

# AUTOSTRADA VALDASTICO

## A31 NORD

### 1° LOTTO

### Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

## PROGETTO DEFINITIVO

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

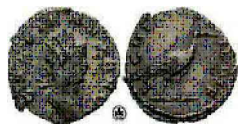
#### COMMITTENTE



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 PROVAZIONI SPECIALISTICHE:  
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renso



PROGETTAZIONE:

**ROCKSOIL** S.p.A.

Il Responsabile  
Dott. Ing. Giovanni Cassani



ELABORATO: **OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
**OPERE IN SOTTERANEO**  
**GALLERIA PEDESCALA**  
**GALLERIE NATURALI - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

Progressivo Rev.  
**07 02 05 001 02**

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA: --
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	NOME FILE: J16L1_07_02_05_001_0101_OPD_02.doc
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	CM. PROGR. FG. LIV. REV. J16L1_07_02_05_001_0101_OPD_02
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	

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

*Committente:*



*Progettazione:*

CONSORZIO RAETIA



**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE TECNICA

Opere in sotterraneo

Galleria Pedescaia

Gallerie naturali – Relazione Tecnica e di calcolo

## I N D I C E

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>10</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO</b>	<b>12</b>
3.1	Inquadramento geologico-ideogeologico	12
3.2	Descrizione del profilo geomeccanico	13
3.3	Esame delle prove geotecniche e parametri di riferimento	15
<b>4</b>	<b>ANALISI DELLE PROBLEMATICHE DI SCAVO</b>	<b>18</b>
4.1	Analisi del contesto di intervento e delle problematiche esecutive	18
4.2	Scelta delle sezioni tipo di scavo: specifiche tecniche	18
4.2.1	<i>Sezione Ab1</i>	19
4.2.2	<i>Sezione Ab2</i>	22
4.2.3	<i>Sezione Ac</i>	24
4.2.4	<i>Sezione B0</i>	26
4.2.5	<i>Sezione B0V</i>	28
4.2.6	<i>Sezione B2V</i>	30
4.2.7	<i>Sezione C2V</i>	32
4.2.8	<i>Sezione C1b</i>	34
4.2.9	<i>Sezione C1b*</i>	36
<b>5</b>	<b>INDAGINI ED INTERVENTI INTEGRATIVI IN CORSO D’OPERA</b>	<b>38</b>
5.1	<b>SOLUZIONI PROGETTUALI, ASPETTI GENERALI</b>	<b>38</b>
<b>6</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ADOTTATI</b>	<b>49</b>
<b>7</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE SECONDO D.M. 14/01/2008</b>	<b>51</b>
<b>8</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA DEI RIVESTIMENTI</b>	<b>54</b>
8.1	<b>CRITERI DI VERIFICA PER GLI SLE</b>	<b>54</b>
8.1.1	<i>Verifica a Pressoflessione</i>	54
8.1.2	<i>Verifica a Fessurazione</i>	55
	Stato limite di apertura delle fessure	56
8.2	<b>CRITERI DI VERIFICA PER GLI SLU</b>	<b>57</b>
8.2.1	<i>Verifica a Pressoflessione</i>	58
8.2.2	<i>Verifica al Taglio</i>	58
<b>9</b>	<b>DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI</b>	<b>61</b>
9.1	<b>Metodo delle curve caratteristiche</b>	<b>61</b>
9.1.1	<i>Aspetti generali</i>	61
9.1.2	<i>Consolidamento del fronte di scavo</i>	65

9.1.3	<i>Consolidamento al contorno</i>	66
<b>9.2</b>	<b>Analisi numeriche bidimensionali con FLAC 8.0</b>	<b>67</b>
9.2.1	<i>Analisi alle differenze finite</i>	67
9.2.2	<i>Leggi di comportamento e parametri del materiale</i>	68
<b>9.3</b>	<b>Analisi di stabilità del fronte di scavo</b>	<b>69</b>
9.3.1	<i>Metodo di Tamez &amp; Cornejo (1997)</i>	69
9.3.2	<i>Metodo di Broms e Bennermark (1967)</i>	71
9.3.3	<i>Metodo del tasso di deconfinamento critico <math>\lambda_E</math> (Panet, 1990)</i>	73
<b>10</b>	<b>PREVISIONE SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMSSI ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)</b>	<b>74</b>
<b>10.1</b>	<b>Calcolo e determinazione delle categorie di comportamento allo scavo</b>	<b>76</b>
10.1.1	<i>Stabilità del fronte di scavo</i>	76
10.1.2	<i>Metodo delle Linee Caratteristiche</i>	80
<b>11</b>	<b>INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO E ANALISI DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO (FASE DI TERAPIA)</b>	<b>85</b>
<b>11.1</b>	<b>Premessa</b>	<b>85</b>
<b>11.2</b>	<b>Verifiche di stabilità del fronte con metodi analitici</b>	<b>85</b>
<b>11.3</b>	<b>Verifiche con il metodo delle curve caratteristiche</b>	<b>86</b>
<b>11.4</b>	<b>Modelli numerici di calcolo: Ipotesi di base</b>	<b>88</b>
<b>11.5</b>	<b>Descrizione dei modelli di calcolo</b>	<b>88</b>
<b>11.6</b>	<b>Modello geotecnico del sottosuolo e parametri geotecnici</b>	<b>92</b>
<b>11.7</b>	<b>Simulazione delle fasi di scavo</b>	<b>93</b>
<b>11.8</b>	<b>CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</b>	<b>98</b>
<b>12</b>	<b>RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE</b>	<b>99</b>
<b>12.1</b>	<b>Prerivestimento - verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)</b>	<b>100</b>
<b>12.2</b>	<b>Prerivestimento - verifiche agli stati limite ultimi (SLU)</b>	<b>101</b>
12.2.1	<i>Verifiche a Pressoflessione</i>	101
12.2.2	<i>Verifiche a taglio</i>	104
<b>12.3</b>	<b>Rivestimento definitivo - verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)</b>	<b>105</b>
<b>12.4</b>	<b>Rivestimento definitivo - verifiche agli stati limite ultimi (SLU)</b>	<b>108</b>
12.4.1	<i>Verifiche a Pressoflessione</i>	108
12.4.2	<i>Verifiche a Taglio</i>	115
<b>13</b>	<b>ANALISI SISMICA</b>	<b>118</b>
<b>13.1</b>	<b>SOLUZIONI PER LA VERIFICA SISMICA DELLE GALLERIE</b>	<b>118</b>
13.1.1	<i>RISPOSTA DELLA GALLERIA A DEFORMAZIONI IN DIREZIONE LONGITUDINALE</i>	119
13.1.2	<i>RISPOSTA DELLA GALLERIA A DEFORMAZIONI IN DIREZIONE TRASVERSALE</i>	123



<b>13.2</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI</b>	<b>126</b>
13.2.1	<i>Direzione trasversale</i>	127
13.2.1	<i>Direzione longitudinale</i>	133
<b>14</b>	<b>VERIFICA AL FUOCO</b>	<b>136</b>
14.1	Software di calcolo	137
14.2	Schematizzazione del problema	138
14.3	Proprietà termiche dei materiali	141
14.4	Output del programma	145
14.5	Verifica strutturale	146
<b>15</b>	<b>ANALISI DI STABILITÀ DEI CUNEI ROCCIOSI</b>	<b>148</b>
15.1	Caratteristiche geomeccaniche delle discontinuità	148
15.2	Analisi dei tetraedri instabili	150
15.3	Analisi di stabilità del fronte di scavo	169
<b>16</b>	<b>ALLEGATI FLAC</b>	<b>185</b>
16.1	SEZIONE 1	185
16.2	SEZIONE 2	207
16.3	SEZIONE 3	234

### Indice delle tabelle

Tabella 1 - coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni per gli SLE.....	54
Tabella 2 - coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno .....	54
Tabella 3 - Relazione fra il numero di stabilità e le deformazioni attese .....	72
Tabella 4 - Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di diagnosi.....	77
Tabella 5 - Riepilogo analisi Broms & Bennermark e Panet in fase di diagnosi.....	78
Tabella 6: Fase di diagnosi: metodo delle linee caratteristiche .....	83
Tabella 7: Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di terapia.....	86
Tabella 8: Fase di terapia: priverimenti .....	86
Tabella 9: Fase di terapia: consolidamenti al fronte .....	87
Tabella 10: Fase di terapia: consolidamenti al contorno.....	87
Tabella 11: Fase di terapia: distanze getti .....	87
Tabella 12: Riassunto analisi linee caratteristiche.....	87
Tabella 13: Sezioni di calcolo .....	88
Tabella 14 - Parametri geotecnici di calcolo.....	93
Tabella 15 - Principali fasi della modellazione numerica.....	93

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

---

Tabella 16: Prerivestimenti.....	99
Tabella 17: Rivestimenti definitivi .....	99
Tabella 18: Campo di spostamenti – Sez 1 .....	99
Tabella 19: Campo di spostamenti – Sez 2 .....	100
Tabella 20: Campo di spostamenti – Sez 3 .....	100
Tabella 21: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 .....	100
Tabella 22: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 .....	100
Tabella 23: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 .....	101
Tabella 24: Verifica a taglio SLU – Sezione 1 .....	104
Tabella 25: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 .....	105
Tabella 26: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 .....	105
Tabella 27: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 - Step 5.....	106
Tabella 28: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 - Step 6.....	106
Tabella 29: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 5.....	107
Tabella 30: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 6.....	107
Tabella 31: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 7.....	107
Tabella 32: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - Step 5.....	108
Tabella 33: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - Step 6.....	108
Tabella 34 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 5 .....	109
Tabella 35 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 6 .....	110
Tabella 36 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 7 .....	111
Tabella 37 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 5 .....	112
Tabella 38 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 6 .....	114
Tabella 39: Verifica a taglio – Sezione 1 - Step 5 .....	115
Tabella 40: Verifica a taglio – Sezione 1 - Step 6 .....	115
Tabella 41: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 5 .....	116
Tabella 42: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 6 .....	116
Tabella 43: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 7 .....	116
Tabella 44: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - Step 5 .....	117
Tabella 45: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - Step 6 .....	117
Tabella 46 – Parametri sismici – sezione tipo 1.....	128
Tabella 47 – Parametri a quota galleria – Sezione 1 .....	128
Tabella 48 – Parametri sismici – sezione tipo 2.....	129
Tabella 49 – Parametri a quota galleria – Sezione 2 .....	129
Tabella 50 – Parametri sismici – sezione tipo 3.....	130

Tabella 51 – Parametri a quota galleria – Sezione 3 .....	130
Tabella 52 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1 .....	131
Tabella 53 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2 .....	132
Tabella 54 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3 .....	132
Tabella 55 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1 .....	133
Tabella 56 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2 .....	134
Tabella 57 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3 .....	135
Tabella 58: Sezioni di analisi e carichi a metro di galleria .....	138
Tabella 59 – Analisi al fuoco – Modello 2 .....	147
Tabella 60 – Analisi al fuoco – Modello 2 .....	147

### Indice delle figure

<b>Figura 1 - Sezione tipo Ab1 .....</b>	<b>20</b>
<b>Figura 2 - Sezione tipo Ab1 (profilo longitudinale) .....</b>	<b>21</b>
<b>Figura 3 - Sezione tipo Ab2 .....</b>	<b>22</b>
<b>Figura 4 - Sezione tipo Ab2 (profilo longitudinale) .....</b>	<b>23</b>
<b>Figura 5 - Sezione tipo Ac .....</b>	<b>24</b>
<b>Figura 6 - Sezione tipo Ac (profilo longitudinale) .....</b>	<b>25</b>
<b>Figura 7 - Sezione tipo B0 .....</b>	<b>26</b>
<b>Figura 8 - Sezione tipo B0 (profilo longitudinale) .....</b>	<b>27</b>
<b>Figura 9 - Sezione tipo B0V .....</b>	<b>28</b>
<b>Figura 10 - Sezione tipo B0V (profilo longitudinale) .....</b>	<b>29</b>
<b>Figura 11 - Sezione tipo B2V .....</b>	<b>30</b>
<b>Figura 12 - Sezione tipo B2V (profilo longitudinale) .....</b>	<b>31</b>
<b>Figura 13 - Sezione tipo C2V .....</b>	<b>32</b>
<b>Figura 14 - Sezione tipo C2V (profilo longitudinale) .....</b>	<b>33</b>
<b>Figura 15 - Sezione tipo C1b .....</b>	<b>34</b>
<b>Figura 16 - Sezione tipo C1b (profilo longitudinale) .....</b>	<b>35</b>
<b>Figura 17 - Sezione tipo C1b* .....</b>	<b>36</b>
<b>Figura 18 - Sezione tipo C1b* (profilo longitudinale) .....</b>	<b>37</b>
<b>Figura 19 - Perforazioni in avanzamento. Schema in sezione trasversale .....</b>	<b>38</b>
<b>Figura 20 - Perforazioni in avanzamento. Schema posizionamento fori – planimetria .....</b>	<b>39</b>
<b>Figura 21 - Indagini sismiche in avanzamento. Schema in sezione trasversale .....</b>	<b>39</b>
<b>Figura 22 - Indagini sismiche in avanzamento. Schema in planimetria .....</b>	<b>40</b>
<b>Figura 23 - Iniezioni di impermeabilizzazione in avanzamento. Schema in sezione longitudinale .....</b>	<b>40</b>

Figura 24 - Iniezioni di impermeabilizzazione in avanzamento. Schema in sez. trasversale al fronte .....	41
Figura 25 - Iniezioni di riempimento cavità carsiche in avanzamento. Schema in sezione longitudinale.....	42
Figura 26 - Impermeabilizzazione TIPO 1 -Schema planimetrico smaltimento acque bianche .....	43
Figura 27 - Impermeabilizzazione e drenaggio TIPO 1 .....	44
Figura 28 - Impermeabilizzazione TIPO 2 -Schema planimetrico smaltimento acque bianche .....	45
Figura 29 - Impermeabilizzazione e drenaggio TIPO 2 .....	46
Figura 30 - Schermi di Impermeabilizzazione radiali (Vista in sezione trasversale e in pianta) .....	46
Figura 31 - Progressivo di confinamento del bordo di scavo per simulare l'avanzamento della galleria .....	63
Figura 32 - Curve caratteristiche.....	63
Figura 33 - Fasi di computazione del codice di calcolo FLAC .....	68
Figura 34 - Criterio di rottura di Mohr-Coulomb nello spazio delle tensioni .....	69
Figura 35 – Schema proposto da Tamez.....	70
Figura 36 – Schema del metodo di Tamez.....	71
Figura 37 – Griglia di calcolo “Sezione 1” .....	89
Figura 38 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 1” .....	89
Figura 39 – Griglia di calcolo “Sezione 2” .....	90
Figura 40 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 2” .....	90
Figura 41 – Griglia di calcolo “Sezione 3” .....	91
Figura 42 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 3” .....	91
Figura 43 – Output GV4 – Calcolo 1 – Sezione Ac .....	95
Figura 44 – Output GV4 – Calcolo 2 – Sezione B2V .....	96
Figura 45 – Output GV4 – Calcolo 3 – Sezione B0V .....	97
Figura 46 – Tipi di deformazione in condizioni sismiche (Owen e Scholl, 1981).....	119
Figura 47 – Interazione fra onda armonica semplice e galleria (Wang, 1993).....	120
Figura 48 – Deformazione distorsionale in condizioni di free-field nel caso di terreno indisturbato (Wang, 1993).....	123
Figura 49 – Convenzione dei segni utilizzata nelle formule di Penzien (2000) .....	125
Figura 50 – Ovalizzazione della galleria.....	126
Figura 51 – Sezione di calcolo – Modello 2 .....	139
Figura 52 – Sezione di calcolo – Modello 3 .....	139
Figura 53 – Mesh di calcolo –Modello 2.....	140
Figura 54 – Mesh di calcolo –Modello 3.....	140
Figura 55 – Conduttività termica del calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.4 – fig.3.7) .....	141
Figura 56 – Calore specifico per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.3.2 – fig.3.6a) .....	142

Figura 57 –Fattore di riduzione del valore di resistenza $f_{ck}$ per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.4.2.4.2 – fig.4.1) .....	142
Figura 58 –Fattore di riduzione del valore di $\epsilon_{c1}$ per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1) .....	143
Figura 59 – Fattore di riduzione del valore di $\epsilon_{cu}$ per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1) .....	143
Figura 60 – 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) .....	144
Figura 61 – 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) .....	144
Figura 62 – Analisi termica – Modello 2 .....	145
Figura 63 – Analisi termica – Modello 3 .....	146
Figura 64 – Diagnosi – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200 .....	154
Figura 65 – Terapia – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200 .....	155
Figura 66 – Diagnosi e terapia – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200 .....	156
Figura 67 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1 .....	157
Figura 68 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1 .....	158
Figura 69 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1 .....	159
Figura 70 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2 .....	160
Figura 71 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2 .....	161
Figura 72 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2 .....	162
Figura 73 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3 .....	163
Figura 74 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3 .....	164
Figura 75 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3 .....	165
Figura 76 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4 .....	166
Figura 77 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4 .....	167
Figura 78 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4 .....	168
Figura 79 – Diagnosi – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200 .....	170
Figura 80 – Terapia – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200 .....	171
Figura 81 – Diagnosi e terapia – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200 .....	172
Figura 82 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1 .....	173
Figura 83 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1 .....	174
Figura 84 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1 .....	175
Figura 85 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2 .....	176
Figura 86 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2 .....	177
Figura 87 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2 .....	178
Figura 88 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3 .....	179

<b>Figura 89 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3</b> .....	180
<b>Figura 90 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3</b> .....	181
<b>Figura 91 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4</b> .....	182
<b>Figura 92 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4</b> .....	183
<b>Figura 93 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4</b> .....	184

## **1 INTRODUZIONE**

La presente relazione ha per oggetto la galleria autostradale Pedescala, il cui scavo è previsto in tradizionale, nell’ambito del Progetto Definitivo dell’Autostrada A 31 Nord Trento Rovigo – Tronco Trento - Valdastico – Piovene Rocchette.

Due sono gli scopi principali della presente relazione:

- Il primo scopo è quello di analizzare le problematiche relative all’avanzamento dello scavo con particolare riferimento alle condizioni di stabilità del fronte di scavo e agli eventuali interventi necessari al fronte e al contorno.
- Il secondo scopo è quello di riportare le principali verifiche statiche eseguite per il dimensionamento dei rivestimenti provvisori e definitivi della galleria: vengono prese in considerazione le condizioni più gravose, in corrispondenza delle massime coperture, al fine di verificare la stabilità a lungo termine del complesso terreno – struttura.

Per quanto concerne le condizioni geomeccaniche delle diverse formazioni geologiche interessate dallo scavo delle gallerie in oggetto, si rimanda all’apposita relazione geomeccanica e ai profili geomeccanici. Considerando la lunghezza ridotta della galleria, si è optato per lo scavo in tradizionale; sulla base delle condizioni geomeccaniche e delle analisi e verifiche riportate nella presente relazione di calcolo, verrà analizzata la scelta della sezioni tipo di avanzamento che si intende adottare.

In fase conoscitiva sono stati definiti i tratti a comportamento geotecnico omogeneo. In fase di analisi del comportamento dell’ammasso allo scavo sono state individuate, in relazione al modello geotecnico scelto, le categorie a cui appartengono le sezioni analizzate, avendo esaminato la possibilità di sviluppo di zone plastiche al contorno del cavo e/o al fronte di scavo, l’entità delle deformazioni, le potenziali instabilità del cavo e del fronte, le possibili condizioni difficili connesse alla presenza o all’afflusso di acqua e i possibili danni all’ambiente quali ad esempio lo sviluppo di cedimenti/subsidenze in superficie, l’impatto sulle preesistenze, l’influenza sulle condizioni idrogeologiche.

Con particolare riferimento all’approccio ADECO-RS e alla individuazione delle tre diverse categorie di comportamento, per la categoria A si opererà per un avanzamento con sostegni al contorno leggeri, come le chiodature radiali, fermo restando che le condizioni idrauliche lo consentano; per la categoria C si dovrà prevedere un avanzamento con importanti interventi di contenimento al fronte e al contorno; per la categoria B si opererà per un adeguato sostegno del fronte e un equilibrato controllo delle deformazioni al contorno.

## **2   NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le verifiche statiche degli interventi, la redazione della presente relazione e degli elaborati tecnici allegati sono state effettuate nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n.29 – Suppl. Ordinario n.30 – del 4 febbraio 2008);
- EC2\_UNI-ENV-1992: “Progettazione Strutture in c.a.”;
- EC3\_UNI-ENV-1993: “Progettazione delle strutture in acciaio”;
- EC7\_UNI-ENV-1997: “Progettazione geotecnica”;
- EC8\_UNI-ENV-1998: “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”;
- Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce, Raccomandazioni AGI-AICAP, AGI, Roma, 2012;
- UNI-EN 1537, Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio;
- Circolare 617 – 2/2/2009.



### **3 BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO**

#### *3.1 Inquadramento geologico-ideogeologico*

Dalla pk 11+351 alla pk 13+114 circa è prevista la Galleria Pedescala.

- *(tratto da pk 11+351 a pk 11+376 ca. in galleria Artificiale)*
- *(tratto da pk 11+376 a pk 13+098 circa, in galleria Naturale)*
- *(tratto da pk 13+098 a pk 13+114 in galleria Artificiale).*

La realizzazione della Galleria Naturale Pedescala è prevista mediante sistema di scavo in tradizionale.

Le coperture per la Galleria Pedescala sono comprese tra un minimo di 4÷5m circa nelle zone di imbocco, fino ad un massimo di 370m nel tratto centrale.

In corrispondenza della zona di imbocco Sud della Galleria Pedescala i rilievi in sito, i sondaggi e le indagini sismiche hanno individuato la presenza di una coltre detritica che, secondo le ricostruzioni eseguite, andrebbe ad interessare anche i primi tratti in galleria naturale.

Una importante criticità della Galleria Pedescala, sia dal punto di vista geomeccanico sia idrogeologico, è ascrivibile alla presenza di un sistema di faglie “principali” sub parallele alla galleria, (faglie trascorrenti orientate circa NO-SE), che interseca la stessa per lunghe porzioni del tratto centrale, come indicato nei profili geomeccanici (tratte in canna Nord comprese tra le pk 11+900 e pk 12+150 e tra le pk 12+300 e pk 12+700 circa).

Le faglie, classificate come “secondarie”, intersecano il tracciato intorno alle pk 11+700 e pk 12+850 circa.

Un ulteriore aspetto emerso dall’analisi dei fattori di rischio è correlabile al sottoattraversamento della strada S.P. del Piovan in condizioni di ridotta copertura (20-25m circa) in prossimità della zona di imbocco Sud, ove sono presenti coltri detritiche che interessano la sagoma di scavo.

### 3.2 *Descrizione del profilo geomeccanico*

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati rinvenuti fundamentalmente rocce sedimentarie (dolomia principale e calcari grigi) da mediamente ad intensamente fratturate.

La caratterizzazione geotecnica / geomeccanica ha tenuto dell'analisi delle seguenti indagini:

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove di permeabilità Lefranc e Lugeon in foro;
- prove dilatometriche in foro con dilatometro da roccia;
- prove di laboratorio su provini di roccia prelevati nei fori di sondaggio;
- stendimenti di sismica a rifrazione;
- rilievi geostrutturali su alcuni affioramenti rocciosi rappresentativi.

A livello generale, dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica e geomeccanica si distinguono tre tipologie di materiale:

- materiali a grana medio-fine (elementi lapidei in matrice sabbioso-ghiaiosa);
- rocce sedimentarie (dolomia principale)

Nel seguito si fornisce una sommaria descrizione dei gruppi geomeccanici individuati:

#### **Gruppo geomeccanico 1A**

L'ammasso presenta buone proprietà geomeccaniche. L'RQD è mediamente maggiore del 60-75%; si individuano chiaramente la superficie di strato regolarmente spaziata ed almeno due differenti sistemi di discontinuità principali. Le superfici dei giunti sono prive di alterazione e la circolazione idrica è scarsa o assente.

#### **Gruppo geomeccanico 1B**

L'ammasso presenta da buone a medie proprietà geomeccaniche. L'RQD è mediamente maggiore del 50-60%; si individua sempre la superficie di strato regolarmente spaziata. Le superfici dei giunti sono in genere prive di alterazione e la circolazione idrica è scarsa o assente.

### **Gruppo geomeccanico 2A**

L'ammasso mostra discrete proprietà geomeccaniche. L'RQD presenta valori medi di 30-40%; la superficie di strato ed i sistemi di discontinuità sono fratturati, mediamente alterati, la circolazione idrica è scarsa o assente.

### **Gruppo geomeccanico 2B**

L'ammasso mostra da discrete a scadenti proprietà geomeccaniche. L'RQD presenta valori medi di 10-25%; la superficie di strato ed i sistemi di discontinuità sono molto fratturati e alterati, la circolazione idrica è scarsa o assente.

### **Gruppo geomeccanico 3A**

L'ammasso mostra scadenti proprietà geomeccaniche. L'RQD presenta valori medi di 5-10%; la superficie di strato ed i sistemi di discontinuità sono intensamente fratturati e alterati, la circolazione idrica è scarsa o assente.

L'ammasso che ricade in questo gruppo appartiene a zone particolarmente fratturate e/o tettonizzate o alterate e mostra proprietà geomeccaniche da scadenti a molto scadenti.

### **Gruppo geomeccanico 3B**

L'ammasso mostra da scadenti a pessime proprietà geomeccaniche. L'RQD presenta valori dello 0%; la superficie di strato ed i sistemi di discontinuità sono intensamente fratturati e alterati, la circolazione idrica è scarsa o assente.

L'ammasso che ricade in questo gruppo appartiene a zone particolarmente fratturate e/o tettonizzate o alterate e mostra proprietà geomeccaniche da scadenti a molto scadenti.

In sintesi:

- I Gruppi 3A e 3B possono essere considerati rappresentativi del comportamento dell'ammasso roccioso delle zone a bassa copertura o in corrispondenza di importanti strutture geologiche (es. faglie, nuclei di pieghe, sovrascorrimenti, ecc.);
- i Gruppi 1A ed 1B, al contrario, possono essere considerati rappresentativi delle condizioni migliori d'ammasso roccioso;
- infine i Gruppi 2A e 2B possono essere considerati rappresentativi delle caratteristiche medie dell'ammasso roccioso.

### 3.3 Esame delle prove geotecniche e parametri di riferimento

Per la determinazione dei parametri di resistenza d’ammasso è stato seguito un criterio di confronto e incrocio dei valori ottenuti, secondo le seguenti procedure:

- determinazione per via sperimentale delle curve di resistenza intrinseca dei materiali rocciosi, attraverso l’interpretazione delle prove geomeccaniche di laboratorio;
- determinazione delle caratteristiche strutturali dell’ammasso roccioso attraverso il calcolo dell’indice GSI (Geological Strength Index);
- declassamento delle caratteristiche della matrice attraverso l’indice GSI e determinazione dei parametri d’ammasso.

L’elaborazione è stata eseguita mediante il software “Roclab”, versione 1.031 di Rocscience, tenendo conto dei dati ricavati dai rilievi geostretturali, dall’esame delle carote dei sondaggi e delle prove di laboratorio realizzate sui campioni estratti nel corso dei sondaggi.

Di seguito si riporta la sintesi dei valori ottenuti mediante l’elaborazione con il criterio di Hoek & Brown:

Hoek-Brown classification			
$\sigma_{ci_k}$ [MPa]	GSI	$m_{i_k}$	$E_{i_k}$ [MPa]
88,814	55-65	13,542	50000

**GRUPPO 1A**

Hoek-Brown criterion			Rock Mass Parameters			
mb	s	a	$\sigma_t$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{cm}$ [MPa]	$E_m$ [MPa]
3,245	0,0117	0,503	-0,321	9,504	22,21	26000

Mohr-Coulomb Law									
Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]
1,078	62,71	1,565	54,36	2,322	48,27	3,031	44,5	3,657	41,92

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

Hoek-Brown classification			
$\sigma_{ci_k}$ [MPa]	GSI	$m_{i_k}$	$E_{i_k}$ [MPa]
88,814	45-55	13,542	50000

**GRUPPO 1B**

Hoek-Brown criterion			Rock Mass Parameters			
mb	s	a	$\sigma_t$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{cm}$ [MPa]	$E_m$ [MPa]
2,271	0,0039	0,506	-0,151	5,349	17,9	15359,3

Mohr-Coulomb Law									
Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]
0,616	62,1	1,132	52,18	1,844	45,62	2,489	41,7	3,05	39,06

Hoek-Brown classification			
$\sigma_{ci_k}$ [MPa]	GSI	$m_{i_k}$	$E_{i_k}$ [MPa]
88,814	40-45	13,542	50000

**GRUPPO 2A**

Hoek-Brown criterion			Rock Mass Parameters			
mb	s	a	$\sigma_t$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{cm}$ [MPa]	$E_m$ [MPa]
1,737	0,0017	0,51	-0,086	3,424	15,243	9462,8

Mohr-Coulomb Law									
Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]
0,427	61,05	0,93	50,21	1,589	43,43	2,175	39,46	2,682	36,82

Hoek-Brown classification			
$\sigma_{ci_k}$ [MPa]	GSI	$m_{i_k}$	$E_{i_k}$ [MPa]
88,814	35-40	13,542	50000

**GRUPPO 2B**

Hoek-Brown criterion			Rock Mass Parameters			
mb	s	a	$\sigma_t$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{cm}$ [MPa]	$E_m$ [MPa]
1,453	0,001	0,513	-0,059	2,511	13,639	6725,62

Mohr-Coulomb Law									
Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]
0,343	60,07	0,826	48,75	1,441	41,88	1,986	37,91	2,456	35,28

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

Hoek-Brown classification			
$\sigma_{ci_k}$ [MPa]	GSI	$mi_k$	$Ei_k$ [MPa]
88,814	25-35	13,542	50000

**GRUPPO 3A**

Hoek-Brown criterion			Rock Mass Parameters			
mb	s	a	$\sigma_t$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{cm}$ [MPa]	$E_{rm}$ [MPa]
1,112	0,0004	0,522	-0,033	1,528	11,384	4069,16

Mohr-Coulomb Law									
Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]
0,255	58,13	0,691	46,26	1,234	39,36	1,712	35,44	2,122	32,87

Hoek-Brown classification			
$\sigma_{ci_k}$ [MPa]	GSI	$mi_k$	$Ei_k$ [MPa]
88.814	20-25	13.542	50000

**GRUPPO 3B**

Hoek-Brown criterion			Rock Mass Parameters			
mb	s	a	$\sigma_t$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{cm}$ [MPa]	$E_{rm}$ [MPa]
0.85	0.0002	0.537	-0.019	0.872	9.216	2600.6

Mohr-Coulomb Law					
Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m	
$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]
0.191	55.47	0.565	43.31	1.025	36.52

## 4 ANALISI DELLE PROBLEMATICHE DI SCAVO

### 4.1 *Analisi del contesto di intervento e delle problematiche esecutive*

Analogamente alla g. Cogollo, anche in questo caso le criticità da affrontare con lo scavo riguardano sostanzialmente l’intercettazione di zone di faglia alle quali possono essere associati, oltre a scadenti caratteristiche geomeccaniche, anche rilevanti venute d’acqua, per le quali potranno essere previsti l’esecuzione di interventi d’impermeabilizzazione sia radiali che in avanzamento mediante apposite iniezioni, allo scopo di contenere l’impatto idrogeologico sul territorio. Inoltre, considerando la natura calcarea della formazione della Dolomia Principale, la stessa potrà essere interessata dalla presenza di cavità carsiche di varie dimensioni che dovranno essere opportunamente riempite preventivamente all’arrivo dello scavo mediante iniezioni in avanzamento. Allo scopo di individuare la posizione di tali criticità preventivamente all’arrivo dello scavo è stato progettualmente predisposto un articolato piano di indagini in avanzamento mediante prospezioni a distruzione e a carotaggio continuo ed indagini sismiche.

### 4.2 *Scelta delle sezioni tipo di scavo: specifiche tecniche*

Le sezioni di scavo proposte dovranno possedere i requisiti prestazionali tali da assicurare le condizioni di stabilità del fronte e del contorno di scavo ed il contestuale contenimento della risposta deformativa dell’ammasso. Le sezioni di scavo previste, progettate secondo l’approccio ADECO-RS, dovranno gestire sostanzialmente le seguenti tre condizioni geomeccaniche:

- 1) Zone d’imbocco. Lato sud in detrito si applica la sezione tipo C1b/C1b\* che prevede un preconsolidamento al fronte ed al contorno con jet-grouting sub-orizzontale. Lato nord in roccia alterata si applica la sezione tipo BOV che prevede al contorno un presostegno metallico iniettato mediante iniezioni selettive in pressione. Lo scavo è a piena sezione con mezzi meccanici. Il priverivestimento è centinato. I rivestimenti definitivi di calotta murette ed arco rovescio sono previsti in C.A.
- 2) Tratti in roccia compatta. Si applicano sezioni di scavo con scavo a piena sezione tramite esplosivo e priverivestimento bullonato (sezioni tipo Ab1 e Ab2) o centinato (sezioni tipo Ac). I rivestimenti definitivi di calotta murette ed arco rovescio sono previsti in cls.
- 3) Tratti in roccia fratturata/faglia. In funzione dell’entità della fratturazione si prevede un preconsolidamento al fronte in VTR ed al contorno con presostegno metallico ed iniezioni selettive in pressione (sezioni tipo C2V e B2V), il solo preconsolidamento del

contorno con presostegno metallico ed iniezioni selettive in pressione (sezione tipo BOV) o l’assenza di preconsolidamento (sezione tipo B0). Lo scavo è a piena sezione con mezzi meccanici. Il priverivestimento è centinato. I rivestimenti definitivi di calotta murette ed arco rovescio sono previsti in C.A.

Sono previsti 2 sistemi d’impermeabilizzazione, Tipo 1 e Tipo 2. Il Tipo 1, da applicarsi nelle tratte di roccia compatta poco permeabile, prevede il drenaggio e la raccolta delle acque sul tubo in muretta e si applica la dove non sono state riscontrate venute d’acqua significative in avanzamento e non vi è pertanto rischio di impatto idrogeologico. La sezione Tipo 2, da applicarsi nelle tratte fratturate e nelle zone di faglia più permeabili, dove si sono rinvenute venute d’acqua più significative, prevede l’impermeabilizzazione full-round con drenaggio impedito, allo scopo di limitare l’impatto idrogeologico. Sono previsti comunque tubi di raccolta acque con scarico impedito da valvole a tenuta, che si aprono solo al superamento di pressioni idrauliche significative ( $\geq 6-10$  bar), allo scopo di preservare l’integrità statica dei rivestimenti definitivi.

#### 4.2.1 Sezione Ab1

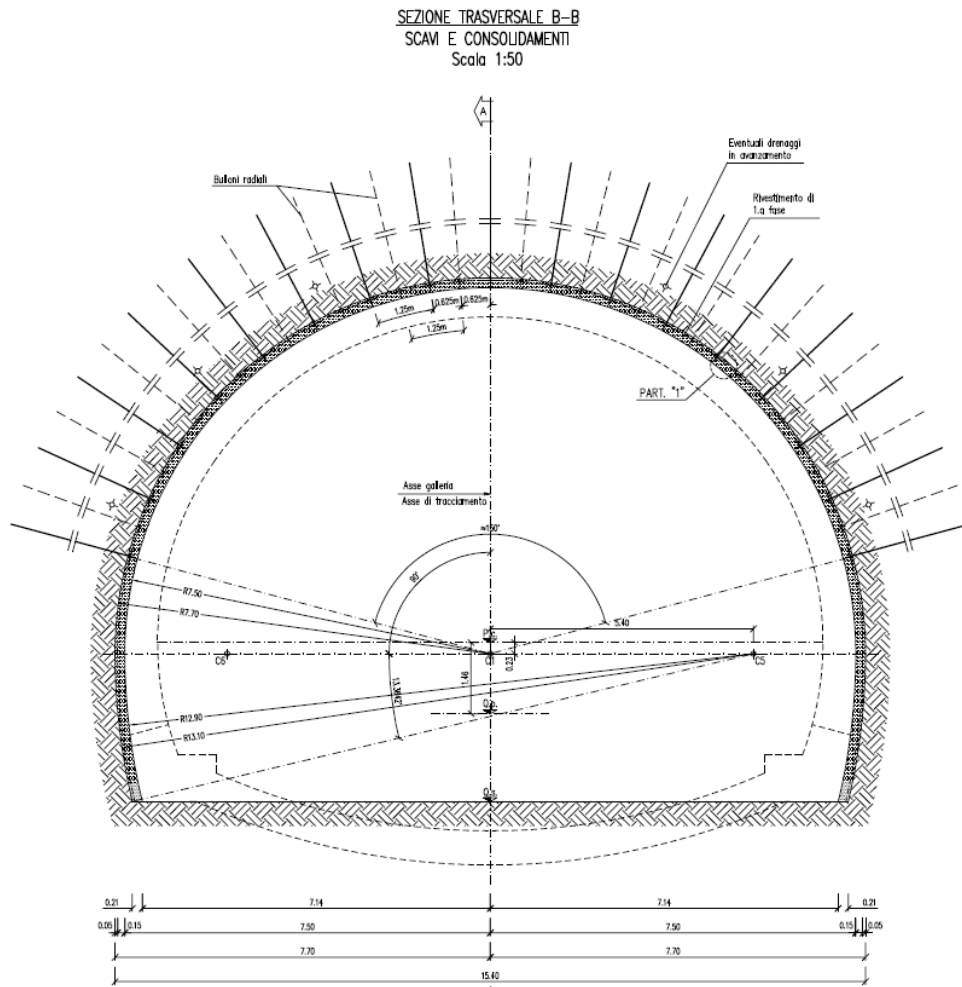
##### **Interventi previsti**

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno  $sp = 20$  cm;
- n° 16-17 chiodi radiiali tipo swellex  $L=6$ m, sfalsati e con maglia  $1.25$ m \*  $1.20$ m (longitudinale);
- murette e A.R. di spessore minimo  $0.70$  m, senza vincoli sulla distanza del getto dal fronte;
- calotta di spessore minimo pari a  $0.60$  m, senza vincoli sulla distanza del getto dal fronte;
- n° 6 drenaggi eventuali, di lunghezza  $L = 27.0$  m e sovr.= $9.0$ m, con i primi  $9$  m da bocca foro ciechi e i restanti  $18$  m microfessurati.



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



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

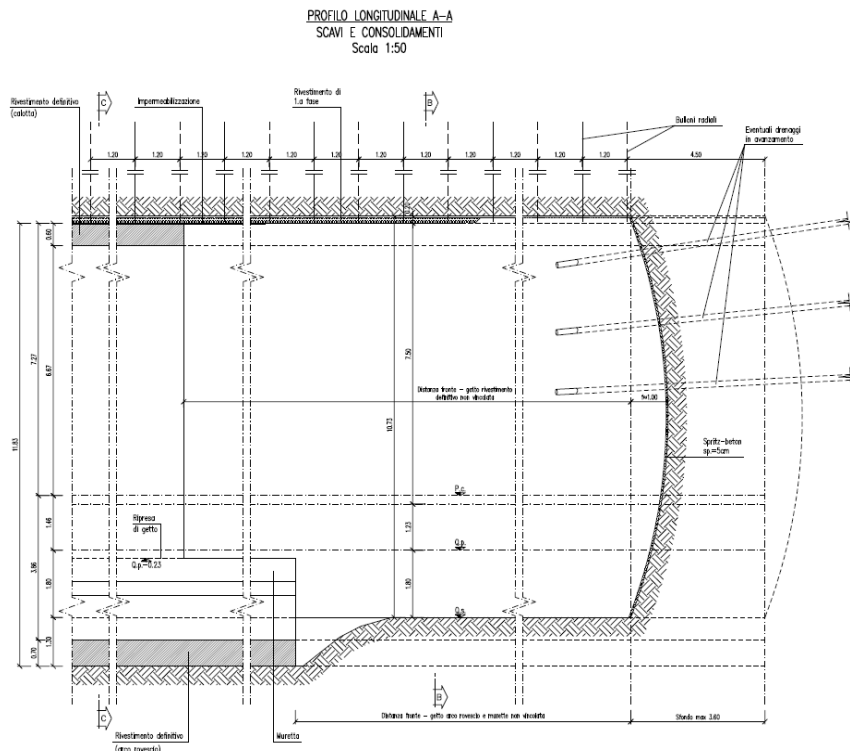


Figura 2 - Sezione tipo Ab1 (profilo longitudinale)

### Fasi esecutive

Dopo avere eseguito gli eventuali drenaggi in avanzamento, si procede allo scavo a piena sezione mediante esplosivo, con sfondi di profondità massima di 3.6 m. Al termine di ogni sfondo, il fronte dovrà essere sagomato a forma concava ( $f=1.0m$ ) e dovrà essere eseguito un accurato disgreggio al fronte ed al contorno di tutte le porzioni instabili. A seguire, prima di procedere al posizionamento della chiodatura radiale, dovrà essere messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di protezione al fronte ed al contorno pari ad almeno 5 cm circa.

Il reale spessore dello spritz-beton fibrorinforzato di protezione al fronte ed al contorno dovranno essere valutati in dettaglio dal preposto al fronte in funzione del contesto geomeccanico locale.

Dopo ogni sfondo, verrà messa in opera la chiodatura radiale e uno strato di spritz-beton fibrorinforzato  $sp = 15$  cm al contorno dello scavo.

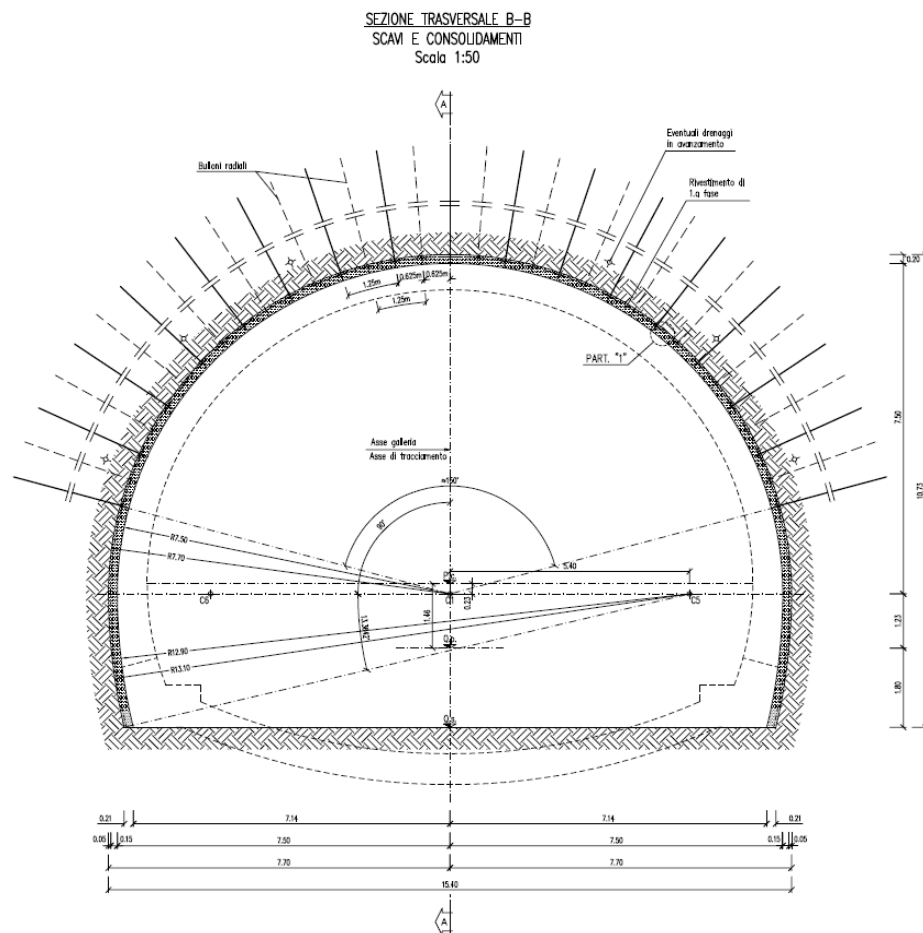
Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito senza vincoli sulla distanza massima dal fronte. Per ultimo verrà eseguito il getto della calotta, previa posa in opera dell'impermeabilizzazione.

#### 4.2.2 Sezione Ab2

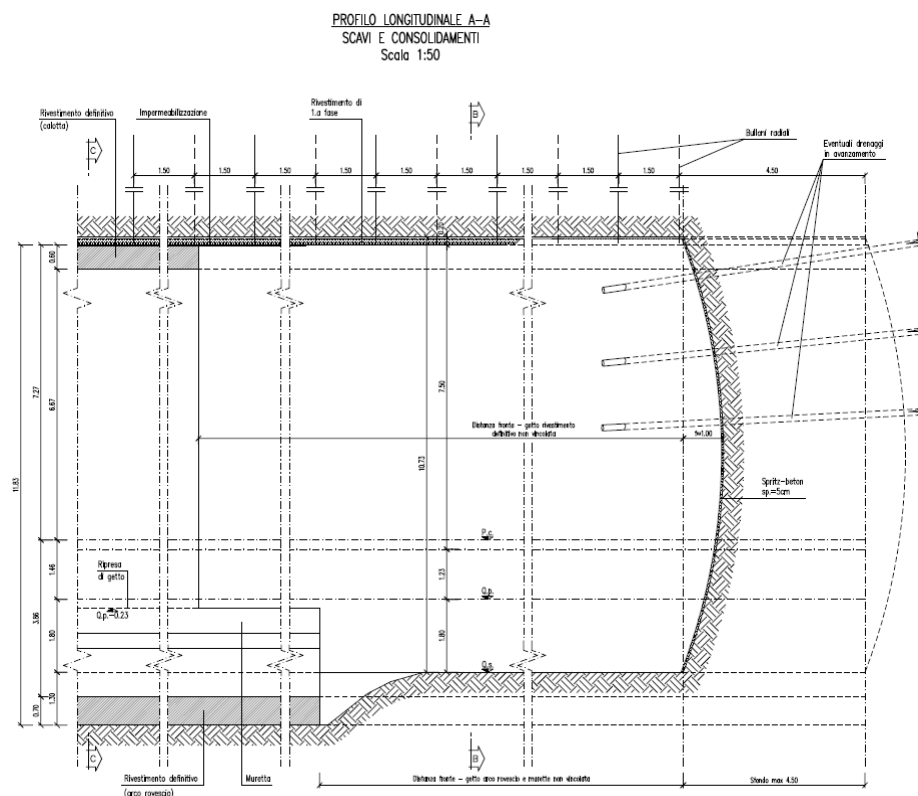
##### **Interventi previsti**

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno  $sp = 20$  cm;
- n° 16-17 chiodi radiali tipo swellex  $L=6m$ , sfalsati e con maglia  $1.25m * 1.50m$  (longitudinale);
- murette e A.R. di spessore minimo  $0.70$  m, senza vincoli sulla distanza del getto dal fronte;
- calotta di spessore minimo pari a  $0.60$  m, senza vincoli sulla distanza del getto dal fronte;
- n° 6 drenaggi eventuali, di lunghezza  $L = 27.0$  m e  $sovr.=9.0m$ , con i primi  $9$  m da bocca foro ciechi e i restanti  $18$  m microfessurati.



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



**Figura 4 - Sezione tipo Ab2 (profilo longitudinale)**

### **Fasi esecutive**

Dopo avere eseguito gli eventuali drenaggi in avanzamento, si procede allo scavo a piena sezione mediante esplosivo, con sfondi di profondità massima di 4.5 m. Al termine di ogni sfondo, il fronte dovrà essere sagomato a forma concava ( $f=1.0m$ ) e dovrà essere eseguito un accurato disgiungimento al fronte ed al contorno di tutte le porzioni instabili. A seguire, prima di procedere al posizionamento della chiodatura radiale, dovrà essere messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di protezione al fronte ed al contorno pari ad almeno 5 cm circa.

Il reale spessore dello spritz-beton fibrorinforzato di protezione al fronte ed al contorno dovranno essere valutati in dettaglio dal preposto al fronte in funzione del contesto geomeccanico locale.

Dopo ogni sfondo, verrà messa in opera la chiodatura radiale e uno strato di spritz-beton fibrorinforzato  $sp = 15$  cm al contorno dello scavo.

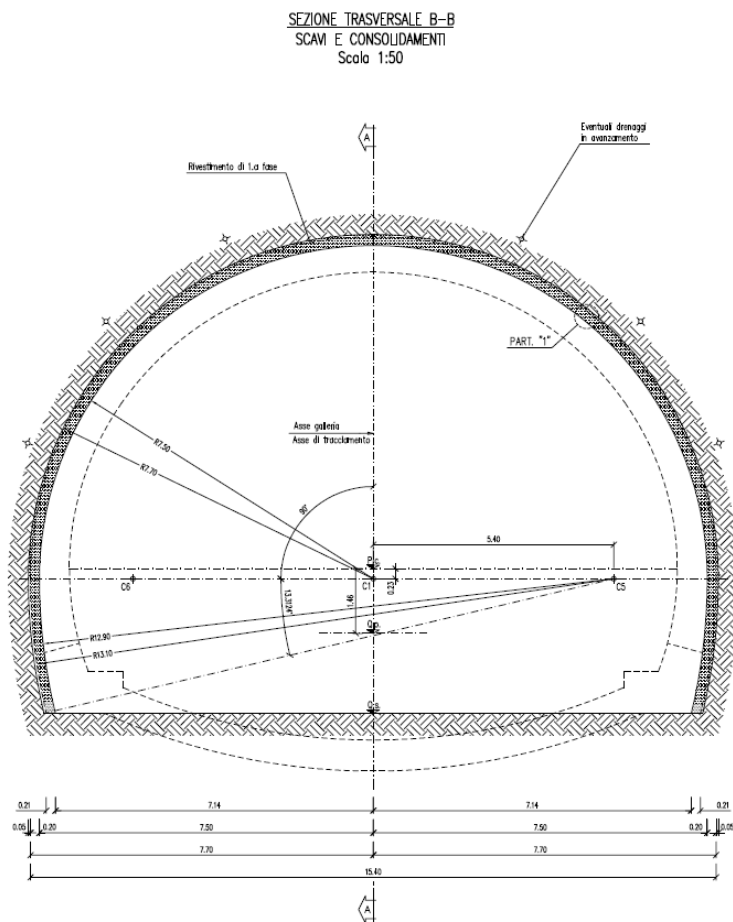
Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito senza vincoli sulla distanza massima dal fronte. Per ultimo verrà eseguito il getto della calotta, previa posa in opera dell'impermeabilizzazione.

### 4.2.3 Sezione Ac

#### **Interventi previsti**

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno  $sp = 25$  cm;
- centine 2IPN160/1.40 m;
- murette e A.R. di spessore minimo 0.70 m, senza vincoli sulla distanza del getto dal fronte;
- calotta di spessore minimo pari a 0.60 m, senza vincoli sulla distanza del getto dal fronte;
- n° 6 drenaggi eventuali, di lunghezza  $L = 27.0$  m e sovr.=9.0m, con i primi 9 m da bocca foro ciechi e i restanti 18 m microfessurati.



**Figura 5 - Sezione tipo Ac**

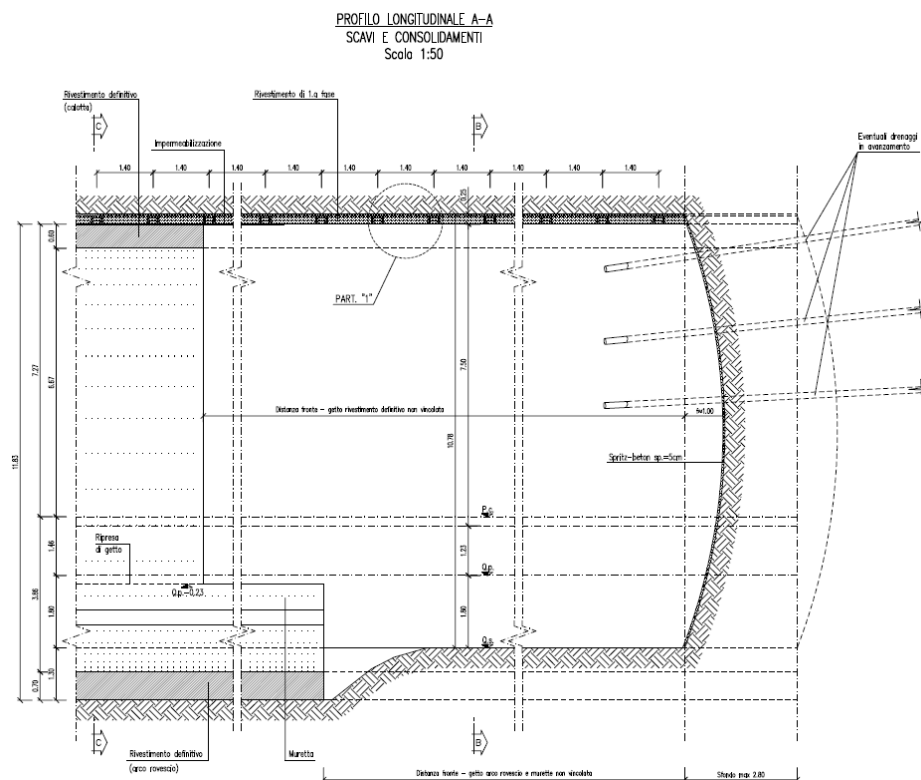


Figura 6 - Sezione tipo Ac (profilo longitudinale)

### Fasi esecutive

Dopo avere eseguito gli eventuali drenaggi in avanzamento, si procede allo scavo a piena sezione mediante esplosivo, con sfondi di profondità massima di 2.8 m. Al termine di ogni sfondo, il fronte dovrà essere sagomato a forma concava ( $f=1.0m$ ) e dovrà essere eseguito un accurato disgiungimento al fronte ed al contorno di tutte le porzioni instabili. A seguire, prima di procedere al posizionamento delle centine, dovrà essere messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di protezione al fronte ed al contorno pari ad almeno 5 cm circa.

Il reale spessore dello spritz-beton fibrorinforzato di protezione al fronte ed al contorno dovranno essere valutati in dettaglio dal preposto al fronte in funzione del contesto geomeccanico locale.

Dopo ogni sfondo, verranno messe in opera le centine e uno strato di spritz-beton fibrorinforzato  $sp = 20$  cm al contorno dello scavo.

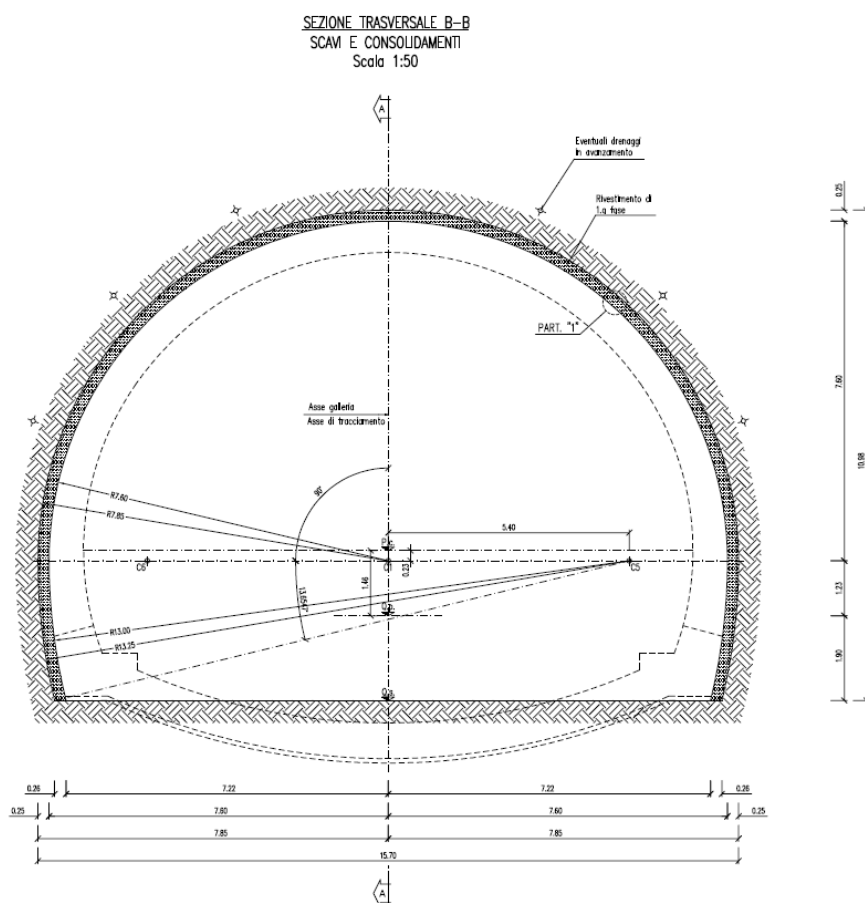
Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito senza vincoli sulla distanza massima dal fronte. Per ultimo verrà eseguito il getto della calotta, previa posa in opera dell'impermeabilizzazione.

#### 4.2.4 Sezione B0

##### **Interventi previsti**

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno  $sp = 25$  cm;
- centine 2IPN180/1.20 m;
- murette e A.R. di spessore minimo 0.80 m, gettato ad una distanza  $\leq 4 \phi$  dal fronte;
- calotta di spessore minimo pari a 0.70 m, gettato ad una distanza  $\leq 6 \phi$  dal fronte;
- n° 6 drenaggi eventuali, di lunghezza  $L = 27.0$  m e sovr.=9.0m, con i primi 9 m da bocca foro ciechi e i restanti 18 m microfessurati.



**Figura 7 - Sezione tipo B0**





#### 4.2.5 Sezione B0V

##### **Interventi previsti**

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno  $sp = 25$  cm;
- centine 2IPN180/1.00 m;
- n° 41 elementi metallici valvolati (2vlv/m) al contorno,  $\phi 88.9$  L=13 m, sovr.=4m;
- murette e A.R. di spessore minimo 0.90 m, gettato ad una distanza  $\leq 3 \phi$  dal fronte;
- calotta di spessore variabile in chiave, da un minimo di 0.60 m ad un massimo di 1.25 m, gettata ad una distanza  $\leq 5 \phi$  dal fronte;
- n° 6 drenaggi eventuali, di lunghezza  $L = 27.0$  m e sovr.=9.0m, con i primi 9 m da bocca foro ciechi e i restanti 18 m microfessurati.

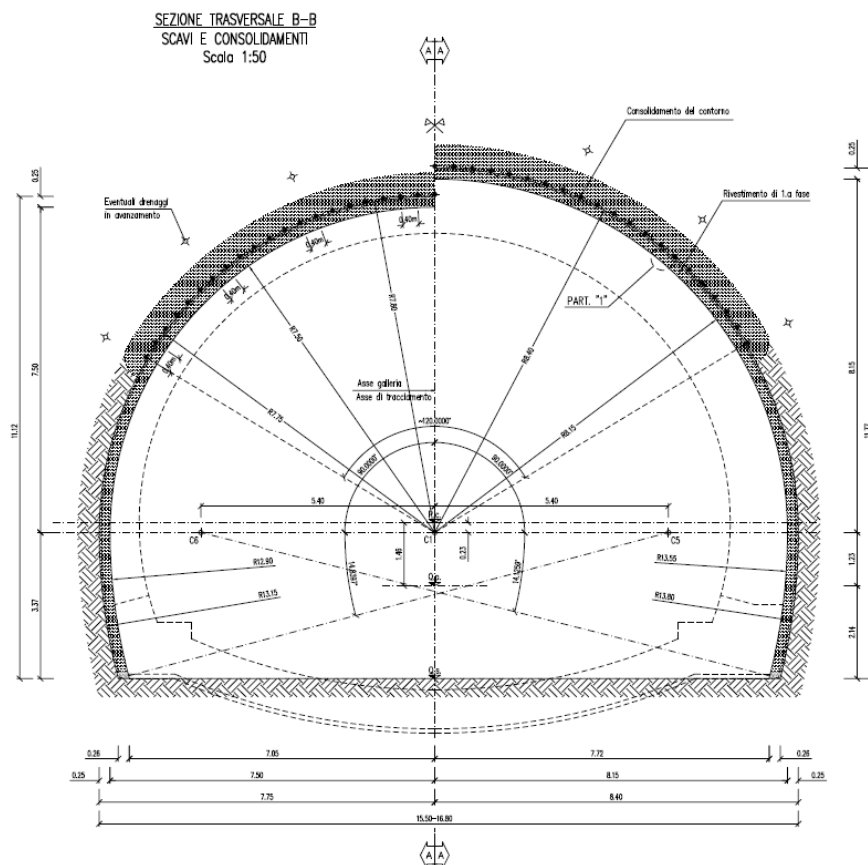


Figura 9 - Sezione tipo B0V

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

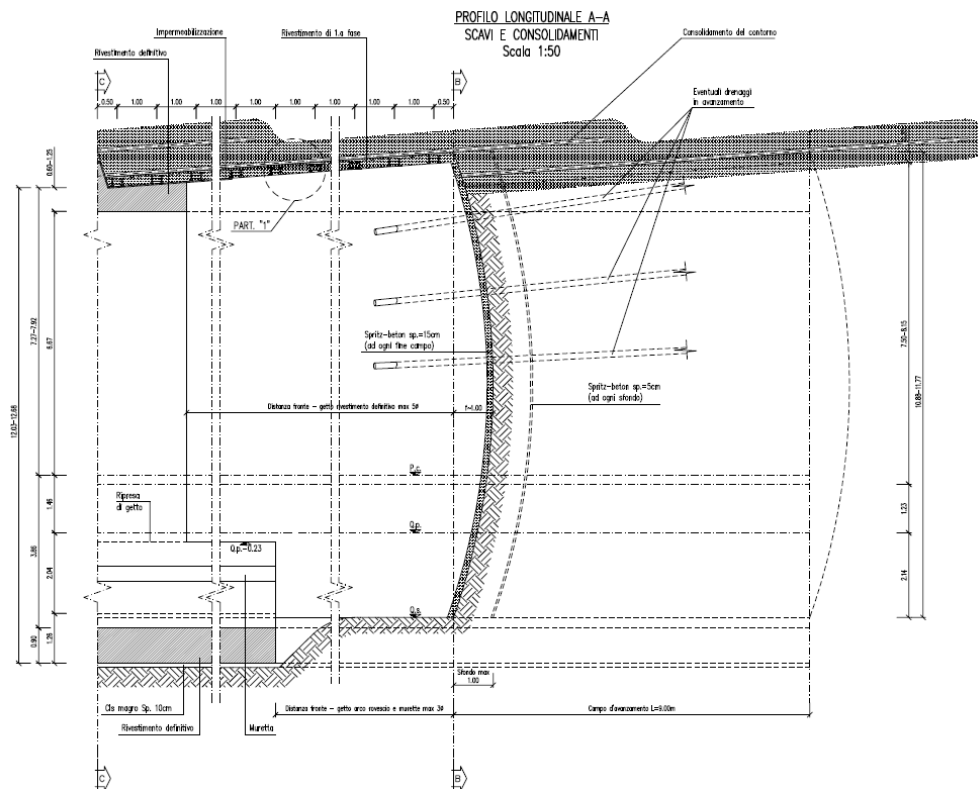


Figura 10 - Sezione tipo B0V (profilo longitudinale)

### Fasi esecutive

Dopo avere eseguito gli eventuali drenaggi in avanzamento, verranno previsti 41 tubi metallici valvolati per la porzione di calotta.

Si procede poi allo scavo a piena sezione per campi di 9.0m mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima di 1.0 m. Al termine di ogni sfondo, il fronte dovrà essere sagomato a forma concava ( $f=1.0m$ ) e dovrà essere eseguito un accurato disaggio al fronte ed al contorno di tutte le porzioni instabili. A seguire, prima di procedere al posizionamento delle centine, dovrà essere messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di protezione al fronte ed al contorno pari ad almeno 5 cm circa; lo strato di spritz-beton al fronte sale a 15 cm a ogni fine campo.

Il reale spessore dello spritz-beton fibrorinforzato di protezione al fronte ed al contorno dovranno essere valutati in dettaglio dal preposto al fronte in funzione del contesto geomeccanico locale.

Dopo ogni sfondo, verranno messe in opera le centine e uno strato di spritz-beton fibrorinforzato  $sp = 20$  cm al contorno dello scavo.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3 diametri dal fronte; per ultimo verrà eseguito il getto della calotta ad una distanza massima di 5 diametri dal fronte, previa posa in opera dell'impermeabilizzazione.

#### 4.2.6 Sezione B2V

##### **Interventi previsti**

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno  $sp = 30$  cm;
- centine 2IPN200/1.00 m;
- n° 51 elementi metallici valvolati (2vlv/m) al contorno,  $\phi 114.3$ ,  $sp=10$ mm,  $L=13$  m, sovr.=4m;
- n° 51 tubi in VTR iniettati da bocca foro al fronte,  $L=15$  m, sovr.=6m;
- murette e A.R. di spessore minimo 0.90 m, gettato ad una distanza  $\leq 2 \phi$  dal fronte;
- calotta di spessore variabile in chiave, da un minimo di 0.60 m ad un massimo di 1.25 m, gettata ad una distanza  $\leq 4 \phi$  dal fronte;
- n° 6 drenaggi eventuali, di lunghezza  $L = 27.0$  m e sovr.=9.0m, con i primi 9 m da bocca foro ciechi e i restanti 18 m microfessurati.

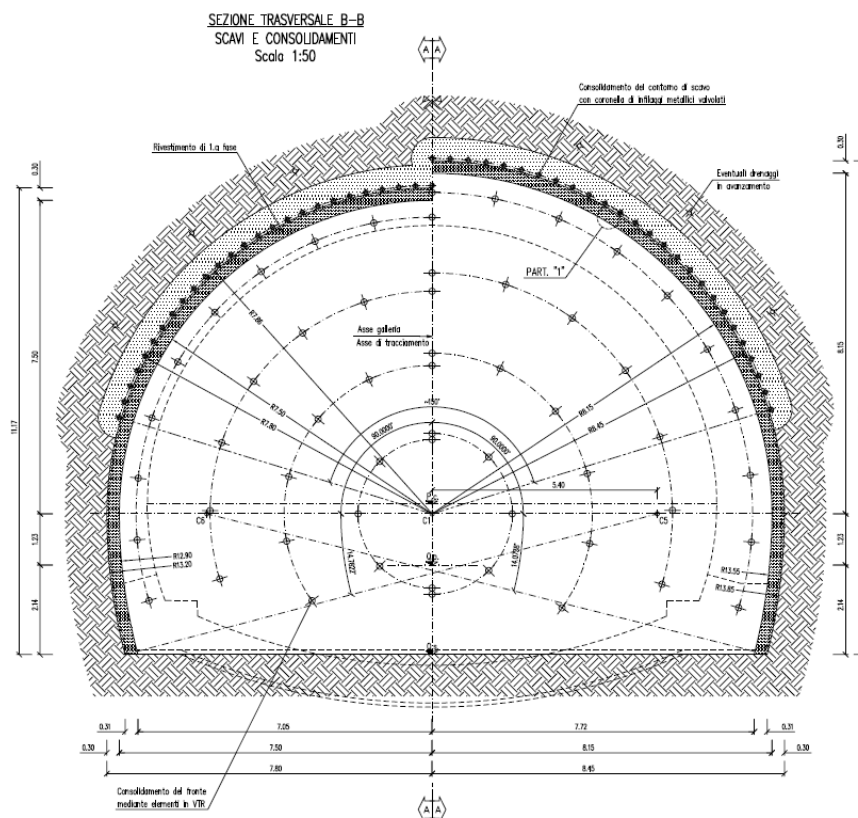


Figura 11 - Sezione tipo B2V



#### 4.2.7 Sezione C2V

##### **Interventi previsti**

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno  $sp = 30$  cm;
- centine 2IPN220/1.00 m;
- n° 41 tubi metallici cementati al contorno,  $\phi 114.3$ ,  $sp=10$ mm,  $L=15$  m, sovr.=6m;
- n° 74 elementi strutturali in VTR valvolati (2vlv/m) al contorno,  $L=15$  m, sovr.=6m;
- n° 51 tubi in VTR iniettati da bocca foro al fronte,  $L=15$  m, sovr.=6m;
- n° 6+6 elementi strutturali in VTR valvolati (2vlv/m) a piede centina,  $L=15$  m, sovr.=6m;
- murette e A.R. di spessore minimo 0.90 m, gettato ad una distanza  $\leq 2 \phi$  dal fronte;
- calotta di spessore variabile in chiave, da un minimo di 0.60 m ad un massimo di 1.25 m, gettata ad una distanza  $\leq 4 \phi$  dal fronte;
- n° 6 drenaggi eventuali, di lunghezza  $L = 27.0$  m e sovr.=9.0m, con i primi 9 m da bocca foro ciechi e i restanti 18 m microfessurati.

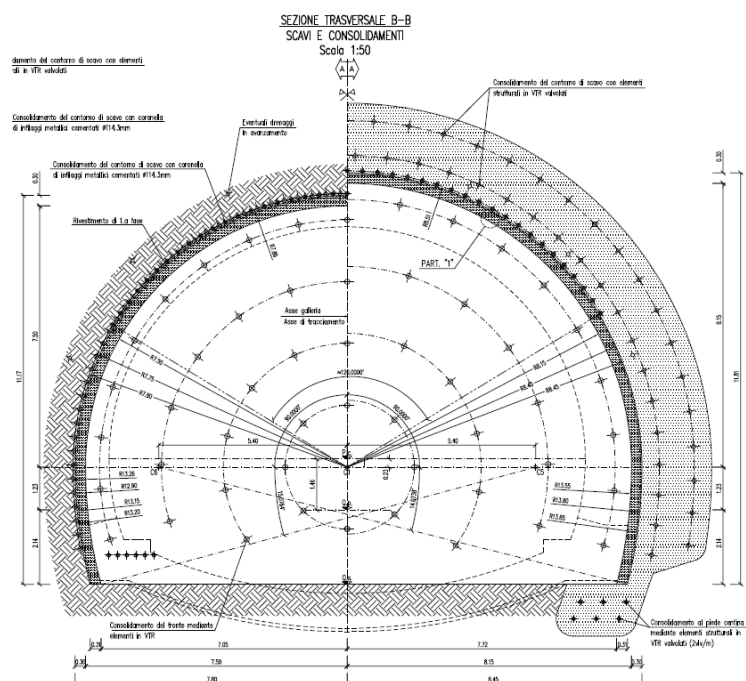


Figura 13 - Sezione tipo C2V





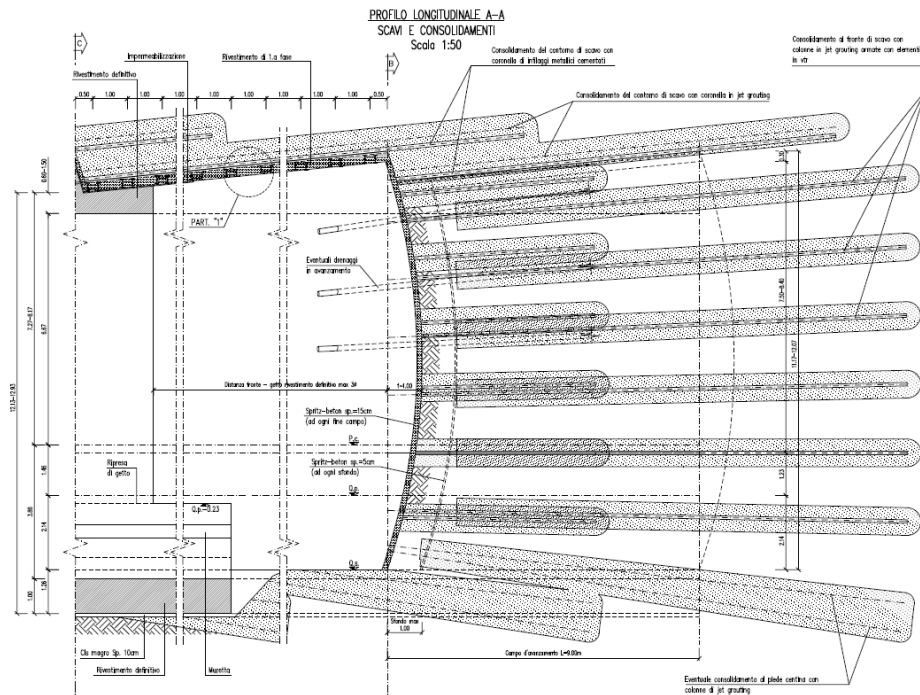


Figura 16 - Sezione tipo C1b (profilo longitudinale)

### Fasi esecutive

Dopo avere eseguito gli eventuali drenaggi in avanzamento, verranno eseguiti i consolidamenti al fronte e al contorno mediante colonne in jet-grouting. Verranno inoltre previsti tubi metallici valvolati per la porzione di calotta.

Si procede poi allo scavo a piena sezione per campi di 9.0m mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima di 1.0 m. Al termine di ogni sfondo, il fronte dovrà essere sagomato a forma concava ( $f=1.0m$ ) e dovrà essere eseguito un accurato disaggio al fronte ed al contorno di tutte le porzioni instabili. A seguire, prima di procedere al posizionamento delle centine, dovrà essere messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di protezione al fronte ed al contorno pari ad almeno 5 cm circa.

Il reale spessore dello spritz-beton fibrorinforzato di protezione al fronte ed al contorno dovranno essere valutati in dettaglio dal preposto al fronte in funzione del contesto geomeccanico locale.

Dopo ogni sfondo, verranno messe in opera le centine e uno strato di spritz-beton fibrorinforzato  $sp = 25$  cm al contorno dello scavo.

Il tampone di spritz-beton fibrorinforzato al fronte di fine campo, propedeutico all'esecuzione dell'intervento di consolidamento, dovrà possedere uno spessore  $> 15$  cm ca.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 1 diametro dal fronte; per ultimo verrà eseguito il getto della calotta ad una distanza massima di 3 diametri dal fronte, previa posa in opera dell'impermeabilizzazione.



#### 4.2.9 Sezione C1b\*

##### **Interventi previsti**

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno  $sp = 30$  cm;
- centine 2IPN220/1.00 m;
- n° 63 colonne in jet-grouting  $\phi 60$ cm,  $L=13$  m, sovr.=4m, armate con n° 54 tubi metallici cementati al contorno,  $\phi 114.3$ ,  $sp=10$ mm,  $L=13$  m, sovr.=4m ;
- n° 25 colonne in jet-grouting  $\phi 80$ cm, armate con elementi in VTR al fronte, con 1-3m di perforazione a vuoto e 6m di sovrapposizione;
- n° 6+6 colonne in jet-grouting  $\phi 60$ cm,  $L=15$  m con 1-3m di perforazione a vuoto e 6m di sovrapposizione;
- murette e A.R. di spessore minimo 1.00 m, gettato ad una distanza  $\leq 1 \phi$  dal fronte;
- calotta di spessore variabile in chiave, da un minimo di 0.60 m ad un massimo di 1.50 m, gettata ad una distanza  $\leq 3 \phi$  dal fronte;
- n° 6 drenaggi eventuali, di lunghezza  $L = 27.0$  m e sovr.=9.0m, con i primi 9 m da bocca foro ciechi e i restanti 18 m microfessurati.

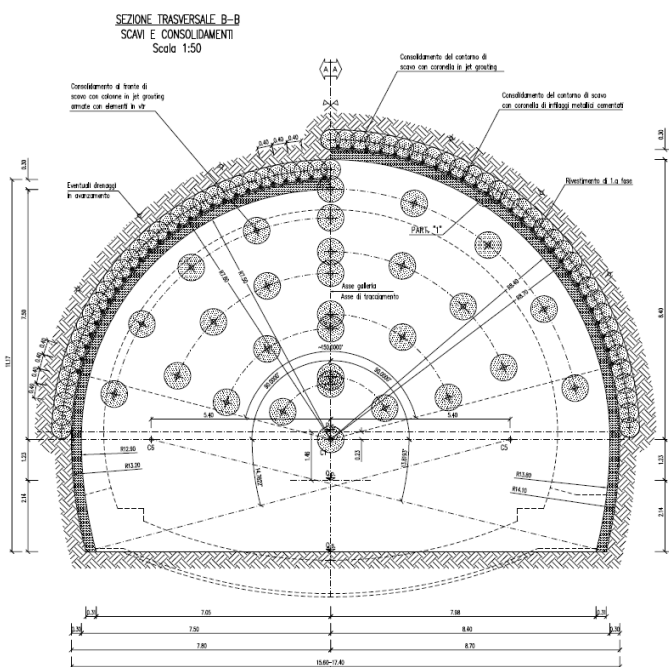


Figura 17 - Sezione tipo C1b\*



## 5 INDAGINI ED INTERVENTI INTEGRATIVI IN CORSO D’OPERA

In base agli studi effettuati e sopra illustrati non è possibile escludere la possibilità di rinvenimento di rilevanti venute d’acqua nel corso della realizzazione delle opere.

I contesti in cui risulta più probabile l’intercettazione di importanti venute d’acqua nella fase di scavo delle gallerie risultano essere le faglie principali e le cavità carsiche.

Al fine di limitare, quanto più possibile il drenaggio dell’acqua il progetto prevede una serie di soluzioni progettuali, di seguito elencate, finalizzate a costituire un adeguato controllo degli effetti indotti dalla realizzazione delle gallerie, sia nel breve sia nel lungo termine, sull’assetto idrogeologico del territorio attraversato.

### 5.1 SOLUZIONI PROGETTUALI, ASPETTI GENERALI

#### FASE DI SCAVO

##### **Indagini in avanzamento**

Al fine di verificare, in anticipo rispetto all’arrivo del fronte di scavo, la presenza di possibili venute d’acqua, (da fasce di fratturazione e/o da cavità carsiche), si prevede l’esecuzione sistematica di n° 6 perforazioni in avanzamento, a distruzione di nucleo, aventi ciascuna lunghezza  $L \geq 27\text{m}$  e sovrapposizione  $s \geq 9\text{m}$ .

Le caratteristiche geometriche delle perforazioni sono illustrate in dettaglio negli specifici elaborati grafici di progetto, di cui si riporta uno stralcio:

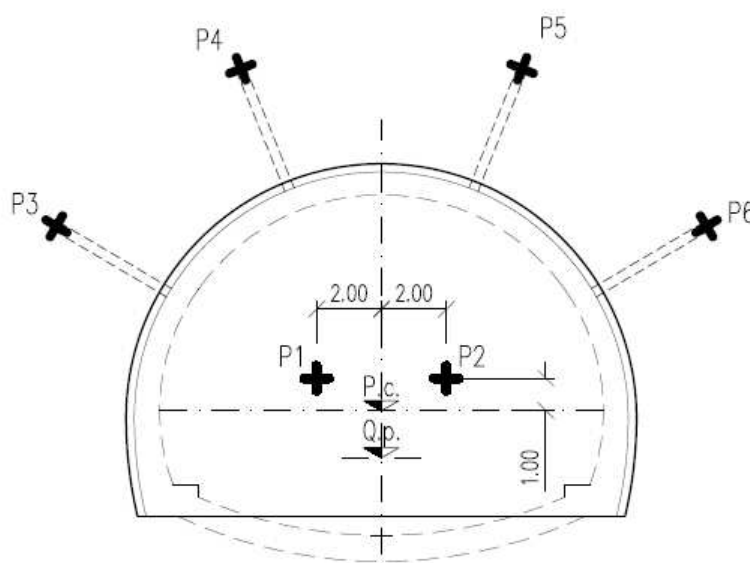


Figura 19 - Perforazioni in avanzamento. Schema in sezione trasversale

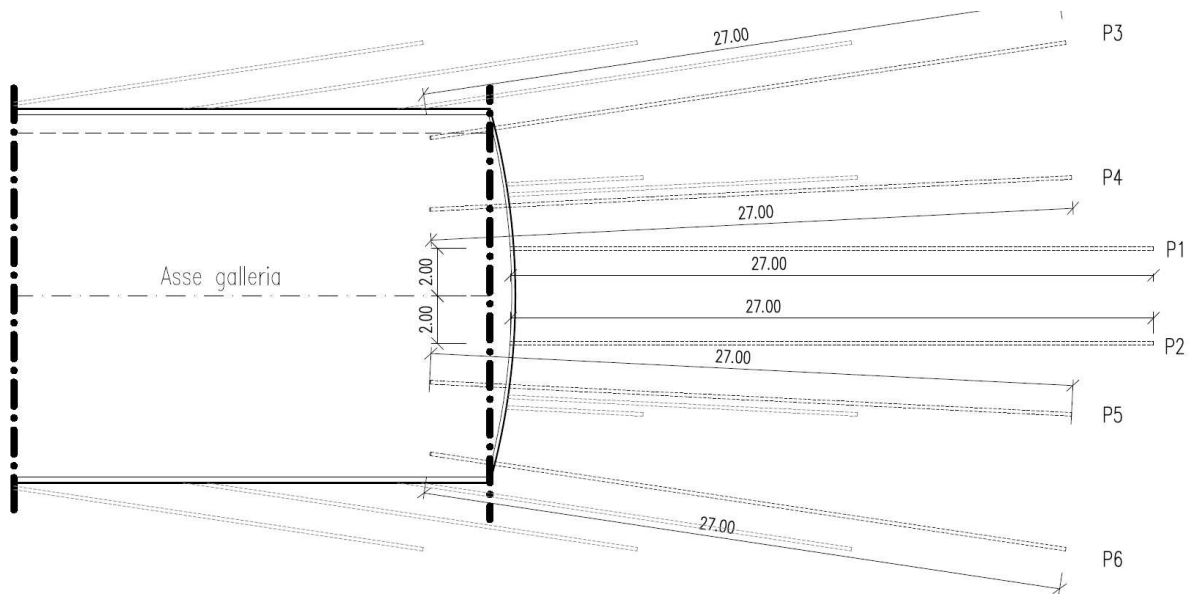


Figura 20 - Perforazioni in avanzamento. Schema posizionamento fori – planimetria

In presenza di acqua intercettata dalle perforazioni in avanzamento sarà necessario eseguire misure di portata e di pressione. Inoltre, in presenza di cavità carsiche rilevate dalle perforazioni in avanzamento saranno da prevedersi indagini sismiche in avanzamento.

Le caratteristiche geometriche delle indagini sismiche sono illustrate in dettaglio negli specifici elaborati grafici di progetto, di cui si riporta uno stralcio:

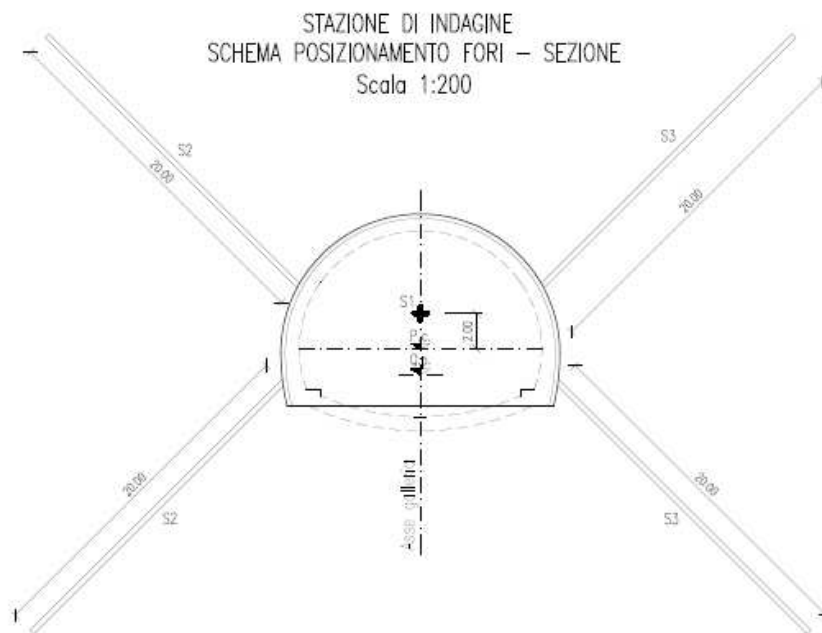


Figura 21 - Indagini sismiche in avanzamento. Schema in sezione trasversale

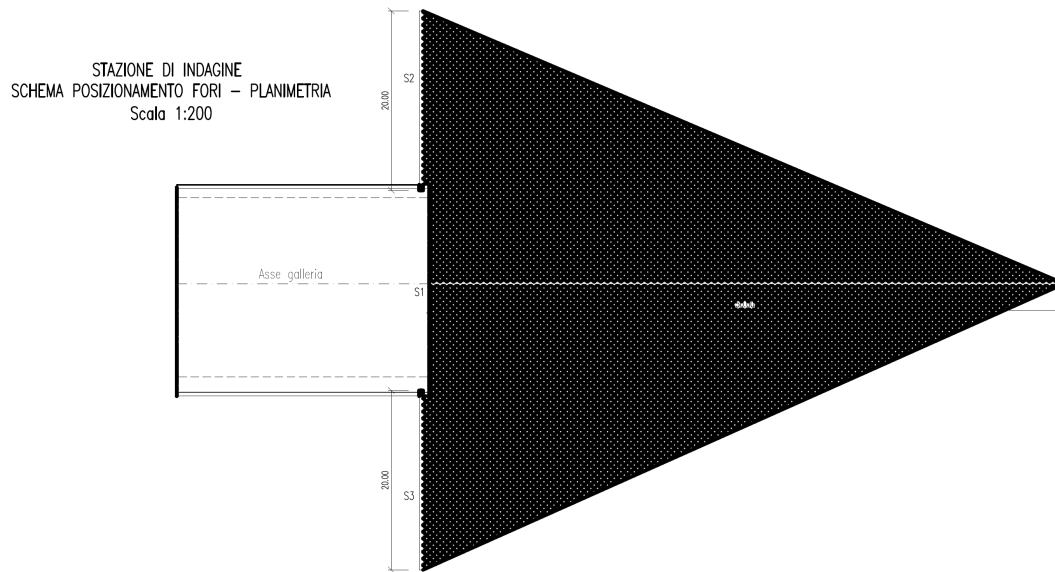


Figura 22 - Indagini sismiche in avanzamento. Schema in planimetria

### Iniezioni di impermeabilizzazione in avanzamento

Qualora si rilevino, dalle perforazioni in avanzamento, venute d'acqua con portata  $Q \geq 3\div 4$  litri/secondo circa, o comunque portate in galleria tali da superare il valore di 10 litri/secondo per 10m di cavo, si ritiene idoneo prevedere iniezioni di impermeabilizzazione in avanzamento. Le caratteristiche geometriche di tali iniezioni sono illustrate in dettaglio negli specifici elaborati grafici di progetto, di cui si riporta uno stralcio:

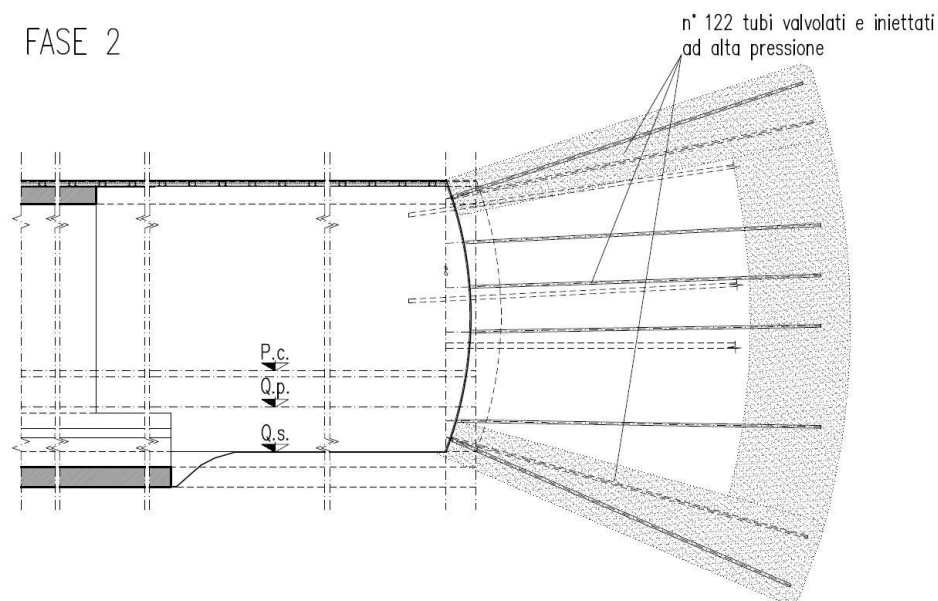


Figura 23 - Iniezioni di impermeabilizzazione in avanzamento. Schema in sezione longitudinale

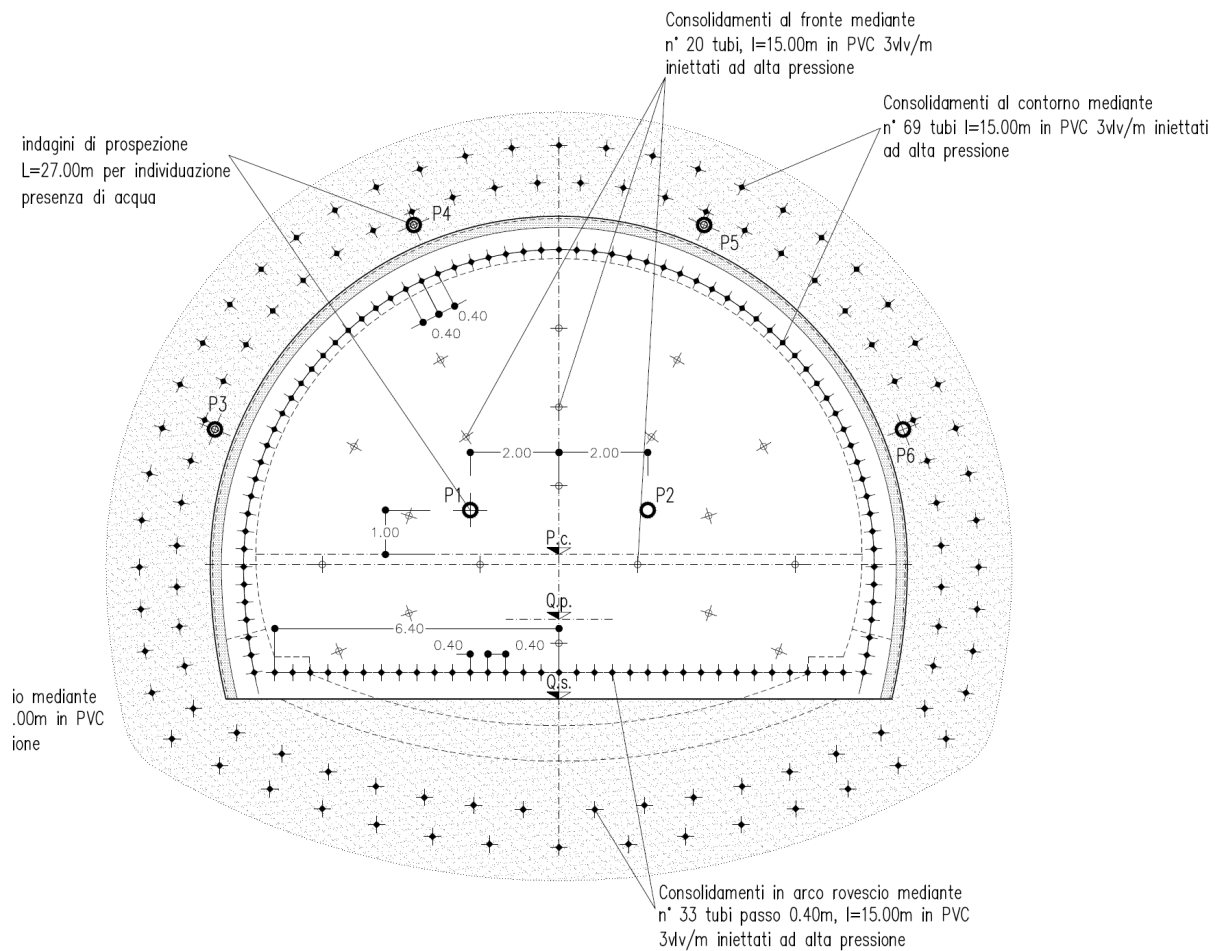


Figura 24 - Iniezioni di impermeabilizzazione in avanzamento. Schema in sez. trasversale al fronte

### Iniezioni di riempimento cavità carsiche

Come sopra indicato, in presenza di cavità carsiche rilevate dalle perforazioni in avanzamento, vengono previste indagini sismiche al fine di meglio individuare l'ubicazione e le dimensioni delle cavità stesse.

Una volta individuate ubicazione e dimensioni della cavità si eseguiranno ulteriori perforazioni in avanzamento, propedeutiche alla successiva fase di iniezione, che dovrà avvenire in anticipo rispetto all'intercettazione della cavità stessa con la sagoma di scavo.

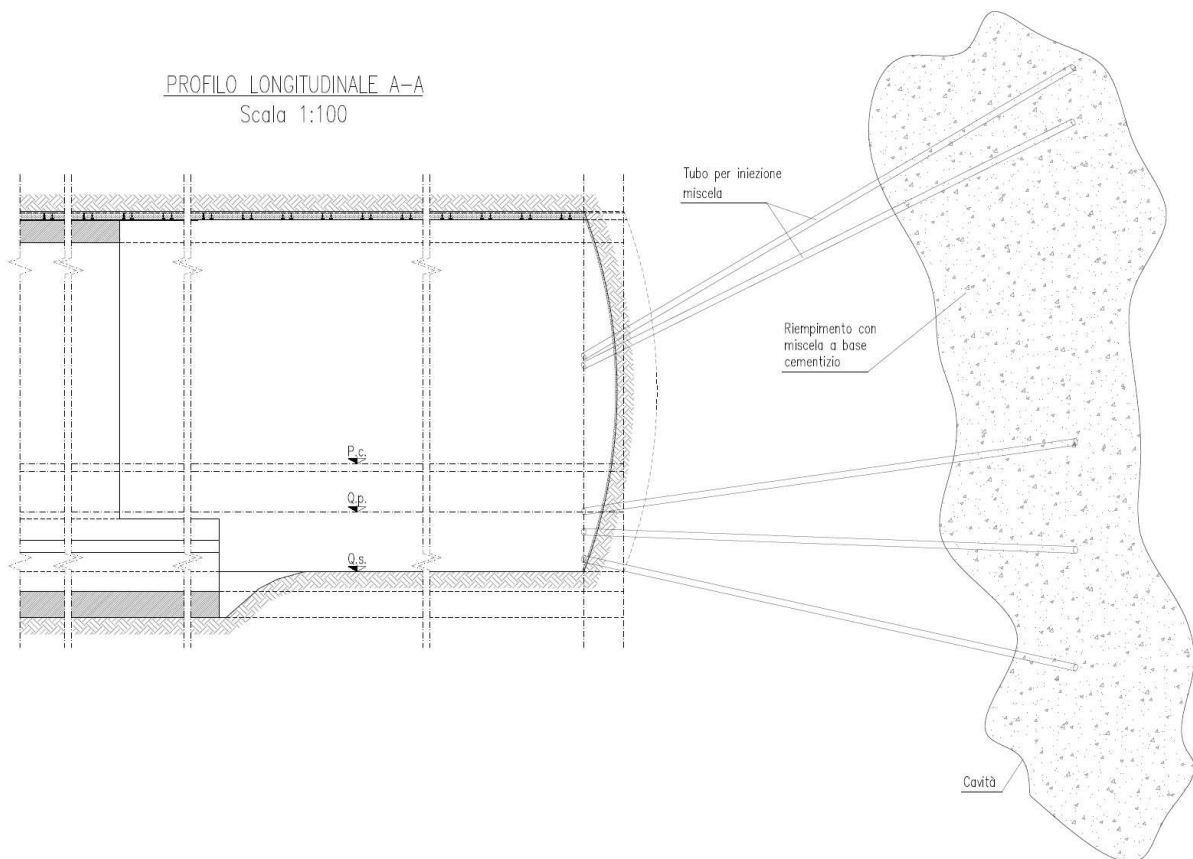


Figura 25 - Iniezioni di riempimento cavità carsiche in avanzamento. Schema in sezione longitudinale

**Rivestimenti definitivi (e relativa impermeabilizzazione) avvicinati al fronte:**

Nei casi in cui le portate risultino superiori ai 5 l/sec per 10 m di galleria, al fine di limitare quanto più possibile il drenaggio in fase di scavo, si dovranno mantenere i rivestimenti definitivi con relativa impermeabilizzazione full-round (TIPO 2 di seguito descritta) ad una distanza  $\leq 2\Phi$  dal fronte di scavo.

Ove le venute d’acqua risultino particolarmente localizzate o puntuali, si potrà ricorrere, in alternativa, ad iniezioni impermeabilizzanti.

## **FASE DI ESERCIZIO**

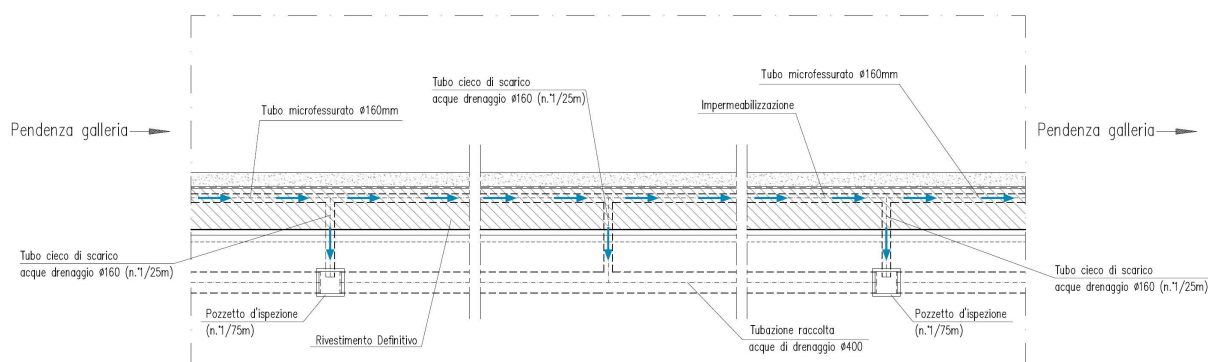
Il progetto prevede sostanzialmente due tipologie di impermeabilizzazione in estradosso ai rivestimenti definitivi, come di seguito illustrato.

