

AUTOSTRADA VALDASTICO

A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

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

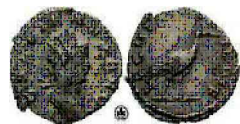
COMMITTENTE



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:
Technita 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 S. PIETRO
GALLERIE NATURALI - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Progressivo Rev.
07 02 06 001 02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA: --
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	NOME FILE: J16L1_07_02_06_001_0101_OPD_02.doc
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	CM. PROGR. FG. LIV. REV. J16L1_07_02_06_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 San Pietro

Gallerie naturali – Relazione Tecnica e di calcolo

INDICE

1	INTRODUZIONE	12
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	13
3	BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO	14
3.1	Inquadramento geologico-ideogeologico	14
3.2	Descrizione del profilo geomeccanico	15
3.3	Esame delle prove geotecniche e parametri di riferimento	18
4	ANALISI DELLE PROBLEMATICHE DI SCAVO	21
4.1	Analisi del contesto di intervento e delle problematiche esecutive	21
4.2	Scelta delle sezioni tipo di scavo: specifiche tecniche	21
4.2.1	Sezione Ab1	22
4.2.2	Sezione Ab2	25
4.2.3	Sezione Ac	27
4.2.4	Sezione B0	29
4.2.5	Sezione B0V	31
4.2.6	Sezione B2V	33
4.2.7	Sezione C2V	35
4.2.8	Sezione C1b	37
4.2.9	Sezione C1b*	39
5	INDAGINI ED INTERVENTI INTEGRATIVI IN CORSO D’OPERA	41
5.1	SOLUZIONI PROGETTUALI, ASPETTI GENERALI	41
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ADOTTATI	52
7	CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE SECONDO D.M. 14/01/2008	54
8	CRITERI DI VERIFICA DEI RIVESTIMENTI	57
8.1	CRITERI DI VERIFICA PER GLI SLE	57
8.1.1	Verifica a Pressoflessione	57
8.1.2	Verifica a Fessurazione	58
	Stato limite di apertura delle fessure	59
8.2	CRITERI DI VERIFICA PER GLI SLU	60
8.2.1	Verifica a Pressoflessione	61
8.2.2	Verifica al Taglio	61
9	DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI	64
9.1	Metodo delle curve caratteristiche	64
9.1.1	Aspetti generali	64
9.1.2	Consolidamento del fronte di scavo	68

9.1.3	<i>Consolidamento al contorno</i>	69
9.2	Analisi numeriche bidimensionali con FLAC 8.0	70
9.2.1	<i>Analisi alle differenze finite</i>	71
9.2.2	<i>Leggi di comportamento e parametri del materiale</i>	72
9.3	Analisi di stabilità del fronte di scavo	73
9.3.1	<i>Metodo di Tamez & Cornejo (1997)</i>	73
9.3.2	<i>Metodo di Broms e Bennermark (1967)</i>	75
9.3.3	<i>Metodo del tasso di deconfinamento critico λ_E (Panet, 1990)</i>	76
10	PREVISIONE SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMSSI ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)	78
10.1	Calcolo e determinazione delle categorie di comportamento allo scavo	80
10.1.1	<i>Stabilità del fronte di scavo</i>	80
10.1.2	<i>Metodo delle Linee Caratteristiche</i>	85
11	INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO E ANALISI DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO (FASE DI TERAPIA)	89
11.1	Premessa	89
11.2	Verifiche di stabilità del fronte con metodi analitici	89
11.3	Verifiche con il metodo delle curve caratteristiche	93
11.4	Modelli numerici di calcolo: Ipotesi di base	95
11.5	Descrizione dei modelli di calcolo	97
11.6	Modello geotecnico del sottosuolo e parametri geotecnici	103
11.7	Simulazione delle fasi di scavo	103
11.8	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	111
12	RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE	112
12.1	Prerivestimento - verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	114
12.2	Prerivestimento - verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	115
12.2.1	<i>Verifiche a Pressoflessione</i>	115
12.2.2	<i>Verifiche a taglio</i>	121
12.3	Rivestimento definitivo - verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	123
12.4	Rivestimento definitivo - verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	130
12.4.1	<i>Verifiche a Pressoflessione</i>	130
12.4.2	<i>Verifiche a Taglio</i>	148
13	ANALISI SISMICA	155
13.1	SOLUZIONI PER LA VERIFICA SISMICA DELLE GALLERIE	155
13.1.1	<i>RISPOSTA DELLA GALLERIA A DEFORMAZIONI IN DIREZIONE LONGITUDINALE</i>	156
13.1.2	<i>RISPOSTA DELLA GALLERIA A DEFORMAZIONI IN DIREZIONE TRASVERSALE</i>	160

13.2	VERIFICHE STRUTTURALI	163
13.2.1	<i>Direzione trasversale</i>	164
13.2.1	<i>Direzione longitudinale</i>	176
14	VERIFICA AL FUOCO	182
14.1	Software di calcolo	183
14.2	Schematizzazione del problema	184
14.3	Proprietà termiche dei materiali	188
14.4	Output del programma	192
14.5	Verifica strutturale	195
15	ANALISI DI STABILITÀ DEI CUNEI ROCCIOSI	197
15.1	Caratteristiche geomeccaniche delle discontinuità	197
15.2	Analisi dei tetraedri instabili	198
15.3	Analisi di stabilità del fronte di scavo	211
16	ALLEGATI FLAC	221
16.1	SEZIONE 1	221
16.2	SEZIONE 2	243
16.3	SEZIONE 3	265
16.4	SEZIONE 4	287
16.5	SEZIONE 5	327

Indice delle tabelle

Tabella 1 - coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni per gli SLE.....	57
Tabella 2 - coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno	57
Tabella 3 - Relazione fra il numero di stabilità e le deformazioni attese	76
Tabella 4 - Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di diagnosi.....	81
Tabella 5 - Riepilogo analisi Broms & Bennermark e Panet in fase di diagnosi.....	82
Tabella 6 - Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di diagnosi.....	84
Tabella 7: Fase di diagnosi: metodo delle linee caratteristiche	87
Tabella 8: Fase di diagnosi: metodo delle linee caratteristiche	88
Tabella 9: Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di terapia.....	90
Tabella 10: Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di terapia – con battente idraulico	90
Tabella 11: Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di terapia.....	92
Tabella 12: Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di terapia.....	93
Tabella 13: Fase di terapia: priverimenti.....	93

