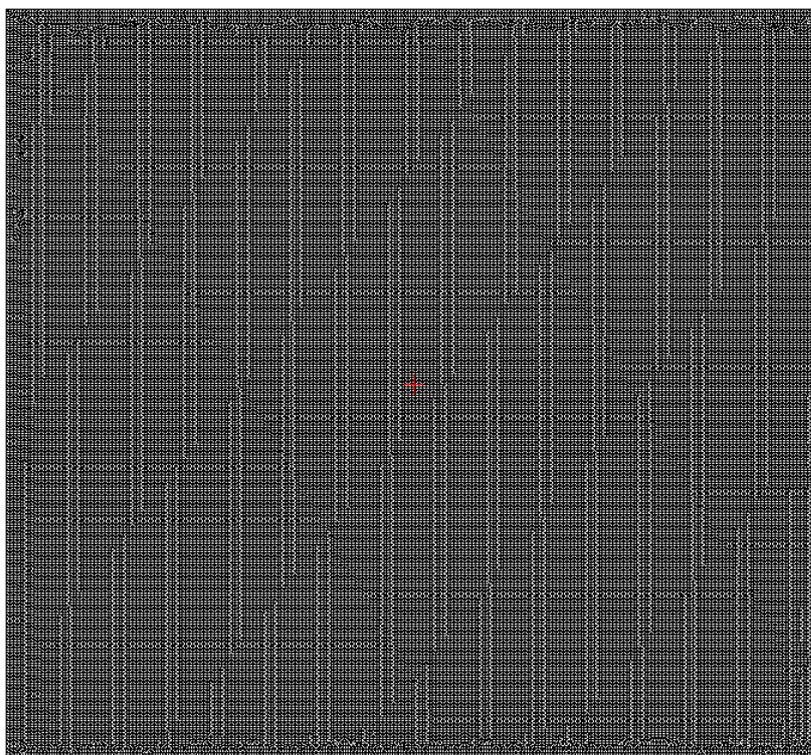


Figura 50 – Mesh di calcolo 2 – copertura 20 m

L’analisi sezionale in condizioni di incendio è definita come eccezionale: in accordo alla normativa di riferimento, le azioni ricavate dalle modellazioni numeriche non sono amplificate per alcun coefficiente moltiplicativo e la verifica è condotta nei riguardi del solo Stato Limite Ultimo. Tale verifica è soddisfatta se il coefficiente di sicurezza è maggiore dell’unità. Si precisa che, come indicato nelle Normative di riferimento, i coefficienti di sicurezza relativi alle caratteristiche meccaniche dei materiali assumono valore unitario nelle condizioni di incendio.

Considerando che l’incendio si sviluppa in galleria, le condizioni al contorno risultano:

- Lato inferiore: applicazione della curva d’incendio
- Lato destro e sinistro: Nessun flusso di calore
- Lato superiore: Scambio termico considerando un ambiente di contatto a temperatura uniforme pari a 20°.

11.3 PROPRIETÀ TERMICHE DEI MATERIALI

Per la sezione resistente, nel seguito si riportano le correlazioni considerate nel programma per stimare la risposta della struttura nei diversi step temporali dell’analisi al fuoco, in funzione della temperatura raggiunta localmente dagli elementi che compongono la mesh.

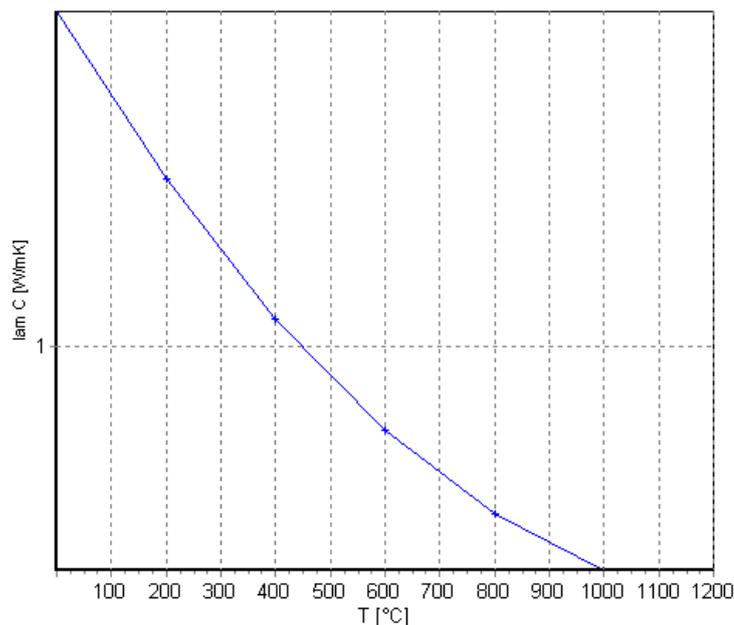


Figura 51 – Conduttività termica del calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.4 – fig.3.7)