### **SISTEMA DI IMPERMEABILIZZAZIONE E DRENAGGIO TIPO 1**

In caso di venute d’acqua con portata  $Q$  compresa tra 0.0 e 1.0 litri/secondo per 10m di galleria il progetto prevede l’adozione di un sistema di impermeabilizzazione e drenaggio TIPO 1. Tale sistema di impermeabilizzazione e drenaggio, è sostanzialmente caratterizzato dai seguenti apprestamenti:

- Posa del pacchetto di impermeabilizzazione dotato di teli in tessuto non tessuto e teli in PVC sull’arco di calotta fino alla quota del piano di scavo.
- Posa del cordolino idroespansivo su tutte le riprese di getto
- Presenza di tubi microfessurati  $\Phi$  160mm in estradosso dei rivestimenti definitivi, posti alla quota sommitale delle murette
- Convogliamento delle acque drenate, mediante tubi  $\Phi$  160mm (ogni 25m) e pozzetti di ispezione (ogni 75m), agli appositi tubi  $\Phi$  400 mm di smaltimento e raccolta acque drenate, posti in intradosso dei rivestimenti definitivi, sul marciapiede murette.

Come si evince dalla descrizione sopra riportata e dai relativi schemi, il sistema TIPO 1 consente il drenaggio delle eventuali acque di filtrazione presenti all’interno dell’ammasso roccioso.



**Figura 26 - Impermeabilizzazione TIPO 1 -Schema planimetrico smaltimento acque bianche**



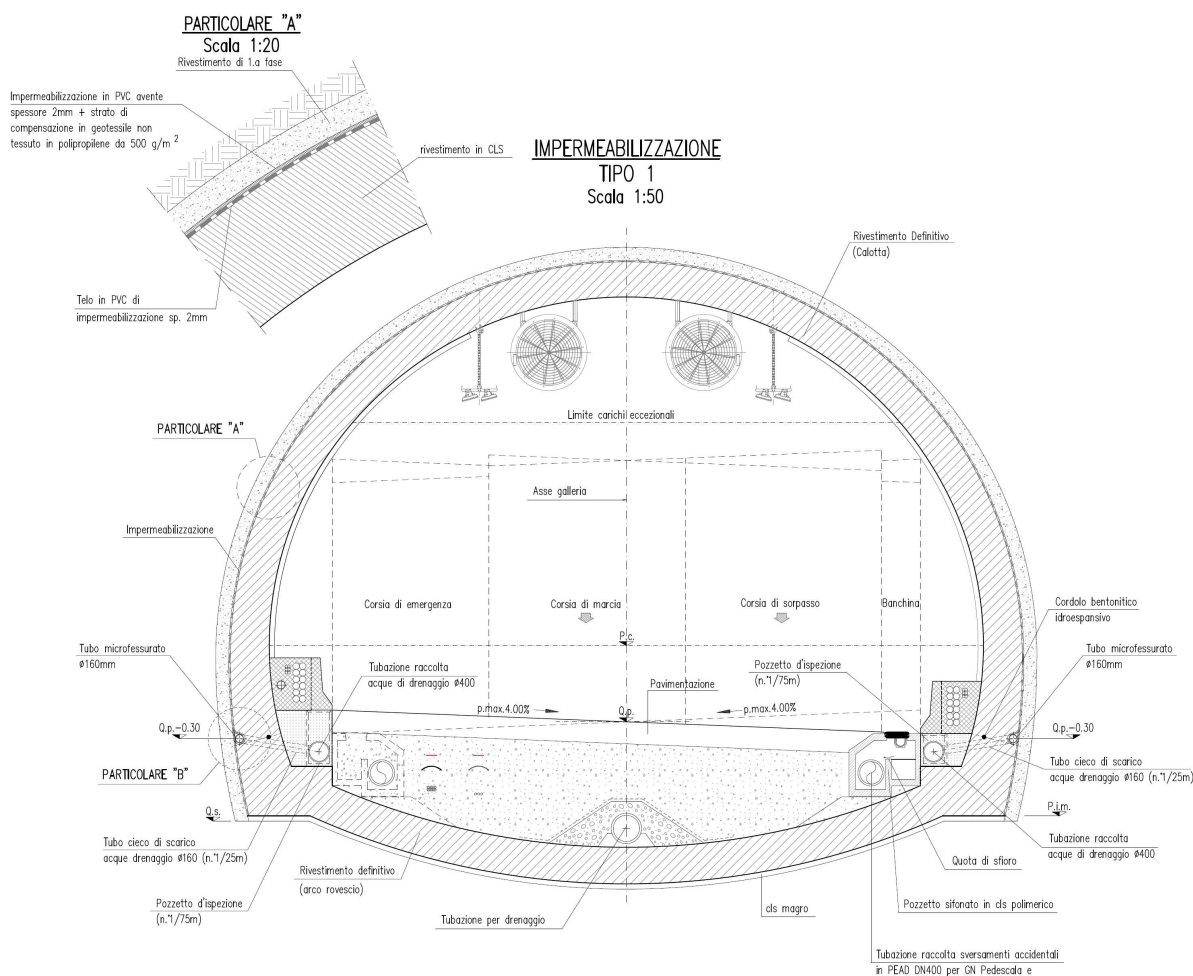


Figura 27 - Impermeabilizzazione e drenaggio TIPO 1

### SISTEMA DI IMPERMEABILIZZAZIONE E DRENAGGIO TIPO 2, A DRENAGGIO CONTROLLATO

In caso di venute d'acqua con portata  $Q > 1.0$  litri/secondo per 10m di galleria, il progetto prevede l'adozione del sistema di impermeabilizzazione TIPO 2, finalizzata a inibire il drenaggio dell'acqua e l'impatto idrogeologico conseguente, anche nel lungo termine.

Tale sistema di impermeabilizzazione e drenaggio è sostanzialmente caratterizzato dai seguenti apprestamenti (vedi anche schemi in Figura 28 e 29):

- Posa del pacchetto di impermeabilizzazione dotato di teli in tessuto non tessuto e teli in PVC, al contorno dell'intera sezione di scavo, sia in calotta sia in arco rovescio.
- Posa del WATER STOP su tutte le riprese di getto
- Al fine di evitare che il drenaggio impedito, proprio del sistema di impermeabilizzazione TIPO 2, provochi la creazione di eccessivi carichi sui rivestimenti definitivi, il sistema prevede l'installazione di apposite valvole, le quali, in presenza di pressioni idrostatiche superiori a 6÷7 bar, (corrispondenti ad un carico

idraulico di 60÷70m), si aprono temporaneamente, in modo da consentire un temporaneo drenaggio ed evitare il superamento dei valori di pressioni sopra indicati.

In seguito all’apertura delle valvole il sistema quindi deve consentire il drenaggio delle acque e quindi è caratterizzato anche da:

- Presenza di tubi microfessurati  $\Phi$  160mm in estradosso dei rivestimenti definitivi, posti alla quota sommitale delle murette, isolati però longitudinalmente dai tubi microfessurati provenienti da precedenti e successivi tratti in sezione di impermeabilizzazione TIPO 1.
- Convogliamento delle acque drenate, mediante tubi  $\Phi$  160mm (ogni 25m) e pozzetti di ispezione (ogni 25m), agli appositi tubi  $\Phi$  400 mm di smaltimento e raccolta acque, posti in intradosso dei rivestimenti definitivi, sul marciapiede murette.
- Esecuzione di schermi di impermeabilizzazione radiali: Le caratteristiche geometriche di tali schermi radiali sono descritte nel dettaglio negli elaborati grafici di progetto. In particolare sono previsti schermi radiali a inizio e fine tratto di applicazione del sistema di impermeabilizzazione TIPO 2 e, per tratti di estensione longitudinale significativa, anche eventuali schermi intermedi, come di seguito descritto:
  - Schermi di impermeabilizzazione a inizio e fine del tratto di impermeabilizzazione TIPO 2: al fine di evitare che l’acqua accumulata a tergo dei rivestimenti nei tratti caratterizzati da impermeabilizzazione TIPO 2, fluisca, filtrando longitudinalmente rispetto alla galleria attraverso l’ammasso detensionato dagli scavi, fino a raggiungere i tratti di adozione del sistema di impermeabilizzazione TIPO 1, canalizzandosi quindi nei tubi microfessurati, e quindi drenata, sono stati previsti, all’inizio e alla fine di ciascun tratto di applicazione della sezione TIPO 2, appositi schermi di impermeabilizzazione, da eseguirsi mediante iniezioni radiali.

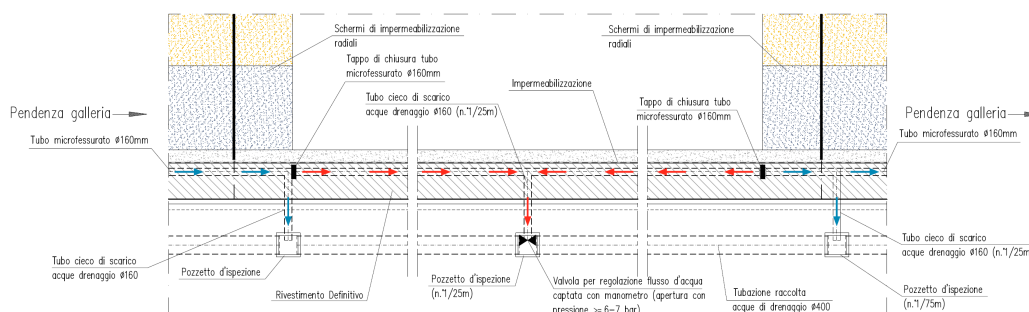
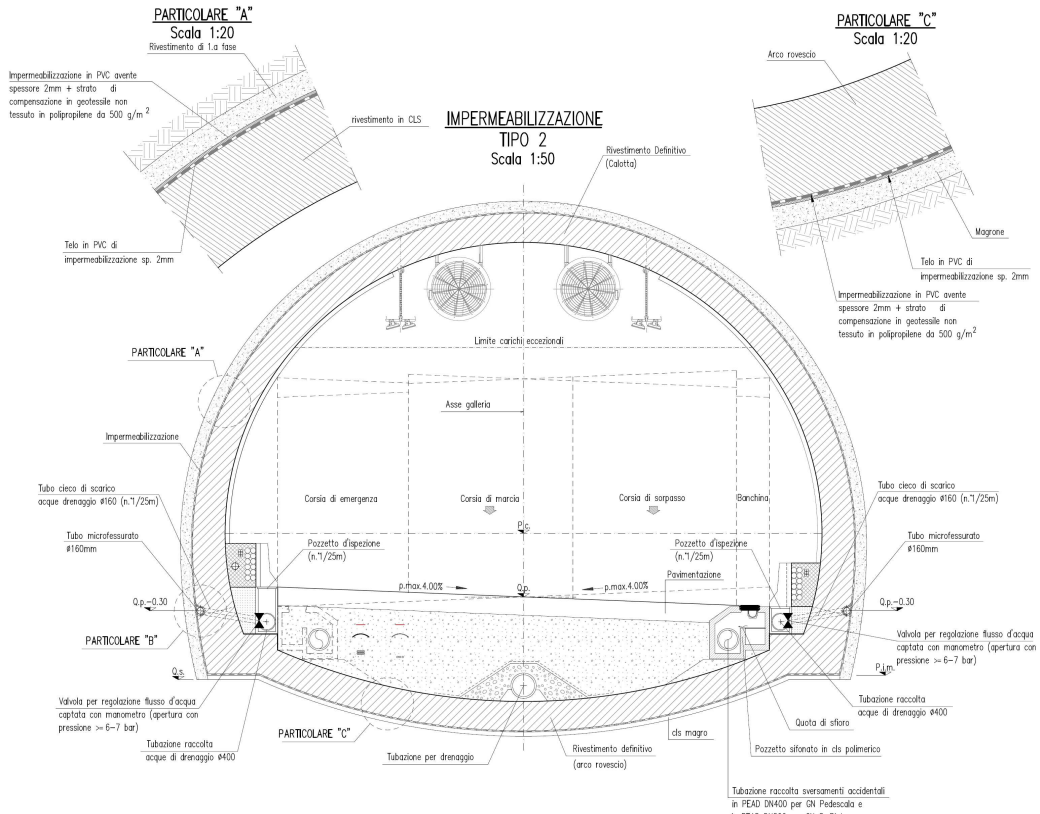
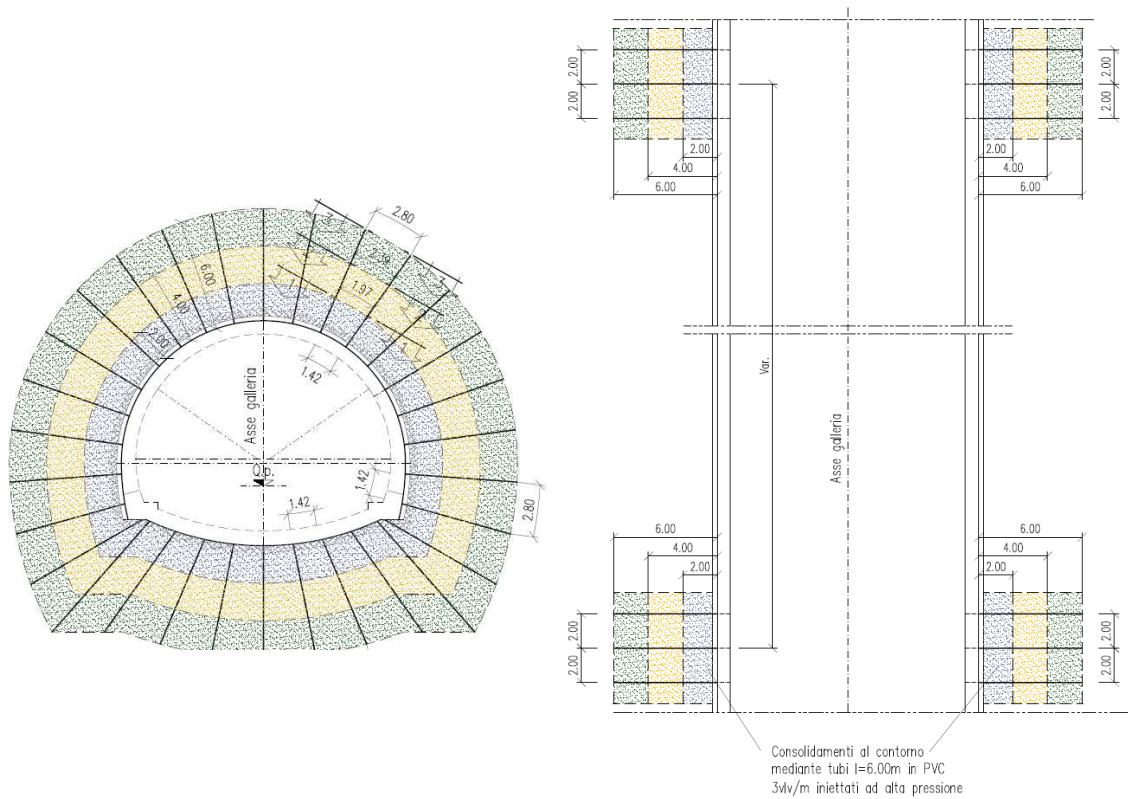


Figura 28 - Impermeabilizzazione TIPO 2 -Schema planimetrico smaltimento acque bianche

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



**Figura 29 - Impermeabilizzazione e drenaggio TIPO 2**



**Figura 30 - Schermi di Impermeabilizzazione radiali (Vista in sezione trasversale e in pianta)**

- Schermi di impermeabilizzazione intermedi (eventuali). Il progetto prevede anche schermi radiali intermedi, sulla base delle seguenti considerazioni:
  - a) Sulla base dei dati attualmente disponibili l'applicazione della impermeabilizzazione TIPO 2 è attualmente prevista in progetto per tratti che possono arrivare anche ad una estensione longitudinale significativa; (vedi ad esempio il tratto lunghezza di 300m circa, a cavallo della pk 12+500 della Galleria Pedescala nei profili geomeccanici).
  - b) Per venute d'acqua significative, il progetto prevede, come precedentemente descritto, che i rivestimenti definitivi, (con relativa impermeabilizzazione), vengano mantenuti a distanza dal fronte di scavo  $\leq 2\Phi$ . Per fare in modo che l'efficacia di tale accorgimento (rivestimenti avvicinati al fronte, al fine di limitare il drenaggio) entri in gioco anche durante la fase di avanzamento, prima del completamento dello scavo e dei rivestimenti definitivi di tutto il lungo tratto, (ad esempio di 300m), è prevista l'eventuale esecuzione, ogni 50m, di schermi radiali intermedi, in assenza dei quali l'acqua, filtrando longitudinalmente a tergo dei rivestimenti definitivi, raggiungerebbe il tratto di cavo ancora non rivestito e verrebbe drenata.

Il concetto alla base delle scelte sopra indicate è che, per venute d'acqua in galleria di modesta o trascurabile entità, in contesti quindi in cui il drenaggio non avrebbe significativo impatto idrogeologico, almeno nei tratti previsti con metodologia di scavo in tradizionale, non si prevede un sistema di impermeabilizzazione full round (TIPO 2) poiché esso risulta penalizzante, (quanto sopra nei tratti previsti con metodologia di scavo in tradizionale).

Infatti, con il sistema TIPO 1, a drenaggio non impedito, è possibile realizzare (compatibilmente con le condizioni geomeccaniche), rivestimenti definitivi in calcestruzzo non armato, poiché il drenaggio permette di evitare che si creino eccessivi carichi idrostatici sui rivestimenti definitivi. Diversamente, prevedendo il sistema di impermeabilizzazione TIPO 2 A DRENAGGIO CONTROLLATO è necessario armare i rivestimenti definitivi per motivi legati agli elevati carichi idrostatici. In generale, sulla base delle precedenti considerazioni, nelle zone di faglia principale, essendo previste venute d'acqua, oltre alle eventuali iniezioni di impermeabilizzazione in avanzamento, descritte ai paragrafi precedenti, è prevista l'impermeabilizzazione TIPO 2 A DRENAGGIO CONTROLLATO.

Con riferimento alla TABELLA 7.3 *“Stima delle venute d’acqua in galleria in funzione delle classi di permeabilità e del carico idraulico (in assenza di interventi di impermeabilizzazione)”*, riportata al capitolo 7 della Relazione Idrogeologica, in fase di computo gli interventi di iniezione di impermeabilizzazione in avanzamento, sono stati stimati per il 50% dei tratti ubicati all’interno delle “damage zone” delle faglie principali, mentre il sistema di impermeabilizzazione TIPO 2 è stato previsto in tutte le “damage zone” relative alle faglie principali e per il 25% delle faglie secondarie.

Per quanto riguarda gli interventi di riempimento delle cavità carsiche, sono stati previsti ogni 600m di galleria con la previsione di un volume iniettato pari a 100m<sup>3</sup> per intervento; tali frequenze e caratteristiche rappresentano una stima indicativa, che dovrà essere verificata sulla base delle sistematiche perforazioni in avanzamento.

## 6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ADOTTATI

La scelta della classe minima del calcestruzzo è funzione dalle classe di esposizione, in questo caso definita come XD1-XC3-XF2 per la galleria nei primi 100m dall'imbocco e poi come XC3. In accordo con il par. C.4.1.6.1.3 del D.M. 14 gennaio 2008 e la circolare 02 febbraio 2009 UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006, per rispettare la condizione ambientale aggressiva data da XD1 e XF2, risulta necessaria una classe di resistenza minima C28/35 ed il copriferro minimo risulta pari a 50mm (per elementi a piastra  $c_{min}$  è pari a 30mm, da incrementare di 10mm per le tolleranze costruttive e di ulteriori 10mm perché la vita nominale dell'opera è di 100 anni).

### **CALCESTRUZZO PER RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI (primi 100m da imbocco)**

Classe di resistenza	C28/35
Classe di esposizione	XD1+XC3+XF2
Classe minima di consistenza	S3-S4
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 35$ MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1.9$ MPa
Rapporto acqua cemento	$A/C \leq 0.5$
Cemento	CEMIV 32.5R – 42.5R
Dosaggio minimo cemento	340 kg/m <sup>3</sup>
Diametro massimo aggregati	22 mm

### **CALCESTRUZZO PER RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI (oltre 100m da imbocco)**

Classe di resistenza	C28/35
Classe di esposizione	XC3
Classe minima di consistenza	S3-S4
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 35$ MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1.9$ MPa
Rapporto acqua cemento	$A/C \leq 0.55$
Cemento	CEMIV 32.5R – 42.5R
Dosaggio minimo cemento	320 kg/m <sup>3</sup>
Diametro massimo aggregati	32 mm

**CALCESTRUZZO PER RIVESTIMENTI DEFINITIVI (OPZIONALE per battenti fino a 70 m – 7 bar)**

Classe di resistenza	C32/40
Classe di esposizione	XC3
Classe minima di consistenza	S3-S4
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40$ MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 2.1$ MPa
Rapporto acqua cemento	$A/C \leq 0.55$
Cemento	CEMIV 32.5R – 42.5R
Dosaggio minimo cemento	320 kg/m <sup>3</sup>
Diametro massimo aggregati	32 mm

**ACCIAIO PER RIVESTIMENTI DEFINITIVI**

Tipo	B450C (saldabile)
Tensione caratteristica di snervamento nominale	$f_y \text{ nom} = 450$ MPa
Tensione caratteristica di rottura nominale	$f_t \text{ nom} = 540$ MPa
Allungamento	$k \geq 7.5\%$ frattile 10%

**ACCIAIO PER CENTINE/PROFILATI/TUBI**

Tipo	S275 (saldabile)
Tensione caratteristica di snervamento nominale	$f_y \text{ nom} = 275$ MPa
Tensione caratteristica di rottura nominale	$f_t \text{ nom} = 430$ MPa

## **7 CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE SECONDO D.M. 14/01/2008**

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (di seguito, per brevità, NTC 2008) “definiscono i principi per il progetto, l’esecuzione e il collaudo delle costruzioni”, nei riguardi delle prestazioni richieste in termini di resistenza, stabilità, robustezza e durabilità. Le prestazioni di un’opera sono definite con riferimento a stati limite che si possono raggiungere durante la vita dell’opera, e che corrispondono a condizioni oltre le quali l’opera non soddisfa più i requisiti di progetto.

Nelle NTC 2008 i coefficienti di sicurezza sono introdotti direttamente sulle diverse fonti di incertezza (azioni, materiali, resistenza):

- $\gamma_F = \gamma_E$  per le azioni o l’effetto delle azioni (differenziati in funzione del tipo di carico (permanente o variabile) e in funzione dell’effetto (favorevole o sfavorevole);
- $\gamma_M$  per i materiali (applicati ai parametri di resistenza del terreno)
- $\gamma_R$  per le resistenze (definiti in funzione della tipologia di opera).

Le NTC 2008 richiedono, in linea con l’approccio progettuale tradizionale, che siano eseguite le analisi relative a:

- stabilità globale della cavità, con particolare riguardo al fronte e alla zona retrostante il fronte;
- valutazione dei risentimenti attesi in superficie;
- interazione terreno-struttura nelle fasi costruttive;
- interazione terreno-struttura in esercizio.

Per le analisi progettuali le NTC 2008 impongono di fare ricorso a metodi analitici e/o metodi numerici, questi ultimi necessari per l’analisi dell’interazione terreno-struttura nelle fasi costruttive e in condizioni di esercizio. I metodi di calcolo utilizzati devono essere “di comprovata validità, adeguati alla complessità del sistema opera-terreno e al livello di progettazione”.

Nel seguito si illustra l’approccio progettuale utilizzato, inteso come modalità di verifica della sicurezza e delle prestazioni dell’opera coerente con indicazioni e prescrizioni della nuova normativa.

La verifica della sicurezza deve essere effettuata con riferimento a stati limite “ultimi” e di “esercizio”. In linea del tutto generale e non esaustiva per le opere in sotterraneo possono individuarsi i seguenti stati limite:



1. stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno/ammasso roccioso interessato dallo scavo (GEO);
2. stati limite ultimi relativi al raggiungimento delle resistenze degli elementi strutturali (STR);
3. stati limite di esercizio (SLE) connessi alla realizzazione delle opere in sotterraneo relativamente al danno funzionale dei manufatti presenti in superficie (edifici) con cui l'opera in sotterraneo interagisce (per maggiori dettagli vedi specifica relazione);
4. stati limite di esercizio (SLE) relativi allo stato tensionale dei rivestimenti durante le fasi di esercizio.

In analogia con quanto indicato per le opere geotecniche per le quali l'interazione terreno-struttura è significativa (es. opere di sostegno flessibili), per le verifiche si adotta l'Approccio

1. In particolare, in linea generale:

- a) le verifiche di stabilità del fronte verranno condotte in accordo con gli stati limite ultimi GEO Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti sulla resistenza globale (R2) sono unitari e solo le azioni variabili sono amplificate con coefficienti maggiori di 1 del gruppo A2. La procedura di riduzione dei parametri di resistenza tramite coefficienti parziali per l'analisi di un meccanismo di rottura agisce sulla maggiore fonte di incertezza e fornisce, di fatto, una misura della distanza dalle condizioni di collasso. Nel caso in esame di scavo tradizionale la stabilità del fronte non è affrontata separatamente dallo studio di interazione terreno struttura, entrando di fatto come valutazione degli interventi al fronte e al contorno necessari a garantire le condizioni di stabilità durante l'avanzamento. Tale valutazione è svolta quindi come indicato al punto B: per maggiori dettagli si rimanda alla specifica relazione.
- b) Le verifiche di interazione terreno struttura della cavità e le verifiche strutturali verranno condotte in accordo con gli stati limite ultimi STR Combinazione 1 dell'Approccio 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e le azioni variabili sono amplificate mediante i coefficienti del gruppo A1. E' opportuno, in questo caso, applicare i coefficienti amplificativi delle azioni direttamente alle sollecitazioni. Nelle analisi di interazione ai fini della valutazione

delle sollecitazioni delle strutture, dove il fattore dominante è rappresentato dalle rigidità e dai rapporti relativi delle rigidità di terreno e struttura, la modellazione eseguita con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze fornisce una descrizione realistica dello stato tensionale nel terreno e negli elementi strutturali. La procedura di riduzione dei parametri di resistenza del terreno è sconsigliabile perché introdurrebbe nel calcolo parametri tra loro non congruenti e quindi risultati non attendibili.

- c) Nelle verifiche degli stati limite di esercizio i valori di progetto delle azioni, delle proprietà dei materiali e della resistenza globale sono assunti pari ai valori caratteristici. La verifica dello SLE si esegue calcolando il valore di progetto dell’effetto delle azioni (ad es. cedimenti differenziali, distorsioni, caratteristiche della sollecitazione, ecc..) e confrontandolo con il valore limite prefissato, da specificare come requisito di progetto. In funzione della complessità del sistema e dello scopo delle analisi la previsione degli spostamenti al contorno della galleria può essere effettuato, come è prassi, con metodi semi-empirici o metodi numerici.

Adottando tale approccio, di fatto, si conserva la distinzione tipica dell’analisi geotecnica tradizionale, in cui si affrontano separatamente, e spesso con metodi e modelli differenti, i due aspetti del dimensionamento di un’opera geotecnica: la sicurezza rispetto ad un cinemismo di collasso e l’interazione terreno-struttura dalla quale è possibile derivare il campo degli spostamenti e le condizioni di sollecitazione negli elementi strutturali. Tale modo di procedere è in conformità a quanto indicato nelle *“Recommandations de l’AFTES-Compatibilité des recommandations AFTES relatives aux revêtements des tunnels en béton avec le Eurocodes”* (2007).

## 8 CRITERI DI VERIFICA DEI RIVESTIMENTI

La verifica della galleria artificiale è stata effettuata secondo un approccio agli Stati Limite, analizzando sia lo stato limite ultimo che lo stato limite di esercizio, con riferimento a quanto indicato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14.01.2008 - Testo Unico “Norme Tecniche per le Costruzioni”. Il D.M. 2008 T.U. segue l’approccio agli Stati Limite degli Eurocodici: la sicurezza e la prestazione di un’opera devono essere valutati in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la sua vita nominale, Stati Limite Ultimi (S.L.U.) e Stati Limite di Esercizio (S.L.E.), secondo il metodo semiprobabilistico basato sull’impiego dei “coefficienti parziali di sicurezza”.

### 8.1 CRITERI DI VERIFICA PER GLI SLE

Le verifiche eseguite in condizioni di esercizio riguardano, per il caso in oggetto, essenzialmente la limitazione di danneggiamenti locali (es. fessurazione calcestruzzo), con conseguente riduzione della durabilità della struttura, nonché la verifica delle tensioni massime agenti sui materiali: le verifiche sono state condotte ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni ed impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto:

Condizione	Coeff. Parziale $\gamma_f$	
	Permanenti	Temporanei
SLE	1.0	1.0

Tabella 1 - coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni per gli SLE

Condizione	Coeff. Parziale $\gamma_m$		
	$\tan \phi'$	$c'$	cu
SLE	1.0	1.0	1.0

Tabella 2 - coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

#### 8.1.1 Verifica a Pressoflessione

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, si sono calcolate le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; è stato verificato che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori prescritti dalla normativa e di seguito riportati:

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio:

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente}$$

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

### 8.1.2 Verifica a Fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture si deve:

- garantire un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite di fessurazione:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

dove  $f_{ctm}$  rappresenta la resistenza a trazione media del cls.

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione è stato fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione. Le verifiche condotte per i diversi stati limite di fessurazione sono di seguito riportate.

Per armature poco sensibili e condizioni ambientali aggressive (XF2),  $w_d=w_1=0.2\text{mm}$  (Concio tipo 1 nei primi 100m da imbocco); altrove, per armature poco sensibili e condizioni ambientali ordinarie (XC3),  $w_d=w_1=0.3\text{mm}$ .

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w$  di progetto. Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m$$

dove  $w_m$ , rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure  $w_m$  è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di  $\epsilon_{sm}$ , e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica nel rispetto delle indicazioni fornite nel paragrafo C4.1.2.2.4.6 della Circolare 02/02/2009.

In assenza di dati più precisi, i parametri  $\Delta_{sm}$  e  $\epsilon_{sm}$  che definiscono  $w_m$ , possono valutarsi come segue, nell'ipotesi che le armature siano distribuite uniformemente sull'area efficace della sezione trasversale.

La distanza media fra le fessure  $\Delta_{sm}$  per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace è data da:

$$\Delta_{sm} = 2 (c+s/10) + k_2 k_3 \Phi / \rho_r$$

$c$  = copriferro netto armatura tesa (mm);

$s$  = interasse tra i ferri, se  $s > 14\Phi$  si adotterà  $s = 14\Phi$  (mm);

$\Phi$  = diametro delle barre (mm);

$k_2 = 0.4$ , per barre ad aderenza migliorata;

$k_3 = 0.125$ , per diagramma delle  $\sigma$  triangolare, dovuto a flessione o pressoflessione;

$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$ ;

$A_s$  = area della sezione di acciaio posta nell'area  $A_{c,eff}$ .

La deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{sm}$  può valutarsi secondo la seguente espressione che tiene conto della collaborazione del calcestruzzo teso che la circonda:

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) \geq (0.4 \sigma_s / E_s)$$

$\sigma_s$  = tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata;

$\sigma_{sr}$  = tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione  $f_{ctm}$  nella fibra di calcestruzzo più sollecitata nella sezione interamente reagente;

$\beta_1 = 1.0$  per barre ad aderenza migliorata;

$\beta_2 = 0.5$  nel caso di azioni di lunga durata o ripetute.

## 8.2 CRITERI DI VERIFICA PER GLI SLU

Secondo quanto disposto dalle NTC2008, la verifica della sicurezza agli stati limite ultimi per costruzioni di conglomerato cementizio si ritiene soddisfatta quando, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell’azione pari all’azione nominale moltiplicata per il coefficiente parziale per le azioni  $\gamma$ , mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema, valutato con riferimento ai coefficienti parziali per le resistenze, che variano in funzione dei materiali.

Si riporta la Tabella 2.6.1 delle Norme tecniche delle costruzioni, in essa sono contenuti i Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni nelle verifiche SLU previsti dalla normativa.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali(1)	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I fattori moltiplicativi delle azioni sono stati considerati pari ad  $\gamma_{g2} = 1.3$ .

Le resistenze di calcolo dei materiali (NTC 2008), conglomerato cementizio e acciaio, si ottengono mediante l’espressione

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} * \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 19.8 MPa$$

Dove:

$f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica del materiale (35 MPa)

$\gamma_c$  = coefficiente parziale per la resistenza (1.50)

$\alpha_c = 0.85$

La tensione di snervamento di calcolo dell’acciaio risulta invece pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ MPa}$$

dove

$f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (450 MPa)

$\gamma_s$  = coefficiente parziale per la resistenza (1.15)

Per ciascuna sezione è stato riportato il diagramma di interazione M-N, i cui i bordi rappresentano i limiti della resistenza di calcolo  $R_d$ .

Le ipotesi considerate per la costruzione del dominio di resistenza sono:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo tipo parabola-rettangolo con un range costante di deformazione compreso tra 0,2% e 0,35%;
- legame costitutivo dell'acciaio tipo elastico-perfettamente plastico, con deformazione limite di rottura dello 0,1%;
- perfetta aderenza calcestruzzo-acciaio;
- calcestruzzo non reagente a trazione.

### 8.2.1 Verifica a Pressoflessione

La verifica risulta soddisfatta quando i punti rappresentativi delle coppie di sollecitazioni sul rivestimento risultano all'interno del diagramma. Nelle tabelle di sintesi delle verifiche è riportato altresì il coefficiente di utilizzo della sezione ( $M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1$ ), il quale deve risultare inferiore all'unità affinché la verifica risulti soddisfatta.

### 8.2.2 Verifica al Taglio

Per la valutazione delle resistenze ultime nei confronti di sollecitazioni taglianti (valido per elementi monodimensionali), è stato considerato quanto riportato di seguito.

#### Criterio di verifica - Sezioni senza armature trasversali resistenti a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  degli elementi strutturali sprovvisti di specifica armatura a taglio è stata valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

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

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio.

Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l’altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nelle tabelle di sintesi delle verifiche è riportato il coefficiente di utilizzo della sezione ( $V_{Ed}/V_{Rd} \leq 1$ ), il quale deve risultare inferiore all’unità affinché la verifica risulti soddisfatta.

Nelle tabelle di sintesi delle verifiche è riportato il coefficiente di utilizzo della sezione ( $V_{Rd}/V_{Ed} > 1$ ), il quale deve risultare maggiore all’unità affinché la verifica risulti soddisfatta.

#### Criterio di verifica - Sezioni con armature trasversali resistenti a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è stata valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell’ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d’anima inclinati. L’inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all’asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rsd} \geq V_{Ed}$$

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

Con riferimento all’armatura trasversale, la resistenza di calcolo a “taglio trazione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$$



Con riferimento al calcestruzzo d’anima, la resistenza di calcolo a “taglio compressione” si calcola

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite, dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in precedenza e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell’armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell’armatura trasversale rispetto all’asse della trave;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima ( $f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ );

$\alpha_c$ coefficiente maggiorativo pari a:	1	per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
	1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
	$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$

## 9 DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

I metodi di calcolo utilizzati per la verifica delle sezioni tipo delle gallerie naturali sono i seguenti:

- Metodo delle curve caratteristiche;
- Metodi numerici agli elementi finiti;
- Analisi di stabilità del fronte (metodi numerici in forma chiusa).

Nei paragrafi successivi della presente relazione verranno spiegate le ipotesi principali su cui si basano i metodi sopra elencati. I software di calcolo utilizzati per la progettazione della galleria oggetto della presente relazione sono i seguenti:

- GV4-rev1/2003: “Metodo convergenza-confinamento e similari” – Sial.Tec-Engineering-Bergamo
- FLAC 8.0: Programma ad elementi finiti – Itasca Consulting, per il calcolo dell’interazione opere-terreno.

### 9.1 Metodo delle curve caratteristiche

#### 9.1.1 Aspetti generali

Il metodo delle curve caratteristiche permette di simulare lo scavo di una galleria basandosi sulle ipotesi di simmetria assiale e stato di deformazione piana.

Per curve caratteristiche di una cavità si intendono delle curve che legano le pressioni di contenimento, esercitate in senso radiale sul bordo della galleria dalle opere di stabilizzazione e di rivestimento, agli spostamenti radiali al suo contorno (convergenze).

Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia “p” applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento della roccia prodotto dall’avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale “u” crescente in funzione delle caratteristiche dell’ammasso.

Esse possono quindi essere utilizzate, oltre che per valutare il comportamento dell'ammasso allo scavo, anche per determinare lo stato di sollecitazione sui diversi interventi costituenti la galleria, mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve caratteristiche della cavità e dei singoli interventi che la costituiscono.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche è valido nei casi in cui si ritenga lecito ipotizzare che l’andamento delle sollecitazioni indotte dallo scavo, sotto l’azione delle spinte di montagna, sia di tipo idrostatico; ciò si verifica generalmente per coperture  $H > 3D$  (D=diametro di scavo

della galleria); valori di copertura inferiori conducono a un risultato poco rappresentativo dell'effettivo comportamento dell'ammasso roccioso.

Per ogni galleria è possibile costruire due curve caratteristiche principali:

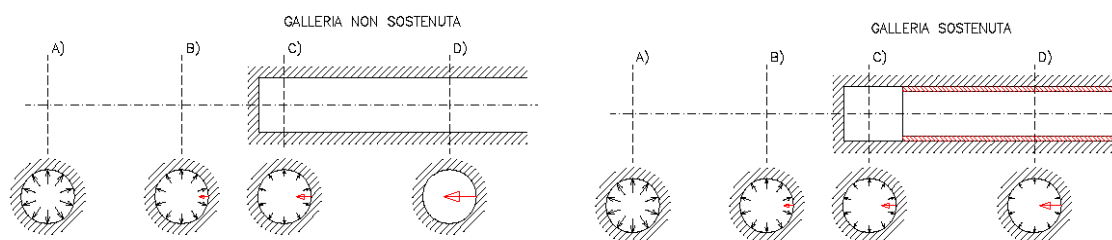
- quella valida presso il fronte di scavo, detta curva caratteristica del fronte, che tiene conto dell'effetto tridimensionale delle tensioni vicino ad esso e che permette di risalire, mediante considerazioni sulla resistenza del nucleo, all'entità della convergenza già subita dalla galleria nella sezione in corrispondenza al fronte di scavo,
- quella valida per qualsiasi sezione sufficientemente lontana dal fronte, detta curva caratteristica della cavità, per la quale lo stato di tensione può considerarsi piano.

In generale, se la curva caratteristica non interseca l'asse delle deformazioni radiali in un valore finito, la galleria risulta instabile senza adeguati interventi di stabilizzazione.

Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario allo stato finale è presente una pressione di confinamento  $> 0$  che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della curva caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati. Quest'ultima curva, a sua volta, dipende dalle proprietà dei materiali impiegati e dalle deformazioni subite dall'ammasso prima della posa in opera del rivestimento e quindi, in ultima analisi, è legata al comportamento del fronte di scavo e al tipo di interventi previsti in avanzamento.

Mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve "caratteristiche" della galleria, dei sostegni e del fronte è possibile ridurre il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ad un problema bidimensionale. L'intersezione delle varie curve permette di determinare dal grafico il comportamento della galleria allo scavo.

La curva caratteristica del rivestimento, o curva di confinamento, è individuata dalla rigidità della struttura  $K_{st}$  e dallo spostamento radiale  $u_{d0}$  che si è già generato nell'intorno del cavo prima dell'installazione del supporto messo in opera a distanza  $d_0$  dal fronte di avanzamento della galleria.

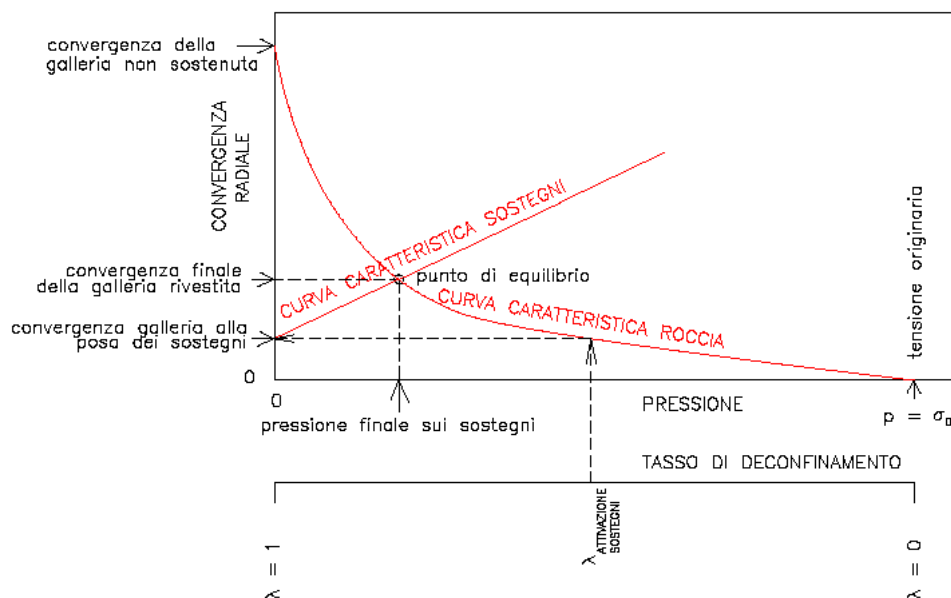


**Figura 31 - Progressivo di confinamento del bordo di scavo per simulare l’avanzamento della galleria**

Il valore della convergenza alla distanza di posa in opera del rivestimento,  $u_{do}$ , viene determinato simulando l’effetto di deconfinamento dovuto allo scavo e all’allontanamento del fronte per mezzo di una pressione fittizia applicata alla parete della galleria. Tale pressione, inizialmente pari allo stato di sforzo originario, viene ridotta fino ad un valore  $P^*$  definito da un tasso di rilascio  $\lambda$ :

$$P^* = (1 - \lambda) \cdot \sigma_0$$

In tutti i casi è necessario valutare lo spostamento al fronte  $u_f$  per risalire allo spostamento radiale alla distanza  $d_0$ .



**Figura 32 - Curve caratteristiche**

Tracciando la curva caratteristica del fronte, non solo si ricava il valore  $u_f$ , tenendo conto del tipo di preconsolidamento eventualmente effettuato in avanzamento dal fronte stesso, ma è anche possibile individuare a priori il comportamento della galleria, distinguendo tra fronte stabile (A), stabile a breve termine (B) ed instabile (C), secondo la classificazione A.De.Co.Rs.

Noto lo spostamento al fronte e determinato l’andamento della curva di convergenza longitudinale della galleria tramite la funzione che fornisce il tasso di deconfinamento  $\lambda$ , si calcola il valore della convergenza radiale già subita dal cavo, prima della posa in opera del rivestimento; la curva di confinamento risulta a questo punto completamente definita.

La condizione di equilibrio, individuata dallo spostamento radiale  $u_{re}$  o dalla pressione radiale  $P=P_e$ , è determinata dall’intersezione della curva caratteristica del terreno e di quella del rivestimento. Tale condizione risulta verificata se la pressione di equilibrio è inferiore alla resistenza massima propria del rivestimento.

In virtù dei sistemi di avanzamento proposti, volti a conservare le caratteristiche meccaniche del terreno indisturbato, limitando al minimo il rimaneggiamento e l’alterazione dello stesso conseguente alle operazioni di scavo, diviene estremamente importante sapere quanto il terreno è effettivamente in grado di incassare nelle sue condizioni naturali e indisturbate, prima di giungere alla rottura. La conoscenza delle caratteristiche di resistenza al taglio del terreno nelle sue condizioni naturali è indispensabile per determinare con discreta accuratezza il contributo al contenimento del cavo che i vari interventi adottati saranno in grado di fornire.

Le analisi con curve caratteristiche sono state implementate per mezzo del software di calcolo GV4. L’impiego di tale strumento ha consentito sia la conduzione delle tradizionali analisi di diagnosi di comportamento dell’ammasso, sia l’implementazione delle analisi proprie della fase di terapia, fornendo infatti gli strumenti per simulare l’interazione dell’ammasso con i rivestimenti definitivi.

Il discorso così impostato sulla sensibilità del terreno dovrà essere poi allargato per mettere in conto anche l’eterogeneità strutturale dell’ammasso, che in rapporto alle coperture in gioco, è determinante nella parametrizzazione geotecnica dell’ammasso. Non essendo realmente praticabile l’ipotesi di una perfetta conoscenza delle condizioni del terreno ad ogni avanzamento sarà necessario individuare, anche facendo ipotesi di lavoro sulla base di esperienze maturate in casi analoghi, condizioni geotecniche standard in base alle quali svolgere i calcoli.

Si precisa inoltre che i calcoli svolti fanno riferimento a condizioni puramente statiche, considerando il consolidamento del fronte come un irrigidimento del nucleo e non come uno strumento di stabilizzazione del paramento, che pertanto rimane pur sempre una fonte di pericolo da tenere costantemente sotto controllo, evitando che le maestranze permangano entro il suo raggio di azione in particolare durante le operazioni di scavo.

Infatti quando il fronte è assoggettato all’opera di demolizione mediante utensili quali la sega dentata del pretaglio, il ripper, ecc. si vanno a modificare le condizioni iniziali, che

quindi in tale contesto perdono la loro validità anche a prescindere dalla stabilità dimostrata dal fronte prima della sua demolizione.

### 9.1.2 Consolidamento del fronte di scavo

Nel caso di presenza di trattamenti di rinforzo del fronte (VTR, Jet-grouting ecc.) posti in opera in avanzamento, il loro effetto stabilizzante può utilmente essere tenuto in conto incrementando la resistenza coesiva dell'ammasso.

Infatti l'intervento esercita un'azione di contenimento passivo del fronte, rappresentabile, nel caso di impiego di elementi strutturali in VTR, da una tensione di confinamento  $\sigma_3^{VTR}$  fittizia, funzione dei parametri tecnici del trattamento secondo le equazioni:

$$\sigma_3^{VTR_A} = \frac{\tau_A \cdot L_A \cdot 2p_A}{A_i}$$

$$\sigma_3^{VTR_B} = \frac{\sigma_T \cdot A_T}{A_i}$$

$$\sigma_3^{VTR} = \text{minimo} (\sigma_3^{VTR_A}, \sigma_3^{VTR_B})$$

dove:

$\tau_a$  = tensione di aderenza ammasso-fondazione

$L_A$  = semi-lunghezza dell'elemento di rinforzo (si assume che mezzo elemento costituisca la fondazione)

$2p_A$  = perimetro della sezione reagente a sfilamento

$\sigma_t$  = resistenza a trazione dell'elemento di rinforzo

$A_i$  = area di influenza di un elemento strutturale

$A_t$  = sezione dell'elemento resistente a trazione

L'effetto di  $\sigma_3^{VTR}$  può essere considerato come incremento di coesione dell'ammasso:

$$\Delta\sigma_C^{\text{Fronte}} = \frac{\sigma_3^{VTR}}{2} * \sqrt{K_p}$$

Se il fronte di scavo è rinforzato con trattamenti colonnari in jet-grouting, allora i parametri di coesione sono migliorati specificando un incremento della coesione di picco pari alla differenza tra la coesione dell'ammasso non trattato e quella dell'ammasso trattato; quest'ultima è valutata come media pesata della coesione originaria del terreno e di quella del trattamento:

$$\Delta c = c_{\text{ammasso trattato}} - c_{\text{ammasso}} = \frac{c_{\text{jet}} \cdot A_{\text{jet}} + c_{\text{ammasso}} \cdot A_{\text{ammasso}}}{A_{\text{tot}}} - c_{\text{ammasso}}$$

dove:

$c_{jet}$  = coesione dei trattamenti colonnari in jet grouting

$c$  ammasso = coesione dell’ammasso senza trattamenti

$A_{jet}$ ,  $A_{ammasso}$ ,  $A_{tot}$  = sono le aree, rispettivamente, dei trattamenti colonnari, della sezione di scavo al netto dei trattamenti e della sezione di scavo.

### 9.1.3 Consolidamento al contorno

La curva caratteristica del fronte e quella del cavo sono state implementate con la tecnica di soluzione semi-analitica denominata “transfer – matrix”, implementata nel software di calcolo. Tale soluzione è stata adottata allo scopo di poter simulare sul medesimo caso di analisi oggetto della diagnosi (cavo libero, fronte non sostenuto) l’introduzione dei vari possibili interventi di terapia, quale in particolare la corona di consolidamenti in avanzamento, la cui modellazione non è supportata dalla soluzione analitica tradizionale e, per casi specifici di analisi, la considerazione di un carico idrostatico all’interno dell’ammasso.

Questa procedura si basa sull’osservazione che in generale, per piccoli incrementi di tensione e deformazione, le equazioni costitutive in stato di deformazione piana in un generico punto della roccia possono essere linearizzate esprimendole in forma incrementale:

$$\Delta\sigma_r = D_{11}^{ep} \Delta\varepsilon_r + D_{12}^{ep} \Delta\varepsilon_\theta$$

$$\Delta\sigma_\theta = D_{21}^{ep} \Delta\varepsilon_r + D_{22}^{ep} \Delta\varepsilon_\theta$$

dove  $\Delta\sigma_r$ ,  $\Delta\sigma_\theta$ ,  $\Delta\varepsilon_r$  e  $\Delta\varepsilon_\theta$  rappresentano le variazioni di tensione e le corrispettive variazioni di deformazione, mentre i coefficienti  $D^{ep}_{ij}$  rappresentano gli elementi della matrice di rigidità elastoplastica  $\mathbf{D}^{ep}$  che può variare da punto a punto della roccia essendo funzione della storia tensio-deformativa.

Il programma discretizza la roccia attorno alla galleria in una sequenza di N anelli concentrici di raggio  $r_i$ , sufficientemente sottili da poter considerare  $\mathbf{D}^{ep}$  costante all’interno di ognuno di essi.

In questo modo, in corrispondenza di una variazione  $\Delta p$  della pressione sul bordo dello scavo, sufficientemente piccola da consentire la linearizzazione delle equazioni costitutive incrementali, è possibile scrivere una coppia di equazioni costitutive  $\Delta u-r$  e  $\Delta\sigma-r$  per ognuno degli N anelli tramite delle costanti di integrazione. Imponendo la continuità dello spostamento e della tensione radiale sul confine comune di ognuna delle coppie adiacenti di anelli, una volta determinate le costanti del primo anello, è possibile ricostruire lo stato tensio-deformativo dell’intera discretizzazione.

Questo metodo permette quindi di definire degli anelli di materiale trattato intorno al cavo definito come un materiale elasto-plastico ideale (privo di caduta di resistenza), ottenendo così una distribuzione di tensioni e spostamenti ed una curva caratteristica della galleria che tengono in conto della disomogeneità radiale del terreno.

## 9.2 *Analisi numeriche bidimensionali con FLAC 8.0*

Le analisi tenso-deformative, presentate nel seguito, sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 8.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato da ITASCA Consulting, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite. Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame, attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo. L’algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato “esplicito per integrazione diretta nel tempo” (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l’invertibilità di matrici). L’adattamento del metodo alle differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l’approccio di Wilkins M.L..

### 9.2.1 *Analisi alle differenze finite*

La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata un reticolo, in genere di maglie quadrilatera, in corrispondenza dei cui nodi (gridpoints) sono definite le grandezze in gioco. E’ allora possibile approssimare la derivata prima di una funzione rispetto a una variabile indipendente, con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione stessa nel passare da un nodo ad uno contiguo, e la corrispondente variazione della variabile indipendente.

Ad un certo istante  $t$  può assumersi una delle seguenti equivalenze:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x}, \quad \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i-1,j}^t}{2\Delta x}, \quad \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i,j}^t - u_{i-1,j}^t}{\Delta x}.$$

In modo analogo si opera per le derivate rispetto ad  $y$ , e per le derivate di ordine superiore. La legge costitutiva del materiale viene espressa nella seguente forma:



$$\sigma = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \Rightarrow \sigma_{i,j}^t = E \cdot \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x}$$

Il codice di calcolo FLAC usa uno schema di soluzione “esplicito condizionatamente stabile”, la cui sequenza di calcolo iterativo, illustrata schematicamente nella figura seguente, comprende i seguenti passi:

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa  $m$ , la risultante delle forze esterne  $F_e$  (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne  $F_i$ , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo  $F_u$  (unbalanced force  $F_u = F_e - F_i$ );
- per ogni gridpoint si scrive l’equazione di Newton  $F_u = m \cdot a$ , tramite la quale è possibile determinare l’accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l’accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo;
- dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo;
- la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la  $F_u$ , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita.

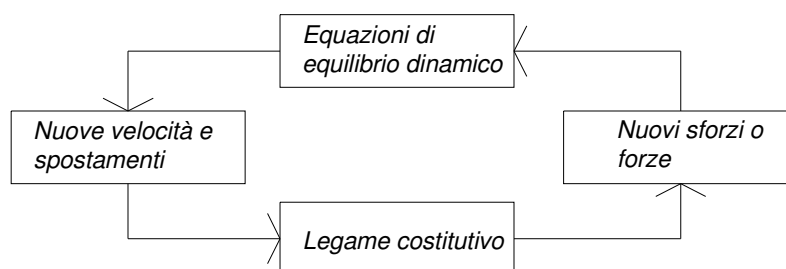


Figura 33 - Fasi di computazione del codice di calcolo FLAC

### 9.2.2 Leggi di comportamento e parametri del materiale

Il codice di calcolo consente di adottare un modello di comportamento del terreno elastico-perfettamente plastico basato sul criterio di rottura di Mohr-Coulomb, con legge di flusso associata.

La funzione di plasticizzazione  $F$  definita dal criterio di rottura consente di individuare quelle zone di terreno in cui lo stato tensionale ha superato il limite al di sotto del quale il materiale mantiene un comportamento elastico e che sono quindi soggette a sollecitazioni tali da

comportare deformazioni irreversibili nell'ammasso.

Per un generico stato di sforzo, individuato dalle tensioni principali  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ , il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è rappresentato dalle seguenti equazioni lineari:

$$\begin{aligned}\sigma_1 - \sigma_2 &= \pm 2 \cdot \left( c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \cdot \sin(\phi') \right) \\ \sigma_2 - \sigma_3 &= \pm 2 \cdot \left( c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} \cdot \sin(\phi') \right) \\ \sigma_3 - \sigma_1 &= \pm 2 \cdot \left( c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_3 + \sigma_1)}{2} \cdot \sin(\phi') \right)\end{aligned}$$

Tale criterio è rappresentato, nello spazio delle tensioni principali, da una piramide a base esagonale non regolare avente, come asse, la trisettrice del primo ottante.

Nel criterio di rottura di Mohr-Coulomb la resistenza al taglio non è influenzata dallo sforzo principale avente intensità intermedia; la resistenza del materiale è variabile in funzione dello stato di sforzo esistente.

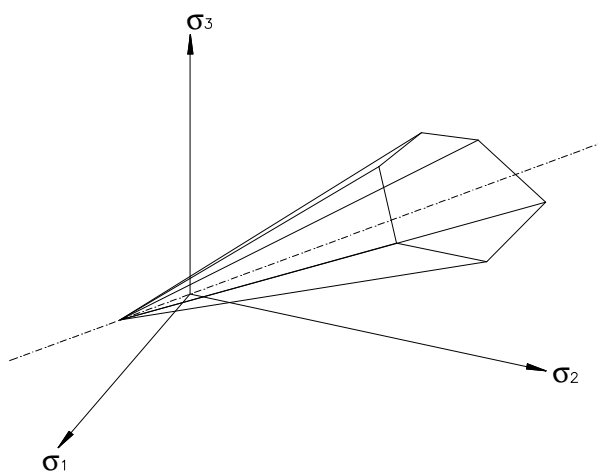


Figura 34 - Criterio di rottura di Mohr-Coulomb nello spazio delle tensioni

### 9.3 Analisi di stabilità del fronte di scavo

#### 9.3.1 Metodo di Tamez & Cornejo (1997)

Al fine di valutare il comportamento del fronte di scavo e del cavo, è possibile utilizzare il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez, che tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della

galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nelle figure seguenti.

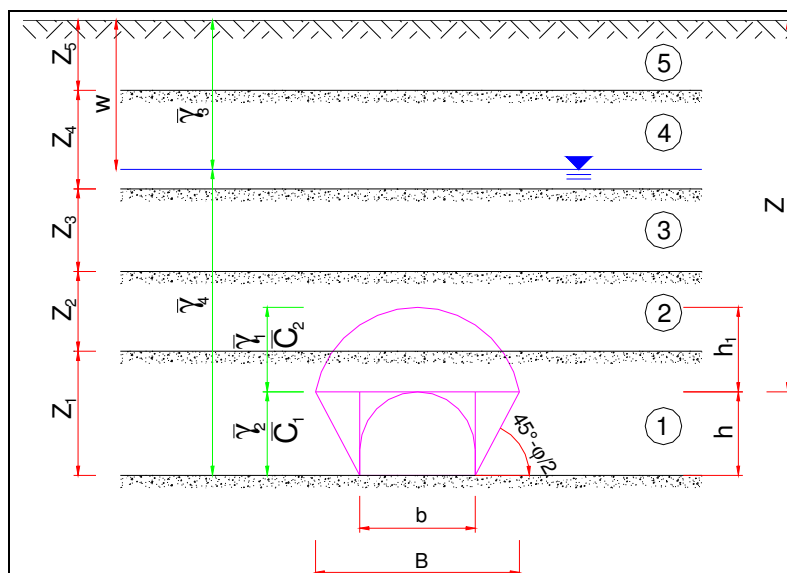


Figura 35 – Schema proposto da Tamez

In generale, nei fenomeni di instabilità del fronte di scavo, se non si interviene con contromisure appropriate prima del processo di rottura, questo progredisce in maniera indesiderata interessando un volume di materiale crescente fino alla formazione di un “camino” al di sopra della volta della galleria e di un piano di rottura nel nucleo in corrispondenza del piano di massima mobilitazione dello sforzo di taglio.

A partire da questa osservazione, diversi autori hanno proposto per la verifica di stabilità del fronte di scavo un approccio basato sul metodo dell’equilibrio limite con un volume di ammasso terroso o roccioso che insiste in corrispondenza della volta della galleria. Nel seguito verrà descritto il criterio proposto da Tamez et al. nella formulazione proposta nel 1997. Tale approccio permette di calcolare un fattore di sicurezza globale alla rotazione rispetto al punto O, denominato  $F_{Sg}$ , ed un fattore di sicurezza allo scorrimento del solo cuneo 3, denominato  $F_{Sc}$ .

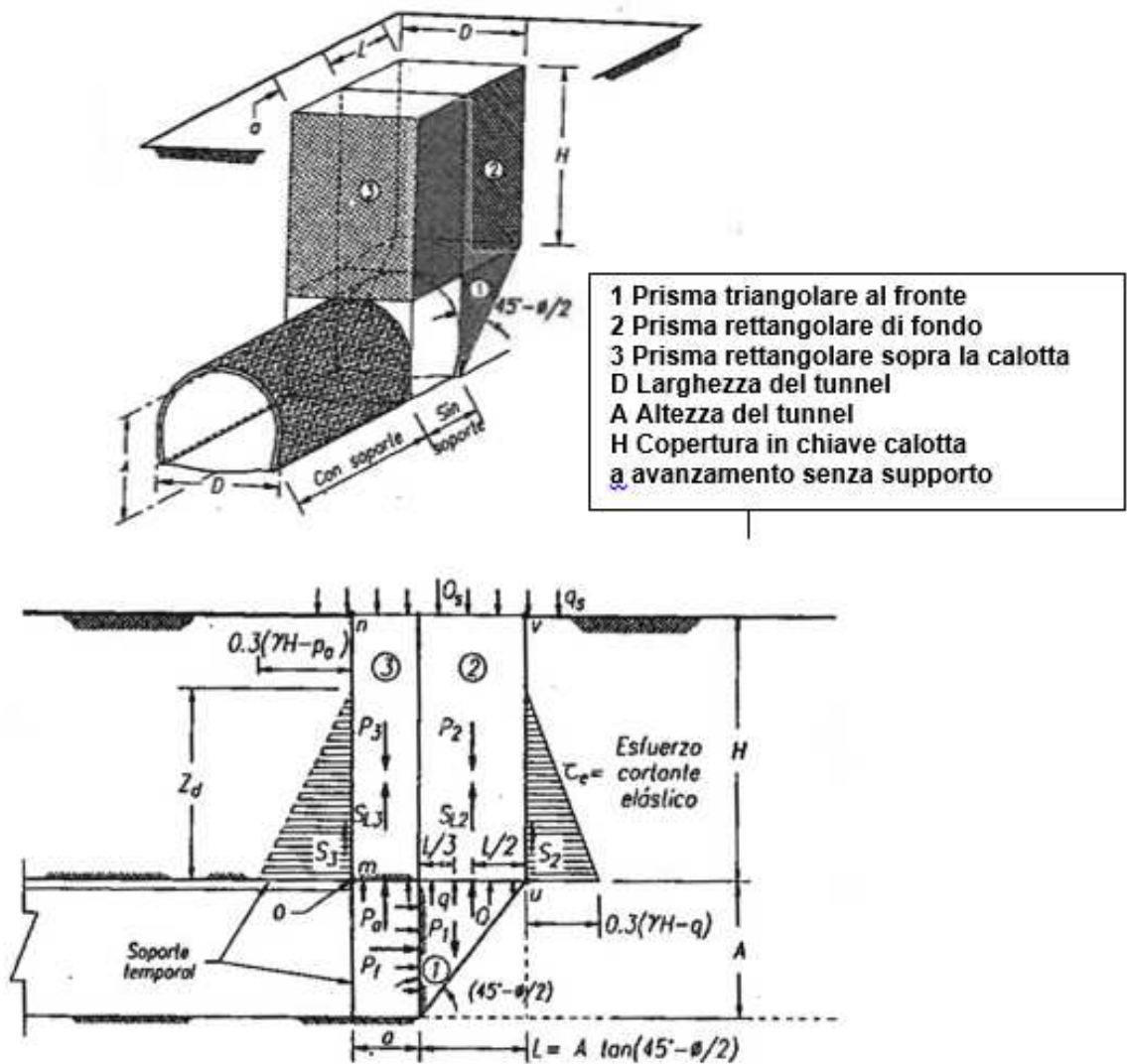


Figura 36 – Schema del metodo di Tamez

Secondo quanto definito nel par.7, per la verifica di stabilità del fronte, il coefficiente amplificativo 1.3 è da applicare alle sollecitazioni. Nelle verifiche seguenti, il rapporto FS tra l'azione stabilizzante  $R_d$  e quella sollecitante  $E_d$  deve risultare maggiore di 1.3 (di fatto nella combinazione A1+M1+R1, A1 e M1 risultano unitari e R1 è pari a 1.3). Seguendo le indicazioni dell'autore del metodo, si considera un FS minimo pari a 2.0 per terreni granulari e pari a 1.6 per terreni a comportamento plastico, a patto che i cedimenti indotti non abbiano ripercussioni su preesistenze in superficie.

### 9.3.2 Metodo di Broms e Bennermark (1967)

In aggiunta al metodo di Tamez, si propone una seconda procedura per stimare il comportamento del fronte di scavo.

Per valutare la stabilità del fronte si definisce il rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark (1967) nella seguente maniera:

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma z - \sigma_T}{c_u}$$

dove:

$\gamma$  = peso dell’unità di volume del terreno

$z$  = profondità dell’asse della galleria

$\sigma_s$  = sovraccarico eventualmente presente in superficie

$\sigma_T$  = eventuale pressione di sostegno applicata al fronte

$c_u$  = resistenza al taglio, in condizioni non drenate, alla profondità della galleria.

Sulla base di prove di estrusione eseguite in laboratorio e d’osservazioni in sito, Broms e Bennermark (1967) hanno concluso che il valore del rapporto di stabilità critico  $N$ , perché si manifesti il collasso è pari a circa 6. A conclusioni simili giunse Peck (1969).

Il rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark può ovviamente essere visto come un coefficiente di sicurezza, ma tenendo tuttavia in conto che un valore del rapporto di stabilità più elevato corrisponde ad un coefficiente di sicurezza più basso e pertanto il margine di sicurezza non è facilmente definibile.

La seguente tabella fornisce una indicazione della relazione fra il numero di stabilità e le deformazioni attese (P.B. Attewell in Geddes, 1978).

<b>N</b>	<b>Deformazioni</b>
< 1	Trascurabili
1 – 2	Elastiche
2 – 4	Elasto-plastiche
4-6	Plastiche
> 6	Collasso

Tabella 3 - Relazione fra il numero di stabilità e le deformazioni attese

Per questa valutazione, si considerano i parametri geotecnici caratteristici del terreno scavato, considerando che la tabella soprastante fornisce delle indicazioni circa il comportamento del fronte di scavo.

### 9.3.3 Metodo del tasso di deconfinamento critico $\lambda_E$ (Panet, 1990)

Il metodo convergenza-confinamento proposto da Panet permette di analizzare l’interazione fra l’ammasso roccioso ed il sostegno in funzione dell’avanzamento del fronte di scavo.

La sua applicazione agli ammassi rocciosi a debole resistenza suppone la definizione di un mezzo continuo equivalente al quale attribuire un comportamento elastoplastico rammollente. In questi ammassi, lo scavo di una galleria situata a profondità tali da sviluppare la resistenza massima (gallerie profonde  $H > 2D$ ), provoca elevate convergenze legate alla formazione di una zona decompressa attorno al cavo.

Sotto queste ipotesi, il criterio di Panet consente di verificare le condizioni di stabilità del cavo in funzione del valore critico del tasso di deconfinamento ( $\lambda_e$ ) del materiale (valore cui si manifestano le prime plasticizzazioni). Tale indice, in relazione al criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è funzione del coefficiente di spinta passiva  $K_p$  e del fattore di stabilità  $N$  secondo l’equazione:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left[ K_p - 1 + \frac{2}{N} \right]$$

dove  $N = \frac{2\sigma_z}{\sigma_c}$

Nel caso di una galleria priva di rivestimento, se  $N < 1$ , non si raggiunge mai la resistenza massima dell’ammasso roccioso. Raggiunto il limite di rottura ( $N > 1$ ) l’autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte:

- se  $0,6 < \lambda_e < 1$  il fronte di scavo è stabile; le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell’ammasso a tergo del fronte;
- se  $0,3 < \lambda_e < 0,6$  il fronte di scavo è stabile a breve termine; al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo poi verso il nucleo;
- se  $\lambda_e < 0,3$  il fronte di scavo instabile; il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessita di interventi preventivi di consolidamento.

Per questa valutazione, si considerano i parametri geotecnici caratteristici del terreno scavato, considerando che i range definiti dall’autore danno una stima del comportamento del fronte di scavo.

## **10 PREVISIONE SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMSSI ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)**

La valutazione di come evolve lo stato tensionale nell’ammasso a seguito dell’apertura di una galleria è possibile solo attraverso l’attenta analisi della risposta deformativa del fronte e del cavo, in termini di estrusione, pre-convergenza e convergenza. La loro entità permette di effettuare valutazioni nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine della galleria. In particolare, l’elemento centrale per l’analisi dell’evoluzione dei fenomeni deformativi è il comportamento del nucleo di avanzamento, inteso come il prisma di terreno individuato a monte del fronte dallo stesso profilo di scavo per una profondità di circa un diametro.

Durante le fasi di avanzamento, passando da uno stato tensionale tridimensionale ad uno stato piano, si determinano importanti ridistribuzioni nel nucleo al fronte. Se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente, tale da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tensio-deformativo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento sul fronte, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del terreno al contorno del cavo. Se, viceversa, il comportamento del nucleo d’avanzamento si mantiene in campo elastico, esso svolge un’azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.

Tale comportamento è principalmente condizionato da:

- le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso connesse con le varie strutture geologiche che interessano le gallerie;
- il comportamento del materiale nel breve e lungo termine: rigonfiamento, squeezing, fluage e rilasci tensionali;
- i carichi litostatici corrispondenti alle coperture in gioco;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- lo schema di avanzamento e la tipologia dello scavo.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere, secondo l’approccio Adeco-RS, sostanzialmente di tre tipi:

- Categoria A: “stabile”
- Categoria B: “stabile a breve termine”
- Categoria C: “instabile”

### **Gallerie a fronte stabile (CASO A)**

Se il fronte di scavo è stabile, ciò significa che lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo prevalentemente in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento. Saranno sufficienti, nel breve termine, interventi di confinamento delle pareti di scavo, e nel lungo termine, la realizzazione del rivestimento definitivo.

### **Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)**

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con tale ridistribuzione delle tensioni sono più accentuati che nel caso precedente e producono nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione che porta ad una riduzione della resistenza interna. Questa decompressione deve essere opportunamente regimata, nel breve termine, mediante adeguati interventi di preconsolidamento al fronte (e talora al contorno del cavo), in grado di contenere l'ammasso e condurlo verso condizioni di stabilità; diversamente lo stato tenso-deformativo può evolvere verso condizioni di instabilità del cavo. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

### **Gallerie a fronte instabile (CASO C)**

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi nel campo plastico, che risultano immediati, più rilevanti e si manifestano prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Di conseguenza tali deformazioni producono una decompressione più spinta nell'ammasso roccioso al fronte e portano ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento che consentiranno di creare artificialmente quell' effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile nel breve termine e, con l'aggiunta del rivestimento definitivo, anche nel lungo termine.



### *10.1 Calcolo e determinazione delle categorie di comportamento allo scavo*

Si vuole adesso determinare il comportamento dell'ammasso allo scavo per le suddivisioni operate sui litotipi precedentemente esaminati, in funzione anche dei carichi litostatici dovuti alle differenti coperture riscontrate lungo il tracciato della galleria in oggetto.

Per ogni singolo gruppo sarà possibile ottenere diverse classi di comportamento allo scavo in funzione delle diverse coperture in esame. Nella successiva fase di terapia, in cui si definiranno gli interventi necessari per l'avanzamento nelle diverse classi di comportamento, ad una stessa classe di comportamento potranno corrispondere diverse sezioni tipo, adeguate alle caratteristiche geologiche e fisiche di ogni formazione.

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, vengono sviluppate le previsioni sul comportamento deformativo del fronte e del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento omogeneo, suddivise nelle tre categorie di comportamento precedentemente descritte.

Gli strumenti numerici adottati per la determinazione del comportamento dell'ammasso allo scavo sono stati:

- Analisi di stabilità del fronte (metodo di analisi empirici in forma chiusa);
- Metodo delle Linee Caratteristiche.

#### *10.1.1 Stabilità del fronte di scavo*

Per quanto riguarda le analisi di stabilità del fronte, queste sono state condotte per coperture comprese tra i 25 m e i 360 m. Nel seguito sono riepilogate le analisi svolte e i risultati ottenuti per tutti e tre metodi considerati. Nelle analisi sotto indicate, in modo da poter comparare i risultati, si è proceduto a valutare la stabilità al fronte adottando una sezione tipo con altezza pari a 11m, larghezza pari a 16 m e sfondi pari ad un metro per tutte le formazioni considerate: tale sagoma risulta media rispetto a quella che si dovrà impiegare per la galleria a singolo binario. In fase di terapia si è poi proceduto a differenziare le altezze di scavo, le larghezze delle sezioni e gli sfondi di avanzamento per ogni sezione tipo oggetto di analisi.

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

ANALISI STABILITÀ DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo							
Analisi	Formazione	Copertura	D <sub>eq</sub>	γ	c'	φ'	FSF
	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[-]
Dol 1	1A	50	13.7	27	1100	60	9.12
Dol 2	1A	100	13.7	27	1300	56	6.72
Dol 3	1A	150	13.7	27	1500	54	5.72
Dol 4	1A	200	13.7	27	1700	52	5.21
Dol 5	1A	250	13.7	27	1900	51	4.92
Dol 6	1A	300	13.7	27	2000	49	4.58
Dol 7	1A	350	13.7	27	2200	48	4.45
Dol 8	1B	25	13.7	27	600	62	5.9
Dol 9	1B	50	13.7	27	700	58	6.55
Dol 10	1B	100	13.7	27	900	54	5.13
Dol 11	1B	150	13.7	27	1100	52	4.67
Dol 12	1B	200	13.7	27	1300	50	4.43
Dol 13	1B	250	13.7	27	1400	48	4.14
Dol 14	1B	300	13.7	27	1600	47	4.07
Dol 15	1B	350	13.7	27	1700	46	3.91
Dol 16	2A	25	13.7	27	400	61	4.35
Dol 17	2A	50	13.7	27	500	57	5.01
Dol 18	2A	100	13.7	27	750	52	4.53
Dol 19	2A	150	13.7	27	900	50	4.15
Dol 20	2A	200	13.7	27	1000	48	3.86
Dol 21	2A	250	13.7	27	1200	46	3.82
Dol 22	2A	300	13.7	27	1300	45	3.68
Dol 23	2A	350	13.7	27	1500	43	3.65
Dol 24	2B	25	13.7	27	300	60	3.6
Dol 25	2B	50	13.7	27	400	56	4.24
Dol 26	2B	100	13.7	27	600	51	3.97
Dol 27	2B	150	13.7	27	800	48	3.88
Dol 28	2B	200	13.7	27	900	46	3.66
Dol 29	2B	250	13.7	27	1100	44	3.66
Dol 30	2B	300	13.7	27	1200	43	3.48
Dol 31	2B	350	13.7	27	1300	42	3.35
Dol 32	3A	200	13.7	27	800	44	3.41
Dol 33	3A	250	13.7	27	900	42	3.23
Dol 34	3A	300	13.7	27	1000	41	3.12
Dol 35	3A	350	13.7	27	1100	39	3.01

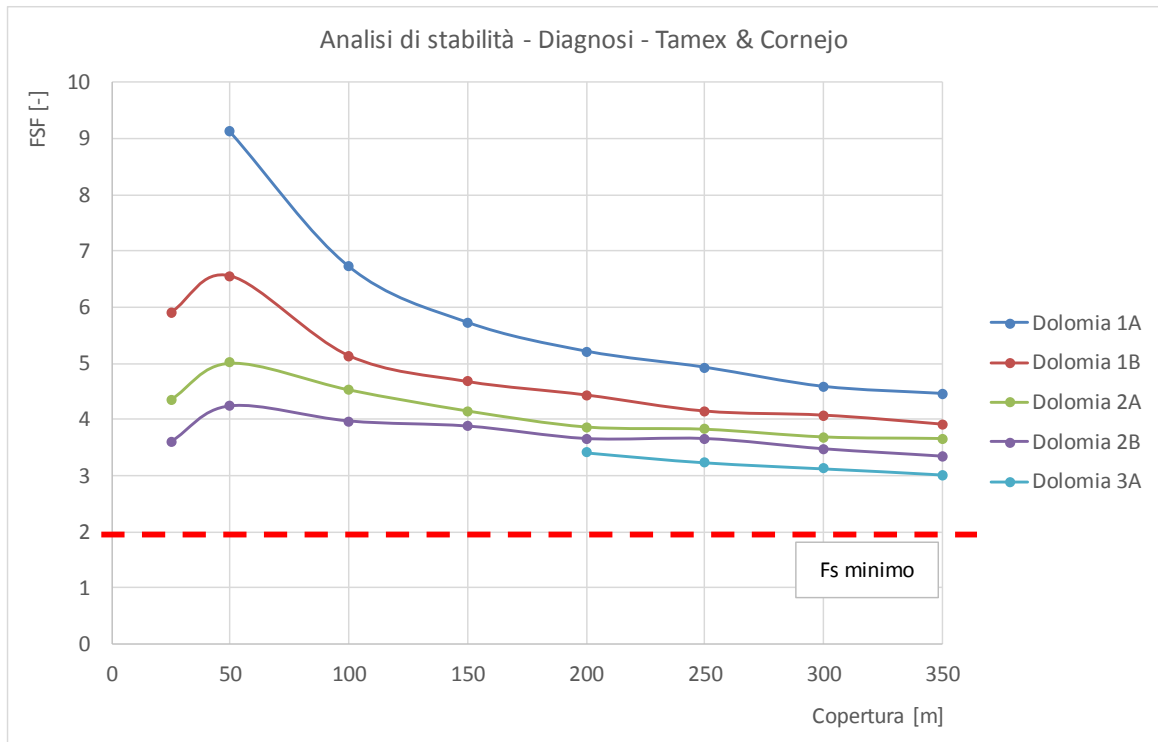
Tabella 4 - Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di diagnosi

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

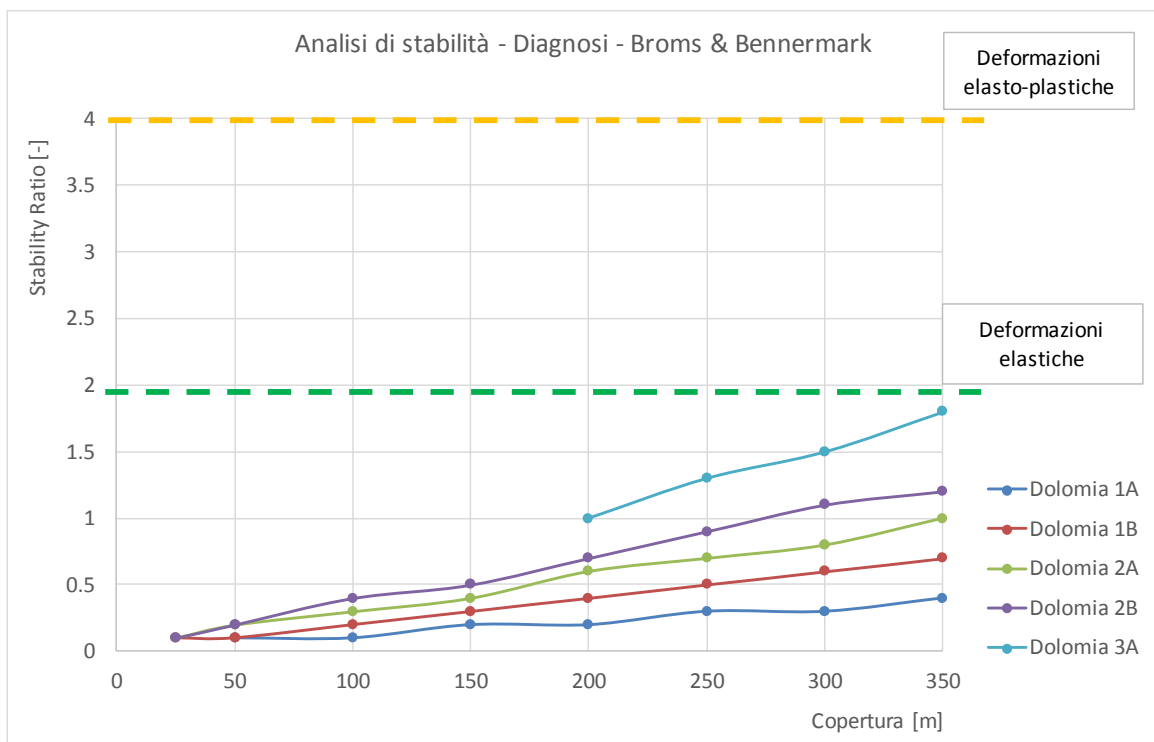
ANALISI STABILITÀ DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms & Bennermark e Panet							
Analisi	Formazione	Copertura	GSI	$\sigma_{ci}$	$m_i$	Stability Ratio	$\lambda_E$
	[m]	[m]	[-]	[MPa]	[-]		
Dol 1	1A	50	60	88.814	13.542	0.1	2.94
Dol 2	1A	100	60	88.814	13.542	0.1	2.24
Dol 3	1A	150	60	88.814	13.542	0.2	1.88
Dol 4	1A	200	60	88.814	13.542	0.2	1.69
Dol 5	1A	250	60	88.814	13.542	0.3	1.54
Dol 6	1A	300	60	88.814	13.542	0.3	1.46
Dol 7	1A	350	60	88.814	13.542	0.4	1.38
Dol 8	1B	25	50	88.814	13.542	0.1	2.86
Dol 9	1B	50	50	88.814	13.542	0.1	2.28
Dol 10	1B	100	50	88.814	13.542	0.2	1.77
Dol 11	1B	150	50	88.814	13.542	0.3	1.51
Dol 12	1B	200	50	88.814	13.542	0.4	1.37
Dol 13	1B	250	50	88.814	13.542	0.5	1.28
Dol 14	1B	300	50	88.814	13.542	0.6	1.2
Dol 15	1B	350	50	88.814	13.542	0.7	1.14
Dol 16	2A	25	42.5	88.814	13.542	0.1	2.33
Dol 17	2A	50	42.5	88.814	13.542	0.2	1.89
Dol 18	2A	100	42.5	88.814	13.542	0.3	1.52
Dol 19	2A	150	42.5	88.814	13.542	0.4	1.32
Dol 20	2A	200	42.5	88.814	13.542	0.6	1.2
Dol 21	2A	250	42.5	88.814	13.542	0.7	1.12
Dol 22	2A	300	42.5	88.814	13.542	0.8	1.06
Dol 23	2A	350	42.5	88.814	13.542	1	1.01
Dol 24	2B	25	37.5	88.814	13.542	0.1	2.08
Dol 25	2B	50	37.5	88.814	13.542	0.2	1.7
Dol 26	2B	100	37.5	88.814	13.542	0.4	1.38
Dol 27	2B	150	37.5	88.814	13.542	0.5	1.22
Dol 28	2B	200	37.5	88.814	13.542	0.7	1.11
Dol 29	2B	250	37.5	88.814	13.542	0.9	1.04
Dol 30	2B	300	37.5	88.814	13.542	1.1	0.98
Dol 31	2B	350	37.5	88.814	13.542	1.2	0.94
Dol 32	3A	200	30	88.814	13.542	1	0.99
Dol 33	3A	250	30	88.814	13.542	1.3	0.93
Dol 34	3A	300	30	88.814	13.542	1.5	0.88
Dol 35	3A	350	30	88.814	13.542	1.8	0.84

Tabella 5 - Riepilogo analisi Broms & Bennermark e Panet in fase di diagnosi

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



**Figura 1 – Risultati analisi di stabilità - Fase di diagnosi - Tamez & Cornejo**



**Figura 2 – Risultati analisi di stabilità - Fase di diagnosi - Broms & Bennermark**

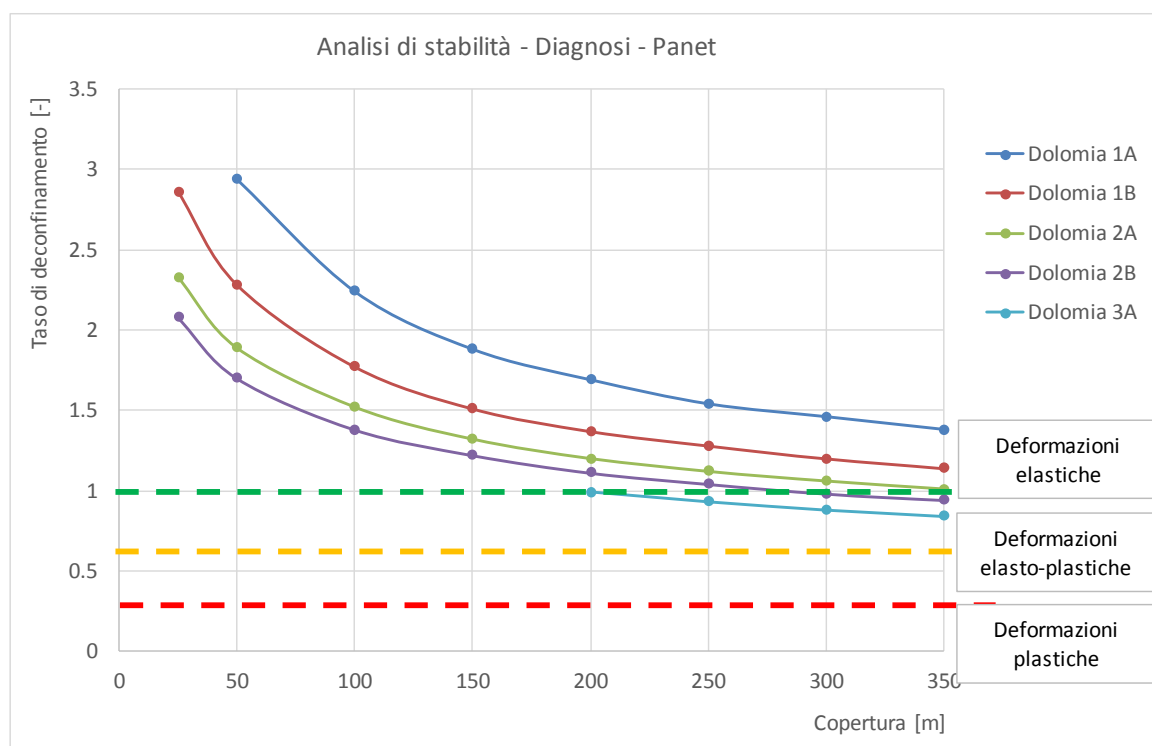


Figura 3 – Risultati analisi di stabilità - Fase di diagnosi – Panet

### Esame critico dei risultati e considerazioni conclusive

L’analisi permette di valutare le condizioni di stabilità del fronte di scavo della galleria nei diversi contesti geotecnici in funzione delle coperture. Sintetizzando le analisi si nota come il metodo di Tamez-Cornejo indichi un comportamento sostanzialmente stabile del fronte per tutti i gruppi geomeccanici analizzati. Per i gruppi geomeccanici più scadenti e all’aumentare della copertura, aumentano le deformazioni elastiche e si tende verso quelle plastiche, come mostrato dalle analisi con i metodi di Broms & Bennermark e Panet, e saranno quindi richiesti interventi di contenimento al fronte.

#### 10.1.2 Metodo delle Linee Caratteristiche

Le “linee caratteristiche” di una cavità sono delle curve che legano le pressioni di contenimento esercitate in senso radiale sul contorno della galleria dalle opere di stabilizzazione agli spostamenti radiali sul contorno stesso (convergenze). Per ogni galleria si possono determinare due linee caratteristiche principali:

- La linea caratteristica del fronte, valida presso il fronte di scavo, che tiene conto dell’effetto tridimensionale delle tensioni vicino ad esso e che permette di risalire

all’entità della convergenza già subita dalla galleria in corrispondenza del fronte di scavo;

- La linea caratteristica del cavo, valida per qualsiasi sezione sufficientemente lontana dal fronte per la quale lo stato tensionale possa considerarsi piano.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche è valido nei casi in cui si ritenga lecito ipotizzare che l’andamento delle sollecitazioni indotte dallo scavo, sotto l’azione delle spinte di montagna, sia di tipo idrostatico; ciò si verifica generalmente per coperture  $H > 3D$  ( $D$ =diametro di scavo della galleria); valori di copertura inferiori conducono a un risultato poco rappresentativo dell’effettivo comportamento dell’ammasso roccioso.

Sulla base delle elaborazioni effettuate, è possibile esprimere delle considerazioni sul comportamento dell’ammasso allo scavo, con particolare riguardo alla prevedibile entità dei fenomeni deformativi del fronte e del cavo e all’estensione dell’eventuale fascia di materiale al contorno della cavità in cui il livello tensionale supera il limite elastico.

In generale, ove le linee caratteristiche non intersecano per un valore finito l’asse delle deformazioni radiali, la galleria risulta instabile senza adeguati interventi di contenimento. Si possono verificare altresì casi in cui il metodo porta a prevedere deformazioni radiali finite tali da non essere ritenute compatibili con la stabilità e la funzionalità dell’opera, oppure un’estensione della fascia d’ammasso a comportamento plastico non accettabile. Dall’esame dell’andamento della curva caratteristica è possibile quindi definire il comportamento del fronte di scavo come “stabile”, “stabile a breve termine”, o “instabile”.

Si sono costruite le linee caratteristiche relative alle situazioni a diverso comportamento geomeccanico. Il loro andamento, calcolato sulla base dei parametri geomeccanici caratteristici dei materiali attraversati, è riportato nelle figure allegate alla presente relazione.

La definizione delle categorie di comportamento secondo il Metodo ADECO viene effettuata procedendo alla valutazione comparata e sistematica di tre fattori:

- Entità del fenomeno deformativo al fronte e a scavo avvenuto;
- Entità della fascia plasticizzata al fronte e a scavo avvenuto;
- Andamento della linea caratteristica (forma e ampiezza del tratto elastico e plastico).

In particolare, in questo caso, sulla base delle caratteristiche dei materiali si è considerato in linea generale per la definizione della classe di comportamento quanto di seguito:

- Se la convergenza prevista al fronte è inferiore a 0.5-0.6% del raggio il comportamento è di classe A, se la convergenza prevista al fronte è inferiore a 1.0-1.5% del raggio il comportamento è di classe B, altrimenti di classe C;
- Se la fascia plastica risulta non rilevante (inferiore a 0.5 volte il raggio) il comportamento è di classe A, se la fascia plastica è inferiore a 1-2 volte il raggio il comportamento è di classe B, altrimenti di classe C;
- Si valuta la forma della linea caratteristica del cavo; in classe A questa è quasi interamente lineare (tratto elastico); in classe B compare una parte curva (tratto plastico) ma non rilevante; in classe C il tratto curvo è rilevante e generalmente, a pressione nulla, con convergenze del cavo non compatibili con lo scavo.

I parametri di calcolo sono riportati nella tabella seguente con adeguata suddivisione nei confronti delle altezze di copertura e dei gruppi geomeccanici.

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

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI												
Analisi	Form.	Cop.	R <sub>eq</sub>	H/D	U <sub>fronte</sub>	U <sub>fronte</sub> /R <sub>eq</sub>	R <sub>pl fronte</sub>	R <sub>pl fronte</sub> /R <sub>eq</sub>	U <sub>rad</sub>	R <sub>pl</sub>	R <sub>pl</sub> /R <sub>eq</sub>	Comportamento
	[m]	[m]	[m]	[-]	[cm]	[-]	[m]	[-]	[cm]	[m]	[-]	
Dol 1	1A	50	6.85	3.6	0.02	0.00%	6.9	1.0	0.04	6.85	1.0	A
Dol 2	1A	100	6.85	7.3	0.04	0.01%	6.9	1.0	0.09	6.85	1.0	A
Dol 3	1A	150	6.85	10.9	0.06	0.01%	6.9	1.0	0.13	6.85	1.0	A
Dol 4	1A	200	6.85	14.6	0.09	0.01%	6.9	1.0	0.17	6.92	1.0	A
Dol 5	1A	250	6.85	18.2	0.11	0.02%	6.9	1.0	0.22	7.03	1.0	A
Dol 6	1A	300	6.85	21.9	0.13	0.02%	6.9	1.0	0.26	7.22	1.1	A
Dol 7	1A	350	6.85	25.5	0.15	0.02%	7.0	1.0	0.31	7.33	1.1	A
Dol 8	1B	25	6.85	1.8	0.02	0.00%	6.9	1.0	0.04	6.85	1.0	A
Dol 9	1B	50	6.85	3.6	0.04	0.01%	6.9	1.0	0.07	6.85	1.0	A
Dol 10	1B	100	6.85	7.3	0.07	0.01%	6.9	1.0	0.15	6.84	1.0	A
Dol 11	1B	150	6.85	10.9	0.11	0.02%	6.9	1.0	0.22	7.03	1.0	A
Dol 12	1B	200	6.85	14.6	0.15	0.02%	6.9	1.0	0.30	7.20	1.1	A
Dol 13	1B	250	6.85	18.2	0.19	0.03%	7.0	1.0	0.40	7.46	1.1	A
Dol 14	1B	300	6.85	21.9	0.23	0.03%	7.1	1.0	0.49	7.57	1.1	A
Dol 15	1B	350	6.85	25.5	0.27	0.04%	7.1	1.0	0.59	7.76	1.1	A
Dol 16	2A	25	6.85	1.8	0.03	0.00%	6.9	1.0	0.06	6.85	1.0	A
Dol 17	2A	50	6.85	3.6	0.06	0.01%	6.9	1.0	0.12	6.85	1.0	A
Dol 18	2A	100	6.85	7.3	0.12	0.02%	6.9	1.0	0.24	7.07	1.0	A
Dol 19	2A	150	6.85	10.9	0.18	0.03%	6.9	1.0	0.37	7.28	1.1	A
Dol 20	2A	200	6.85	14.6	0.24	0.04%	7.1	1.0	0.52	7.58	1.1	A-B
Dol 21	2A	250	6.85	18.2	0.31	0.05%	7.1	1.0	0.67	7.78	1.1	A-B
Dol 22	2A	300	6.85	21.9	0.39	0.06%	7.2	1.1	0.84	8.00	1.2	A-B
Dol 23	2A	350	6.85	25.5	0.46	0.07%	7.3	1.1	1.02	8.22	1.2	A-B
Dol 24	2B	25	6.85	1.8	0.04	0.01%	6.9	1.0	0.08	6.85	1.0	A
Dol 25	2B	50	6.85	3.6	0.08	0.01%	6.9	1.0	0.17	6.87	1.0	A
Dol 26	2B	100	6.85	7.3	0.17	0.02%	6.9	1.0	0.34	7.23	1.1	A
Dol 27	2B	150	6.85	10.9	0.26	0.04%	7.0	1.0	0.54	7.51	1.1	A-B
Dol 28	2B	200	6.85	14.6	0.36	0.05%	7.2	1.0	0.77	7.86	1.1	A-B
Dol 29	2B	250	6.85	18.2	0.46	0.07%	7.3	1.1	1.00	8.08	1.2	A-B
Dol 30	2B	300	6.85	21.9	0.57	0.08%	7.4	1.1	1.26	8.33	1.2	A-B
Dol 31	2B	350	6.85	25.5	0.69	0.10%	7.5	1.1	1.55	8.59	1.3	A-B
Dol 32	3A	200	6.85	14.6	0.63	0.09%	7.3	1.1	1.38	8.22	1.2	A-B
Dol 33	3A	250	6.85	18.2	0.84	0.12%	7.5	1.1	1.88	8.65	1.3	B
Dol 34	3A	300	6.85	21.9	1.05	0.15%	7.6	1.1	2.40	8.94	1.3	B
Dol 35	3A	350	6.85	25.5	1.31	0.19%	7.8	1.1	3.06	9.42	1.4	B

Tabella 6: Fase di diagnosi: metodo delle linee caratteristiche

Dove:

- R<sub>eq</sub>= raggio (in fase di diagnosi si è assunto un raggio medio pari a 6.85m)
- $\gamma$ =peso specifico di volume
- c<sub>p</sub>=coesione di picco
- c<sub>r</sub>=coesione residua
- $\phi_p$ =angolo d'attrito di picco
- $\phi_r$ =angolo d'attrito residuo
- E =modulo elastico
- $\nu$ =coefficiente di Poisson



- $U_{rad}$ =spostamento radiale del cavo
- $U_{fronte}$ =spostamento al fronte
- $R_{pl}$ =raggio plastico del cavo
- $R_{pl\ fronte}$ =raggio plastico al fronte

In particolare, secondo le formulazioni di Lombardi (1985), il valore di  $U_{fronte}$  indica la convergenza del cavo presso il fronte (ovvero la preconvergenza del nucleo).

### Considerazioni conclusive

Le analisi condotte, con riferimento ai risultati ottenuti dalle Linee Caratteristiche hanno permesso di assegnare a ciascun contesto geomeccanico uno dei tre comportamenti del fronte allo scavo menzionati nei paragrafi precedenti. L’analisi parametrica impostata sulla variazione di parametri caratterizzanti l’ammasso roccioso per determinate altezze di copertura ha permesso di identificare la variazione della convergenza radiale in ciascun gruppo.

Le analisi condotte, con riferimento alle linee caratteristiche in assenza di interventi, hanno evidenziato un comportamento allo scavo di tipo “fronte stabile” per coperture fino a 100 m con spostamenti del cavo inferiori al mezzo centimetro. Per coperture maggiori il comportamento può classificarsi tendente al tipo a “fronte stabile a breve termine” (categoria B) con convergenze radiali molto limitate; i fenomeni di plasticizzazione attorno allo scavo sono limitati a circa 1.1-1.2 volte il raggio.

Dalle analisi svolte di conseguenza risulta necessario in generale operare per le coperture superiori ai 100 m un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare tempestivamente i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di pririvestimento di adeguata rigidità, in particolare nelle zone di faglia e nelle zone limitrofe.

## **11 INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO E ANALISI DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO (FASE DI TERAPIA)**

### *11.1 Premessa*

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di investigare il regime tenso-deformativo nei rivestimenti strutturali previsti in progetto.

Questo è stato raggiunto tramite tre approcci differenti:

- Stabilità del fronte
- Metodo delle Linee Caratteristiche
- Analisi numeriche

Le analisi di stabilità del fronte hanno consentito di cogliere le caratteristiche deformative del fronte in funzione della copertura e del materiale di scavo e quindi di predimensionare, qualora le analisi ne avessero evidenziato la necessità, gli interventi di preconsolidamento del fronte.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche ha permesso di cogliere approssimativamente l’entità delle sollecitazioni e delle convergenze nel priverivestimento e nel rivestimento definitivo, rappresentando una fase di predimensionamento degli interventi di sostegno e di guidare le scelte circa le sezioni di galleria da sottoporre ad analisi più accurate.

L’analisi agli elementi finiti ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell’ammasso circostante, nelle principali fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell’opera, consentendo quindi di valutare l’evoluzione del comportamento dell’opera nel breve, medio e lungo termine.

### *11.2 Verifiche di stabilità del fronte con metodi analitici*

Nelle successive tabelle sono riportati i principali dati di input ed i risultati ottenuti per quanto riguarda le analisi di stabilità del fronte di scavo, effettuate in base alle formazioni incontrate lungo il tracciato della galleria, considerando le massime coperture in cui tali condizioni si presentano.

Gli interventi sono stati tenuti in conto considerando la variabilità media e la massima lunghezza dello sfondo prevista per ciascuna sezione tipo. I parametri utilizzati per il terreno sono i medesimi impiegati nel calcolo in fase di diagnosi e vengono sotto riportati in tabella per comodità di lettura.