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

Tabella 14: Fase di terapia: consolidamenti al fronte	94
Tabella 15: Fase di terapia: consolidamenti al contorno.....	94
Tabella 16: Fase di terapia: distanze getti	94
Tabella 17: Riassunto analisi linee caratteristiche.....	94
Tabella 18: Riassunto analisi linee caratteristiche.....	95
Tabella 19: Riassunto analisi linee caratteristiche.....	95
Tabella 20: Sezioni di calcolo	96
Tabella 21 - Parametri geotecnici di calcolo.....	103
Tabella 22 - Principali fasi della modellazione numerica.....	104
Tabella 23 - Principali fasi della modellazione numerica – sezione 4.....	105
Tabella 24: Prerivestimenti.....	112
Tabella 25: Rivestimenti definitivi	112
Tabella 26: Campo di spostamenti – Sez 1	112
Tabella 27: Campo di spostamenti – Sez 2	113
Tabella 28: Campo di spostamenti – Sez 3	113
Tabella 29: Campo di spostamenti – Sez 4	113
Tabella 30: Campo di spostamenti – Sez 5	113
Tabella 31: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1	114
Tabella 32: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2	114
Tabella 33: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3	114
Tabella 34: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 – canna sud	115
Tabella 35: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 – canna nord	115
Tabella 36: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5	115
Tabella 37: Verifica a taglio SLU – Sezione 1	122
Tabella 38: Verifica a taglio SLU – Sezione 2	122
Tabella 39: Verifica a taglio SLU – Sezione 3	122
Tabella 40: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 – canna sud	122
Tabella 41: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 – canna nord	123
Tabella 42: Verifica a taglio SLU – Sezione 5	123
Tabella 43: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 - Step 5	124
Tabella 44: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 - Step 6	124
Tabella 45: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 5	125
Tabella 46: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 6	125
Tabella 47: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - Step 5	125
Tabella 48: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - Step 6	126

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

Tabella 49: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step 5 – canna sud.....	126
Tabella 50: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step a – canna sud.....	126
Tabella 51: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step b – canna sud.....	127
Tabella 52: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step c – canna sud.....	127
Tabella 53: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step d – canna sud.....	128
Tabella 54: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step e – canna sud.....	128
Tabella 55: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step 66 – canna sud.....	128
Tabella 56: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step e – canna nord.....	129
Tabella 57: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step 66 – canna nord.....	129
Tabella 58: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5 - Step 5.....	129
Tabella 59: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5 - Step 6.....	130
Tabella 60: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5 - Step 7.....	130
Tabella 61 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 5.....	131
Tabella 62 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 6.....	132
Tabella 63 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 5.....	133
Tabella 64 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 6.....	135
Tabella 65 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 5 – canna sud.....	136
Tabella 66 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step a – canna sud.....	137
Tabella 67 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step b – canna sud.....	138
Tabella 68 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step c – canna sud.....	139
Tabella 69 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step d – canna sud.....	140
Tabella 70 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step e – canna sud.....	141
Tabella 71 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – Step 66 – canna sud.....	142
Tabella 72 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step e – canna nord.....	143
Tabella 73 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – Step 66 – canna nord.....	144
Tabella 74 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 5 - Step 5.....	145
Tabella 75 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 6.....	146
Tabella 76 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 7.....	147
Tabella 77: Verifica a taglio – Sezione 1 - Step 5.....	148
Tabella 78: Verifica a taglio – Sezione 1 - Step 6.....	148
Tabella 79: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 5.....	149
Tabella 80: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 6.....	149
Tabella 81: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - Step 5.....	149
Tabella 82: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - Step 6.....	150
Tabella 83: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step 5 – canna sud.....	150

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

Tabella 84: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step a – canna sud	150
Tabella 85: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step b – canna sud	151
Tabella 86: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step c – canna sud	151
Tabella 87: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step d – canna sud	151
Tabella 88: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step e – canna sud	152
Tabella 89: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step 66 – canna sud	152
Tabella 90: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step e – canna nord	152
Tabella 91: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step 66 – canna nord	153
Tabella 92: Verifica a taglio SLU – Sezione 5 - Step 5	153
Tabella 93: Verifica a taglio SLU – Sezione 5 - Step 6	153
Tabella 94: Verifica a taglio SLU – Sezione 5 - Step 7	154
Tabella 95 – Parametri sismici – sezione 1	165
Tabella 96 – Parametri a quota galleria – Sezione 1	165
Tabella 97 – Parametri sismici – sezione 2	166
Tabella 98 – Parametri a quota galleria – Sezione 2	166
Tabella 99 – Parametri sismici – sezione 3	167
Tabella 100 – Parametri a quota galleria – Sezione 3	167
Tabella 101 – Parametri sismici – sezione 4	168
Tabella 102 – Parametri a quota galleria – Sezione 4	168
Tabella 103 – Parametri sismici – sezione 5	169
Tabella 104 – Parametri a quota galleria – Sezione 5	169
Tabella 105 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1	170
Tabella 106 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2	171
Tabella 107 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3	171
Tabella 108 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 4	172
Tabella 109 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 5	172
Tabella 110 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – canna sud – sisma + +	173
Tabella 111: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - canna sud – sisma + +	174
Tabella 112 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – canna sud – sisma - -	174
Tabella 113: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - canna sud – sisma - -	174
Tabella 114: Verifica a taglio con spilli – Sezione 4 - canna sud – sisma - -	175
Tabella 115 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – canna sud – sisma + -	175
Tabella 116: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - canna sud – sisma + -	175
Tabella 117: Verifica a taglio con spilli – Sezione 4 - canna sud – sisma + -	175
Tabella 118 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – canna sud – sisma - +	176

Tabella 119: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - canna sud – sisma - +	176
Tabella 120 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1	177
Tabella 121 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2	178
Tabella 122 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3	179
Tabella 123 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 4	180
Tabella 124 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 5	181
Tabella 125: Sezioni di analisi e carichi a metro di galleria	184
Tabella 126 – Analisi al fuoco – Modello 2	195
Tabella 127 – Analisi al fuoco – Modello 4	196
Tabella 128 – Analisi al fuoco – Modello 5	196