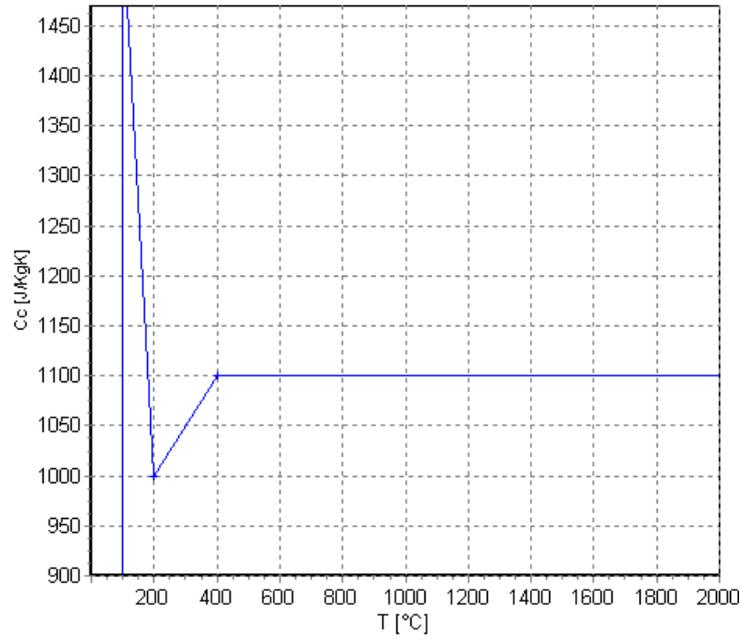


Figura 52 – Calore specifico per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.3.2 – fig.3.6a)

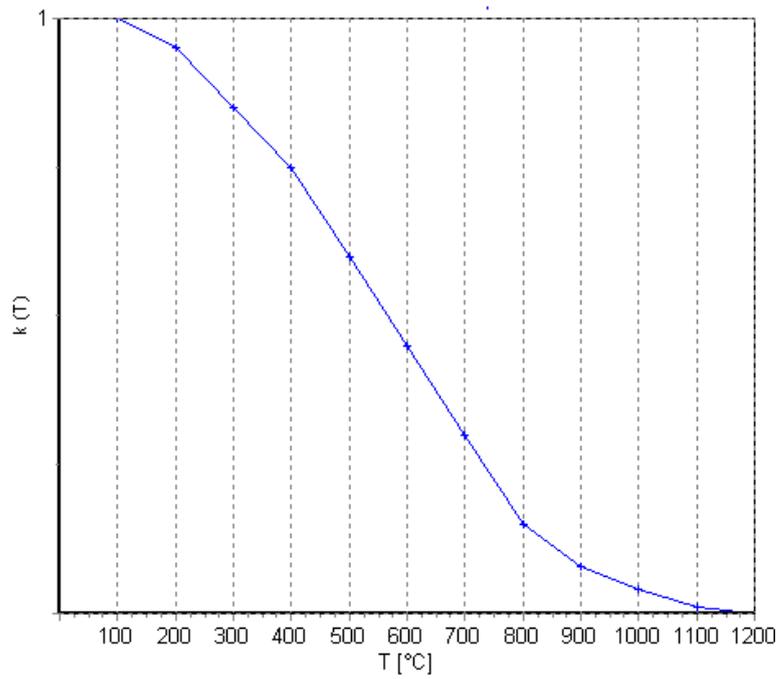


Figura 53 –Fattore di riduzione del valore di resistenza f_{ck} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.4.2.4.2 – fig.4.1)