Per le sezioni B0V e B2V, è stato trascurato il contributo al contorno nella zona di calotta, costituito da tubi metallici valvolati, date le già buone caratteristiche di resistenza dell’ammasso roccioso; la coronella ha infatti una funzione di protezione degli operatori addetti alla fase di scavo, contrastando la caduta di blocchi di roccia.

La sezione B2V ha un modesto intervento di contenimento del fronte mediante VTR, il cui apporto è stato considerato nell’analisi seguente, assumendo una  $\tau$  a sfilamento pari a 100kPa.

ANALISI STABILITÀ DEL FRONTE - FASE DI TERAPIA - Tamez & Cornejo											
Analisi	Form.	Cop.	$D_{eq}$	$\gamma$	$c'$	$\phi'$	SEZIONE TIPO	Sfondo	VTR	Sovr. VTR	FSF
	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]		[m]	[n°]	[m]	[-]
Dol 7	1A	350	13.7	27	2200	48	Ab	4.5	-	-	2.98
Dol 15	1B	350	13.7	27	1700	46	Ac	2.8	-	-	3.39
Dol 23	2A	350	13.7	27	1500	43	B0	1.2	-	-	3.59
Dol 31	2B	350	13.7	27	1300	42	B0V	1	-	-	3.35
Dol 35	3A	350	13.7	27	1100	39	B2V	1	51	6	3.1

Tabella 7: Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di terapia

Tutte le sezioni tipo previste grazie agli interventi scelti in fase di terapia presentano un fattore di sicurezza maggiore di 2 consentendo inoltre un buon margine di sicurezza rispetto al valore minimo da ottenere.

### 11.3 Verifiche con il metodo delle curve caratteristiche

Nel seguito vengono indicati gli interventi previsti per la realizzazione della galleria in oggetto per ogni sezione tipo ed i risultati ottenuti dalle analisi mediante le linee caratteristiche in fase di terapia.

PRERIVESTIMENTI				
SEZIONE TIPO	Sfondi [m]	Spritz [cm]	Centina	Passo [m]
Ab	4.5	20	-	-
Ac	2.8	25	2 IPN 160	1.4
B0	1.2	25	2 IPN 180	1.2
B0V	1	25	2 IPN 180	1
B2V	1	30	2 IPN 200	1

Tabella 8: Fase di terapia: prerivestimenti

CONSOLIDAMENTI AL FRONTE				
SEZIONE TIPO	TIPO	N [°]	Ltot [m]	Lsovr. [m]
Ab	-	-	-	-
Ac	-	-	-	-
B0	-	-	-	-
B0V	-	-	-	-
B2V	VTR-cem	51	15	9

Tabella 9: Fase di terapia: consolidamenti al fronte

INTERVENTI AL CONTORNO				
SEZIONE TIPO	TIPO	N [°]	Ltot [m]	Maglia [m] x [m]
Ab	Chiodi	17	6	1.25 x 1.5
Ac	-	-	-	-
B0	-	-	-	-
B0V	-	-	-	-
B2V	-	-	-	-

Tabella 10: Fase di terapia: consolidamenti al contorno

RIVESTIMENTI					
SEZIONE TIPO	Rck [MPa]	Sp. AR [m]	SP. Cal [m]	Fronte-AR [m]	Fronte-CAL [m]
Ab	35	0.7	0.6	-	-
Ac	35	0.7	0.6	-	-
B0	35	0.8	0.7	4 Ø	6 Ø
B0V	35	0.9	0.925	3 Ø	5 Ø
B2V	35	0.9	0.925	2 Ø	4 Ø

Tabella 11: Fase di terapia: distanze getti

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI TERAPIA						Prerivestimenti				Rivestimenti definitivi		
Analisi	Form.	Cop.	R <sub>eq</sub>	U <sub>fronte</sub>	R <sub>pl fronte</sub>	U <sub>messa opera</sub>	σ <sub>spritz</sub>	σ <sub>cent.</sub>	Conv <sub>preriv</sub>	U <sub>eq</sub>	R <sub>pl eq</sub>	σ <sub>cls</sub>
	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[cm]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[m]	[MPa]
Dol 7	1A	350	6.85	0.15	7.0	0.28	0.10	-	0.03	0.31	7.30	0.1
Dol 15	1B	350	6.85	0.27	7.1	0.49	0.50	2.90	0.09	0.58	7.80	0.1
Dol 23	2A	350	6.85	0.46	7.3	0.72	1.60	9.10	0.28	1.00	8.20	0.4
Dol 31	2B	350	6.85	0.69	7.5	1.01	2.60	15.10	0.47	1.48	8.50	0.7
Dol 35	3A	350	6.85	1.31	7.8	1.86	4.80	27.30	0.85	2.72	9.00	1.7

Tabella 12: Riassunto analisi linee caratteristiche

Gli interventi previsti assicurano il contenimento delle deformazioni al fronte e al contorno del cavo. I valori delle convergenze calcolati dovranno essere poi valutati ed amplificati con opportuni coefficienti per tenere in conto dei reali fattori non schematizzabili

numericamente al fine di definire quelle soglie di convergenza necessarie al monitoraggio delle sezioni e all’applicazione delle variabilità.

#### 11.4 Modelli numerici di calcolo: Ipotesi di base

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivi. In particolare, sulla base dell’analisi preliminare delle principali criticità e delle precedenti verifiche, si svolgeranno le seguenti analisi numeriche relative alle sezioni tipo ritenute più significative:

- **Sezione 1:** è rappresentativo della condizione di scavo in dolomia competente a massima copertura;
- **Sezione 2:** si riferisce allo scavo in dolomia nella zona di faglia, assumendo la copertura pari a quella massima;
- **Sezione 3:** si riferisce allo scavo in dolomia nella zona di faglia secondaria a bassa copertura.

Sezione	Litotipo attraversato	Copertura [m]	Falda sopra calotta a lungo termine [m]
1 – Dol 1B - 360	Dolomia 1B	360	10*
2 – Dol 3A – 360	Dolomia 3A	360	50
3 – Dol 2B - 75	Dolomia 2B	75	30

Tabella 13: Sezioni di calcolo

\*Nelle zone di roccia compatta, si considera un carico idraulico ridotto rispetto al livello di falda massimo atteso nella roccia (seguendo quanto fatto in altri progetti, si assume il 20% del battente idraulico, in questo caso 10m rispetto ai 50m previsti).

#### 11.5 Descrizione dei modelli di calcolo

Con riferimento alle sezioni di calcolo individuate si sono implementati dei modelli matematici al fine di dimensionare i rivestimenti definitivi.

I primi 2 modelli sono larghi 1000m e terminano 200m al di sotto della galleria, mentre il terzo è largo 300m e si estende per 100m sotto l’arco rovescio.

Nelle figure di seguito vengono riportate le principali caratteristiche dimensionali dei modelli numerici sviluppati:

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

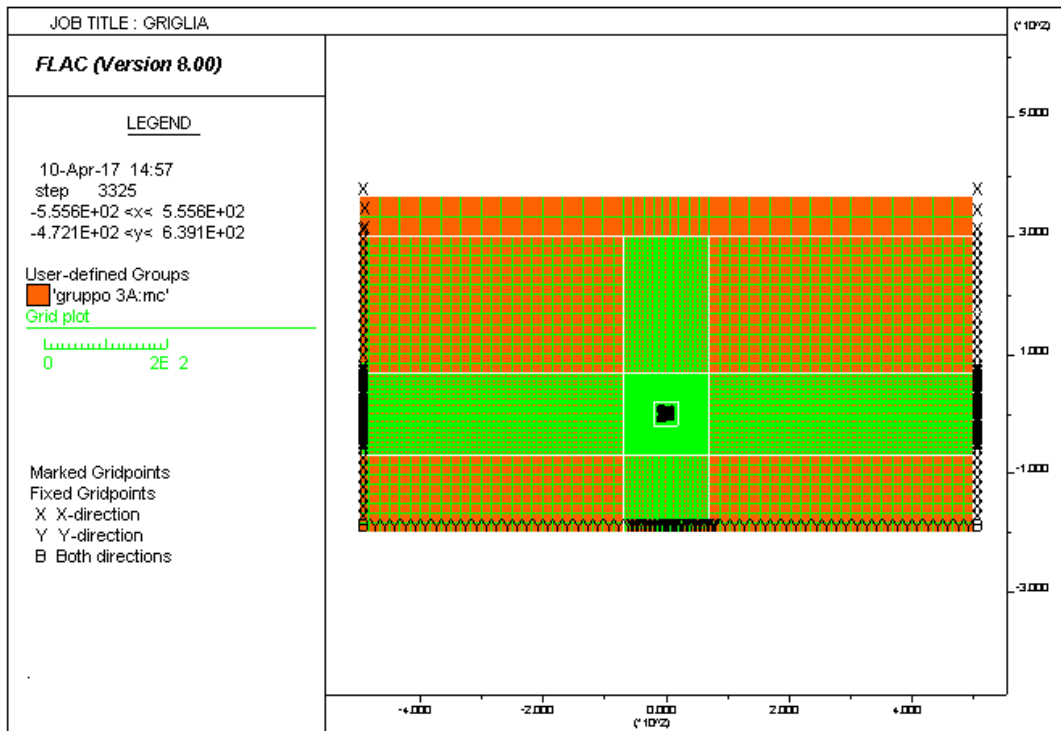


Figura 37 – Griglia di calcolo “Sezione 1”

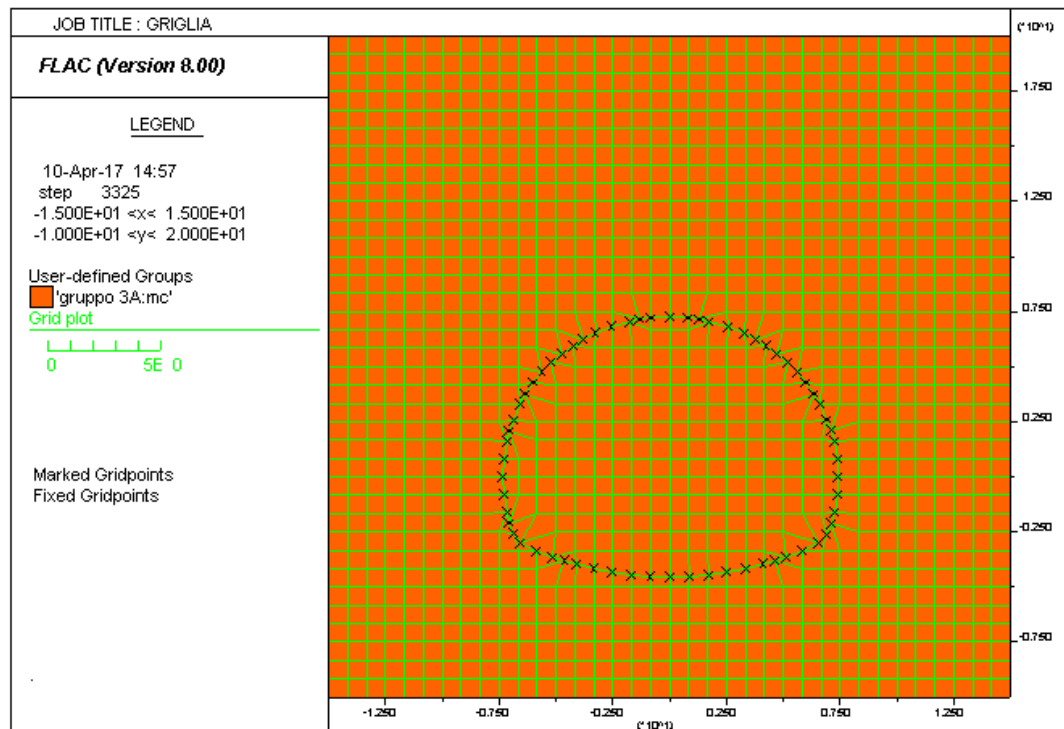


Figura 38 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 1”

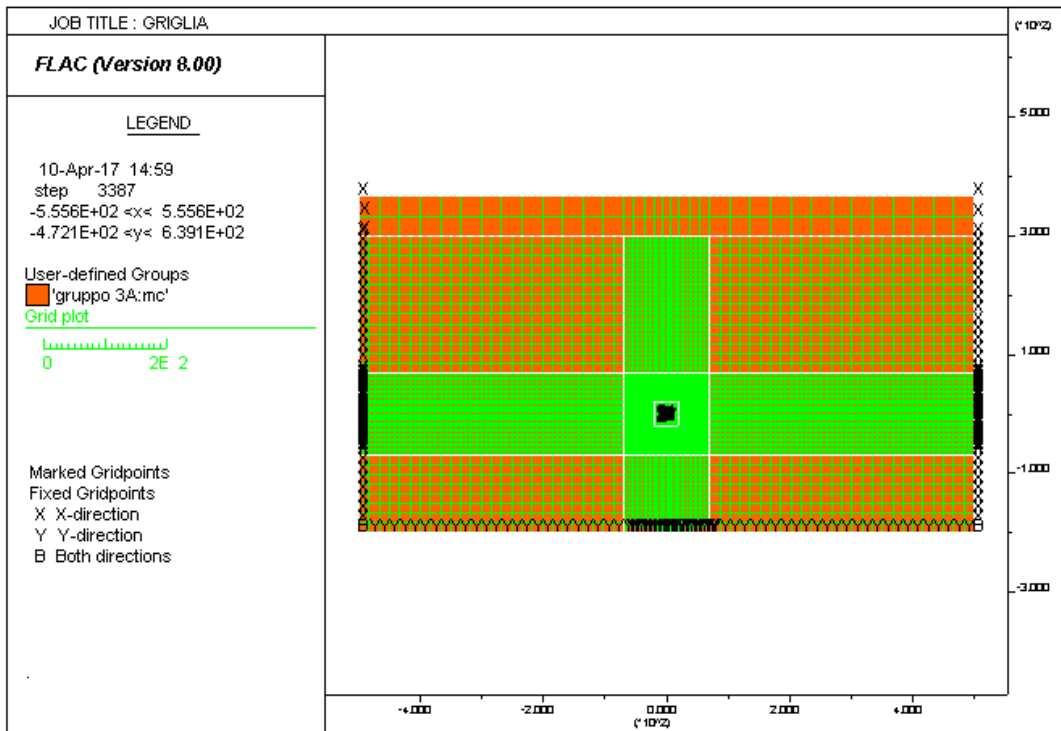


Figura 39 – Griglia di calcolo “Sezione 2”

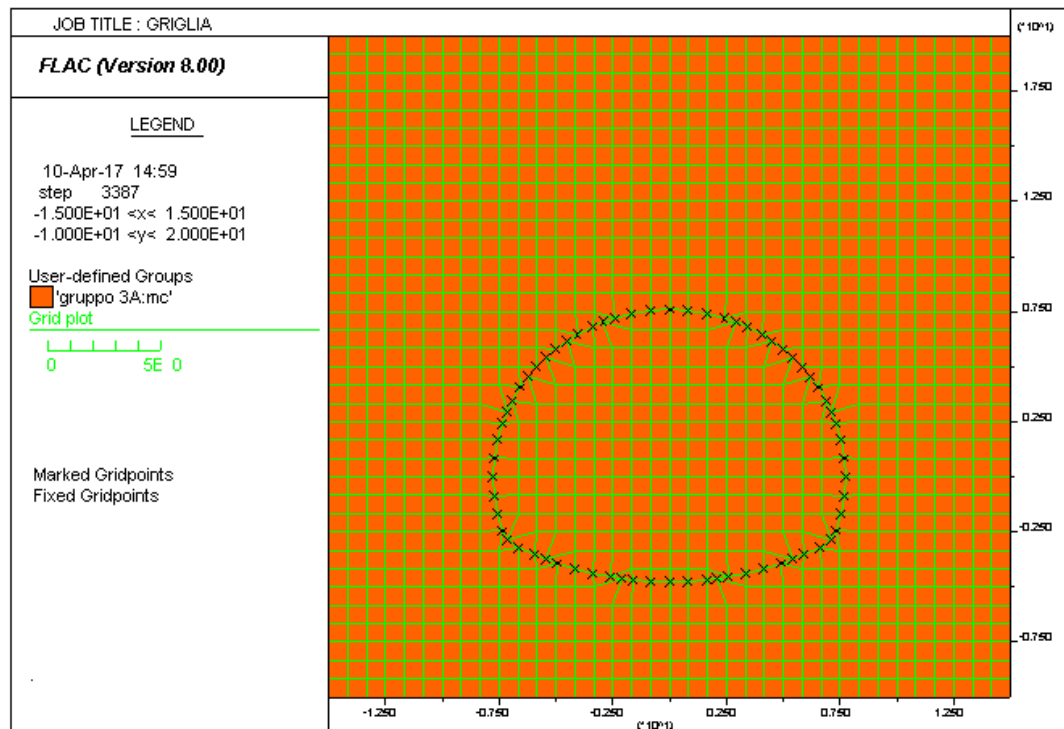


Figura 40 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 2”

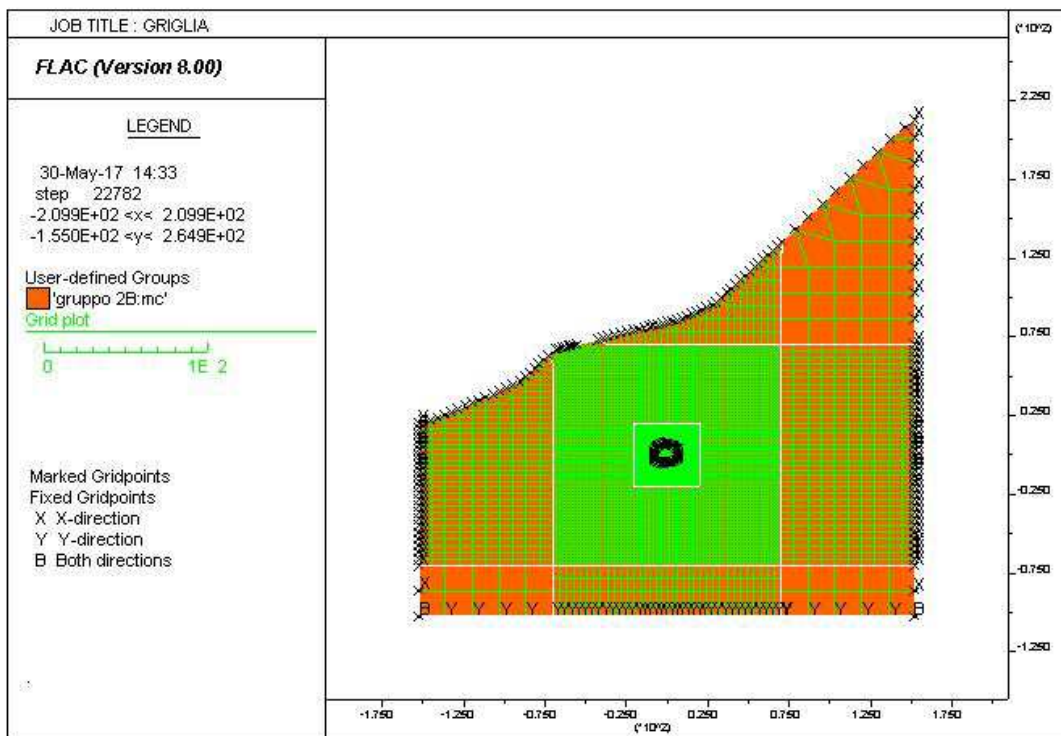


Figura 41 – Griglia di calcolo “Sezione 3”

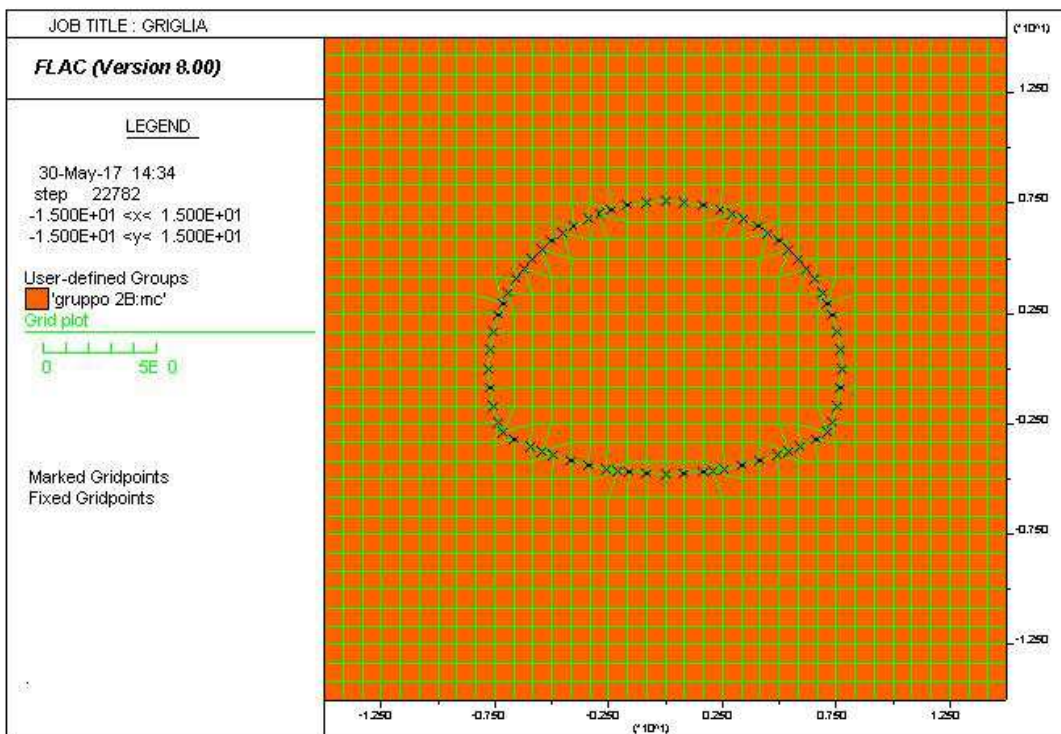


Figura 42 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 3”



Come si osserva dalle precedenti figure, nel codice di calcolo sono stati implementati dei reticoli di forma rettangolare (mesh di calcolo) aventi dimensioni e grado di infittimento al contorno del cavo tale da garantire soluzioni numeriche accurate e rappresentative delle situazioni in sito. Le dimensioni della griglia e le distanze delle gallerie dai bordi esterni sono state fissate in maniera tale da evitare effetti di bordo sull’area di interesse del reticolo di calcolo. I bordi del modello sono stati altresì vincolati imponendo spostamenti orizzontali nulli lungo i contorni laterali e spostamenti verticali nulli lungo il bordo inferiore.

Lo stato iniziale (geostatico) è stato riprodotto generando le tensioni verticali, date dal prodotto tra i pesi delle unità di volume delle diverse formazioni e la profondità del punto di riferimento misurata a partire dal piano campagna, ed orizzontali, ottenute dal prodotto delle prime per il coefficiente di spinta in quiete  $K_0$ , assunto unitario dato le coperture elevate, ad esclusione del terzo modello, dove  $K_0$  è pari a 0.7, superiore a  $K_0$  a riposo ( $1 - \sin 48^\circ = 0.26$ ), per tenere comunque conto di possibili sforzi accumulati nella zona di faglia.

Lo scavo della galleria, in generale, viene simulato rilasciando (in modo uniforme) un sistema di forze equivalenti applicate al contorno del profilo di scavo, in questo modo si può simulare “l’effetto fronte” con la possibilità di valutare le azioni sulle strutture di rivestimento al progredire degli avanzamenti.

#### *11.6 Modello geotecnico del sottosuolo e parametri geotecnici*

Per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all’analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnica.

I dettagli relativi alla caratterizzazione geologica, geotecnica, idrogeologica e delle eventuali cavità sono contenuti nelle relazioni tecniche specifiche (si veda, ad esempio, la Relazione geotecnica generale) in cui vengono descritte le differenti litologie presenti nella tratta e le caratteristiche geomeccaniche misurate durante le campagne sperimentali di sito e di laboratorio.

Nella tabella di seguito vengono richiamati i parametri geotecnici adottati nelle analisi numeriche delle differenti sezioni per ciascuna unità litologica.

Per la sezione di calcolo 1, in dolomia competente, si sono utilizzati i parametri di Hoek-Brown, mentre per la sezione 2 si è optato per la modellazione alla Mohr-Coulomb.

Sezione	E [MPa]	Mohr-Coulomb		$\sigma_{ci}$ [MPa]	GSI	$m_i$	$E_i$ [MPa]	mb	s	a
		c' [kPa]	$\phi$ [°]							
1	15000	1800	45.5	88.814	45-55	13.542	50000	2.271	0.0039	0.506
2	4050	1200	39	88.814	25-35	13.542	50000	1.112	0.0004	0.522
3	6700	800	48	88.814	35-40	13.542	50000	1.453	0.001	0.513

Tabella 14 - Parametri geotecnici di calcolo

### 11.7 Simulazione delle fasi di scavo

Le analisi numeriche sono state condotte in condizioni di deformazione piana (PLAIN STRAIN) ma con accorgimenti tali da considerare il progressivo passaggio dal problema tridimensionale (vicino al fronte) a quello piano (lontano dal fronte).

Lo scavo della galleria è stato simulato rimuovendo gli elementi della mesh all'interno della sagoma di scavo e rilasciando (in modo uniforme) un sistema di forze equivalenti applicate sul contorno del profilo di scavo.

Al fine di simulare correttamente le diverse fasi costruttive del complesso strutturale, le analisi numeriche sono state sviluppate ripercorrendo diverse time di calcolo che di seguito si riassumono:

TIME	Descrizione
0	<b>Geostatico</b>
1	<b>Scavo della galleria - fronte</b> In questa fase è stata simulato l'avanzamento degli scavi, considerando la condizione al fronte.
2	<b>Scavo della galleria – sfondo</b> Si simula il rilascio tensionale dovuti allo sfondo.
3	<b>Scavo della galleria – centina e spritz beton</b> Si attiva il prerivestimento in calotta e si riducono ulteriormente le forze al contorno del cavo.
4	<b>Scavo della galleria – Getto AR</b> Si attiva il rivestimento definitivo in arco rovescio e si simula l'avanzamento del fronte di scavo.
5	<b>Scavo della galleria – Getto calotta</b> Si attiva il rivestimento definitivo in calotta e si annullano le forze al contorno
6	<b>Lungo termine</b> Si disattiva il prerivestimento e si applica il carico idraulico al contorno della galleria.

Tabella 15 - Principali fasi della modellazione numerica

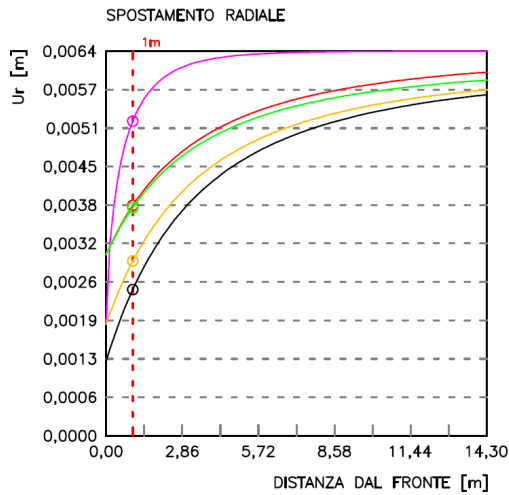
I tassi di rilassamento nelle successive fasi di calcolo sono stati tarati a partire dai risultati delle relative analisi con GV4 e si è assunto che:

Time di calcolo	Relax %		
	Sezione 1	Sezione 2	Sezione 3
1	0.5	0.6	0.5
2	0.7	0.85	0.8
3	0.995	0.9	0.95
4	1	0.95	0.98
5	1	1	1

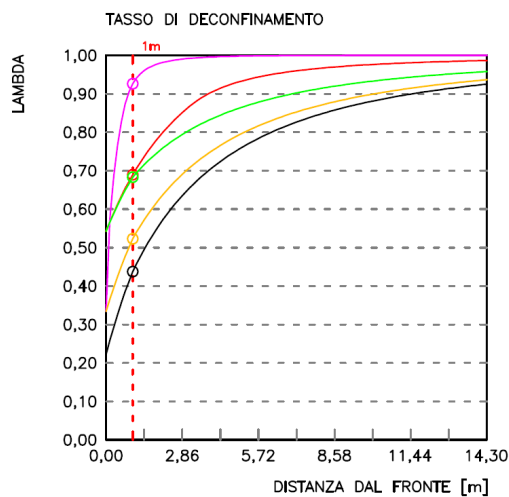
Per la sezione di calcolo 2 in faglia, è prevista anche una Time 7 in cui si prevede un battente idraulico di 70m. In questo caso, è previsto che il calcestruzzo del rivestimento definitivo della sezione B2V sia C32/40 invece di C28/35 utilizzato per tutto il resto della galleria.

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

COMPORTAMENTO DELLA GALLERIA IN PROSSIMITA' DEL FRONTE DI SCAVO



<b>METODO PANET-GUENOT</b>			
PRERIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	1	
	spostamento [m]:	0,0038	
	tasso deconfinamento	0,690	
RIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	100	
	spostamento [m]:	0,0064	
	tasso deconfinamento	1,000	
<b>TRASFORMAZIONE OMOLOGICA</b>			
PRERIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	1	
	spostamento [m]:	0,0052	
	tasso deconfinamento	0,926	
RIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	100	
	spostamento [m]:	0,0064	
	tasso deconfinamento	1,000	
<b>NUOVO METODO IMPLICITO (Ur(fronte): soluzione cavità sferica)</b>			
PRERIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	1	
	spostamento [m]:	0,0038	
	tasso deconfinamento	0,683	
RIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	100	
	spostamento [m]:	0,0062	
	tasso deconfinamento	0,999	



<b>NUOVO METODO IMPLICITO (Ur(fronte): correlazione Ns)</b>			
PRERIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	1	
	spostamento [m]:	0,0024	
	tasso deconfinamento	0,438	
RIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	100	
	spostamento [m]:	0,0061	
	tasso deconfinamento	0,999	
<b>NUOVO METODO IMPLICITO (Ur(fronte): transf. omotetica)</b>			
PRERIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	1	
	spostamento [m]:	0,0029	
	tasso deconfinamento	0,523	
RIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	100	
	spostamento [m]:	0,0062	
	tasso deconfinamento	0,999	

venerdì 5 maggio 2017 10.01.53

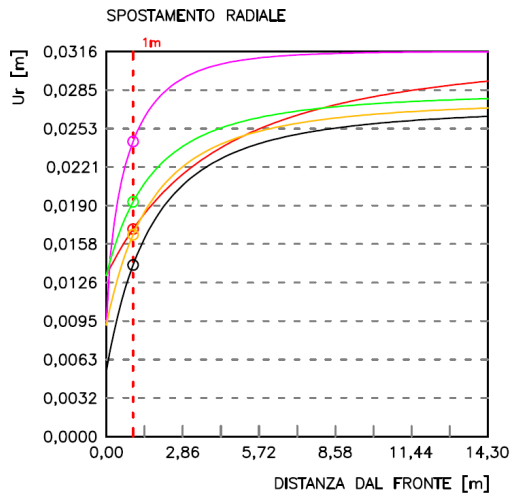
ROCKSOIL SpA

Gv4 - Versione 4H

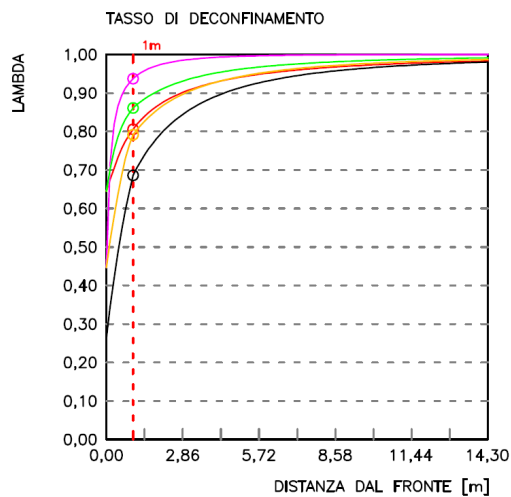
**Figura 43 – Output GV4 – Calcolo 1 – Sezione Ac**

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

COMPORTAMENTO DELLA GALLERIA IN PROSSIMITA' DEL FRONTE DI SCAVO



<b>METODO PANET-GUENOT</b>			
PRERIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	1	
	spostamento [m]:	0,0170	
	tasso deconfinamento	0,806	
RIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	40	
	spostamento [m]:	0,0311	
	tasso deconfinamento	0,997	
<b>TRASFORMAZIONE OMOTETICA</b>			
PRERIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	1	
	spostamento [m]:	0,0242	
	tasso deconfinamento	0,937	
RIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	40	
	spostamento [m]:	0,0316	
	tasso deconfinamento	1,000	
<b>NUOVO METODO IMPLICITO (Ur(fronte): soluzione cavità sferica)</b>			
PRERIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	1	
	spostamento [m]:	0,0193	
	tasso deconfinamento	0,861	
RIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	40	
	spostamento [m]:	0,0282	
	tasso deconfinamento	0,999	



<b>NUOVO METODO IMPLICITO (Ur(fronte): correlazione Ns)</b>			
PRERIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	1	
	spostamento [m]:	0,0141	
	tasso deconfinamento	0,686	
RIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	40	
	spostamento [m]:	0,0270	
	tasso deconfinamento	0,997	
<b>NUOVO METODO IMPLICITO (Ur(fronte): trasf. omotetica)</b>			
PRERIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	1	
	spostamento [m]:	0,0166	
	tasso deconfinamento	0,792	
RIVESTIMENTO	distanza dal fronte [m] :	40	
	spostamento [m]:	0,0276	
	tasso deconfinamento	0,998	

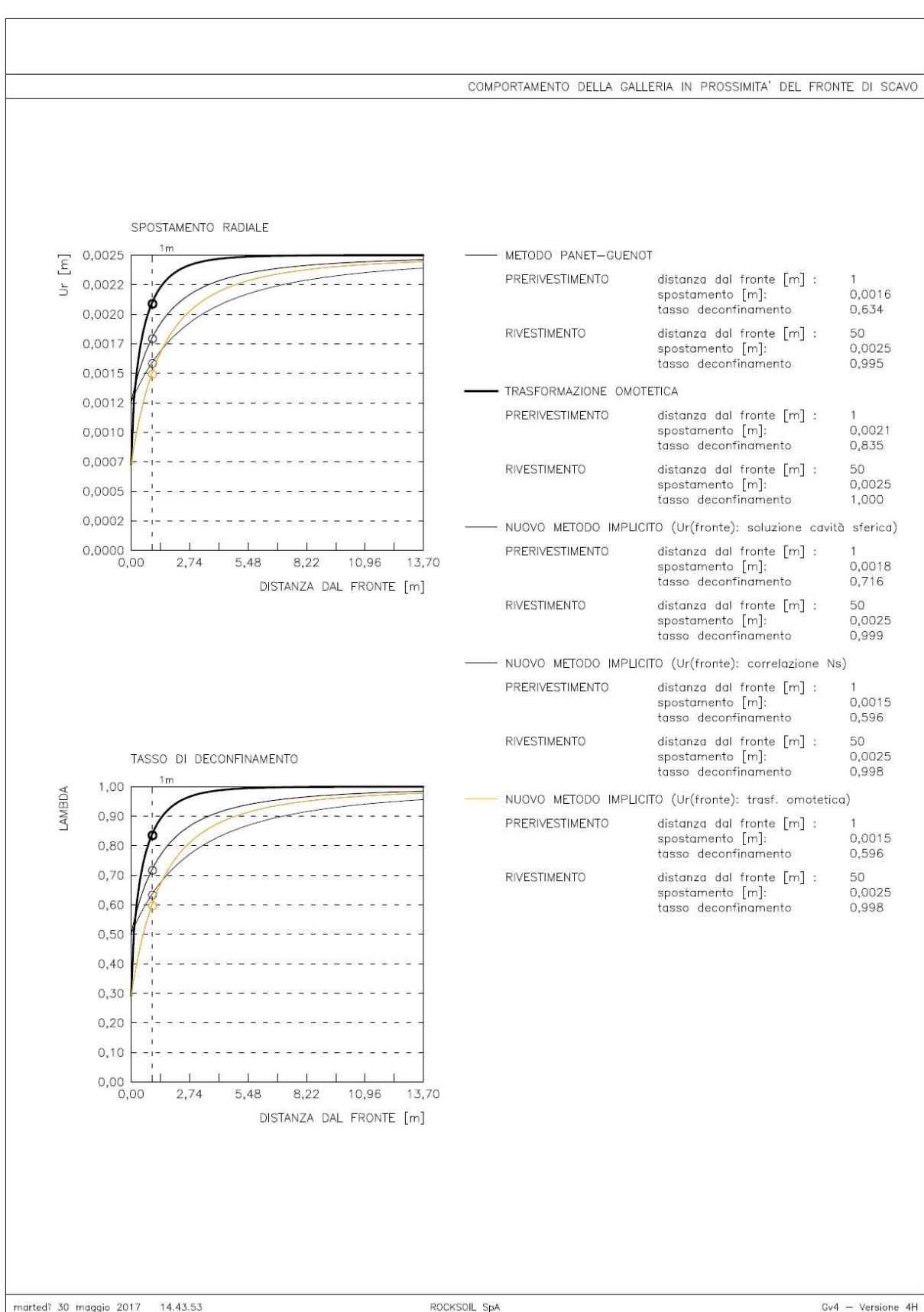
venerdì 5 maggio 2017 10.02.10

ROCKSOIL SpA

Gv4 - Versione 4H

**Figura 44 – Output GV4 – Calcolo 2 – Sezione B2V**

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



**Figura 45 – Output GV4 – Calcolo 3 – Sezione B0V**

### 11.8 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

#### Modellazione degli elementi strutturali

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton ottenendo un modulo elastico ed uno spessore equivalente tramite la seguente formulazione:

$$E_{om} = \frac{\left[ E_{sb} \cdot s + \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right]^{3/2}}{\sqrt{E_{sb} \cdot s^3 + 12 \cdot \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{I_{cen}}{d}}}$$

$$s_{om} = \sqrt{\frac{E_{sb} \cdot s^3 + 12 \cdot \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{I_{cen}}{d}}{E_{sb} \cdot s + \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{A_{cen}}{d}}}$$

Dove:

- E Modulo elastico dello spritz beton impiegato
- $E_{cen}$  Modulo elastico delle centine metalliche
- $I_{cen}$  Modulo di inerzia delle centine metalliche
- $A_{cen}$  Area delle centine metalliche
- s Spessore di spritz beton impiegato
- d Passo delle centine metalliche

Nelle analisi numeriche effettuate, la messa in opera del rivestimento definitivo è stata simulata introducendo nel modello, lungo il contorno del cavo, elementi monodimensionali elastici con caratteristiche di rigidezza (area, momento inerzia, modulo di elasticità) assimilabili a quelle delle sezioni di rivestimento definitivo.

Il coefficiente di Poisson è stato assunto pari a 0.2 mentre il modulo elastico del calcestruzzo C28/35 e C32/40 è stato valutato mediante la formula:

$$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \cong 32.3 GPa \quad \text{e} \quad E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \cong 33.3 GPa$$

## 12 RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE

Nel seguito si presentano le verifiche strutturali dei prerivestimenti e dei rivestimenti definitivi delle 2 sezioni di calcolo analizzate, per i quali sono attesi spostamenti millimetrici:

Sezione di calcolo	Sezione tipo	Centine	Spessore spritz-beton
1	Ac	2IPN160 passo 1.4m	25 cm
2	B2V	2IPN200 passo 1m	30 cm
3	B0V	2IPN180 passo 1m	25 cm

Tabella 16: Prerivestimenti

Sezione di calcolo	Spessore	Armatura principale	Armatura a taglio
1	60 cm CAL / 70 cm AR	non armato	non armato
2	92.5 cm CAL / 90 cm AR	Ø30 passo 20 cm intradosso ed estradosso	spilli Ø14 30 x 40
3	92.5 cm CAL / 90 cm AR	Ø20 passo 20 cm intradosso ed estradosso	spilli Ø12 60 x 40

Tabella 17: Rivestimenti definitivi

Prerivestimenti		
Spostamento verticale in calotta	-1.8	[mm]
Spostamento orizzontale al piedritto	-1.4	[mm]
Convergenza diametrale	-2.8	[mm]

Rivestimenti definitivi		
Spostamento verticale in calotta	0	[mm]
Spostamento verticale in AR	0	[mm]
Convergenza diametrale	0	[mm]

Tabella 18: Campo di spostamenti – Sez 1

Prerivestimenti		
Spostamento verticale in calotta	-3.1	[mm]
Spostamento orizzontale al piedritto	-2.3	[mm]
Convergenza diametrale	-4.6	[mm]

Rivestimenti definitivi		
Spostamento verticale in calotta	-0.7	[mm]



Spostamento verticale in AR	1.9	[mm]
Convergenza diametrale	-2.6	[mm]

Tabella 19: Campo di spostamenti – Sez 2

Prerivestimenti		
Spostamento verticale in calotta	-0.8	[mm]
Spostamento orizzontale al piedritto	-0.3	[mm]
Convergenza diametrale	-0.6	[mm]

Rivestimenti definitivi		
Spostamento verticale in calotta	-0.1	[mm]
Spostamento verticale in AR	0.1	[mm]
Convergenza diametrale	-0.2	[mm]

Tabella 20: Campo di spostamenti – Sez 3

*spost. vert. negativo se verso il basso*                      *conv negativa se di avvicinamento*  
*spost. orizz. negativo se verso centro galleria*            *tensione negativa di compressione*

### 12.1 Prerivestimento - verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

I rivestimenti di prima fase sono realizzati impiegando centine metalliche e spritz- beton, per i quali sono previsti i seguenti valori ammissibili:

$\sigma_c \leq 12.6 \text{ MPa}$  in C28/35      combinazione quasi permanente

$\sigma_s \leq 0.8 \cdot 275 = 220 \text{ MPa}$

Step	NEk	MEk	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$\sigma_s'$
	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
3	-2134	-22.38	-10.14	-61.2	-45.2
4	-2225	-23.7	-10.6	-64	-47

Tabella 21: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1

Step	NEk	MEk	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$\sigma_s'$
	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
3	-1970	-3.16	-6.22	-40.4	-38.8
4	-3655	-19.73	-12.4	-78.3	-68.5

Tabella 22: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2

Step	NEk	MEk	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$\sigma_s'$
	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
3	-557.4	-1.44	-2.17	-14.0	-12.9
4	-662.9	-4.20	-2.8	-14.4	-17.6

Tabella 23: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3

## 12.2 Prerivestimento - verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

### 12.2.1 Verifiche a Pressoflessione

In particolare il diagramma relativo al prerivestimento viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un armatura pari all’area delle ali della centina (AFTES “Recommendations for the DESIGN OF SPRAYED CONCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT” – 09/11/2000)

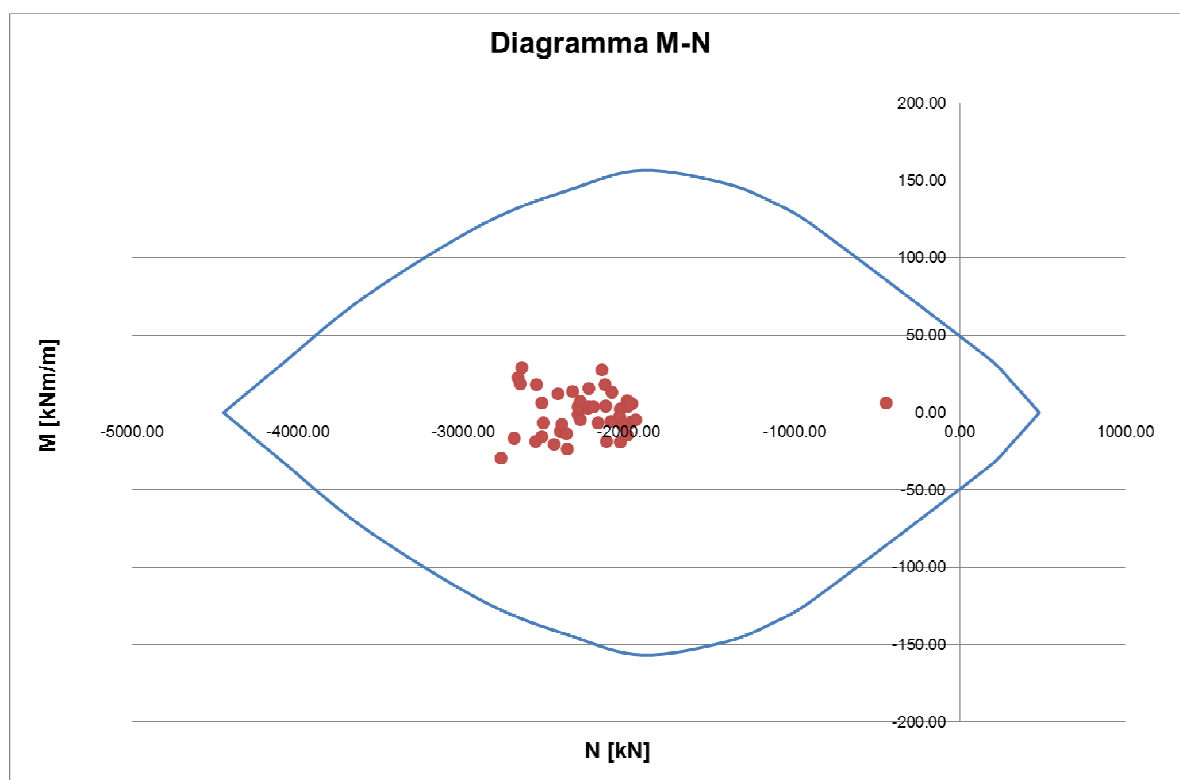


Figura 4 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 1 - Step 3

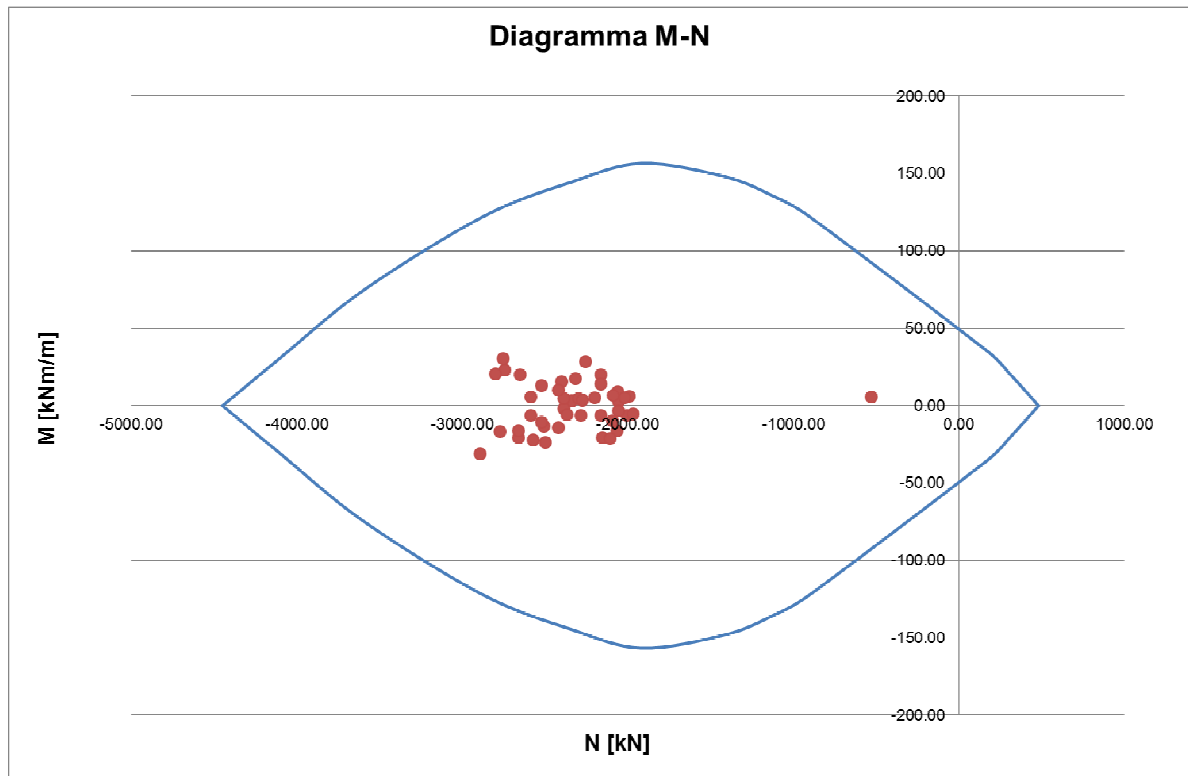


Figura 5 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 1 - Step 4

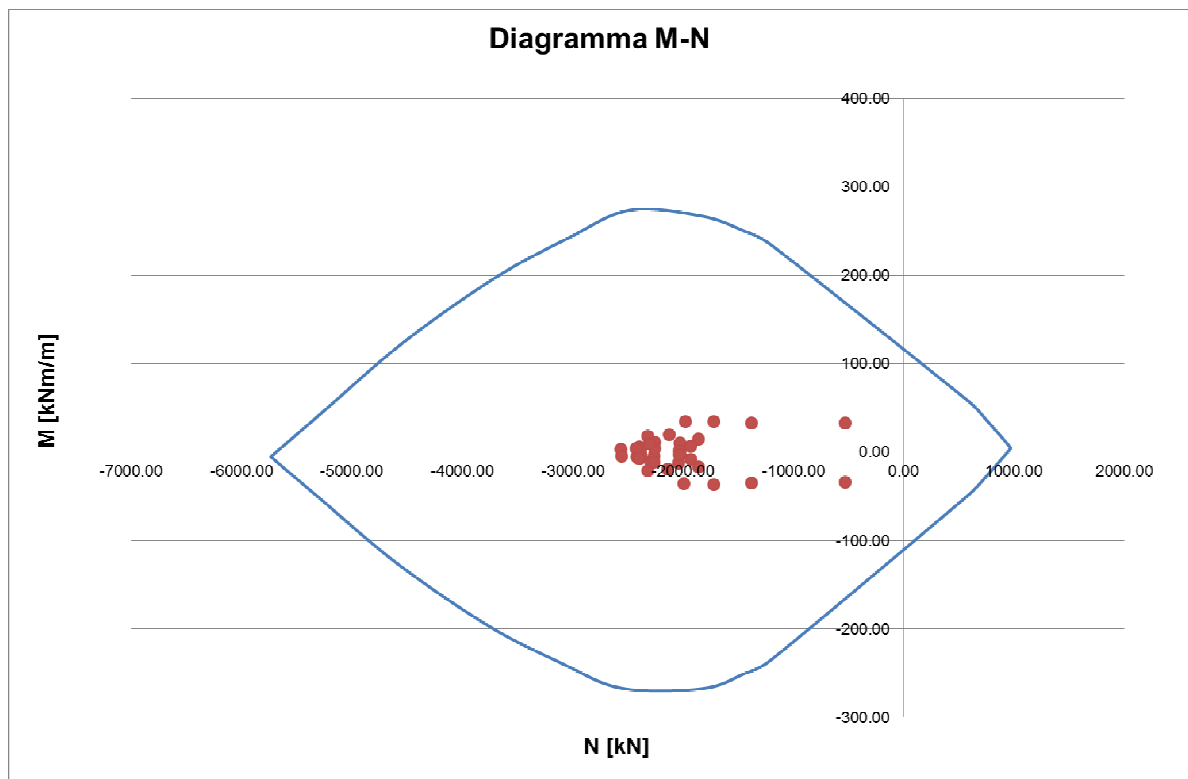


Figura 6 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 3

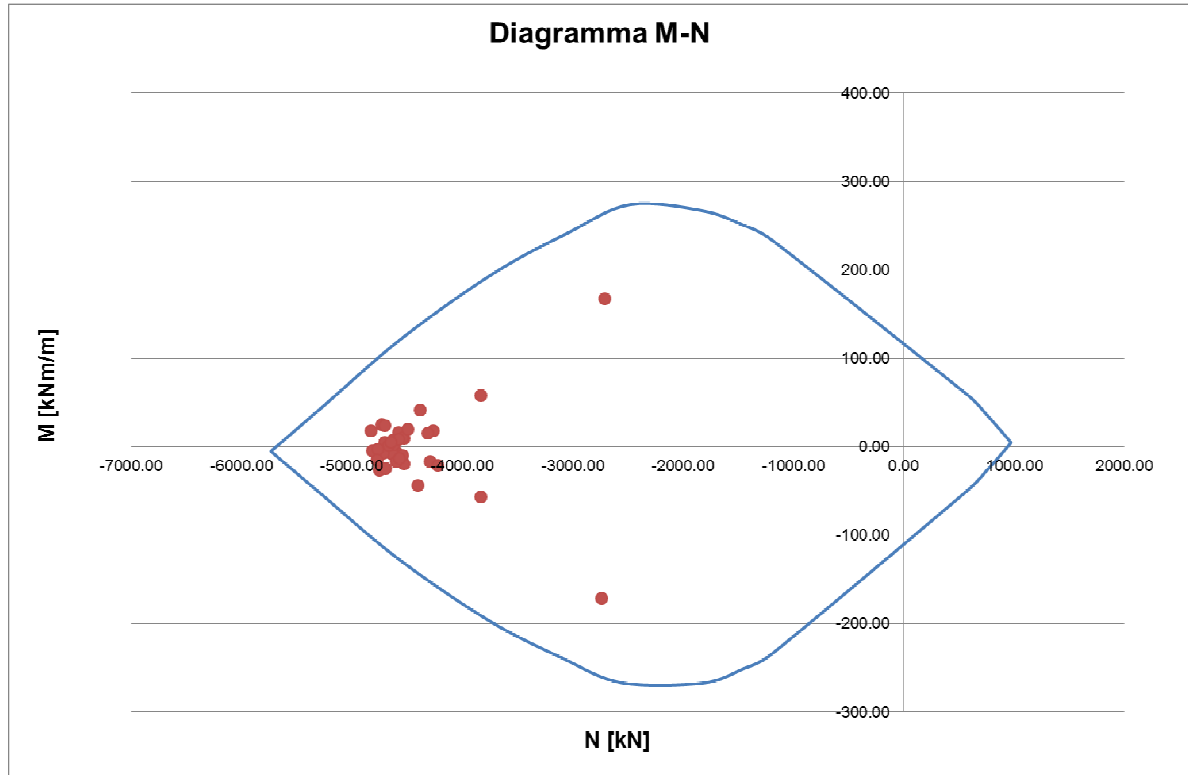


Figura 7 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 4

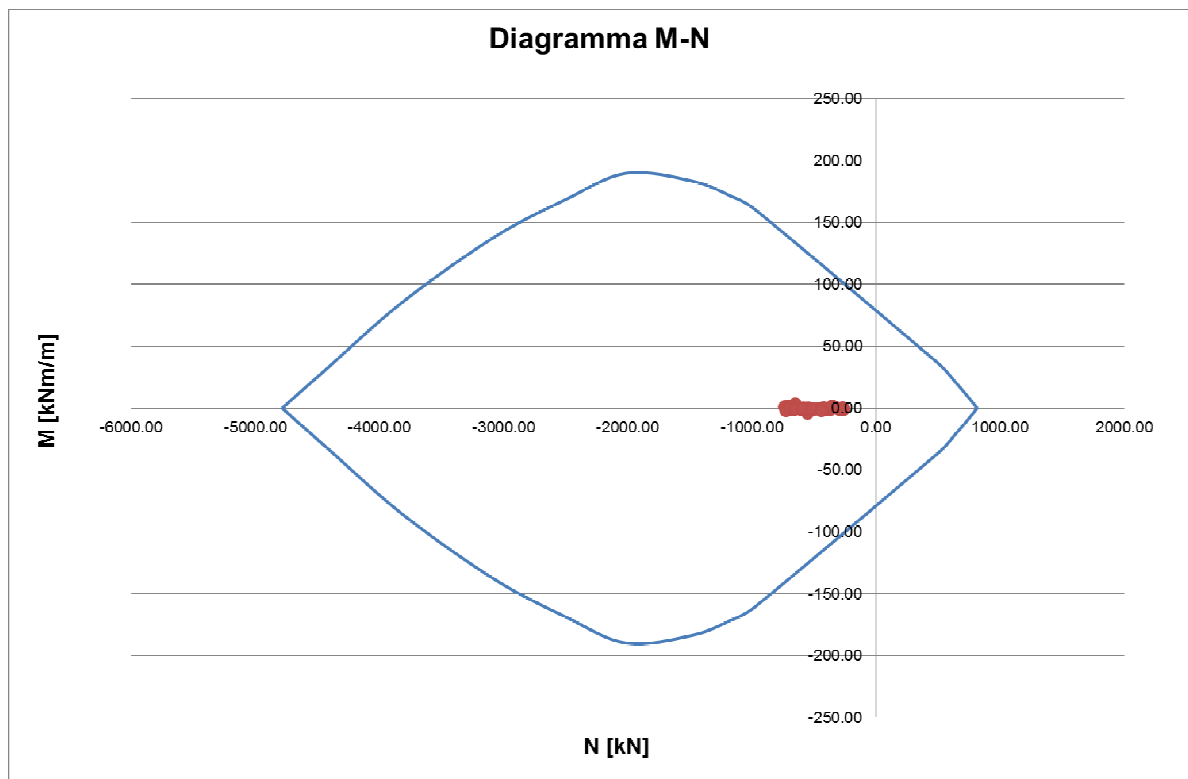
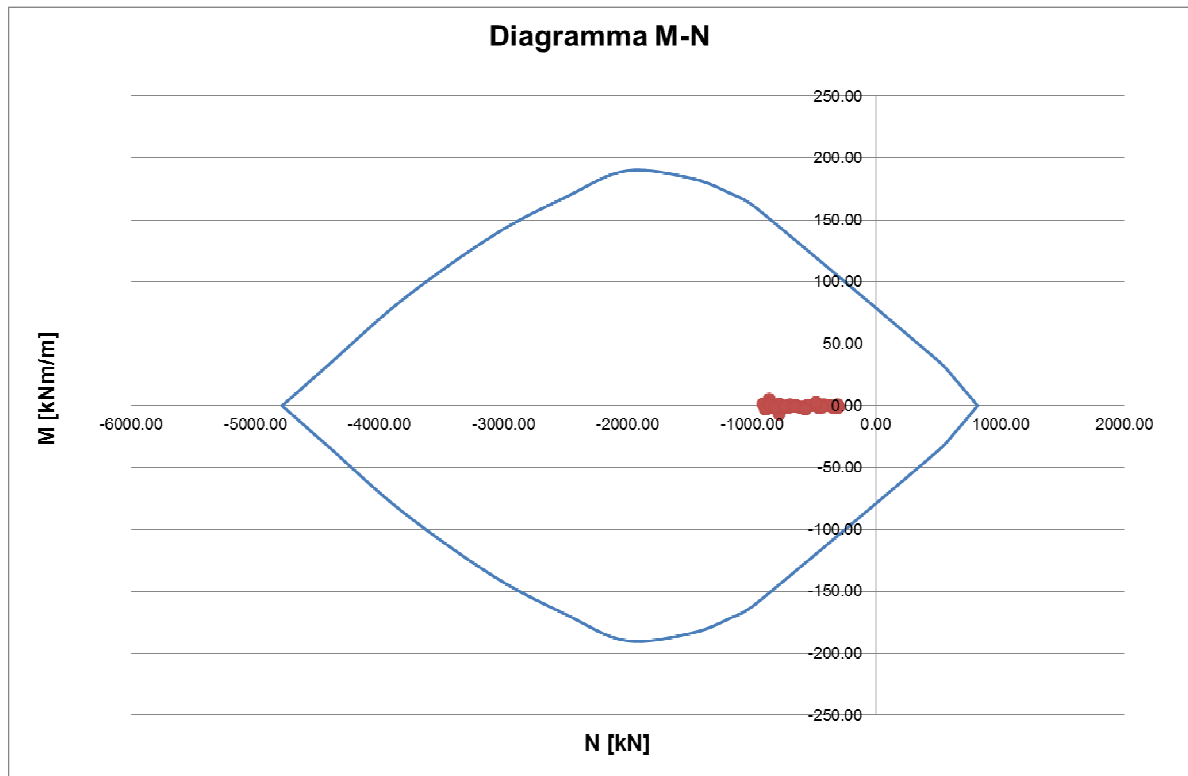


Figura 8 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 3



**Figura 9 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 4**

### 12.2.2 Verifiche a taglio

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, si assume in via cautelativa che queste devono essere affidate unicamente all’anima delle centine ( $A_{tw}$ ), senza alcun contributo da parte dello spritz-beton. La verifica verrà quindi fatta valutando che la  $t$  dovuta all’azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

$$\tau = T / A_{tw} \leq \tau_{amm} = f_{yk} / \gamma_{M0} / \sqrt{3} = (275 / 1.05) / \sqrt{3} = 151.2 \text{ MPa}$$

Step	VEk	$\tau$	$\tau_{SLU}$
	[kN]	[MPa]	[MPa]
3	-78.64	-37.3	-48.49
4	-82.74	-39.3	-51.09

Tabella 24: Verifica a taglio SLU – Sezione 1

Step	VEk	$\tau$	$\tau_{SLU}$
	[kN]	[MPa]	[MPa]
3	-59.45	-19.1	-24.83
4	-222.5	-71.3	-92.69

Tabella 25: Verifica a taglio SLU – Sezione 2

Step	VEk	$\tau$	$\tau_{SLU}$
	[kN]	[MPa]	[MPa]
3	3.7	1.4	1.82
4	-11.62	-4.5	-5.85

Tabella 26: Verifica a taglio SLU – Sezione 3

### 12.3 Rivestimento definitivo - verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Le verifiche agli SLE consistono nel confrontare le tensioni ammissibili dei materiali con le tensioni di calcolo indotte dalle caratteristiche di sollecitazioni previste.

Con riferimento ai materiali considerati nella presente progettazione, si ottiene:

$\sigma_c \leq 12.6 \text{ MPa}$  in C28/35      combinazione quasi permanente

$[\sigma_c \leq 14.4 \text{ MPa}$  in C32/40      combinazione quasi permanente per Time 7 della sezione 2]

$\sigma_s \leq 360.0 \text{ MPa}$

*Per sezioni non armate, si controlla che  $\sigma_c \leq 0.25 * f_{ck} = 7 \text{ MPa}$  per C28/35*

Per ciascuna sezione di verifica si sono prese in considerazione le sollecitazioni massime in corrispondenza delle zone rappresentative della struttura: come si evince dalle tabelle, le tensioni nei materiali (negativi gli sforzi di compressione) e l'apertura delle fessure risultano compatibili con quelli previsti dalla normativa di riferimento.

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

ELEMENT	Height	NEk	MEk	$s_c$
[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[MPa]
Piedritto DX	0.60	0.1	0.0	0.0
Rene DX	0.60	-0.1	0.0	0.0
Calotta	0.60	0.05	-0.01	-0.6
Rene SN	0.6	0.0	0.0	-1.1
Piedritto SN	0.6	0.1	0.0	0.0
AR	0.7	6.0	6.9	*

Tabella 27: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 - Step 5

\*Il momento porta ad un'eccentricità dell'azione assiale tale per cui non vi è soluzione per la sezione di calcestruzzo non reagente a trazione. In questa fase Ne M sono di modesta entità e lo sforzo risultante è compatibile con la resistenza a trazione del calcestruzzo, senza la creazione di fessure.

ELEMENT	Height	NEk	MEk	$s_c$
[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[MPa]
Piedritto DX	0.60	-637.0	86.2	-2.6
Rene DX	0.60	-380.7	-7.8	-0.8
Calotta	0.60	-313.7	62.1	-2.1
Rene SN	0.6	-537.8	47.0	-1.7
Piedritto SN	0.6	-708.4	-10.2	-1.3
AR	0.7	-798.2	-59.6	-1.9

Tabella 28: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 - Step 6

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	$\sigma_c$	$\sigma_s$	wk
[m]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-1676.0	118.7	-2.3	-16.0	0.00
Rene DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-2028.0	28.0	-2.1	-27.5	0.00
Calotta	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-2125.0	26.6	-2.2	-29.0	0.00
Rene SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-2071.0	26.0	-2.2	-28.3	0.00

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

Piedritto SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-1674.0	410.7	-4.1	8.6	0.01
AR	0.900	35.34	35.34	7.9	7.9	-4365.0	432.9	-6.9	-33.1	0.00

Tabella 29: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 5

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	$\sigma_c$	$\sigma_s$	wk
[m]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-6745.0	254.2	-8.0	-80.2	0.00
Rene DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-8574.0	49.6	-8.6	-121.2	0.00
Calotta	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-8823.0	-54.5	-8.9	-124.5	0.00
Rene SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-8610.0	72.9	-8.8	-120.1	0.00
Piedritto SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-7977.0	248.6	-9.1	-98.5	0.00
AR	0.900	35.34	35.34	7.9	7.9	-7836.0	-405.1	-10.2	-86.9	0.00

Tabella 30: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 6

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	$\sigma_c$	$\sigma_s$	wk
[m]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-7585.0	279.8	-8.9	-90.6	0.00
Rene DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-9777.0	-52.5	-9.8	-138.5	0.00
Calotta	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-9665.0	-31.3	-9.6	-138.4	0.00
Rene SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-9819.0	-66.9	-9.9	-138.1	0.00
Piedritto SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-8782.0	276.2	-10.1	-108.3	0.00
AR	0.900	35.34	35.34	7.9	7.9	-9441.0	-568.2	-12.8	-98.8	0.00

Tabella 31: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 7

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	$\sigma_c$	$\sigma_s$	wk
[m]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-118.9	0.1	-0.1	-1.8	0.00



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

Rene DX	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-75.3	-2.8	-0.1	-0.9	0.00
Calotta	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-74.5	-2.7	-0.1	-0.9	0.00
Rene SN	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-120.6	1.2	-0.1	-1.8	0.00
Piedritto SN	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-101.7	11.4	-0.2	-0.7	0.00
AR	0.900	15.71	15.71	7.2	7.2	-112.7	-15.5	-0.2	-0.5	0.00

Tabella 32: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - Step 5

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	$\sigma_c$	$\sigma_s$	wk
[m]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-1661.0	55.1	-2.1	-21.2	0.00
Rene DX	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-1115.0	-28.4	-1.3	-14.9	0.00
Calotta	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-1093.0	-71.3	-1.6	-11.2	0.00
Rene SN	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-1368.0	44.3	-1.7	-17.6	0.00
Piedritto SN	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-2277.0	-143.7	-3.3	-23.6	0.00
AR	0.900	15.71	15.71	7.2	7.2	-4030.0	-762.3	-9.4	2.4	0.00

Tabella 33: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - Step 6

#### 12.4 Rivestimento definitivo - verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

##### 12.4.1 Verifiche a Pressoflessione

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[KN·m]	[-]
Piedritto DX	0.93	35.34	35.34	7.90	7.90	-2179	154	1907	12.4
Rene DX	0.93	35.34	35.34	7.90	7.90	-2636	36	2061	56.7
Calotta	0.93	35.34	35.34	7.90	7.90	-2763	35	2098	60.6
Rene SN	0.93	35.34	35.34	7.90	7.90	-2692	34	2078	61.4

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

Piedritto SN	0.93	35.34	35.34	7.90	7.90	-2176	534	1906	3.6
AR	0.90	35.34	35.34	7.90	7.90	-5675	563	2565	4.6

Tabella 34 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 5

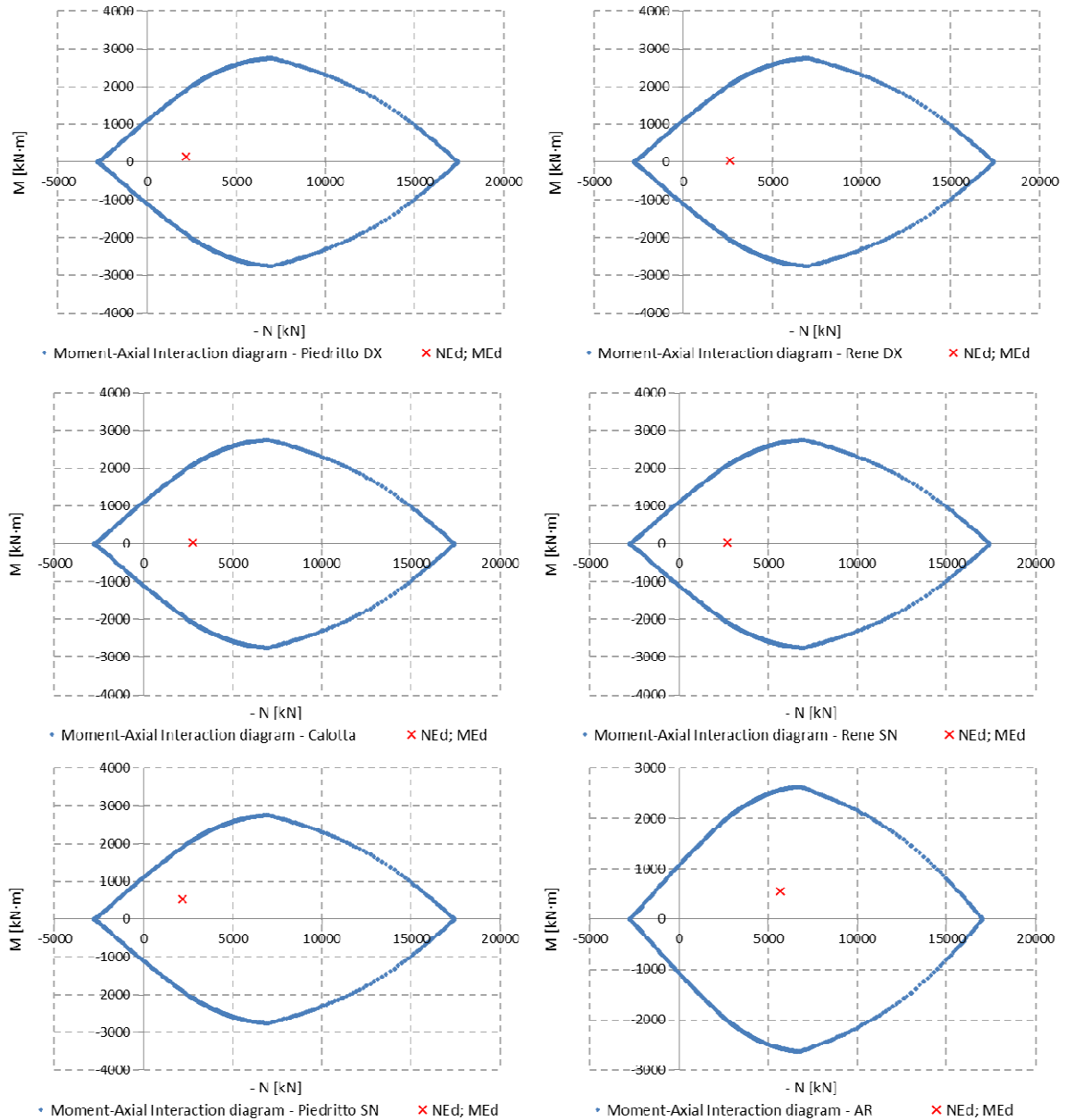
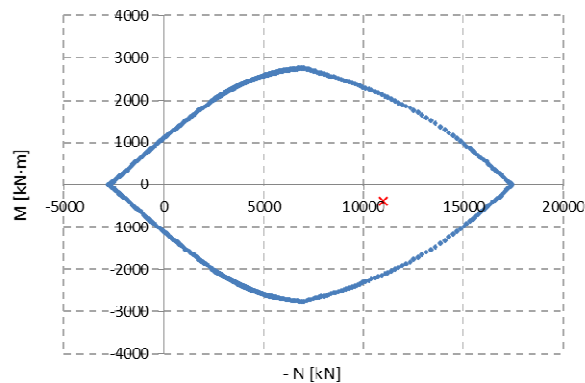


Figura 10 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 5

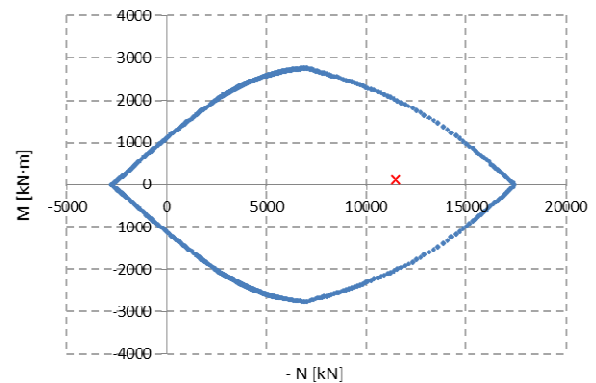
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-11003	-382	-2117	5.5
Rene DX	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-11476	132	2015	15.3
Calotta	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-11605	-72	-1986	27.7
Rene SN	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-11482	-144	-2014	14.0
Piedritto SN	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-11475	-399	-2015	5.0
AR	0.900	35.34	35.34	7.90	7.90	-12035	-635	-1724	2.7

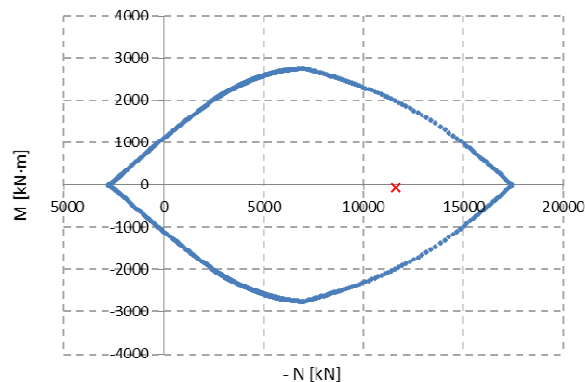
Tabella 35 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 6



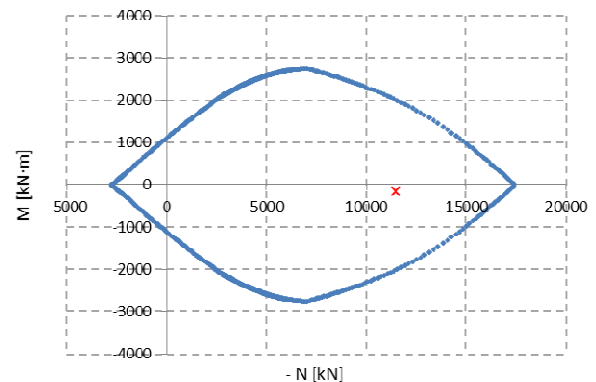
• Moment Axial Interaction diagram Piedritto DX × NEd; MEd



• Moment Axial Interaction diagram Rene DX × NEd; MEd

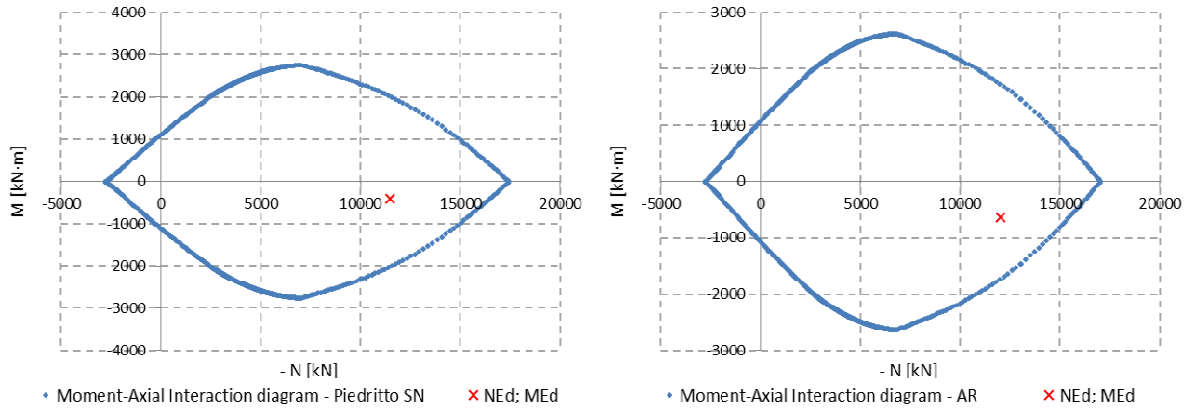


• Moment-Axial Interaction diagram - Calotta × NEd; MEd



• Moment-Axial Interaction diagram - Rene SN × NEd; MEd

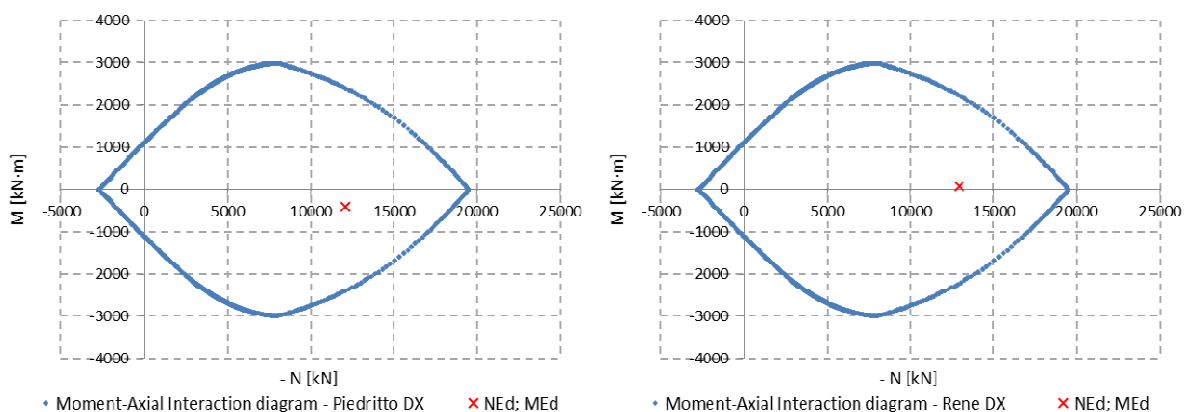
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



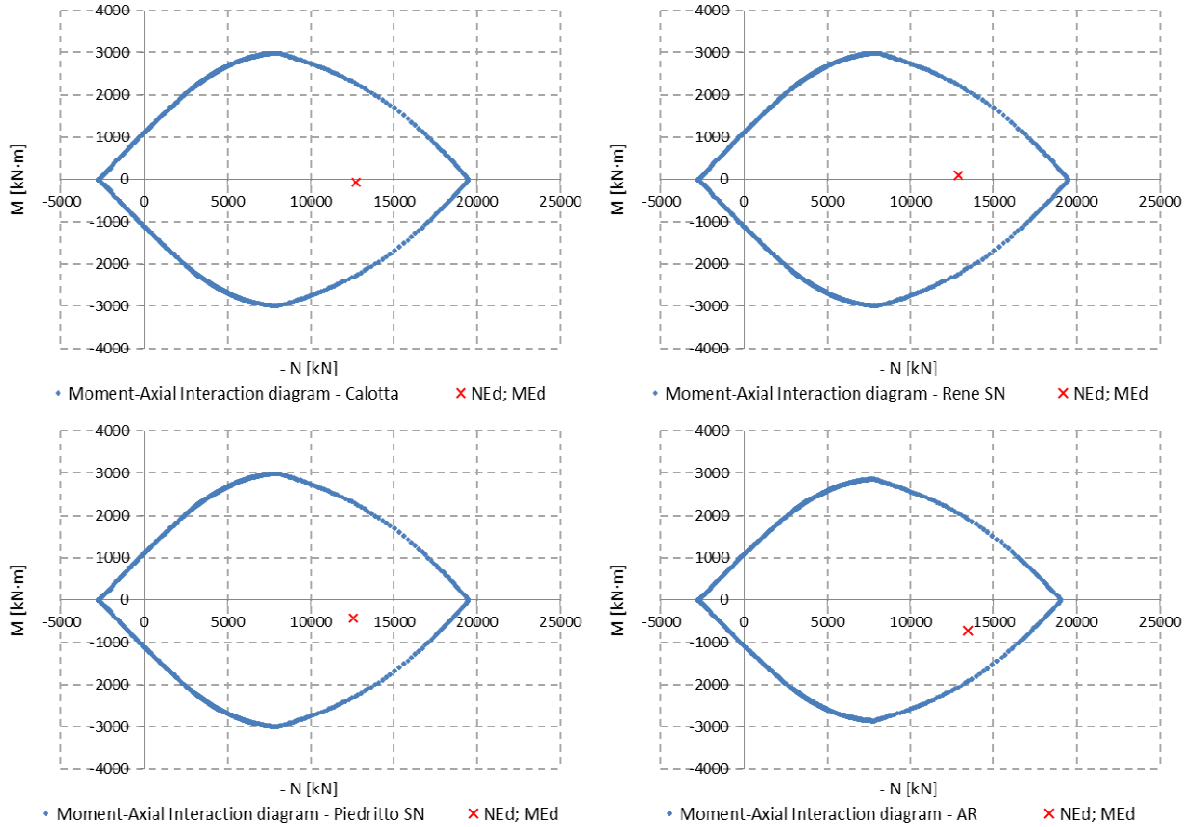
**Figura 11 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 6**

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-12056	-406	-2402	5.9
Rene DX	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-12927	92	2222	24.1
Calotta	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-12702	-64	-2271	35.5
Rene SN	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-12904	95	2227	23.5
Piedritto SN	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-12537	-424	-2305	5.4
AR	0.900	35.34	35.34	7.90	7.90	-13494	-722	-1913	2.7

Tabella 36 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 7



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

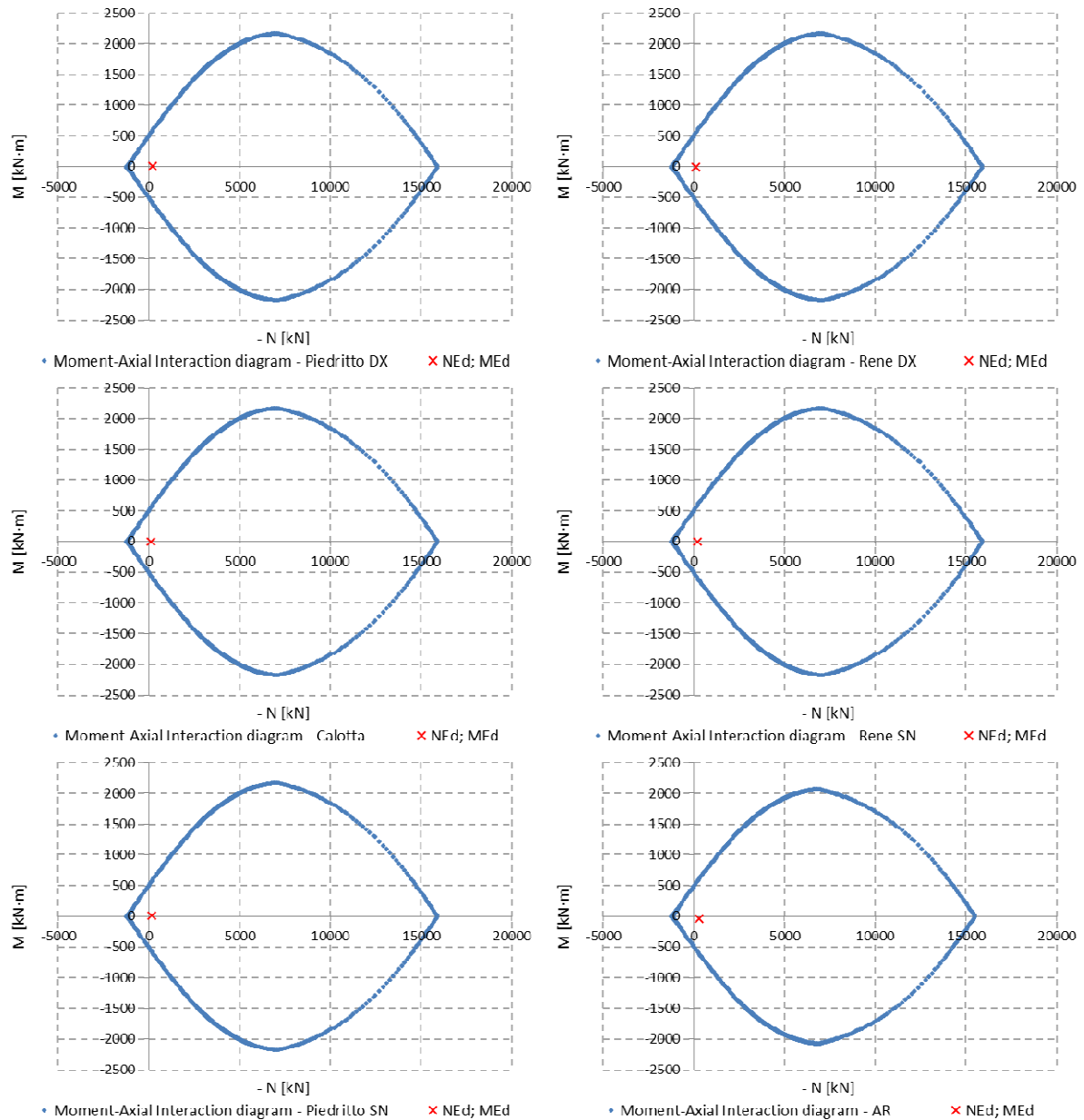


**Figura 12 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 7**

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	0.93	15.71	15.71	7.20	7.20	-195	8	594	77.6
Rene DX	0.93	15.71	15.71	7.20	7.20	-100	-4	-556	148.8
Calotta	0.93	15.71	15.71	7.20	7.20	-97	-4	-554	155.1
Rene SN	0.93	15.71	15.71	7.20	7.20	-182	4	589	141.6
Piedritto SN	0.93	15.71	15.71	7.20	7.20	-132	15	569	38.5
AR	0.90	15.71	15.71	7.20	7.20	-288	-38	-613	16.3

Tabella 37 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 5

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



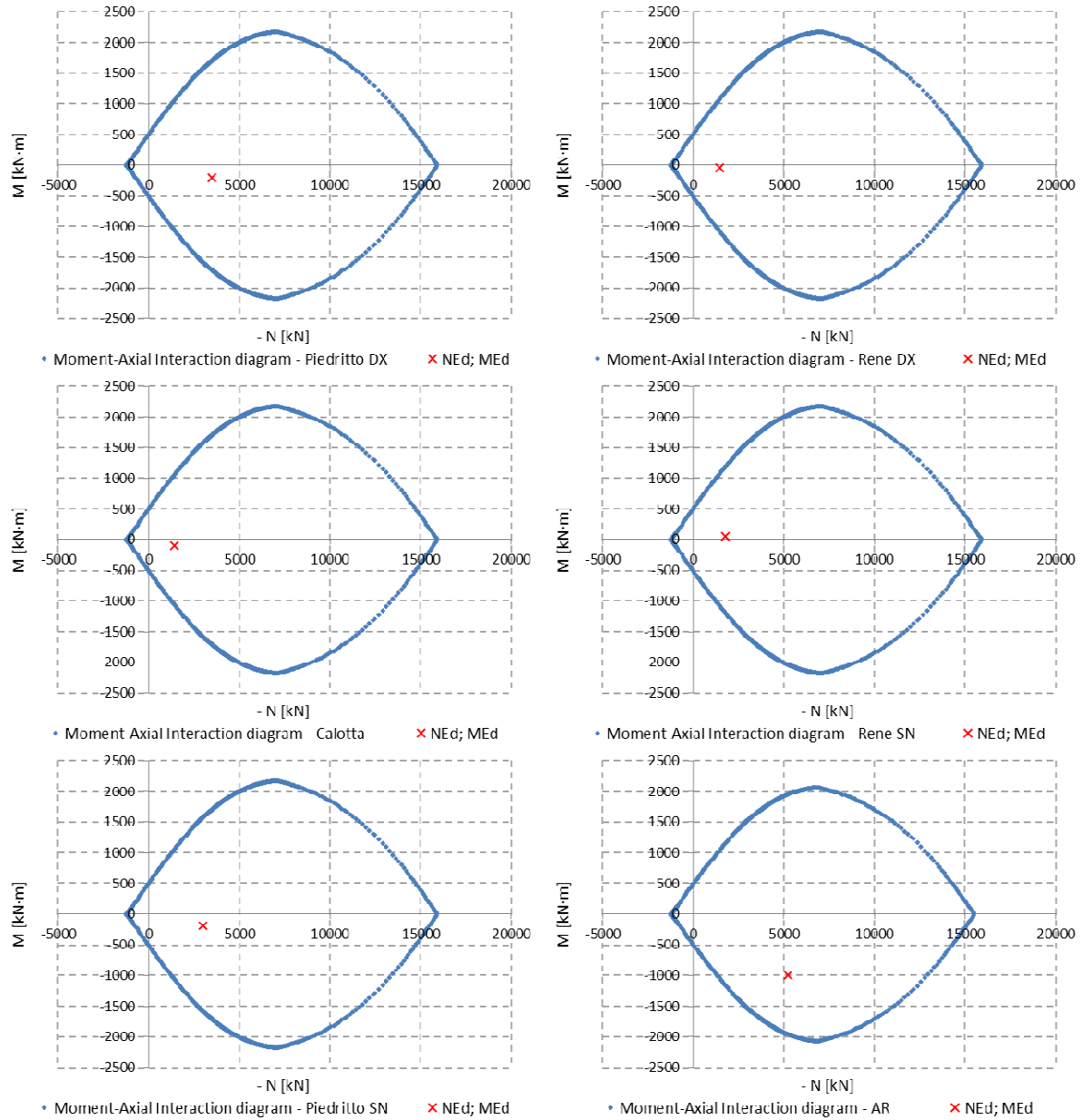
**Figura 13 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 5**

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	0.925	15.71	15.71	7.20	7.20	-3489	-204	-1710	8.4
Rene DX	0.925	15.71	15.71	7.20	7.20	-1450	-37	-1075	29.1
Calotta	0.925	15.71	15.71	7.20	7.20	-1421	-93	-1065	11.5
Rene SN	0.925	15.71	15.71	7.20	7.20	-1778	58	1193	20.7
Piedritto SN	0.925	15.71	15.71	7.20	7.20	-2960	-187	-1573	8.4

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

AR	0.900	15.71	15.71	7.20	7.20	-5239	-991	-1957	2.0
----	-------	-------	-------	------	------	-------	------	-------	-----

Tabella 38 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 6



**Figura 14 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 6**

Come si evince dalle figure e dalle tabelle, le sollecitazioni di progetto rientrano, per ogni step di calcolo previsto, entro il dominio di resistenza della sezione.

### 12.4.2 Verifiche a Taglio

Le verifiche di seguito riportate si riferiscono alle sezioni maggiormente sollecitate.

Per sezioni non armate, si controlla che  $\tau \leq 0.21 * f_{ctk} = 0.21 * 1.94 \text{ MPa} = 0.407 \text{ MPa}$  per C28/35, considerando le sollecitazioni amplificate per 1.0 invece di 1.3.

ELEMENT	$\tau_c$	$0.21 * f_{ctk}$
[m]	[kPa]	[kPa]
Piedritto DX	218	407
Rene DX	-359	407
Calotta	-287	407
Rene SN	-199	407
Piedritto SN	306	407
AR	-101	407

Tabella 39: Verifica a taglio – Sezione 1 - Step 5

ELEMENT	$\tau_c$	$0.21 * f_{ctk}$
[m]	[kPa]	[kPa]
Piedritto DX	221	407
Rene DX	-361	407
Calotta	282	407
Rene SN	-195	407
Piedritto SN	308	407
AR	-96	407

Tabella 40: Verifica a taglio – Sezione 1 - Step 6

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	$\sigma_{cp}$	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-473	-2179	846	1.486	3534.3	9250	-2.355	641	583	1.36
Rene DX	55	-2636	846	1.486	3534.3	9250	-2.850	704	646	12.79
Calotta	26	-2763	846	1.486	3534.3	9250	-2.986	721	663	27.75
Rene SN	63	-2692	846	1.486	3534.3	9250	-2.911	712	653	11.32



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

Piedritto SN	477	-2176	846	1.486	3534.3	9250	-2.353	641	582	1.34
AR	898	-5675	821	1.494	3534.3	9000	-6.305	1114	1054	1.24

Tabella 41: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 5

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	$\sigma_{cp}$	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-1515	-8769	846	1.486	3534.3	9250	-9.479	1545	1487	1.02
Rene DX	245	-11476	846	1.486	3534.3	9250	-12.407	1917	1858	7.82
Calotta	76	-11606	846	1.486	3534.3	9250	-12.547	1935	1876	25.56
Rene SN	-233	-11479	846	1.486	3534.3	9250	-12.410	1917	1859	8.23
Piedritto SN	667	-10370	846	1.486	3534.3	9250	-11.211	1765	1707	2.65
AR	-1482	-9481	821	1.494	3534.3	9000	-10.534	1635	1575	1.10

Tabella 42: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 6

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	$\sigma_{cp}$	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-1695	-9861	846	1.486	3534.3	9250	-10.660	1711	1656	1.01
Rene DX	209	-12927	846	1.486	3534.3	9250	-13.975	2132	2077	10.18
Calotta	-45	-12565	846	1.486	3534.3	9250	-13.583	2082	2027	46.67
Rene SN	210	-12904	846	1.486	3534.3	9250	-13.950	2128	2074	10.14
Piedritto SN	733	-11417	846	1.486	3534.3	9250	-12.342	1924	1870	2.63
AR	-1637	-10659	821	1.494	3534.3	9000	-11.843	1811	1755	1.11

Tabella 43: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 7

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	$\sigma_{cp}$	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-27	-195	853	1.484	1570.8	9250	-0.211	289	313	11.49
Rene DX	-4	-122	853	1.484	1570.8	9250	-0.132	279	303	73.41
Calotta	1	-150	853	1.484	1570.8	9250	-0.162	283	306	245.78
Rene SN	3	-182	853	1.484	1570.8	9250	-0.197	288	311	99.79

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

Piedritto SN	16	-132	853	1.484	1570.8	9250	-0.143	281	304	19.01
AR	70	-430	828	1.491	1570.8	9000	-0.478	318	339	4.83

Tabella 44: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - Step 5

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	$\sigma_{cp}$	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-781	-3608	853	1.484	1570.8	9250	-3.900	761	785	1.00
Rene DX	-108	-1955	853	1.484	1570.8	9250	-2.114	533	556	5.16
Calotta	-64	-1388	853	1.484	1570.8	9250	-1.501	455	478	7.41
Rene SN	125	-2323	853	1.484	1570.8	9250	-2.511	584	607	4.87
Piedritto SN	302	-3228	853	1.484	1570.8	9250	-3.490	709	732	2.42
AR	-608	-4859	828	1.491	1570.8	9000	-5.399	929	950	1.56

Tabella 45: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - Step 6

### 13 ANALISI SISMICA

Per quanto riguarda la verifica in fase sismica, le “Gallerie” sono definite come Infrastrutture in Classe d’Uso IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di evento sismico. Ciò comporta la definizione di un valore del periodo di riferimento  $V_R$  pari a 200anni e un periodo di ritorno del sisma di progetto agli stati limite ultimi SLV  $T_R$  pari a 1898 anni.

A partire dalla accelerazione di progetto si sono ricavati gli incrementi di sollecitazione dovuti all’azione sismica di progetto, assunti come incrementi o decrementi delle caratteristiche di sollecitazione risultanti dalle analisi numeriche svolte.

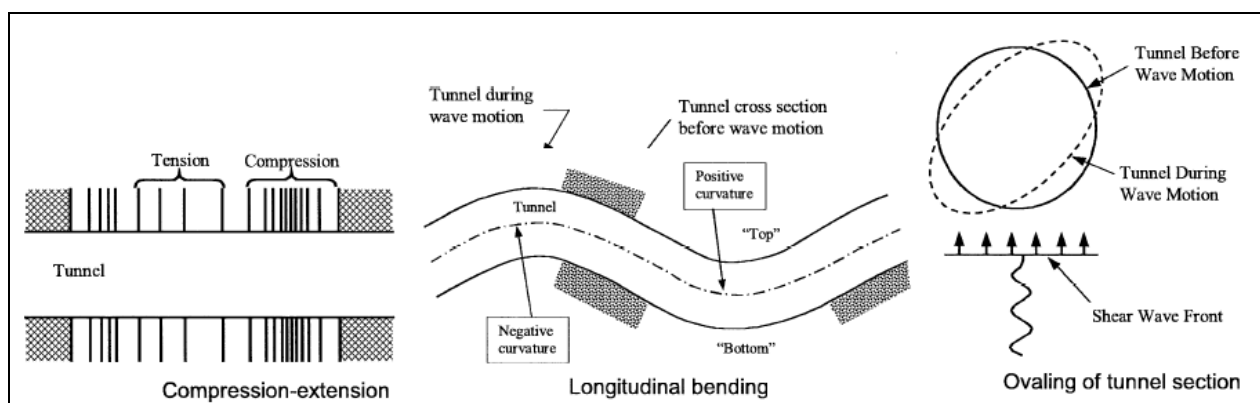
Il lavoro, quindi, è stato sviluppato per mezzo di una procedura che ha visto:

1. definizione dei parametri sismici e dello spettro di progetto;
2. esecuzione dell’analisi sismica, in cui i parametri sismici di input sono valutati sulla base delle formulazioni di normativa, che prevede l’uso, in particolare, dell’approccio semplificato per l’amplificazione stratigrafica (utilizzo del coefficiente di amplificazione sismica  $S_s$ );

Come si può osservare, la procedura utilizzata nel presente lavoro si basa, quindi, su un’analisi dinamica semplificata “*disaccoppiata*”, cioè in cui gli effetti del sisma, valutati con un’analisi distinta, vengono sommati alle sollecitazioni ottenute dall’analisi numerica statica.

#### 13.1 SOLUZIONI PER LA VERIFICA SISMICA DELLE GALLERIE

In condizioni sismiche, possono essere considerati tre principali comportamenti deformativi delle gallerie, illustrati nella figura successiva (Owen e Scholl, 1981). La struttura in sotterraneo è assimilata ad una trave elastica sottoposta alle deformazioni imposte dal terreno circostante. Con riferimento all’asse della galleria risulta quindi necessario analizzare il comportamento dell’opera secondo due direzioni. In direzione longitudinale, parallelamente all’asse della galleria, si sviluppano delle deformazioni di compressione ed estensione e delle deformazioni di flessione. In direzione trasversale, ortogonalmente all’asse della galleria, si vengono a creare invece delle deformazioni di ovalizzazione, inducendo una distorsione della sezione trasversale, con modifica quindi della forma. In termini di progettazione, questa situazione può essere simulata applicando sulla sezione trasversale del rivestimento, un regime di deformazioni piano (2D plane strain conditions).