Indice delle figure

Figura 1 - Sezione tipo Ab1	23
Figura 2 - Sezione tipo Ab1 (profilo longitudinale)	24
Figura 3 - Sezione tipo Ab2	25
Figura 4 - Sezione tipo Ab2 (profilo longitudinale)	26
Figura 5 - Sezione tipo Ac	27
Figura 6 - Sezione tipo Ac (profilo longitudinale)	28
Figura 7 - Sezione tipo B0	29
Figura 8 - Sezione tipo B0 (profilo longitudinale)	30
Figura 9 - Sezione tipo B0V	31
Figura 10 - Sezione tipo B0V (profilo longitudinale)	32
Figura 11 - Sezione tipo B2V	33
Figura 12 - Sezione tipo B2V (profilo longitudinale)	34
Figura 13 - Sezione tipo C2V	35
Figura 14 - Sezione tipo C2V (profilo longitudinale)	36
Figura 15 - Sezione tipo C1b	37
Figura 16 - Sezione tipo C1b (profilo longitudinale)	38
Figura 17 - Sezione tipo C1b*	39
Figura 18 - Sezione tipo C1b* (profilo longitudinale)	40
Figura 19 - Perforazioni in avanzamento. Schema in sezione trasversale	41
Figura 20 - Perforazioni in avanzamento. Schema posizionamento fori – planimetria	42
Figura 21 - Indagini sismiche in avanzamento. Schema in sezione trasversale	42
Figura 22 - Indagini sismiche in avanzamento. Schema in planimetria	43
Figura 23 - Iniezioni di impermeabilizzazione in avanzamento. Schema in sezione longitudinale	43

Figura 24 - Iniezioni di impermeabilizzazione in avanzamento. Schema in sez. trasversale al fronte	44
Figura 25 - Iniezioni di riempimento cavità carsiche in avanzamento. Schema in sezione longitudinale.....	45
Figura 26 - Impermeabilizzazione TIPO 1 -Schema planimetrico smaltimento acque bianche	46
Figura 27 - Impermeabilizzazione e drenaggio TIPO 1	47
Figura 28 - Impermeabilizzazione TIPO 2 -Schema planimetrico smaltimento acque bianche	48
Figura 29 - Impermeabilizzazione e drenaggio TIPO 2	49
Figura 30 - Schermi di Impermeabilizzazione radiali (Vista in sezione trasversale e in pianta)	49
Figura 31 - Progressivo di confinamento del bordo di scavo per simulare l'avanzamento della galleria	66
Figura 32 - Curve caratteristiche.....	66
Figura 33 - Fasi di computazione del codice di calcolo FLAC	72
Figura 34 - Criterio di rottura di Mohr-Coulomb nello spazio delle tensioni	73
Figura 35 – Schema proposto da Tamez.....	73
Figura 36 – Schema del metodo di Tamez.....	74
Figura 37 – Griglia di calcolo “Sezione 1”	97
Figura 38 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 1”	98
Figura 39 – Griglia di calcolo “Sezione 2”	98
Figura 40 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 2”	99
Figura 41 – Griglia di calcolo “Sezione 3”	99
Figura 42 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 3”	100
Figura 43 – Griglia di calcolo “Sezione 4”	100
Figura 44 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 4”	101
Figura 45 – Griglia di calcolo “Sezione 5”	101
Figura 46 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 5”	102
Figura 47 – Output GV4 – Calcolo 1 – Sezione Ac	107
Figura 48 – Output GV4 – Calcolo 2 – Sezione B0V.....	108
Figura 49 – Output GV4 – Calcolo 3 – Sezione C1b	109
Figura 50 – Output GV4 – Calcolo 5 – Sezione B2V.....	110
Figura 51 – Tipi di deformazione in condizioni sismiche (Owen e Scholl, 1981).....	156
Figura 52 – Interazione fra onda armonica semplice e galleria (Wang, 1993).....	157
Figura 53 – Deformazione distorsionale in condizioni di free-field nel caso di terreno indisturbato (Wang, 1993).....	160
Figura 54 – Convenzione dei segni utilizzata nelle formule di Penzien (2000)	162
Figura 55 – Ovalizzazione della galleria.....	163
Figura 56 – Sezione di calcolo – Modello 2	185
Figura 57 – Sezione di calcolo – Modello 4	185

Figura 58 – Sezione di calcolo – Modello 5	186
Figura 59 – Mesh di calcolo –Modello 2.....	186
Figura 60 – Mesh di calcolo –Modello 4.....	187
Figura 61 – Mesh di calcolo –Modello 5.....	187
Figura 62 – Conduttività termica del calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.4 – fig.3.7)	188
Figura 63 – Calore specifico per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.3.2 – fig.3.6a)	189
Figura 64 –Fattore di riduzione del valore di resistenza f_{ck} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.4.2.4.2 – fig.4.1)	189
Figura 65 –Fattore di riduzione del valore di ϵ_{c1} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)	190
Figura 66 – Fattore di riduzione del valore di ϵ_{cu} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)	190
Figura 67 – 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)	191
Figura 68 – 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).....	191
Figura 69 – Analisi termica – Modello 2.....	192
Figura 70 – Analisi termica – Modello 4.....	193
Figura 71 – Analisi termica – Modello 5.....	194
Figura 72 – Diagnosi – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500	202
Figura 73 – Terapia – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500	203
Figura 74 – Diagnosi e terapia – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500.....	204
Figura 75 – Diagnosi – San Pietro da 14+500 a 15+000	205
Figura 76 – Terapia – San Pietro da 14+500 a 15+000	206
Figura 77 – Diagnosi e terapia – San Pietro da 14+500 a 15+000.....	207
Figura 78 – Diagnosi – San Pietro da 16+220 a 16+500	208
Figura 79 – Terapia – San Pietro da 16+220 a 16+500	209
Figura 80 – Diagnosi e terapia – San Pietro da 16+220 a 16+500.....	210
Figura 81 – Diagnosi – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500	212
Figura 82 – Terapia – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500	213
Figura 83 – Diagnosi e terapia – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500.....	214
Figura 84 – Diagnosi – San Pietro da 14+500 a 15+000	215
Figura 85 – Terapia – San Pietro da 14+500 a 15+000	216
Figura 86 – Diagnosi e terapia – San Pietro da 14+500 a 15+000.....	217
Figura 87 – Diagnosi – San Pietro da 16+220 a 16+500	218
Figura 88 – Terapia – San Pietro da 16+220 a 16+500	219
Figura 89 – Diagnosi e terapia – San Pietro da 16+220 a 16+500.....	220

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto la galleria autostradale San Pietro, 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 13+705 alla pk 17+163 circa è prevista la Galleria S.Pietro.