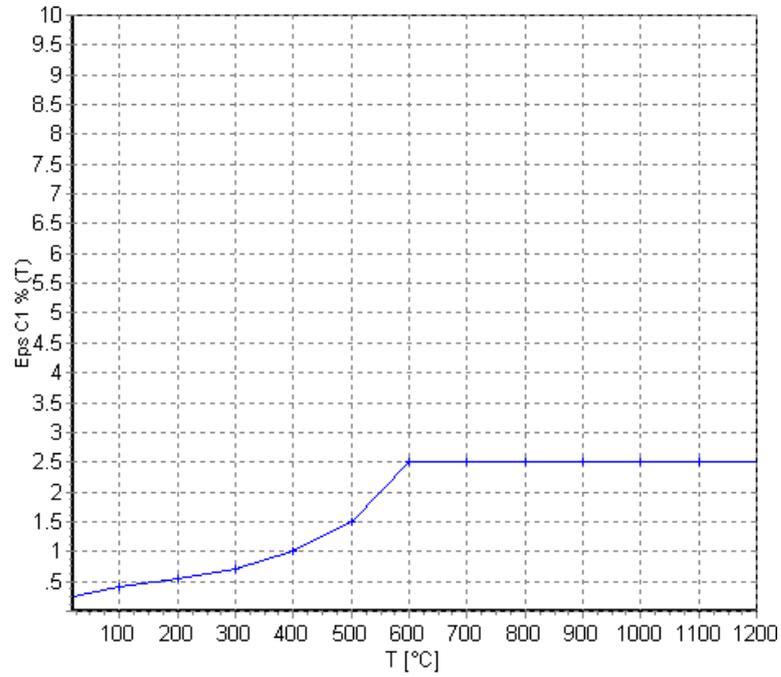


Figura 54 – Fattore di riduzione del valore di ϵ_{c1} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)

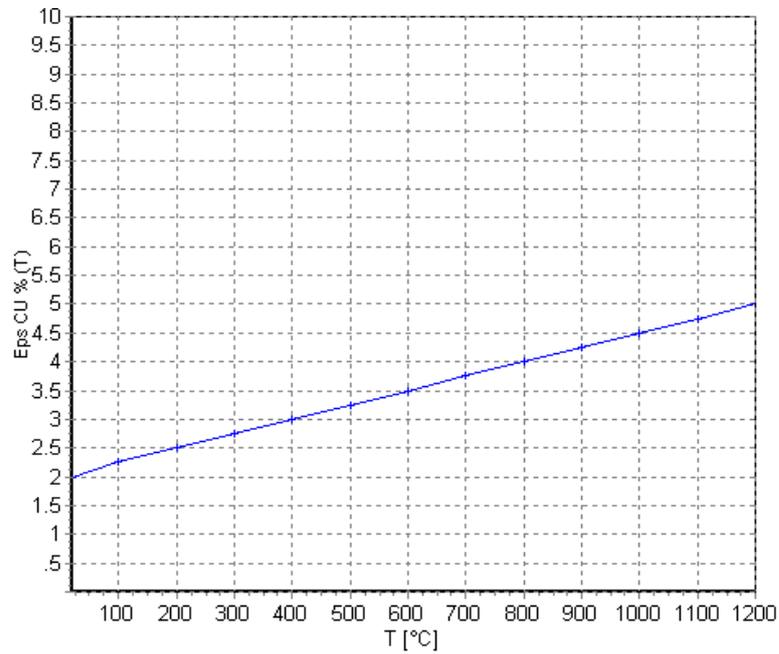


Figura 55 – Fattore di riduzione del valore di ϵ_{cu} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)

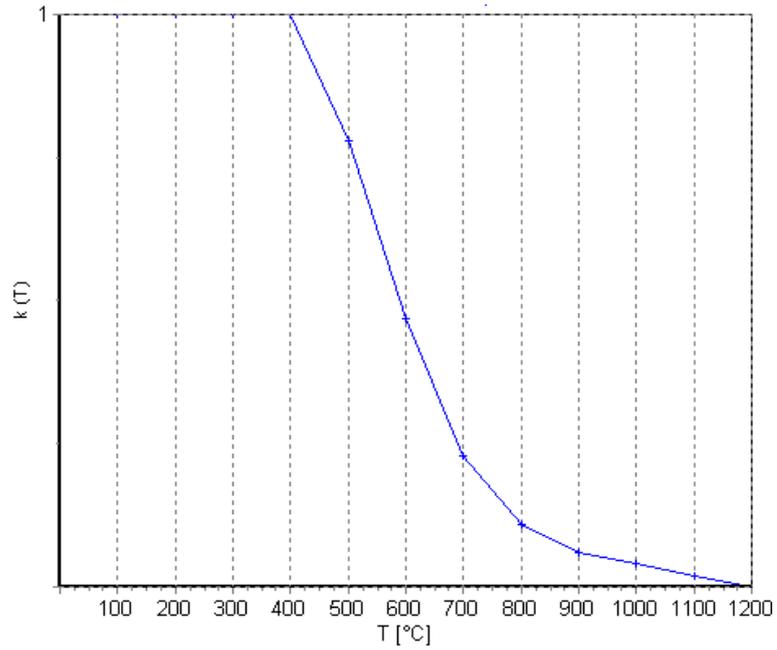


Figura 56 – Fattore di riduzione del valore di resistenza f_{yk} per le barre d'armatura (EN 1992-1-2 p.4.2.4.3 – fig.4.2a)