**Figura 46 – Tipi di deformazione in condizioni sismiche (Owen e Scholl, 1981)**

Nel seguito, quindi, verrà studiata la risposta della galleria, assimilata ad una struttura di forma circolare, secondo le due direzioni longitudinale e trasversale, e soggetta alle sole onde sismiche di taglio.

Inoltre, tutte le formulazioni analitiche in letteratura, che consentono di valutare gli effetti del sisma sulle strutture interrato, considerano due diverse condizioni: quella di *free-field*, in cui vengono valutate le deformazioni nel terreno in assenza di struttura e quella in cui si tiene esplicitamente conto dell’interazione terreno-struttura.

### 13.1.1 RISPOSTA DELLA GALLERIA A DEFORMAZIONI IN DIREZIONE LONGITUDINALE

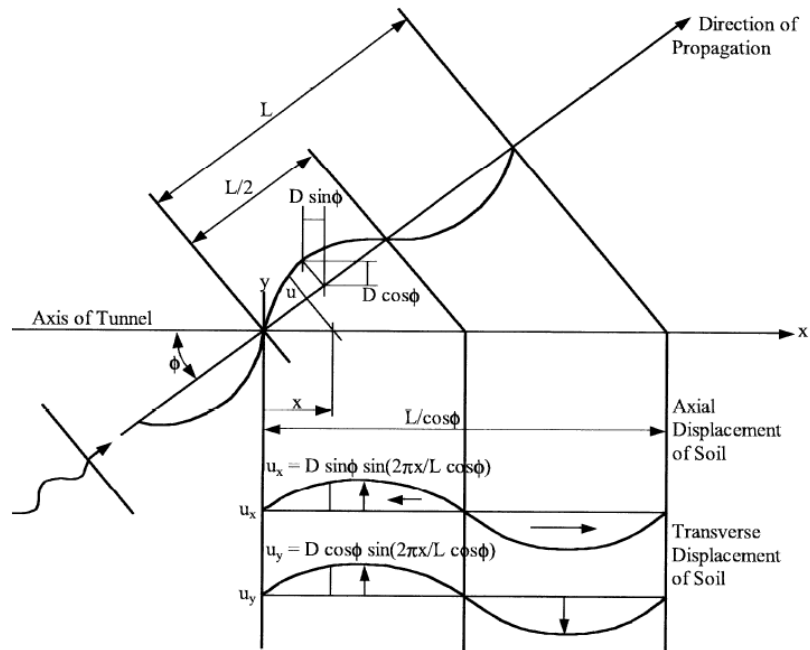
Nel problema longitudinale si fa tipicamente riferimento ad una onda armonica, rappresentativa del sisma in esame, che si propaga secondo un dato angolo di incidenza rispetto all’asse della galleria in un mezzo elastico, isotropo ed omogeneo.

Sulla base delle soluzioni in forma chiusa calcolate da Newmark (1968) e Kuesel (1969), St.John e Zahrah (1987) propongono di calcolare la deformazione di tipo assiale  $\epsilon_a$  e la deformazione di tipo flessionale in direzione longitudinale  $\epsilon_b$  assimilando la galleria ad una trave elastica su suolo elastico investita da un’onda sinusoidale (onda sismica tipo S):

$$\epsilon^a = (V_s/C_s) \sin\Phi \cos\Phi$$

$$\epsilon^b = r * \chi = r * (a_s/C_s^2) \cos^3\Phi$$

dove  $r$  è il raggio della galleria,  $\chi$  è la curvatura dovuta alla sollecitazione flessionale,  $V_s$  è la velocità di picco della particella di terreno dovuta all’onda sismica,  $C_s$  è la velocità apparente di propagazione delle onde di taglio nel terreno,  $a_s$  è l’accelerazione di picco della particella di terreno dovuta al sisma e  $\Phi$  è l’angolo di incidenza del treno di onde piane sismiche rispetto all’asse della galleria.



**Figura 47 – Interazione fra onda armonica semplice e galleria (Wang, 1993)**

Come si può osservare dalle equazioni precedenti, il valore della deformazione assiale è massimo per  $\Phi=45^\circ$ , mentre il valore della deformazione flessionale è massimo per  $\Phi=0^\circ$ . A favore di sicurezza, Power et al. (1996) suggeriscono di calcolare la deformazione totale in direzione longitudinale,  $\epsilon_{ab}$ , come somma della massima deformazione assiale e della massima deformazione flessionale:

$$\epsilon^{ab} = \epsilon^a_{\max} + \epsilon^b_{\max} = (V_s/2 * C_s) + r (a_s/C_s^2)$$

Per tener conto della rigidità relativa terreno-struttura, le deformazioni calcolate in regime di *free-field* vengono modificate. L'interazione fra la galleria ed il terreno viene schematizzata attraverso due sistemi di molle elastiche in direzione longitudinale e trasversale. I coefficienti che tengono conto della rigidità delle molle nelle due direzioni sono funzione della lunghezza dell'onda incidente e sono forniti dalla seguente espressione (St.John e Zahrah, 1987):

$$K_a = K_t = \frac{16\pi G_m (1 - \nu_m) d}{(3 - 4\nu_m) L}$$

dove  $G_m$  e  $\nu_m$  indicano, rispettivamente, il modulo di taglio ed il coefficiente di Poisson del terreno,  $d$  il diametro della galleria ed  $L$  la lunghezza d'onda.

La lunghezza d’onda  $L$  dell’onda sinusoidale può essere definita come:

$$L = T_s C_s$$

dove  $T_s$  rappresenta il periodo fondamentale del deposito, stimato in prima approssimazione, in funzione di  $C_s$  e  $h$  (=spessore del deposito di terreno) come (Idriss e Sees, 1968):

$$T = \frac{4h}{C_s}$$

Secondo questo approccio, la massima deformazione assiale  $\varepsilon_{\max}^a$ , data da un’onda  $S$  incidente secondo un angolo  $\Phi=45^\circ$ , è pari a:

$$\varepsilon_{\max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right) A_a}{1 + \frac{E_l A_c}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2}$$

avendo indicato con  $E_l$  il modulo elastico del rivestimento della galleria (valutato secondo la formula di normativa,  $22000 * [(f_{ck}+8)/10]^{0.3}$ ), con  $A_c$  ( $=\pi/4 * [d_e^2 - (d_e - 2t)^2]$ ) la sua sezione trasversale e con  $A_a$  l’ampiezza massima dello spostamento del terreno in condizioni di free field. Inoltre si definiscono con  $d_e$  il diametro esterno della galleria e con  $t$  lo spessore del rivestimento. Assumendo che lo spostamento sia dato da un’onda sinusoidale ideale si ha:

$$A_a = \frac{L}{2\pi} \frac{V_s}{C_s} \sin\phi \cos\phi$$

La massima deformazione flessionale  $\varepsilon_{\max}^b$ , data da un’onda  $S$  incidente secondo un angolo  $\Phi=0^\circ$ , è pari a:

$$\varepsilon_{\max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A_b}{1 + \frac{E_l I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r$$

dove  $I_c$  rappresenta il momento di inerzia della sezione trasversale della galleria ( $=\pi/64 * [d_e^4 - (d_e - 2t)^4]$ ). Per tener conto della parzializzazione della sezione di calcestruzzo e delle non linearità che scaturiscono durante un sisma di notevole entità (MDE = Maximum Design Earthquake), il momento di inerzia di calcolo può essere ridotto del 50%.

In questo caso l’ampiezza dello spostamento del terreno  $A_b$ , sempre assumendo un’onda ideale di tipo sinusoidale, può essere calcolata come:

$$A_b = \frac{L^2}{4\pi^2} \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi$$

Anche in questo caso, a favore di sicurezza, Power et al. (1996) suggeriscono di calcolare la deformazione totale in direzione longitudinale  $\epsilon_{ab}$  come somma della massima deformazione assiale e della massima deformazione flessionale:

$$\epsilon^{ab} = \epsilon^a_{\max} + \epsilon^b_{\max}$$

Sia per le condizioni di *free-field* che nel caso in cui si tenga conto dell’interazione terreno-struttura, lo sforzo assiale massimo è legata alla massima deformazione assiale secondo l’equazione:

$$N_{\max} = E_l A_c \epsilon^a_{\max}$$

Il momento massimo nella struttura e la massima forza di taglio sono invece dati da:

$$M_{\max} = \frac{E_l I_c \epsilon^b_{\max}}{r}$$

$$V_{\max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_l I_c A}{1 + \frac{E_l I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) M_{\max}$$

Il regime fessurativo viene valutato, nell’ipotesi di assenza di armatura longitudinale, secondo Clough e Penzien (1993) nell’ipotesi di deformazione di fessurazione del calcestruzzo  $\epsilon_{rc}$  pari a 0.0001 secondo le espressioni:

$$L_0 = \frac{2}{\beta} \operatorname{arccosh} \left( \frac{\epsilon^{ab}}{\epsilon^{ab} - \epsilon_{rc}} \right)$$

$$\Delta = 2 \frac{|\epsilon^{ab}|}{\beta} \tanh \left( \frac{\beta L_0}{2} \right)$$

che esprimono rispettivamente la spaziatura delle fessure di trazione e la loro apertura in funzione della rigidità relativa terreno/struttura  $\beta$  posta pari a:

$$\beta = \sqrt{\frac{3G_m}{E_l A_c}}$$

### 13.1.2 RISPOSTA DELLA GALLERIA A DEFORMAZIONI IN DIREZIONE TRASVERSALE

Come già discusso nei paragrafi precedenti, la verifica dei rivestimenti definitivi agli SLU è stata eseguita attraverso un’analisi disaccoppiata, in cui alle sollecitazioni statiche sono state aggiunte (tenendo conto dell’andamento delle stesse sollecitazioni e quindi dei segni relativi alla convenzione adottata) gli incrementi sismici. Tali effetti dinamici sono stati valutati tramite formulazioni di letteratura che saranno presentate nel seguito. Molti sono gli approcci elaborati da diversi autori, ma tutti fanno comunque riferimento alla valutazione della deformazione a taglio in corrispondenza della galleria “ $\gamma$ ”.

Nel seguito si farà riferimento alle formulazioni di Penzien (2000) che permettono di valutare gli incrementi di sollecitazione nel rivestimento di una galleria circolare ad un generico angolo  $\theta$ .

Le formule di Penzien, basate sull’interazione tra terreno e struttura, assumono che la variazione di diametro del rivestimento sia proporzionale alla variazione di diametro del cavo in condizioni di *free-field* nel caso di terreno indisturbato. Tale problema è stato studiato da Wang (1993):

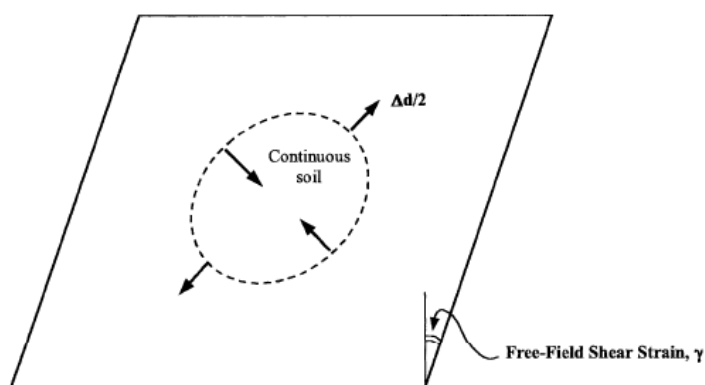


Figura 48 – Deformazione distorsionale in condizioni di free-field nel caso di terreno indisturbato (Wang, 1993)

Quindi la deformazione diametrale è legata alla deformazione di taglio massima del terreno  $\gamma_{\max}$ :

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{\max}}{2}$$

dove  $d$  è assunto pari al diametro medio del rivestimento della galleria ( $=d_e-t$ ).

Le formule di Penzien fanno riferimento a due condizioni limite di interazione fra terreno e galleria: quella cosiddetta di *full-slip*, in cui, in assenza di attrito tra il mezzo e la struttura, si



assume che possa avvenire scorrimento relativo tra i due elementi, e quella di *no-slip*, ovvero di perfetta aderenza tra galleria e terreno. In base alle indicazioni riportate in letteratura (Hoeg, 1968; Schwartz e Einstein, 1980) si suggerisce di assumere, a favore di sicurezza, i risultati ottenuti nelle condizioni di *no slip*, qualora questi forniscano valori della forza circonferenziale superiori a quelli calcolati nelle condizioni di *full-slip*. E' anche vero che, generalmente, si assume che la condizione di full-slip (assenza di attrito) si manifesti in condizioni di sisma raro (Maximum Design Earthquakes) mentre per sismi con tempo di ritorno più bassi (Operational Design Earthquakes) è generalmente assunto che vi sia attrito tra terreno e struttura.

Nel caso di condizioni di *full-slip* ed assumendo la convenzione dei segni riportata nella figura successiva, si ha:

$$\pm \Delta d_{\text{rivestimento}}^n = \pm R^n \Delta d_{\text{free-field}}$$

dove:

$$R^n = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{(\alpha^n + 1)}$$

$$\alpha^n = \frac{12E_l I (5 - 6\nu_m)}{d^3 G_m (1 - \nu_l^2)}$$

dove  $\nu_l$  indica il coefficiente di Poisson del calcestruzzo (assunto pari a 0.2), mentre  $I$  rappresenta il momento d'inerzia a metro lineare del rivestimento ( $=1.0m * t^3/12$ ).

La forza circonferenziale, il momento e la forza di taglio risultanti sono pari a:

$$N(\theta) = -\frac{12E_l I \Delta d_{\text{rivestimento}}^n}{d^3 (1 - \nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_l I \Delta d_{\text{rivestimento}}^n}{d^2 (1 - \nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$V(\theta) = -\frac{24E_l I \Delta d_{\text{rivestimento}}^n}{d^3 (1 - \nu_l^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

In maniera del tutto analoga Penzien (2000) propone le seguenti espressioni per valutare il comportamento della galleria in direzione trasversale per condizioni *no-slip*:

$$\pm \Delta d_{\text{rivestimento}} = \pm R \Delta d_{\text{free-field}}$$

dove:

$$R = \pm \frac{4(1 - \nu_m)}{(\alpha + 1)}$$

$$\alpha = \frac{24E_1 I (3 - 4\nu_m)}{d^3 G_m (1 - \nu_1^2)}$$

Le forze e il momento risultante sono pari in questo caso a:

$$N(\theta) = -\frac{24E_1 I \Delta d_{\text{rivestimento}}}{d^3 (1 - \nu_1^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_1 I \Delta d_{\text{rivestimento}}}{d^2 (1 - \nu_1^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$V(\theta) = -\frac{24E_1 I \Delta d_{\text{rivestimento}}}{d^3 (1 - \nu_1^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

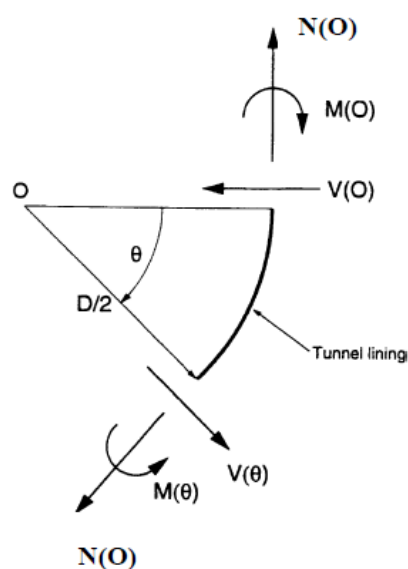


Figura 49 – Convenzione dei segni utilizzata nelle formule di Penzien (2000)

Per ognuno degli approcci descritti, la forza circonferenziale \$N\$ ed il momento flettente \$M\$ possono essere combinati per fornire la sollecitazione agente in direzione trasversale in condizioni di pressoflessione.

Si può notare come il valore massimo positivo di \$N\$ (trazione) ed \$M\$ (fibre tese in intradosso) si raggiunga per \$\theta=45^\circ\$ e \$225^\circ\$. Il taglio, invece, raggiunge il valore massimo per \$\theta=90^\circ\$.

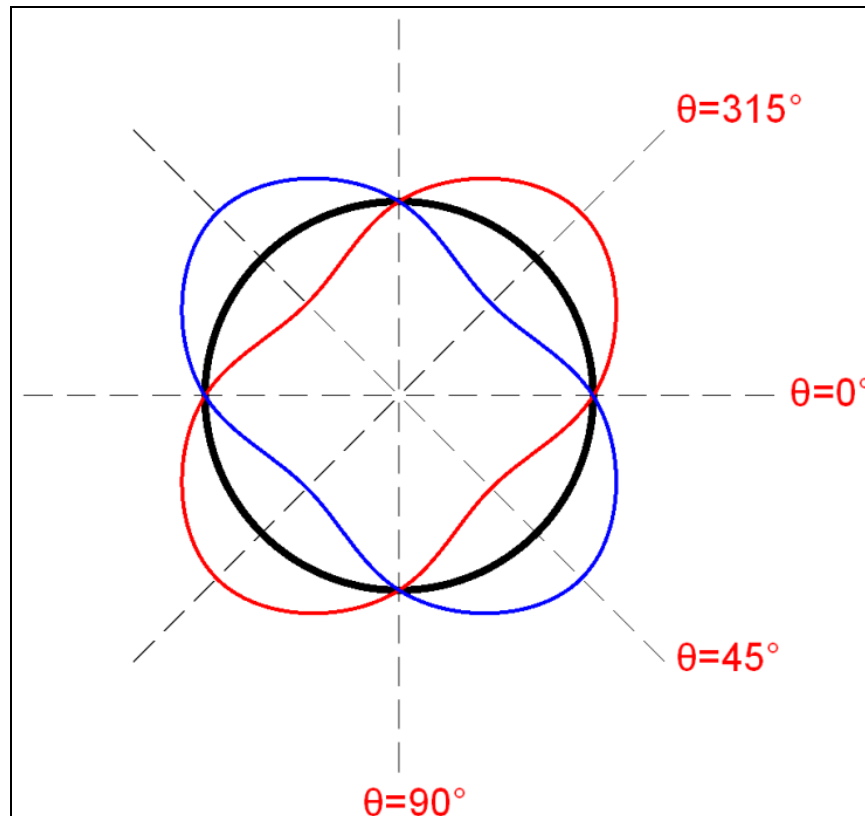


Figura 50 – Ovalizzazione della galleria

### 13.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Per determinare l'azione sismica, con riferimento alla galleria Pedescala che si sviluppa interamente nel comune di San Pietro Valdastico, si determinano i seguenti valori, utilizzando il foglio excel Spettri-NTC ver 1.03, disponibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:

- Vita nominale =  $V_N = 100$  anni (opere definitive);
- Classe d'uso =  $c_u = 2$  (classe IV);
- Periodo di riferimento =  $V_R = \max(V_N c_u ; 35) = 200$ ;
- Probabilità di superamento SLV -  $P_{VR} = 10\%$ ;
- Tempo di ritorno =  $T_R = 1898$  anni.
- Accelerazione orizzontale di picco su suolo di riferimento rigido  $a_g = 0.205$  g.

Considerando inoltre:

$S_s$  = Coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione della categoria di sottosuolo e pari ad 1 per tutte le sezioni di calcolo;

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della categoria topografica, assunto pari ad 1 in quanto la galleria nelle sezioni di calcolo analizzate è a più di 100m di profondità e non risente dell’inclinazione del versante.

La galleria risulta quindi soggetta a  $a_{max}$  pari a 0.205 g.

#### *13.2.1 Direzione trasversale*

La verifica delle sezioni di calcolo è stata eseguita utilizzando, come dati di input nelle formulazioni analitiche di Penzien, i parametri geotecnici e sismici relativi all’approccio semplificato di normativa: utilizzo di un’azione sismica basata sull’individuazione della categoria sismica del sottosuolo e quindi del coefficiente  $S_s$  e utilizzo del modulo di taglio  $G_m$  ricavato in assenza di decadimento e calcolato come

$$G_m = G_{max} = (\gamma/g) C_s^2$$

essendo  $\gamma$  il peso di volume del terreno e  $C_s$  la velocità delle onde di taglio, in corrispondenza della profondità della galleria.

Nel seguito, il valore di  $C_s$  è tarato al fine di ottenere il valore di  $E_m$  (pari a  $E_0$ ), tenendo conto che il valore del modulo elastico  $E$  utilizzato per le sezioni di calcolo della galleria è stato preso pari a 1/10 di  $E_0$  (come dichiarato nella relazione geomeccanica).

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

Parametri Strutturali di progetto		
t [m]	0.65	spessore rivestimento
d <sub>e</sub> [m]	13.70	diam. esterno rivest.
v <sub>l</sub>	0.20	NTC2008
E <sub>l</sub> [MPa]	32300	NTC2008 - C35/45
r <sub>e</sub> [m]	6.85	raggio esterno rivest.
d [m]	13.05	diam. medio rivest.
I [m <sup>4</sup> /m]	0.022885	Inerzia rivest. long. a ml
A [m <sup>2</sup> /m]	0.65	Area rivest. long. a ml
A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	26.65	Area rivest. sez. trasv.
I <sub>c</sub> [m <sup>4</sup> ]	568.70	Inerzia rivest. sez. trasv.
0.5*I <sub>c</sub> [m <sup>4</sup> ]	284.35	Inerzia di calcolo
W <sub>c</sub> [m <sup>3</sup> ]	41.51	Mod. Res. rivest. trasv.
Parametri sismici Normativa		
a <sub>g</sub> [g]	0.205	SLV (V <sub>r</sub> =200 anni)
T <sub>C</sub> [s]	0.307	
T <sub>D</sub> [s]	2.418	
S <sub>s</sub>	1.000	cat.A
S <sub>t</sub>	1.000	cat. T1
S	1.000	S <sub>s</sub> * S <sub>t</sub>
a <sub>max</sub> [g]	0.205	a <sub>g</sub> * S
v <sub>g</sub> [m/s]	0.099	NTC2008 par.3.2.3.3
d <sub>g</sub> [m]	0.037	

Tabella 46 – Parametri sismici – sezione tipo 1

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z <sub>0</sub> [m]	360.00	profondità galleria
γ [kN/m <sup>3</sup> ]	27	
v <sub>m</sub>	0.20	
C <sub>s</sub> [m/s]	4844	
G <sub>m</sub> [MPa]	64581	
E <sub>m</sub> [MPa]	154994	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a <sub>s</sub> [g]	0.205	
V <sub>s</sub> [m/s]	0.099	
γ <sub>max</sub>	0.00002	V <sub>s</sub> /C <sub>s</sub>

Tabella 47 – Parametri a quota galleria – Sezione 1

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

Parametri Strutturali di progetto		
t [m]	0.90	spessore rivestimento
d <sub>e</sub> [m]	13.70	diam. esterno rivest.
v <sub>l</sub>	0.20	NTC2008
E <sub>l</sub> [MPa]	33300	NTC2008 - C35/45
r <sub>e</sub> [m]	6.85	raggio esterno rivest.
d [m]	12.80	diam. medio rivest.
I [m <sup>4</sup> /m]	0.060750	Inerzia rivest. long. a ml
A [m <sup>2</sup> /m]	0.90	Area rivest. long. a ml
A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	36.19	Area rivest. sez. trasv.
I <sub>c</sub> [m <sup>4</sup> ]	744.86	Inerzia rivest. sez. trasv.
0.5*I <sub>c</sub> [m <sup>4</sup> ]	372.43	Inerzia di calcolo
W <sub>c</sub> [m <sup>3</sup> ]	54.37	Mod. Res. rivest. trasv.
Parametri sismici Normativa		
a <sub>g</sub> [g]	0.205	SLV (V <sub>r</sub> =200 anni)
T <sub>C</sub> [s]	0.307	
T <sub>D</sub> [s]	2.418	
S <sub>s</sub>	1.000	cat.A
S <sub>t</sub>	1.000	cat. T1
S	1.000	S <sub>s</sub> * S <sub>t</sub>
a <sub>max</sub> [g]	0.205	a <sub>g</sub> * S
v <sub>g</sub> [m/s]	0.099	NTC2008 par.3.2.3.3
d <sub>g</sub> [m]	0.037	

Tabella 48 – Parametri sismici – sezione tipo 2

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z <sub>0</sub> [m]	360.00	profondità galleria
γ [kN/m <sup>3</sup> ]	27	
v <sub>m</sub>	0.20	
C <sub>s</sub> [m/s]	2475	
G <sub>m</sub> [MPa]	16860	
E <sub>m</sub> [MPa]	40463	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a <sub>s</sub> [g]	0.205	
V <sub>s</sub> [m/s]	0.099	
γ <sub>max</sub>	0.00004	V <sub>s</sub> /C <sub>s</sub>

Tabella 49 – Parametri a quota galleria – Sezione 2

Parametri Strutturali di progetto		
t [m]	0.90	spessore rivestimento
d <sub>e</sub> [m]	13.70	diam. esterno rivest.
v <sub>l</sub>	0.20	NTC2008
E <sub>l</sub> [MPa]	32300	NTC2008 - C35/45
r <sub>e</sub> [m]	6.85	raggio esterno rivest.
d [m]	12.80	diam. medio rivest.
I [m <sup>4</sup> /m]	0.060750	Inerzia rivest. long. a ml
A [m <sup>2</sup> /m]	0.90	Area rivest. long. a ml
A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	36.19	Area rivest. sez. trasv.
I <sub>c</sub> [m <sup>4</sup> ]	744.86	Inerzia rivest. sez. trasv.
0.5*I <sub>c</sub> [m <sup>4</sup> ]	372.43	Inerzia di calcolo
W <sub>c</sub> [m <sup>3</sup> ]	54.37	Mod. Res. rivest. trasv.
Parametri sismici Normativa		
a <sub>g</sub> [g]	0.205	SLV (V <sub>r</sub> =200 anni)
T <sub>C</sub> [s]	0.307	
T <sub>D</sub> [s]	2.418	
S <sub>s</sub>	1.000	cat.A
S <sub>t</sub>	1.000	cat. T1
S	1.000	S <sub>s</sub> * S <sub>t</sub>
a <sub>max</sub> [g]	0.205	a <sub>g</sub> * S
v <sub>g</sub> [m/s]	0.099	NTC2008 par.3.2.3.3
d <sub>g</sub> [m]	0.037	

Tabella 50 – Parametri sismici – sezione tipo 3

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z <sub>0</sub> [m]	75.00	profondità galleria
γ [kN/m <sup>3</sup> ]	27	
v <sub>m</sub>	0.20	
C <sub>s</sub> [m/s]	3200	
G <sub>m</sub> [MPa]	28183	
E <sub>m</sub> [MPa]	67640	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a <sub>s</sub> [g]	0.205	
V <sub>s</sub> [m/s]	0.099	
γ <sub>max</sub>	0.00003	V <sub>s</sub> /C <sub>s</sub>

Tabella 51 – Parametri a quota galleria – Sezione 3

Nel seguito sono presentate le tabelle in cui sono riportati, per le sezioni di calcolo considerate, i valori massimi ottenuti tramite le formulazioni di Penzien. I risultati si riferiscono sia alle condizioni di No-Slip che Full-Slip.

Si precisa che i valori di sollecitazione indicati nelle seguenti tabelle, relativi all’analisi con Panzien, sono da intendersi a metro lineare, in direzione parallela all’asse della galleria.

Come si può osservare nel seguito, gli incrementi di sollecitazioni dovuti al sisma sono insignificanti, risultando  $N_{max}=19.7\text{kN/m}$ ,  $M_{max}=62.9\text{kNm/m}$  e  $V_{max}=19.7\text{N/m}$ .

Rispetto alle sollecitazioni riportate in precedenza nei domini M-N allo SLU, in cui le sollecitazioni provenienti dall’analisi bidimensionale sono state amplificate di 1.3, la combinazione sismica, con le sollecitazioni date dalla somma dei carichi del modello bidimensionale moltiplicate per 1.0 più l’incremento sismico, risulta meno gravosa.

<b>Condizioni di free-field</b>		
$\Delta d_{free-field}/d$	0.00001	
$\Delta d_{free-field}$ [m]	0.00013	
<b>Condizioni limite di full-slip</b>		
$\alpha^n$	0.000	
$R^n$	3.199	
$\Delta d_{lining}^n$ [m]	0.00043	
$N_{max} = N(\pi/4)$ [kN/m]	<b>1.8</b>	forza max circ.
$M_{max} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	<b>11.5</b>	momento max
$V_{max} = V(\pi/2)$ [kN/m]	<b>3.5</b>	forza max taglio
<b>Condizioni limite di no-slip</b>		
$\alpha$	0.000	
$R$	3.199	
$\Delta d_{lining}$ [m]	0.00043	
$N_{max} = N(\pi/4)$ [kN/m]	<b>3.5</b>	forza max circ.
$M_{max} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	<b>11.5</b>	momento max
$V_{max} = V(\pi/2)$ [kN/m]	<b>3.5</b>	forza max taglio

Tabella 52 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1



<b>Condizioni di <i>free-field</i></b>		
$\Delta d_{\text{free-field}}/d$	0.00002	
$\Delta d_{\text{free-field}}$ [m]	0.00026	
<b>Condizioni limite di <i>full-slip</i></b>		
$\alpha^n$	0.003	
$R^n$	3.191	
$\Delta d_{\text{lining}}^n$ [m]	0.00082	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	<b>9.8</b>	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	<b>62.9</b>	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	<b>19.7</b>	forza max taglio
<b>Condizioni limite di <i>no-slip</i></b>		
$\alpha$	0.003	
$R$	3.190	
$\Delta d_{\text{lining}}$ [m]	0.00081	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	<b>19.7</b>	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	<b>62.9</b>	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	<b>19.7</b>	forza max taglio

Tabella 53 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2

<b>Condizioni di <i>free-field</i></b>		
$\Delta d_{\text{free-field}}/d$	0.00002	
$\Delta d_{\text{free-field}}$ [m]	0.00020	
<b>Condizioni limite di <i>full-slip</i></b>		
$\alpha^n$	0.002	
$R^n$	3.195	
$\Delta d_{\text{lining}}^n$ [m]	0.00063	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	<b>7.4</b>	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	<b>47.2</b>	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	<b>14.8</b>	forza max taglio
<b>Condizioni limite di <i>no-slip</i></b>		
$\alpha$	0.002	
$R$	3.194	
$\Delta d_{\text{lining}}$ [m]	0.00063	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	<b>14.8</b>	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	<b>47.2</b>	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	<b>14.8</b>	forza max taglio

Tabella 54 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3

### 13.2.1 Direzione longitudinale

In direzione longitudinale della galleria, gli sforzi dovuti all'azione sismica sono compatibili con i limiti tensionali della classe di calcestruzzo prevista per questo progetto:

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
<b>Terreno</b>	
$V_s$ (m/s) =	4844
$V_{sL}$ (m/s) =	4844
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	27
$\nu$ =	0.2
$E_0$ (MPa) =	154994
$G_0$ (MPa) =	64581
<b>Sisma</b>	
$A_{picco}$ (m/s <sup>2</sup> ) =	0.205
$V_{picco}$ (m/s) =	0.099
$D_{picco}$ (m) =	0.037
$L$ (m) =	22750
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
<b>Rivestimento</b>	
$R_{medio}$ (m) =	6.85
$\nu_{riv}$ =	0.2
$E_{riv}$ (MPa) =	32300
$s$ (m) =	0.65
$I_{riv}$ (m <sup>4</sup> /m) =	0.023
$I_{riv,calcolo}$ (m <sup>4</sup> /m) =	0.011
$A$ (m <sup>2</sup> ) =	14.3
$I$ (m <sup>4</sup> ) =	22.0
<b>SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE</b>	
<b>approccio semplificato (Free field)</b>	
$\epsilon_N$ =	1.0E-05
$\epsilon_M$ =	2.1E-08
$\epsilon_{tot}$ =	1.0E-05
$\sigma$ (MPa) =	0.3
<b>approccio con interazione</b>	
$N_{max}$ (kN) =	2363
$\sigma_N$ (MPa) =	0.2
$M_{max}$ (kNm) =	2
$\sigma_M$ (MPa) =	0.0
$\sigma$ (MPa) =	0.2
$T_{max}$ (kN) =	0
$\tau$ (MPa) =	0.0

Tabella 55 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1

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

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
<b>Terreno</b>	
$V_s$ (m/s) =	2475
$V_{sL}$ (m/s) =	2475
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	27
$\nu$ =	0.2
$E_0$ (MPa) =	40463
$G_0$ (MPa) =	16860
<b>Sisma</b>	
$A_{picco}$ (m/s <sup>2</sup> ) =	0.205
$V_{picco}$ (m/s) =	0.099
$D_{picco}$ (m) =	0.037
$L$ (m) =	11624
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
<b>Rivestimento</b>	
$R_{medio}$ (m) =	6.85
$\nu_{riv}$ =	0.2
$E_{riv}$ (MPa) =	32300
$s$ (m) =	0.90
$I_{riv}$ (m <sup>4</sup> /m) =	0.061
$I_{riv,calcolo}$ (m <sup>4</sup> /m) =	0.030
$A$ (m <sup>2</sup> ) =	20.0
$I$ (m <sup>4</sup> ) =	31.3
<b>SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE</b>	
<b>approccio semplificato (Free field)</b>	
$\epsilon_N$ =	2.0E-05
$\epsilon_M$ =	8.1E-08
$\epsilon_{tot}$ =	2.0E-05
$\sigma$ (MPa) =	0.6
<b>approccio con interazione</b>	
$N_{max}$ (kN) =	6461
$\sigma_N$ (MPa) =	0.3
$M_{max}$ (kNm) =	11
$\sigma_M$ (MPa) =	0.0
$\sigma$ (MPa) =	0.3
$T_{max}$ (kN) =	0
$\tau$ (MPa) =	0.0

Tabella 56 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2

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

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
<b>Terreno</b>	
$V_s$ (m/s) =	3200
$V_{sL}$ (m/s) =	3200
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	27
$\nu$ =	0.2
$E_0$ (MPa) =	67640
$G_0$ (MPa) =	28183
<b>Sisma</b>	
$A_{picco}$ (m/s <sup>2</sup> ) =	0.205
$V_{picco}$ (m/s) =	0.099
$D_{picco}$ (m) =	0.037
$L$ (m) =	15029
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
<b>Rivestimento</b>	
$R_{medio}$ (m) =	6.85
$\nu_{riv}$ =	0.2
$E_{riv}$ (MPa) =	32300
$s$ (m) =	0.90
$I_{riv}$ (m <sup>4</sup> /m) =	0.061
$I_{riv,calcolo}$ (m <sup>4</sup> /m) =	0.030
$A$ (m <sup>2</sup> ) =	20.0
$I$ (m <sup>4</sup> ) =	31.3
<b>SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE</b>	
<b>approccio semplificato (Free field)</b>	
$\epsilon_N$ =	1.5E-05
$\epsilon_M$ =	4.8E-08
$\epsilon_{tot}$ =	1.6E-05
$\sigma$ (MPa) =	0.5
<b>approccio con interazione</b>	
$N_{max}$ (kN) =	4997
$\sigma_N$ (MPa) =	0.2
$M_{max}$ (kNm) =	7
$\sigma_M$ (MPa) =	0.0
$\sigma$ (MPa) =	0.3
$T_{max}$ (kN) =	0
$\tau$ (MPa) =	0.0

Tabella 57 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3

## 14 VERIFICA AL FUOCO

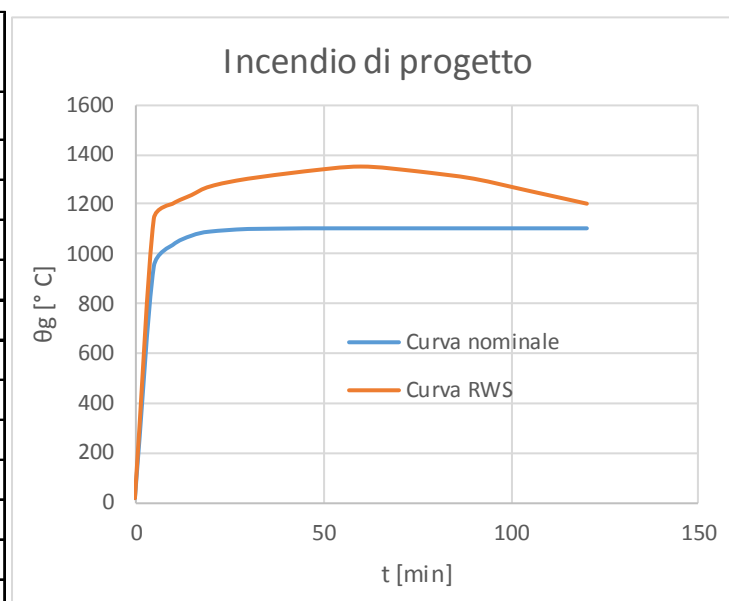
Il rivestimenti definitivi della galleria, ad esclusione dell’arco rovescio, può essere esposto ad un incendio durante la sua vita d’esercizio. Nel seguito si verifica che le strutture previste assicurino il necessario livello di sicurezza in questa combinazione di carico eccezionale.

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 di grande quantità di idrocarburi, la norma prescrive di considerare la curva nominale degli idrocarburi, che sale rapidamente fino a 1100°.

Per le verifica al fuoco di una galleria, si deve però considera 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, per la verifica si considererà solo quest’ultima, verificando quindi che i rivestimenti definitivi siano REI120.

	Curva nominale	Curva RWS
t [min]	$\theta_g$ [° C]	$\theta_g$ [° 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 REI120 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 16cm ed il copriferro maggiore di 3.5cm: entrambe le prescrizioni sono soddisfatte.

**Table 5.4: 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  $\mu_{fi}$  see 5.3.2 (3).

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

#### 14.1 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.

#### 14.2 Schematizzazione del problema

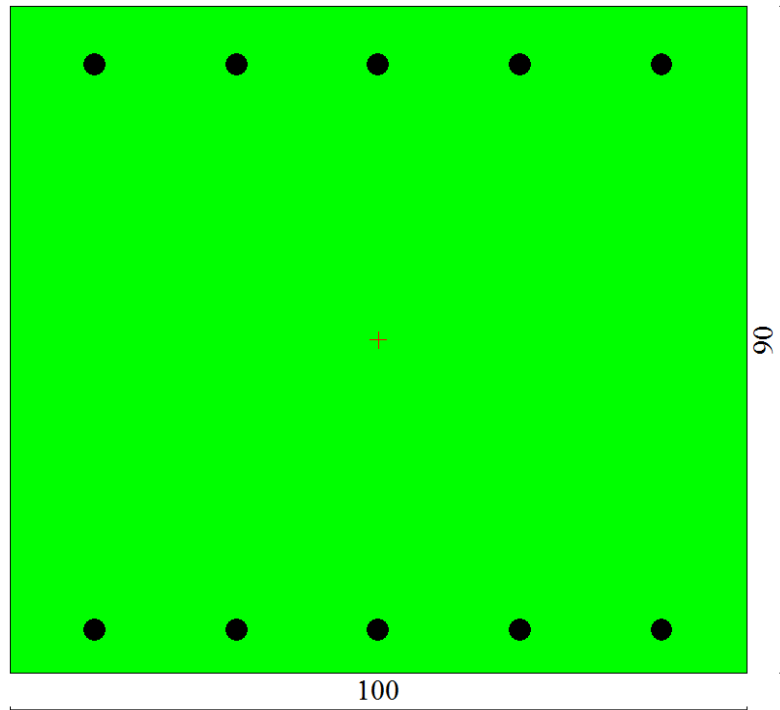
Per lo studio della resistenza al fuoco, come fatto per le analisi a freddo, si considera una sezione resistente larga 1 metro e la relativa armatura.

Per tener conto del possibile spalling, si tolgono sino dalla partenza del calcolo 2cm 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).

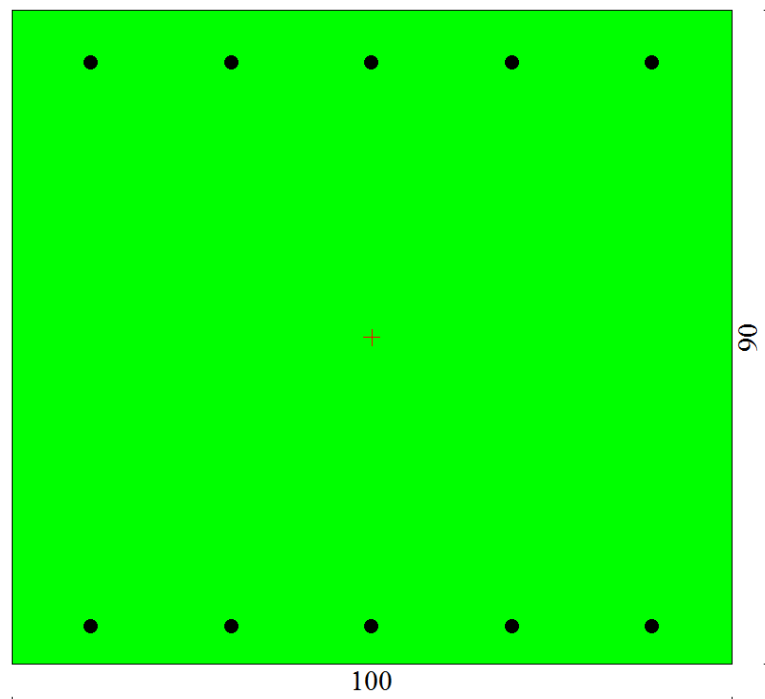
Si analizzano le sezioni maggiormente sollecitate, in accordo a quanto risulta dalle verifiche pressoflessionali allo SLE con riferimento allo step di calcolo 6 del lungo termine.

SEZIONE DI CALCOLO	H [cm]	N <sub>ek</sub> [kNm/m]	M <sub>ek</sub> [kN/m]
MODELLO 2 – DoI 3A – 360 – B2V	0.905	-7977	248.6
MODELLO 3 – DoI 2B – 75 – B0V	0.905	-2277	-143.7

Tabella 58: Sezioni di analisi e carichi a metro di galleria



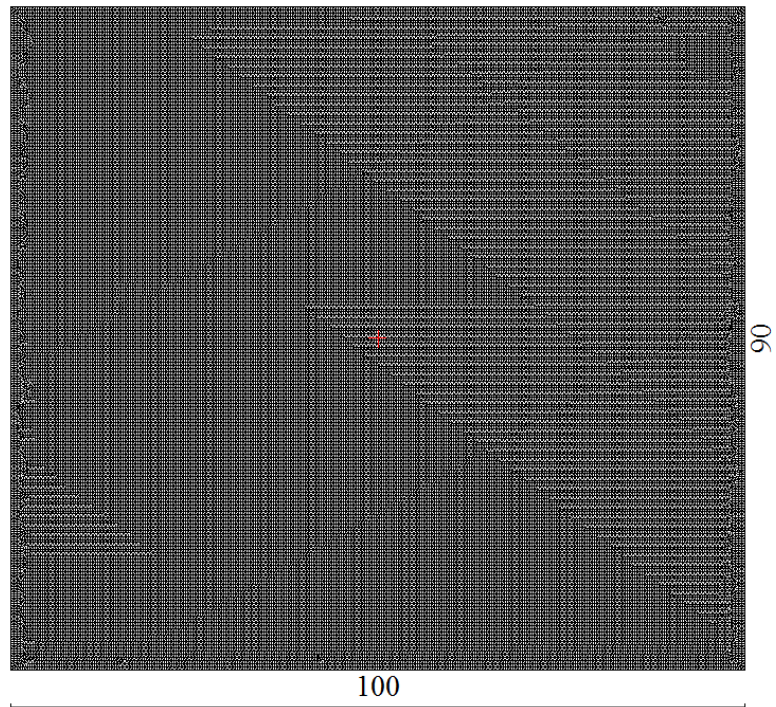
**Figura 51 – Sezione di calcolo – Modello 2**



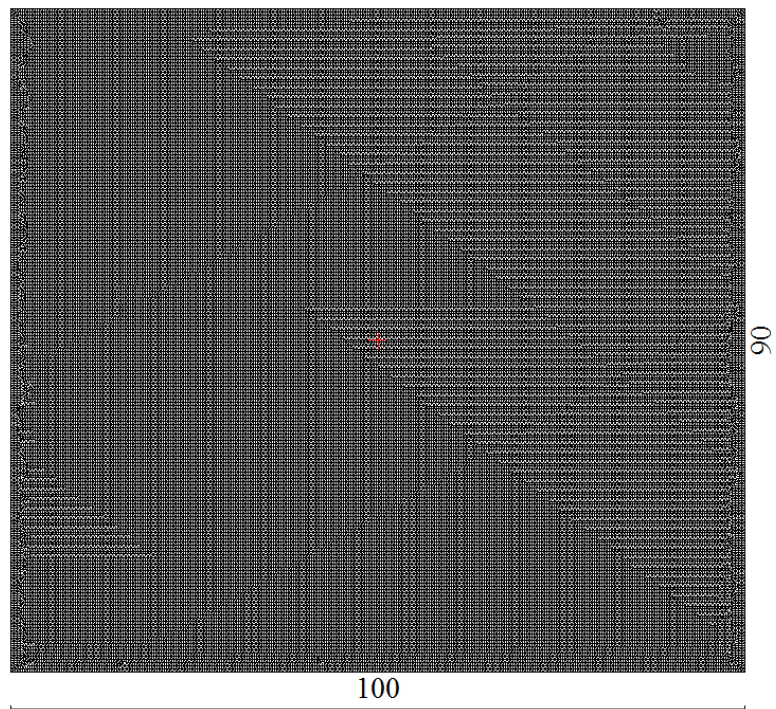
**Figura 52 – Sezione di calcolo – Modello 3**

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





**Figura 53 – Mesh di calcolo –Modello 2**



**Figura 54 – Mesh di calcolo –Modello 3**

L’analisi sezionale in condizioni di incendio è definita come eccezionale: in accordo alle normative 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°.

### 14.3 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 di mesh.

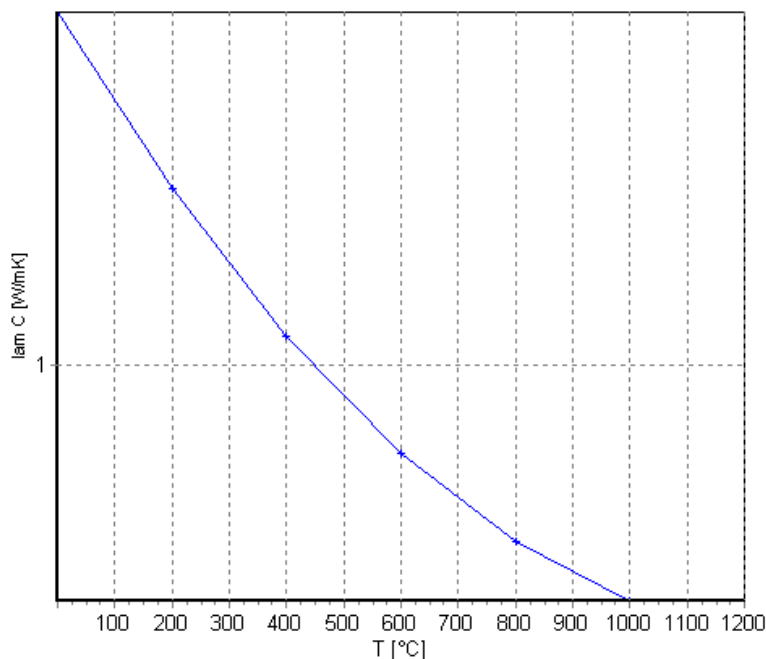


Figura 55 – Conduttività termica del calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.4 – fig.3.7)

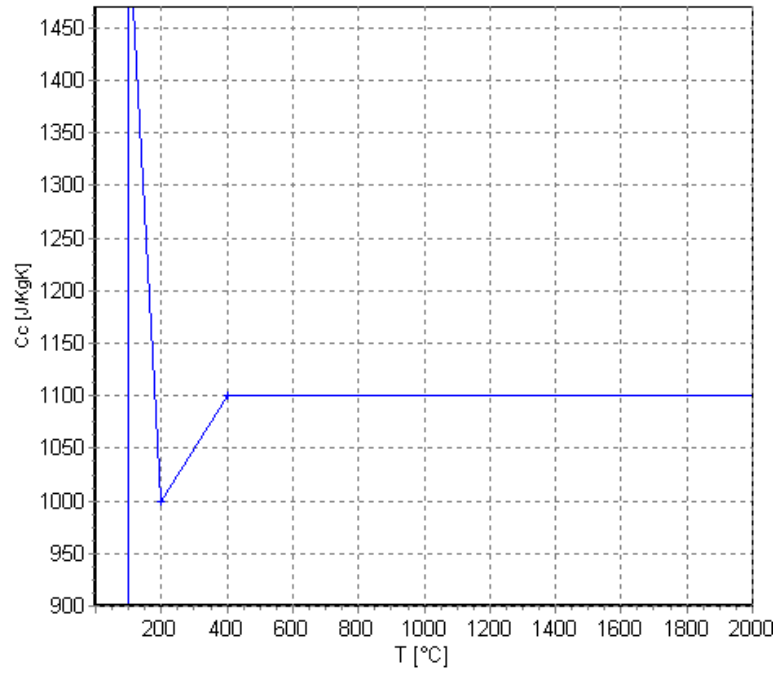


Figura 56 – Calore specifico per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.3.2 – fig.3.6a)

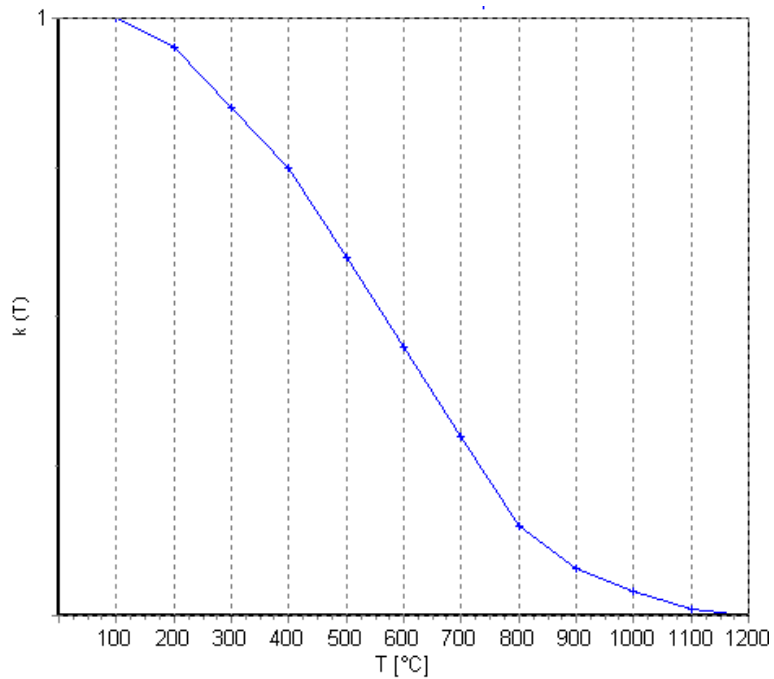


Figura 57 –Fattore di riduzione del valore di resistenza  $f_{ck}$  per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.4.2.4.2 – fig.4.1)

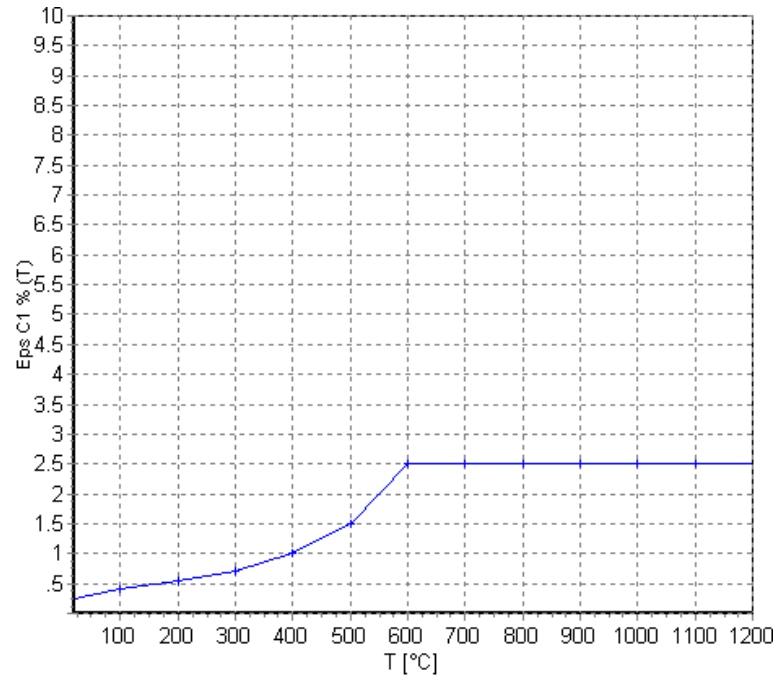


Figura 58 – Fattore di riduzione del valore di  $\epsilon_{c1}$  per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)

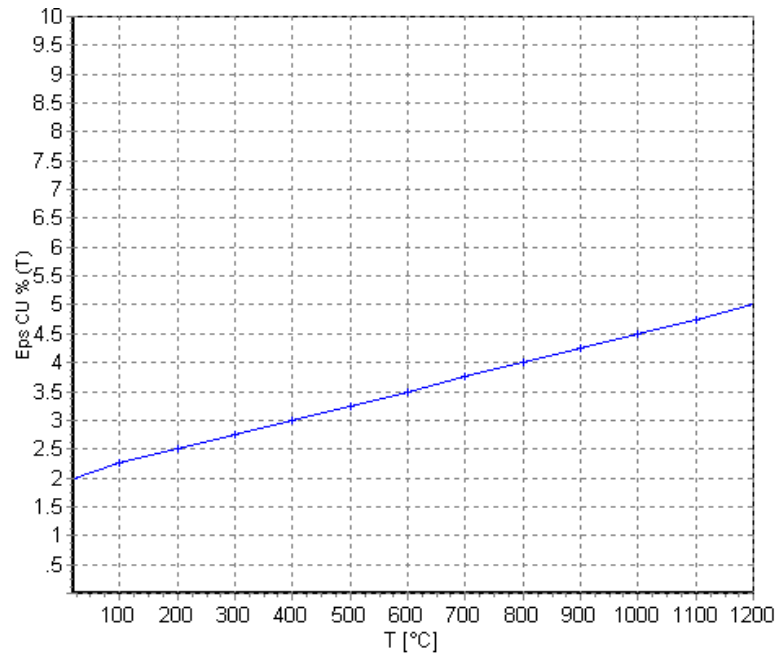


Figura 59 – Fattore di riduzione del valore di  $\epsilon_{cu}$  per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)

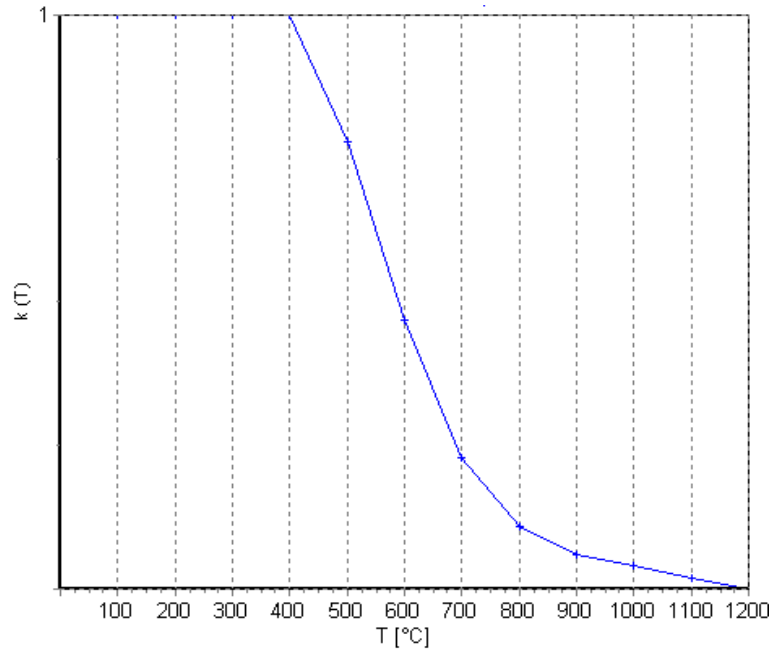


Figura 60 – Fattore di riduzione del valore di resistenza  $f_{yk}$  per le barre d'armatura (EN 1992-1-2 p.4.2.4.3 – fig.4.2a)

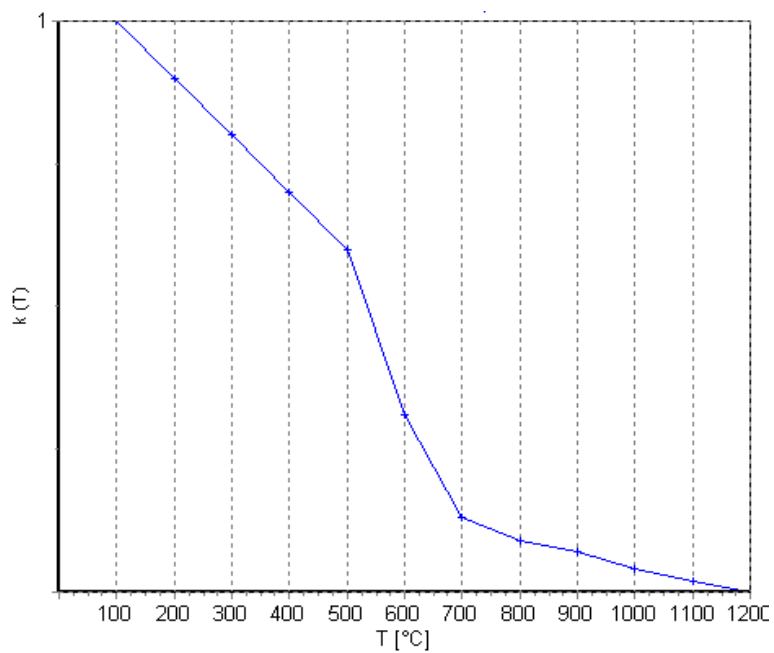


Figura 61 – Fattore di riduzione del valore del modulo elastico per le barre d'armatura (EN 1992-1-2 p.3.2.3 – tab.3.2.a)

14.4 Output del programma

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

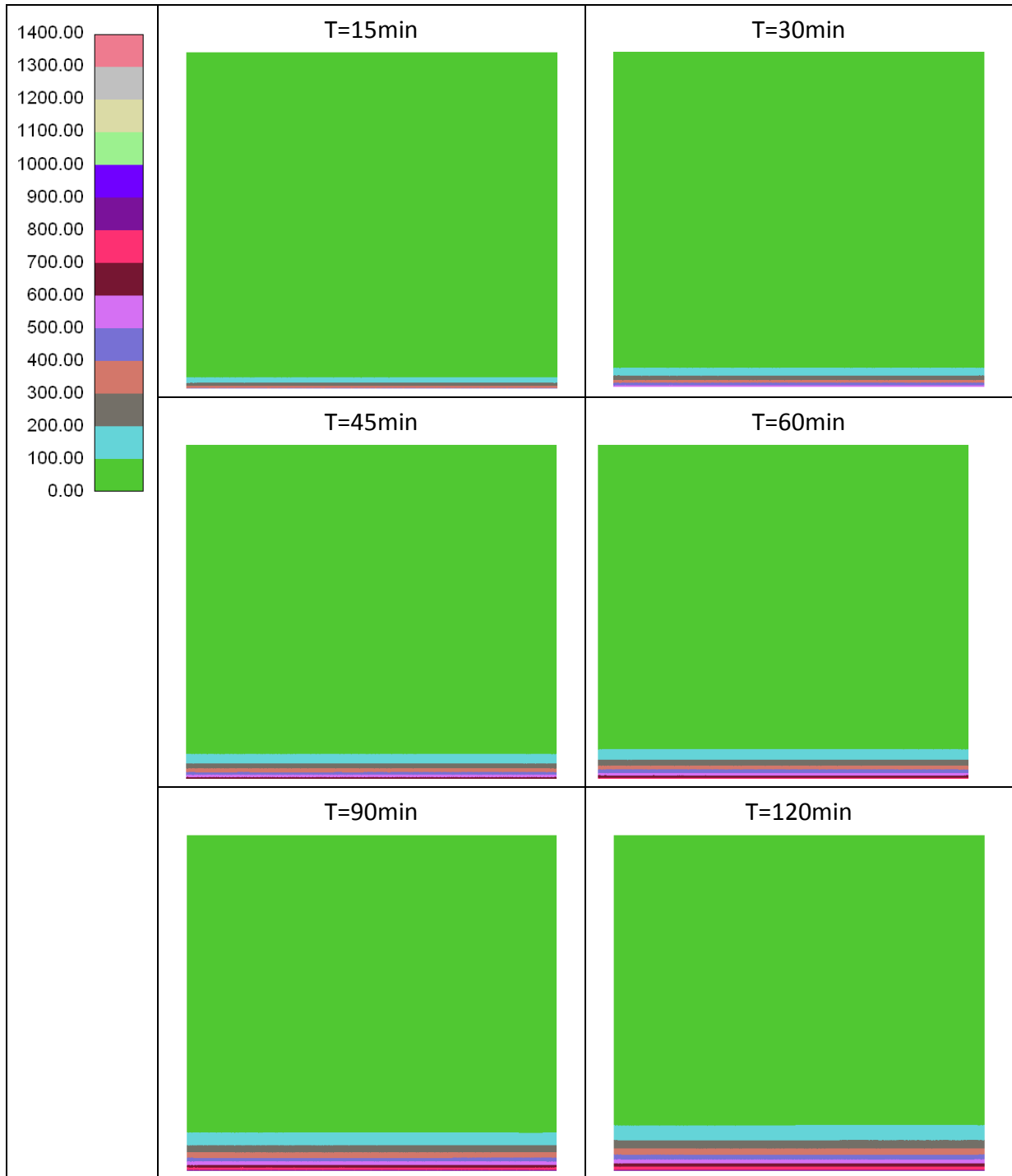


Figura 62 – Analisi termica – Modello 2



Figura 63 – Analisi termica – Modello 3

#### 14.5 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.

Legenda:

T	tempo trascorso [minuti]
N	azione assiale [kN]
M <sub>x</sub>	momento in direzione X [kNm]
M <sub>y</sub>	momento in direzione Y [kNm]
ε <sub>cls</sub>	deformazione del CLS
ε <sub>acc</sub>	deformazione dell'acciaio
FS	fattore di sicurezza nel dominio MN

T	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	ε <sub>cls</sub>	ε <sub>acc</sub>	FS
15	7977.00	0.00	-3791.02	0.003660	-0.004485	15.25
20	7977.00	0.00	-3775.36	0.004576	-0.006074	15.19
30	7977.00	0.00	-3759.71	0.004812	-0.006422	15.12
45	7977.00	0.00	-3726.69	0.005204	-0.006949	14.99
60	7977.00	0.00	-3672.14	0.005718	-0.007531	14.77
90	7977.00	0.00	-3615.21	0.006227	-0.008036	14.54
120	7977.00	0.00	-3524.69	0.007135	-0.008895	14.18

Tabella 59 – Analisi al fuoco – Modello 2

T	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	ε <sub>cls</sub>	ε <sub>acc</sub>	FS
15	2277.00	0.00	1542.82	0.004012	-0.025288	10.74
20	2277.00	0.00	1542.82	0.004007	-0.025245	10.74
30	2277.00	0.00	1542.82	0.004007	-0.025245	10.74
45	2277.00	0.00	1542.82	0.004007	-0.025245	10.74
60	2277.00	0.00	1542.82	0.004009	-0.025266	10.74
90	2277.00	0.00	1542.82	0.004008	-0.025256	10.74
120	2277.00	0.00	1542.82	0.004011	-0.025286	10.74

Tabella 60 – Analisi al fuoco – Modello 2



## 15 ANALISI DI STABILITÀ DEI CUNEI ROCCIOSI

Nelle tratte di galleria in cui le valutazioni sul comportamento tenso-deformativo del cavo, condotte nella fase di diagnosi, hanno identificato un comportamento di tipo “A” – galleria a fronte stabile – si è proceduto alla valutazione della stabilità dei cunei rocciosi originatesi, in seguito alle operazioni di scavo, dall’intersezione del cavo con i sistemi di discontinuità presenti nell’ammasso.

Per l’analisi eseguita si è fatto riferimento ai seguenti dati:

- “Profilo geologico-geomeccanico”;
- “Rilievi geostrutturali e rilievo geologico di campagna eseguito.

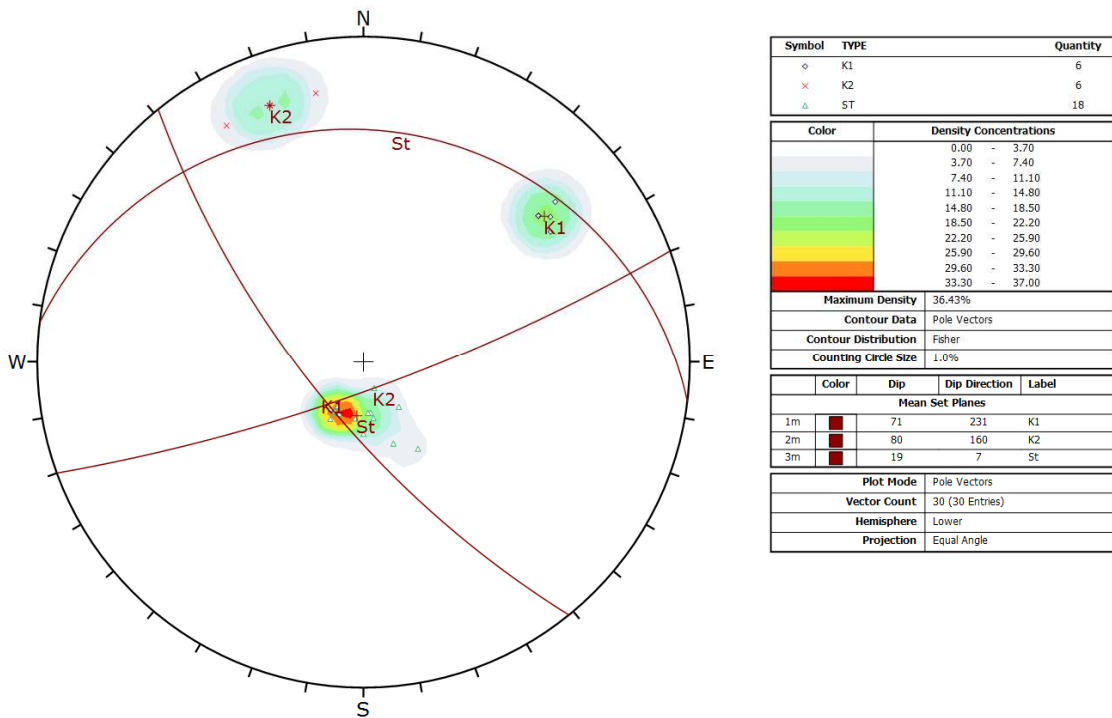
L’analisi è stata condotta limitatamente alle tratte interessate dalla presenza dell’ammasso roccioso dolomitico appartenente al gruppo geomeccanico 1°, per cui è prevista l’applicazione della sezione tipo Ab, con chiodatura radiale in calotta come intervento di contenimento del cavo in fase di scavo: in particolare, per la galleria Pedescala, dall’imbocco sud all’imbocco nord.

### 15.1 *Caratteristiche geomeccaniche delle discontinuità*

I rilievi geomeccanici eseguiti hanno evidenziato che l’ammasso roccioso è caratterizzato sistematicamente da tre sistemi principali di discontinuità, compresa la superficie di stratificazione (St), ed occasionalmente sono presenti giunti di discontinuità non sistematici. Di seguito si riportano i sistemi di giunti di discontinuità presenti per i singoli settori individuati.

- a) Nel primo settore tra imbocco sud galleria Pedescala e PK 12+200 sono presenti 3 sistemi di discontinuità, sistematici, la cui analisi statistica ha evidenziato i seguenti dati:

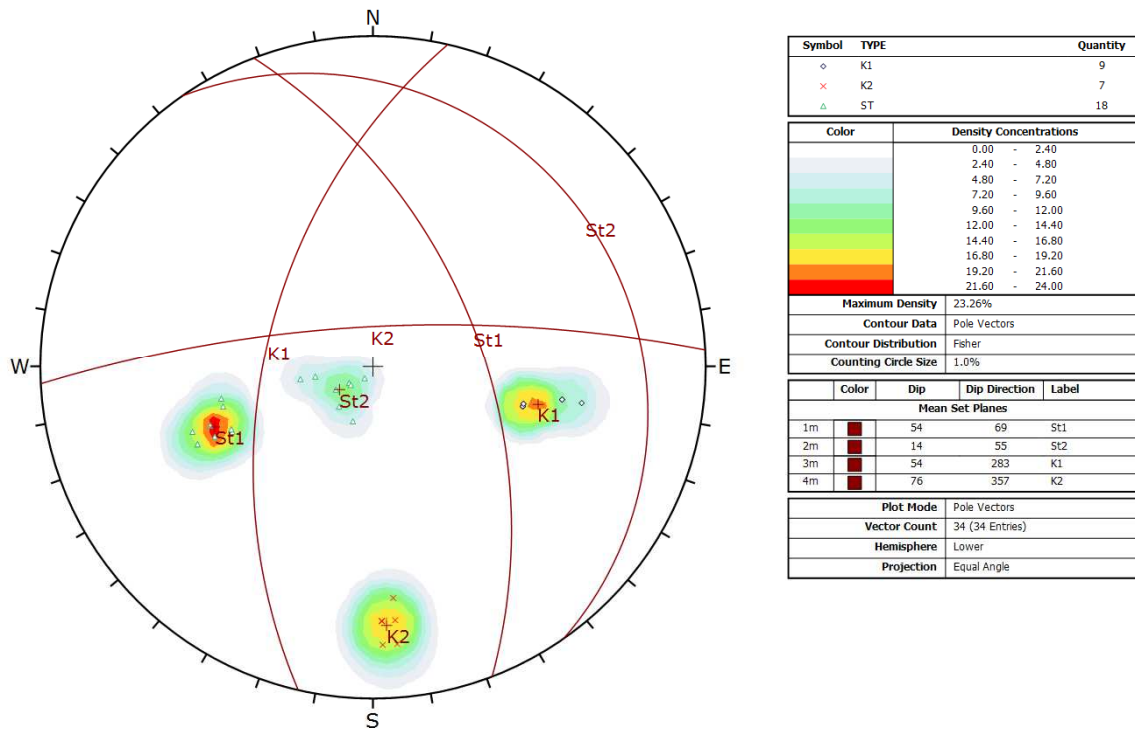
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



- Stratificazione – St – 071/19 – (valore rappresentativo)
- Giunto K1 – 231/71 – (valore rappresentativo)
- Giunto K2 – 160/80 – (valore rappresentativo)

Il trend è 340 ed il plunge 0.6°.

- b) Nel secondo settore tra la PK 12+200 e l'imbocco nord della galleria Pedescala sono presenti 3 sistemi di discontinuità, sistematici, la cui analisi statistica ha evidenziato i seguenti dati (per il giunto relativo alla superficie di strato, in considerazione della dispersione dei valori sono stati definiti due valori giacitureali rappresentativi):



- Stratificazione – St1 – 069/54 – (valore rappresentativo)
- Stratificazione – St2 – 055/14 – (valore rappresentativo)
- Giunto K1 – 283/54 – (valore rappresentativo)
- Giunto K2 – 357/76 – (valore rappresentativo)

Il trend è 320 ed il plunge 0.6°.

Pertanto le valutazioni condotte per l'analisi di possibili tetraedri instabili ha preso in considerazione le famiglie di discontinuità St, K1, e K2 per il primo settore e St1 e St2, K1, e K2 per il secondo, generando quindi in quest'ultimo caso 4 combinazioni.

### 15.2 Analisi dei tetraedri instabili

E' stata eseguita la valutazione della stabilità dei cunei di roccia che potrebbero formarsi intorno alla sagoma della galleria, prodotti dall'intersezione della stessa con l'ammasso

roccioso ed i relativi piani di discontinuità principali. L’analisi è stata eseguita con il programma di calcolo UNWEDGE, che permette:

- l’identificazione e la visualizzazione dei cunei rocciosi formatisi a seguito dello scavo,
- la determinazione tridimensionale delle geometrie dei cunei e la valutazione del coefficiente di sicurezza in base alle caratteristiche geomeccaniche dei giunti, inserite come dati di input.

L’analisi dei rilievi geostrutturali ha fornito i dati per eseguire, conformemente agli obiettivi del presente studio, verifiche strutturali sui cunei potenzialmente instabili.

Nel seguito si riportano i risultati dettagliati delle verifiche condotte che evidenziano il potenziale distacco di cunei rocciosi di varie dimensioni.

L’analisi è stata eseguita nelle seguenti ipotesi:

- ubiquitarietà delle discontinuità;
- planarità e persistenza delle discontinuità;
- esame della stabilità di tetraedri rocciosi isolati dai tre sistemi di discontinuità considerati e sottoposti alla sola azione della gravità;
- orientazione della galleria variabile, in base alle tratte esaminate;
- analisi all’equilibrio limite dei tetraedri con parametri di coesione ed angolo di attrito secondo Mohr-Coulomb, con caratteristiche di resistenza delle discontinuità uguali per tutte le famiglie.

Come descritto nella relazione geomeccanica e riportato nella tabella seguente, l’ammasso roccioso alle varie coperture è descrivibile con un angolo d’attrito minimo pari a  $41.92^\circ$ . Per le discontinuità e per la stratificazione si assume cautelativamente un angolo d’attrito pari a  $33^\circ$  che, in accordo alla combinazione A2+M2 del DM2008, diventa pari a  $27.5^\circ$ .

Le verifiche saranno soddisfatte per un FS maggiore di 1.1.

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

Hoek-Brown classification			
$\sigma_{ci_k}$ [MPa]	GSI	$m_i_k$	$E_{i_k}$ [MPa]
88.814	55-65	13.542	50000

**GRUPPO 1A**

Hoek-Brown criterion			Rock Mass Parameters			
mb	s	a	$\sigma_t$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{cm}$ [MPa]	$E_m$ [MPa]
3.245	0.0117	0.503	-0.321	9.504	22.21	26000

Mohr-Coulomb Law									
Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]	$c'$ [MPa]	$\phi$ [°]
1.078	62.71	1.565	54.36	2.322	48.27	3.031	44.5	3.657	41.92

Il calcolo eseguito ha le seguenti caratteristiche:

- vengono individuate le geometrie e dei volumi principali di distacco dei tetraedri rocciosi all'interno del cavo;
- non viene preso in considerazione il regime tensionale al contorno della cavità; poiché questo esercita un'azione stabilizzante sui solidi particolarmente estesi in profondità rispetto alle pareti del cavo, attraverso azioni normali e conseguenti azioni tangenziali sulle facce del cono, tali solidi non sono stati considerati suscettibili a movimento;
- non sono prese in considerazione le pressioni idrauliche;
- viene individuata l'estensione della fascia al contorno del cavo interessata dai potenziali crolli gravitativi (questa analisi risulta particolarmente importante per il dimensionamento della lunghezza degli interventi di consolidamento).

Il programma di calcolo utilizzato individua tutti i cunei di roccia potenzialmente instabili per:

- scivolamento e rotazione lungo un piano o due piani di discontinuità;
- caduta.

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche eseguite per le condizioni che sono state individuate come soggette a potenziali distacchi. I risultati ottenuti forniscono i valori geometrico-volumetrici dei cunei di roccia maggiormente critici.

I dati caratteristici relativi ai singoli diedri instabili sono:

- area di intersezione con la superficie della cavità (m<sup>2</sup>),
- volume del diedro roccioso (m<sup>3</sup>),
- peso (t),
- altezza del diedro inteso come solido pseudopiramidale, con base coincidente con l'area di intersezione con la superficie della cavità (m),
- dimensione del diedro longitudinale alla cavità (m).

Tra i parametri dimensionali riportati, l'altezza del cuneo, è indubbiamente quello maggiormente significativo ai fini di una valutazione, in prima approssimazione, dei volumi di roccia instabile ed il conseguente dimensionamento geometrico dell'intervento di chiodatura.

Resta comunque inteso che le indicazioni sopra riportate rappresentano un'analisi di stabilità geomeccanica di tipo strutturale e geometrico.

Secondo il metodo ADECO-RS, si presentano prima i risultati in fase di diagnosi, in assenza di bullonatura, e poi quelli in fase di terapia, considerando i chiodi swellex L=6m con maglia 1.25m X 1.5m a quinconce della sezione Ab2.

La resistenza del chiodo viene presa pari a  $200\text{kN}/1.15=170\text{kN}$  e quella delle piaste pari a  $40\text{kN}$  ( $50\text{kN}/1.15$ ), mentre il carico a sfilamento del chiodo viene assunta pari a  $400\text{kN}/\text{m}$ . Quest'ultimo è stato calcolato prendendo per la dolomite una resistenza allo sfilamento  $\tau$  tra 2.8 e 4.2MPa; con  $\tau$  medio pari a 3.5MPa e un diametro di perforazione  $\Phi$  pari a 51mm, risulta un carico a sfilamento di  $560\text{kN}/\text{m}$ , che viene ulteriormente ridotto di un fattore 1.3 in fase di verifica.

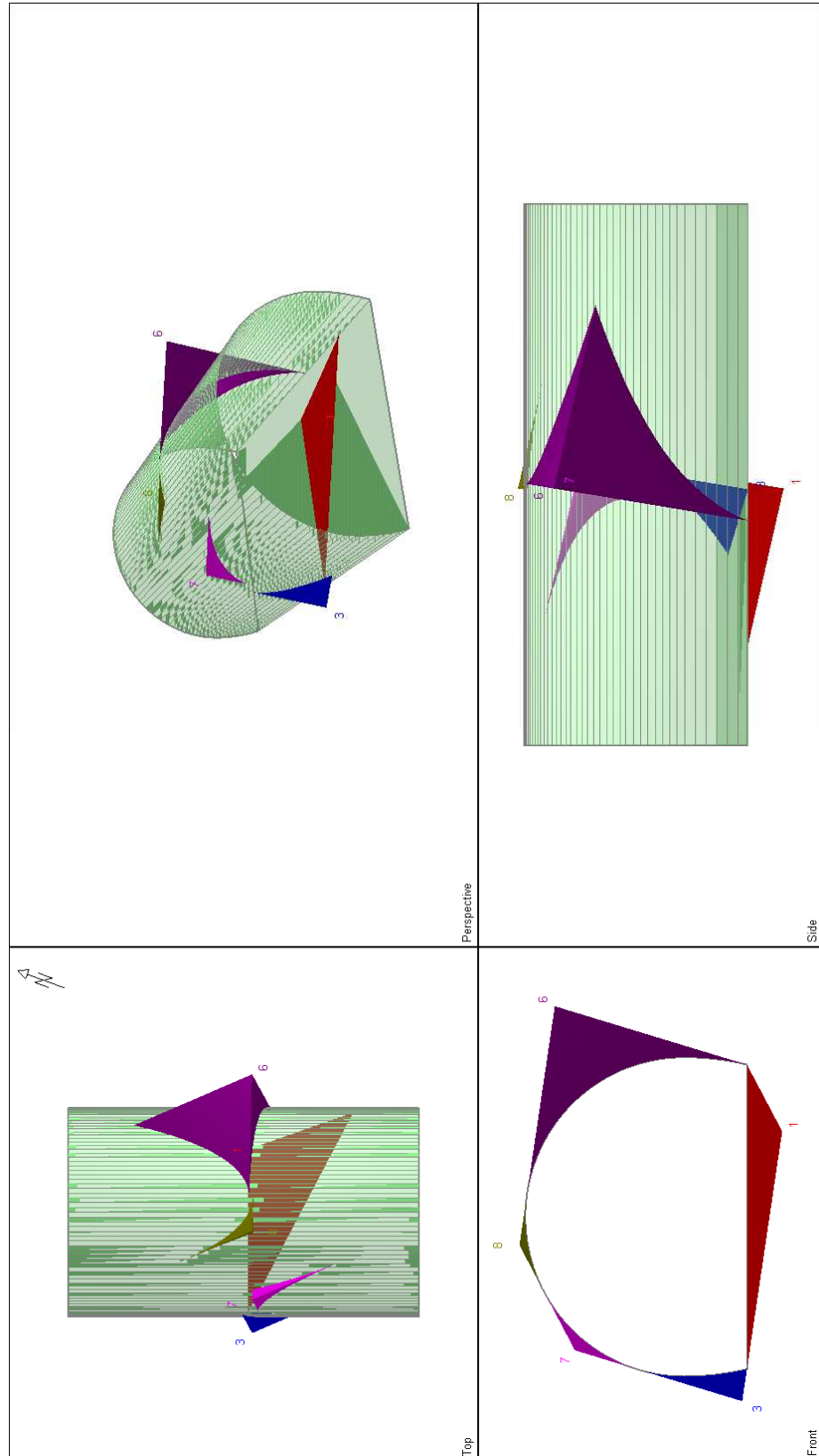


Figura 64 – Diagnosi – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200

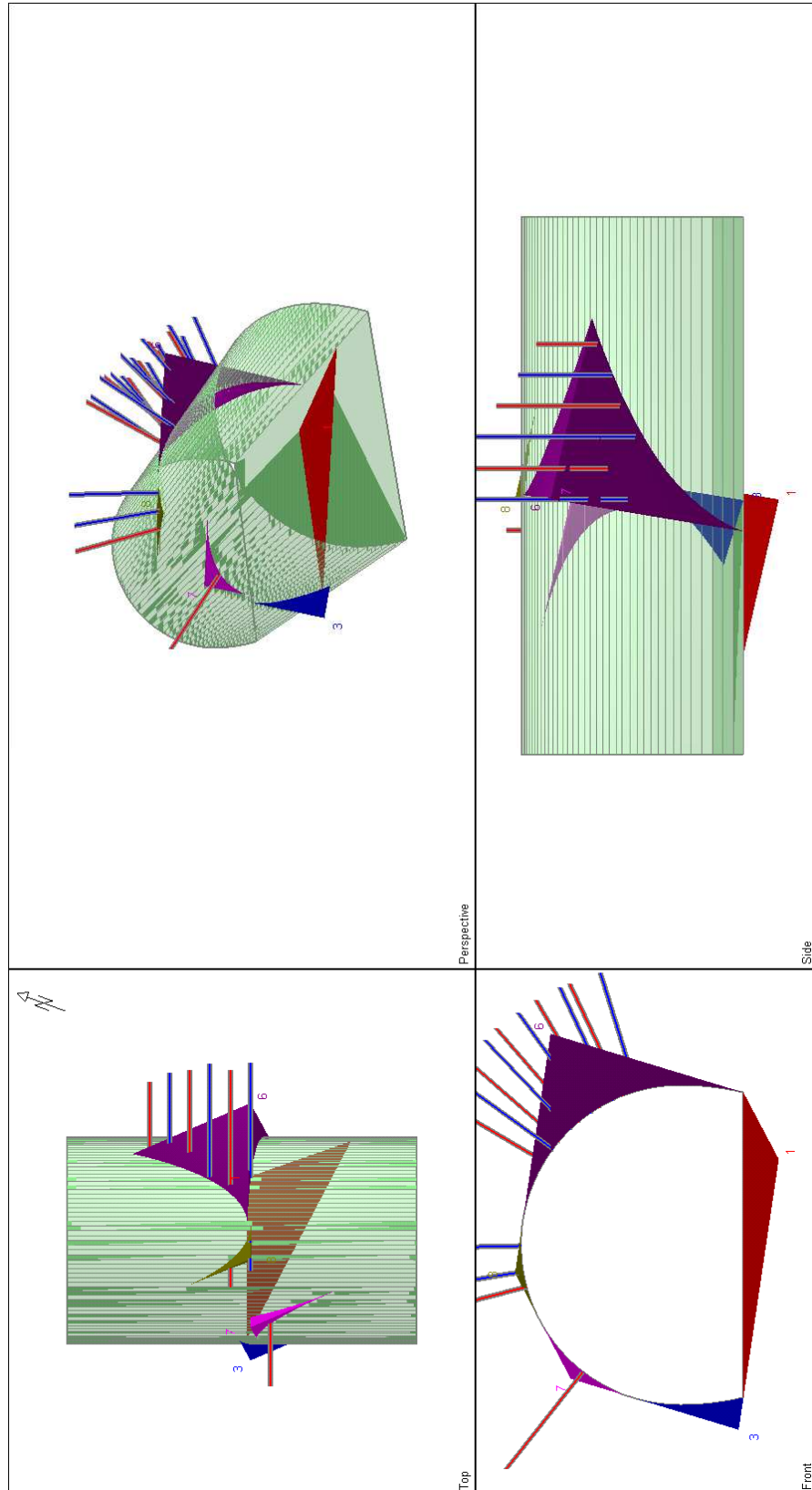


Figura 65 – Terapia – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200



### Wedge Information

#### Floor wedge [1]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 26.411 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 71.309 tonnes  
Wedge z-Length: 7.75 m  
Excavation Face Area: 46.47 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.70 m

#### Lower Left wedge [3]

Factor of Safety: 4.522  
Wedge Volume: 2.984 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 8.057 tonnes  
Wedge z-Length: 3.97 m  
Excavation Face Area: 6.63 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.46 m

#### Upper Right wedge [6]

Factor of Safety: 0.179  
Wedge Volume: 54.333 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 146.700 tonnes  
Wedge z-Length: 10.28 m  
Excavation Face Area: 43.59 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 4.24 m

#### Upper Left wedge [7]

Factor of Safety: 0.092  
Wedge Volume: 0.875 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 2.363 tonnes  
Wedge z-Length: 6.24 m  
Excavation Face Area: 4.57 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.64 m

#### Roof wedge [8]

Factor of Safety: 0.000  
Wedge Volume: 0.322 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.870 tonnes  
Wedge z-Length: 5.59 m  
Excavation Face Area: 2.66 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.41 m

### Wedge Information

#### Floor wedge [1]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 26.411 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 71.309 tonnes  
Wedge z-Length: 7.75 m  
Excavation Face Area: 46.47 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.70 m

#### Lower Left wedge [3]

Factor of Safety: 4.522  
Wedge Volume: 2.984 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 8.057 tonnes  
Wedge z-Length: 3.97 m  
Excavation Face Area: 6.63 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.46 m

#### Upper Right wedge [6]

Factor of Safety: 2.556  
Wedge Volume: 54.333 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 146.700 tonnes  
Wedge z-Length: 10.28 m  
Excavation Face Area: 43.59 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 4.24 m

#### Upper Left wedge [7]

Factor of Safety: 1.428  
Wedge Volume: 0.875 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 2.363 tonnes  
Wedge z-Length: 6.24 m  
Excavation Face Area: 4.57 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.64 m

#### Roof wedge [8]

Factor of Safety: 37.996  
Wedge Volume: 0.322 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.870 tonnes  
Wedge z-Length: 5.59 m  
Excavation Face Area: 2.66 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.41 m

**Figura 66 – Diagnosi e terapia – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200**

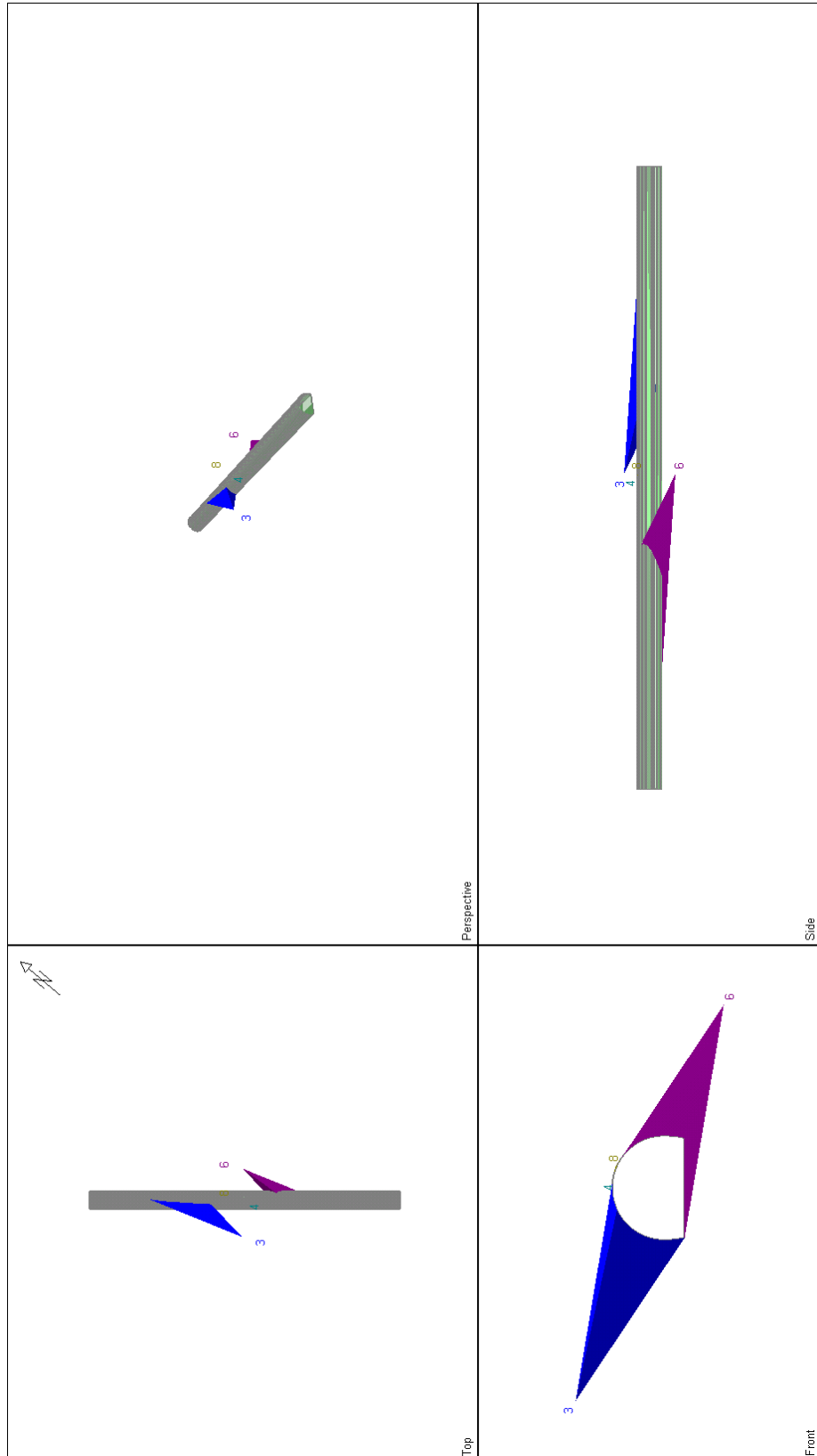


Figura 67 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1

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

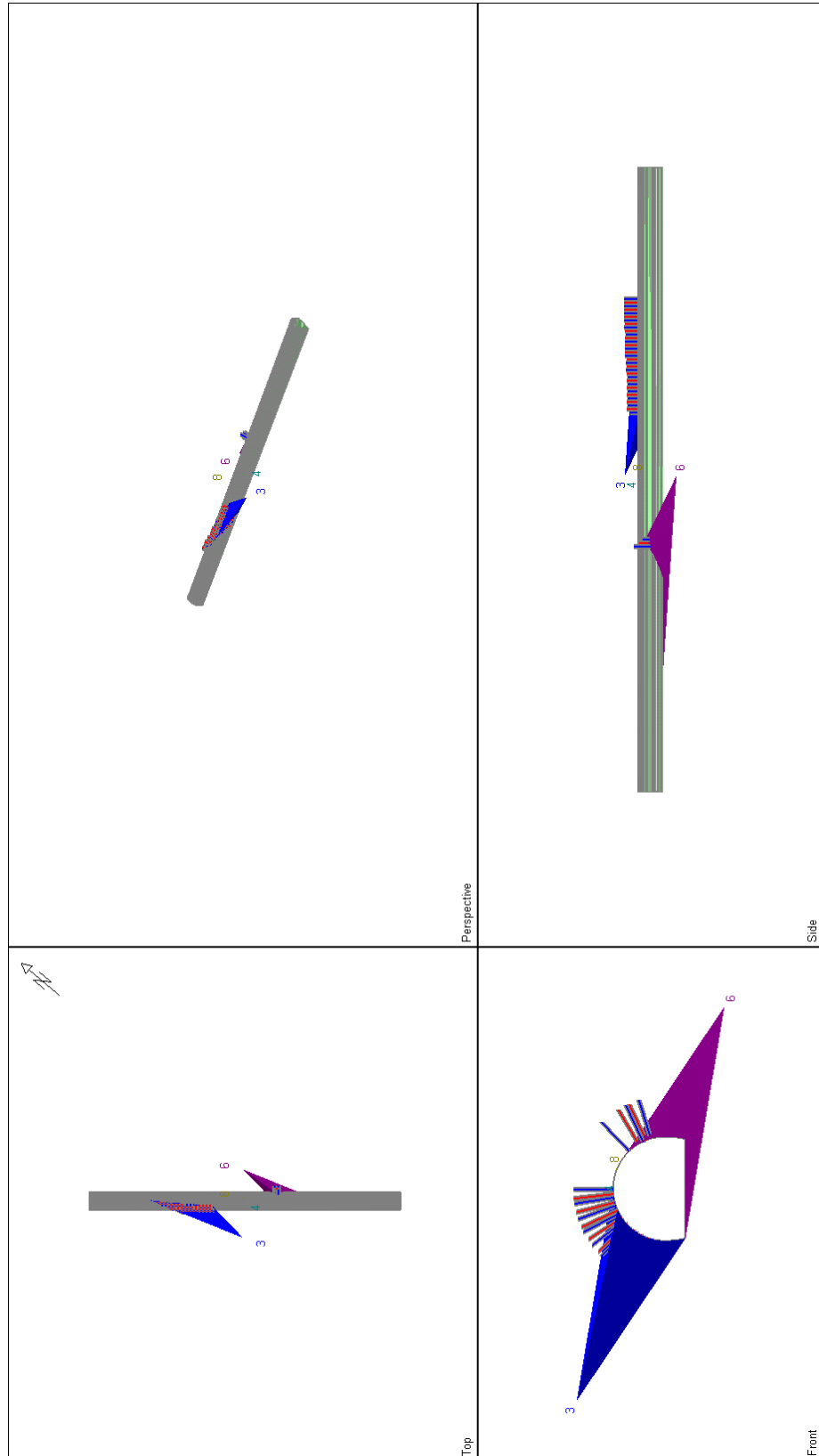


Figura 68 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1

### Wedge Information

#### Upper Left wedge [3]

Factor of Safety: 2.042  
Wedge Volume: 2013.363 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 5436.079 tonnes  
Wedge z-Length: 54.33 m  
Excavation Face Area: 285.03 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 26.35 m

#### Roof wedge [4]

Factor of Safety: 0.378  
Wedge Volume: 0.000 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.000 tonnes  
Wedge z-Length: 0.41 m  
Excavation Face Area: 0.01 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.00 m

#### Lower Right wedge [6]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 1223.602 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 3303.726 tonnes  
Wedge z-Length: 64.55 m  
Excavation Face Area: 442.24 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 20.49 m

#### Roof wedge [8]

Factor of Safety: 0.000  
Wedge Volume: 0.042 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.114 tonnes  
Wedge z-Length: 3.59 m  
Excavation Face Area: 1.11 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.14 m

### Wedge Information

#### Upper Left wedge [3]

Factor of Safety: 2.132  
Wedge Volume: 2013.363 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 5436.079 tonnes  
Wedge z-Length: 54.33 m  
Excavation Face Area: 285.03 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 26.35 m

#### Roof wedge [4]

Factor of Safety: 0.378  
Wedge Volume: 0.000 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.000 tonnes  
Wedge z-Length: 0.41 m  
Excavation Face Area: 0.01 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.00 m

#### Lower Right wedge [6]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 1223.602 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 3303.726 tonnes  
Wedge z-Length: 64.55 m  
Excavation Face Area: 442.24 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 20.49 m

#### Roof wedge [8]

Factor of Safety: 0.000  
Wedge Volume: 0.042 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.114 tonnes  
Wedge z-Length: 3.59 m  
Excavation Face Area: 1.11 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.14 m