- tratto da pk 13+705 a pk 13+725 ca. in galleria Artificiale
- tratto da pk 13+725 a pk 17+090 circa, in galleria Naturale
- tratto da pk 17+090 a pk 17+163 ca. in galleria Artificiale.

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

Le coperture per la Galleria S. Pietro sono comprese tra un minimo di 4÷5m circa nelle zone di imbocco, fino ad un massimo di 350m nel tratto centrale.

Rispetto al Progetto Preliminare, il tracciato della galleria è stato variato nel settore centrale: a partire dalla PK 14+400 il tracciato è stato spostato verso valle, in direzione est, di circa 140 metri, comportando una riduzione della copertura.

Il tracciato è stato ridefinito per un'ottimizzazione plano-altimetrica finalizzata alla prosecuzione del 2° lotto funzionale della tratta autostradale verso Trento.

In corrispondenza della zona di imbocco Sud della Galleria S. Pietro i rilievi in sito, i sondaggi e le indagini sismiche hanno individuato la presenza di rilevanti spessori di coltre detritica che, in base alle ricostruzioni geologico-stratigrafiche eseguite, interessano anche una prima tratta iniziale della galleria naturale fino alla PK 13+500 circa, per poi intestarsi all'interno del substrato roccioso, ascrivibile alla Formazione della Dolomia Principale fino alla PK 15+000 circa.

In corrispondenza della PK 15+000 è prevista l'intercettazione della faglia "principale" della "Valpegara", con direzione perpendicolare al tracciato (E – W di tipo Val Suganese).

Altre faglie, di importanza minore, sono previste intorno alle PK 14+500, 15+200, 16+200, 16+500 circa, sempre con direzione perpendicolare al tracciato.

All'incirca in corrispondenza della PK 15+000, è stato eseguito il sondaggio S14D di lunghezza pari a 160m allo scopo di raggiungere la quota del cavo galleria. Il sondaggio è stato realizzato all'interno del setto tra le due canne, all'interno del settore interessato dalla faglia della Valpegara e da una diffusa presenza di depositi di detrito di versante.

Il sondaggio ha attraversato quasi esclusivamente la dolomia principale, da cataclasata ad intensamente fratturata/tettonizzata, con caratteristiche geomeccaniche da scadenti a pessime. Dall’analisi congiunta di tale sondaggio con le sue prove in sito e delle stese sismiche a rifrazione TSD10bis e TSD10tris è stata eseguita la ricostruzione geologica e geomeccanica del tratto compreso tra la pk 15+000 e 16+250 ca., che risulta caratterizzata da un ammasso fortemente fratturato (Gruppo geomeccanico 3A) ed a tratti cataclasato (gruppo geomeccanico 3B).

Un’ulteriore importante criticità si rileva in corrispondenza della zona di Imbocco Nord della Galleria in argomento.

Infatti, sulla base del tracciato attuale, dalla pk 16+750 circa fino all’imbocco Nord (compreso il tratto in galleria Artificiale), l’opera interferisce con gli imponenti accumuli detritici della frana della Marogna, le cui caratteristiche generali sono state ampiamente descritte nella “Relazione geologico-geomorfologica”.

L’accumulo della paleofrana, come risulta dai rilievi di campagna, dalla esposizione di numerosi fronti di cava e dalle risultanze dei sondaggi, ha sovraescavato i depositi alluvionali e risalito il versante opposto andando ad interessare tutte le aree di competenza non solo dell’imbocco ma anche del viadotto Molino e dello svincolo di Valle dell’Astico. Sull’accumulo della frana della Marogna sono attive due cave; cava Marogna in destra idrografica, cava Molino in sinistra. La prima è attiva, la seconda in buona parte esaurita e ripristinata, con fronti aperti solo a tergo dell’abitato di Casotto.

L’imbocco della galleria S Pietro, stante la presenza di materiali sciolti contenenti blocchi ciclopici, viene risolta con una paratia di micropali tirantata su più livelli.

Per quanto riguarda l’analisi dettagliata delle criticità geologiche e geomeccaniche della galleria in oggetto sono stati integrati specifici paragrafi all’interno delle relazioni geologiche e geomeccaniche alle quali si rimanda integralmente.

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 fondamentalmente 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 (in dolomia principale) 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.

Gruppo geomeccanico 1B

L'ammasso (in dolomia principale) 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.

Gruppo geomeccanico 2A

L'ammasso (in dolomia principale) 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.

Gruppo geomeccanico 2B

L'ammasso (in dolomia principale) 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.

Gruppo geomeccanico 3A

L'ammasso (in dolomia principale) 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. L'ammasso (in dolomia principale o vulcaniti) 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 (in dolomia principale) 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. I materiali che ricadono in questo gruppo geomeccanico appartengono a zone particolarmente fratturate e/o tettonizzate o alterate, sono caratterizzati da proprietà geomeccaniche da scadenti a molto scadenti e assimilabili ad un detrito.

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.), e, nel caso del gruppo 3B, come specificato, i terreni possono essere assimilati ad un detrito
- 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.