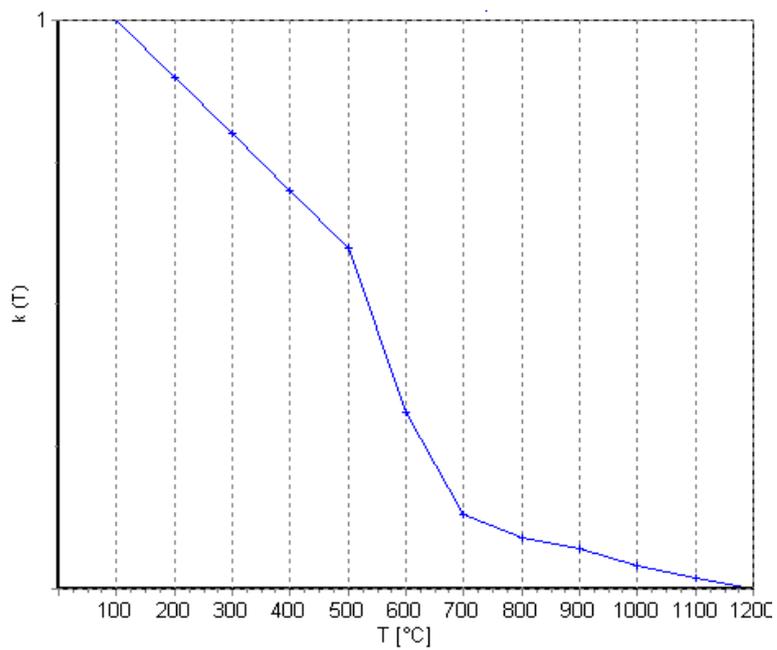


Figura 57 – Fattore di riduzione del valore del modulo elastico per le barre d'armatura (EN 1992-1-2 p.3.2.3 – tab.3.2.a)

11.4 RISULTATI DEL CALCOLO

Nel seguito si riporta l’andamento della temperatura nelle sezioni di calcolo per alcuni step temporali significativi, così come restituiti dal software di calcolo.