**Figura 69 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1**

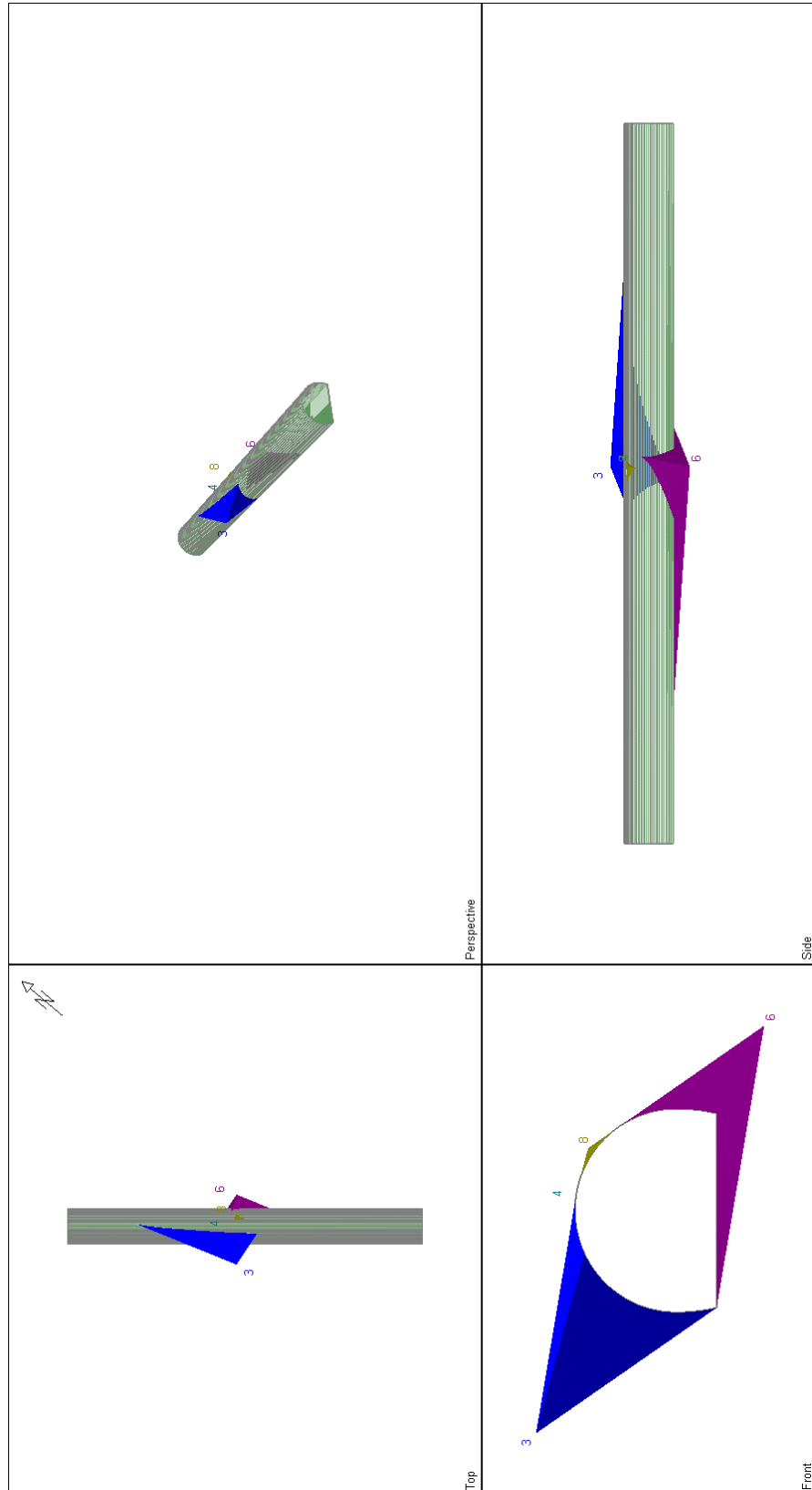


Figura 70 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2

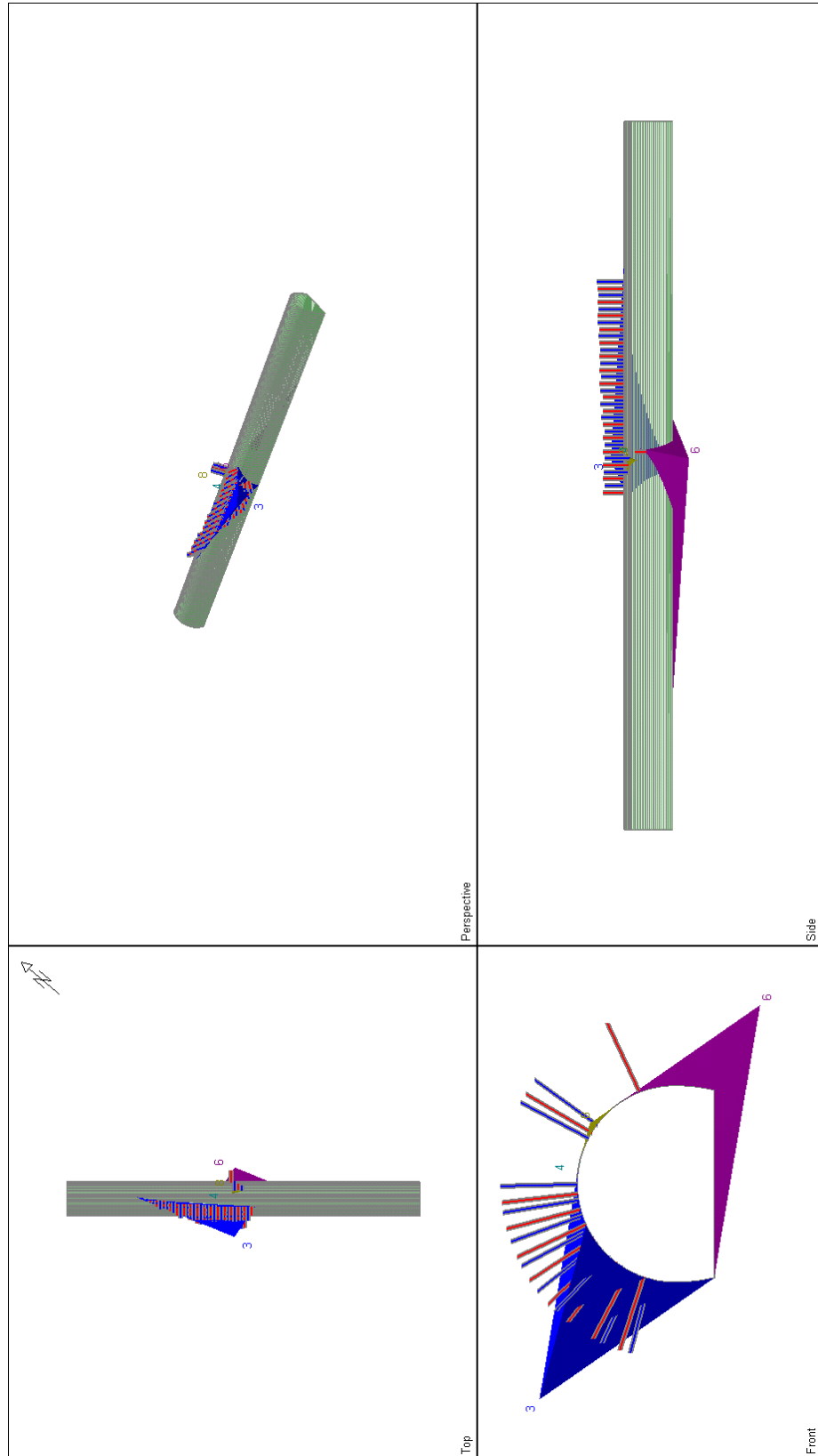


Figura 71 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2

### Wedge Information

Upper Left wedge [3]  
Factor of Safety: 0.386  
Wedge Volume: 874.343 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 2360.726 tonnes  
Wedge z-Length: 54.20 m  
Excavation Face Area: 260.25 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 12.22 m

Roof wedge [4]  
Factor of Safety: 0.378  
Wedge Volume: 0.000 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.001 tonnes  
Wedge z-Length: 0.59 m  
Excavation Face Area: 0.08 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.01 m

Lower Right wedge [6]  
Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 490.933 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 1325.520 tonnes  
Wedge z-Length: 61.60 m  
Excavation Face Area: 376.47 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 7.54 m

Upper Right wedge [8]  
Factor of Safety: 0.000  
Wedge Volume: 1.095 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 2.958 tonnes  
Wedge z-Length: 5.14 m  
Excavation Face Area: 7.92 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.50 m

### Wedge Information

Upper Left wedge [3]  
Factor of Safety: 1.300  
Wedge Volume: 874.343 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 2360.726 tonnes  
Wedge z-Length: 54.20 m  
Excavation Face Area: 260.25 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 12.22 m

Roof wedge [4]  
Factor of Safety: 0.378  
Wedge Volume: 0.000 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.001 tonnes  
Wedge z-Length: 0.59 m  
Excavation Face Area: 0.08 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.01 m

Lower Right wedge [6]  
Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 490.933 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 1325.520 tonnes  
Wedge z-Length: 61.60 m  
Excavation Face Area: 376.47 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 7.54 m

Upper Right wedge [8]  
Factor of Safety: 13.098  
Wedge Volume: 1.095 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 2.958 tonnes  
Wedge z-Length: 5.14 m  
Excavation Face Area: 7.92 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.50 m

**Figura 72 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2**

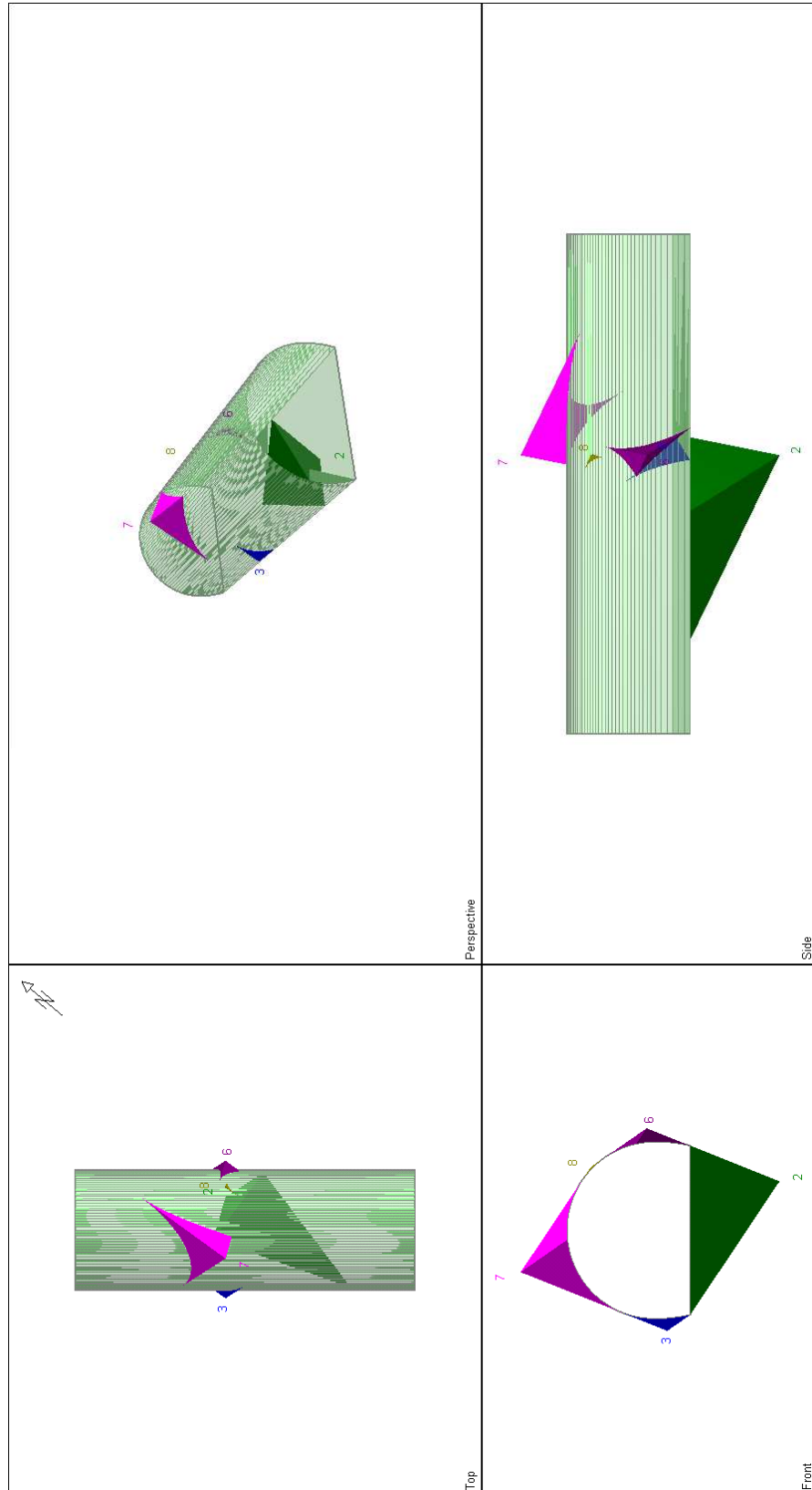


Figura 73 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3



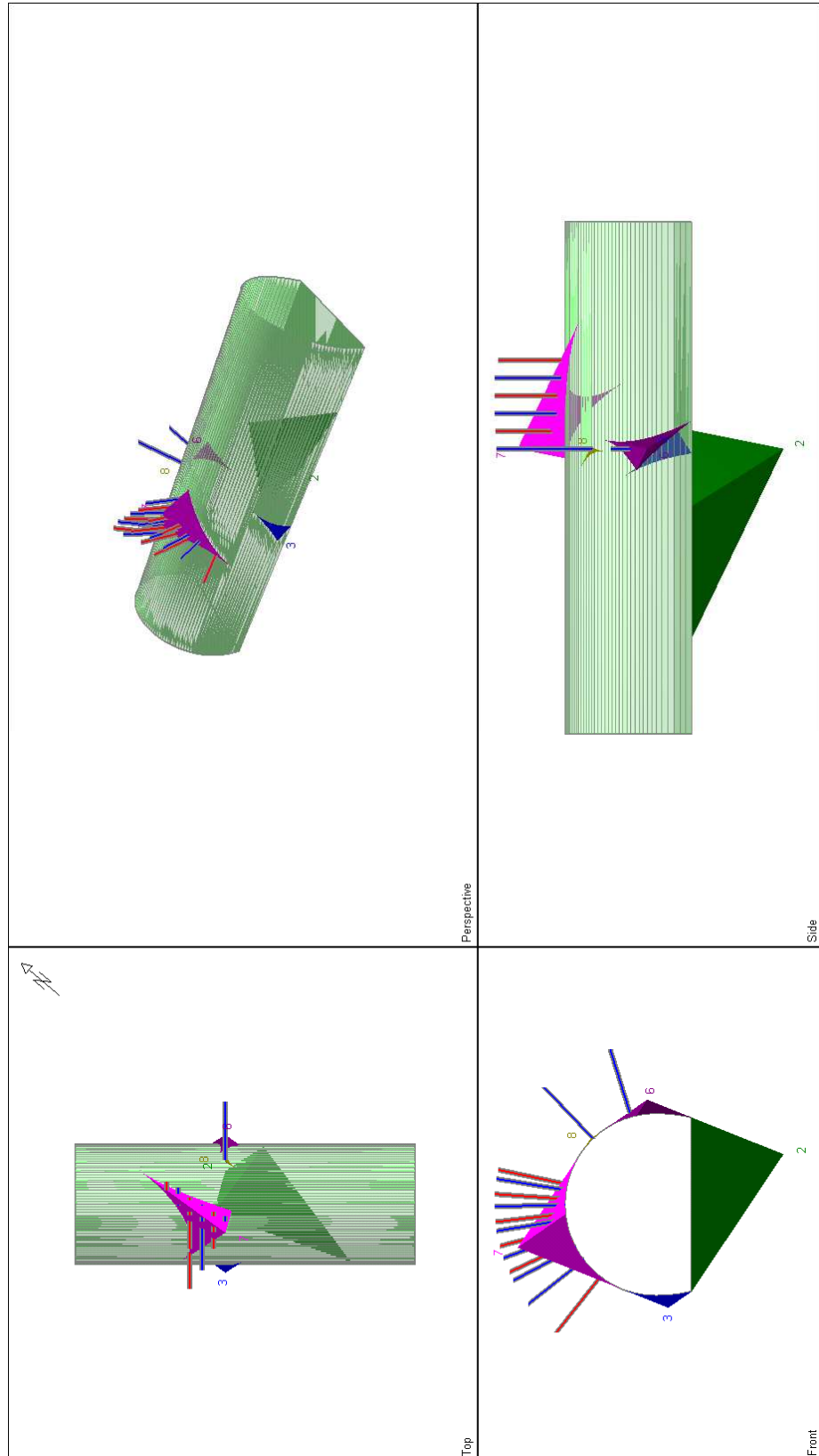


Figura 74 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3

### Wedge Information

#### Floor wedge [2]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 244.947 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 661.356 tonnes  
Wedge z-Length: 17.60 m  
Excavation Face Area: 94.60 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 7.77 m

#### Lower Left wedge [3]

Factor of Safety: 0.386  
Wedge Volume: 1.684 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 4.547 tonnes  
Wedge z-Length: 4.01 m  
Excavation Face Area: 5.06 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.06 m

#### Lower Right wedge [6]

Factor of Safety: 0.378  
Wedge Volume: 2.599 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 7.018 tonnes  
Wedge z-Length: 4.20 m  
Excavation Face Area: 7.39 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.19 m

#### Roof wedge [7]

Factor of Safety: 0.130  
Wedge Volume: 42.427 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 114.552 tonnes  
Wedge z-Length: 11.86 m  
Excavation Face Area: 31.81 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 4.56 m

#### Upper Right wedge [8]

Factor of Safety: 0.000  
Wedge Volume: 0.022 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.059 tonnes  
Wedge z-Length: 1.67 m  
Excavation Face Area: 0.53 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.14 m

### Wedge Information

#### Floor wedge [2]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 244.947 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 661.356 tonnes  
Wedge z-Length: 17.60 m  
Excavation Face Area: 94.60 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 7.77 m

#### Lower Left wedge [3]

Factor of Safety: 0.386  
Wedge Volume: 1.684 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 4.547 tonnes  
Wedge z-Length: 4.01 m  
Excavation Face Area: 5.06 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.06 m

#### Lower Right wedge [6]

Factor of Safety: 2.553  
Wedge Volume: 2.599 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 7.018 tonnes  
Wedge z-Length: 4.20 m  
Excavation Face Area: 7.39 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.19 m

#### Roof wedge [7]

Factor of Safety: 2.332  
Wedge Volume: 42.427 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 114.552 tonnes  
Wedge z-Length: 11.86 m  
Excavation Face Area: 31.81 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 4.56 m

#### Upper Right wedge [8]

Factor of Safety: 69.638  
Wedge Volume: 0.022 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.059 tonnes  
Wedge z-Length: 1.67 m  
Excavation Face Area: 0.53 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.14 m

**Figura 75 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3**

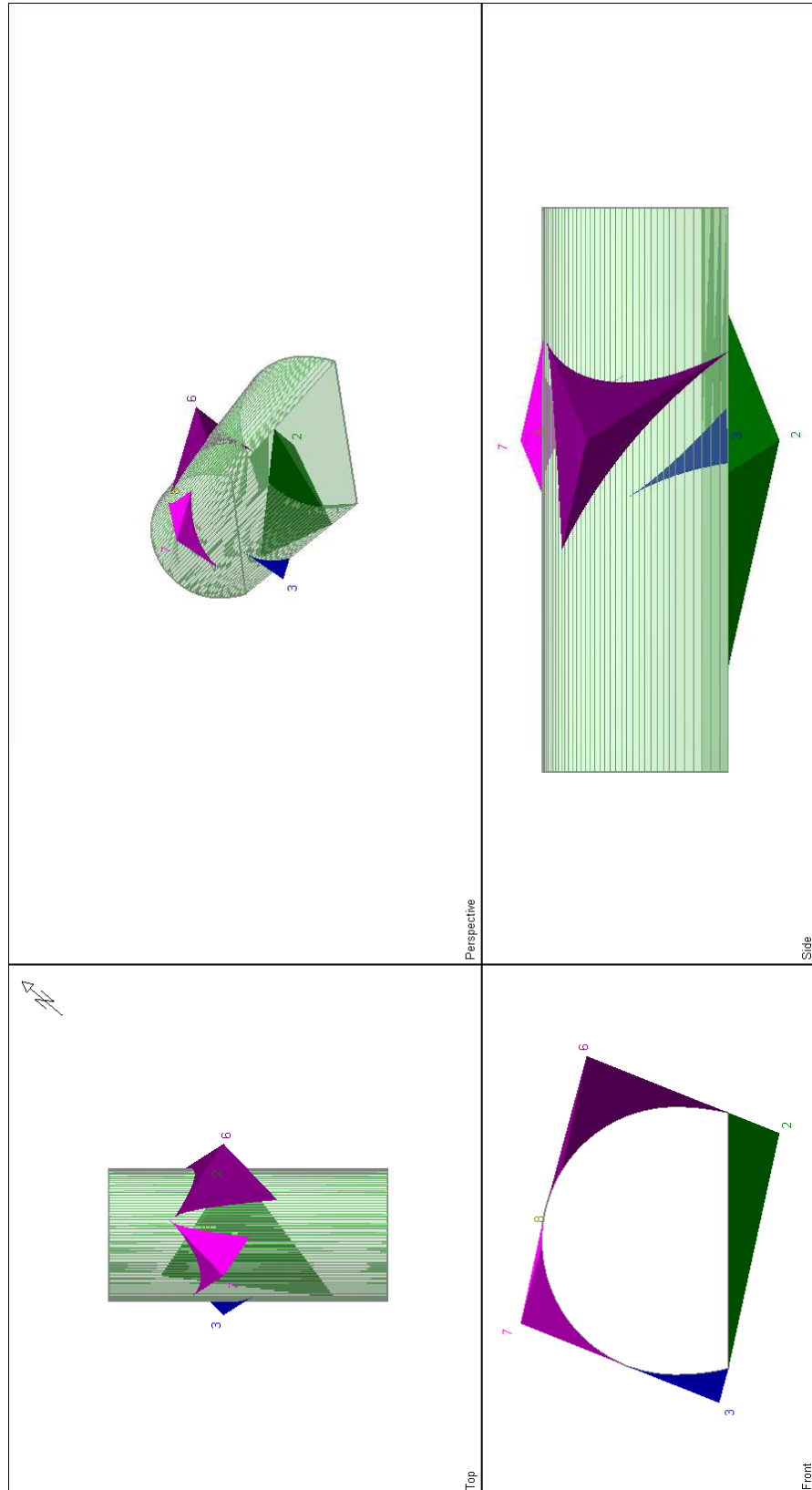


Figura 76 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4

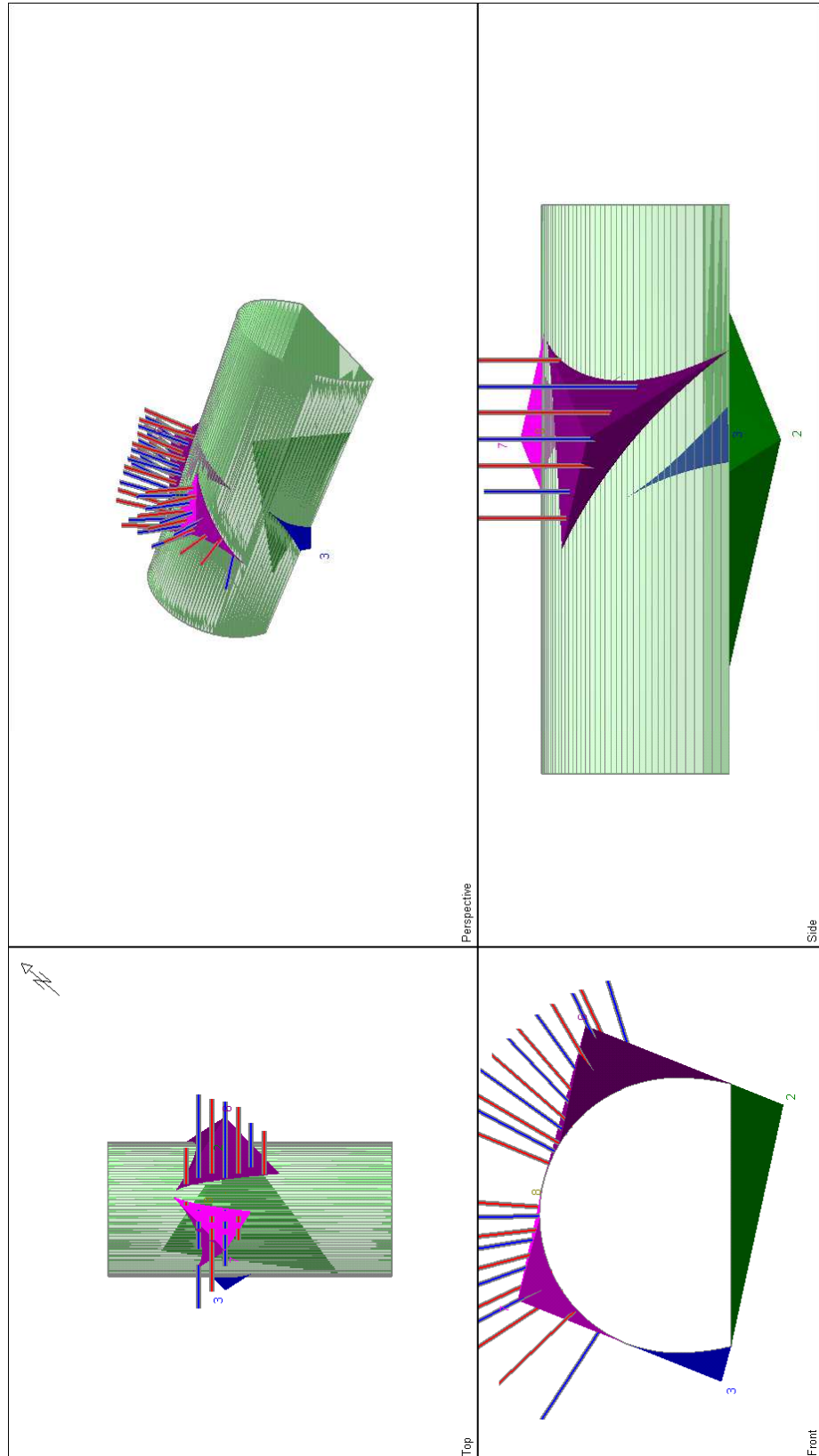


Figura 77 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4

**Wedge Information**

Floor wedge [2]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 131.645 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 355.440 tonnes  
Wedge z-Length: 20.29 m  
Excavation Face Area: 134.37 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 2.94 m

Lower Left wedge [3]

Factor of Safety: 2.088  
Wedge Volume: 3.957 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 10.683 tonnes  
Wedge z-Length: 5.19 m  
Excavation Face Area: 6.94 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.82 m

Upper Right wedge [6]

Factor of Safety: 0.378  
Wedge Volume: 53.887 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 145.496 tonnes  
Wedge z-Length: 11.95 m  
Excavation Face Area: 51.67 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 4.07 m

Roof wedge [7]

Factor of Safety: 0.130  
Wedge Volume: 17.594 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 47.505 tonnes  
Wedge z-Length: 9.28 m  
Excavation Face Area: 28.54 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 2.40 m

Roof wedge [8]

Factor of Safety: 0.000  
Wedge Volume: 0.000 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.000 tonnes  
Wedge z-Length: 0.19 m  
Excavation Face Area: 0.02 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.00 m

**Wedge Information**

Floor wedge [2]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 131.645 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 355.440 tonnes  
Wedge z-Length: 20.29 m  
Excavation Face Area: 134.37 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 2.94 m

Lower Left wedge [3]

Factor of Safety: 2.088  
Wedge Volume: 3.957 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 10.683 tonnes  
Wedge z-Length: 5.19 m  
Excavation Face Area: 6.94 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.82 m

Upper Right wedge [6]

Factor of Safety: 2.813  
Wedge Volume: 53.887 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 145.496 tonnes  
Wedge z-Length: 11.95 m  
Excavation Face Area: 51.67 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 4.07 m

Roof wedge [7]

Factor of Safety: 4.441  
Wedge Volume: 17.594 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 47.505 tonnes  
Wedge z-Length: 9.28 m  
Excavation Face Area: 28.54 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 2.40 m

Roof wedge [8]

Factor of Safety: 0.000  
Wedge Volume: 0.000 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.000 tonnes  
Wedge z-Length: 0.19 m  
Excavation Face Area: 0.02 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.00 m

**Figura 78 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4**

La tabella sopra riportata mostra l'efficacia dell'intervento di chiodatura per elevare il fattore di sicurezza al limite minimo considerato pari a 1.0.

Tra 12+200 e l'imbocco Nord, nella combinazione 1, il "roof wedge" è instabile; dato il peso ridotto, pari a 0.114t, il cuneo può essere facilmente asportato in fase di scavo.

Nella combinazione 3, il “lower left wedge” di 4,5ton circa da analisi risulta instabile ma è alquanto improbabile una sua movimentazione; nel caso, verrà asportato in fase di scavo.

E’ importante precisare che il programma utilizzato per la determinazione del fattore di sicurezza considera come agente sul cuneo la sola forza peso. Valutazioni più attente dovranno essere condotte nel caso si evidenziasse in corso d’opera la presenza di elevate sovrappressioni idrauliche o di stati tensionali anomali derivanti da azioni di natura tettonica.

### *15.3 Analisi di stabilità del fronte di scavo*

L’analisi di stabilità del fronte è stata svolta al fine di individuare le caratteristiche geometriche (dimensioni e massa) e cinematiche (rotazioni e/o scivolamenti) dei possibili cunei di distacco ed i relativi fattori di sicurezza.

Si sono considerati i dati giacitureali descritti in precedenza.

In questa fase progettuale, si considerano i cunei agenti su entrambe le facce, non tenendo conto della direzione di avanzamento.

In fase di terapia, si considera il supporto offerto dallo strato di spritz beton di 5cm, previsto ad ogni fine campo. Lo spritz è caratterizzato da una resistenza a taglio pari a:

$$\tau_c = 0.21 \cdot f_{ctk} = 0.21 \cdot (0.7 \cdot f_{cm}) = 0.21 \cdot (0.7 \cdot 0.3 \cdot 28^{2/3}) = 0.4 \text{MPa}$$

Come si evince dalle seguenti immagini, tutti i cunei mostrano un fattore di sicurezza maggiore o uguale a 1 grazie alla presenza dello strato di spritz beton.

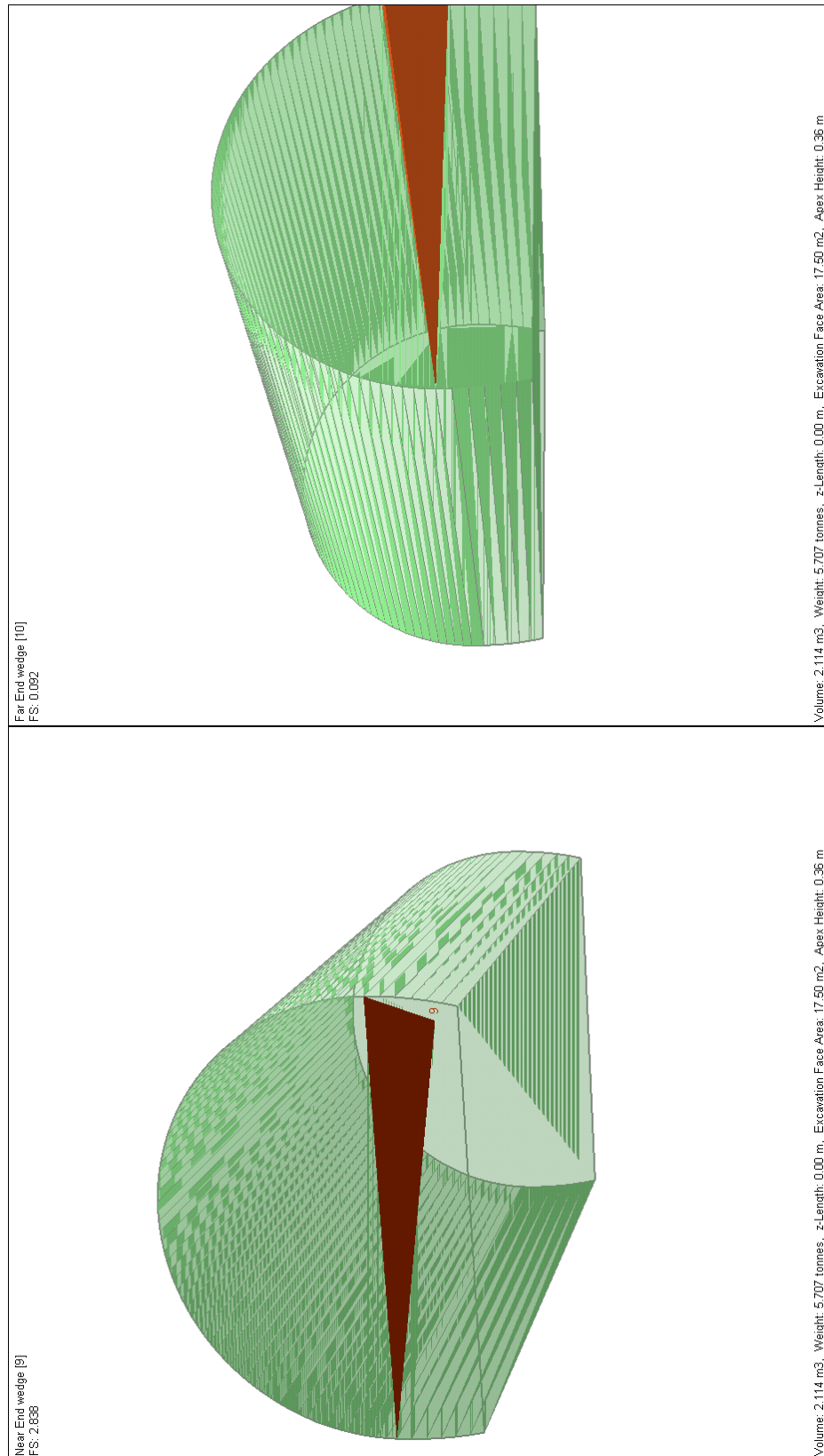


Figura 79 – Diagnosi – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200

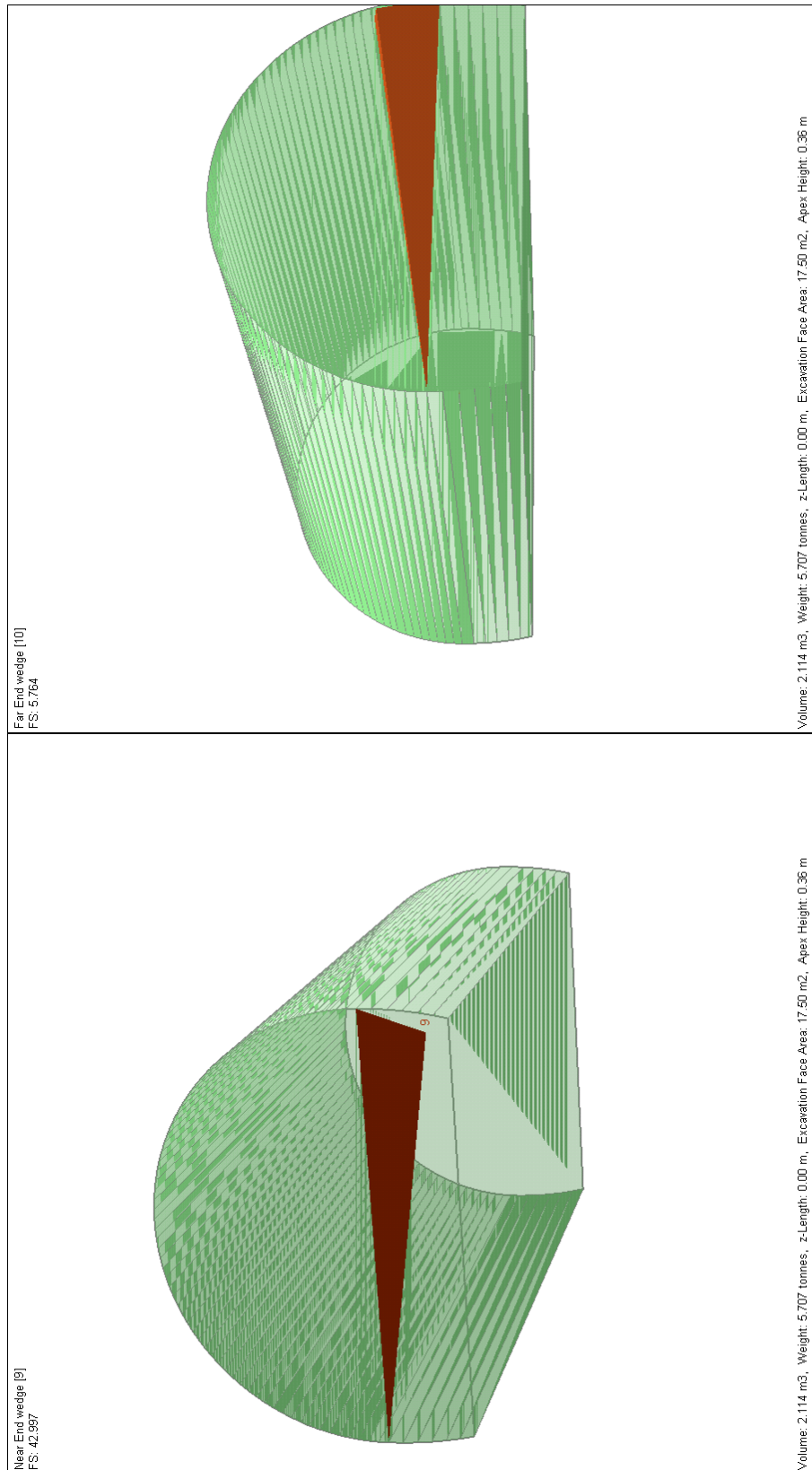


Figura 80 – Terapia – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200



Near End wedge [9]

Factor of Safety: 2.838  
Wedge Volume: 2.114 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 5.707 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 17.50 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.36 m

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 42.997  
Wedge Volume: 2.114 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 5.707 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 17.50 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.36 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 0.092  
Wedge Volume: 2.114 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 5.707 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 17.50 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.36 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 5.764  
Wedge Volume: 2.114 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 5.707 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 17.50 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 0.36 m

**Figura 81 – Diagnosi e terapia – Pedescala da Imbocco Sud a 12+200**

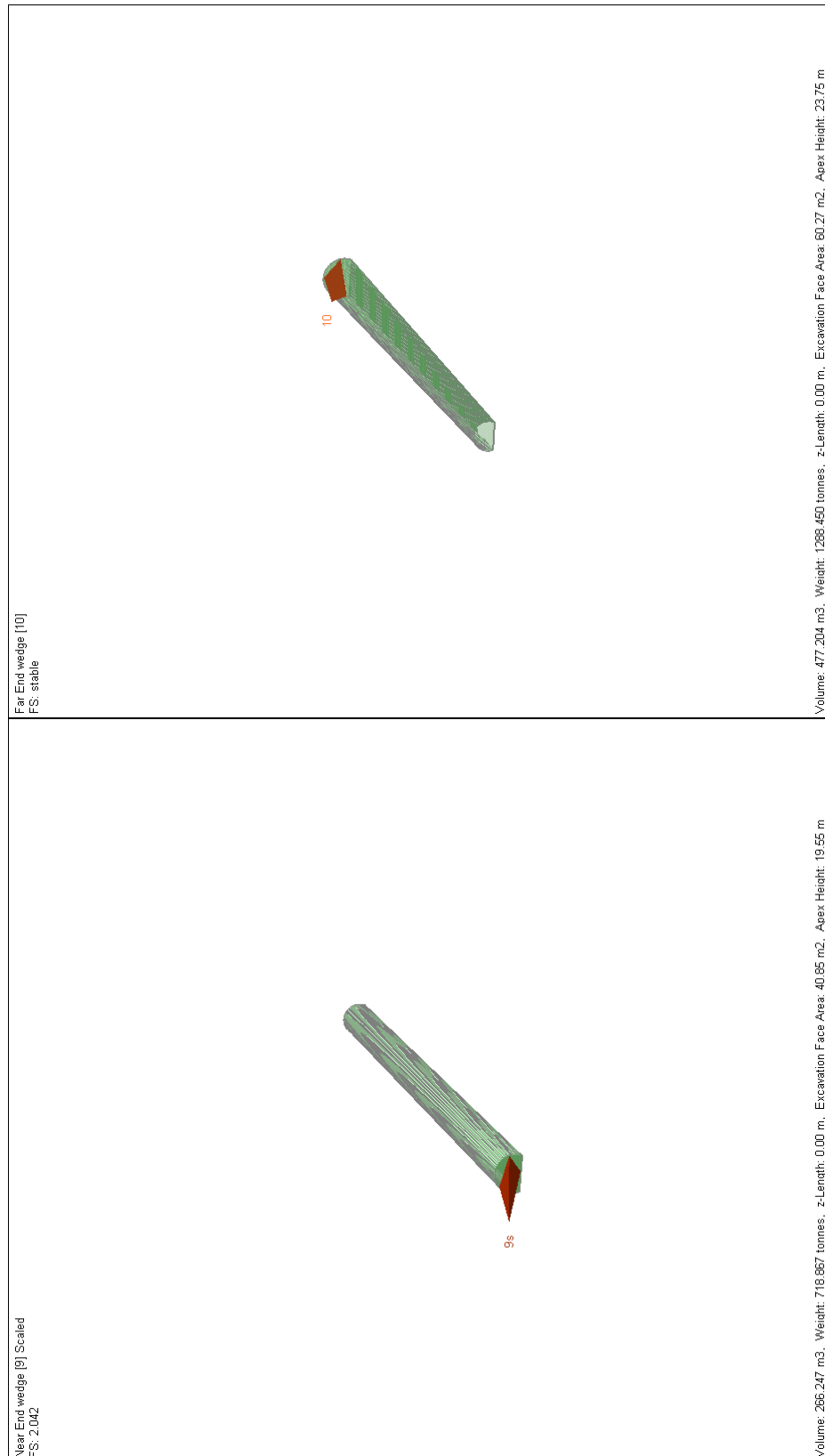


Figura 82 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1

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

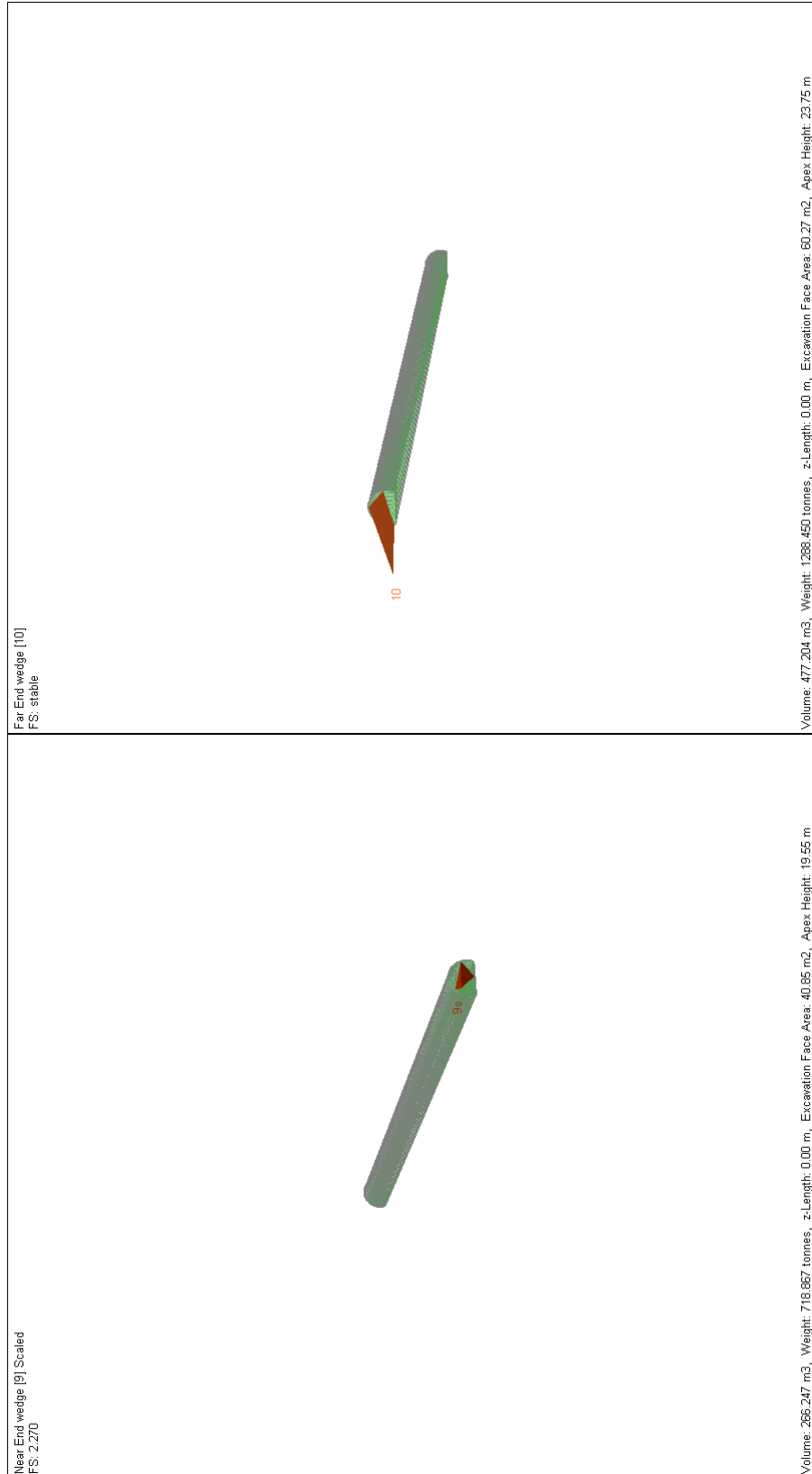


Figura 83 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 2.042  
Wedge Volume: 266.247 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 718.867 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 40.85 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 19.55 m

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 2.270  
Wedge Volume: 266.247 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 718.867 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 40.85 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 19.55 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 477.204 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 1288.450 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 60.27 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 23.75 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 477.204 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 1288.450 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 60.27 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 23.75 m

**Figura 84 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 1**

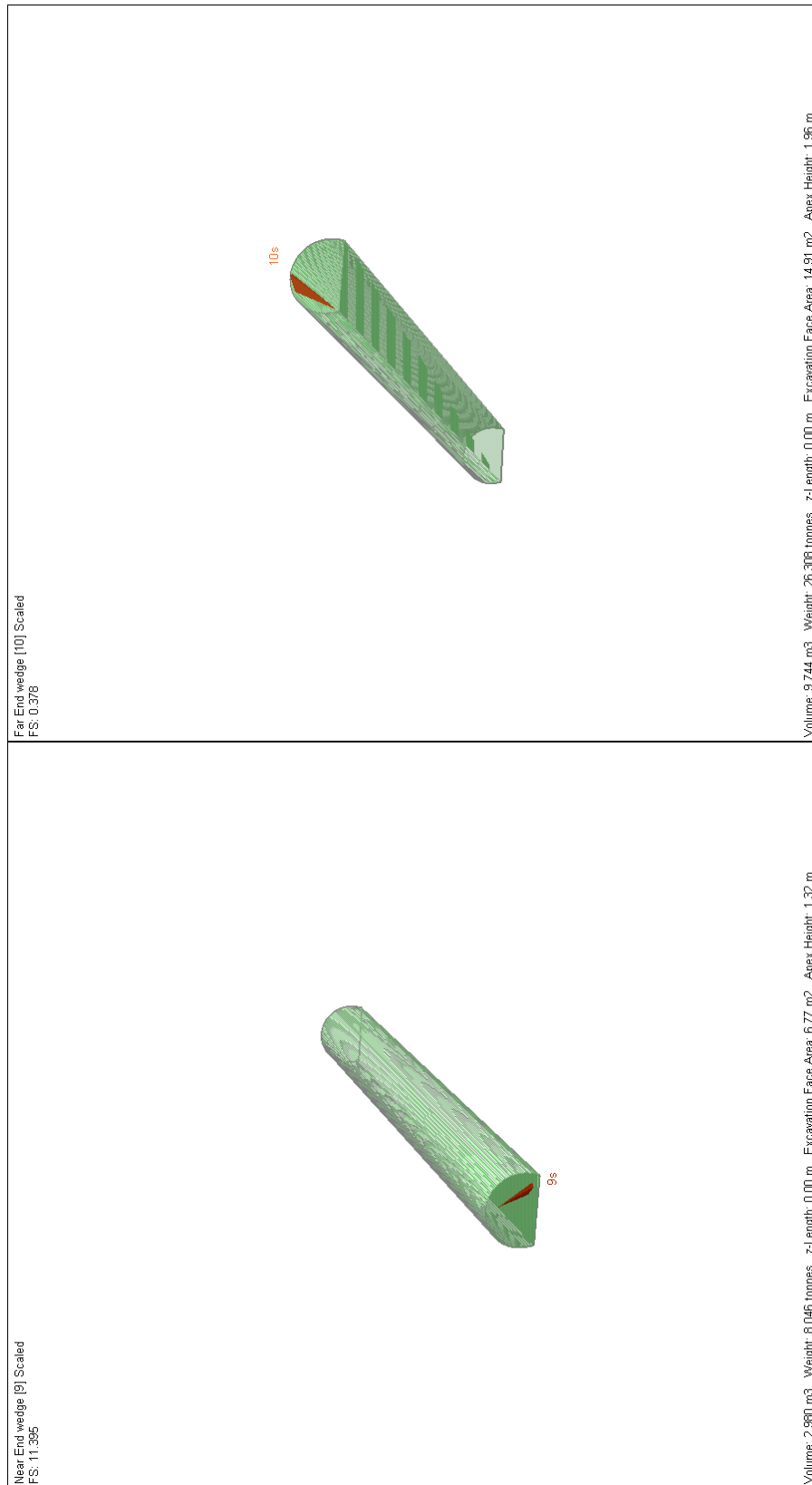


Figura 85 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2

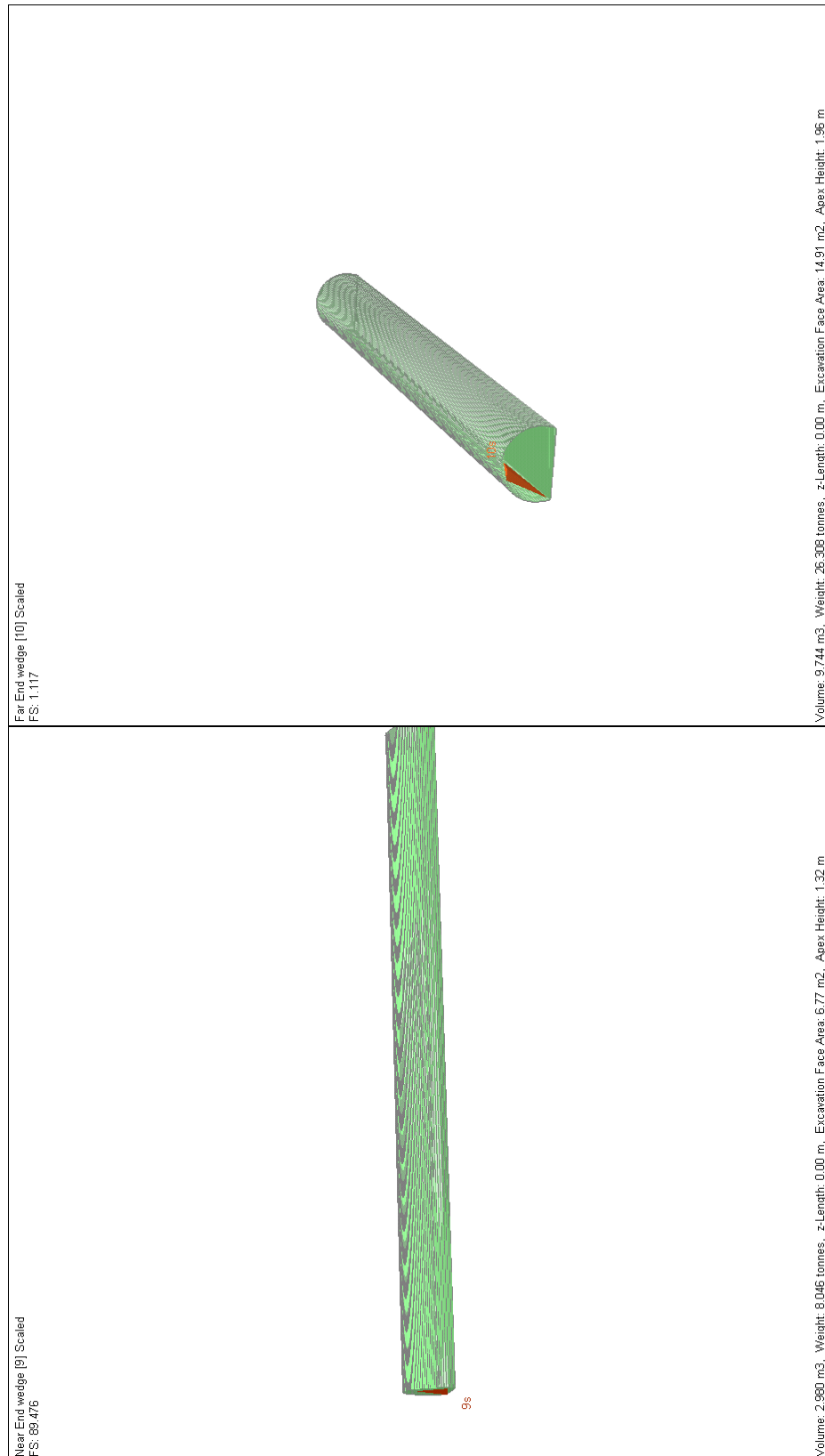


Figura 86 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 11.395  
Wedge Volume: 2.980 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 8.046 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 6.77 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.32 m

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 89.476  
Wedge Volume: 2.980 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 8.046 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 6.77 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.32 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 0.378  
Wedge Volume: 9.744 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 26.308 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 14.91 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.96 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 1.117  
Wedge Volume: 9.744 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 26.308 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 14.91 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.96 m

**Figura 87 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 2**

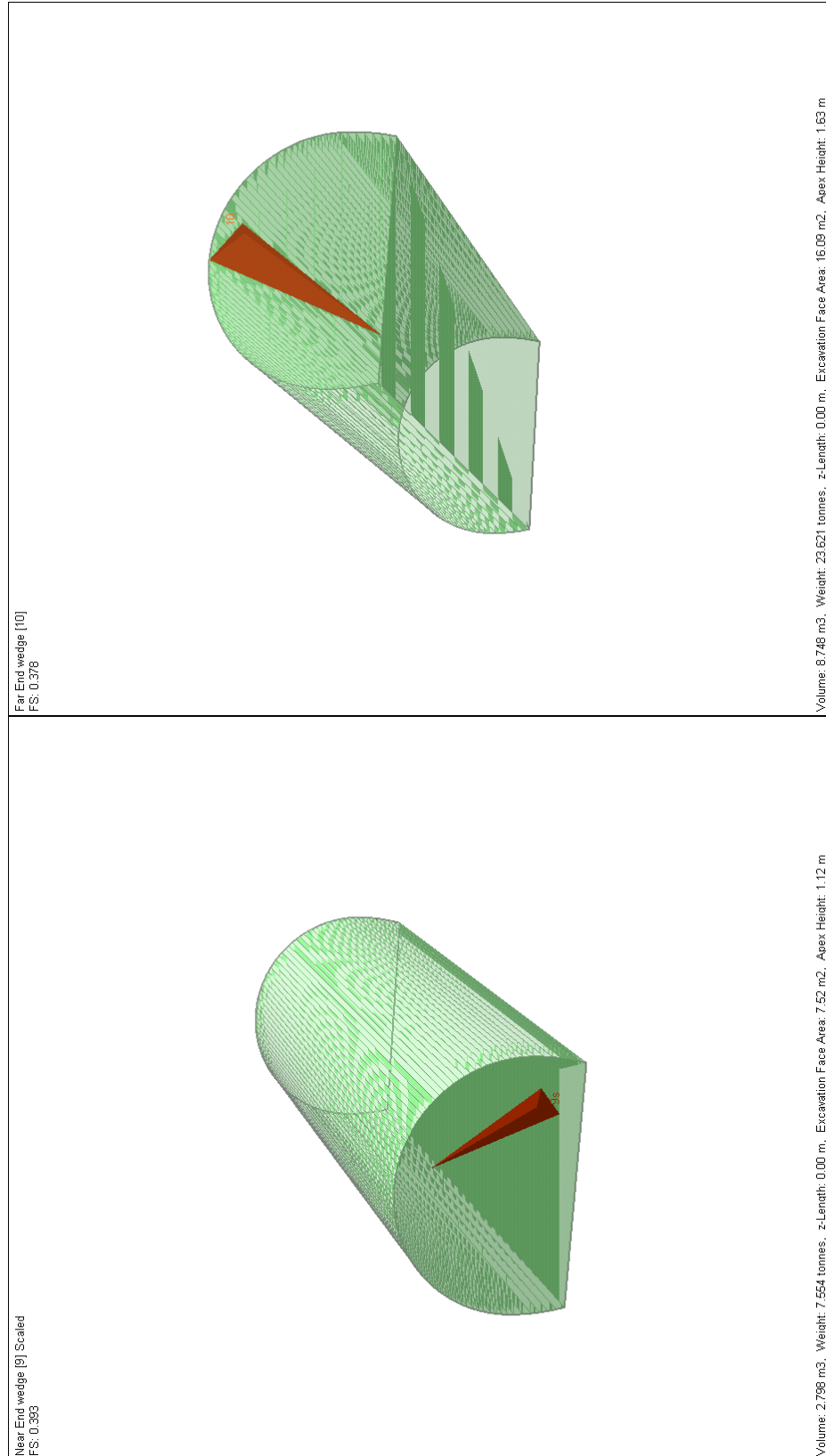


Figura 88 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3



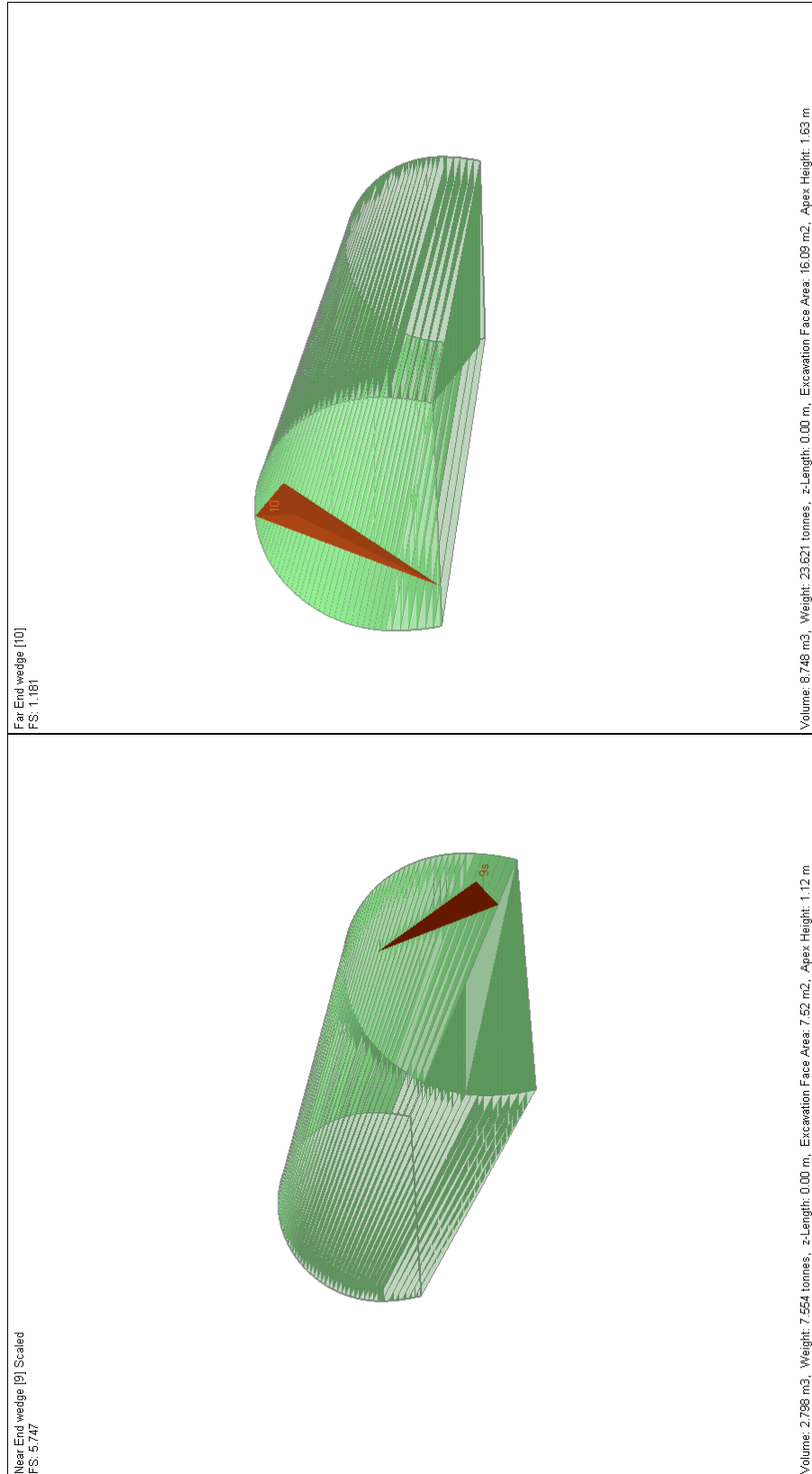


Figura 89 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 0.393  
Wedge Volume: 2.798 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 7.554 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 7.52 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.12 m

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 5.747  
Wedge Volume: 2.798 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 7.554 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 7.52 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.12 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 0.378  
Wedge Volume: 8.748 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 23.621 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 16.09 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.63 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 1.181  
Wedge Volume: 8.748 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 23.621 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 16.09 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.63 m

**Figura 90 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 3**

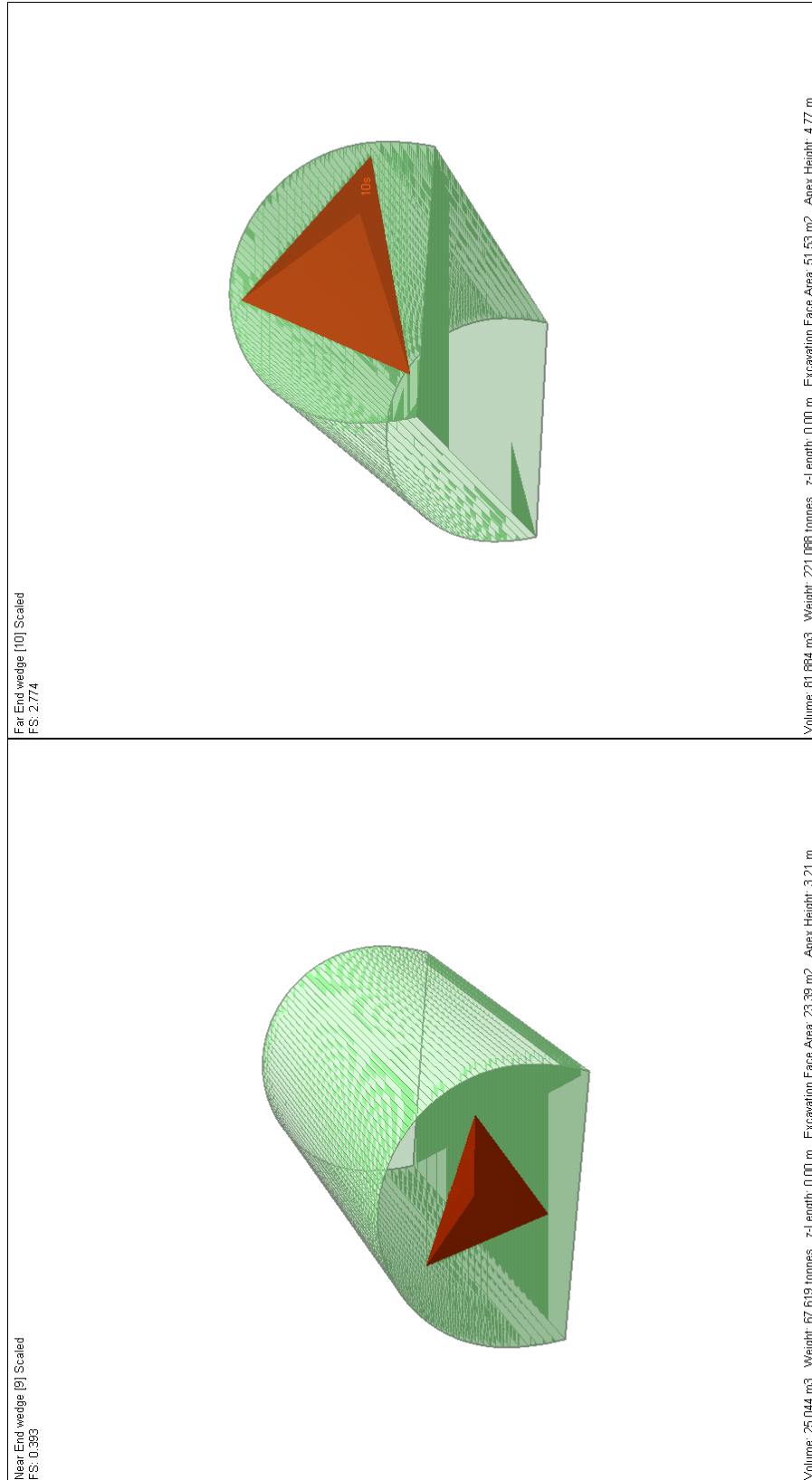


Figura 91 – Diagnosi – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4

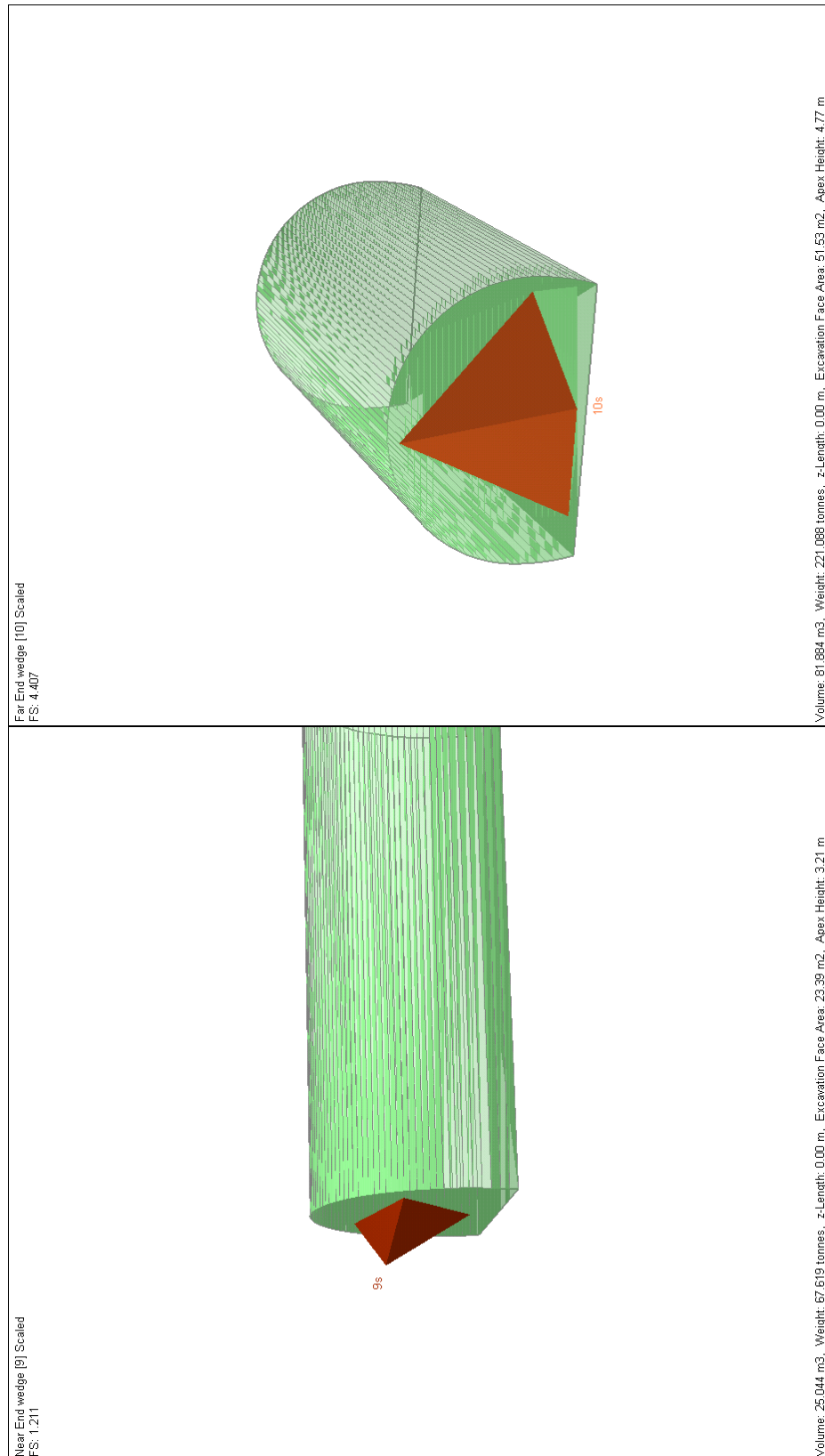


Figura 92 – Terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 0.393  
Wedge Volume: 25.044 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 67.619 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 23.39 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 3.21 m

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 1.211  
Wedge Volume: 25.044 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 67.619 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 23.39 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 3.21 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 2.774  
Wedge Volume: 81.884 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 221.088 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 51.53 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 4.77 m

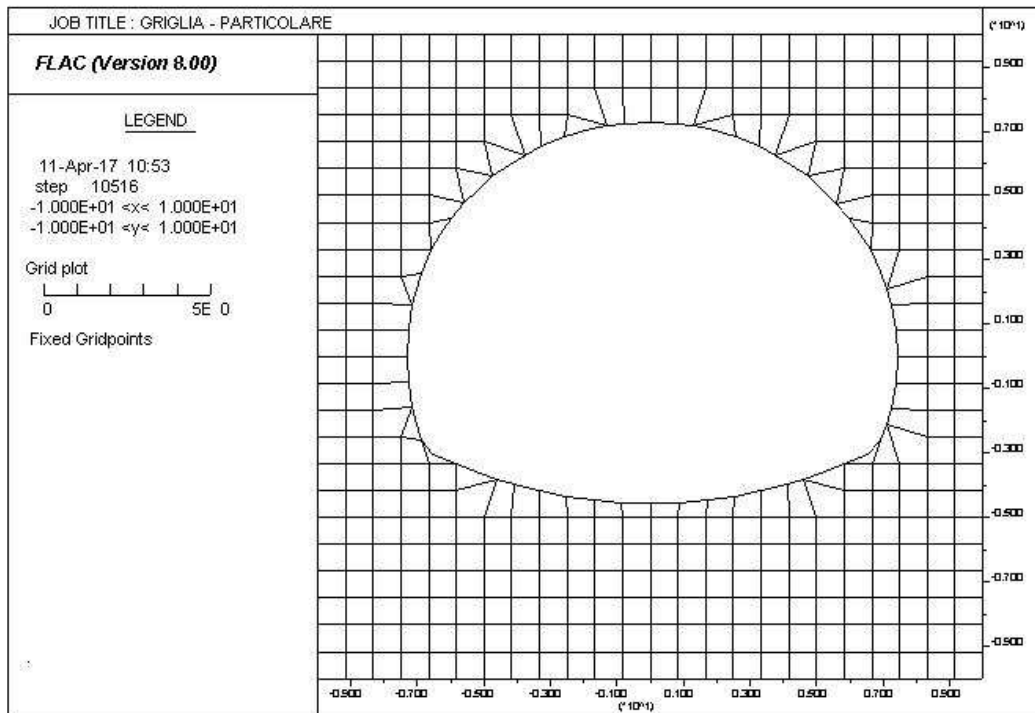
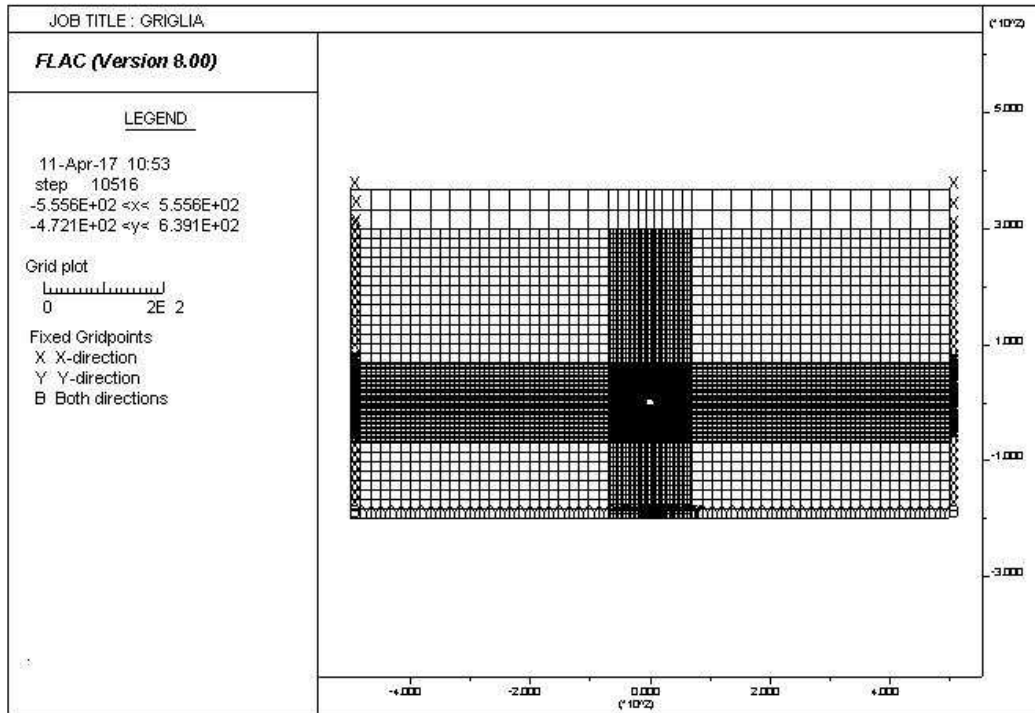
Far End wedge [10]

Factor of Safety: 4.407  
Wedge Volume: 81.884 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 221.088 tonnes  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 51.53 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 4.77 m

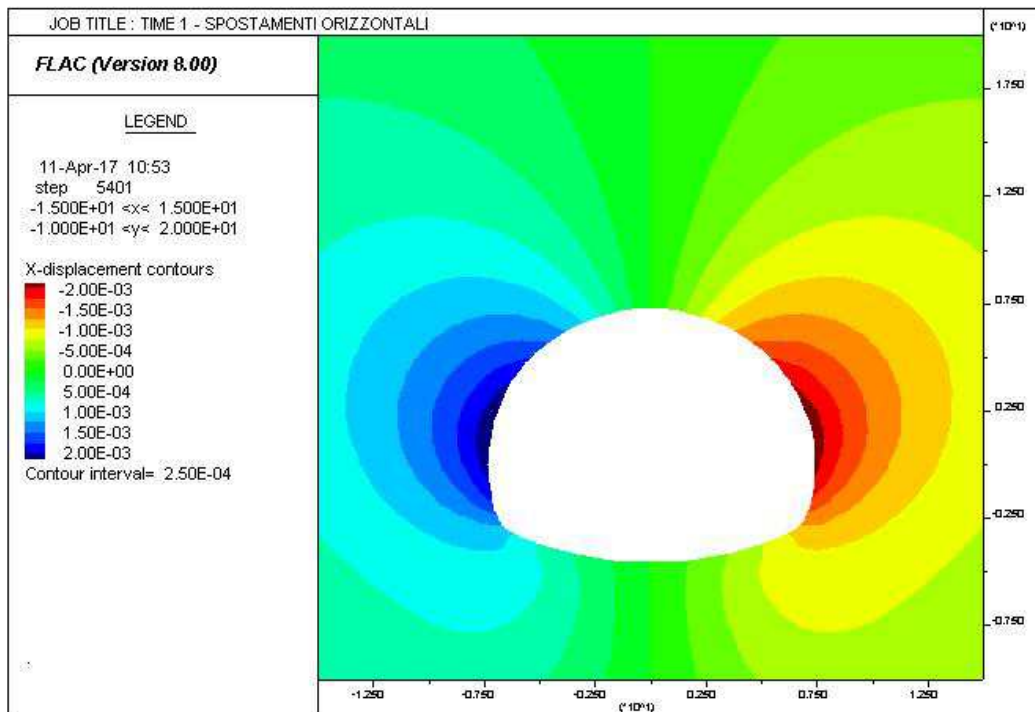
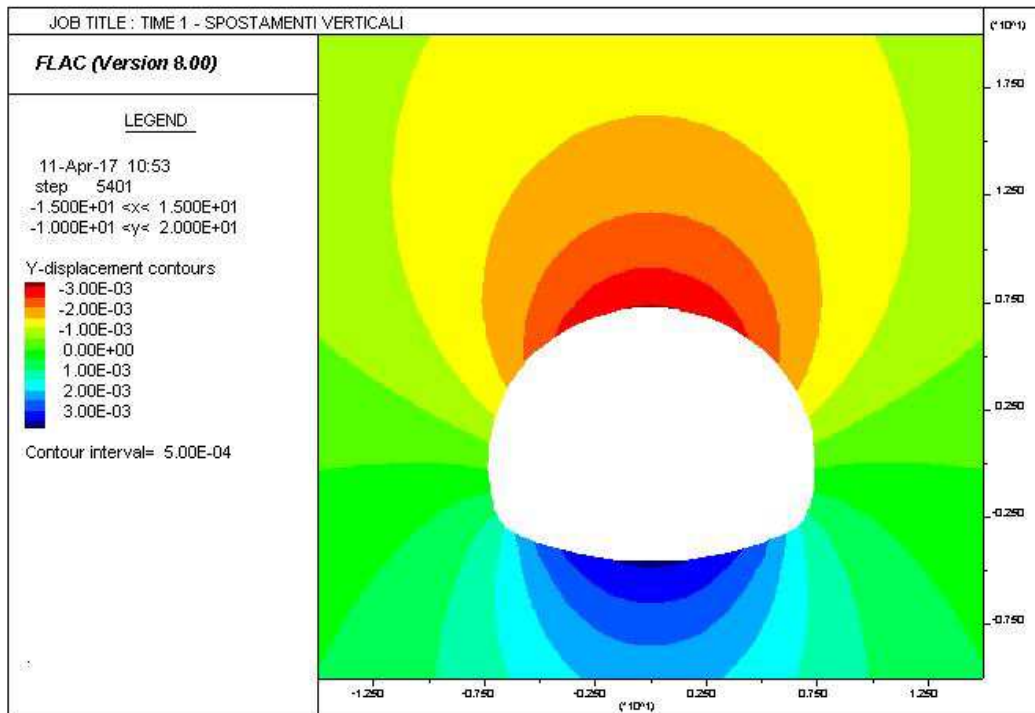
**Figura 93 – Diagnosi e terapia – Pedescala da 12+200 a Imbocco Nord – combinazione 4**

## 16 ALLEGATI FLAC

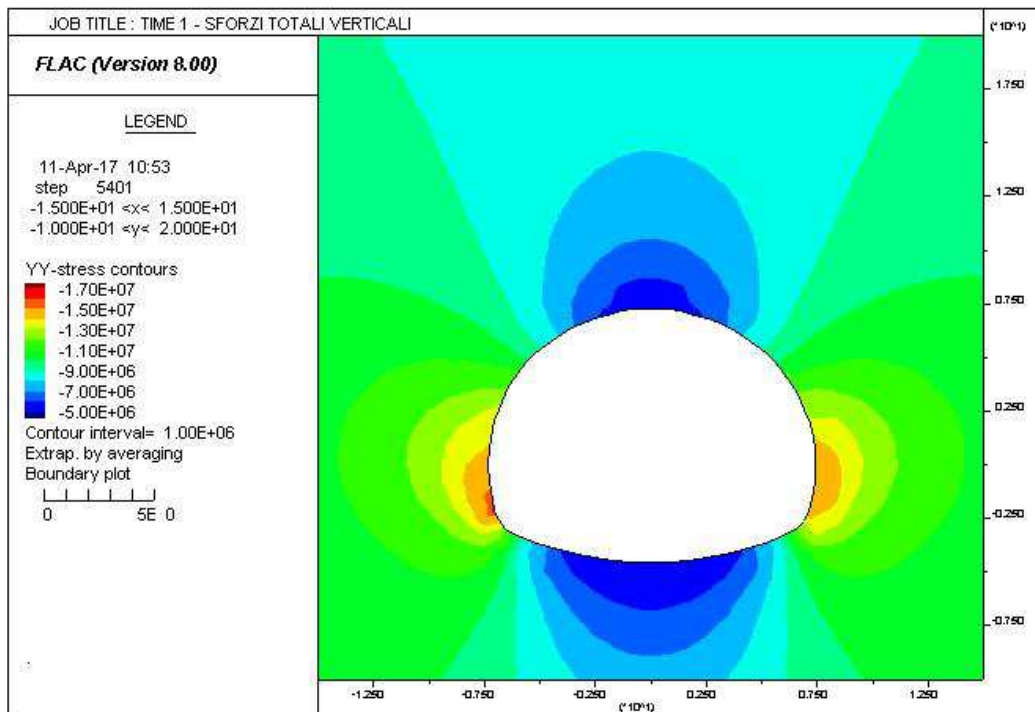
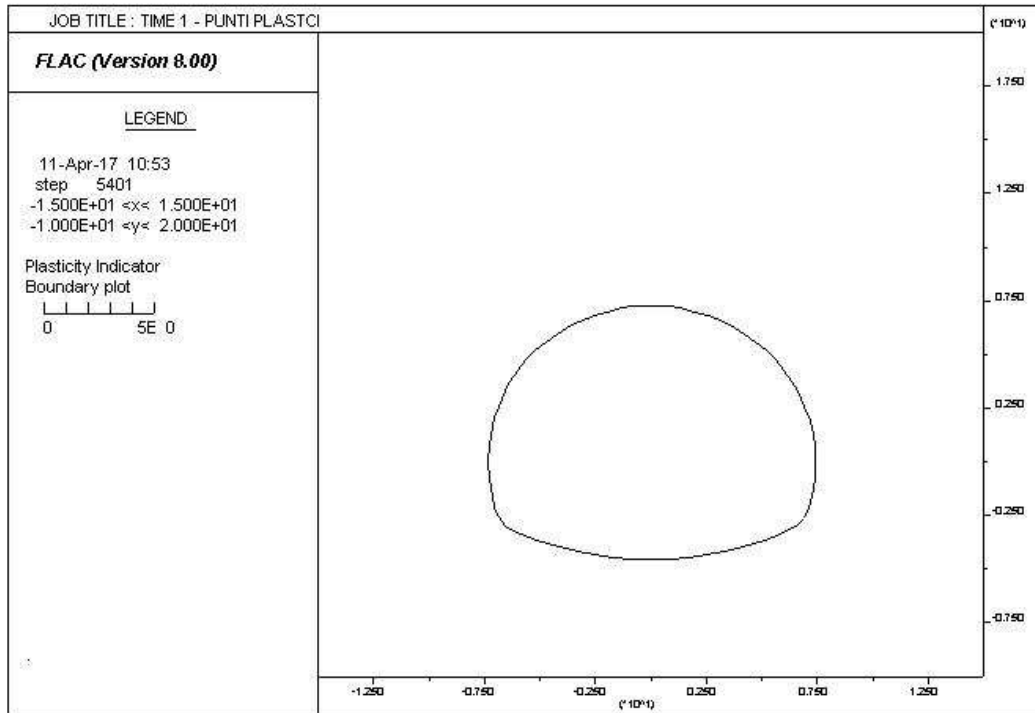
### 16.1 SEZIONE 1



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



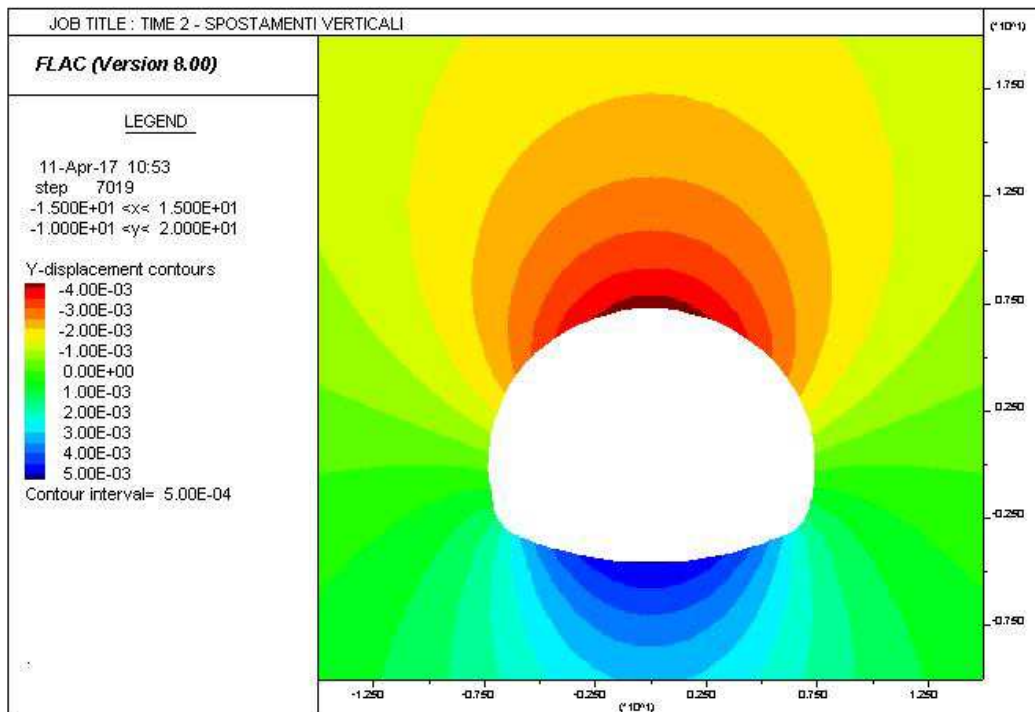
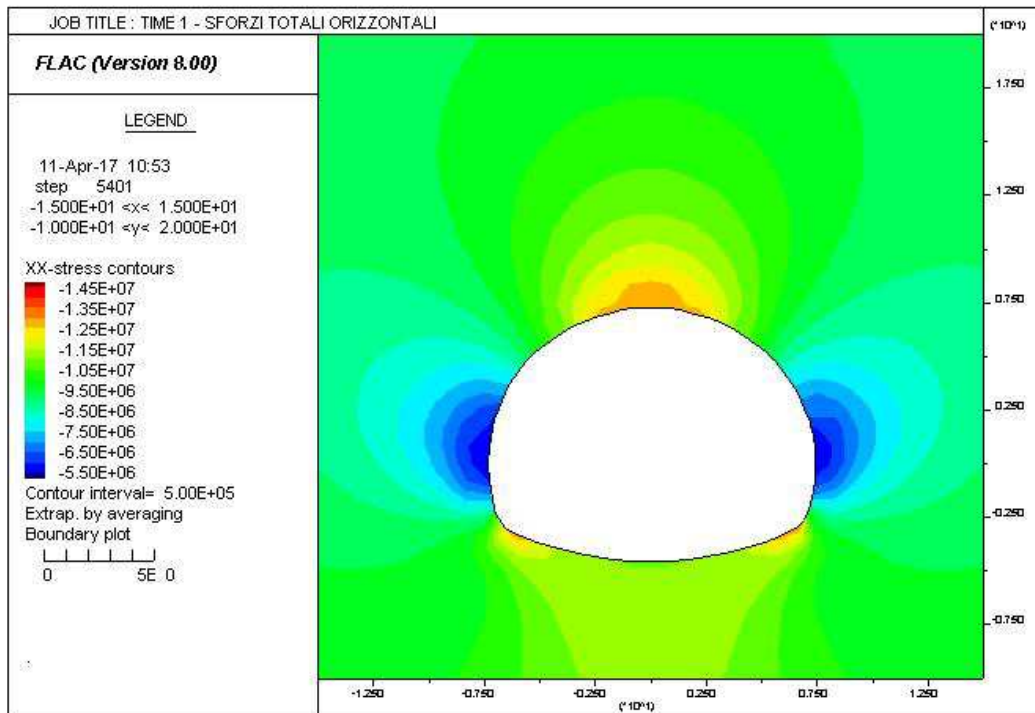
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO





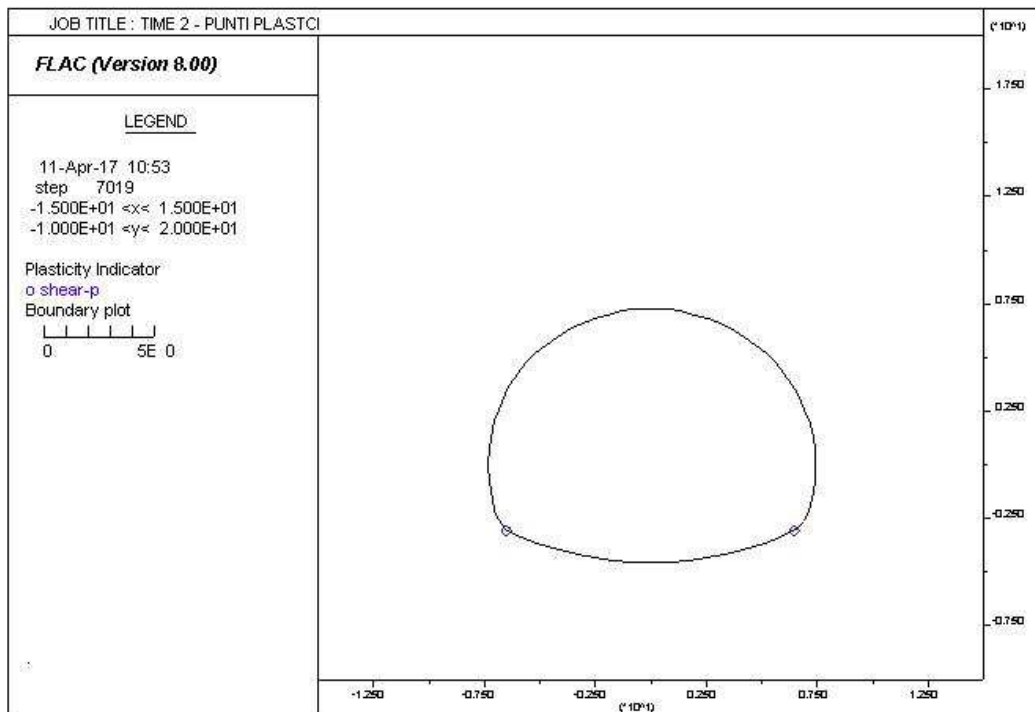
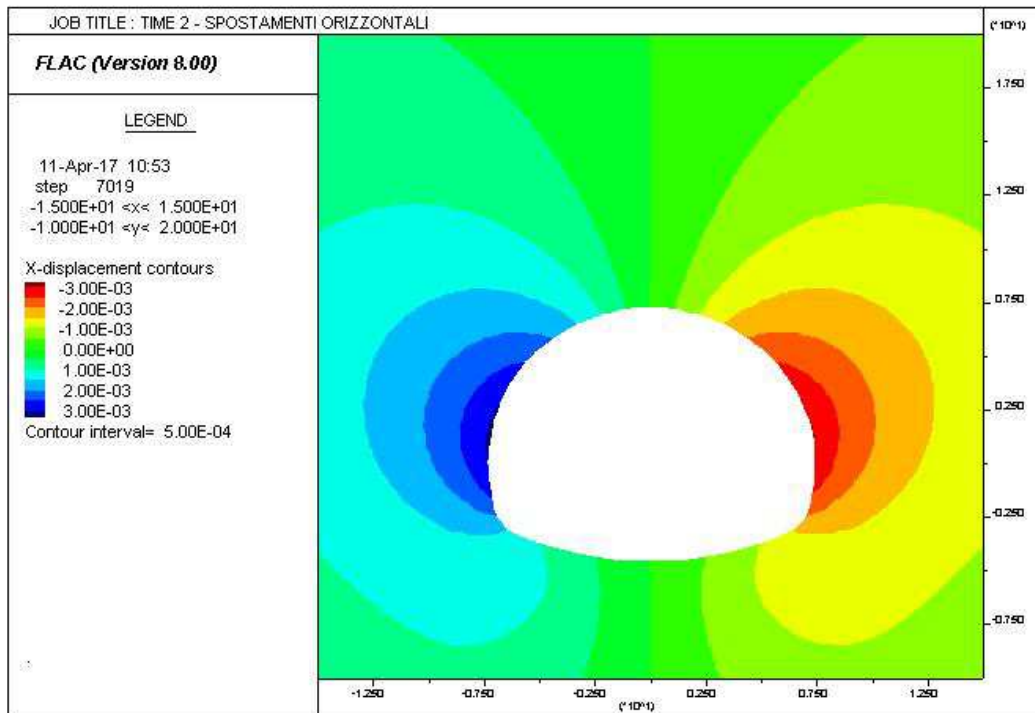
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---



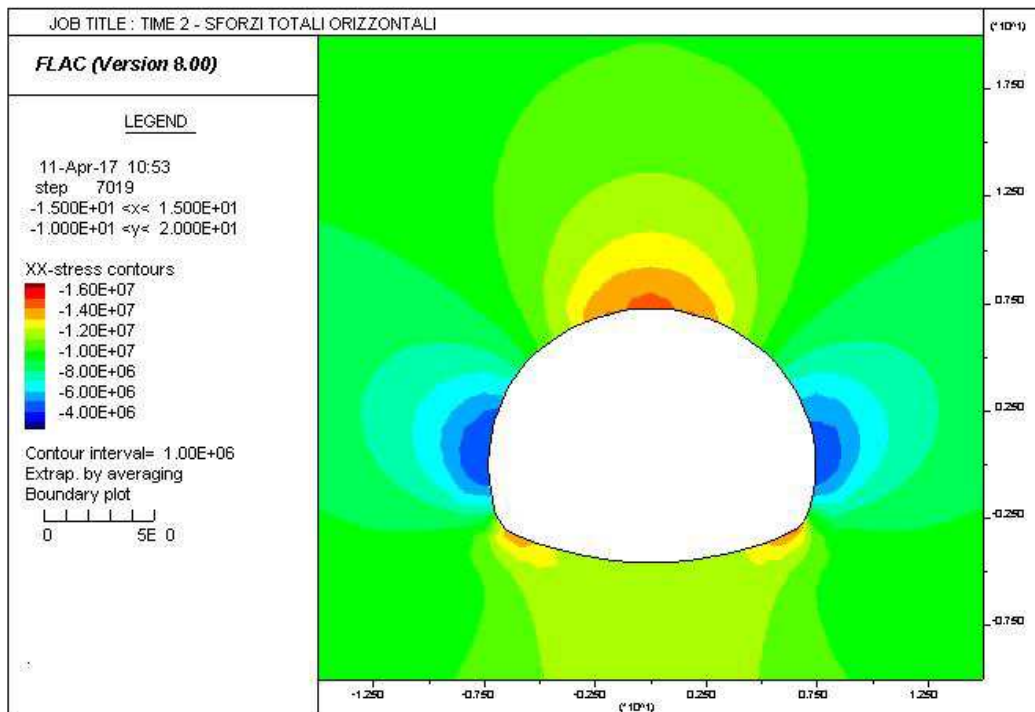
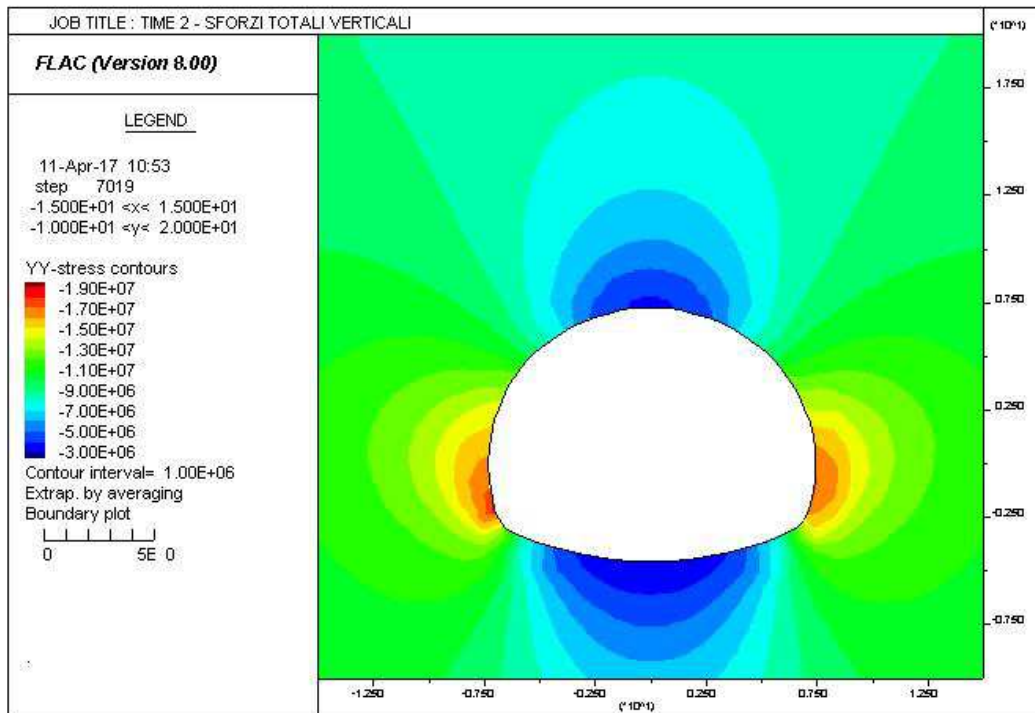
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---