Nella tratta centrale della galleria compreso tra la pk 15+000 e 16+250 ca., come desumibile dall'analisi congiunta del sondaggio S14D con le sue prove in sito e delle stese sismiche a rifrazione TSD10bis e TSD10tris, e descritto in dettaglio nelle relazioni geologica e geomeccanica, è previsto fino a quota galleria un ammasso fortemente fratturato a tratti cataclasato, il gruppo geomeccanico prevalente è il gruppo 3A (GSI 25-35) per il quale è prevista la sezione B2V. Nelle zone più deteriorate, ascrivibili al gruppo 3B (GSI 15-25), è prevista l'applicazione della sezione B2V per GSI compresi tra 20 e 25 e della sezione C2V per GSI compresi tra 15 e 20, ipotizzati quest'ultimi nelle zone di faglia principali. Il contatto tra l'ammasso fortemente fratturato sopra descritto ed il substrato litoide meno fratturato sottostante (ascrivibile ai gruppi 2B, 2A e 1B) corre in alcuni tratti a cavallo delle gallerie. E' pertanto stata prevista anche l'applicazione delle sezioni tipo B2V e B0 e, localmente solo

nella canna Nord, dove in virtù delle maggiori coperture presenti la galleria si trova ampiamente all’interno dell’ammasso litoide meno fratturato, anche la sezione tipo A.

A favore di sicurezza, il calcolo Flac per la sezione tipo B2V è stato condotto assumendo una parametrizzazione derivante da un GSI pari a 20. Inoltre per la sezione C2V, il cui impiego è previsto marginalmente nelle zone di faglia principali, le verifiche di calcolo sono state condotte assumendo una parametrizzazione derivante da un GSI pari cautelativamente a 15.

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 geostrutturali, 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			
σ_{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	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	σ_{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]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
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			
σ_{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	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	σ_{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]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
0,616	62,1	1,132	52,18	1,844	45,62	2,489	41,7	3,05	39,06

Hoek-Brown classification			
σ_{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	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	σ_{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]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
0,427	61,05	0,93	50,21	1,589	43,43	2,175	39,46	2,682	36,82

Hoek-Brown classification			
σ_{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	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	σ_{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]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
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			
σ_{ci_k} [MPa]	GSI	m_{i_k}	E_{i_k} [MPa]
88,814	25-35	13,542	50000

GRUPPO 3A

Hoek-Brown criterion			Rock Mass Parameters			
mb	s	a	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	σ_{cm} [MPa]	E_m [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]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
0,255	58,13	0,691	46,26	1,234	39,36	1,712	35,44	2,122	32,87

Hoek-Brown classification			
σ_{ci_k} [MPa]	GSI	m_{i_k}	E_{i_k} [MPa]
88.814	15-25	13.542	50000

GRUPPO 3B

Hoek-Brown criterion			Rock Mass Parameters			
mb	s	a	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	σ_{cm} [MPa]	E_m [MPa]
0.778	0.0001	0.544	-0.016	0.707	8.497	2283.58

Mohr-Coulomb Law					
Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m	
c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
0.172	54.36	0.523	42.17	0.953	35.46

4 ANALISI DELLE PROBLEMATICHE DI SCAVO

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

Analogamente alla g. Cogollo e Pedescala, 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.

Inoltre, dalla pk 16+750 circa fino all’imbocco Nord (compreso il tratto in galleria Artificiale), l’opera interferisce con gli imponenti accumuli detritici della frana della Marogna.

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. Anche all’imbocco nord, passando nella paleofrana della Marogna, è previsto lo scavo con la sezione tipo C1b/C1b*.Lo scavo è a piena sezione con mezzi meccanici. Il prerivestimento 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 prerivestimento 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 B0V) o l’assenza di preconsolidamento (sezione tipo B0). Lo scavo è a piena sezione con mezzi meccanici. Il privervestimento 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 là 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 ($\geq 6-7$ 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 radiali 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