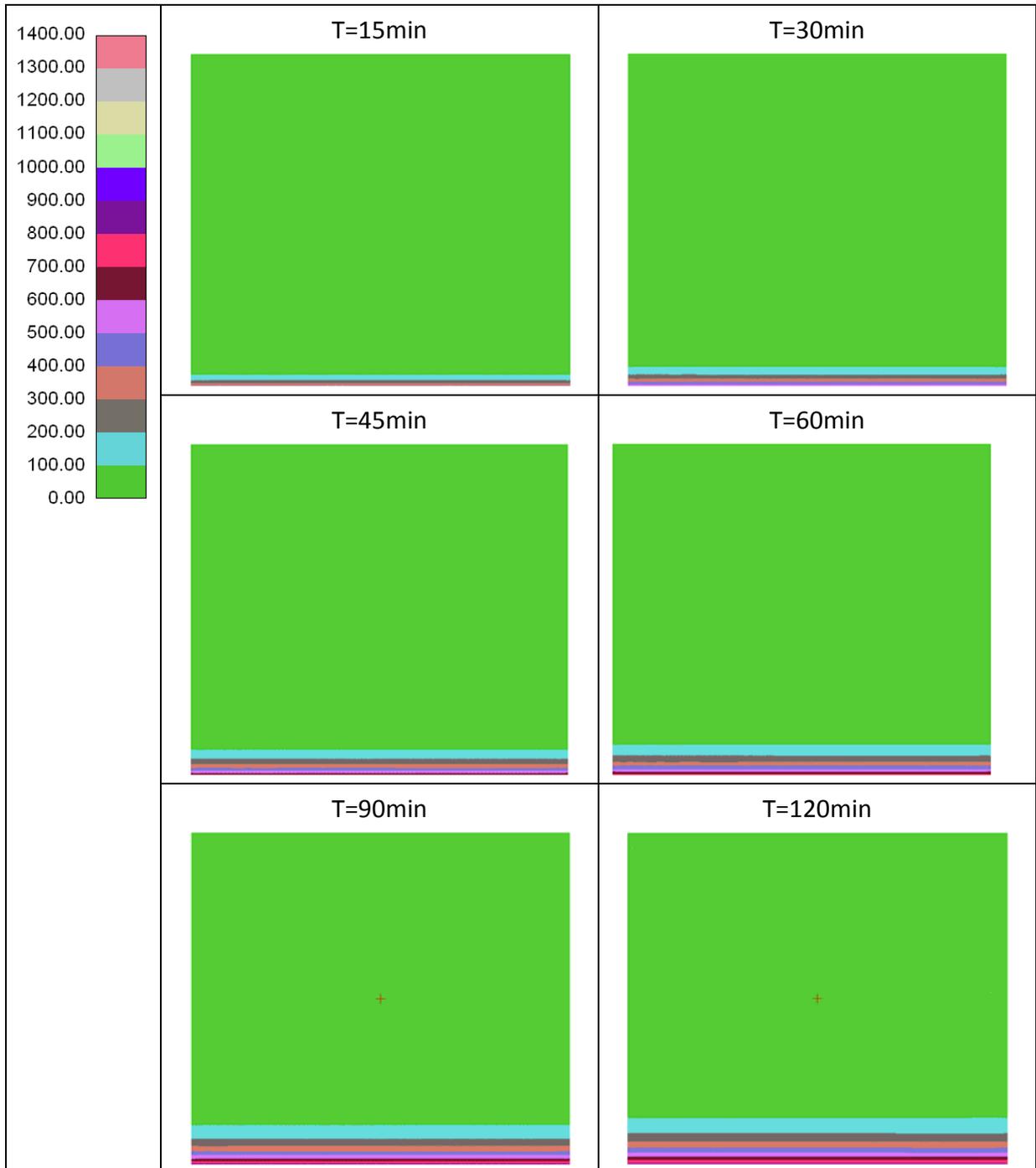


Figura 58 – Analisi termica - Sezione 1 – copertura 10 m

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



Figura 59 – Analisi termica – Sezione 2 – copertura 20 m

11.1 VERIFICA STRUTTURALE

Per le sezioni analizzate, nel seguito si riportano gli FS risultanti negli step temporali più rappresentativi, dimostrando l’adeguatezza del rivestimento della galleria nei confronti del carico da incendio.

- T tempo trascorso [minuti]
- N azione assiale [kN]
- M_x momento in direzione X [kNm]
- M_y momento in direzione Y [kNm]
- ε_{cls} deformazione del CLS
- ε_{acc} deformazione dell’acciaio
- FS fattore di sicurezza nel dominio MN

T	N	M _x	M _y	ε _{cls}	ε _{acc}	FS
15	756.00	0.00	806.04	0.003855	-0.049731	3.88
20	756.00	0.00	806.04	0.003855	-0.049731	3.88
30	756.00	0.00	806.04	0.003855	-0.049731	3.88
45	756.00	0.00	806.04	0.003853	-0.049701	3.88
60	756.00	0.00	806.04	0.003840	-0.049500	3.88
90	756.00	0.00	806.04	0.003850	-0.049656	3.88
120	756.00	0.00	806.04	0.003840	-0.049500	3.88

Tabella 6 – Analisi al fuoco – Sezione 1 – copertura 10 m

T	N	M _x	M _y	ε _{cls}	ε _{acc}	FS
15	1600.00	0.00	1481.02	0.003892	-0.033342	1.71
20	1600.00	0.00	1481.02	0.003892	-0.033342	1.71
30	1600.00	0.00	1481.02	0.003892	-0.033342	1.71
45	1600.00	0.00	1481.02	0.003892	-0.033342	1.71
60	1600.00	0.00	1481.02	0.003892	-0.033348	1.71
90	1600.00	0.00	1481.02	0.003888	-0.033304	1.71
120	1600.00	0.00	1481.02	0.003889	-0.033316	1.71

Tabella 7 – Analisi al fuoco – Sezione 2 – copertura 20 m

12 MONITORAGGIO IN CORSO D’OPERA

Si presenta nel seguito il programma di monitoraggio previsto per il controllo tenso-deformativo in corso d’opera dell’ammasso interessato dagli scavi.

Lo scopo delle misure in corso d'opera è essenzialmente il controllo del comportamento delle strutture di rivestimento nei confronti delle condizioni geomeccaniche effettivamente incontrate in galleria, consentendo la taratura delle tecnologie esecutive e l’affinamento delle soluzioni progettuali adottate. Più in particolare con le misure in corso d'opera si cercano le seguenti risposte:

- il controllo della sicurezza;
- la determinazione e verifica delle proprietà dei materiali;
- la verifica della validità delle scelte progettuali con riferimento al metodo costruttivo, e l’adeguamento della tempistica delle operazioni in cantiere condotta sulla base delle misure in sito;
- il confronto delle previsioni teoriche con il comportamento geotecnico reale.