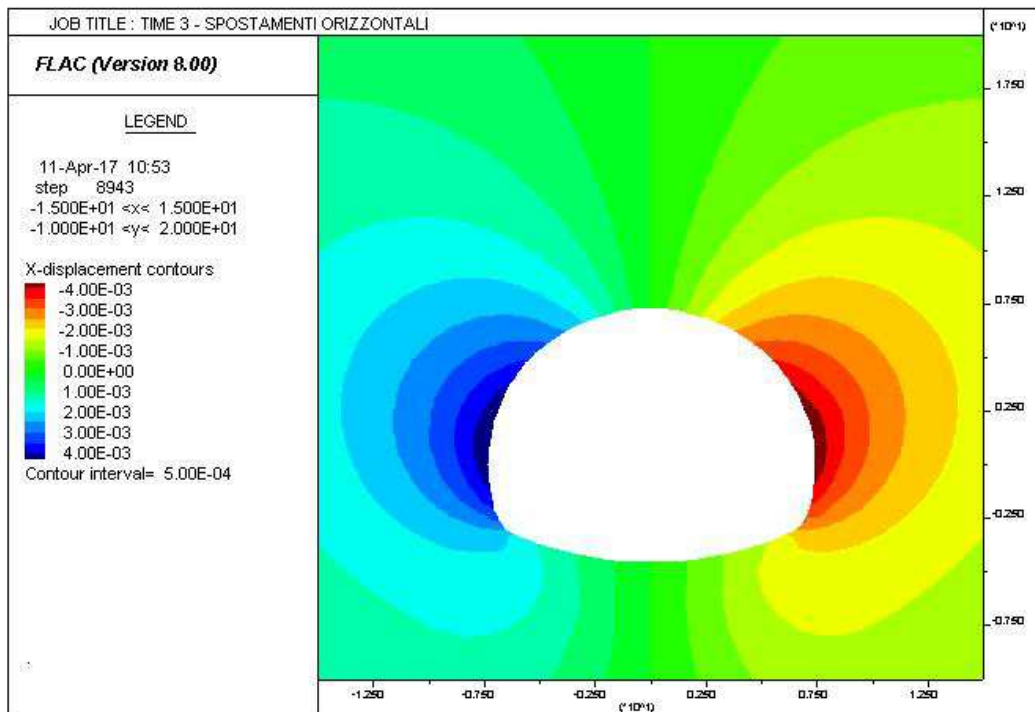
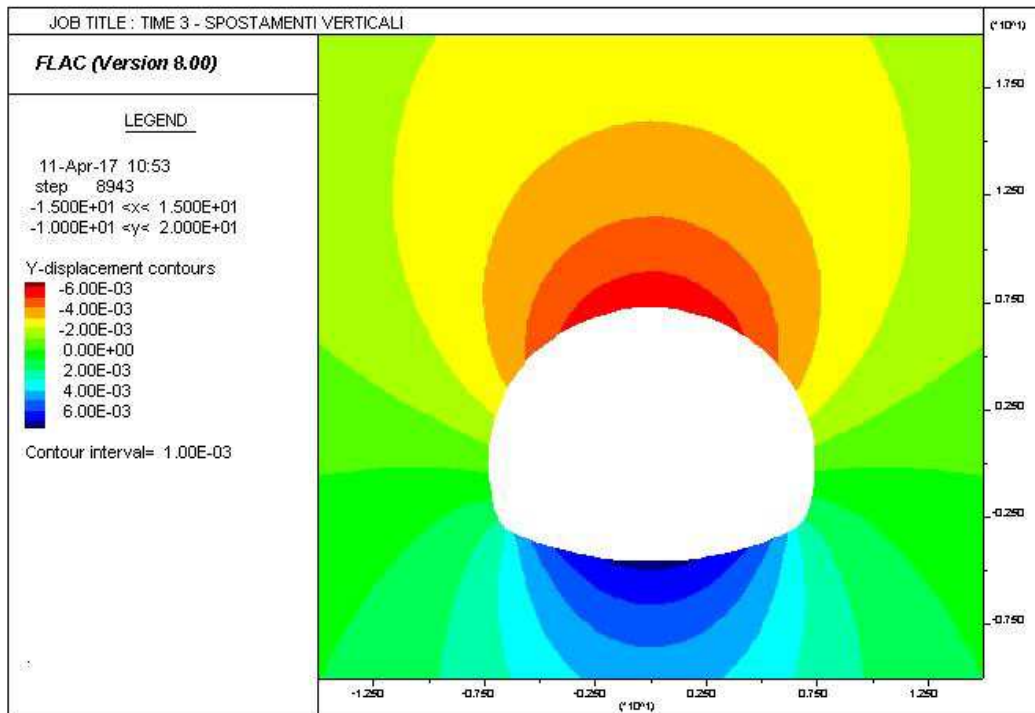


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

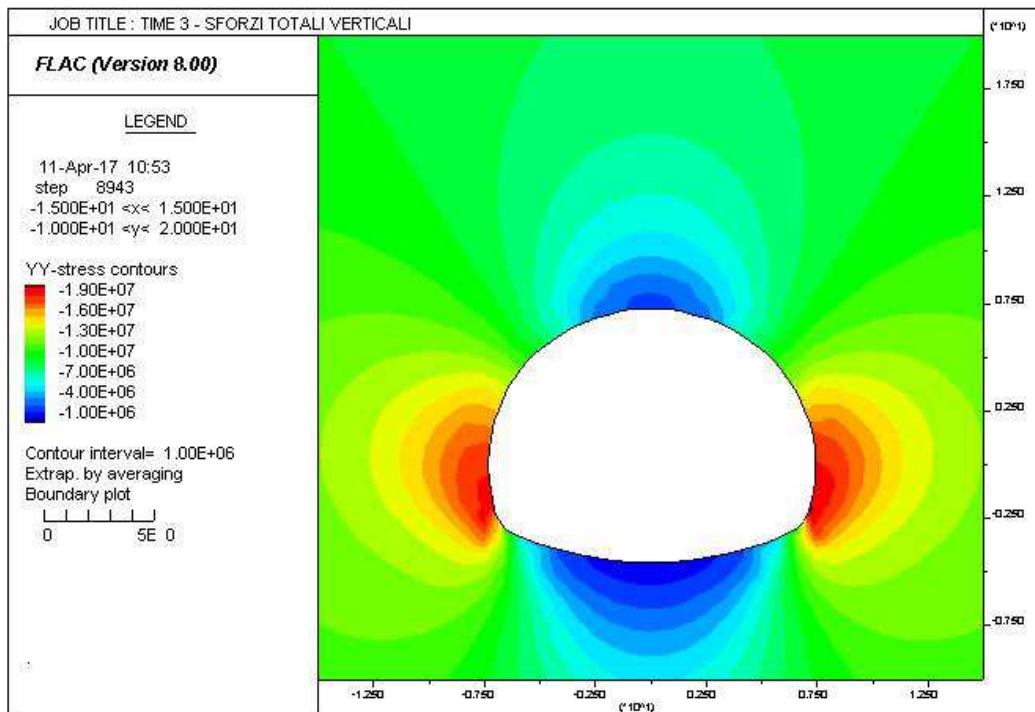
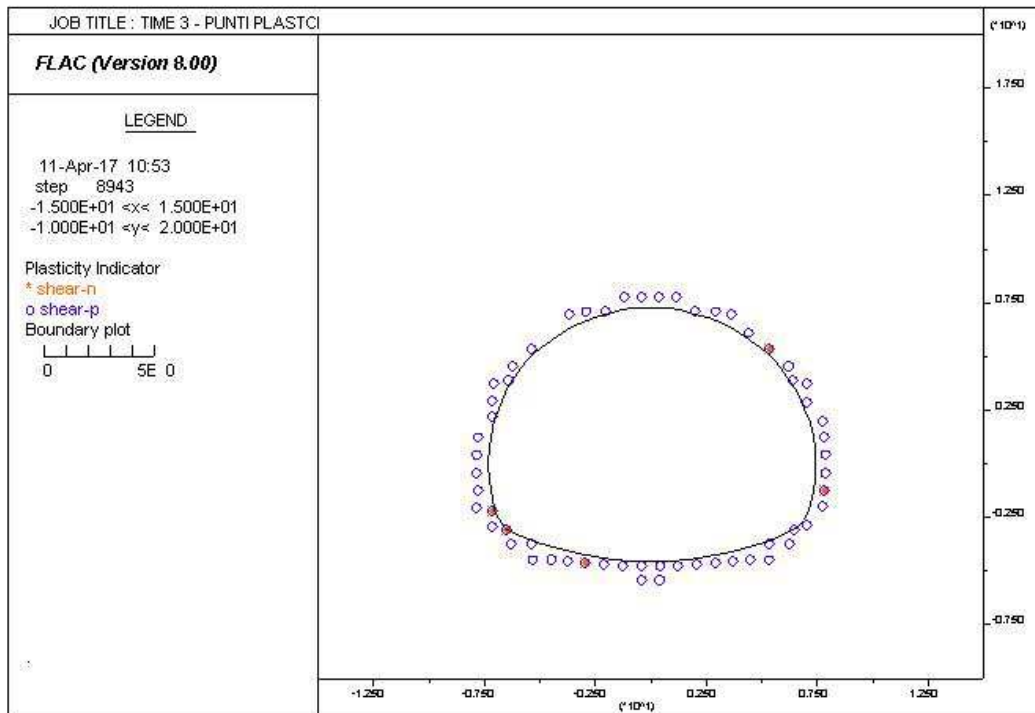
---



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

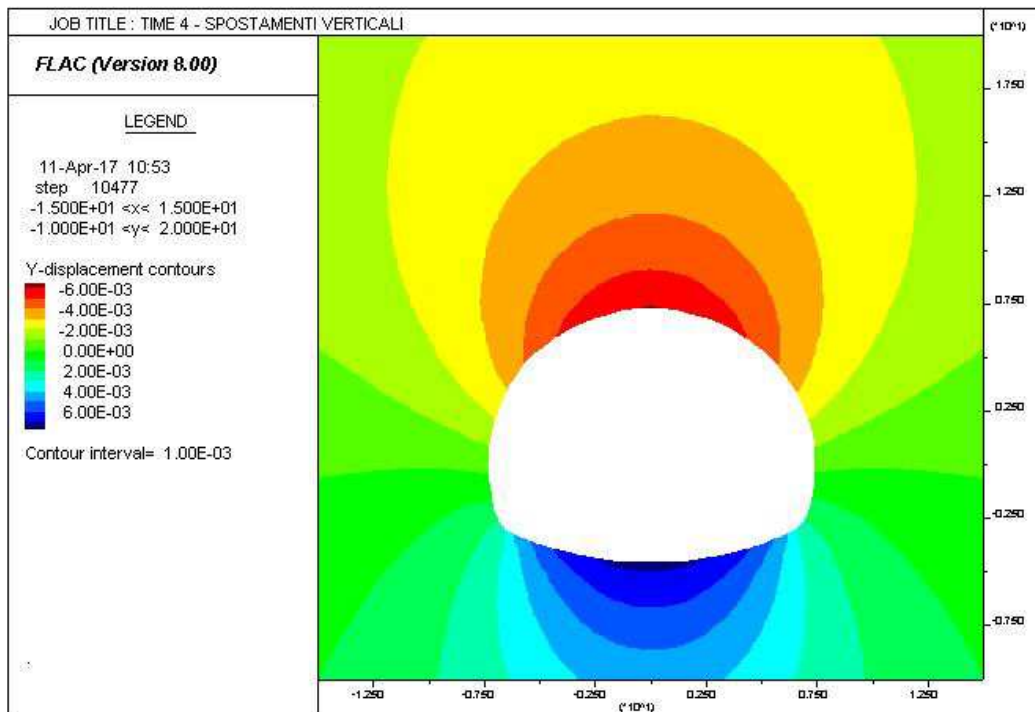
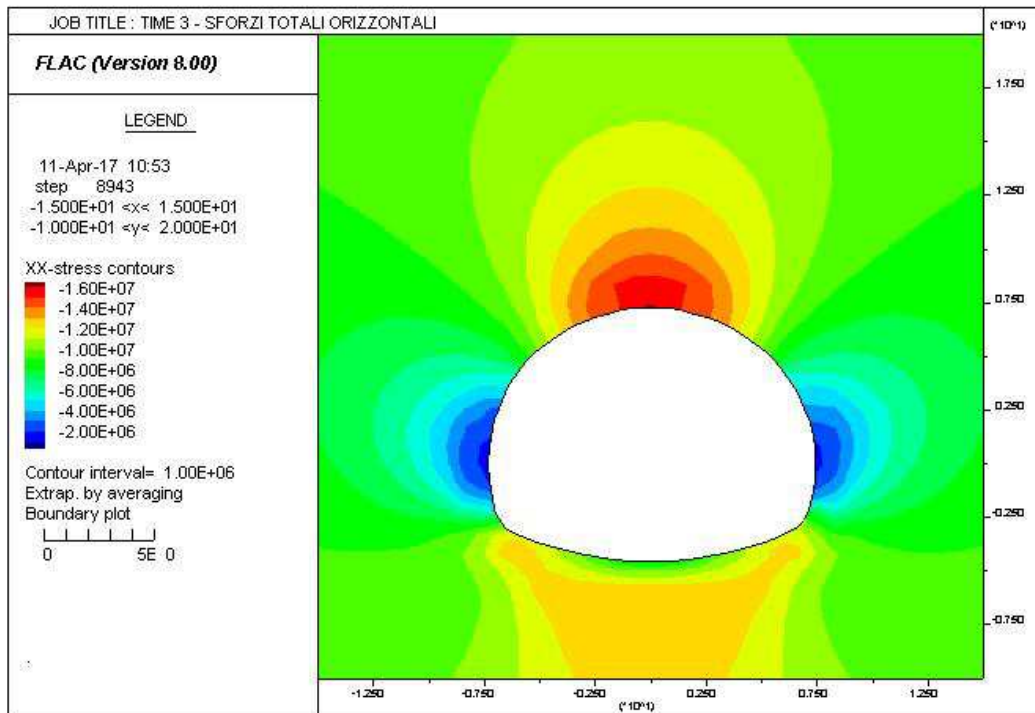


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

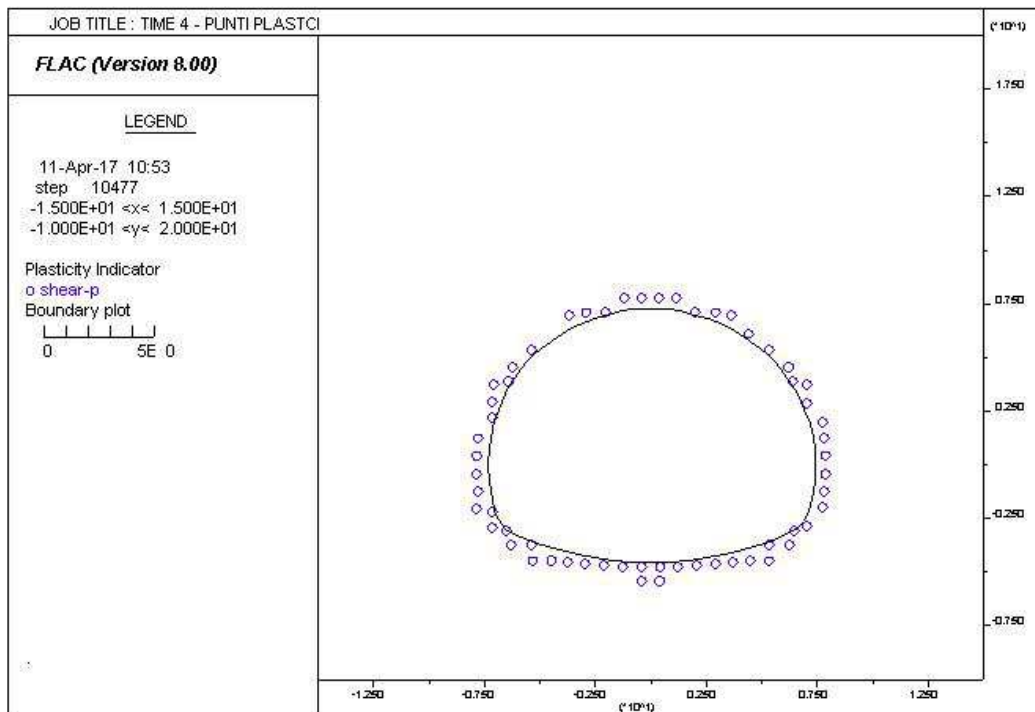
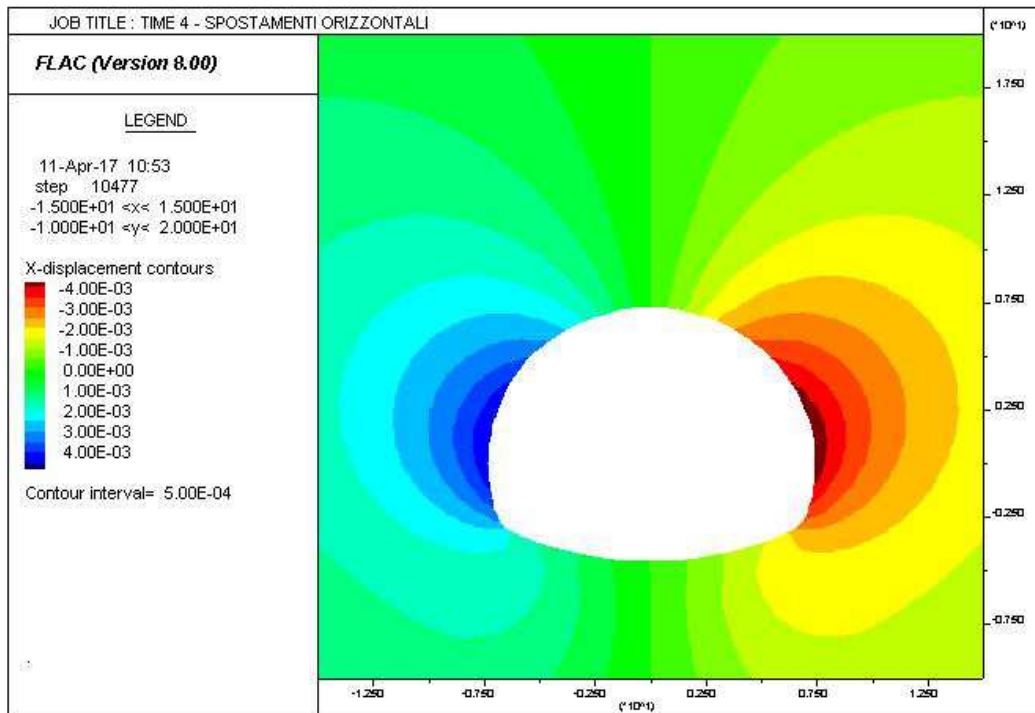




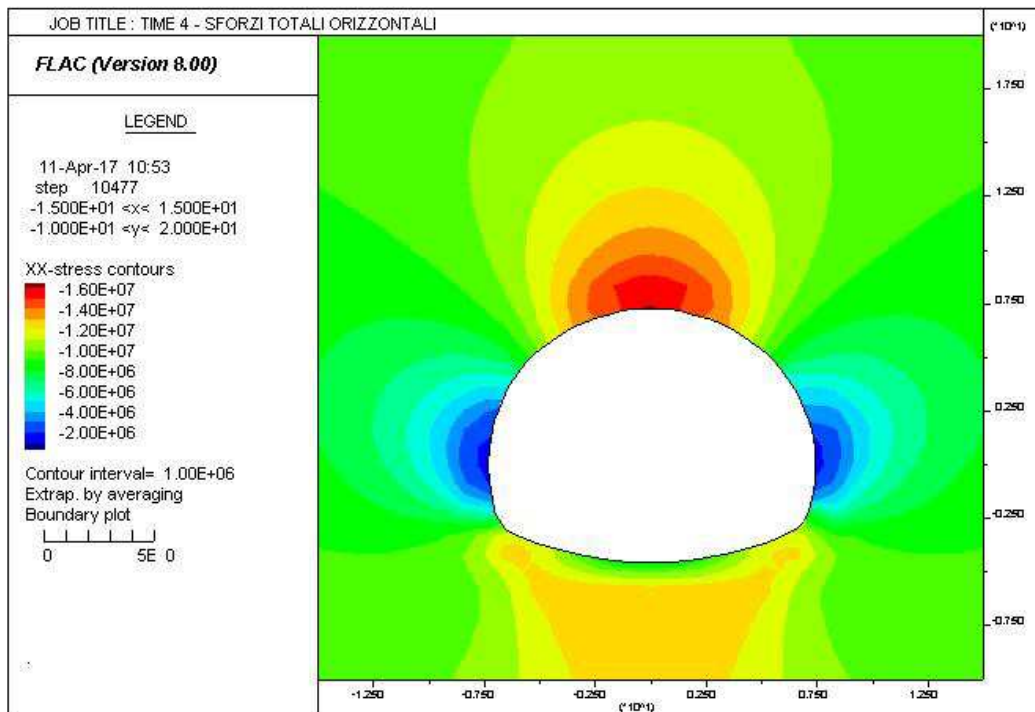
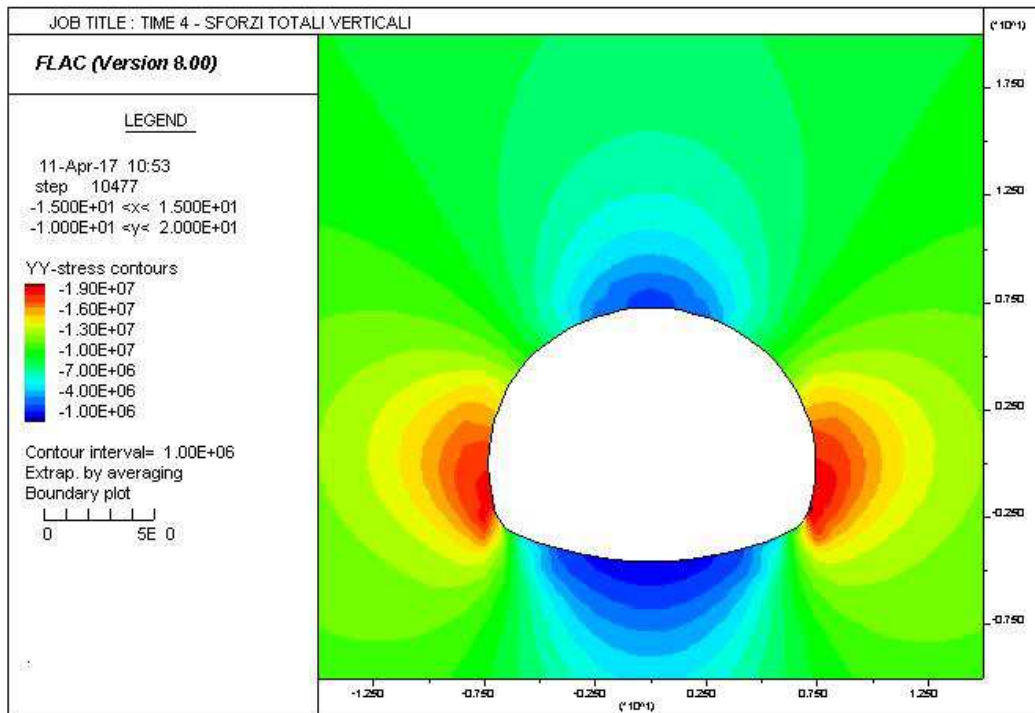
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



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

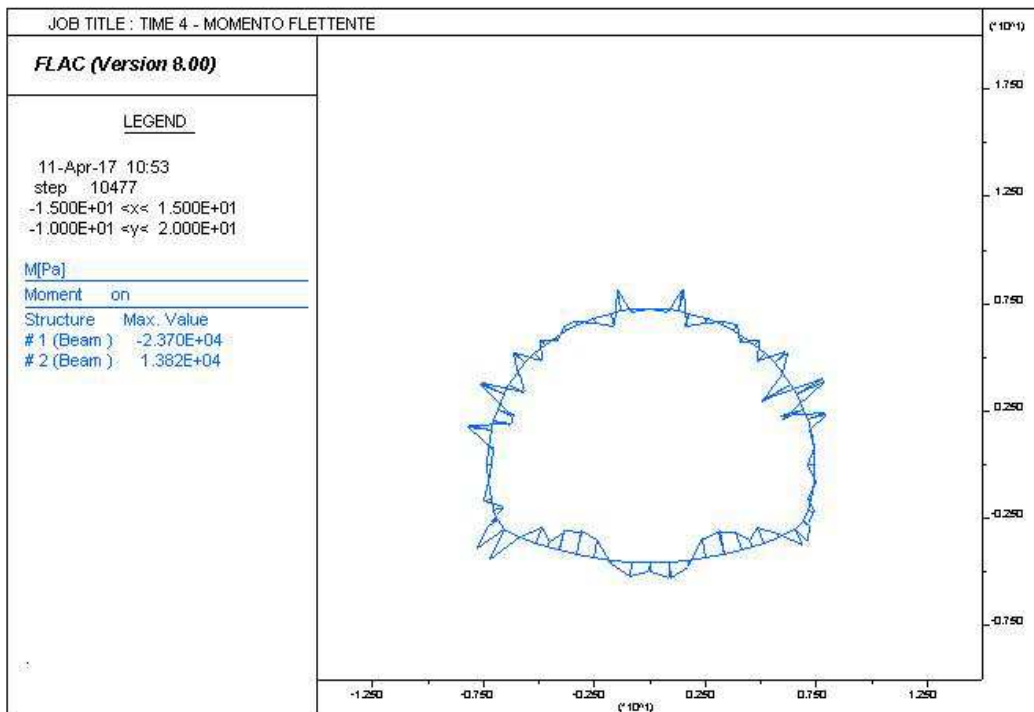
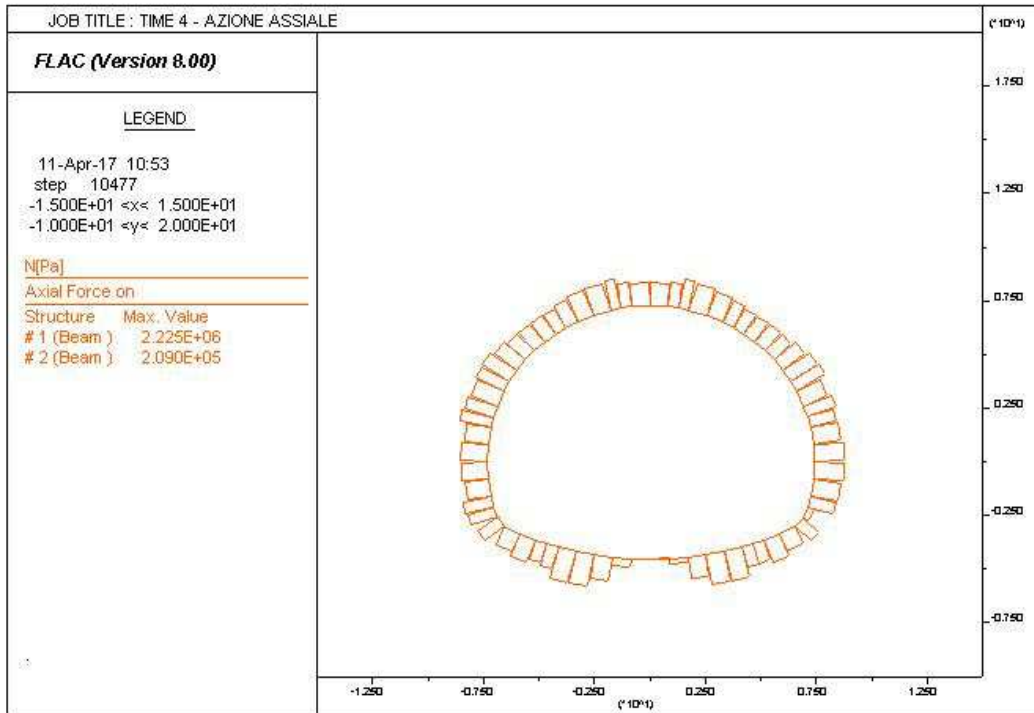


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



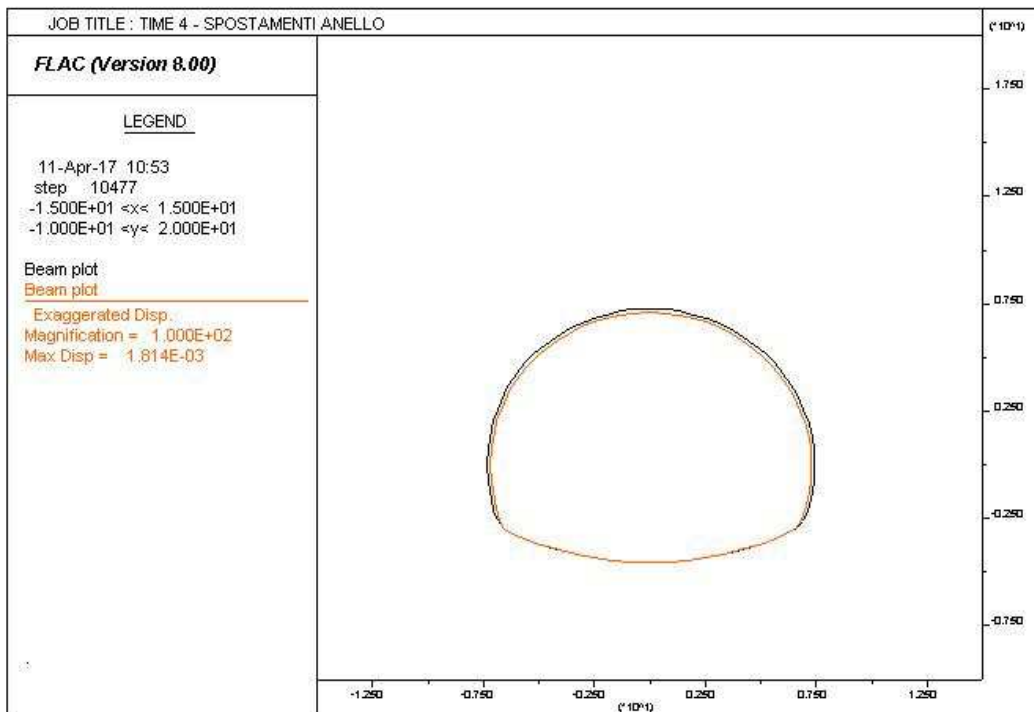
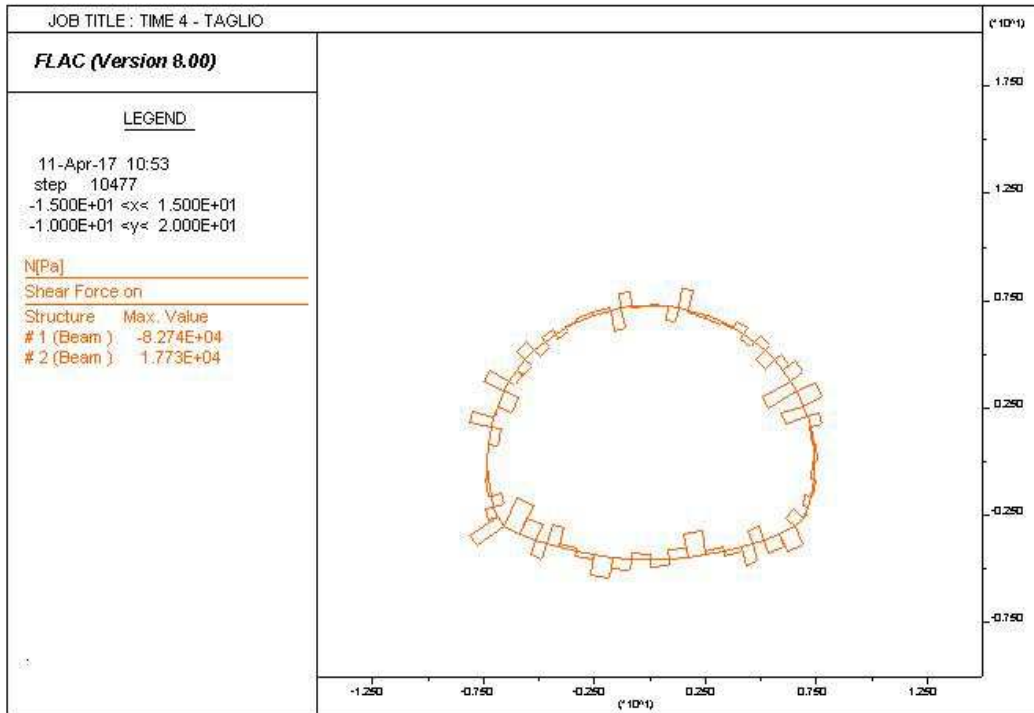


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

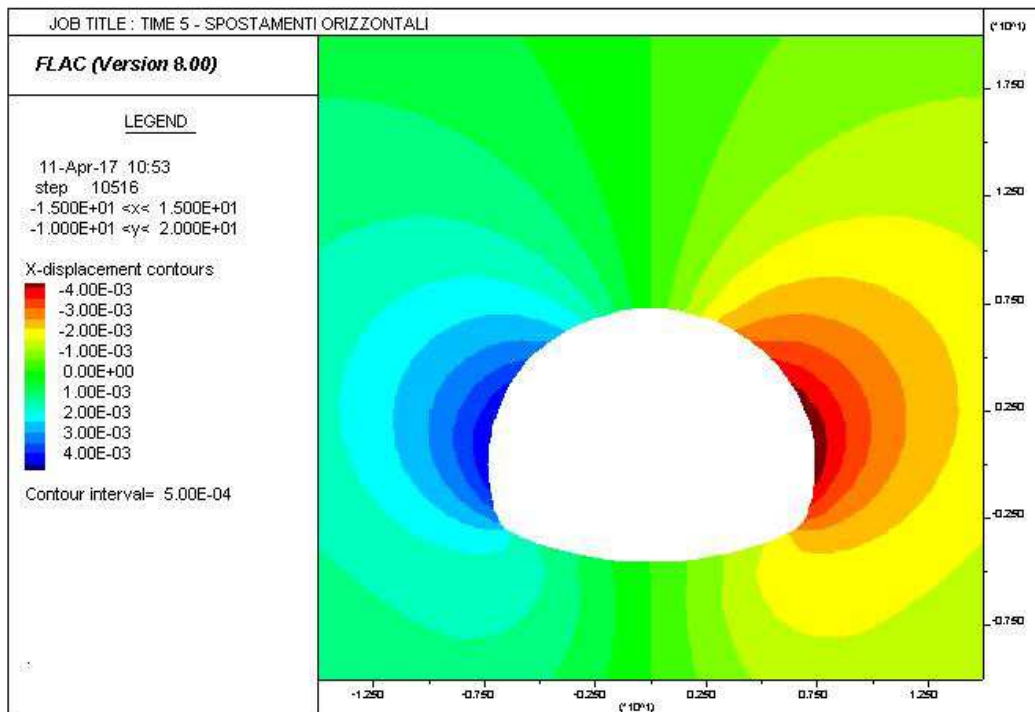
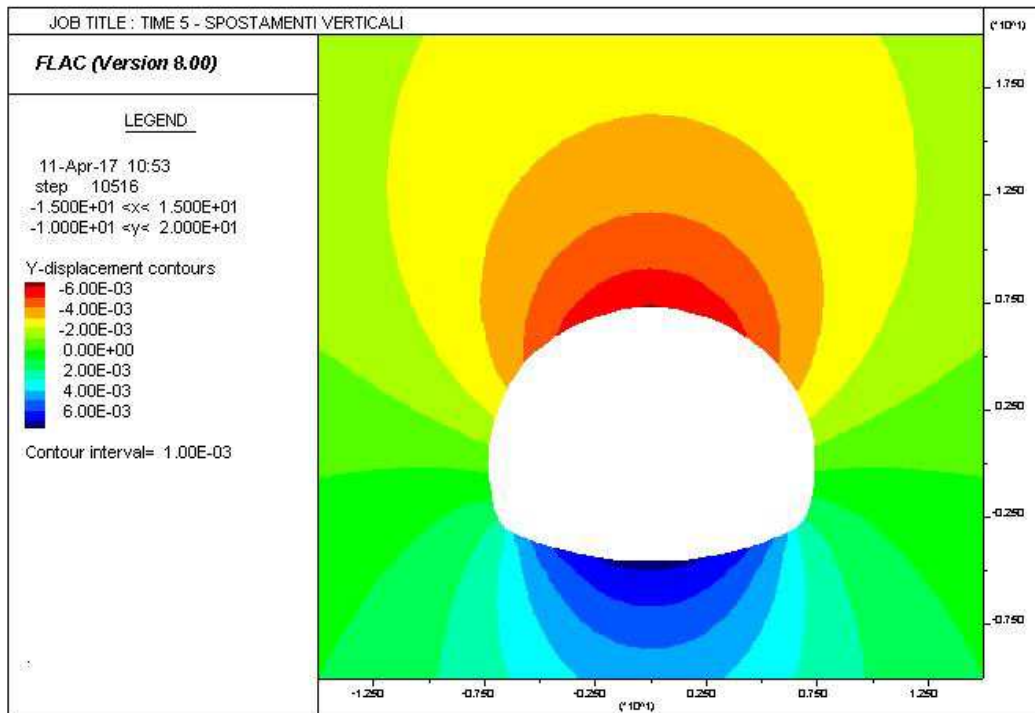


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

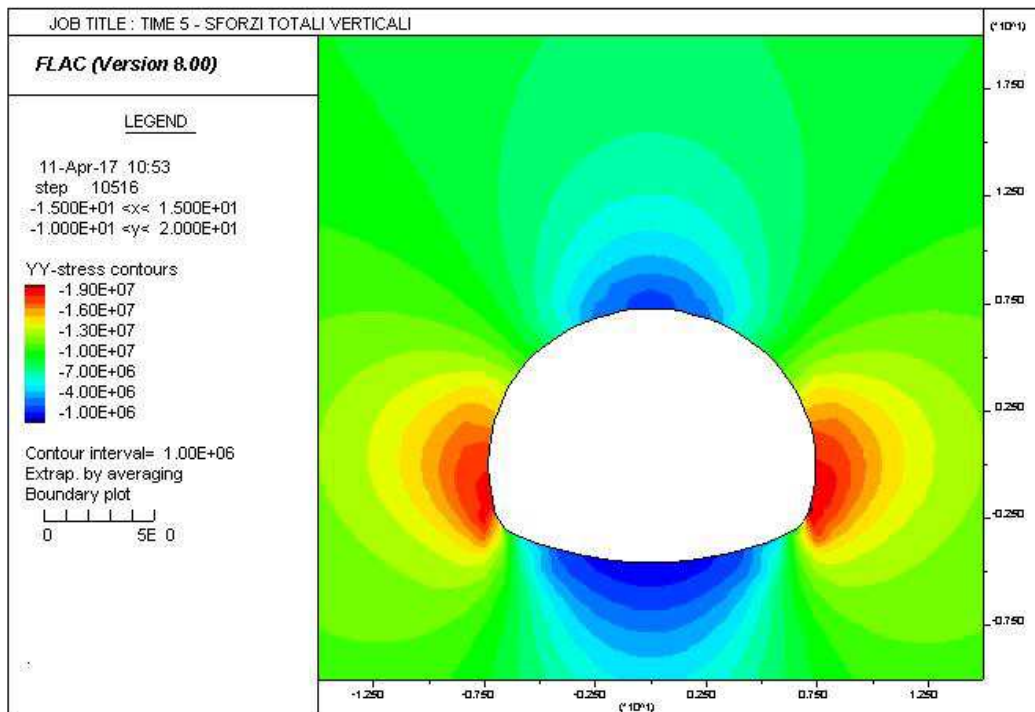
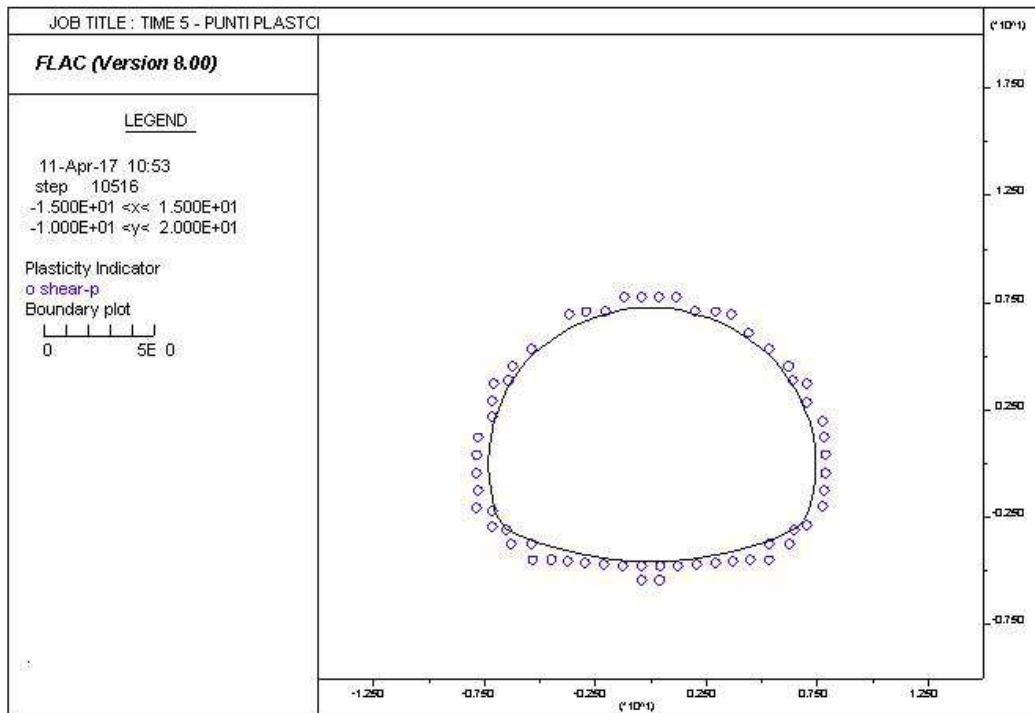
---



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

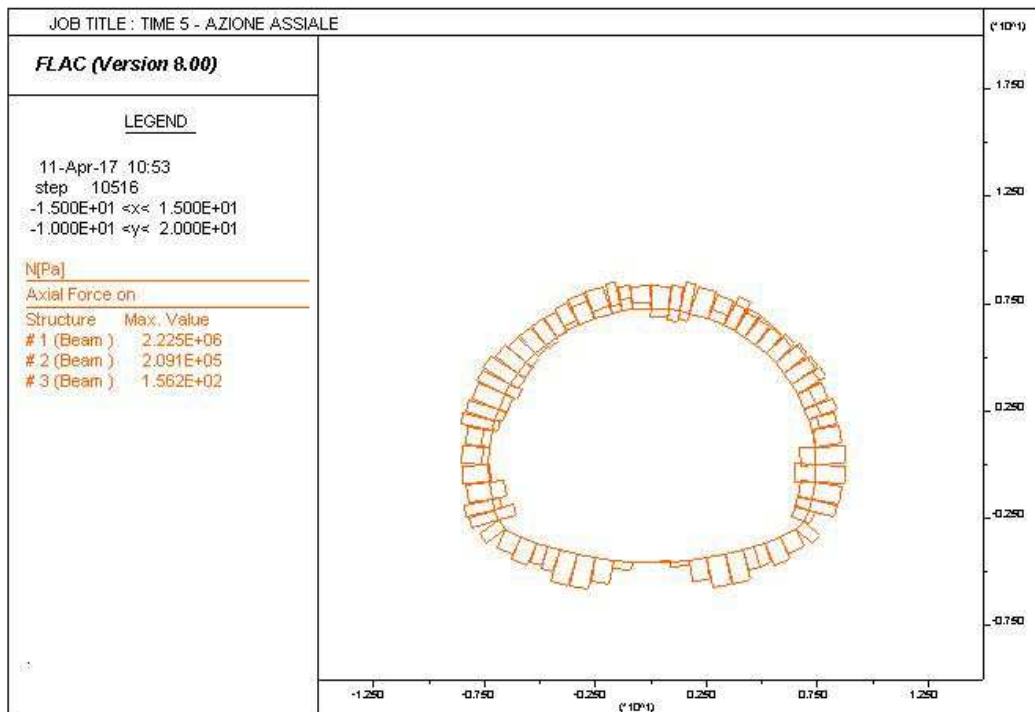
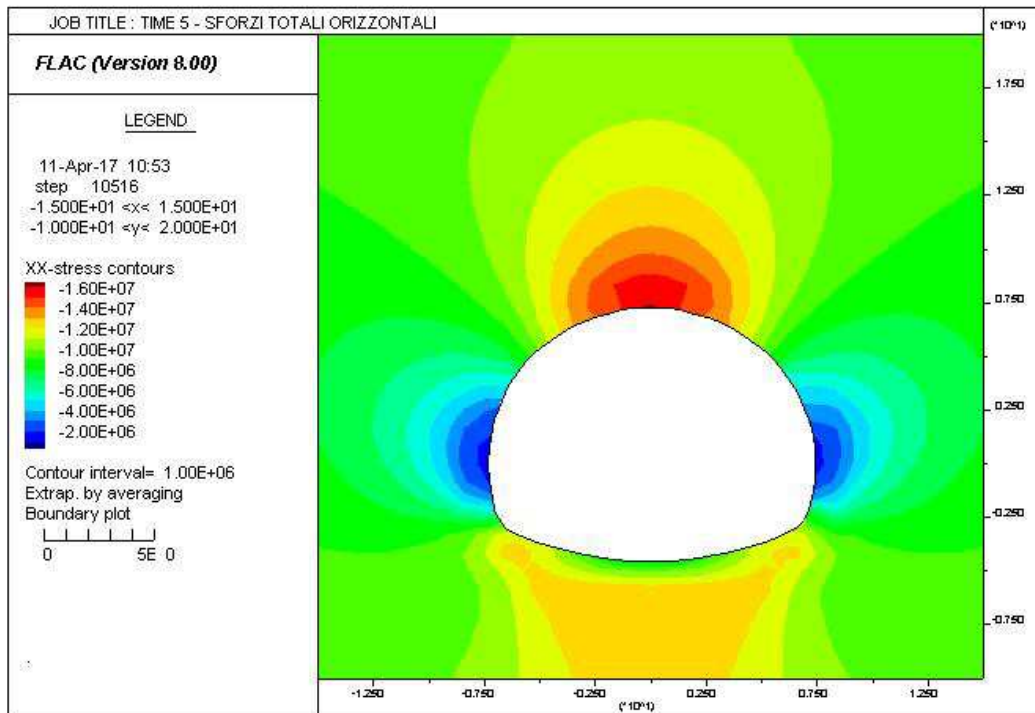


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

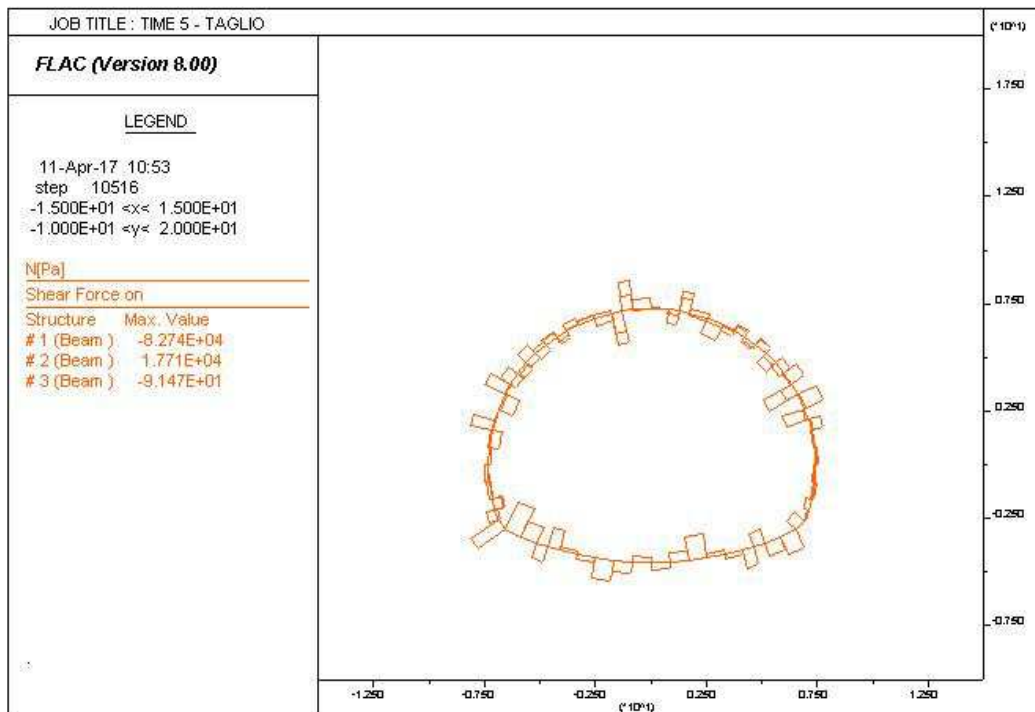
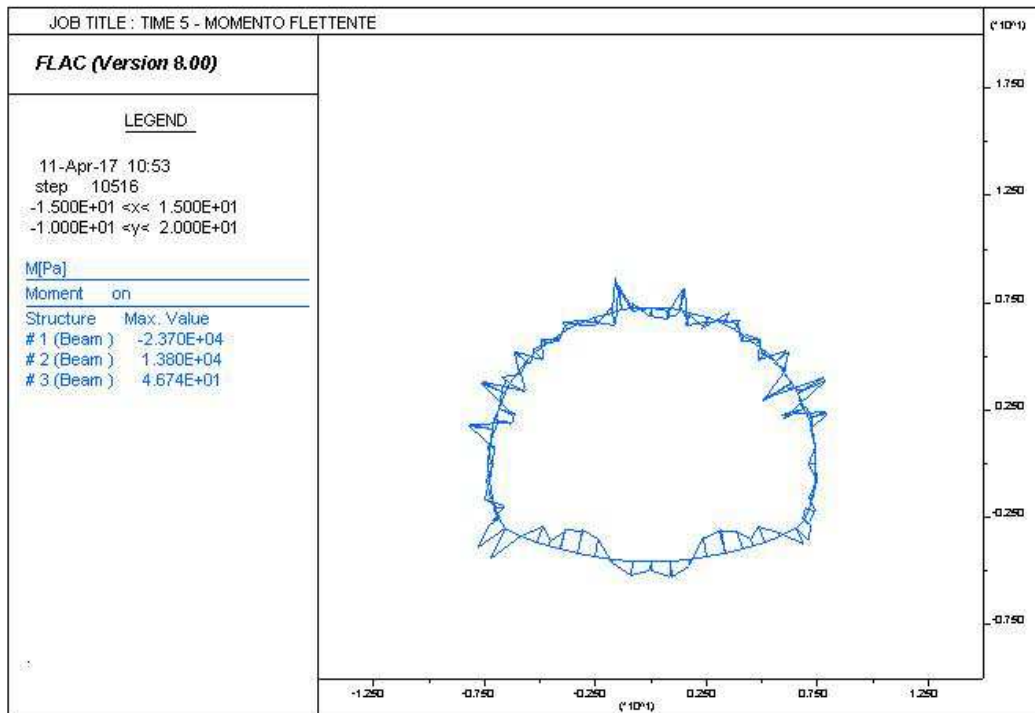


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

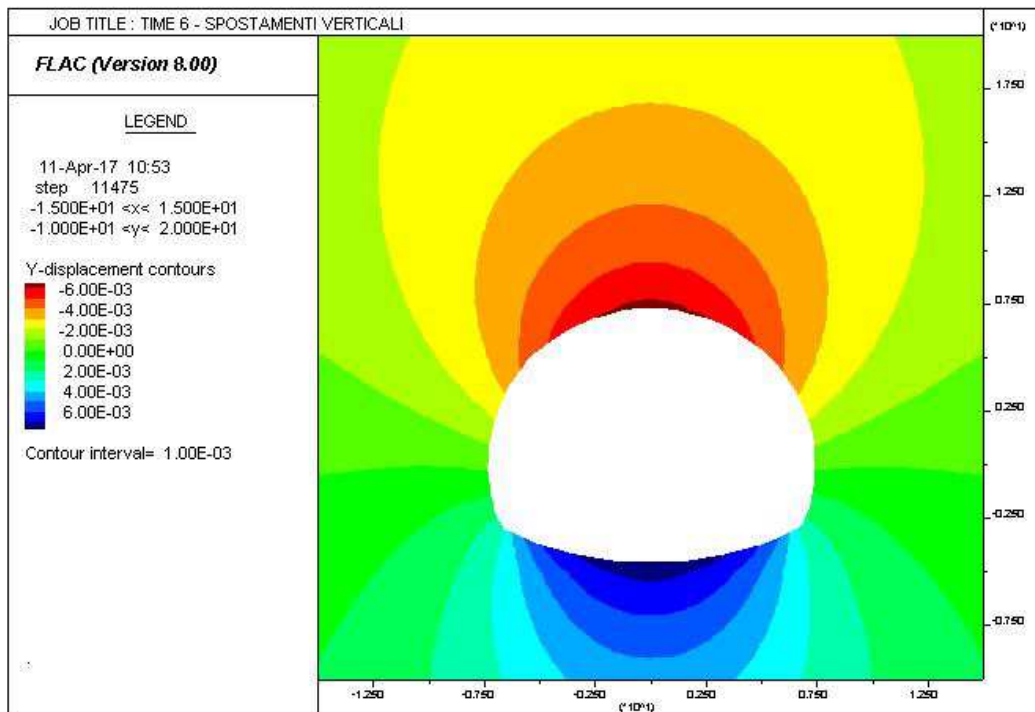
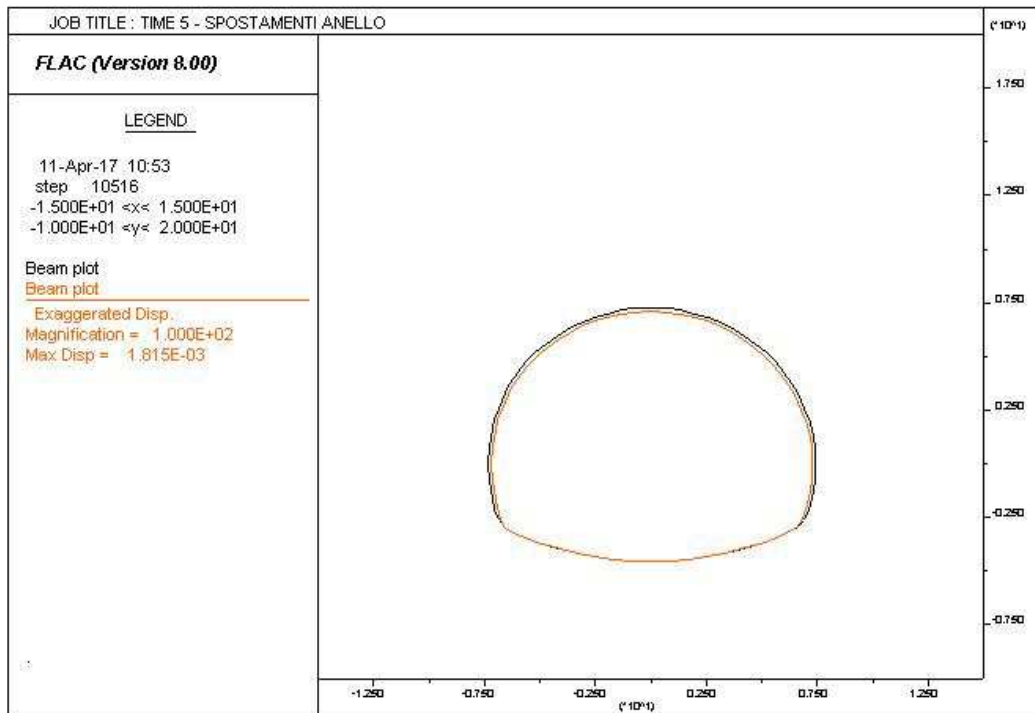
---



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



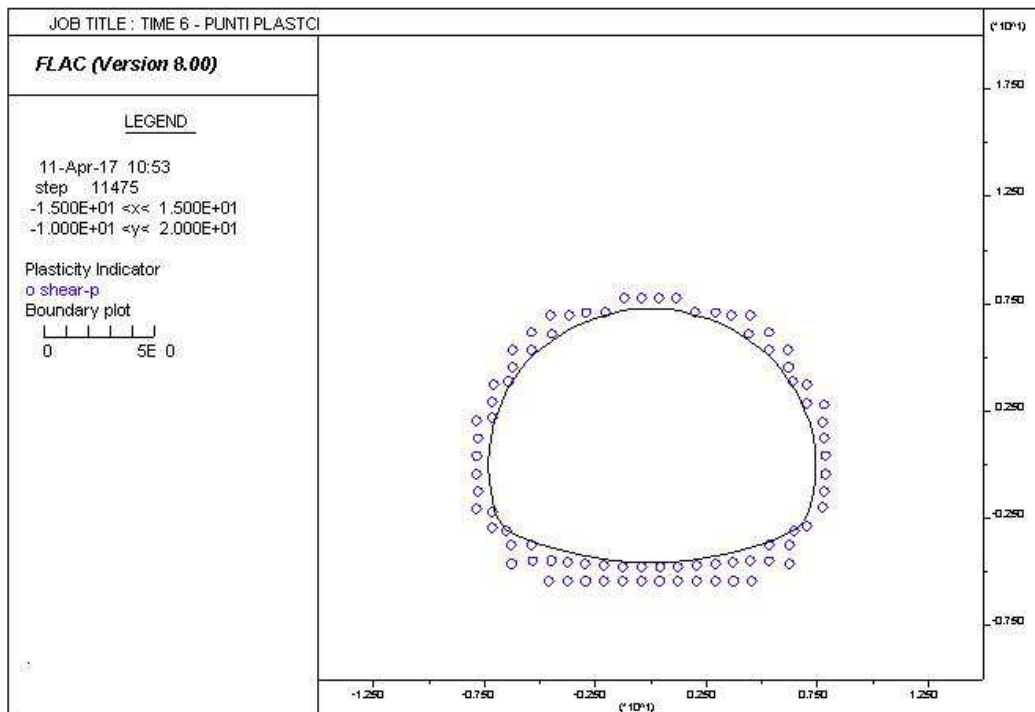
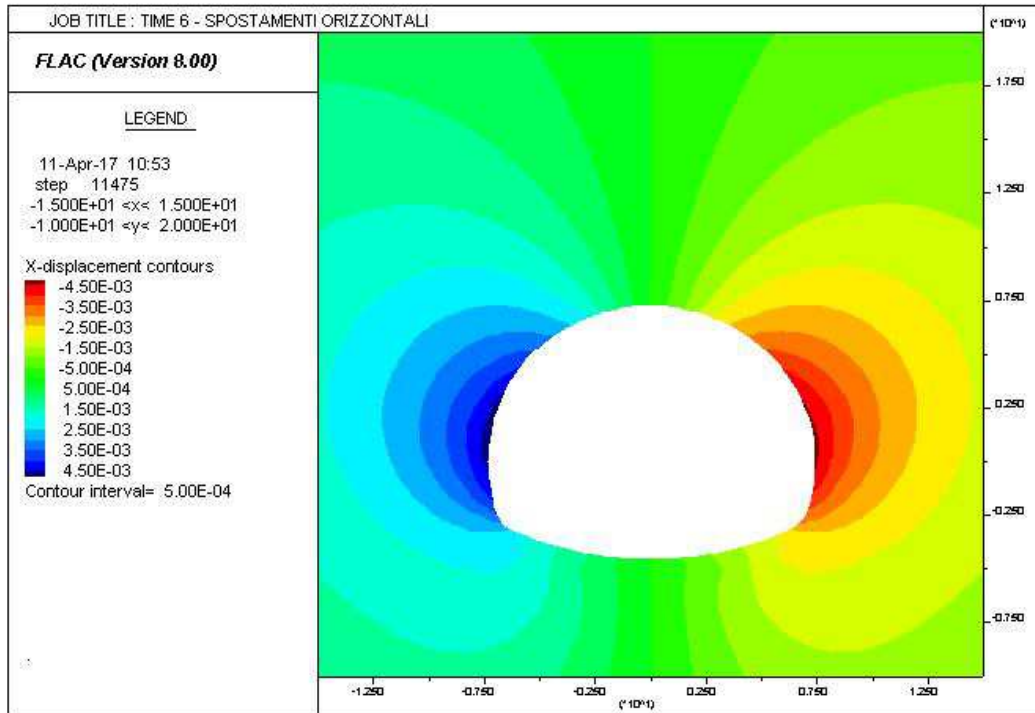
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO





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

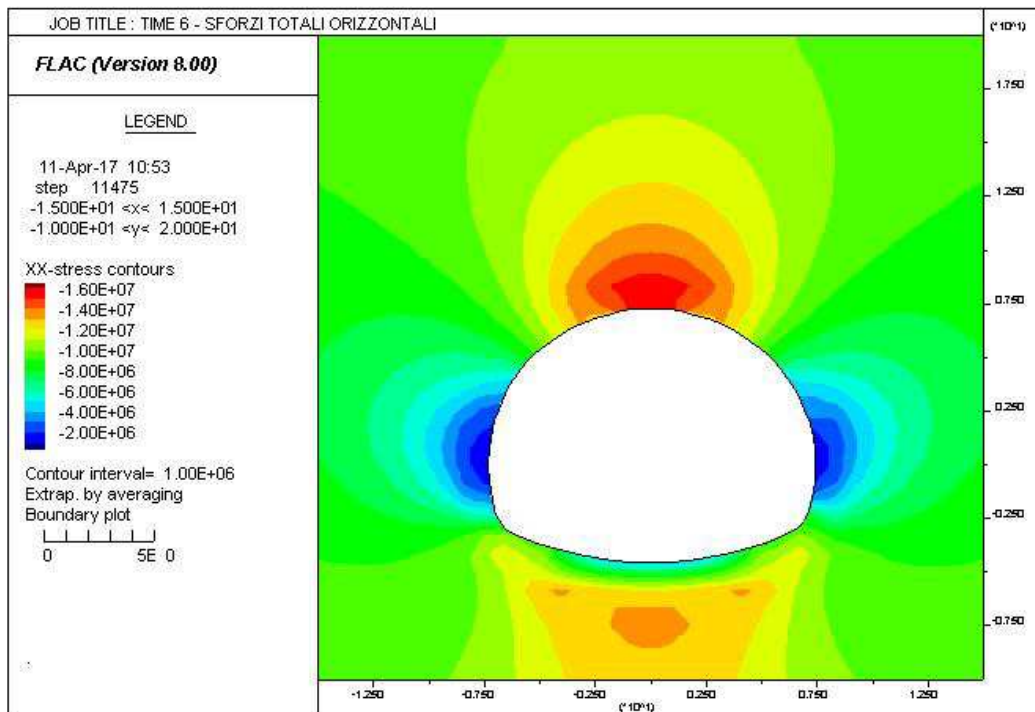
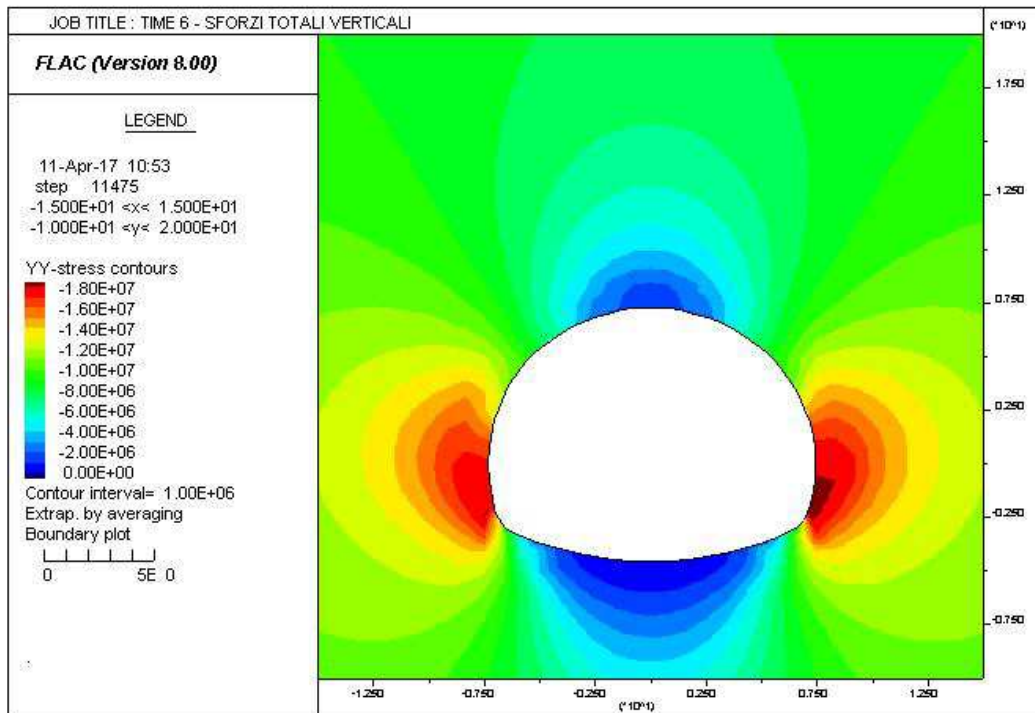
---



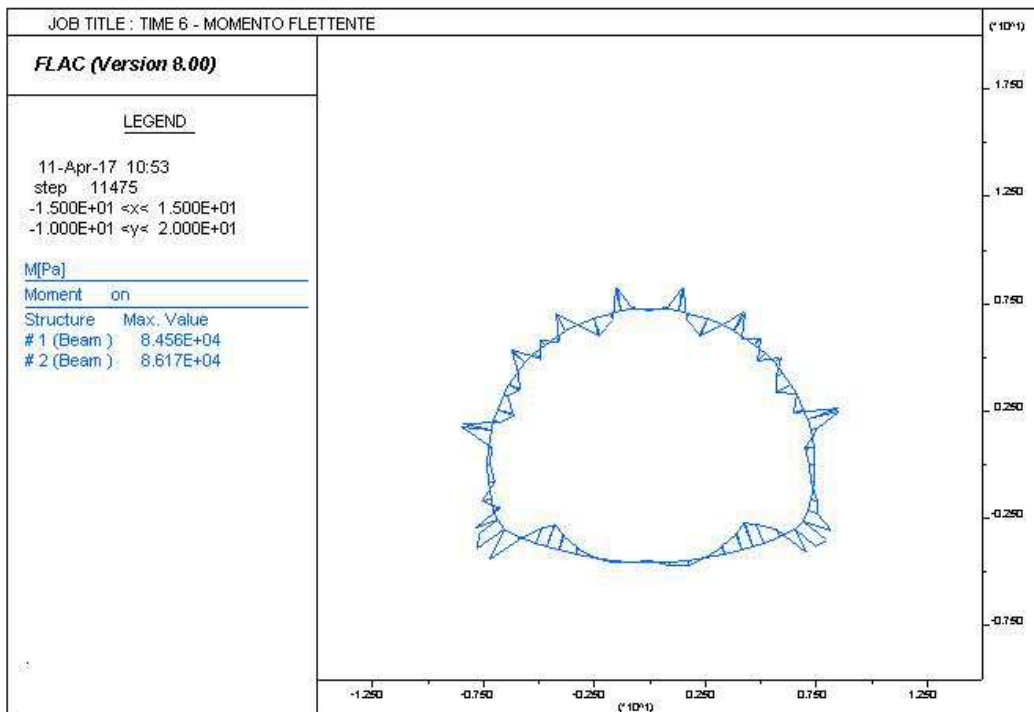
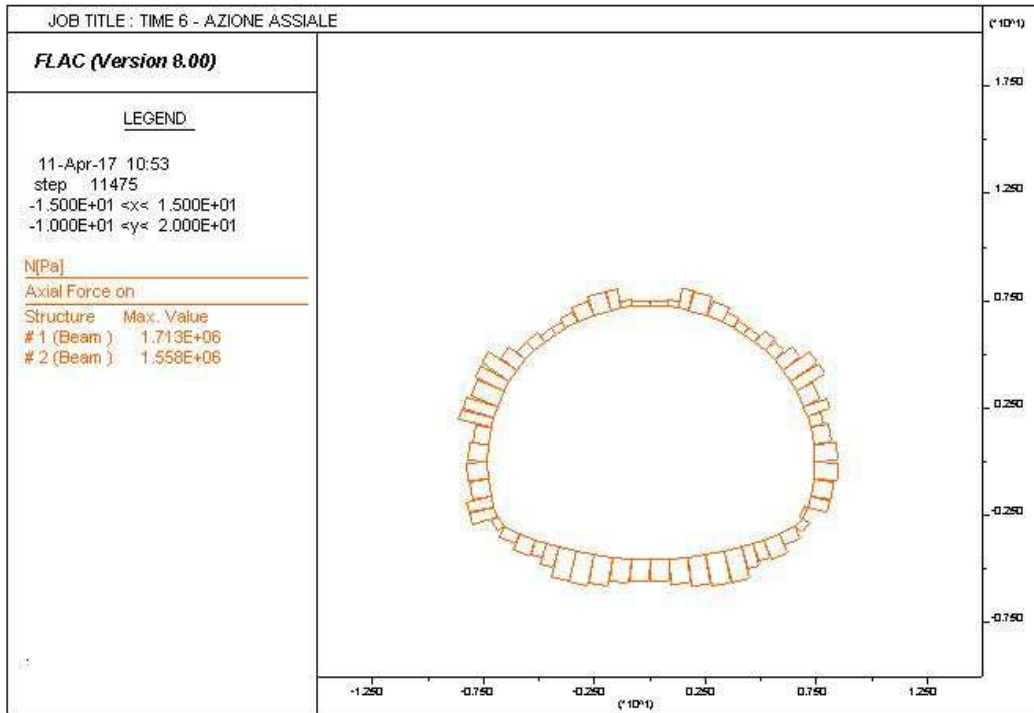


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

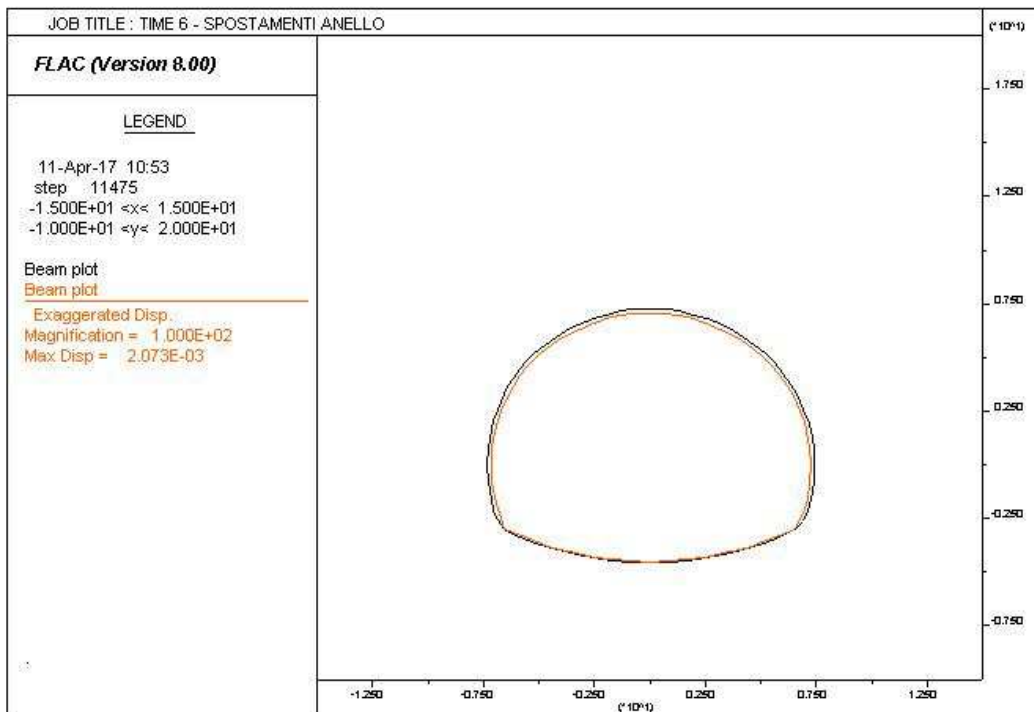
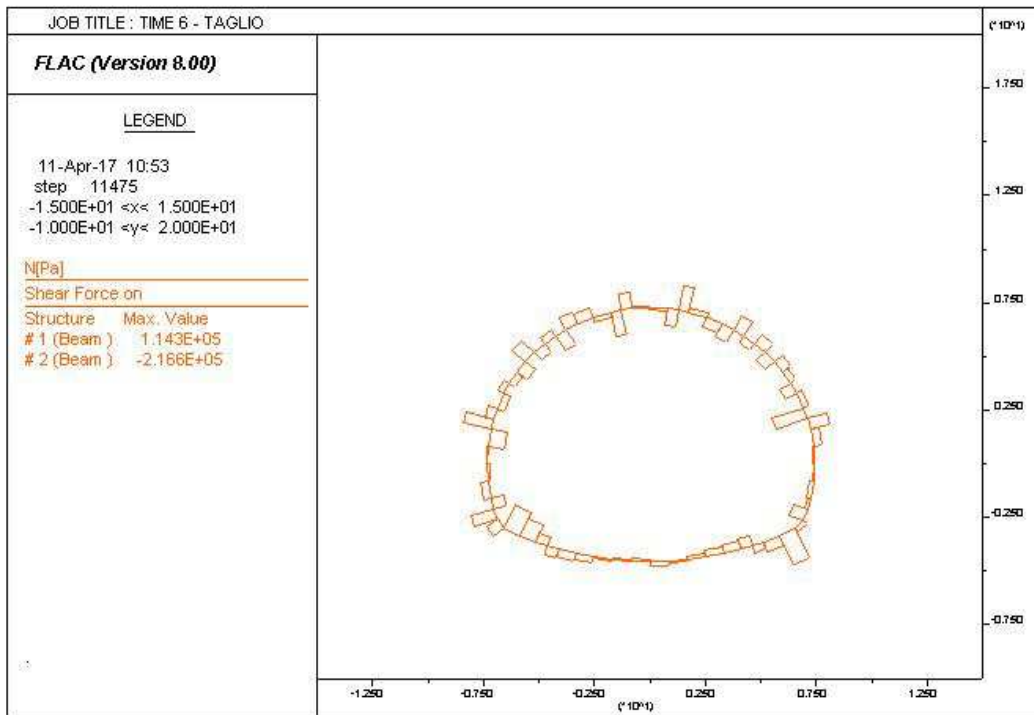
---



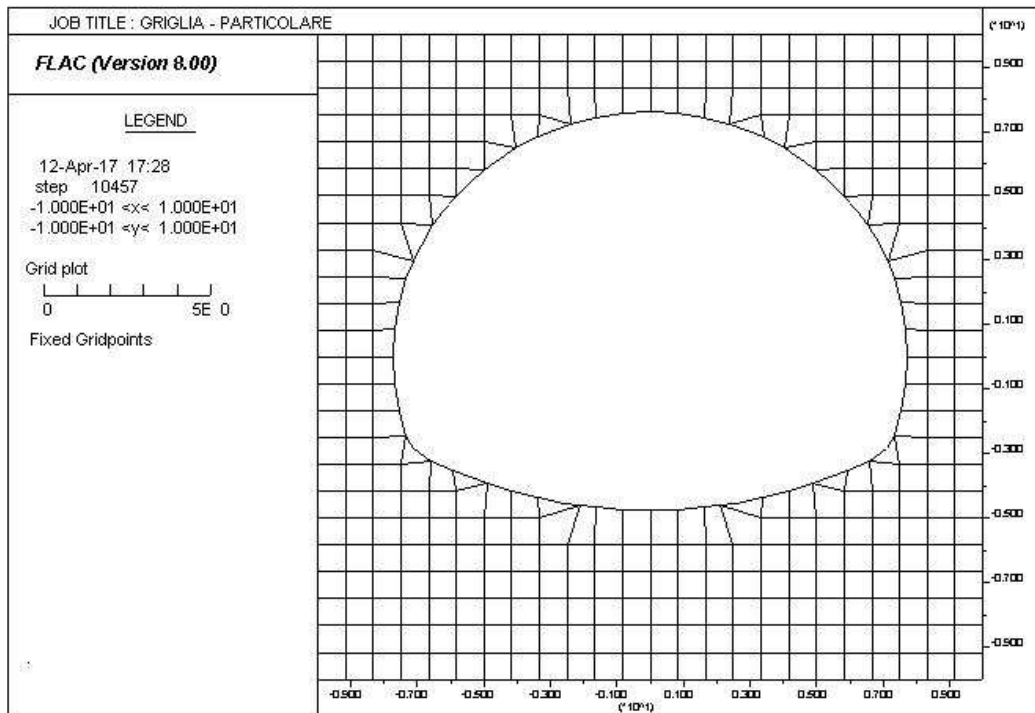
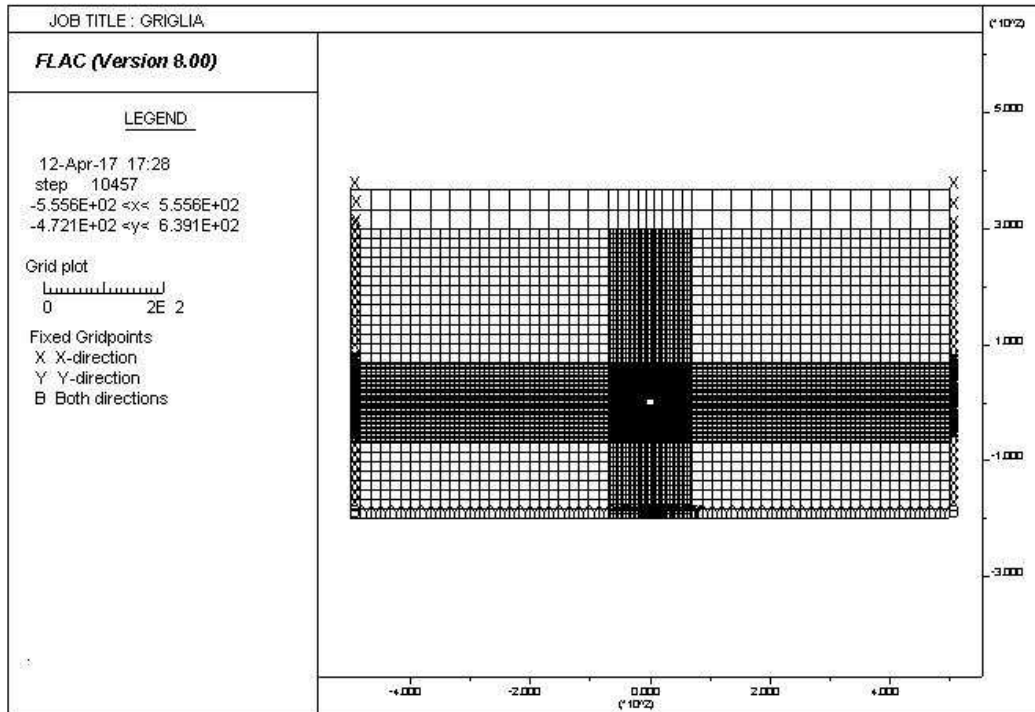
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



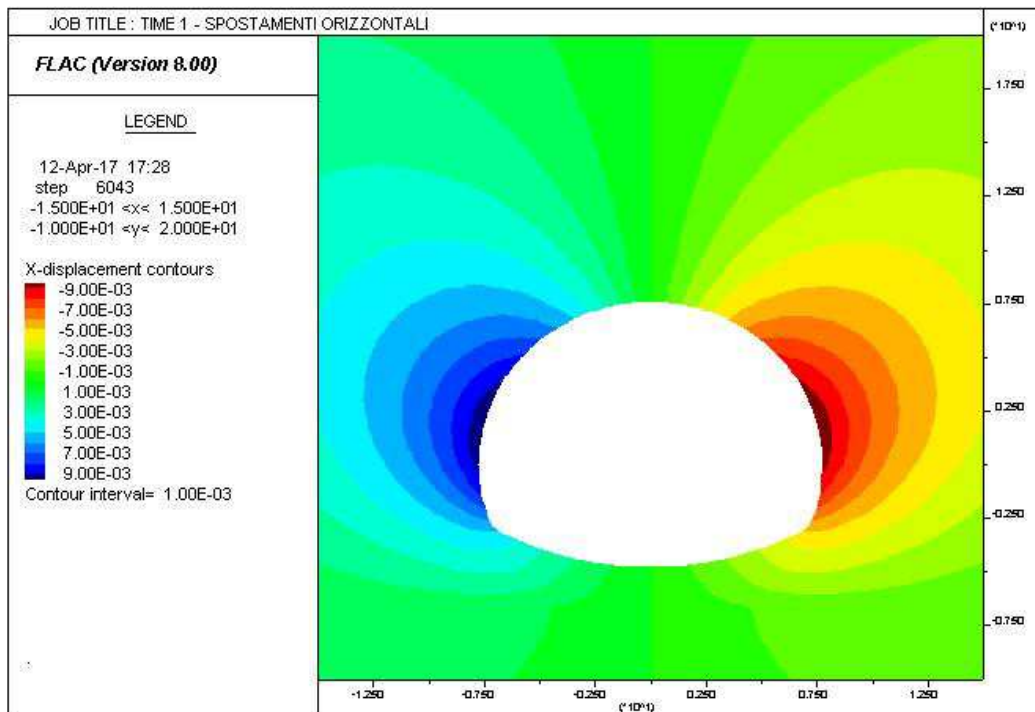
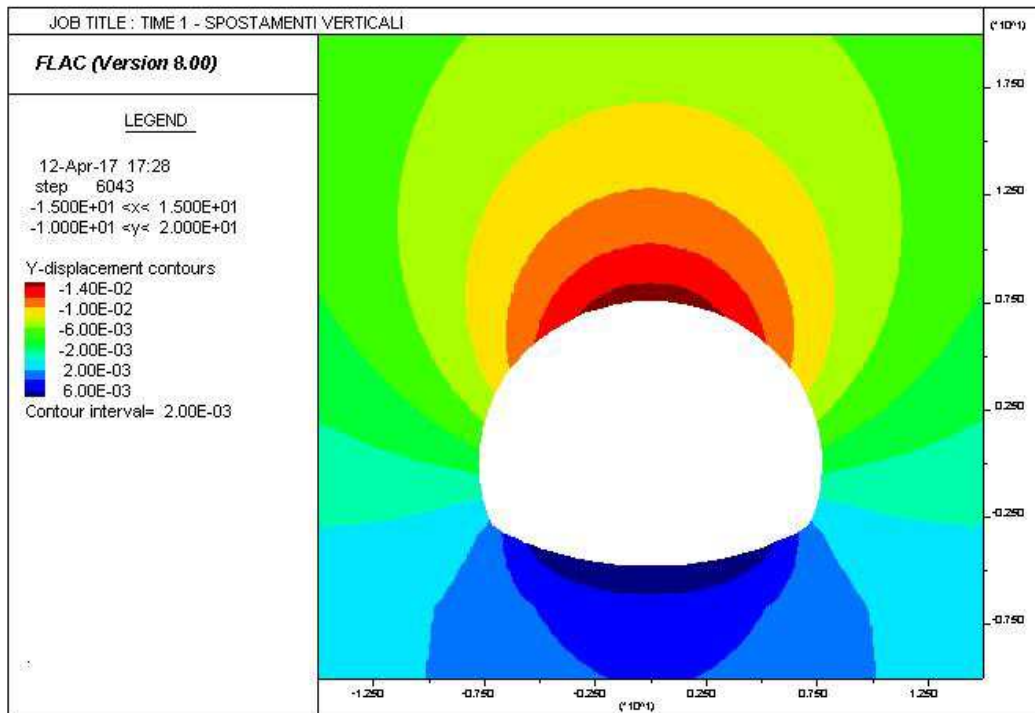
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



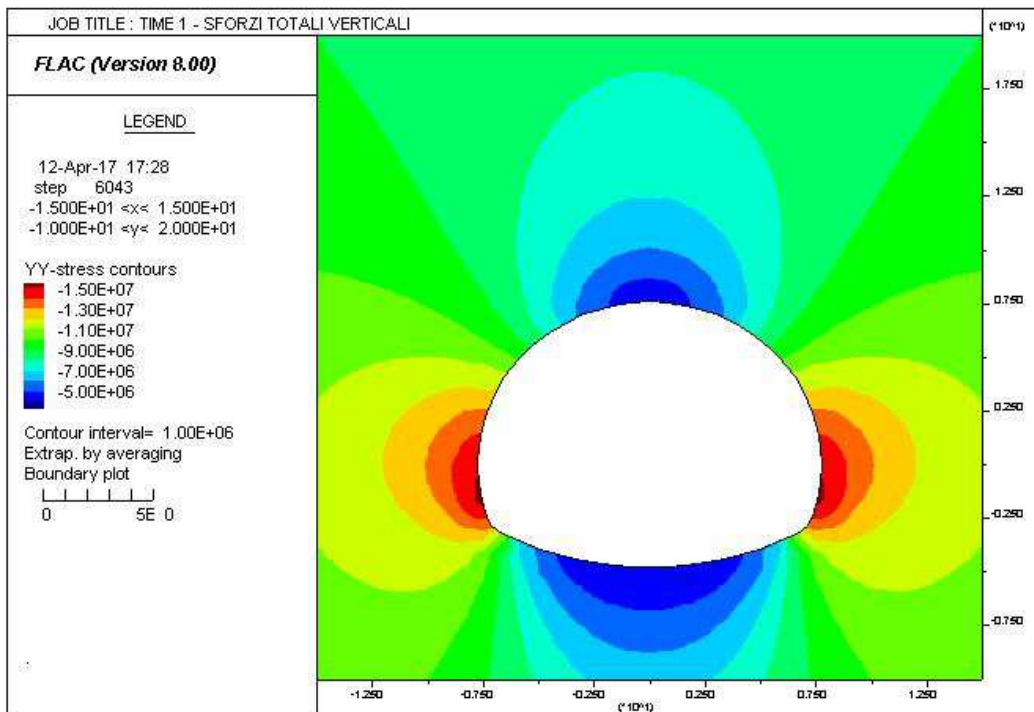
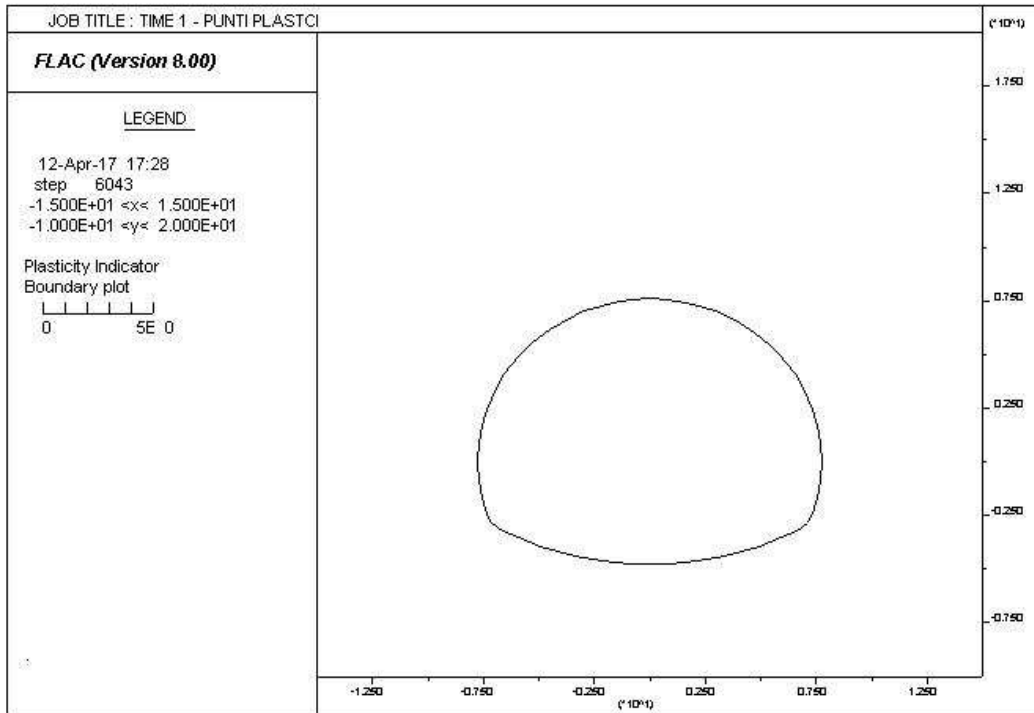
16.2 SEZIONE 2



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



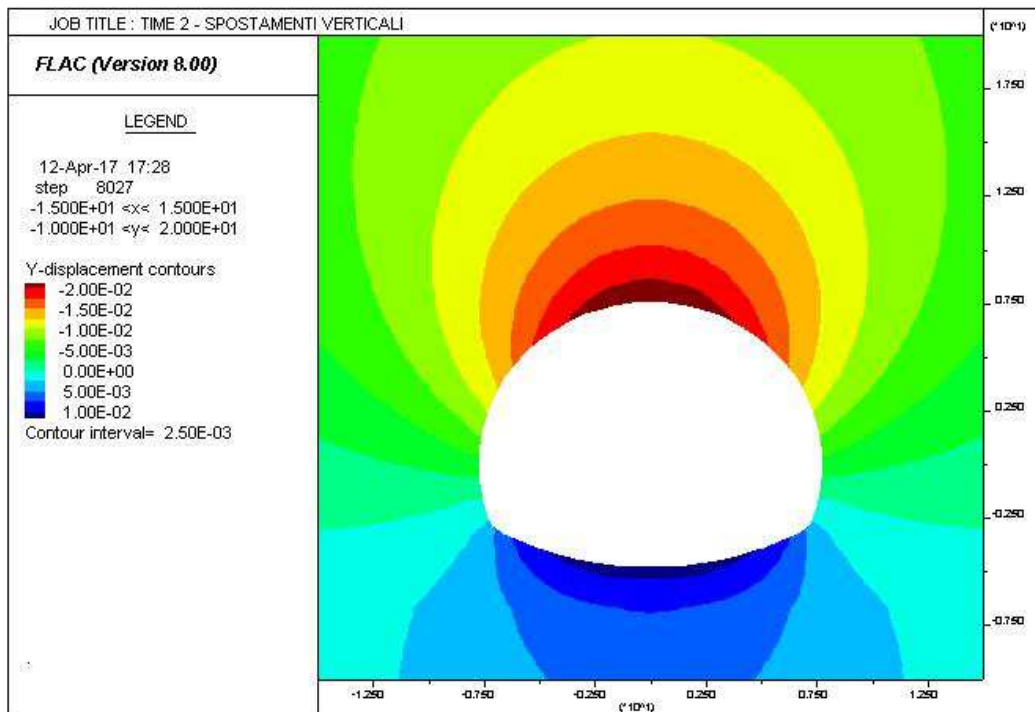
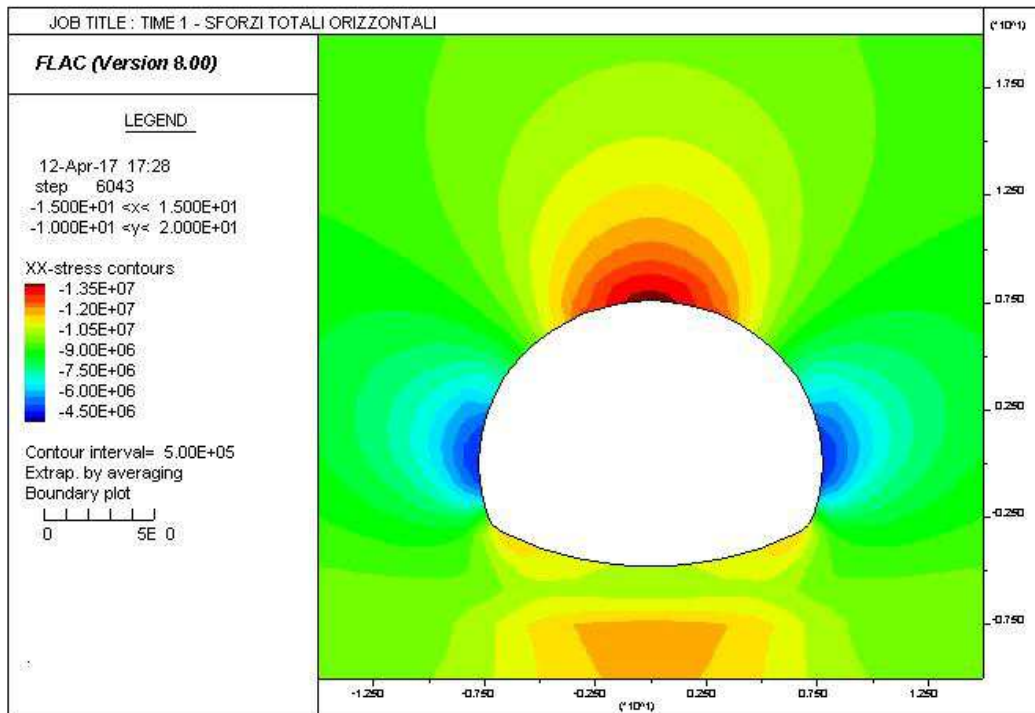
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



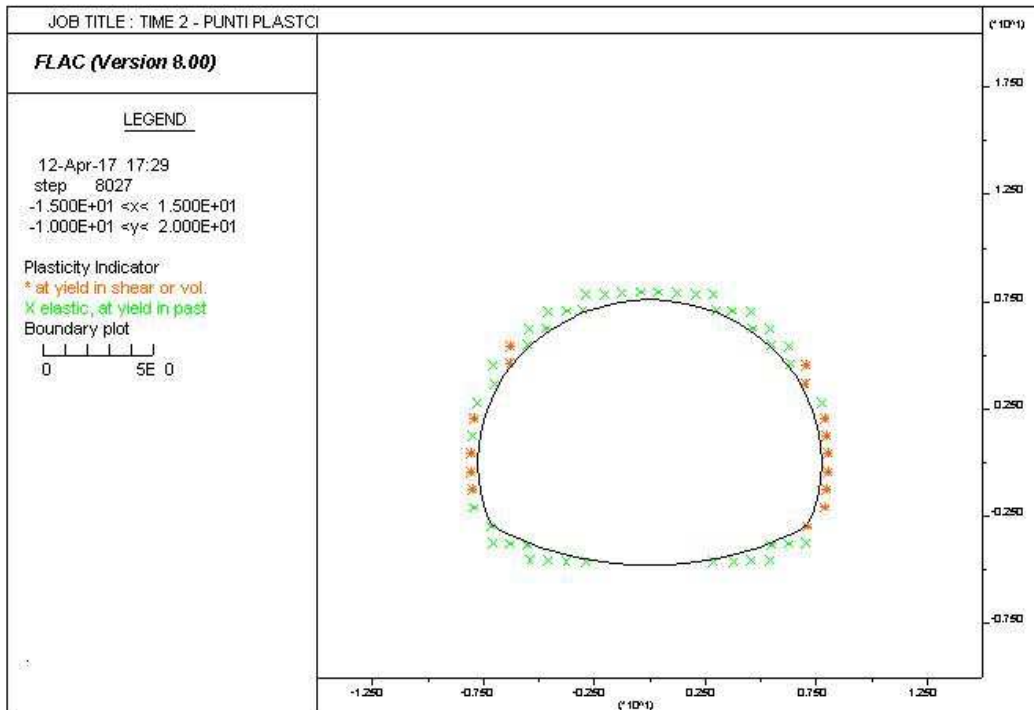
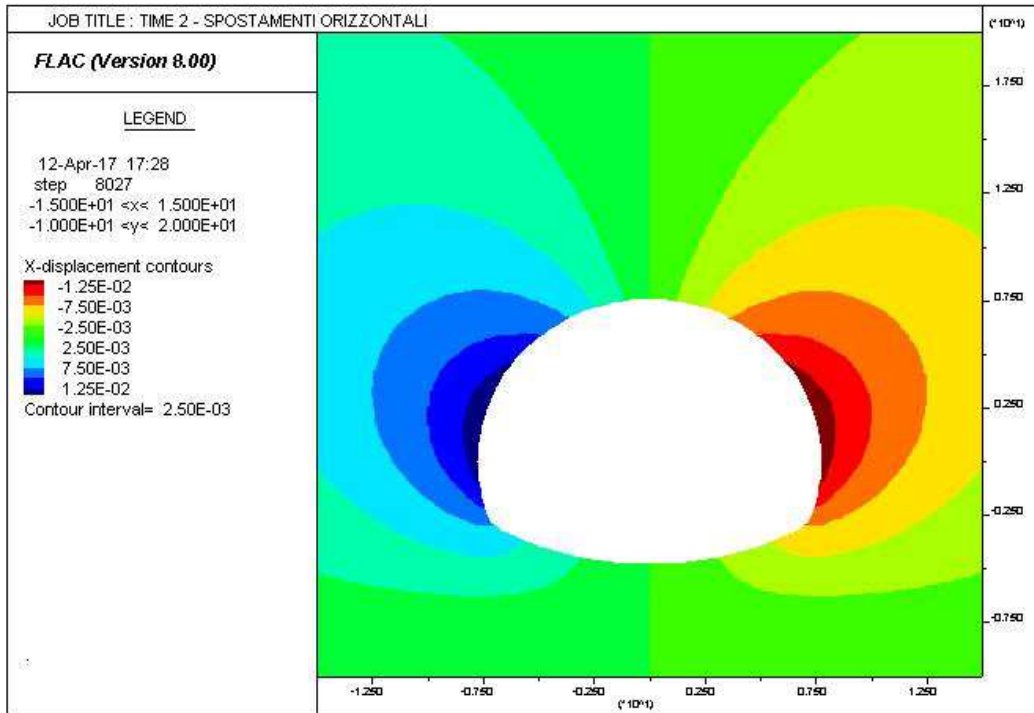