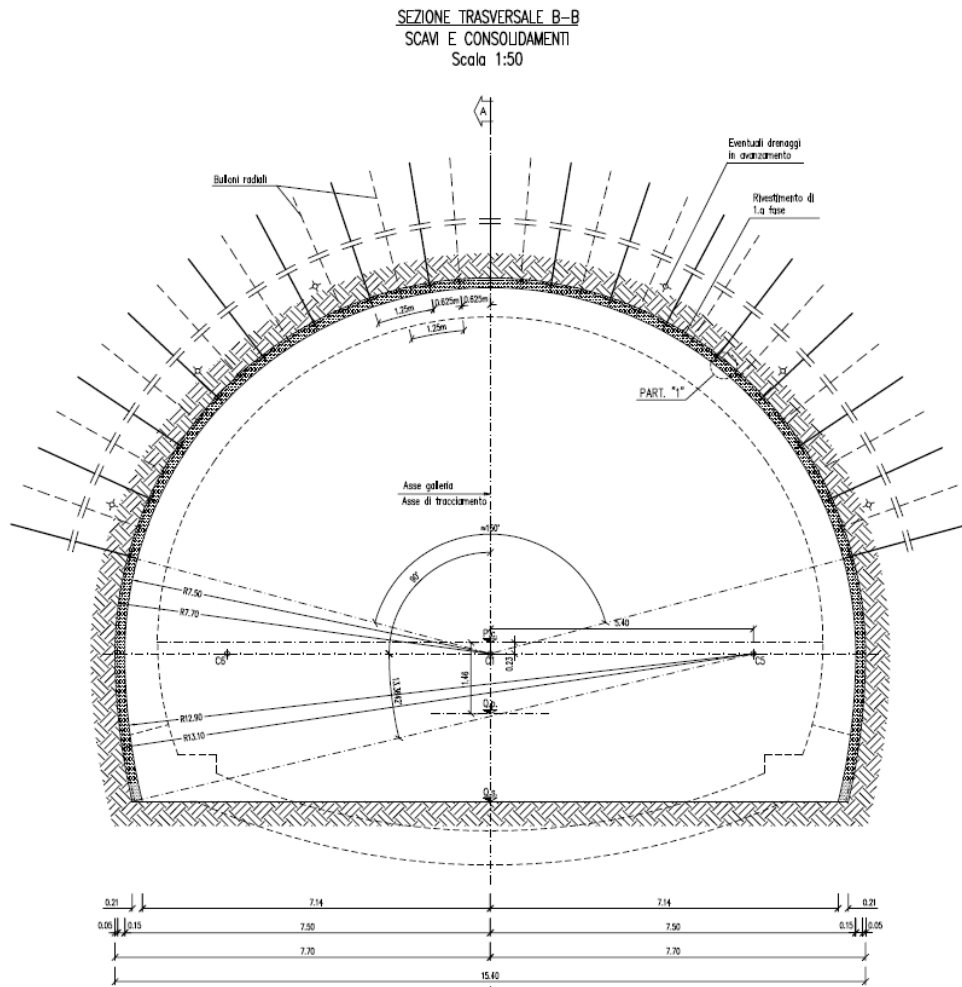


Figura 1 - Sezione tipo Ab1

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

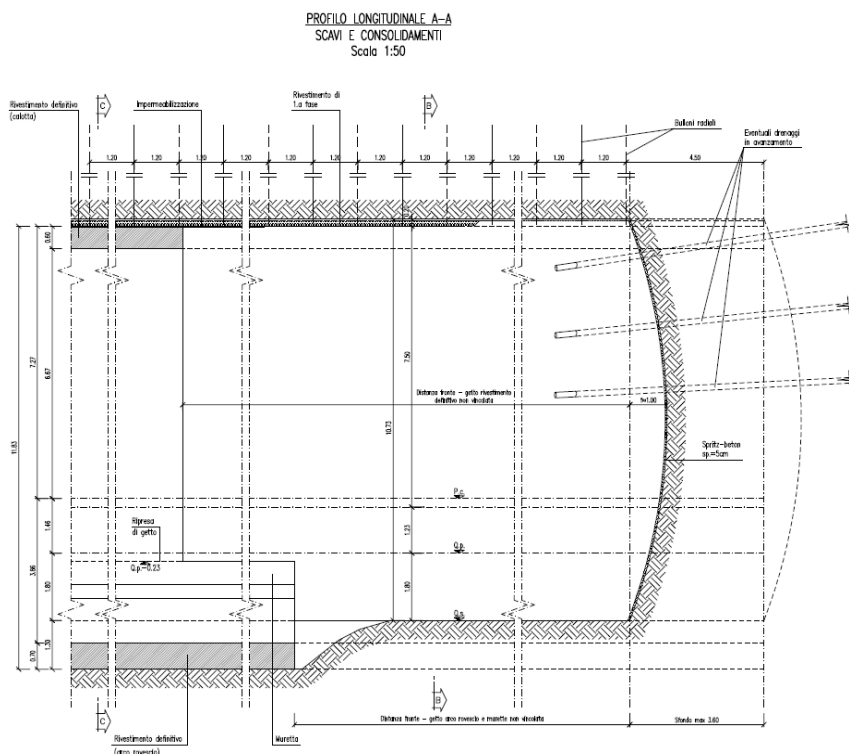


Figura 2 - Sezione tipo Ab1 (profilo longitudinale)

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 ($f=1.0\text{m}$) 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 $sp = 15 \text{ cm}$ al contorno dello scavo.

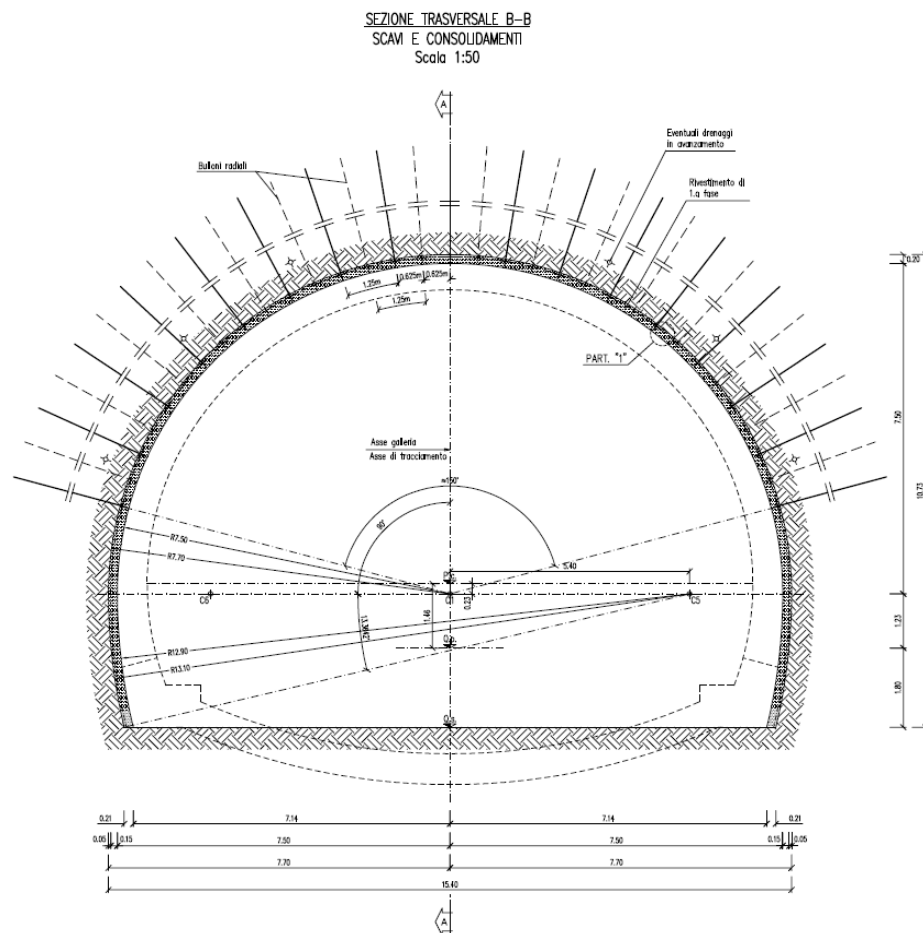
Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito senza vincoli sulla distanza massima dal fronte. Per ultimo verrà eseguito il getto della calotta, previa posa in opera dell'impermeabilizzazione.