Per quanto concerne la galleria di progetto, il programma di monitoraggio previsto si articola in:

- rilievo sistematico delle fasi esecutive e delle cadenze di avanzamento;
- stazioni sistematiche di misura delle convergenze;
- rilievo geologico dei fronti di scavo;
- stazioni di controllo, che prevedono la misura dello stato tensionale nei rivestimenti di prima fase, dello stato deformativo dell’ammasso al contorno del cavo e delle estrusioni al fronte di scavo.

Per la descrizione dettagliata delle caratteristiche delle strumentazioni e le indicazioni sulla posa in opera si rimanda allo specifico elaborato grafico.

L’insieme dei dati forniti dalla campagna di monitoraggio concorrerà alla determinazione delle informazioni necessarie per la gestione dell’avanzamento e la scelta delle sezioni tipo, consentendo la taratura delle tecnologie esecutive e l’affinamento delle soluzioni progettuali adottate. Inoltre, i calcoli realizzati in corrispondenza delle sezioni rappresentative della galleria permetteranno di realizzare confronti in termini di spostamenti e/o sollecitazioni sui sostegni, tra i risultati attesi e definiti mediante calcoli numerici, e l’effettiva situazione in sito.

Per condurre questo lavoro, che rappresenta una vera e propria appendice della progettazione, è necessario disporre lungo il tracciato della galleria di un congruo numero di

sezioni strumentate, dove poter raccogliere i dati sul comportamento del sistema statico costituito dai rivestimenti e dall'ammasso roccioso prospiciente la cavità.

I dati così raccolti permetteranno sia il controllo diretto degli effetti dell'avanzamento della galleria verificando che i valori di tensione e deformazione instauratisi siano compatibili con gli interventi adottati, sia l'estrapolazione degli stessi, in particolare quelli provenienti dai primi avanzamenti, anche per le tratte di galleria ancora da scavare. Ciò consente quindi, qualora ce ne sia bisogno, di affinare il progetto delle tratte successive dal momento che il monitoraggio rappresenta l'esito di "una prova a vera grandezza dello scavo della galleria".

Per fare sì che i dati provenienti dai controlli in corso d'opera siano da considerarsi attendibili e comunque facilmente controllabili, è necessario che:

- le strumentazioni impiegate siano affidabili
- le strumentazioni impiegate siano poste in opera correttamente
- l'installazione degli strumenti sia documentata accuratamente
- le sezioni strumentate siano poste in opera in numero congruo
- le sezioni strumentate siano accuratamente documentate da un punto di vista geologico-geotecnico
- le letture siano condotte secondo un programma preciso
- i dati raccolti siano presentati in modo organico e facilmente interpretabile.

Per il conseguimento di questo obiettivo, vengono fornite di seguito le principali indicazioni per la realizzazione delle due tipologie di sezione strumentata che si prevede di realizzare lungo la galleria e per l'esecuzione dei rilievi geostrutturali del fronte di scavo.

12.1 STAZIONI DI CONVERGENZA

La lettura della convergenza del profilo di scavo permette di avere un riscontro immediato del comportamento delle opere di stabilizzazione.

La misura della convergenza della cavità è un semplice metodo di controllo dell'evolversi dello stato tenso-deformativo a tergo delle opere di stabilizzazione, che consente in modo molto pratico di comprendere rapidamente se l'ammasso scavato si sta portando verso una condizione di equilibrio stabile o meno.

Affinché sia possibile una buona interpretazione dei fenomeni che stanno avvenendo nell'ammasso a seguito dello scavo è necessario che le letture siano effettuate secondo un adeguato programma che consenta di seguire idoneamente il loro evolversi nel tempo.

La stazione di convergenza è illustrata sul relativo elaborato di progetto. La sezione di galleria sarà provvista di 5 barrette o chiodi di convergenza.

Al fine di poter contare su un'affidabile descrizione del comportamento deformativo del cavo, è importante che le mire vengano installate a ridosso del fronte, prima di iniziare la fase di avanzamento.

Esse devono misurare lo spostamento radiale tra roccia e rivestimento. Il chiodo, quindi, deve essere alla testa di una barretta che verrà infissa nell'ammasso per circa 10 cm e lungo abbastanza per continuare le misure attraverso il prerivestimento, fino al getto del rivestimento definitivo, quando la barretta verrà abbandonata.

La barretta o chiodo dovrà leggere le tre componenti di spostamento, le due nel piano della sezione x e y, quella normale z diretta verso il fronte di avanzamento. Le due componenti x e y verranno utilizzate per valutare lo spostamento complessivo radiale secondo i diametri equivalenti indicati sul disegno (= convergenza). La precisione della lettura deve essere 0,1 mm.