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---

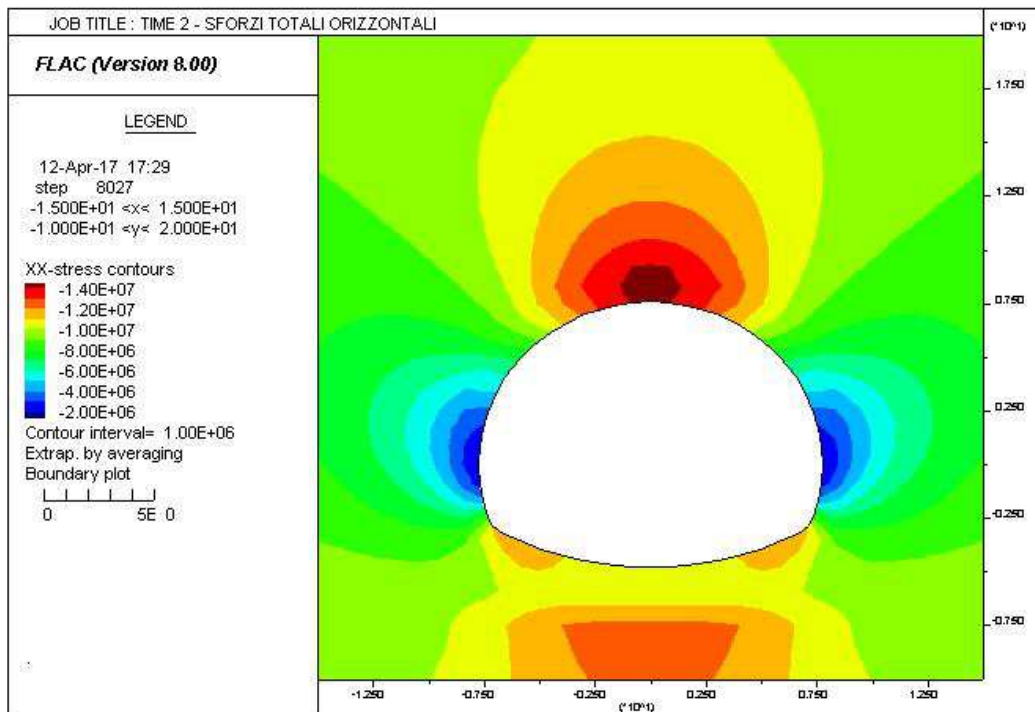
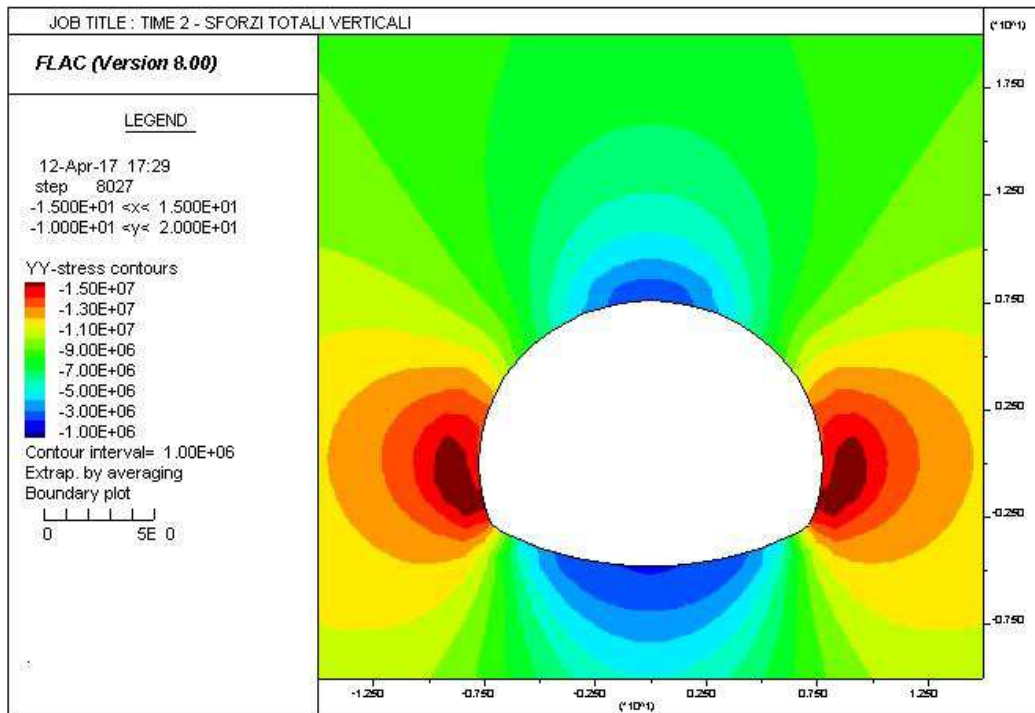


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

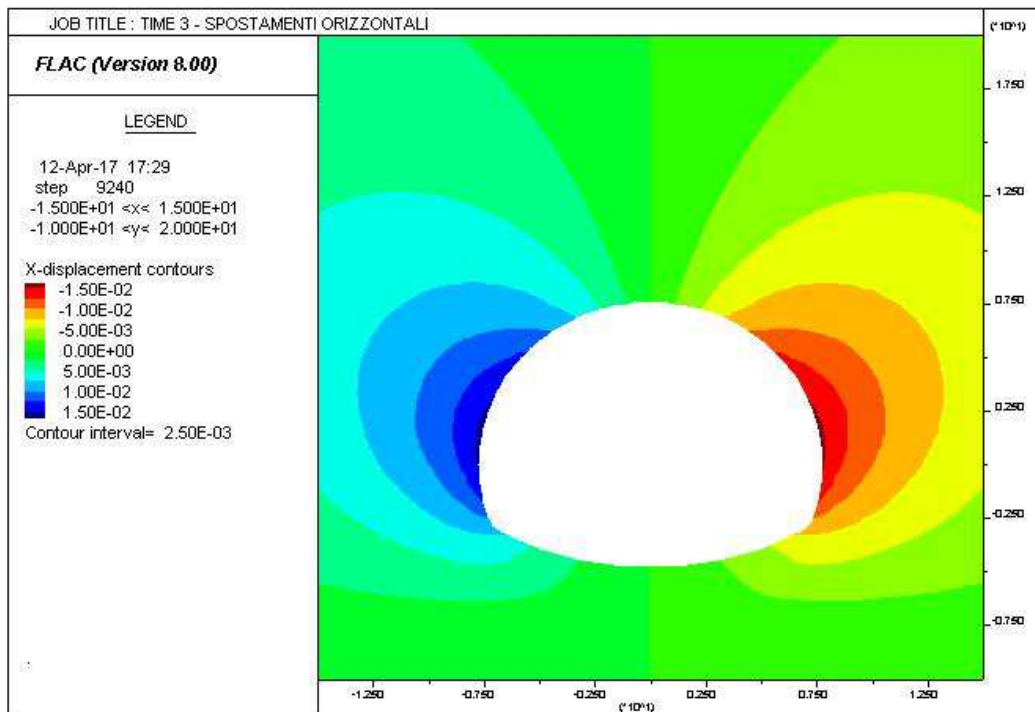
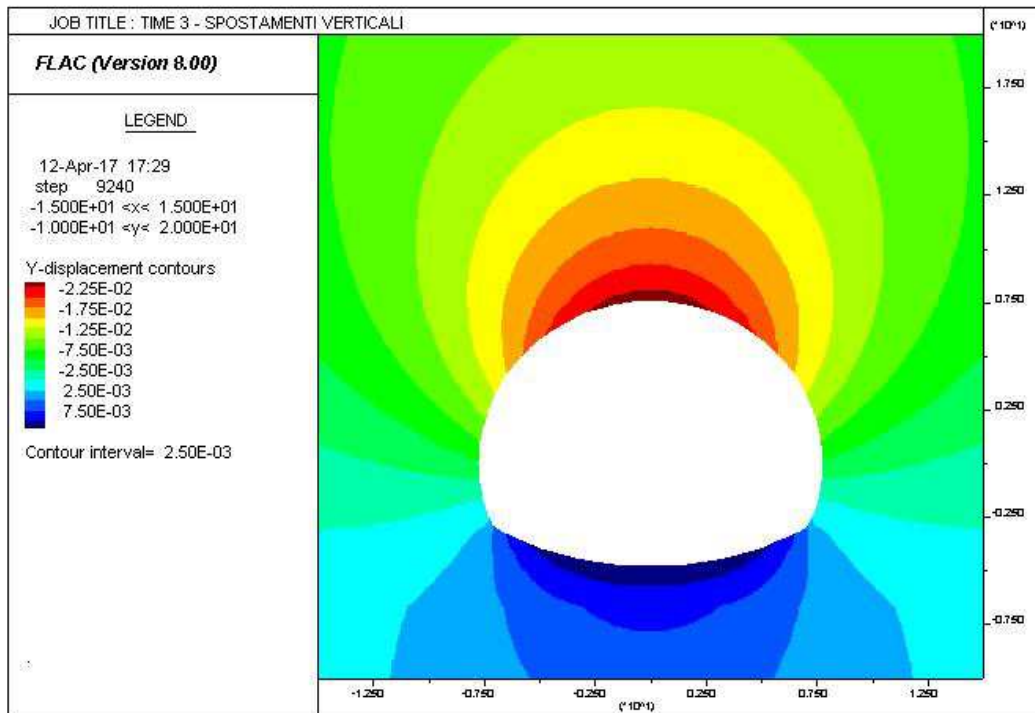




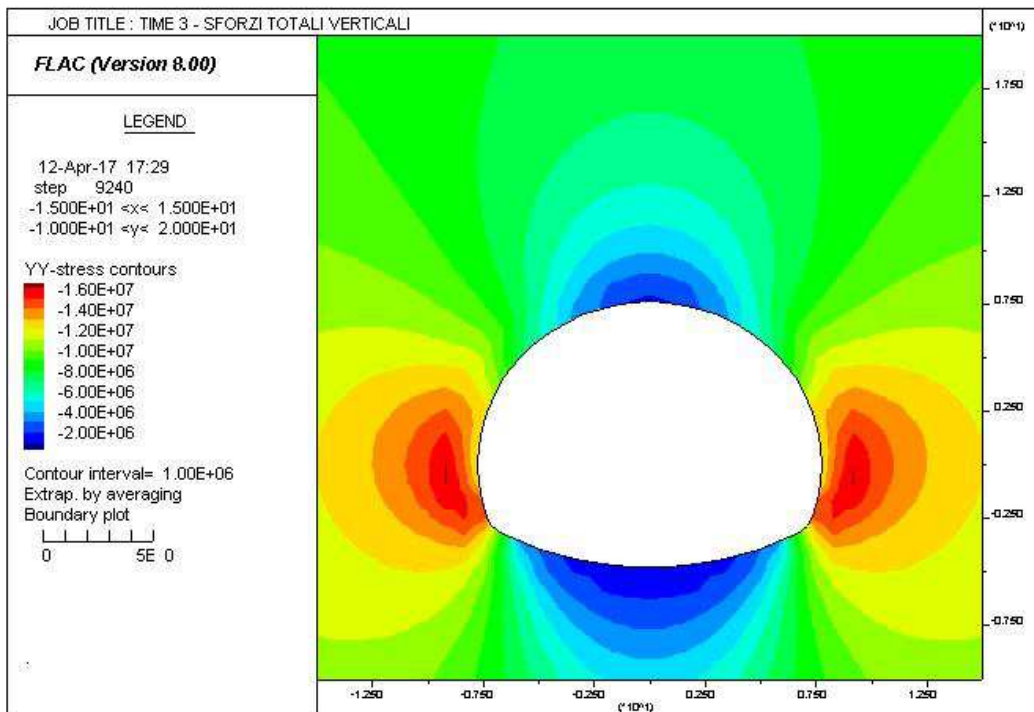
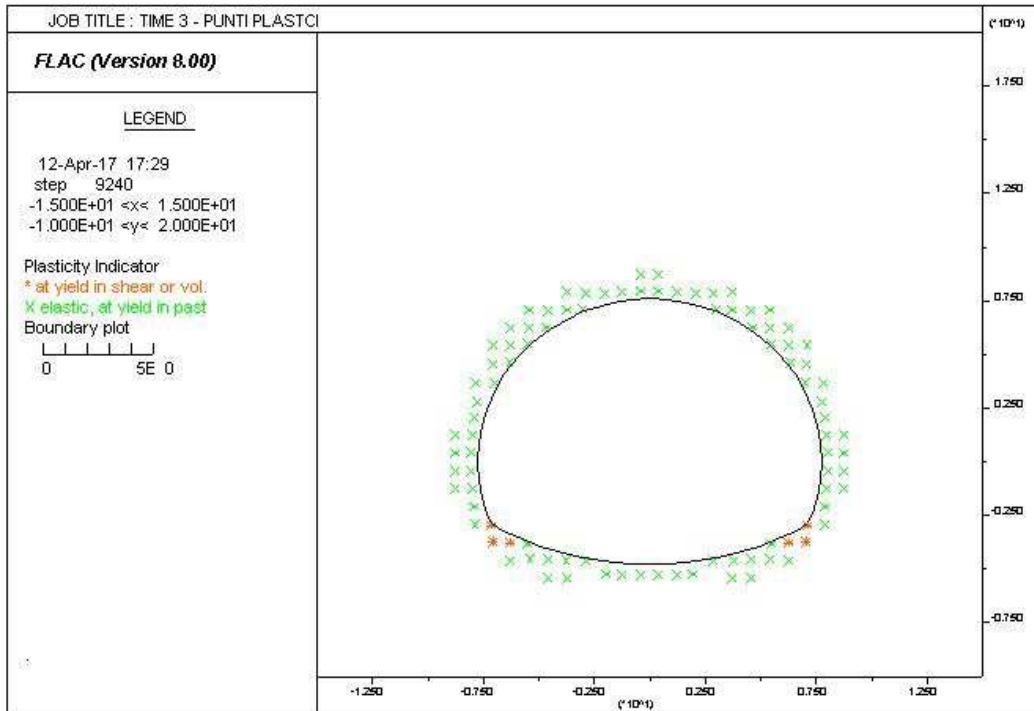
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



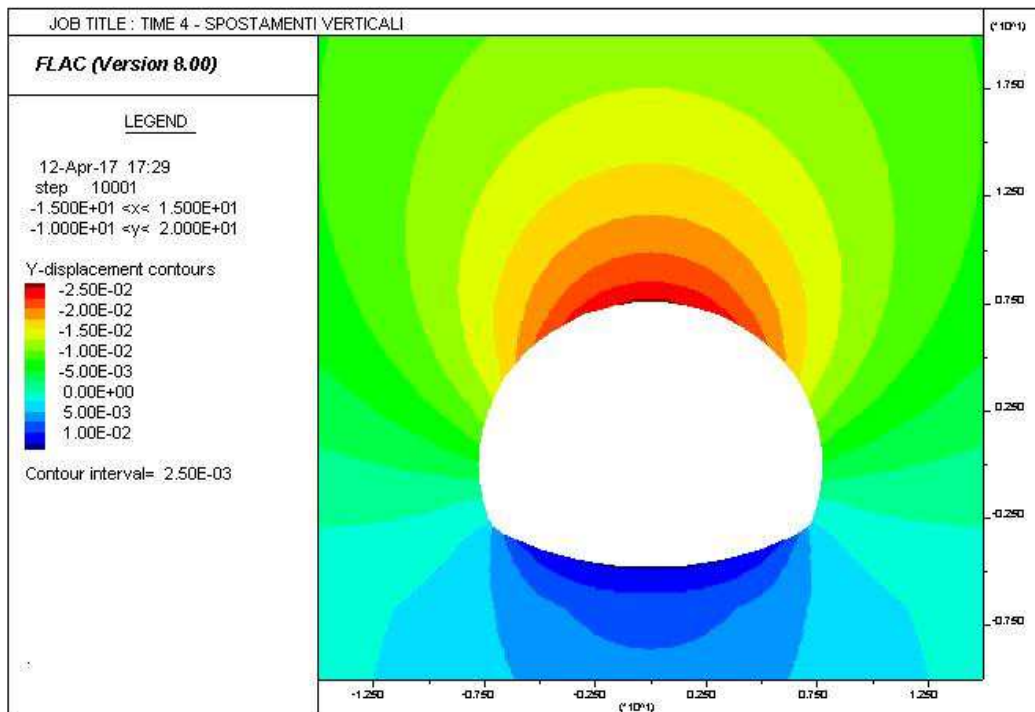
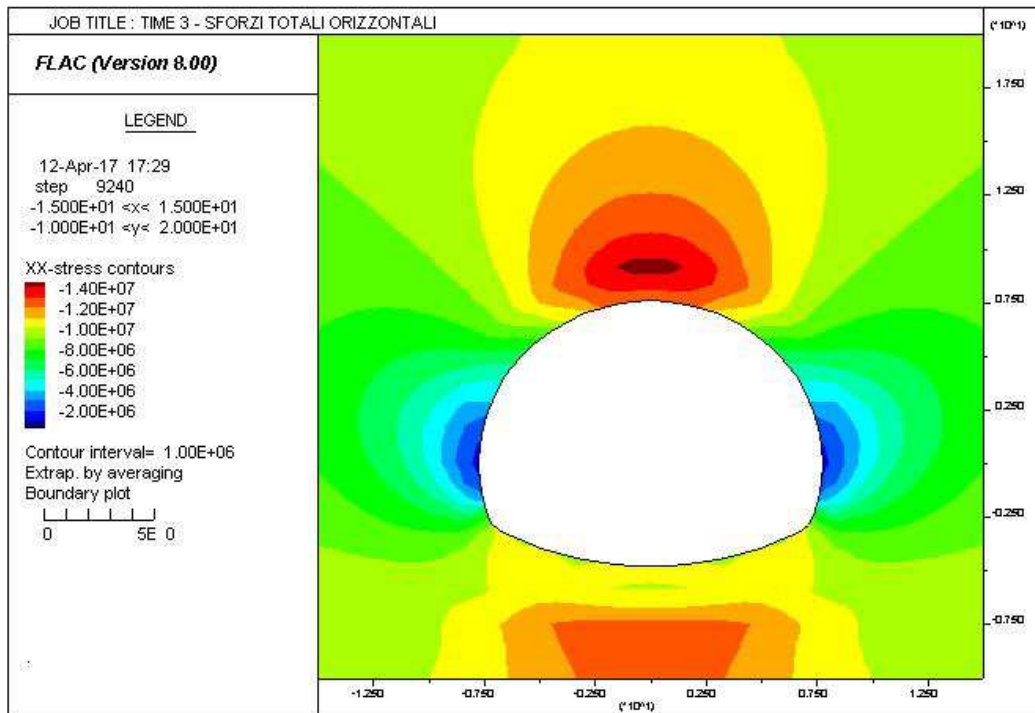
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



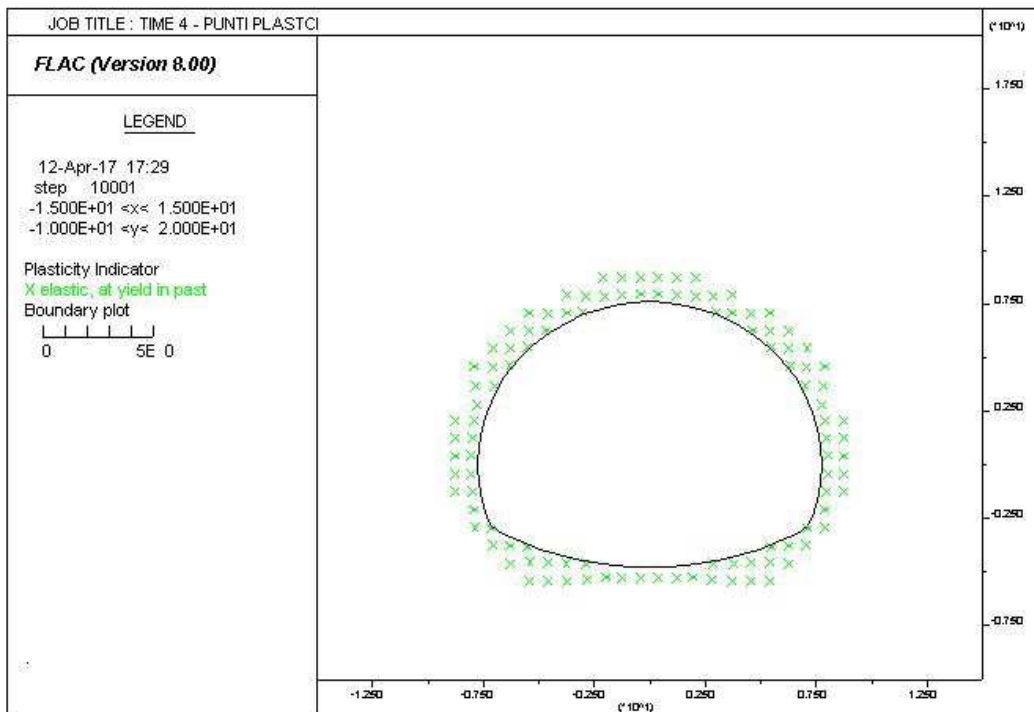
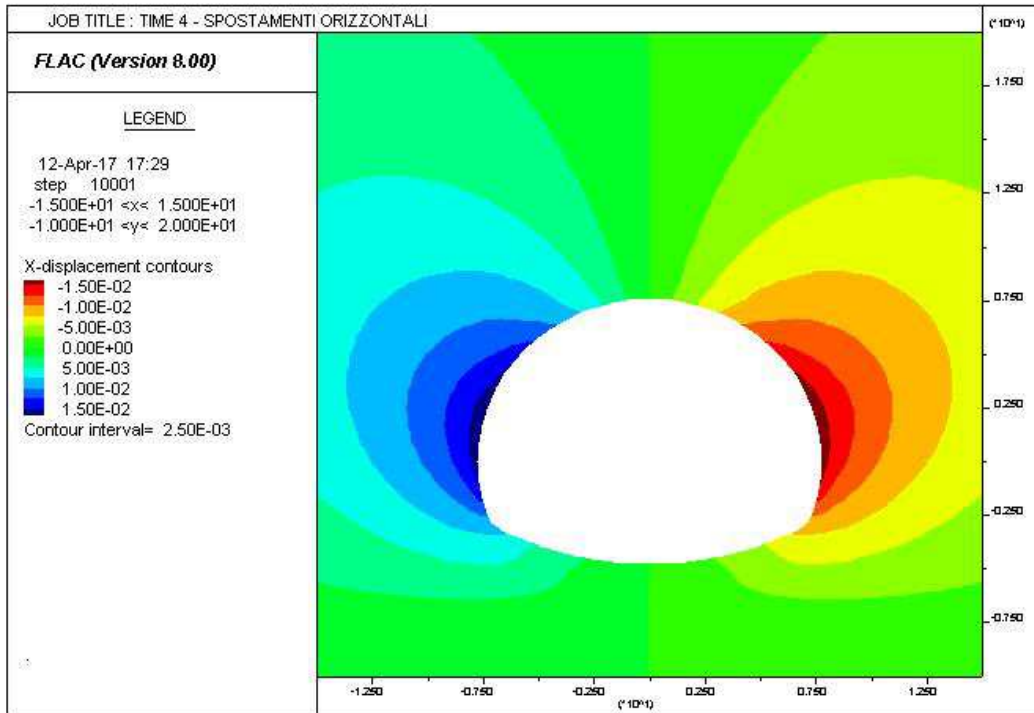
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



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

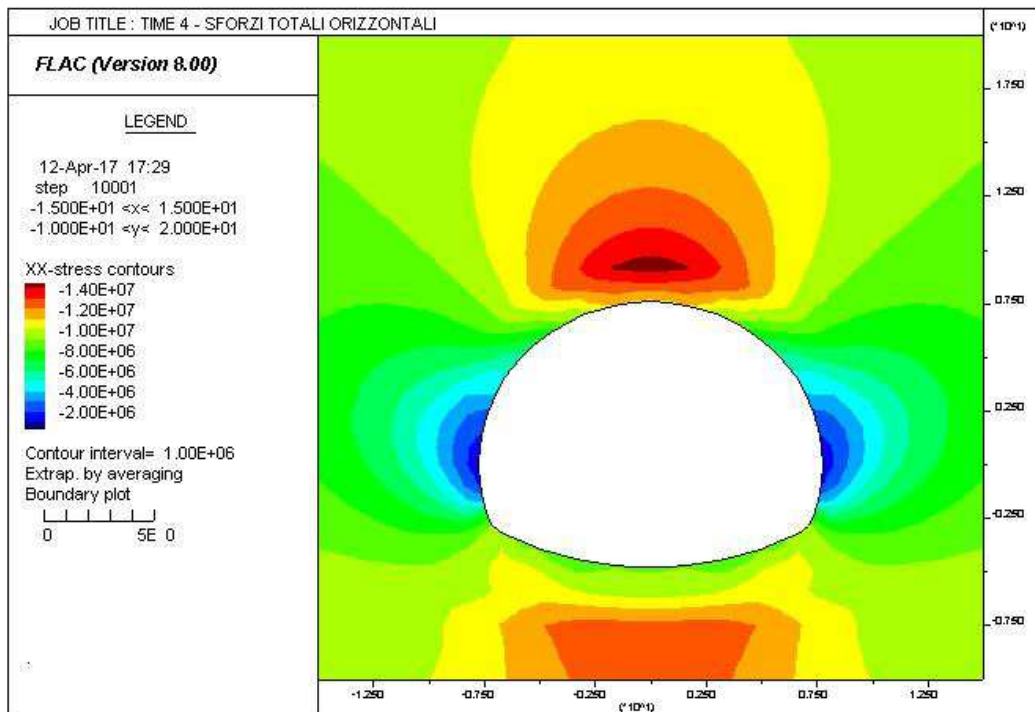
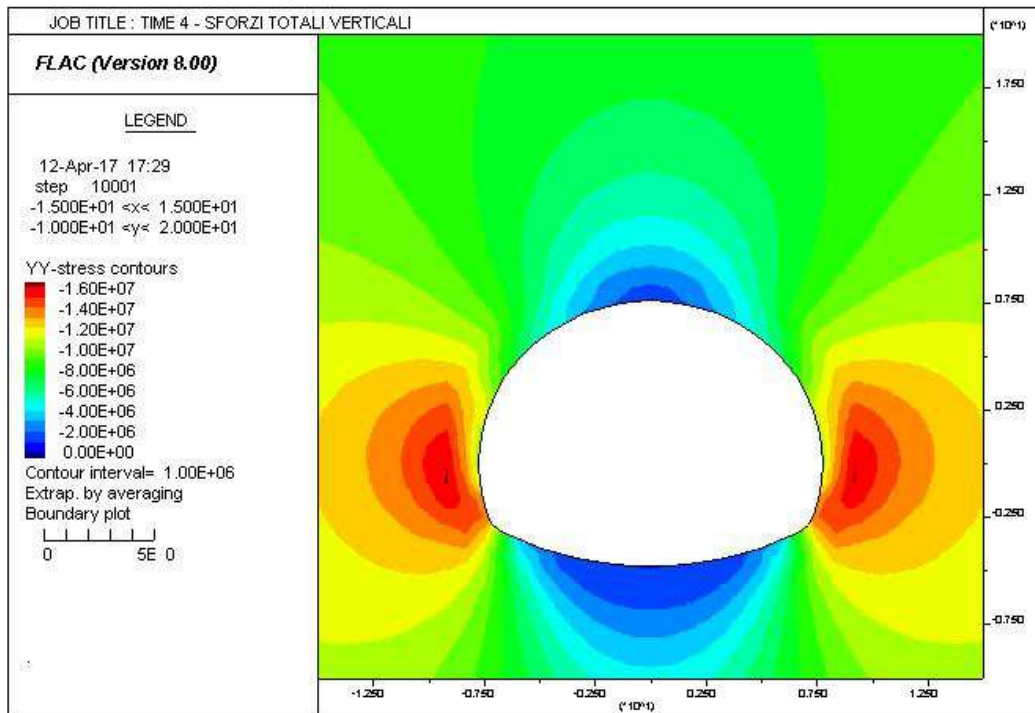


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

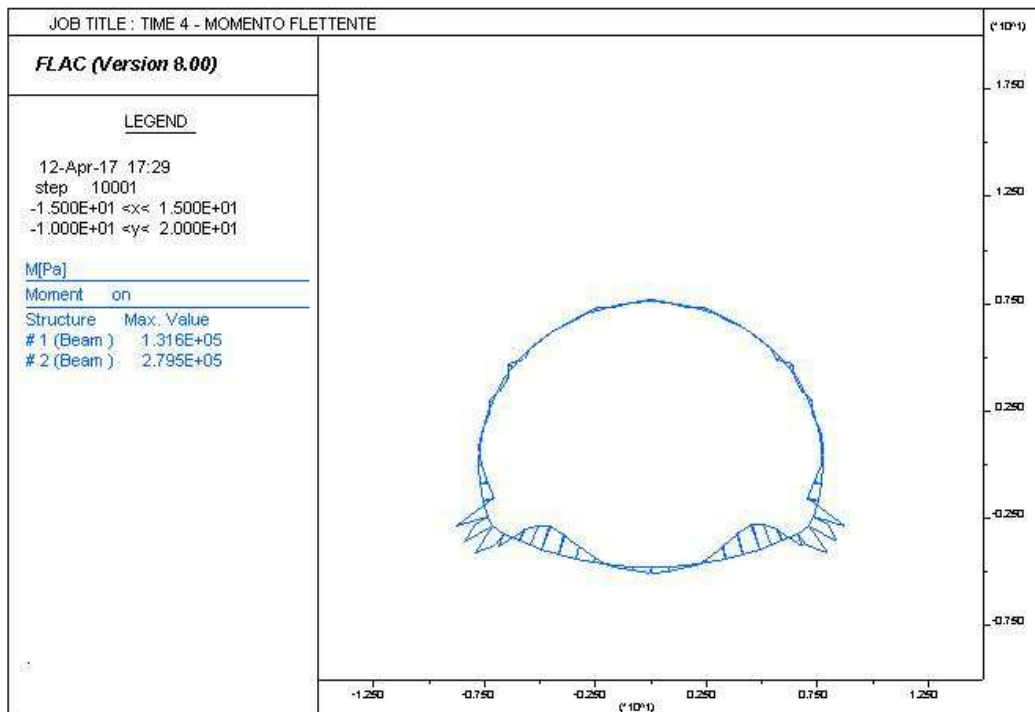
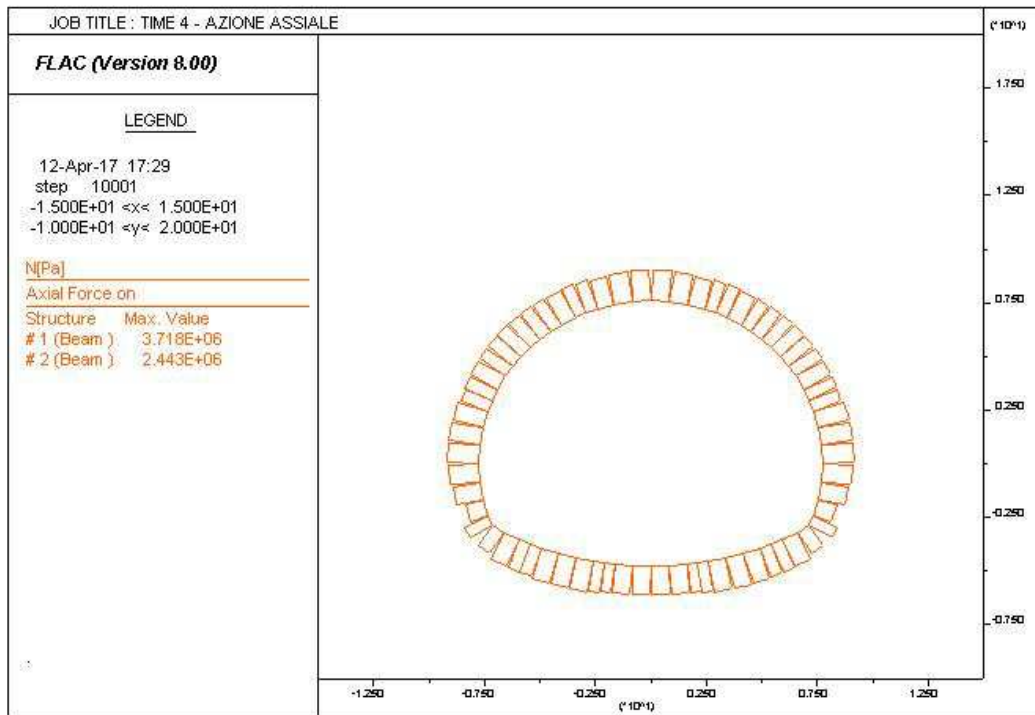




AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

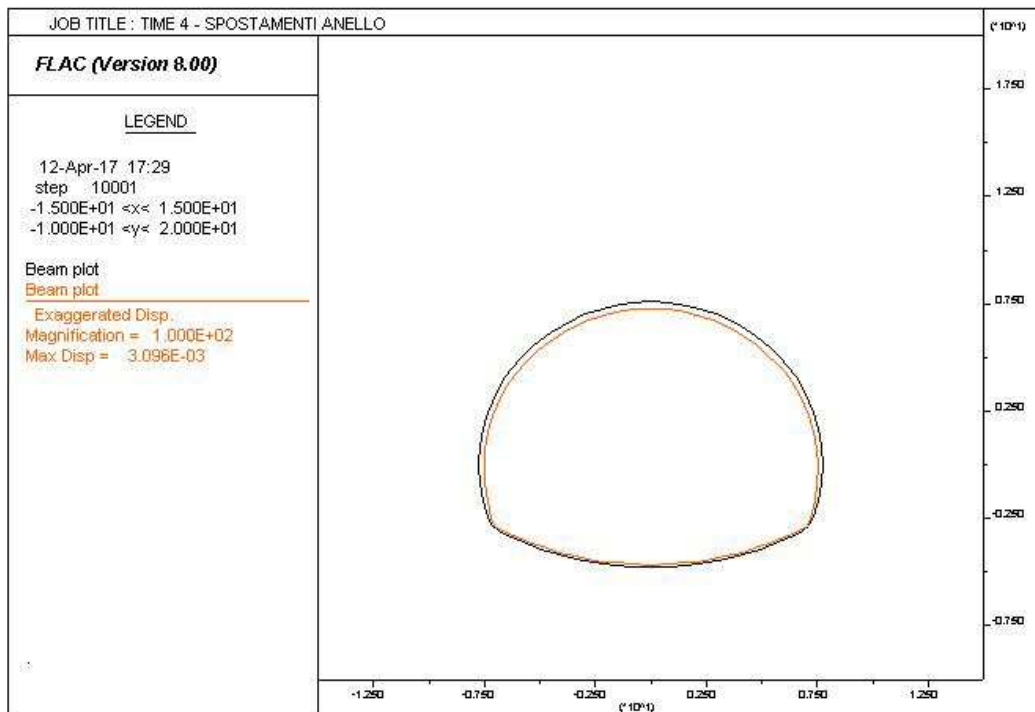
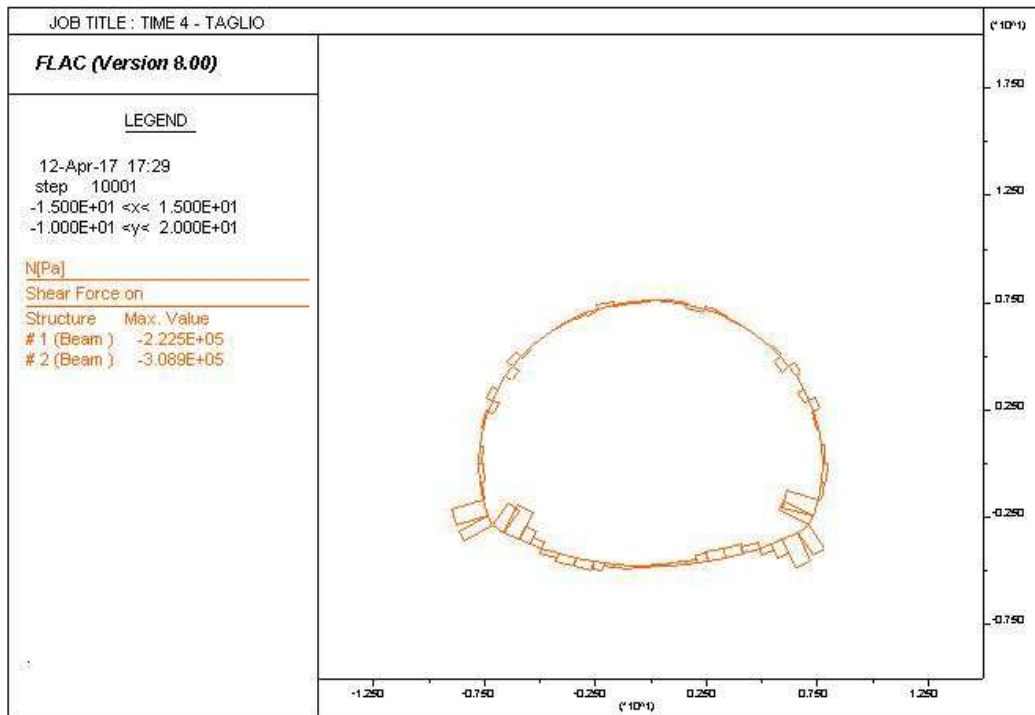


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



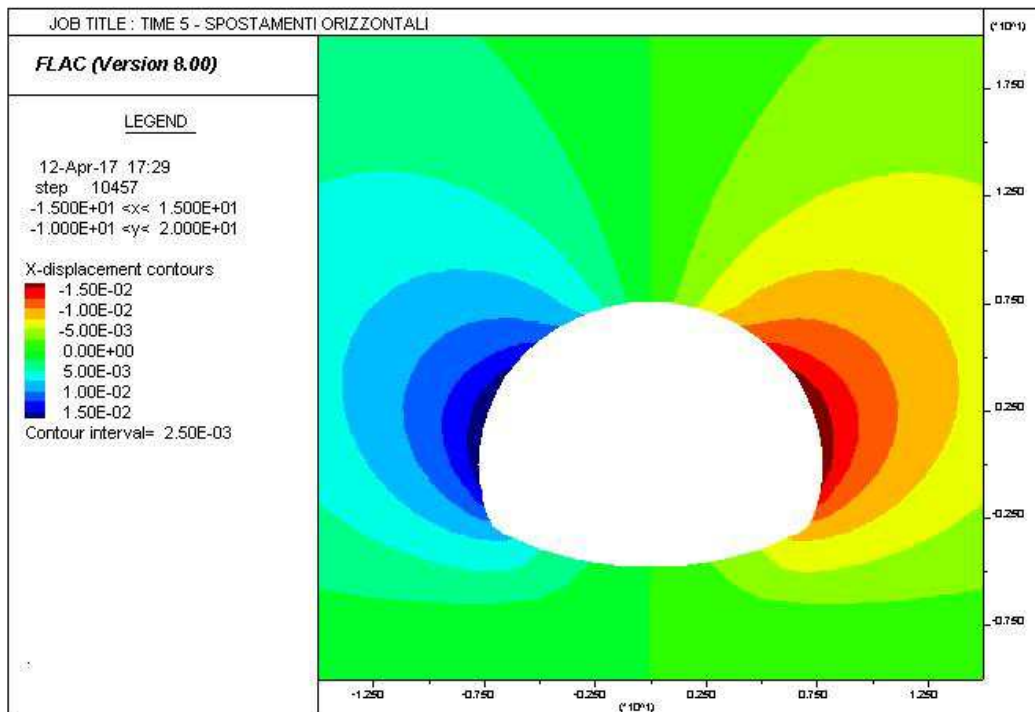
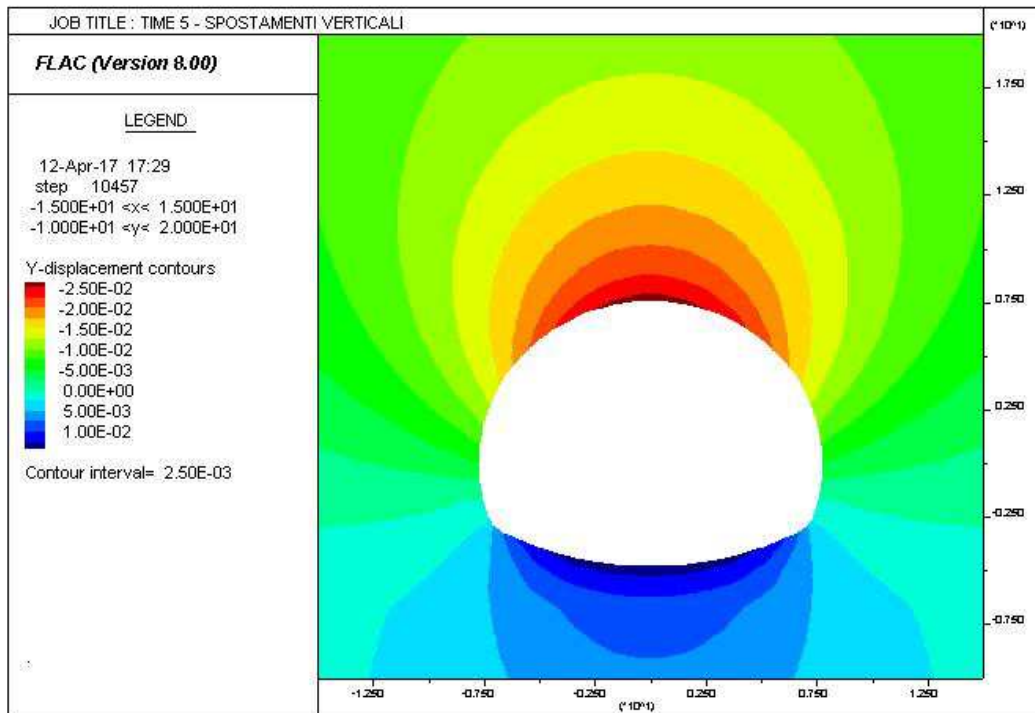
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---

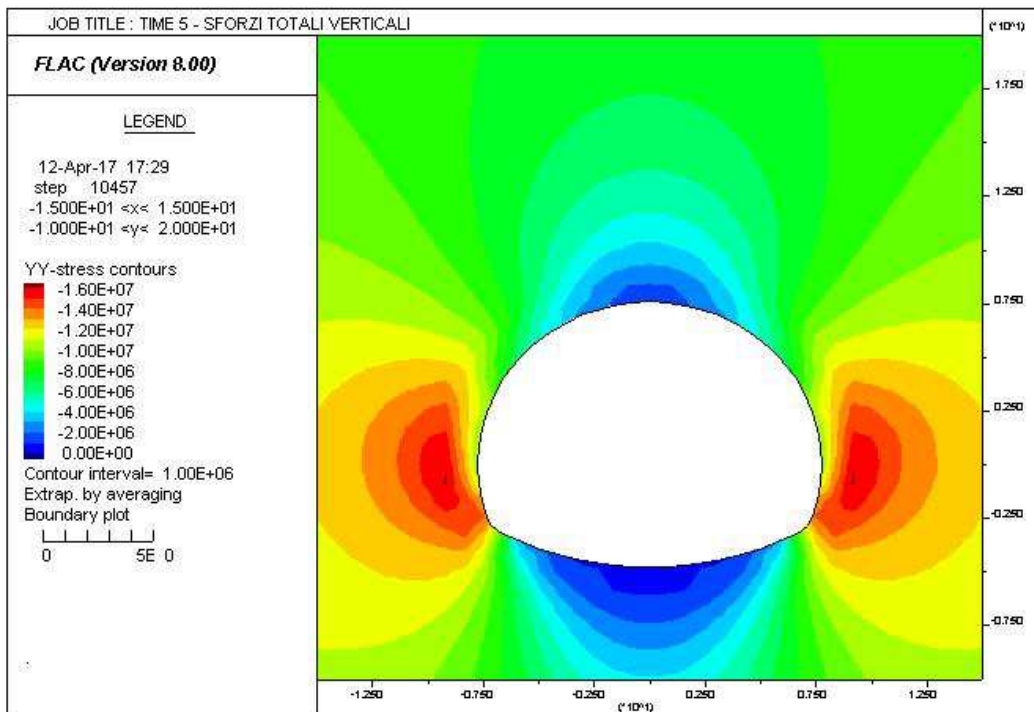
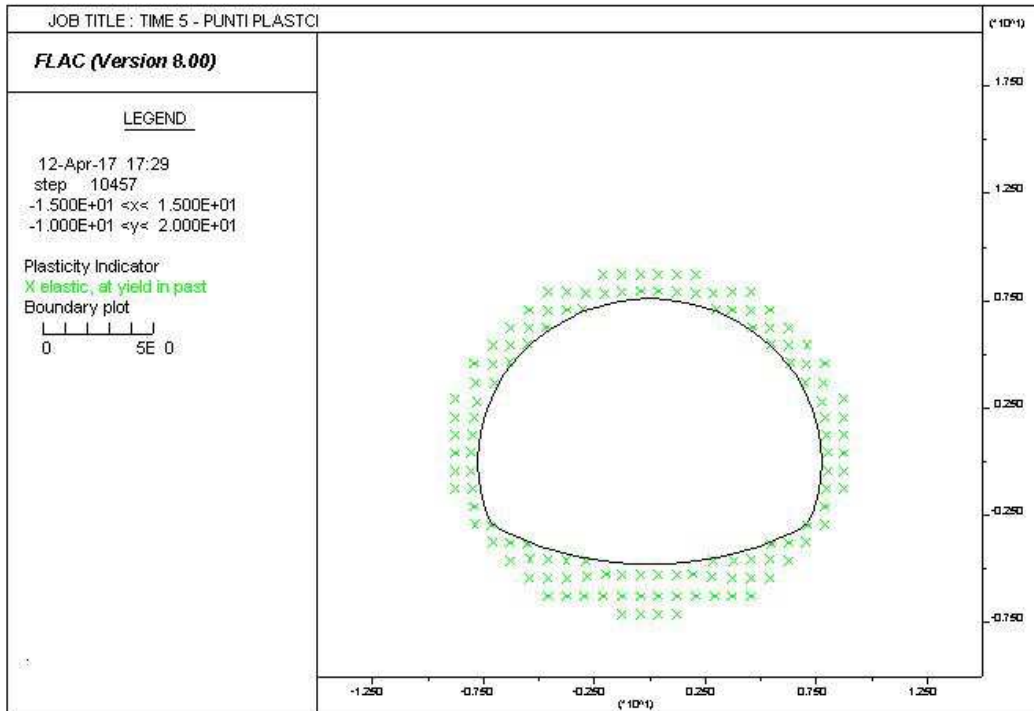




AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

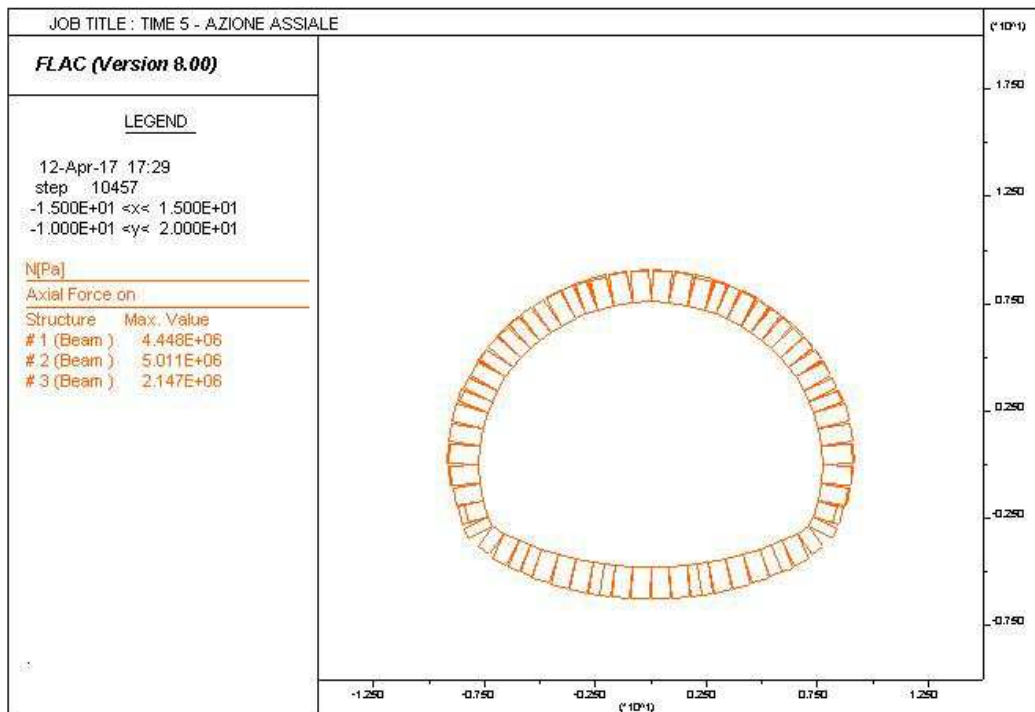
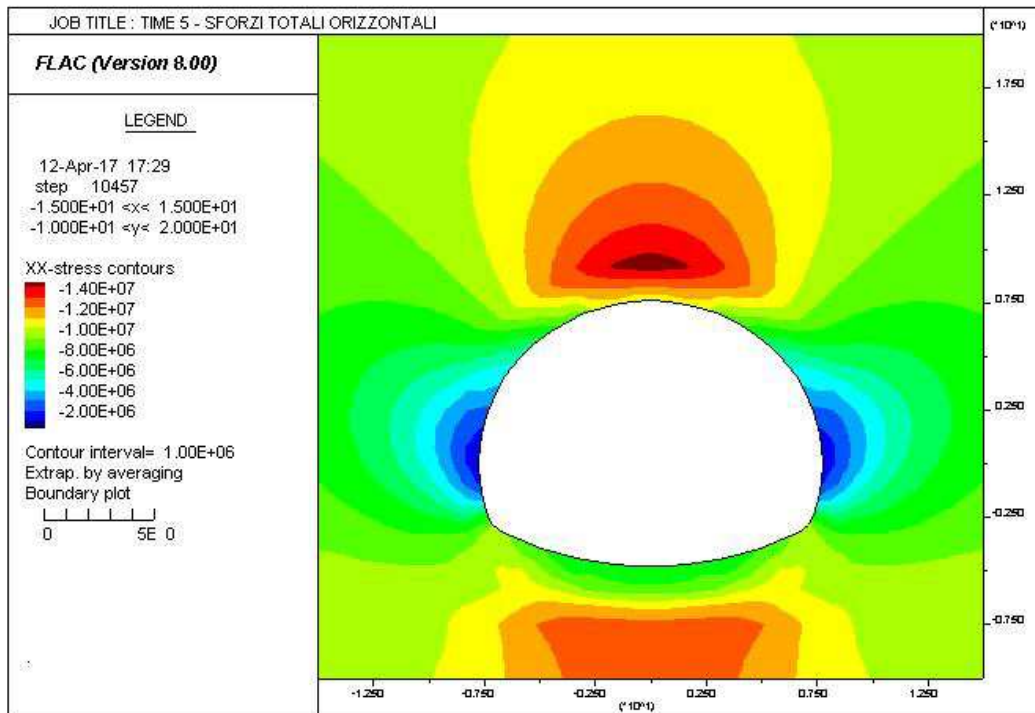


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

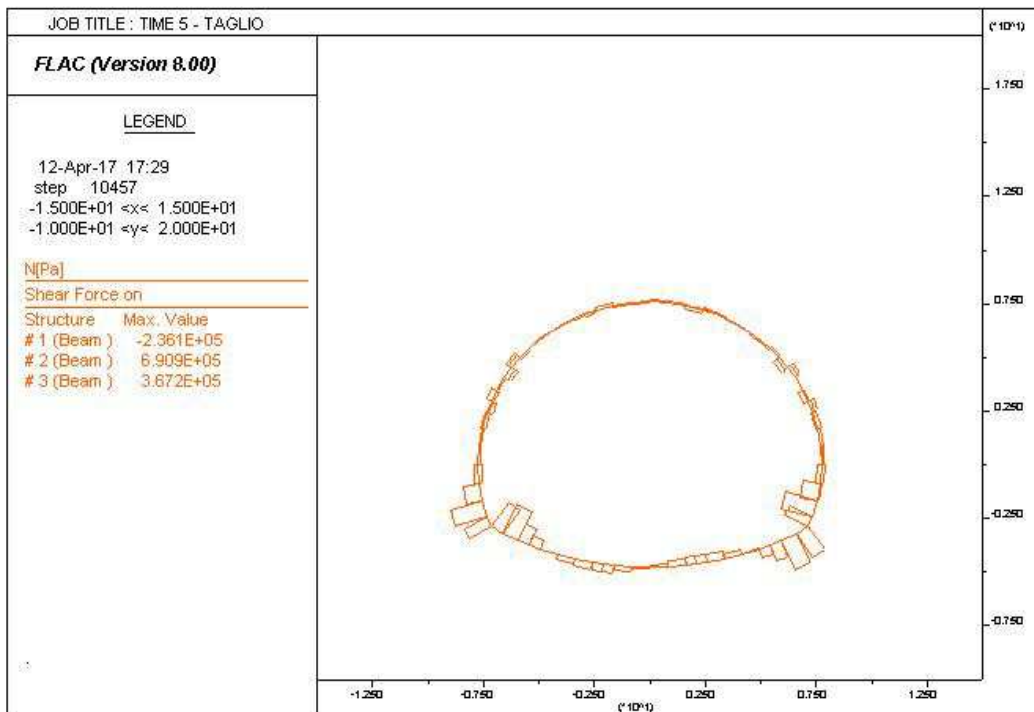
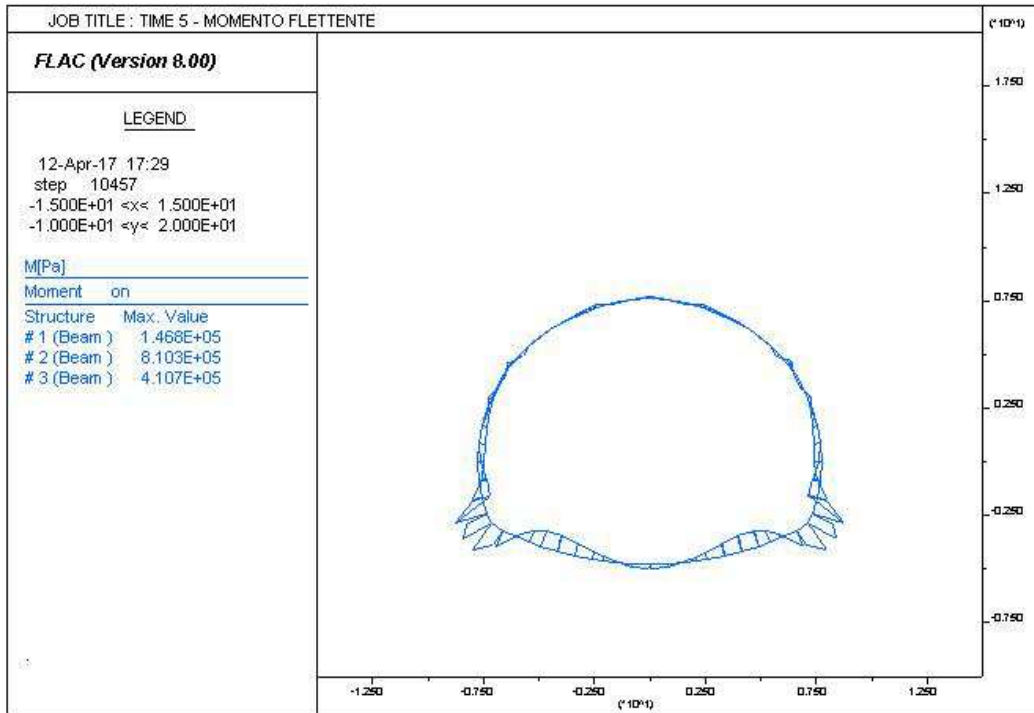


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---

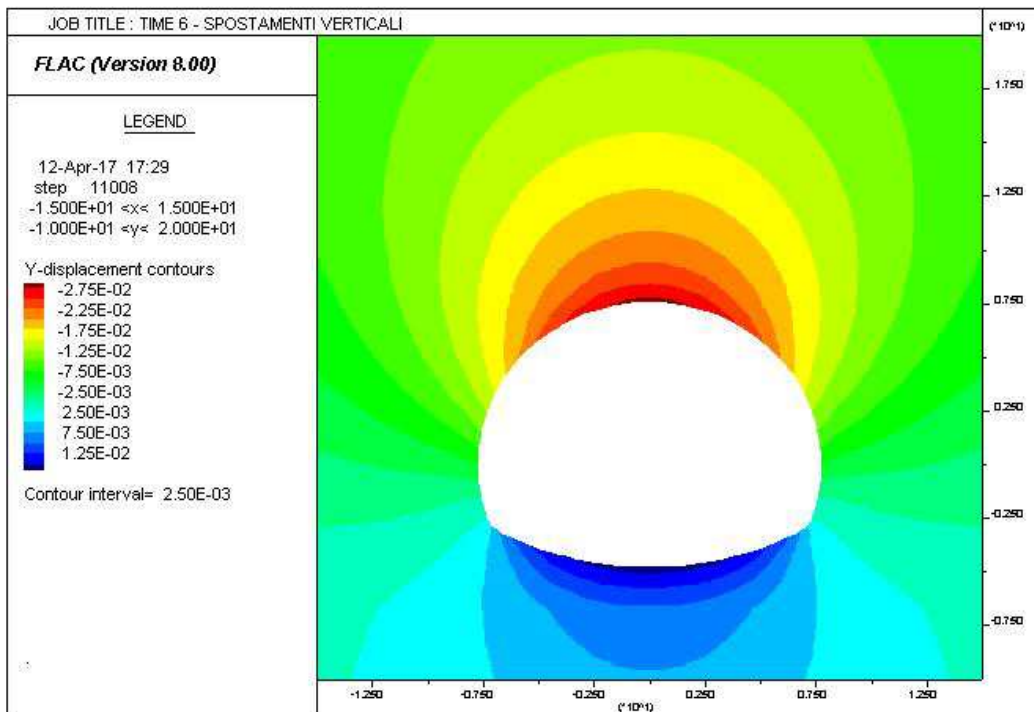
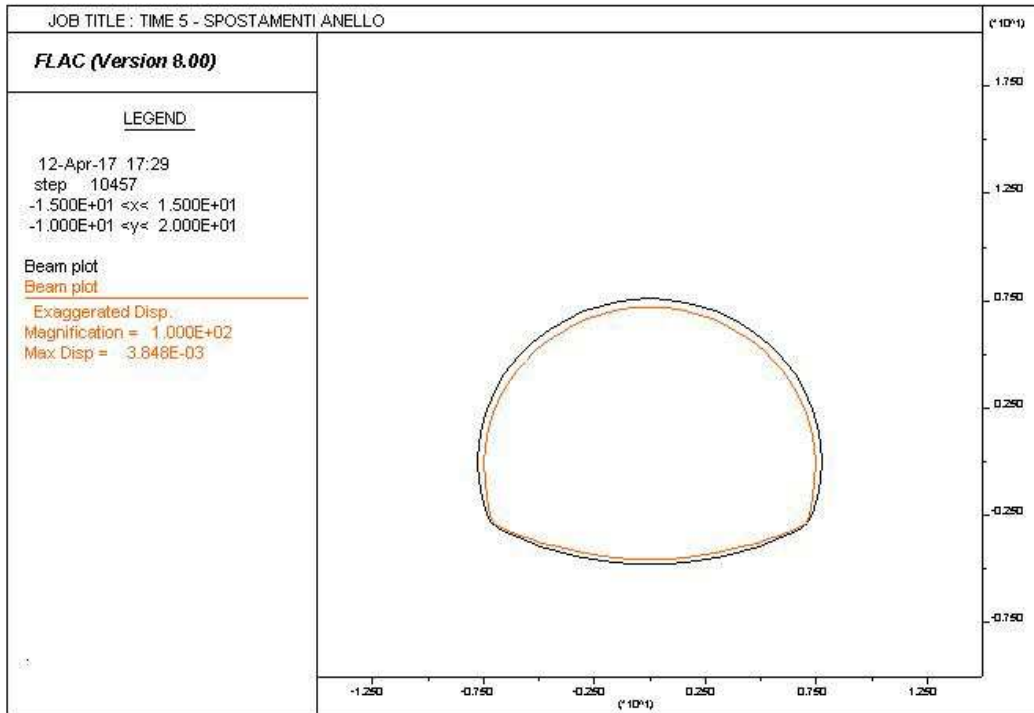


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

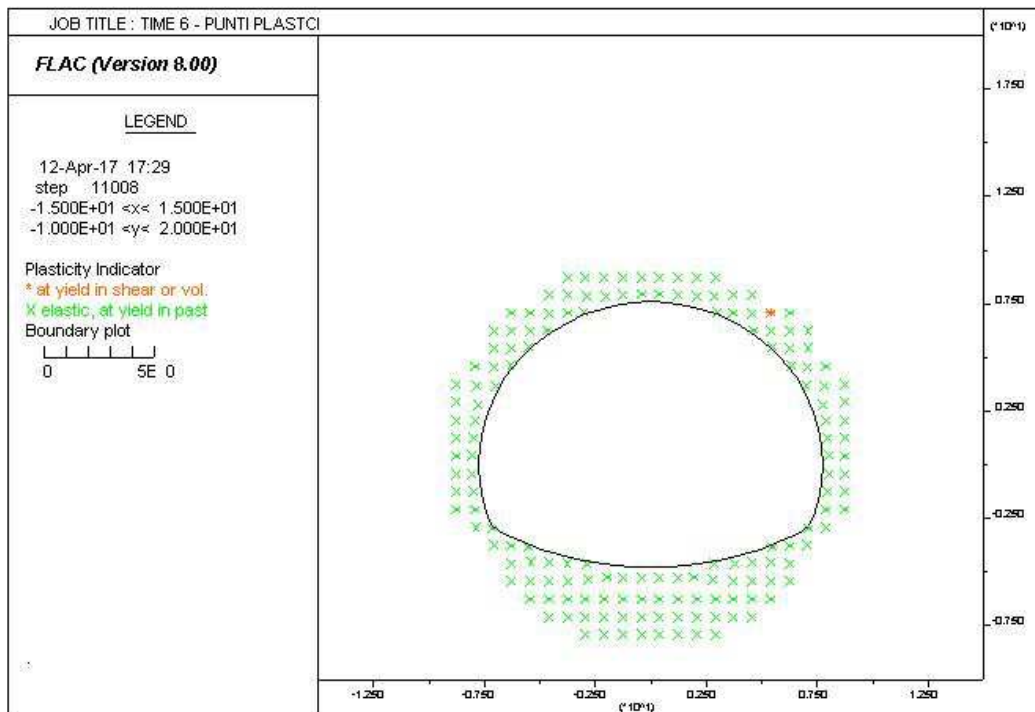
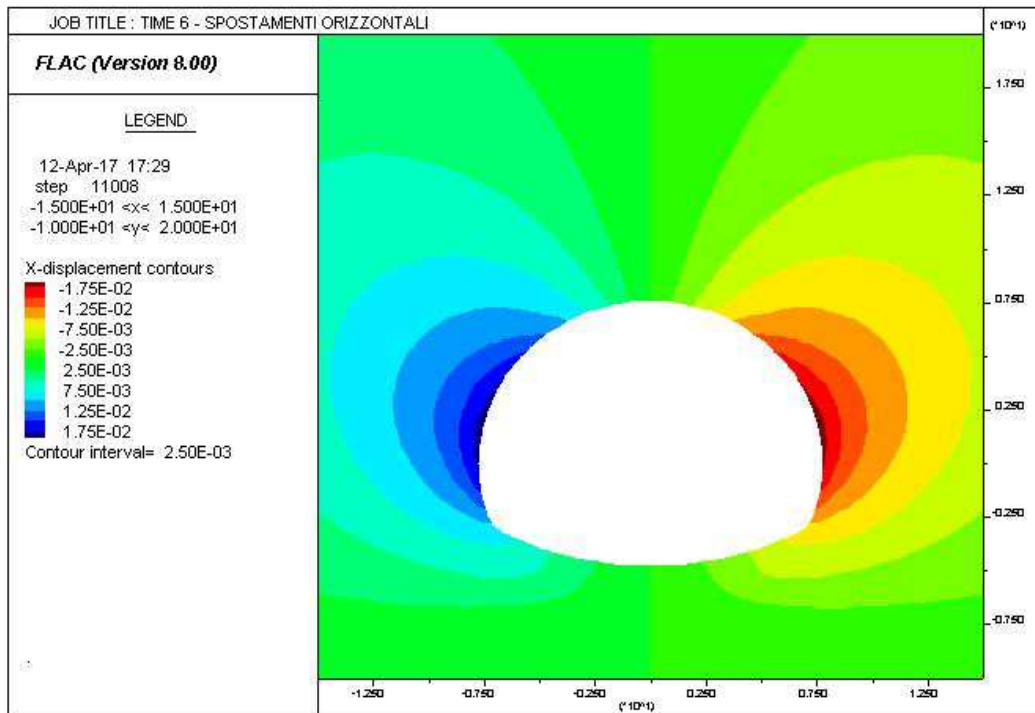


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---



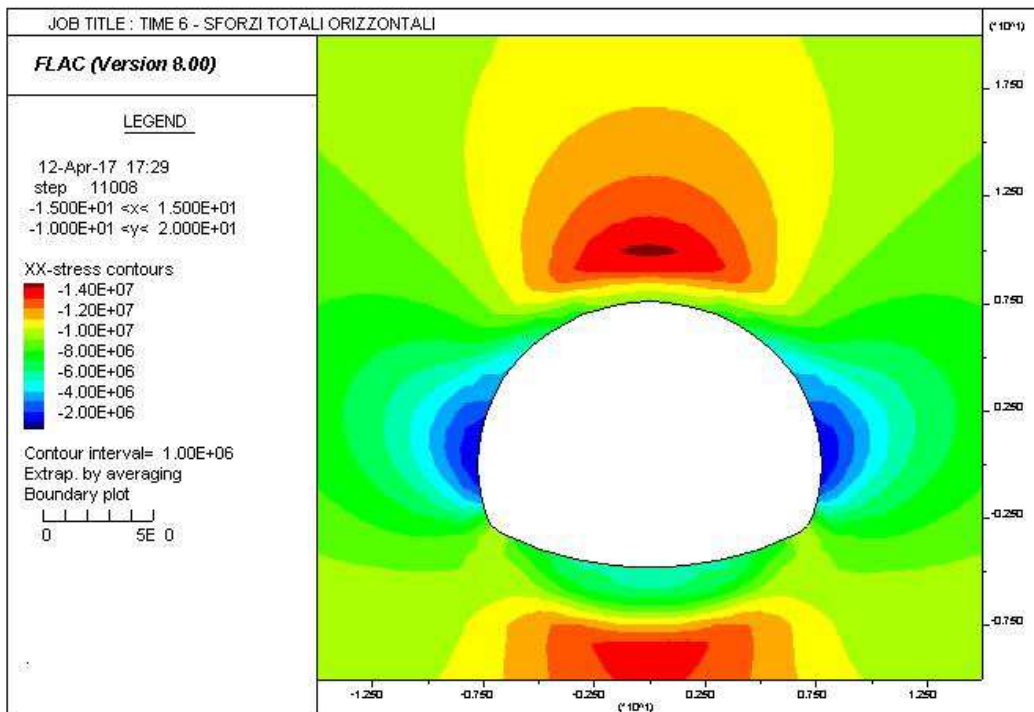
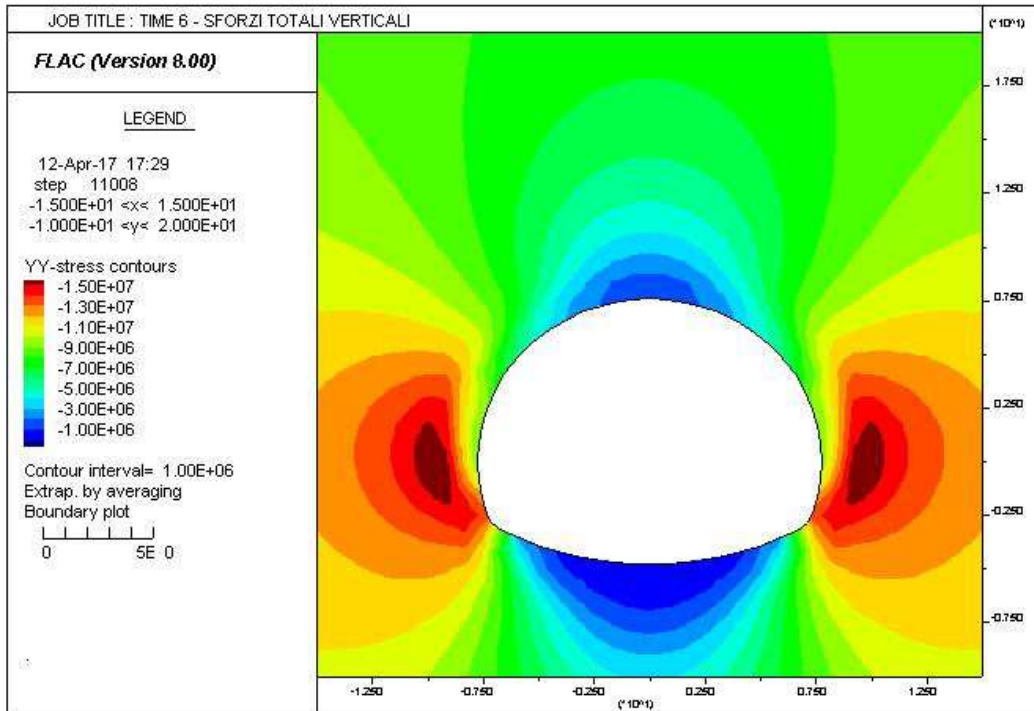
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



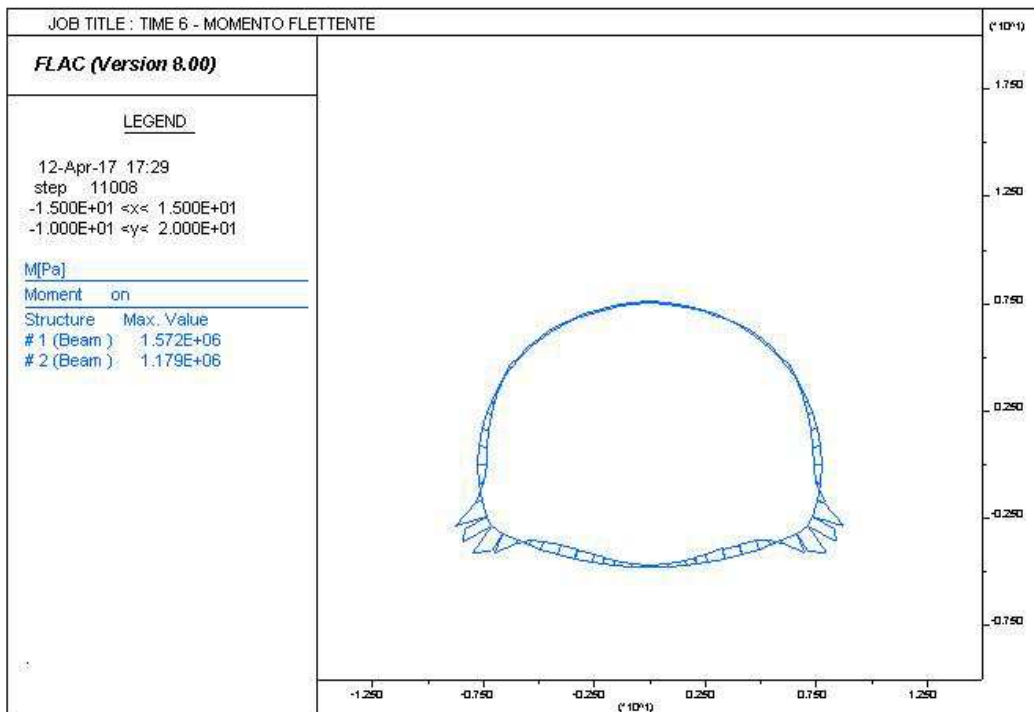
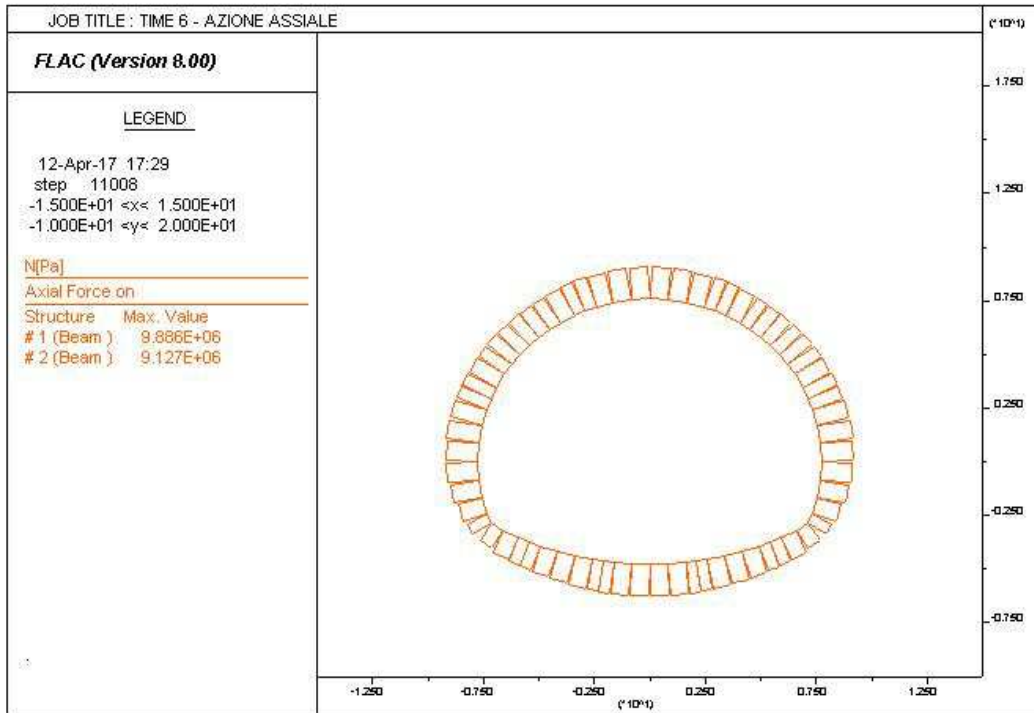


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---



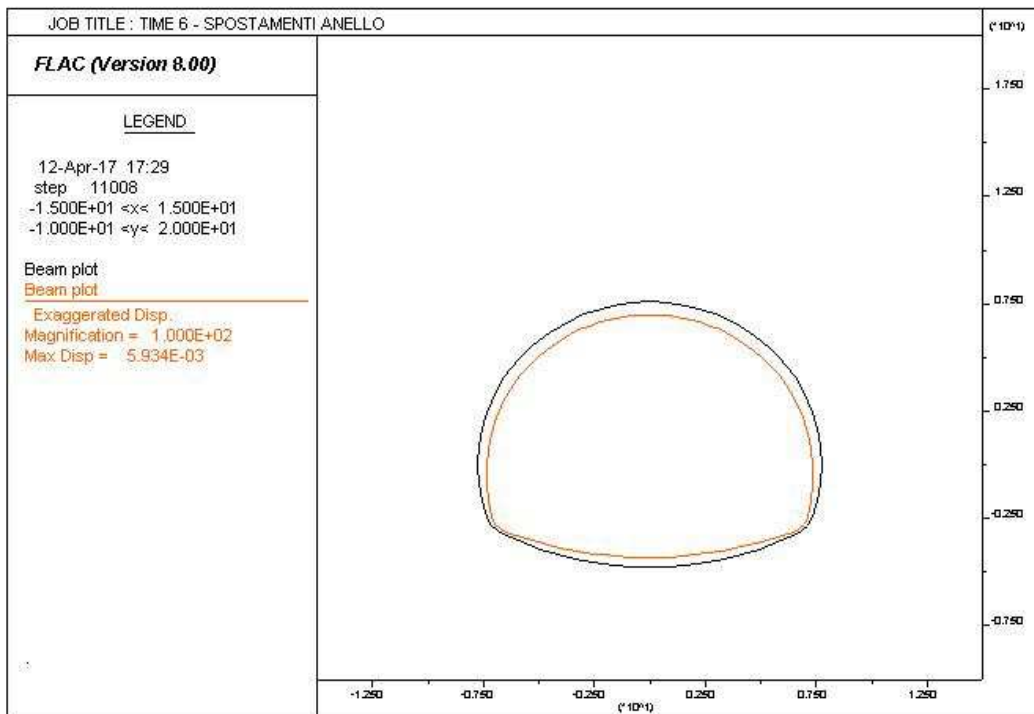
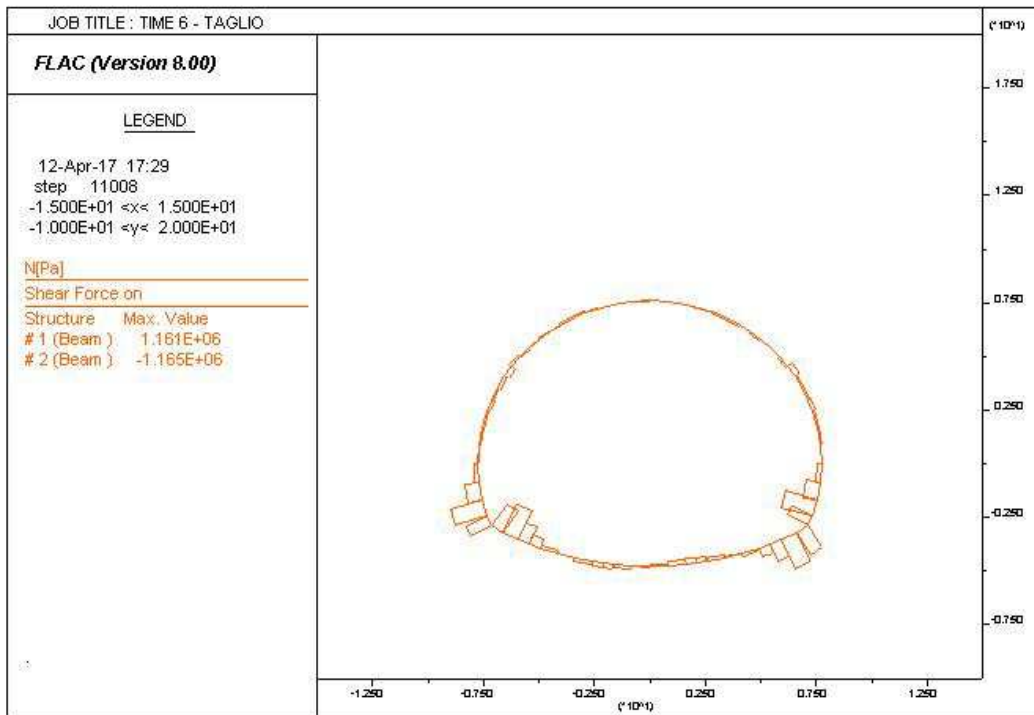
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



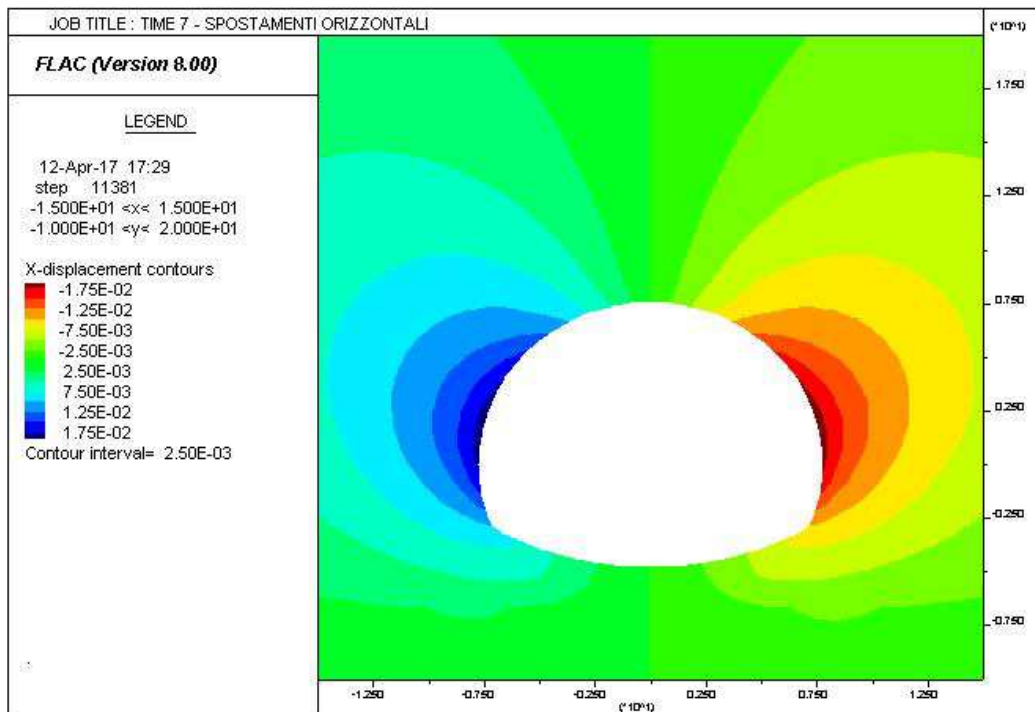
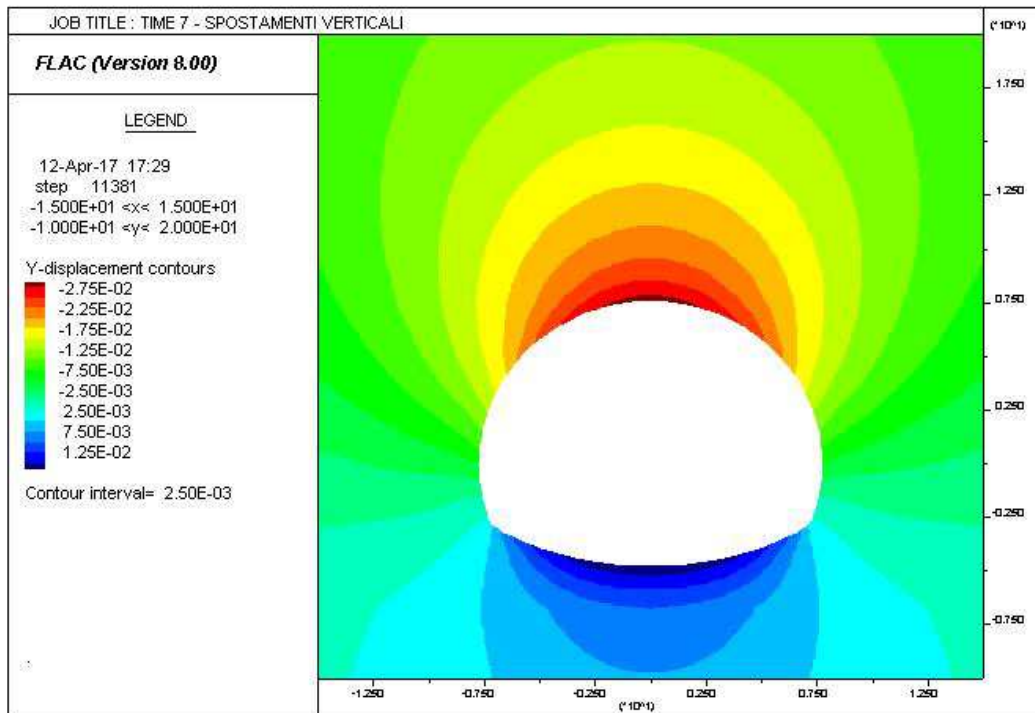


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

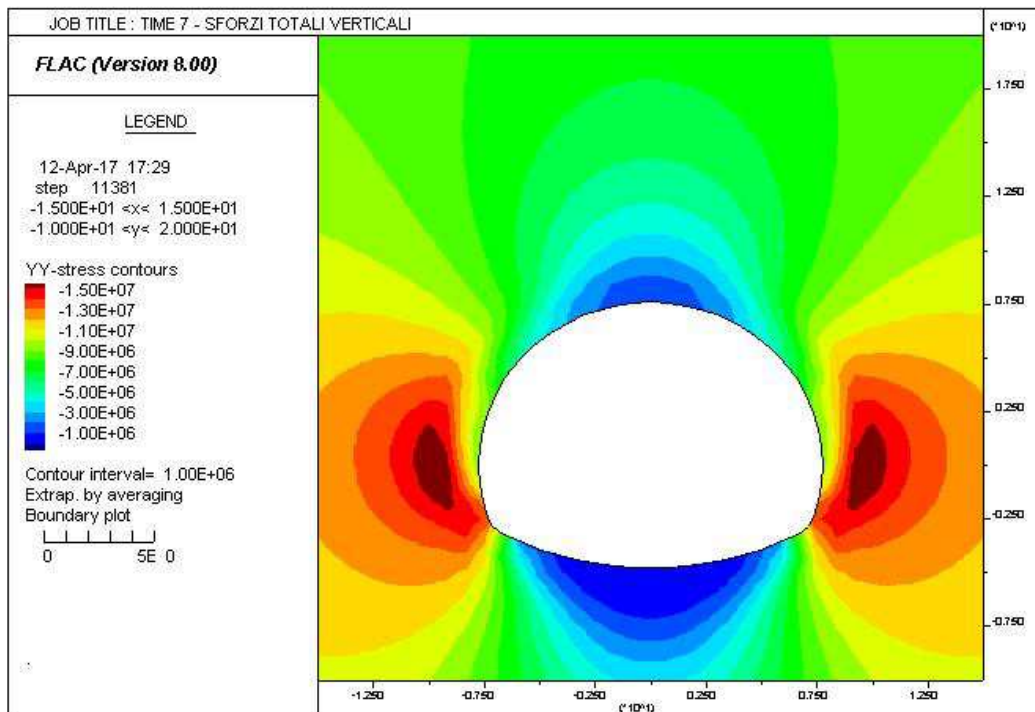
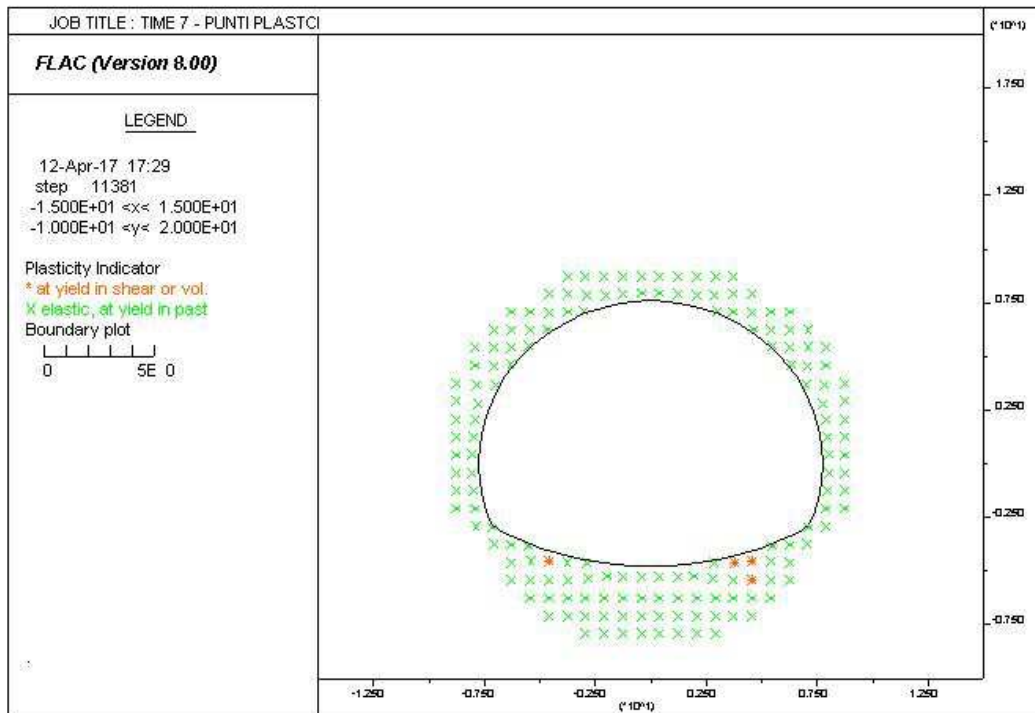
---



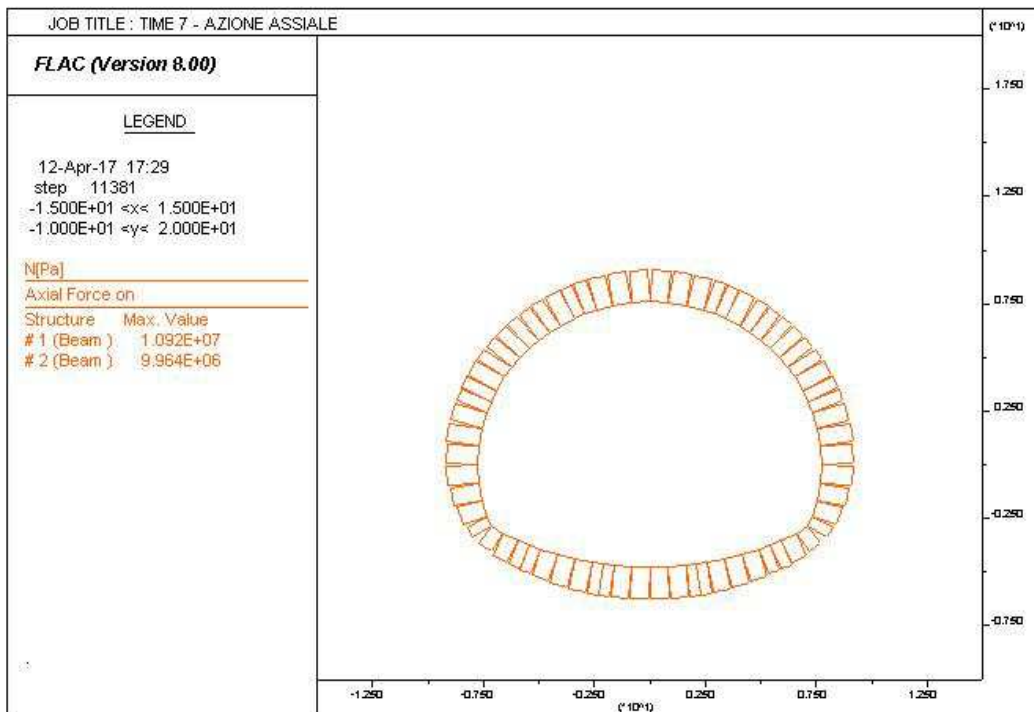
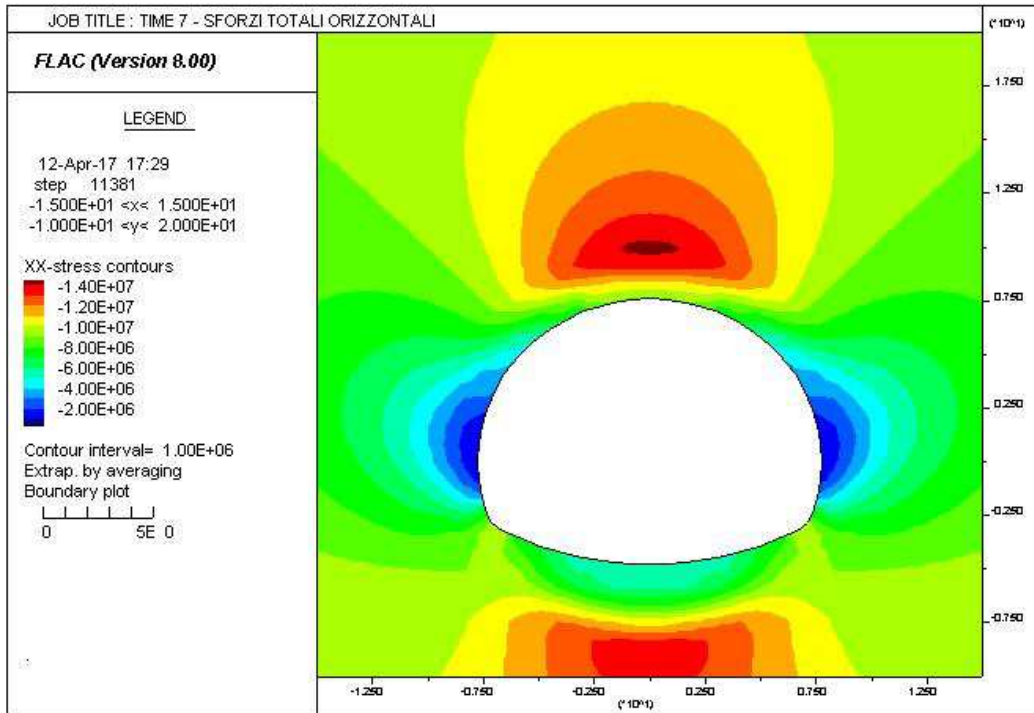
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



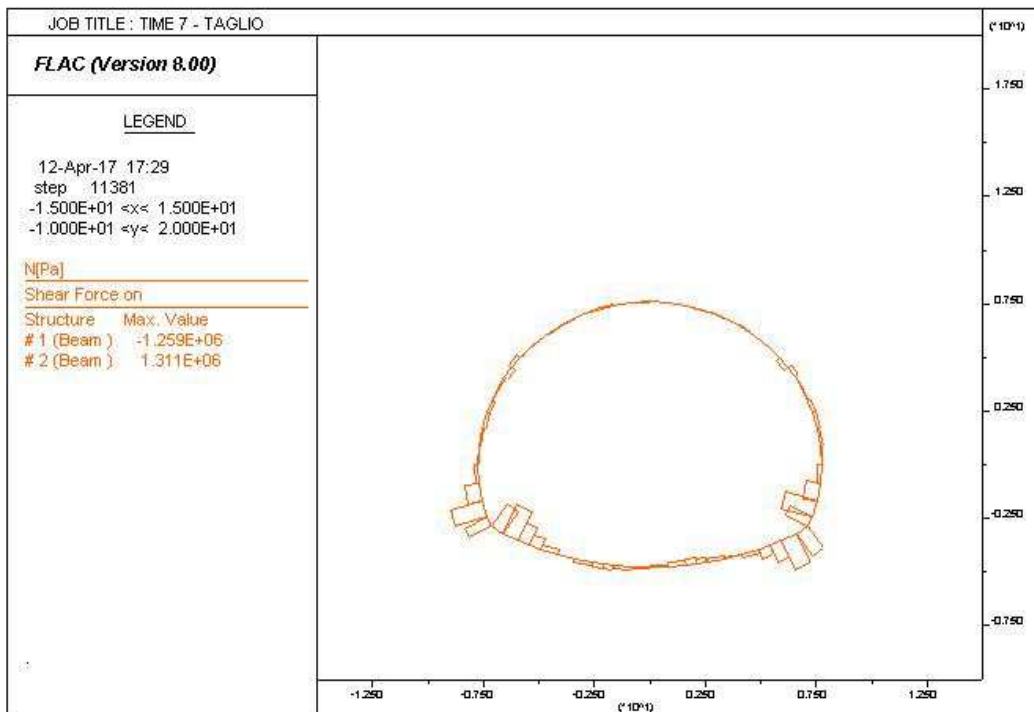
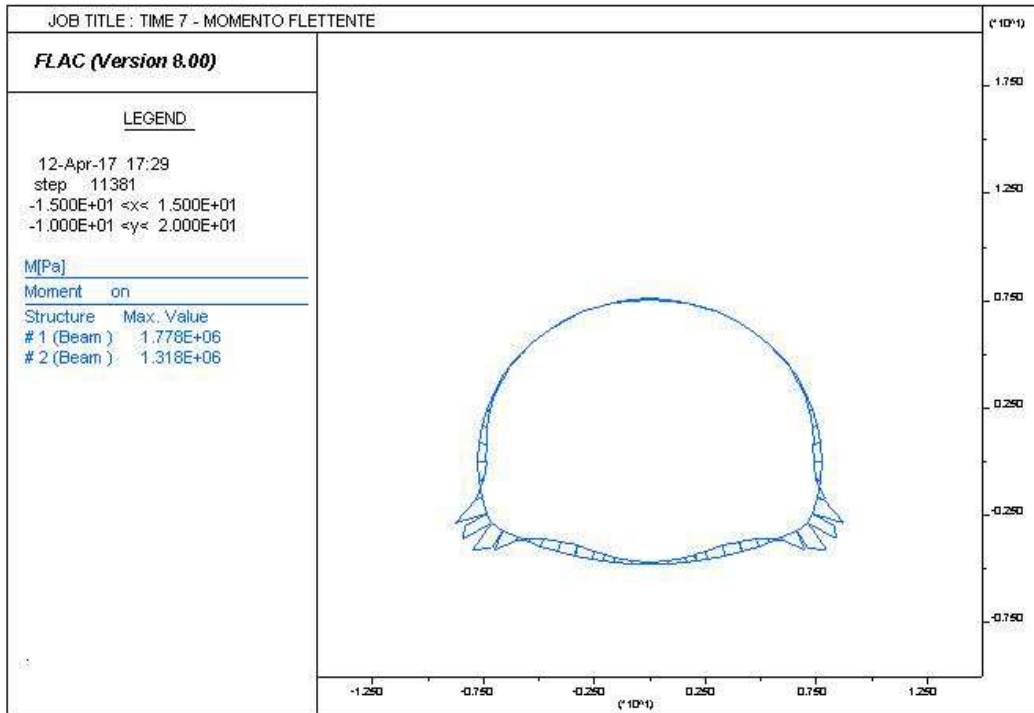
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



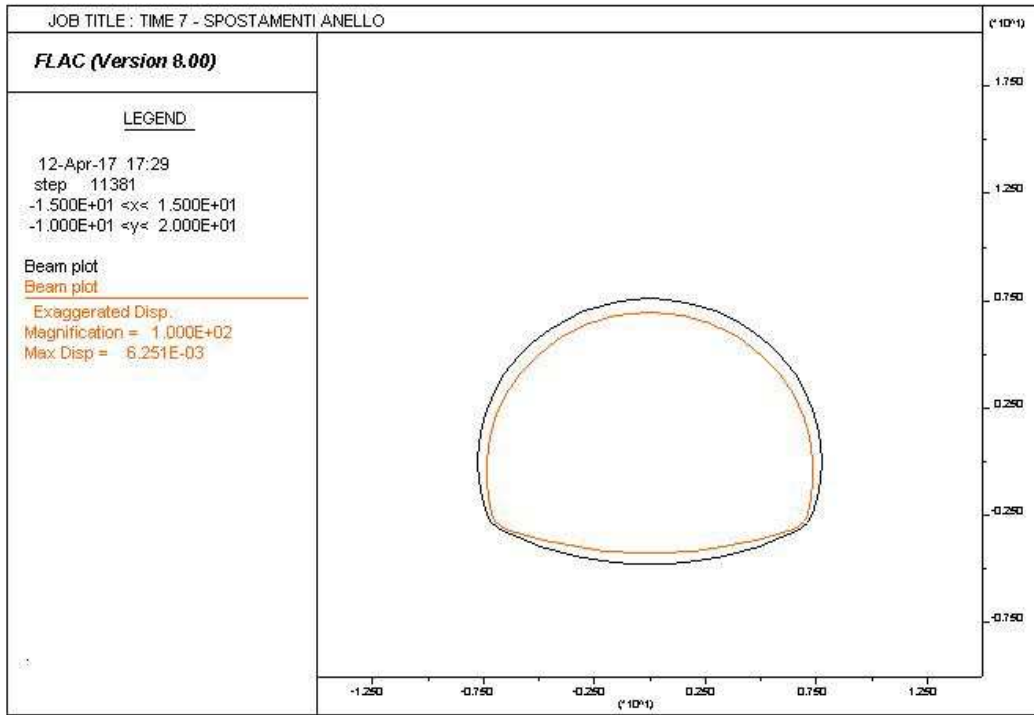
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