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

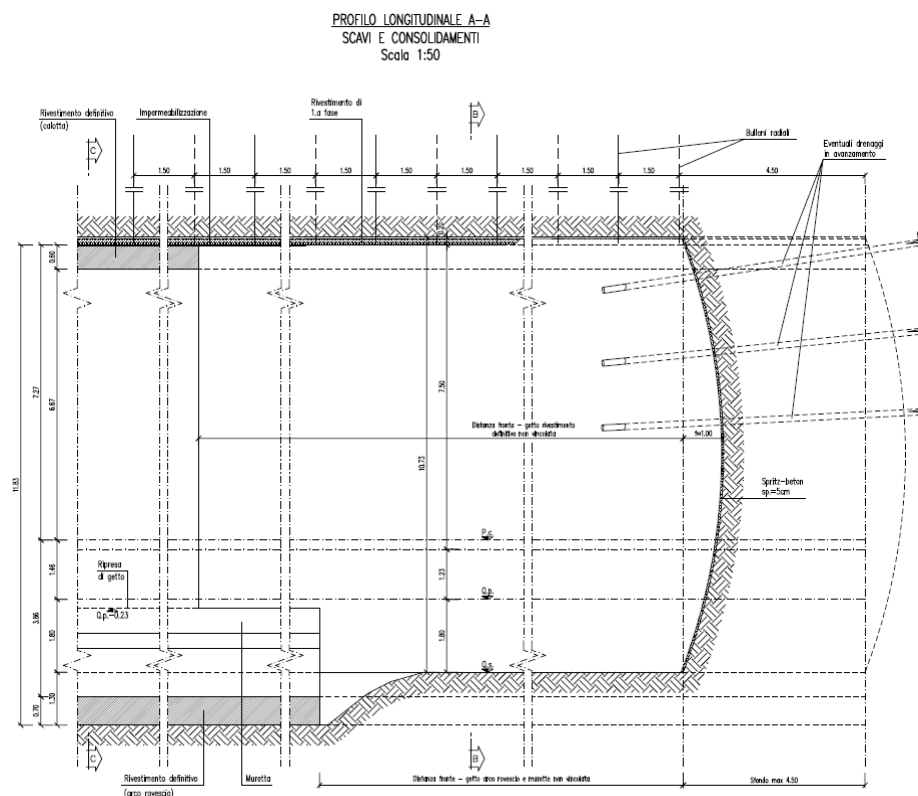


Figura 4 - Sezione tipo Ab2 (profilo longitudinale)

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.

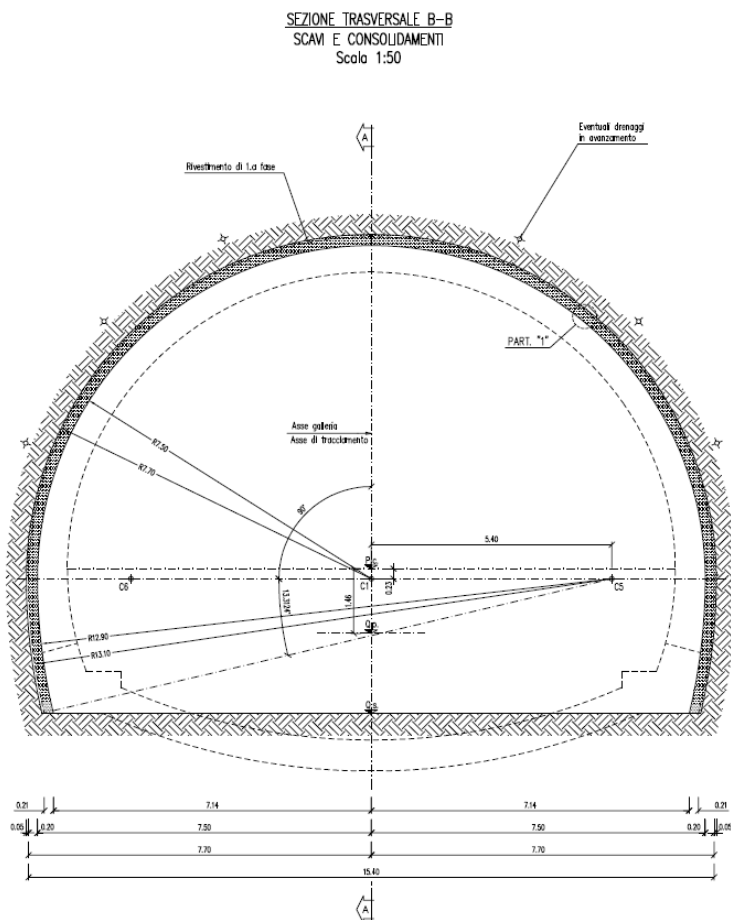


Figura 5 - Sezione tipo Ac

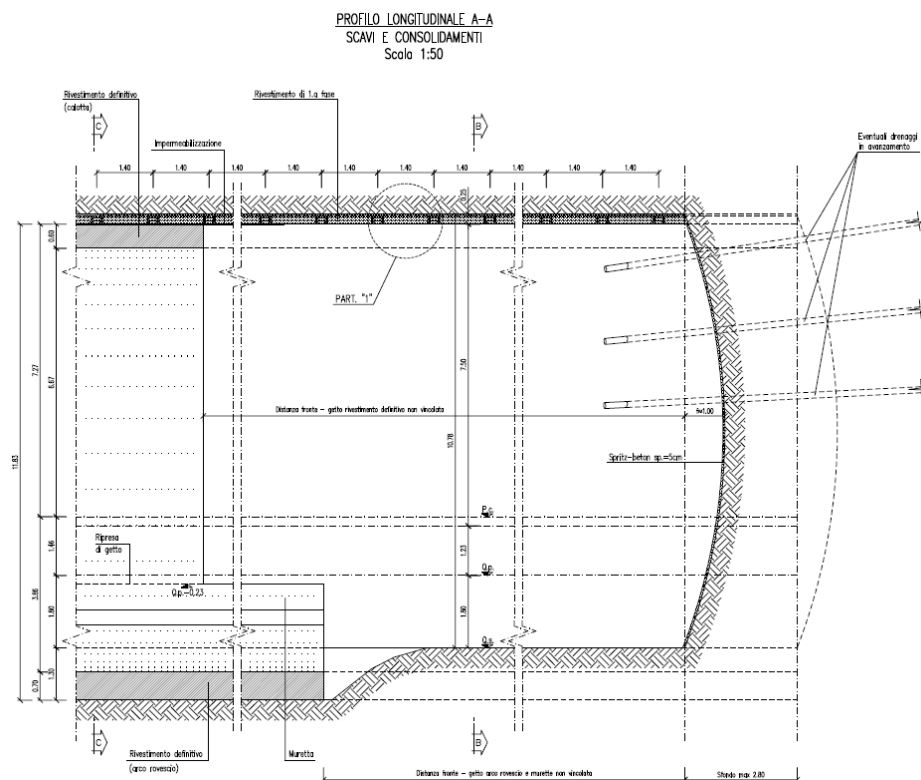


Figura 6 - Sezione tipo Ac (profilo longitudinale)

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.