La frequenza delle letture deve essere la seguente:

- lettura di zero, subito dopo l'installazione;
- durante l'avanzamento del fronte e fino al getto dell'arco rovescio, una lettura al giorno;
- fino al getto del rivestimento definitivo, le barrette tra arco rovescio e rivestimento definitivo verranno lette ogni 3 giorni;
- a fronte fermo, per periodi prolungati superiori ai 3 giorni, le barrette, tutte, dovranno essere lette con frequenza giornaliera, almeno nelle sezioni ove non è ancora presente l'arco rovescio.

A corredo di ciascuna lettura dovrà essere sempre indicata la posizione del fronte e dell'arco rovescio.

La posizione di installazione delle stazioni di convergenza è indicata nel profilo geomeccanico della galleria naturale.

12.2 STAZIONI DI CONTROLLO

Per completare maggiormente il quadro dello stato tenso-deformativo, che lo scavo della galleria induce nell'ammasso, è necessario che le misure di deformazione delle opere di rivestimento, eseguite mediante le misure di convergenza, siano integrate con la misura della pressione che si instaura a tergo dei rivestimenti medesimi e con la misura dello stato deformativo in profondità nell'ammasso.

Il controllo incrociato tra le diverse misurazioni così disponibili, permetterà innanzitutto di individuare le misure affette da errori, che potranno essere quindi scartate, e soprattutto di disporre di un numero maggiore di informazioni puntuali sul comportamento della sezione indagata.

Verranno messe in opera celle di pressione, celle di carico, un estensimetro multibase ed un estrusimetro al fronte di scavo, nelle posizioni indicate sul profilo geomeccanico della galleria naturale.

CELLE DI PRESSIONE

Verranno installate tra l'ammasso roccioso e le centine del prerivestimento. La sezione della galleria verrà strumentata con 5 celle di pressione nella posizione indicata sul disegno.

Le celle dovranno essere poste in opera subito dopo l'installazione della centina e prima dell'applicazione dello spritz-beton.

Verrà fatta una lettura giornaliera durante la fase di avanzamento del fronte e fino al getto dell'arco rovescio. Successivamente le letture potranno essere eseguite con frequenza di una ogni 2 giorni fino al getto del rivestimento definitivo. Poi si eseguirà una lettura ogni mese in presenza del rivestimento definitivo.

Ciascuna lettura dovrà essere corredata dall'indicazione della posizione del fronte rispetto alla sezione di lettura.

CELLE DI CARICO

Verranno posizionate sotto il piede delle centine, nelle medesime sezioni di galleria dove si posizioneranno le celle di pressione.

Esse verranno lette con lo stesso calendario di lettura delle celle di pressione.

Per ciascuna lettura bisognerà sempre indicare la posizione del fronte rispetto alla sezione di lettura.

ESTENSIMETRO ED ESTRUSIMETRO MULTIBASE

La misura delle deformazioni profonde che avvengono attorno al profilo di scavo e al fronte in avanzamento può essere indagata misurando lo spostamento di una base di misura solidarizzata al terreno ad una certa profondità e libera di scorrere fino al punto di misura rappresentato dal profilo di scavo.

Quando il punto di ancoraggio oppure il profilo di scavo tenderà a muoversi, con questo sistema sarà possibile misurare lo spostamento relativo tra il punto di ancoraggio ed il punto di misura. Noto lo spostamento assoluto della testa dello strumento ottenibile mediante battitura topografica della testa dello strumento stesso, sarà possibile ricavare lo spostamento del punto di ancoraggio.

Al fine di conoscere tale risposta deformativa a distanza dal contorno di scavo, si prevede di installare per ciascuna stazione di controllo un estensimetro ed un estrusimetro. L'estensimetro sarà munito di 3 basi di misura, poste rispettivamente a 4, 8 e 12 m dal profilo di scavo. L'estrusimetro invece avrà una lunghezza di 32 m, ovvero 2 diametri circa.

L’estensimetro potrà essere installato lungo la calotta, sul lato destro o sinistro in modo indifferente dal momento che ci si attende un comportamento isotropo dell’ammasso.

Le strumentazioni estensimetriche dovranno essere montate immediatamente a ridosso del fronte di scavo, non appena messo in opera lo spessore di spritz-beton di progetto, eseguendo la perforazione radiale $\phi 127$ mm, l’inserimento delle basi di misura preassemblate, la cementazione, il montaggio della testa dello strumento e dei trasduttori di spostamento.

Le letture delle due strumentazioni dovranno essere eseguite negli stessi orari, avendo cura di associare alla lettura la posizione del fronte, dell’arco rovescio e del rivestimento definitivo.