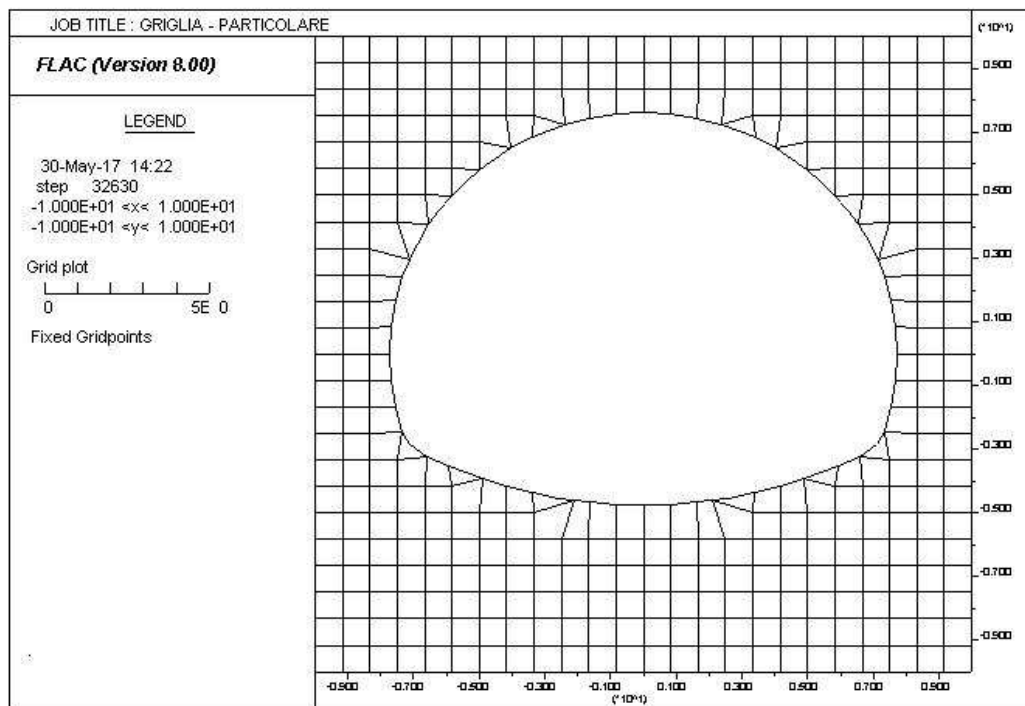
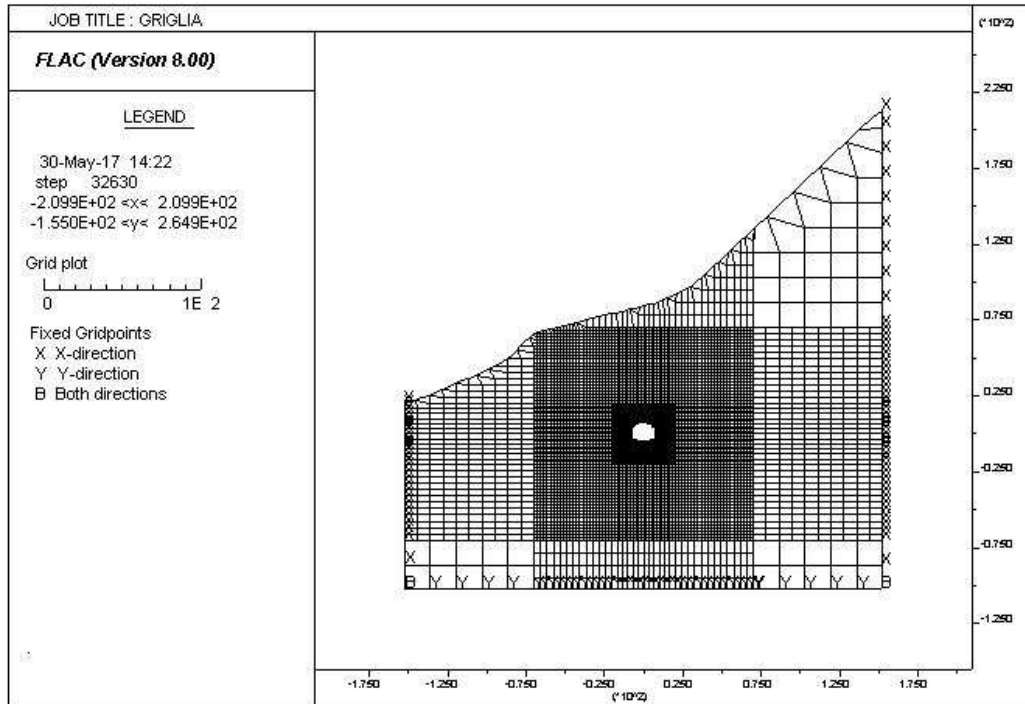
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



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

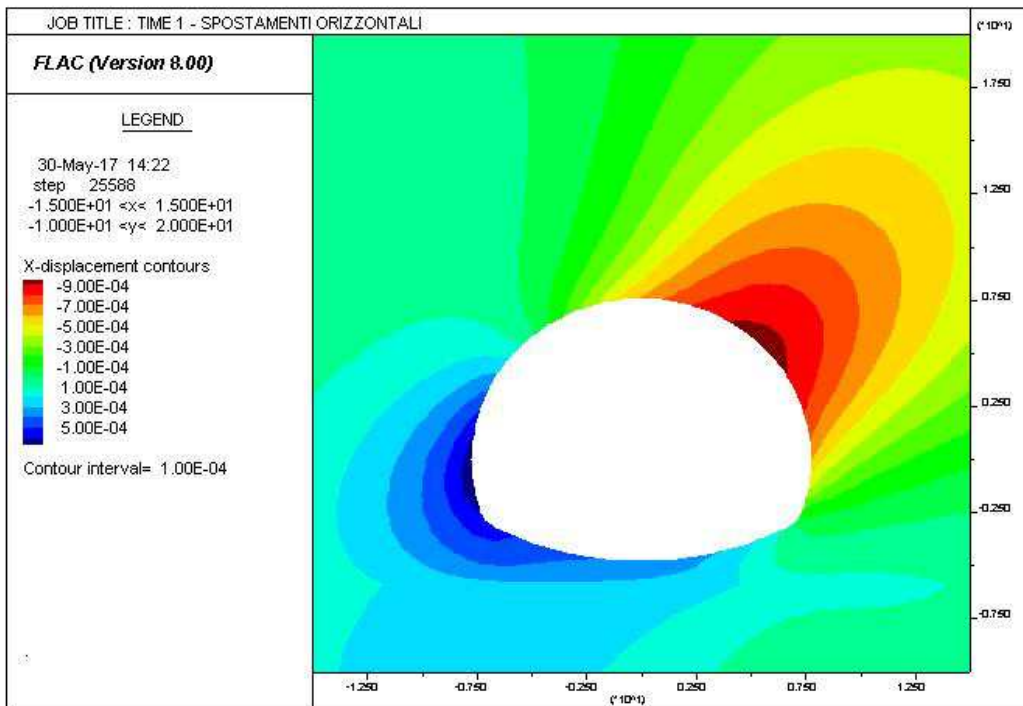
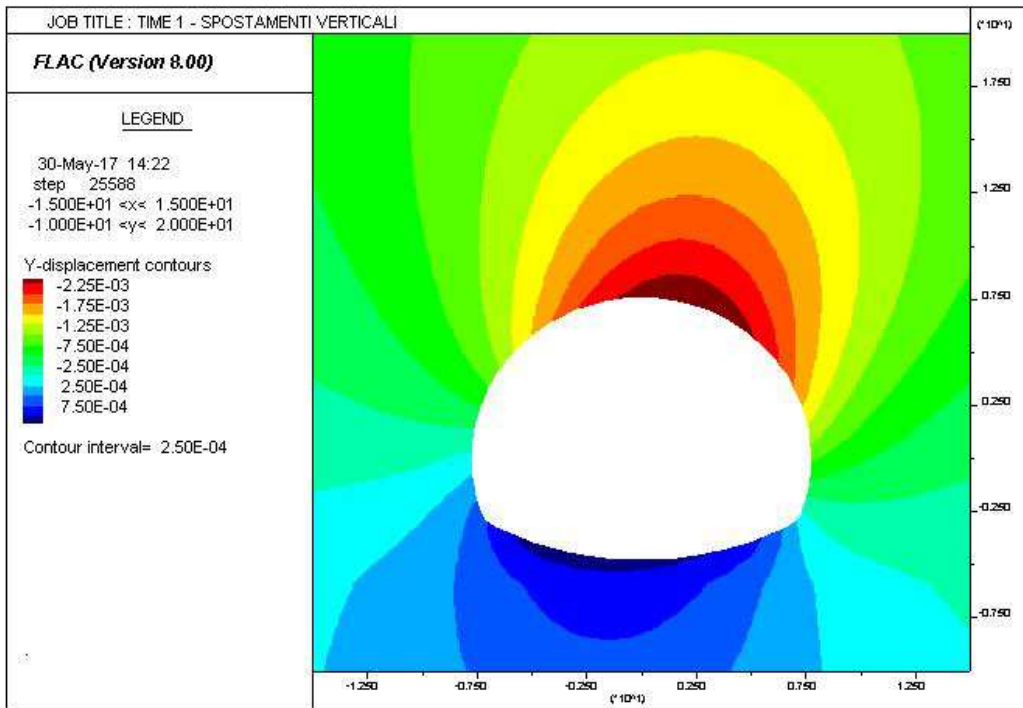


16.3 SEZIONE 3



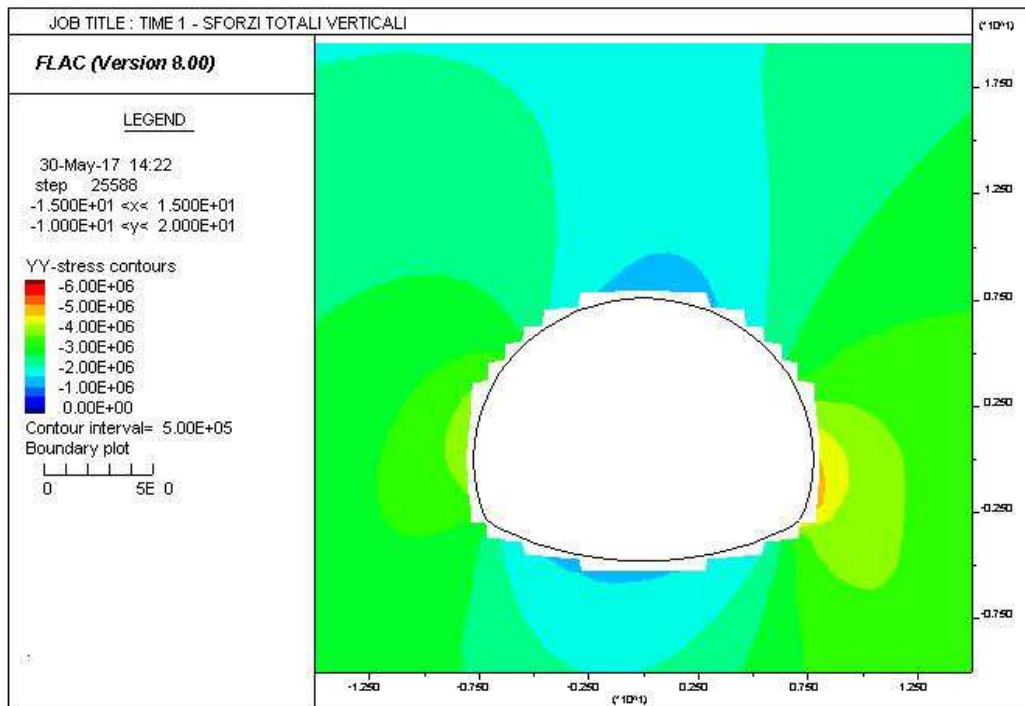
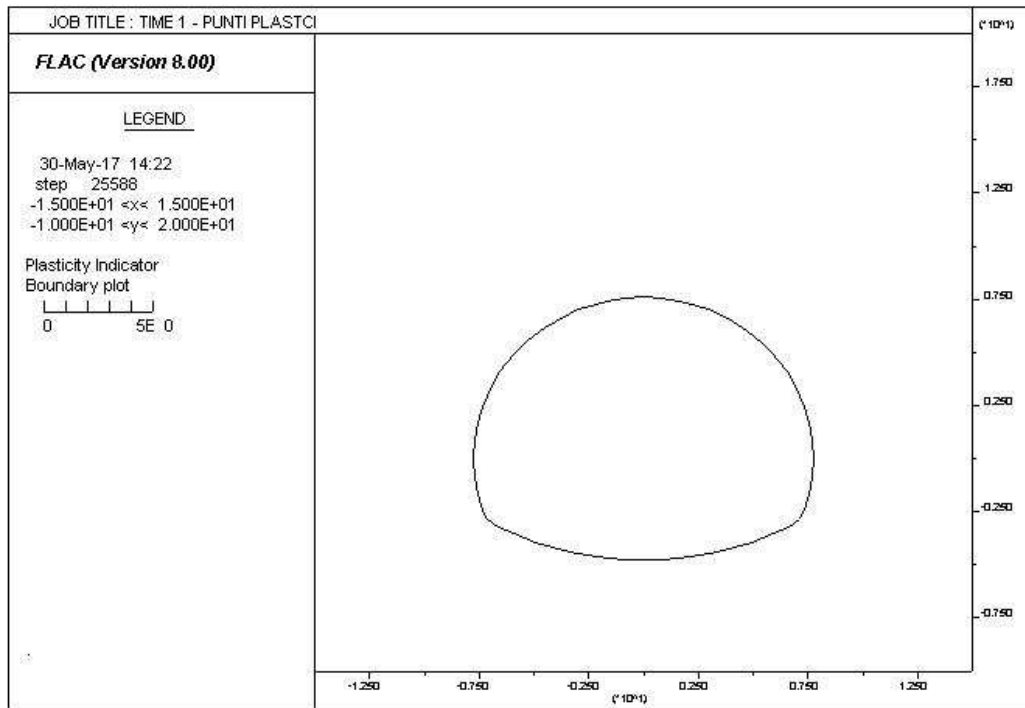


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

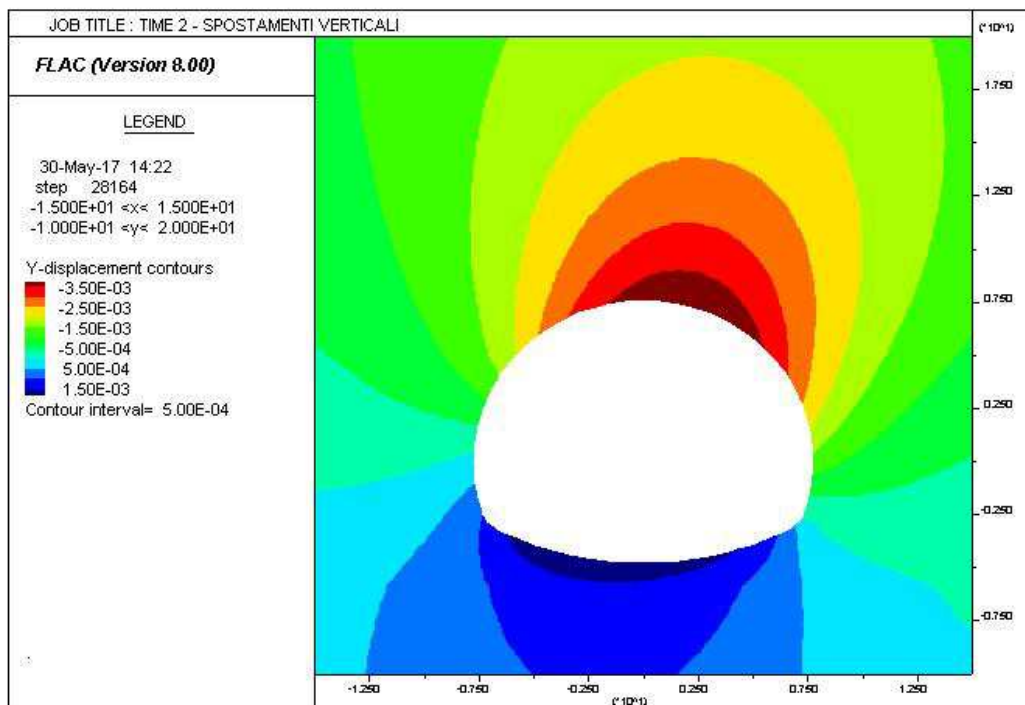
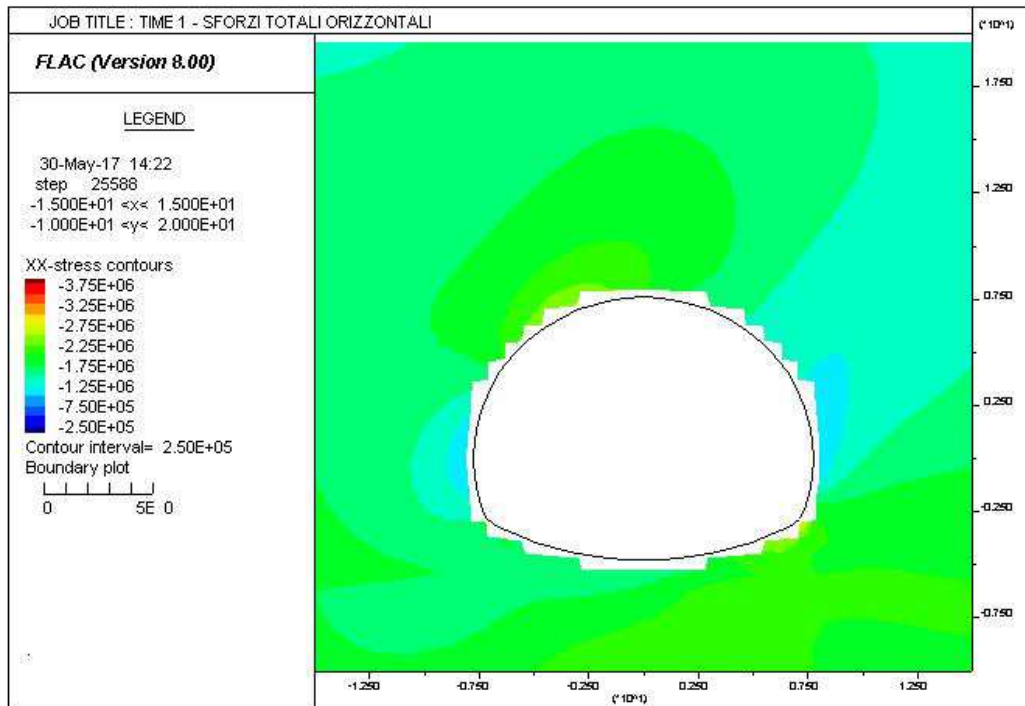




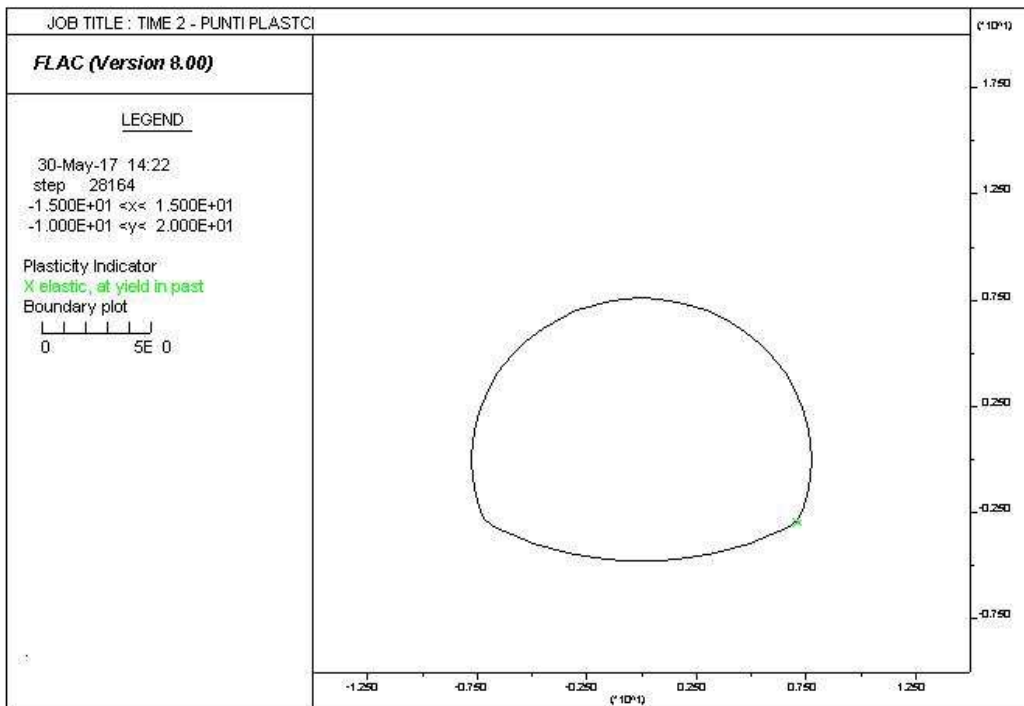
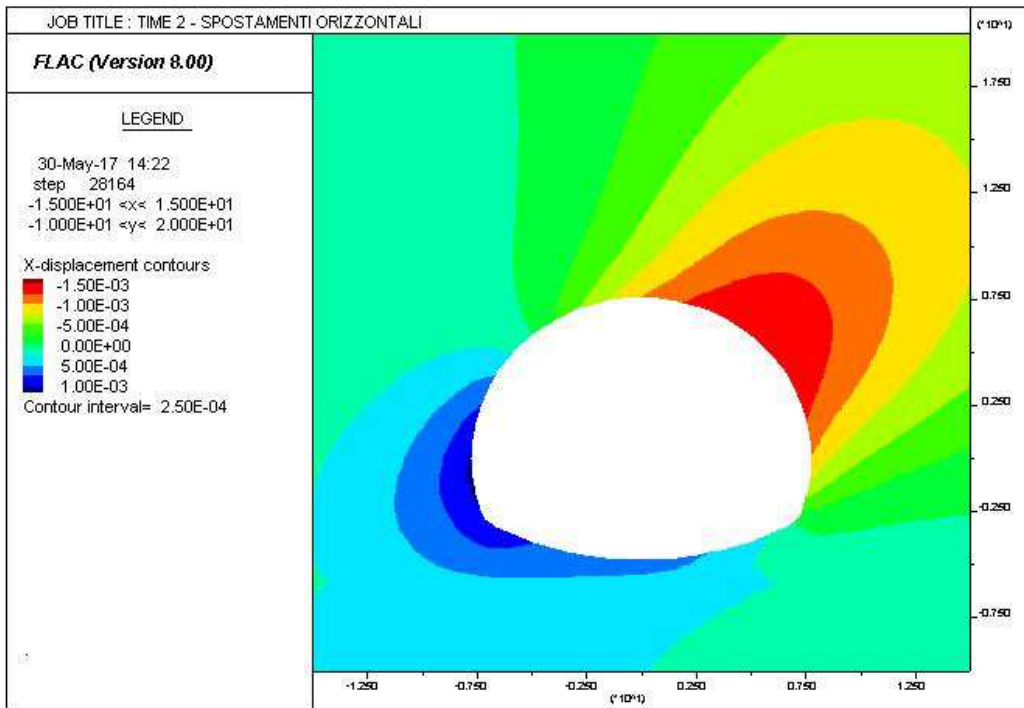
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



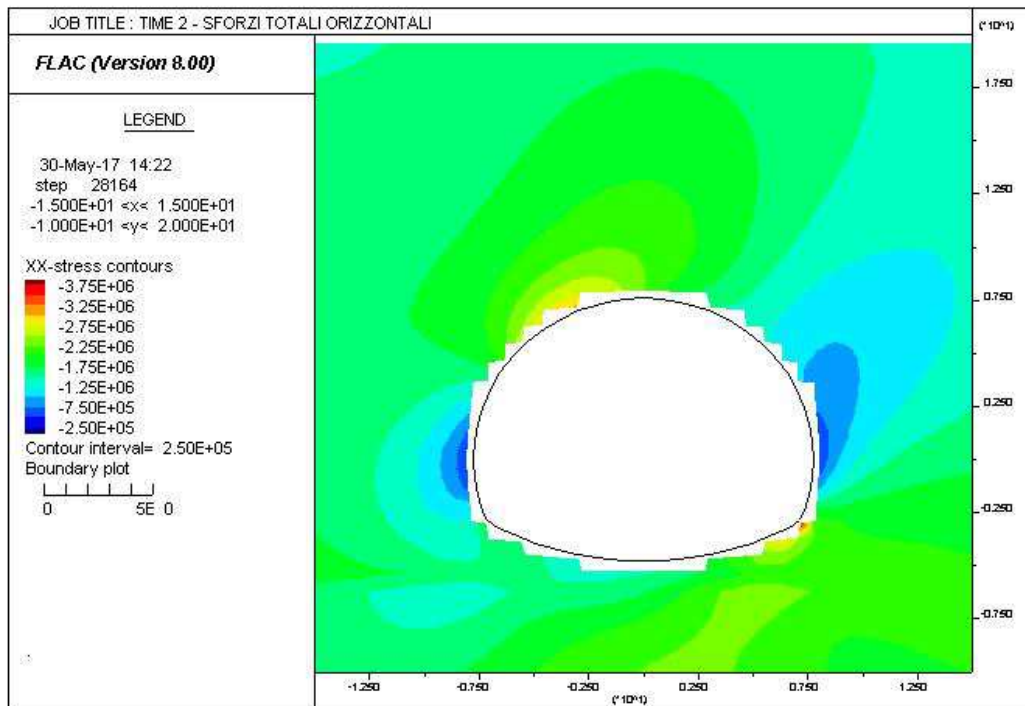
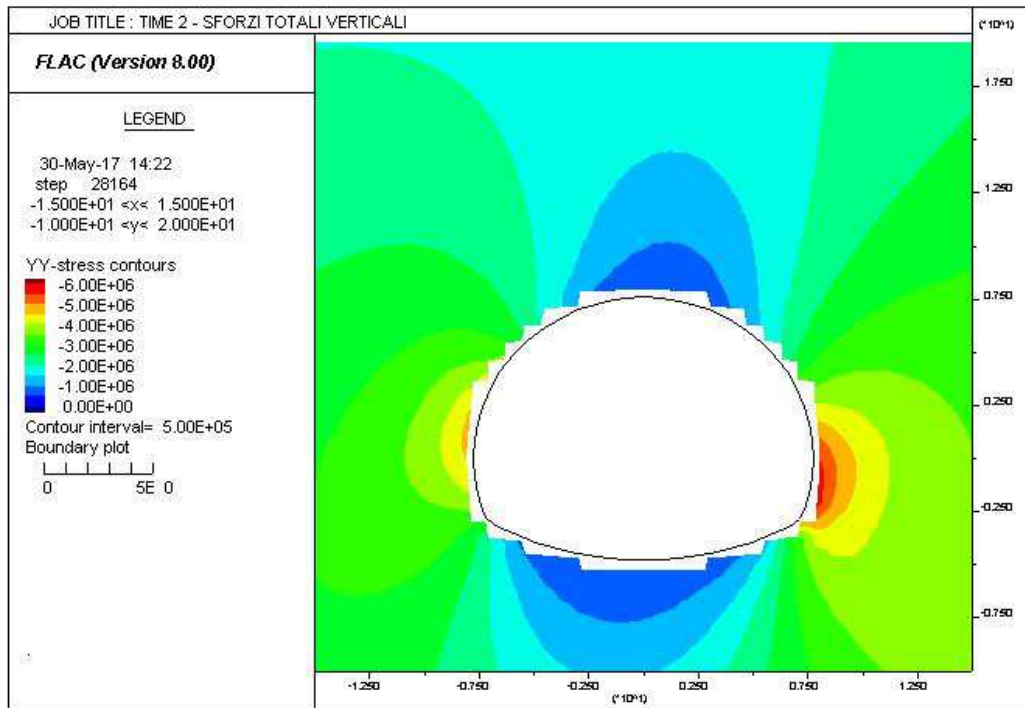
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



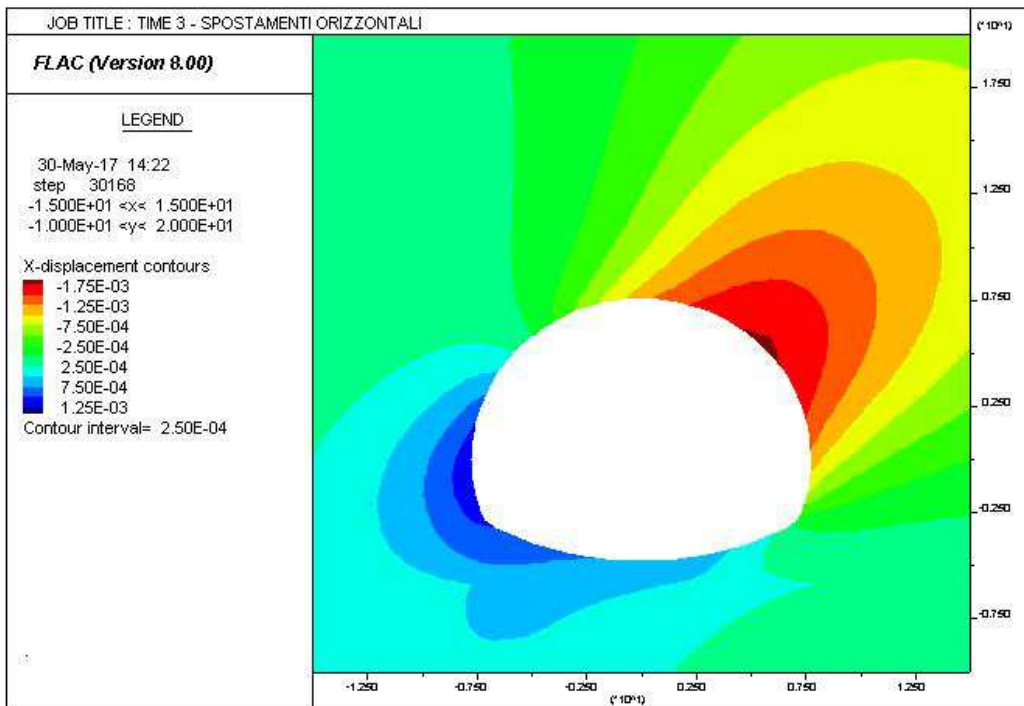
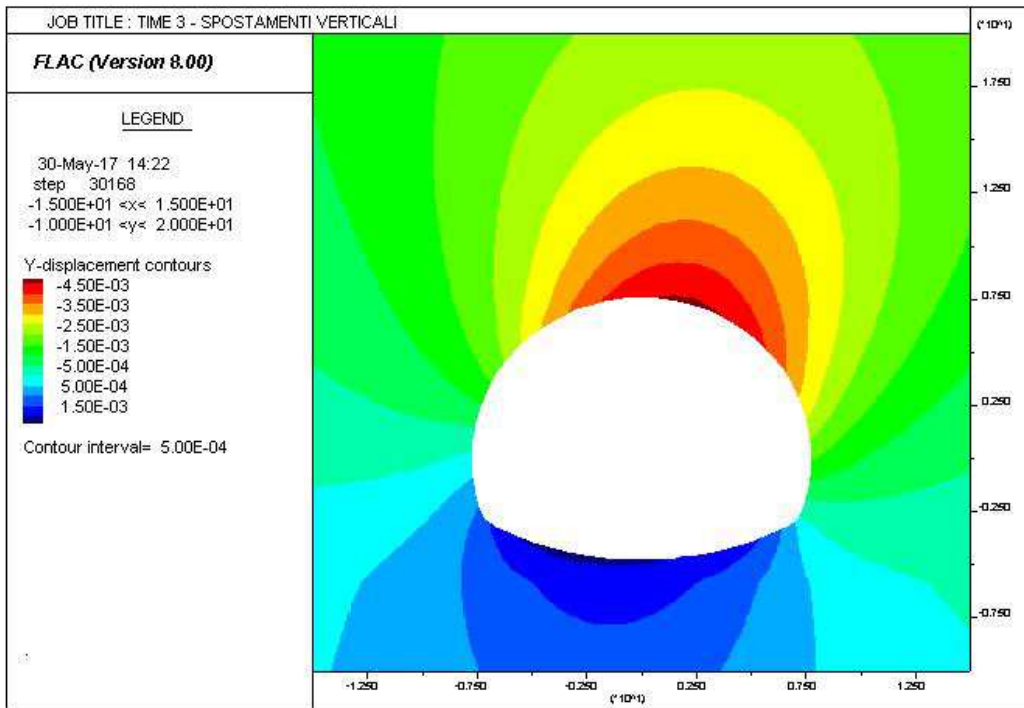
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



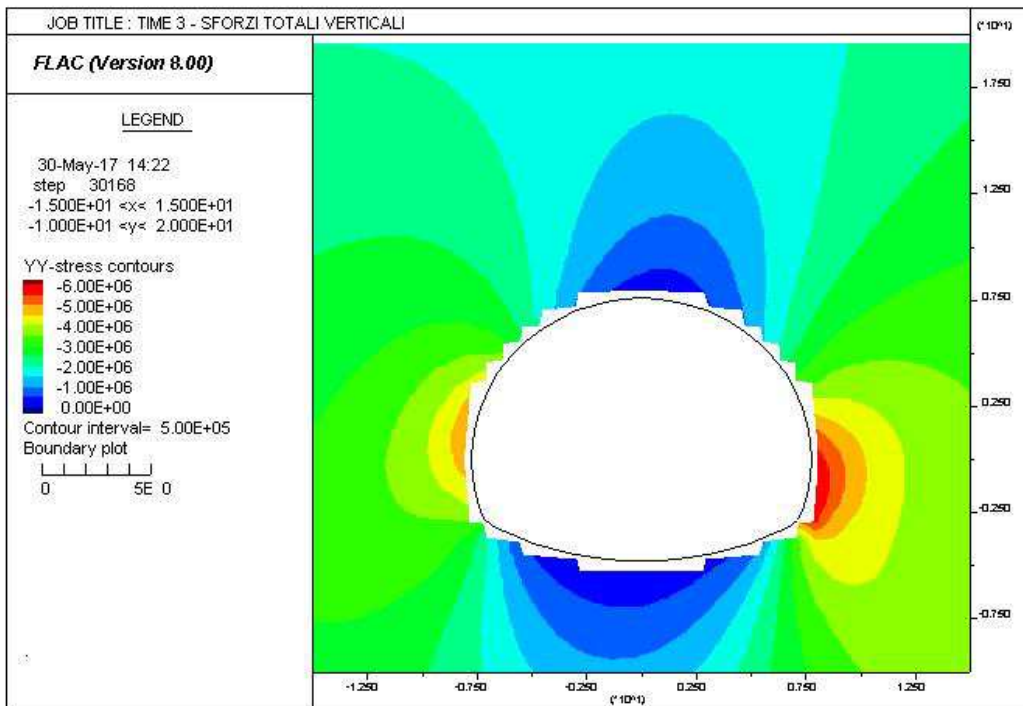
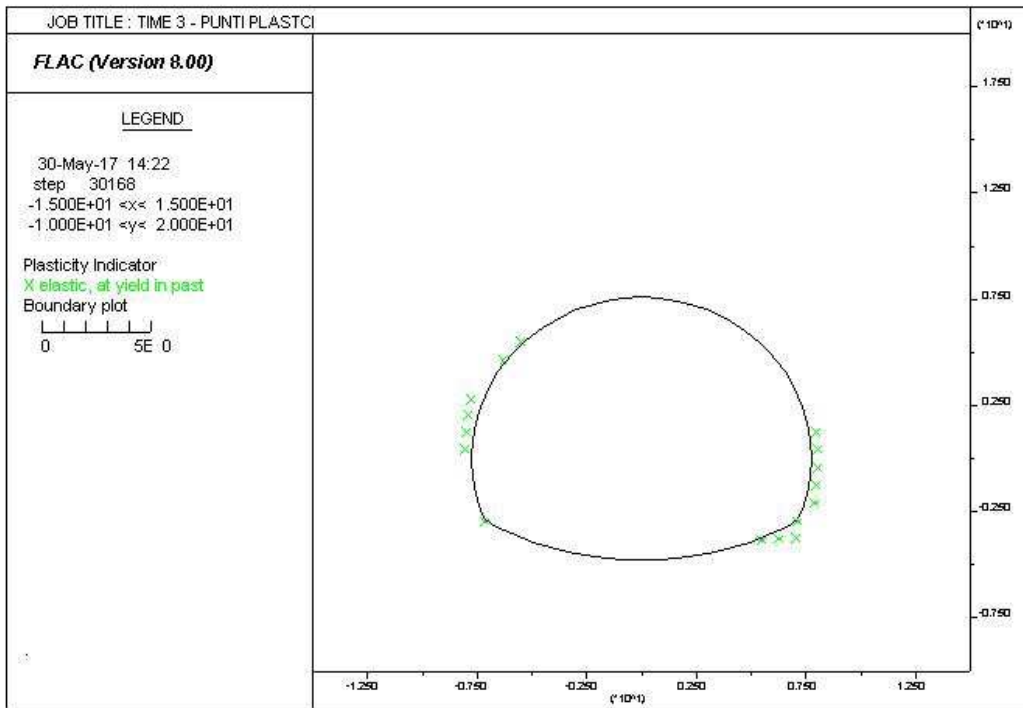
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



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

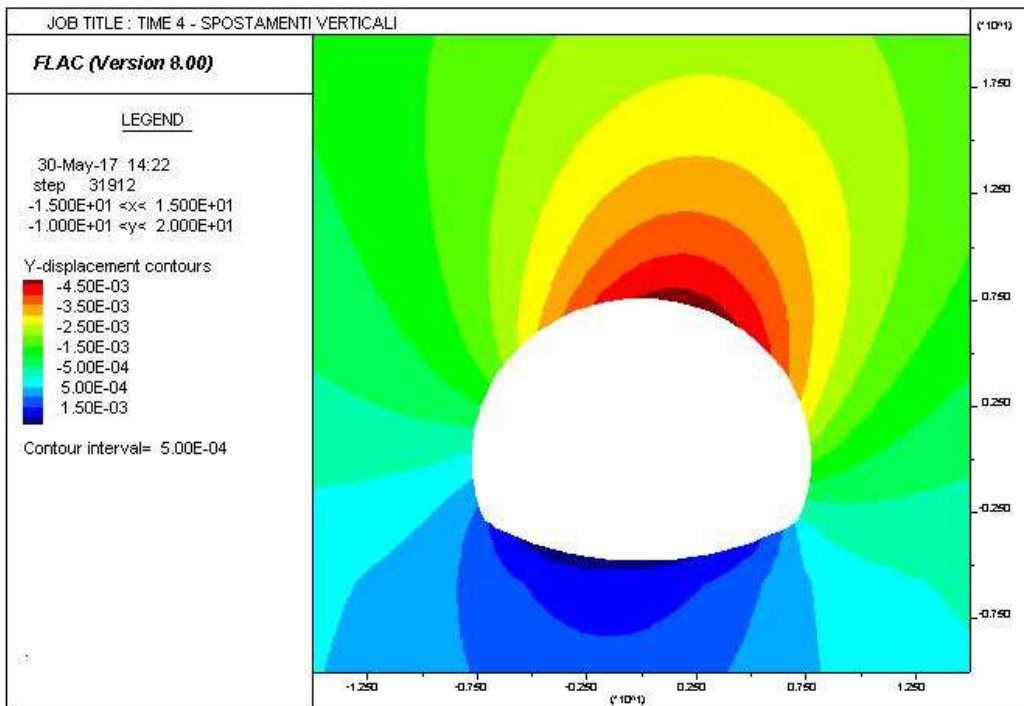
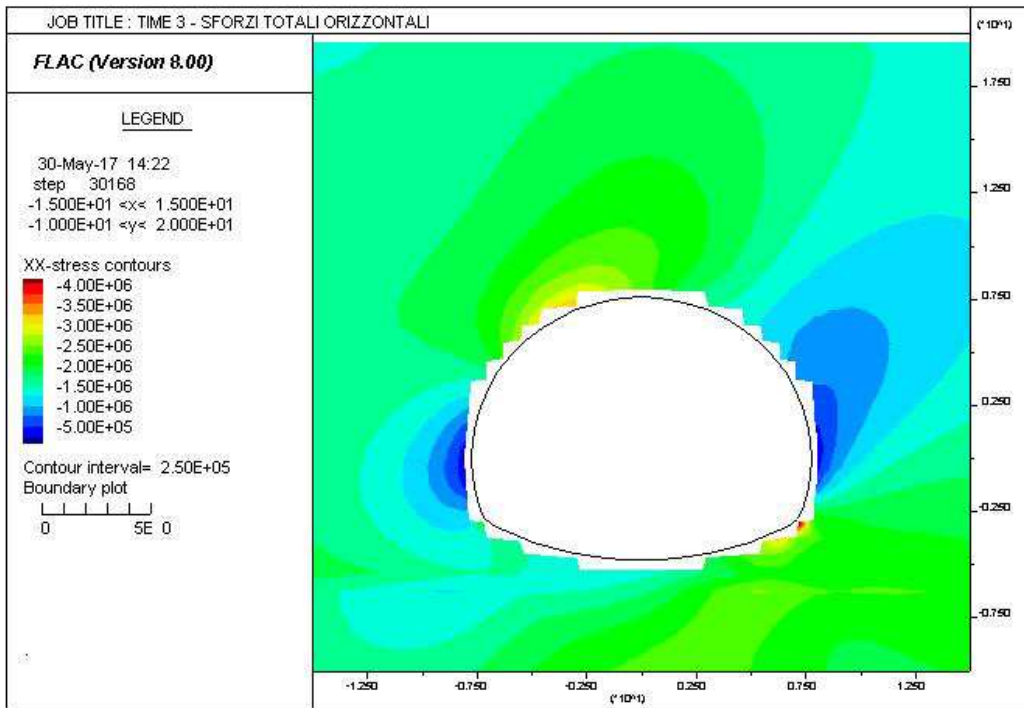


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

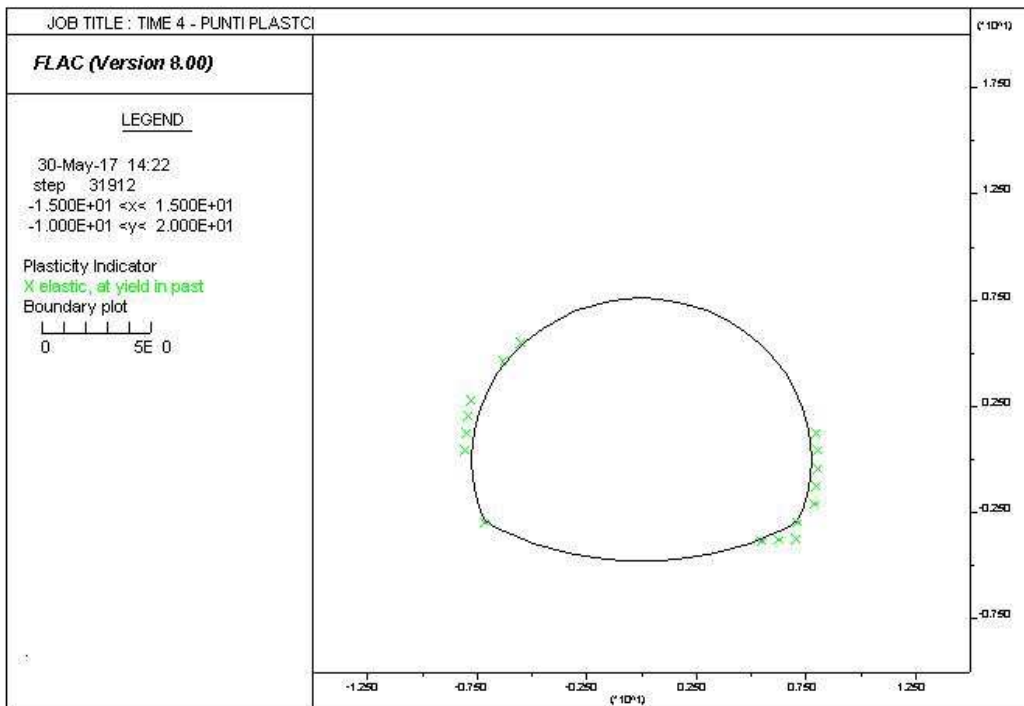
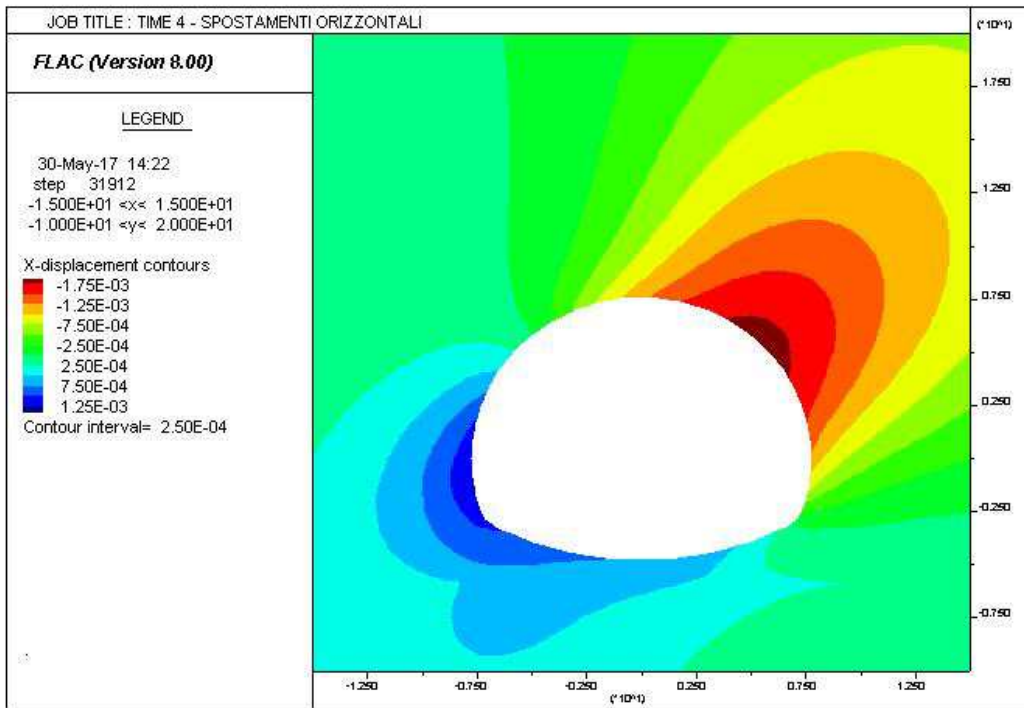




AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

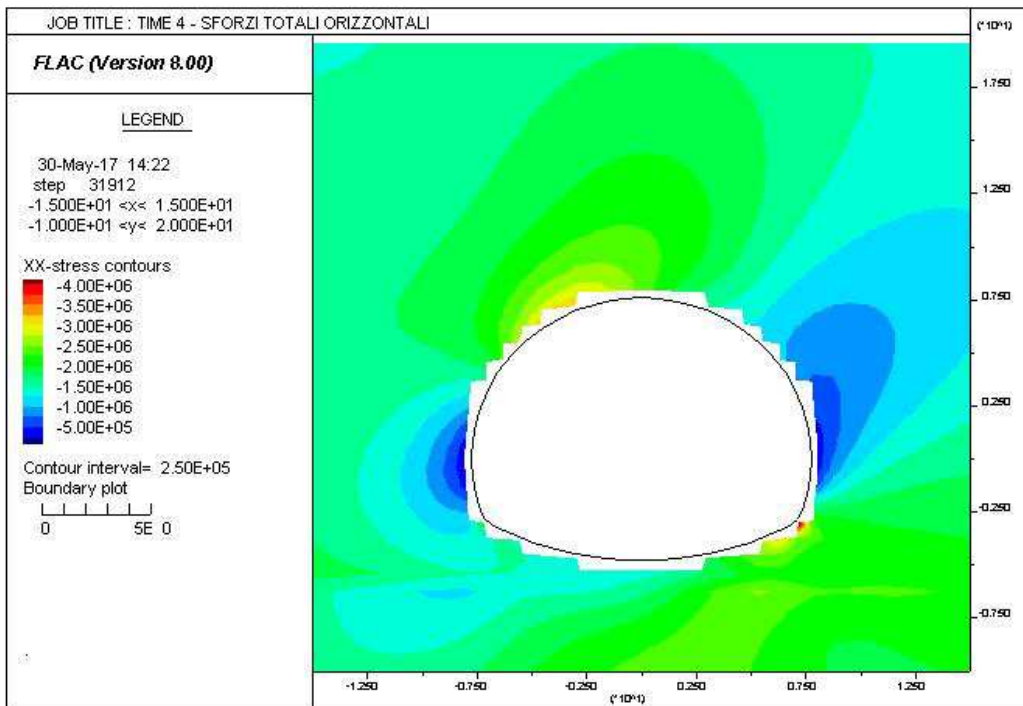
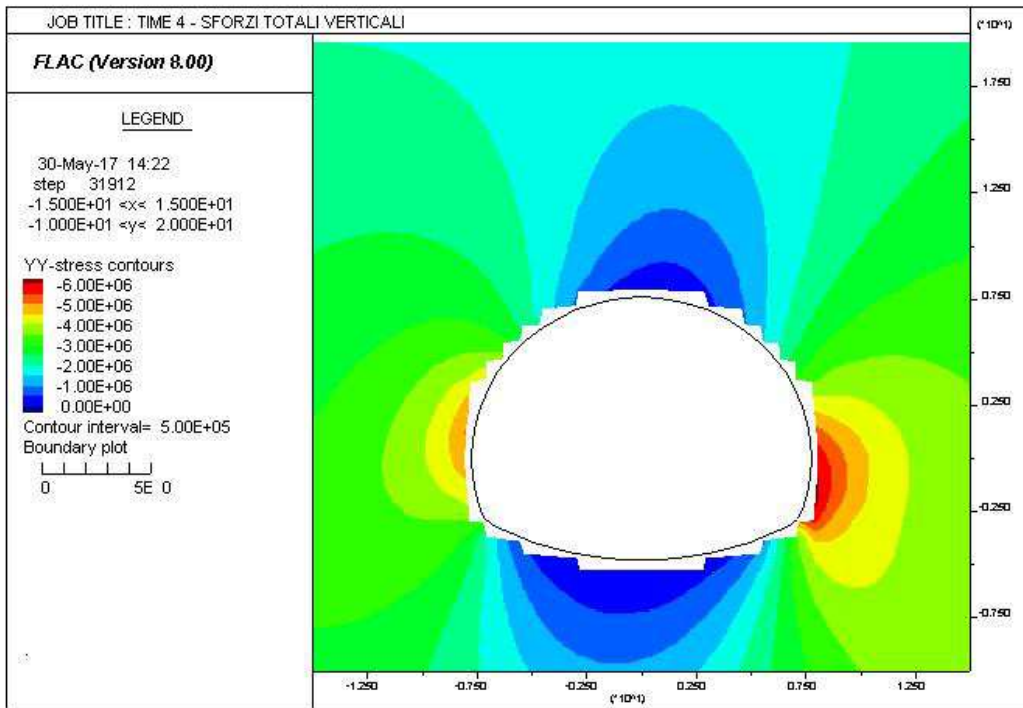


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

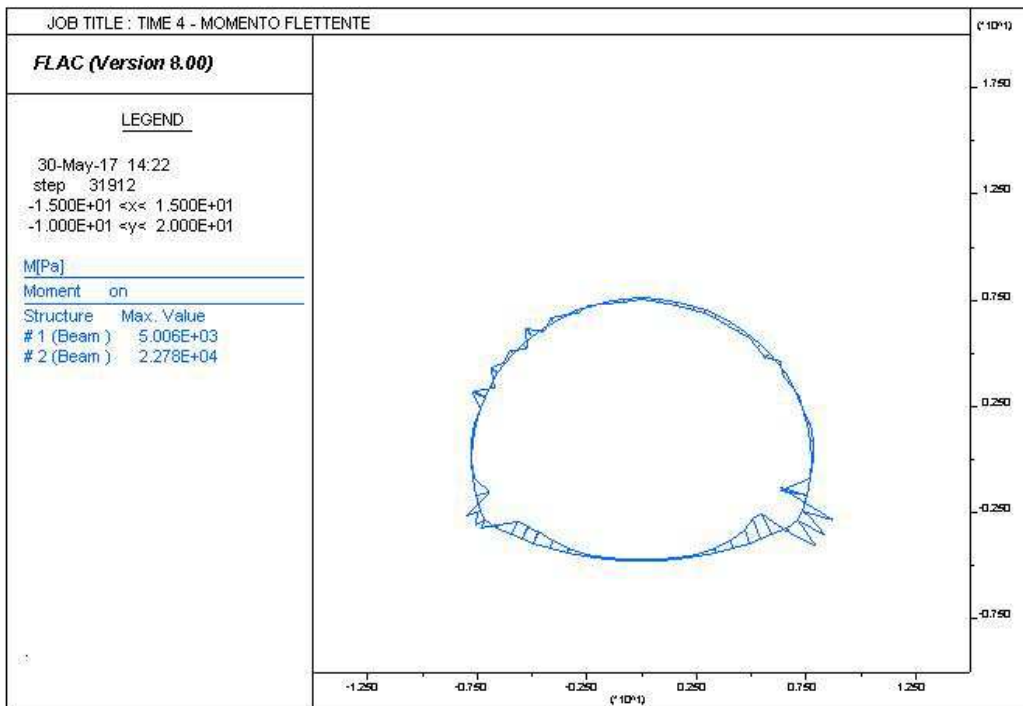
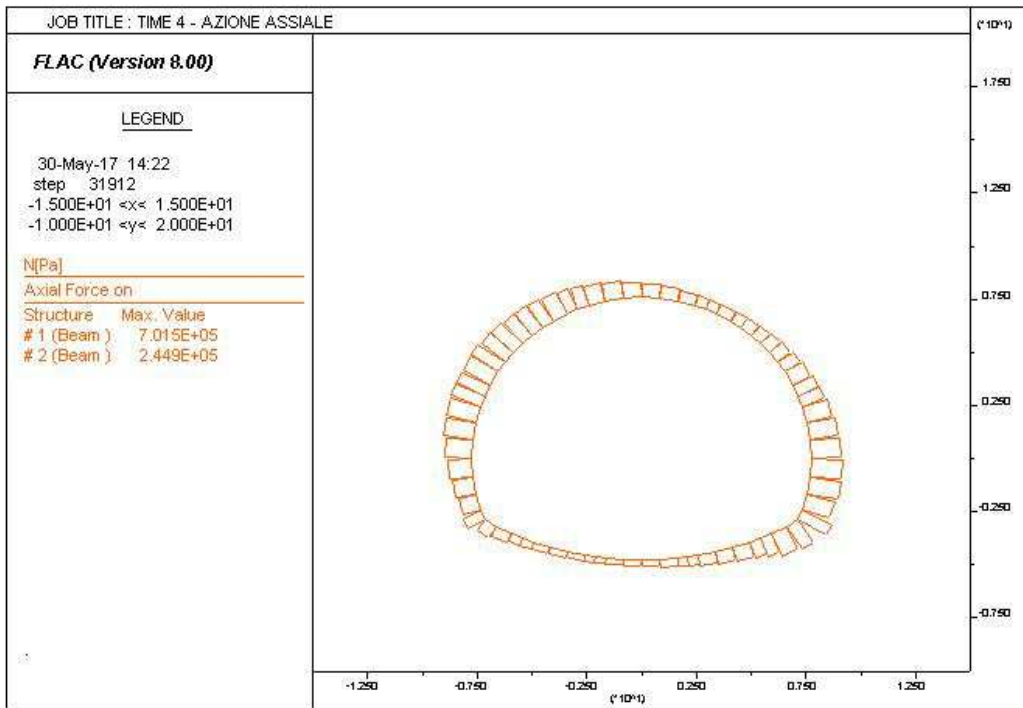




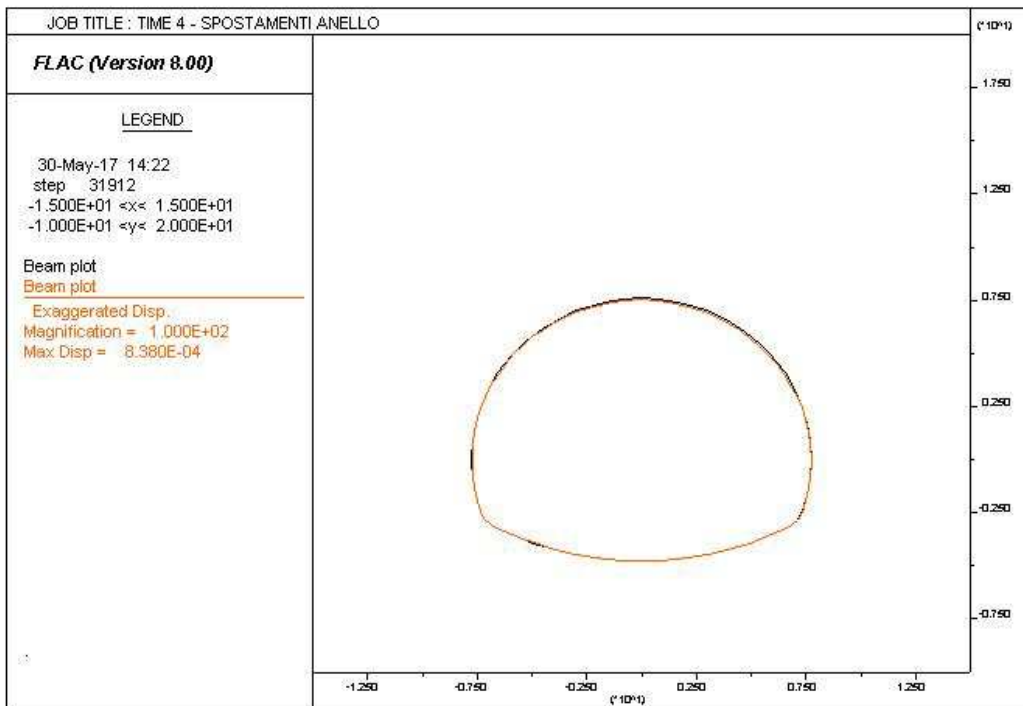
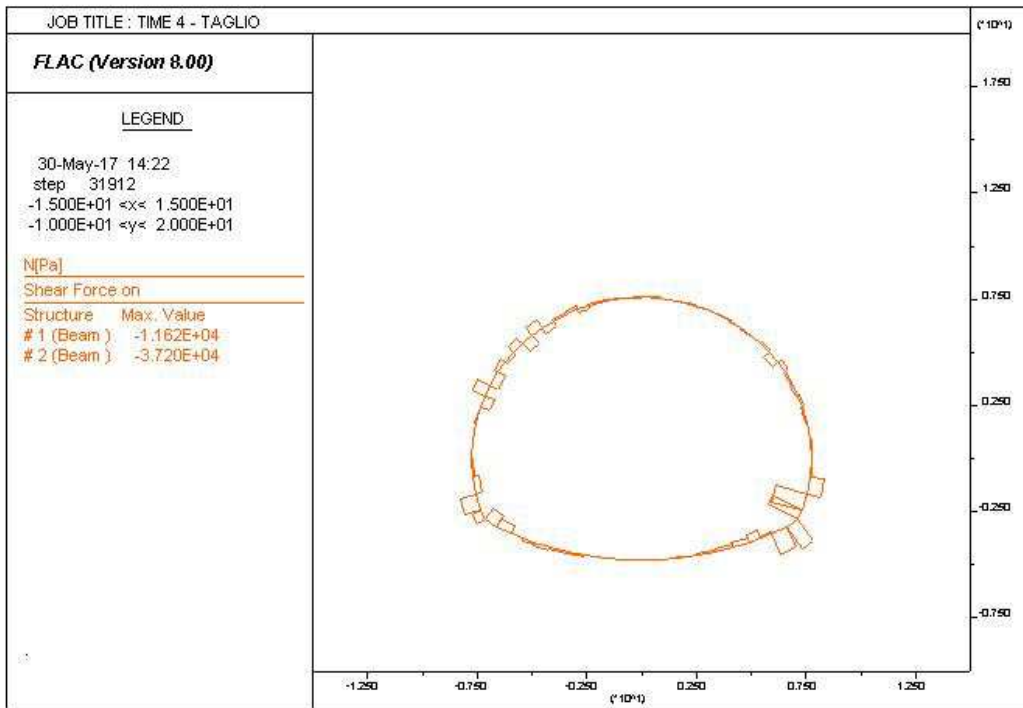
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



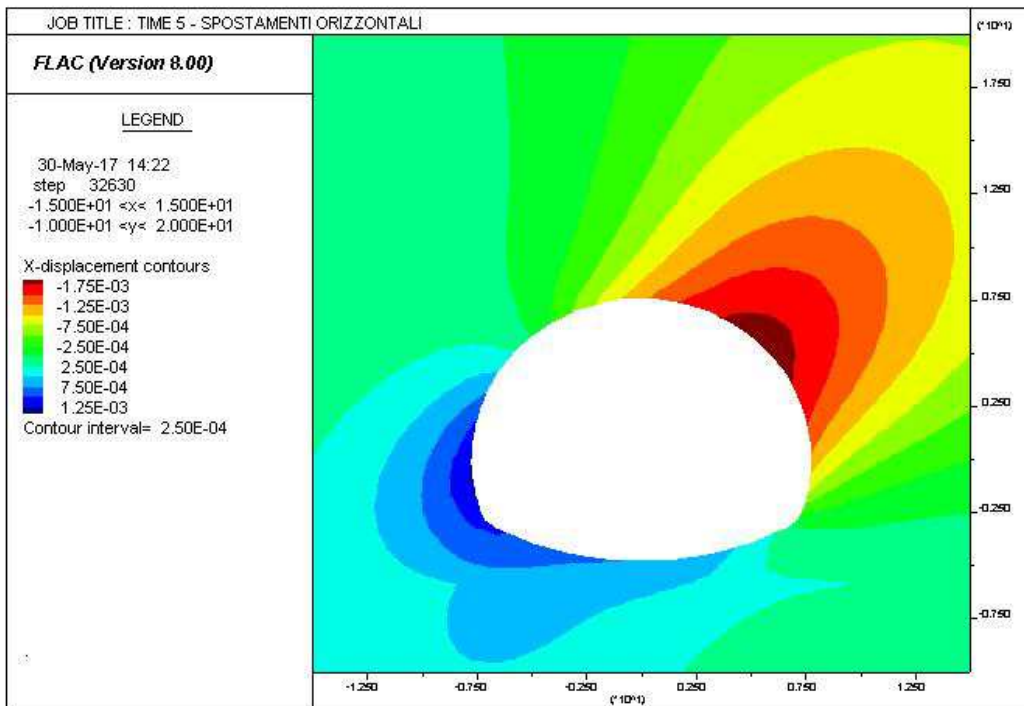
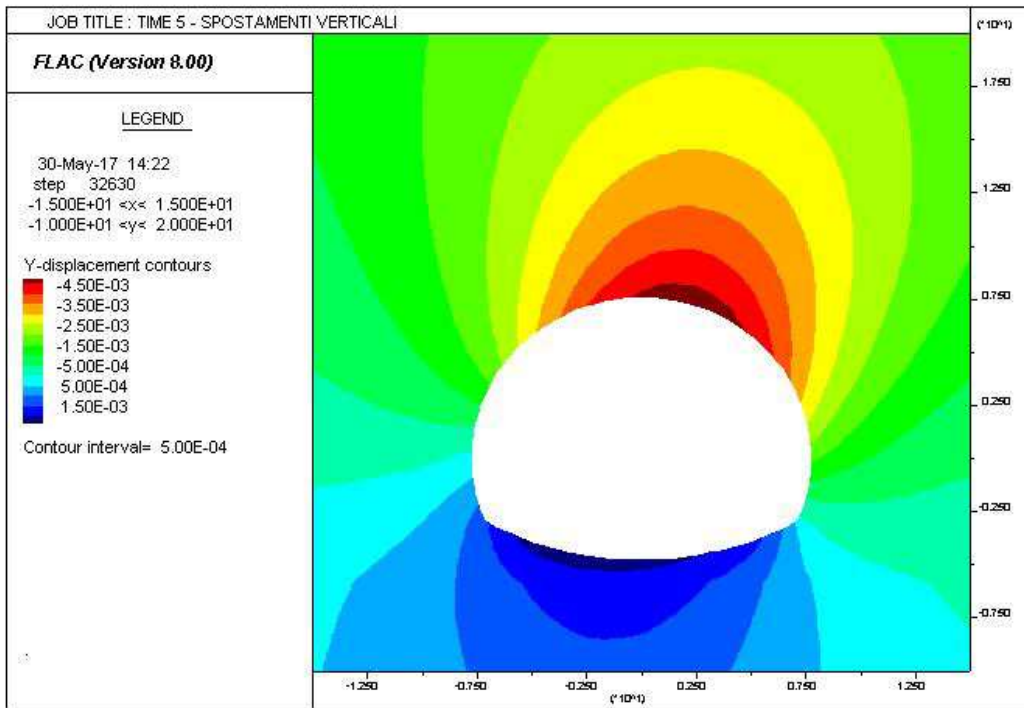
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



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

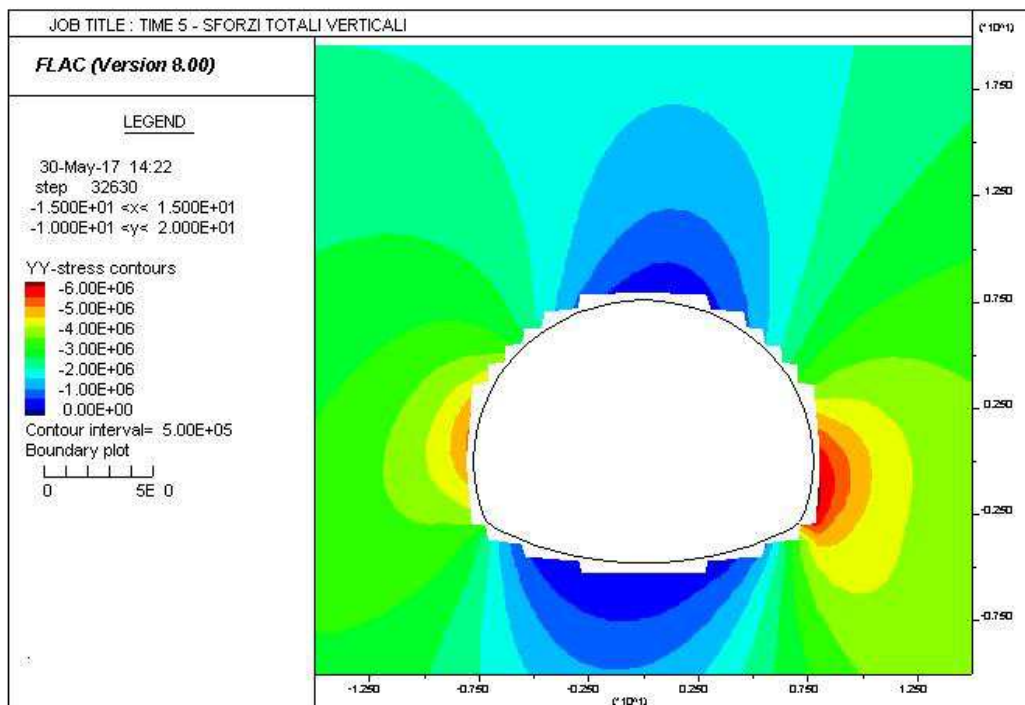
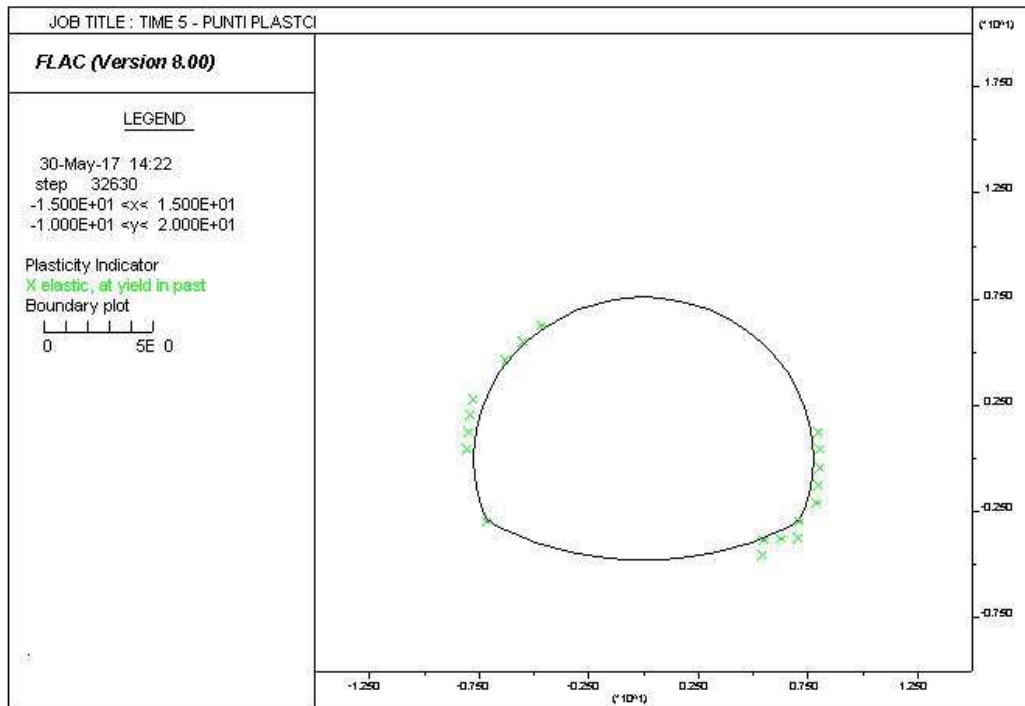


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

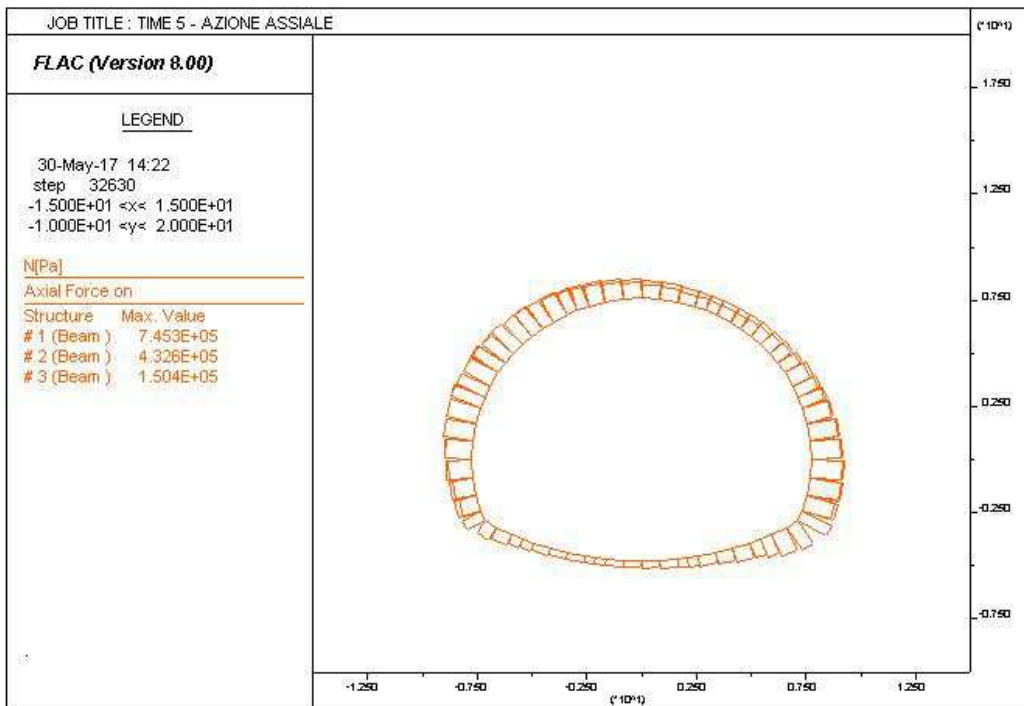
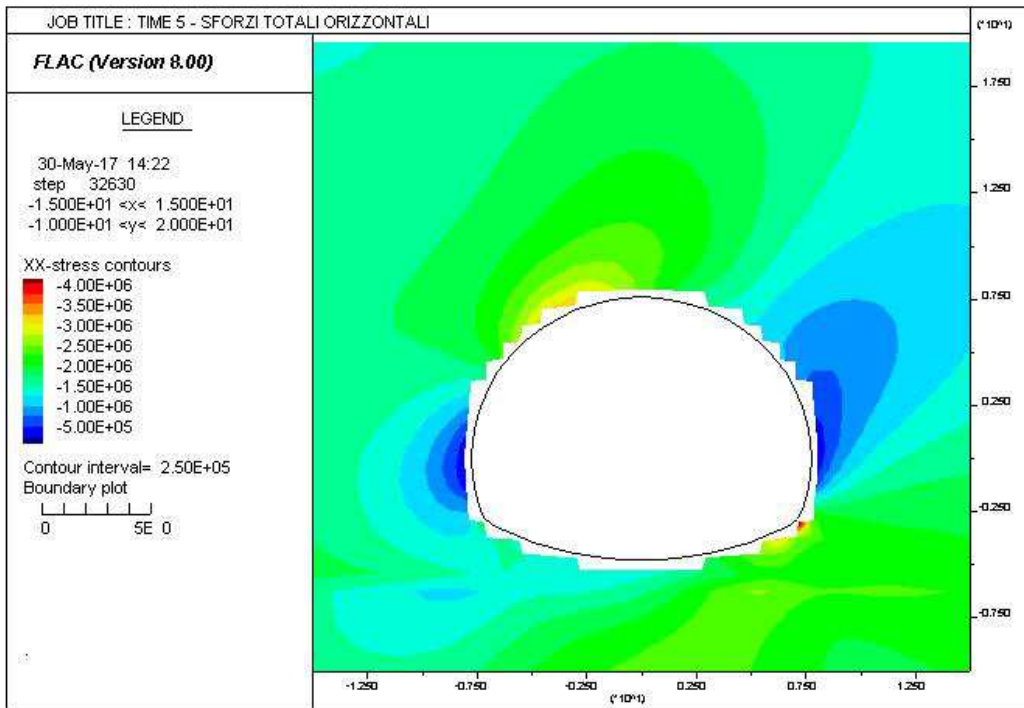


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

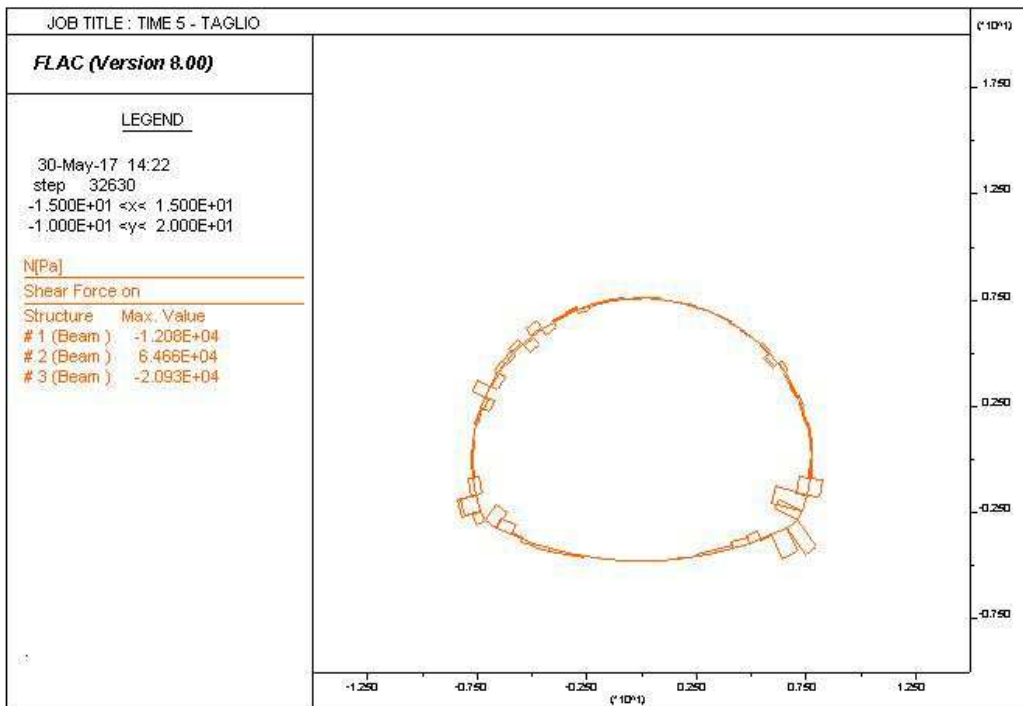
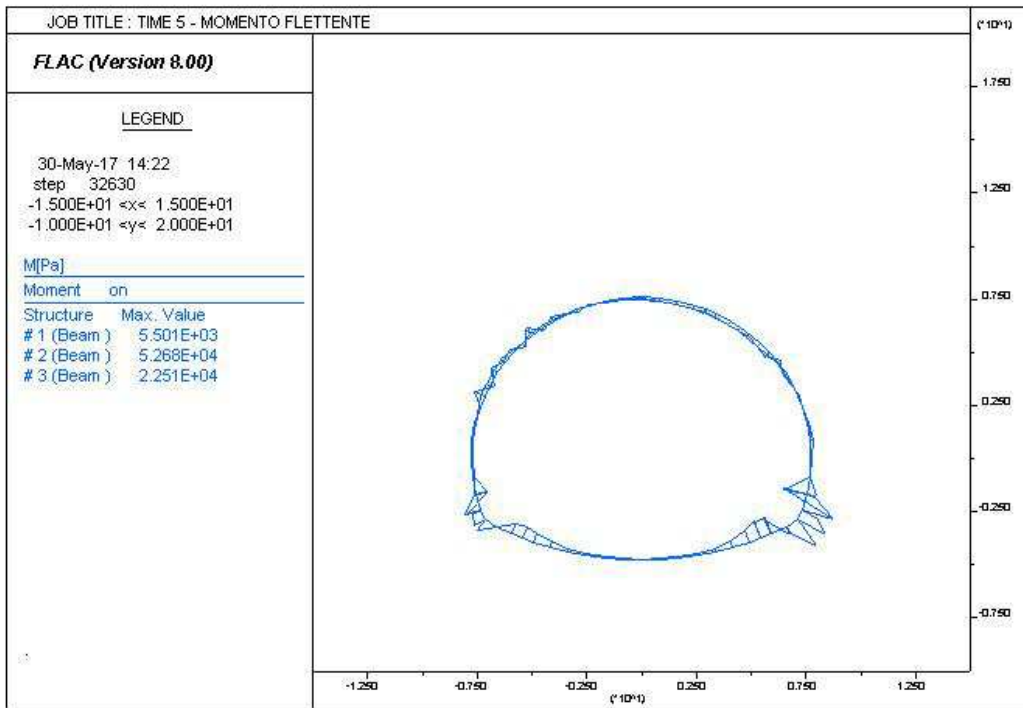
---



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

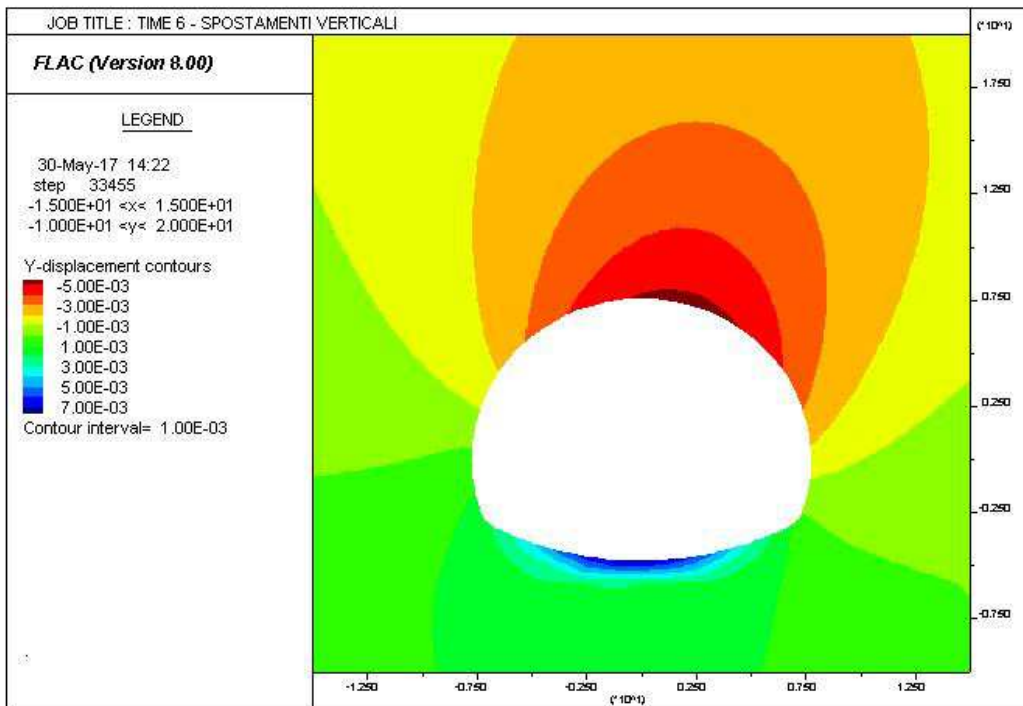
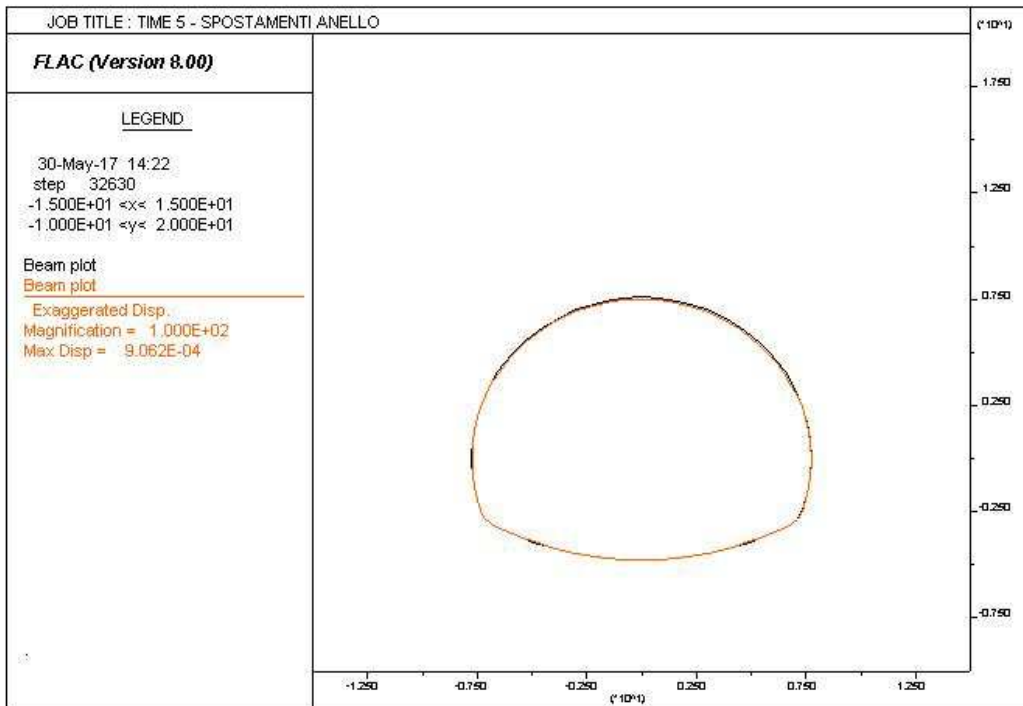


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO





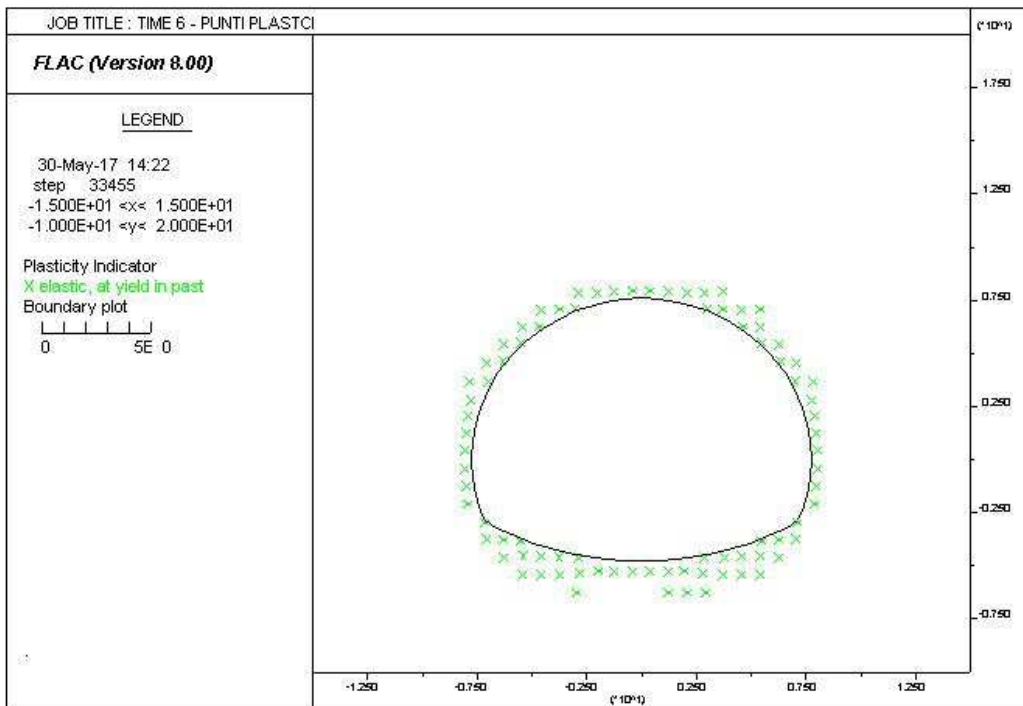
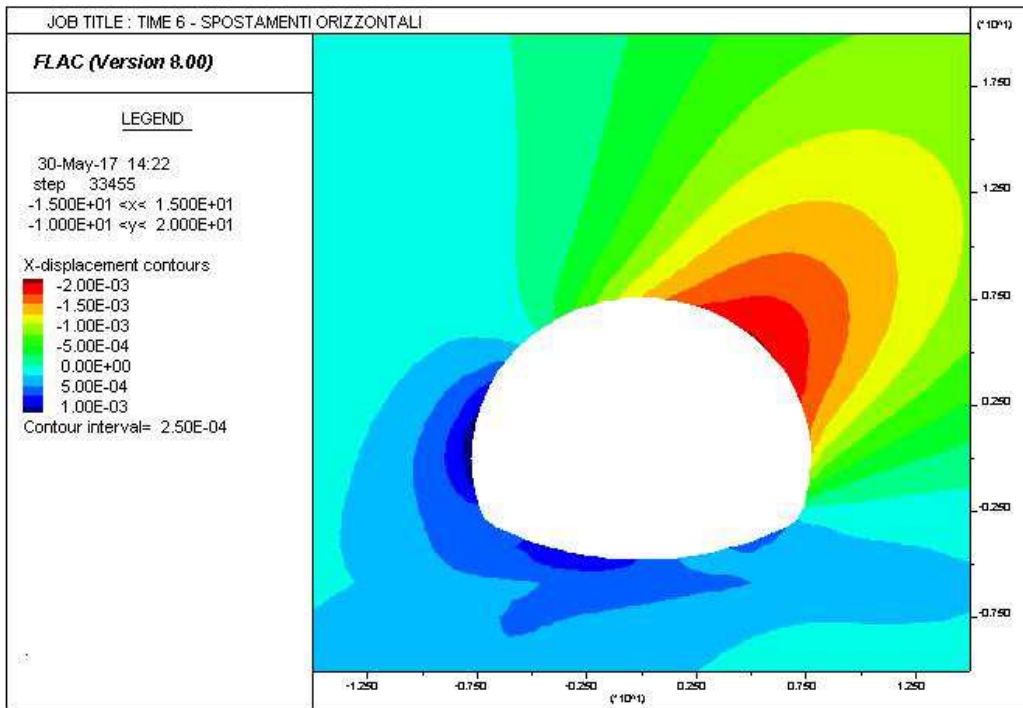
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



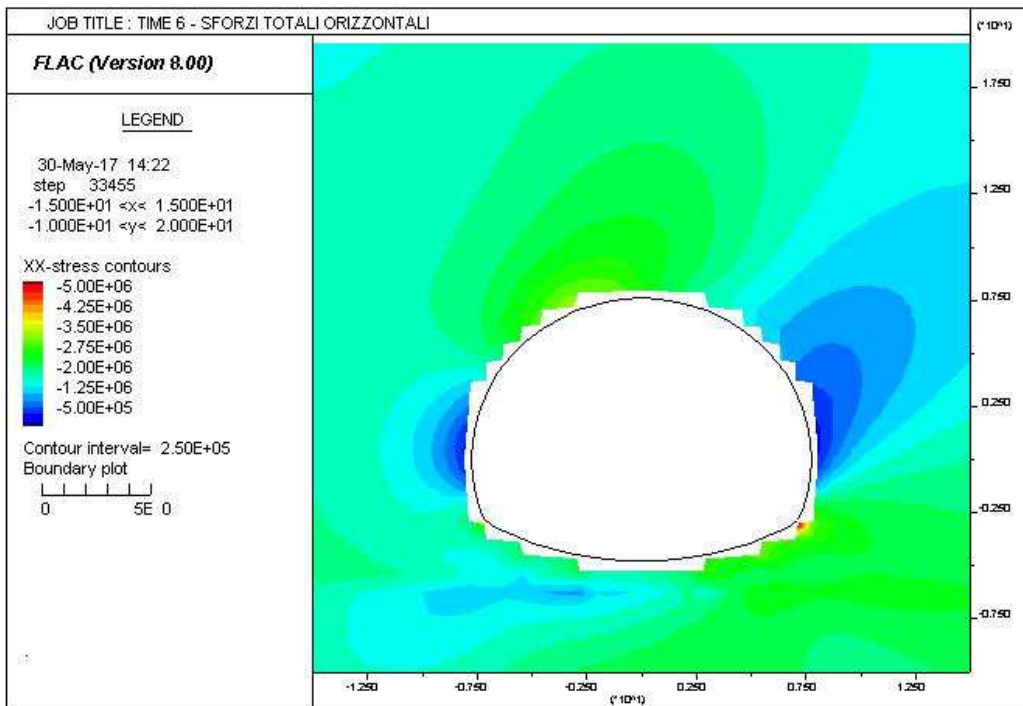
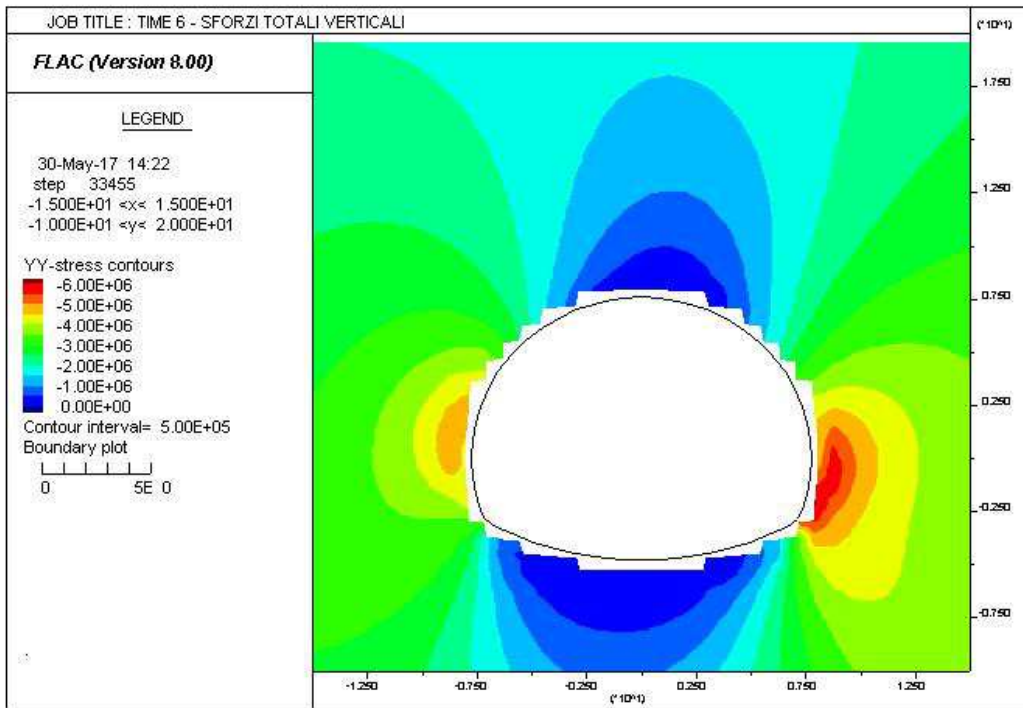


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

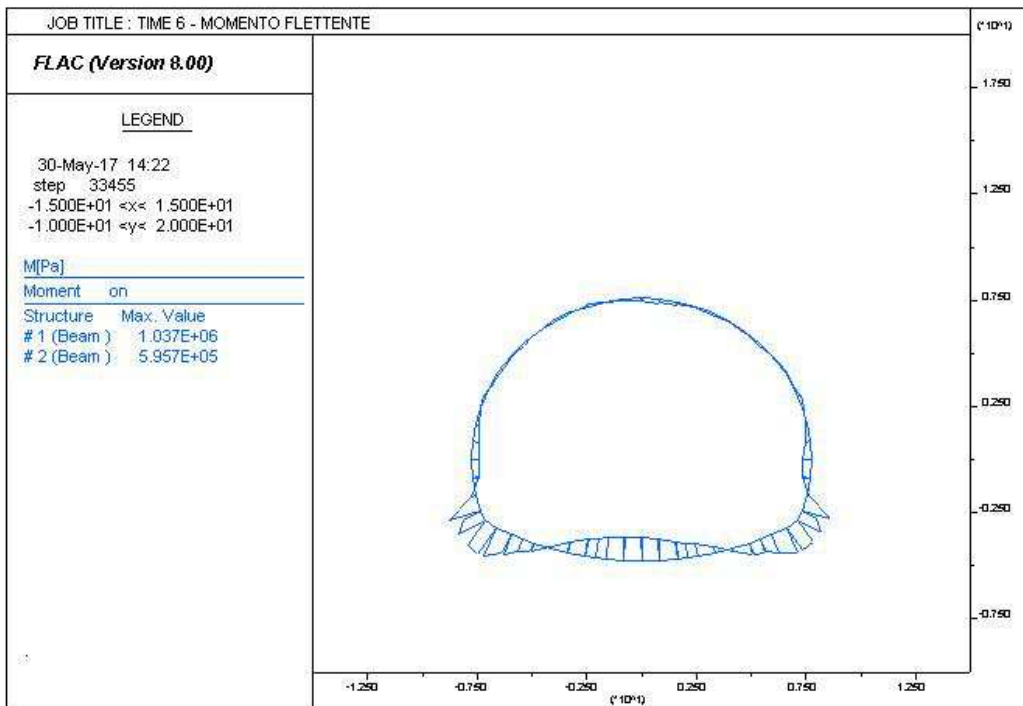
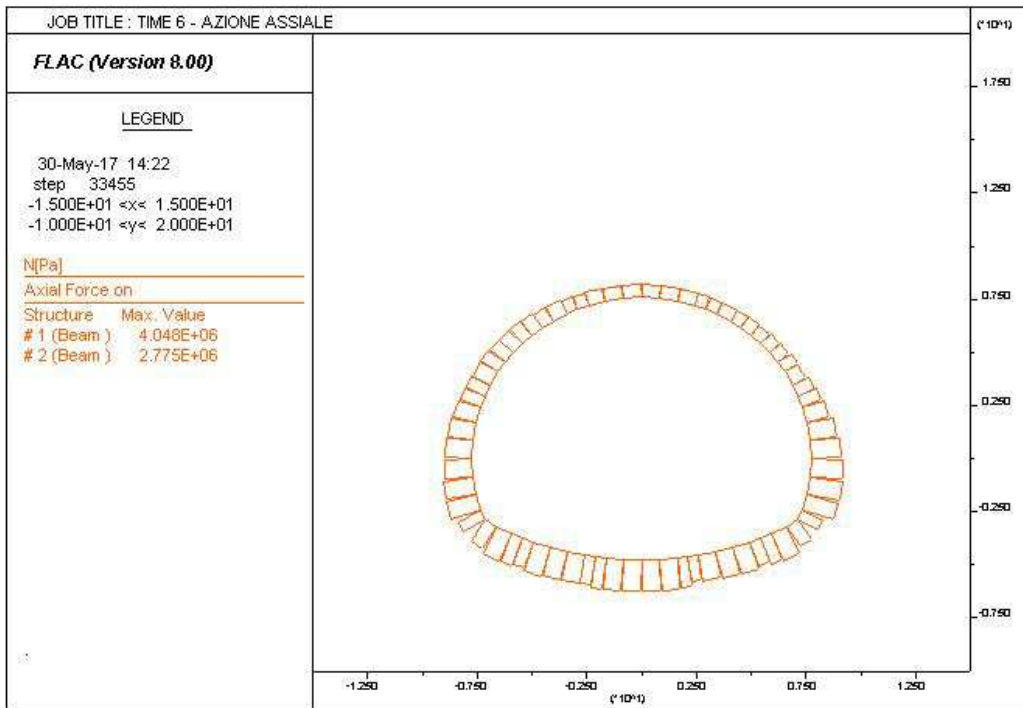
---



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



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



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

---