12.3 RILIEVO GEOLOGICO DEL FRONTE DI SCAVO

Tali rilievi consistono nel rilevamento e restituzione grafica e numerica delle caratteristiche geologiche-geostrutturali e geomeccaniche del fronte di scavo, durante l’avanzamento.

Nei rilievi devono essere descritte in dettaglio le caratteristiche litologiche stratigrafiche e strutturali dell’ammasso, con indicazione della litologia e delle caratteristiche geotecniche, del grado di compattezza/consistenza, della granulometria, dello stato di alterazione, delle caratteristiche strutturali e idrogeologiche, nonché osservazioni sul comportamento del cavo e dei rivestimenti già in opera. Durante i rilievi, si potranno prelevare campioni per prove di laboratorio (prove di classificazione, di compressione, triassiali, di estrusione...) ed eventualmente eseguire prove in situ (pressiometriche, dilatometriche, scissometriche...).

La frequenza dei rilievi è indicata sul profilo geomeccanico della galleria naturale.

13 CONCLUSIONI

Sezioni tipo

L'ammasso oggetto di scavo non è in grado di per sé di garantire la stabilità del cavo, ragione per cui tutte le sezioni tipo proposte prevedono consolidamenti in jet-grouting al contorno e al fronte. Le analisi preliminari hanno inoltre evidenziato la necessità di un irrigidimento locale al piede della coronella jet-grouting e delle centine, al fine di limitare il cedimento della sezione e la sua tendenza alla chiusura nella parte inferiore al piano dei centri, che si riflette a sua volta in uno schiacciamento della sezione con momenti flettenti elevati lungo i piedritti. Tale accorgimento consente di meglio distribuire lo stato di sforzo al contorno del cavo e di creare una fondazione che meglio consente lo scarico delle sollecitazioni agenti sulla coronella jet e sui priverestimenti. Per coperture più elevate le sollecitazioni risultano comunque prossime ai limiti di resistenza dei priverestimenti, il che ha suggerito la necessità di ridurre la distanza di getto di arco rovescio e murette rispetto al fronte: in questo modo si vincola la sezione nella parte inferiore e si contrastano ancor più efficacemente le problematiche sopra descritte.

Le due sezioni tipo previste lungo il tracciato, C e C1a, riflettono queste caratteristiche e differiscono tra loro solo per la modalità esecutiva dei preconsolidamenti al fronte e in chiave: infatti per le zone a coperture basse, indicativamente < 10 m, l'intervento di consolidamento in jet-grouting viene eseguito dall'alto (sezione tipo C), altrove i consolidamenti vengono eseguiti in avanzamento dalla galleria (sezione tipo C1a).

Verifiche geotecniche e strutturali

Sono state verificate le sezioni tipo proposte per tratte omogenee lungo il tracciato. Le sezioni analizzate sono rappresentative di tutti i tratti interessati dalle medesime sezioni.

Il calcolo ha interessato la stabilità del fronte, metodo Tamez, e del cavo, metodo agli elementi finiti con codice di calcolo Phase 2D.

Tutte le sezioni risultano verificate per le coperture e le condizioni geotecniche esaminate.

Gli interventi di preconsolidamento proposti risultano necessari per garantire la stabilità di fronte e chiave e per contenere la plasticizzazione dell'ammasso intorno al cavo e le sollecitazioni sui rivestimenti.

Il rivestimento di prima fase e quello definitivo sono stati oggetto di verifiche strutturali durante l'avanzamento e a lungo termine. In tutti i casi gli elementi strutturali proposti risultano verificati.

Armature

Entrambe le sezioni tipo C e C1a saranno interamente armate.

Condizione idrogeologica

La galleria interessa per tutto il suo sviluppo un ammasso detritico a medio-alta permeabilità, nel quale dai dati disponibili la falda si colloca al di sotto del piano di scavo, a meno di possibili e limitate falde sospese. Per queste ragioni è da escludere qualsiasi interazione significativa della falda con la galleria sia in fase di scavo, sia nel lungo termine dal momento che la sezione verrà completamente impermeabilizzata.

Monitoraggio in corso d'opera

Nel corso dell'avanzamento del fronte di scavo, è prevista l'esecuzione sistematica di rilievi al fronte di scavo e l'installazione di stazioni di convergenza per il controllo degli spostamenti al cavo. In corrispondenza di alcune sezioni a diverse coperture sono inoltre previste stazioni di controllo, costituite da un monitoraggio estensimetrico, estrusimetrico e delle sollecitazioni agenti nei rivestimenti, che completano il quadro conoscitivo della risposta tenso-deformativa dell'ammasso allo scavo.