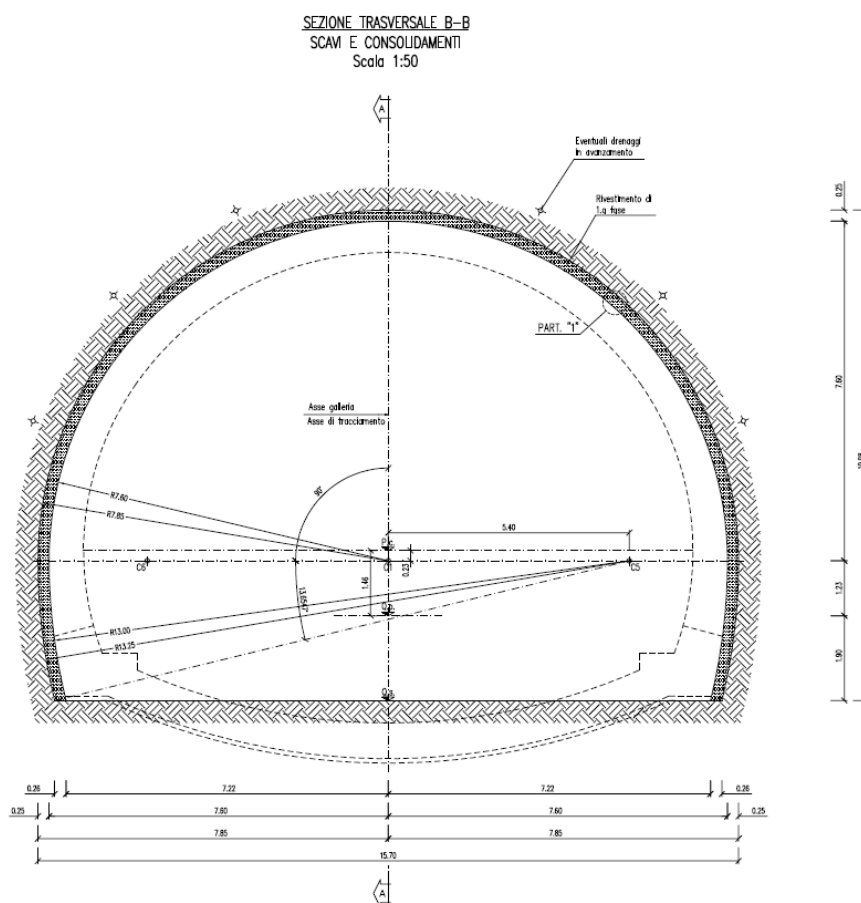


Figura 7 - Sezione tipo B0

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

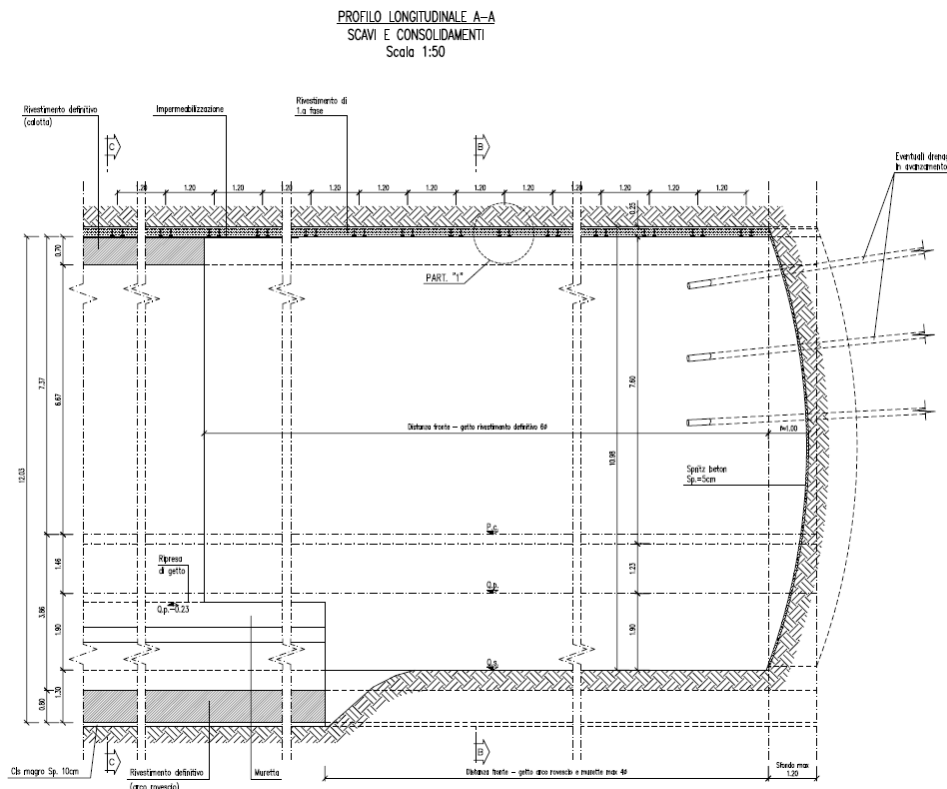


Figura 8 - Sezione tipo B0 (profilo longitudinale)

Fasi esecutive

Dopo avere eseguito gli eventuali drenaggi in avanzamento, si procede allo scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima di 1.2 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 $sp = 20$ cm al contorno dello scavo.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 4 diametri dal fronte; per ultimo verrà eseguito il getto della calotta ad una distanza massima di 6 diametri dal fronte, previa posa in opera dell'impermeabilizzazione.

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.

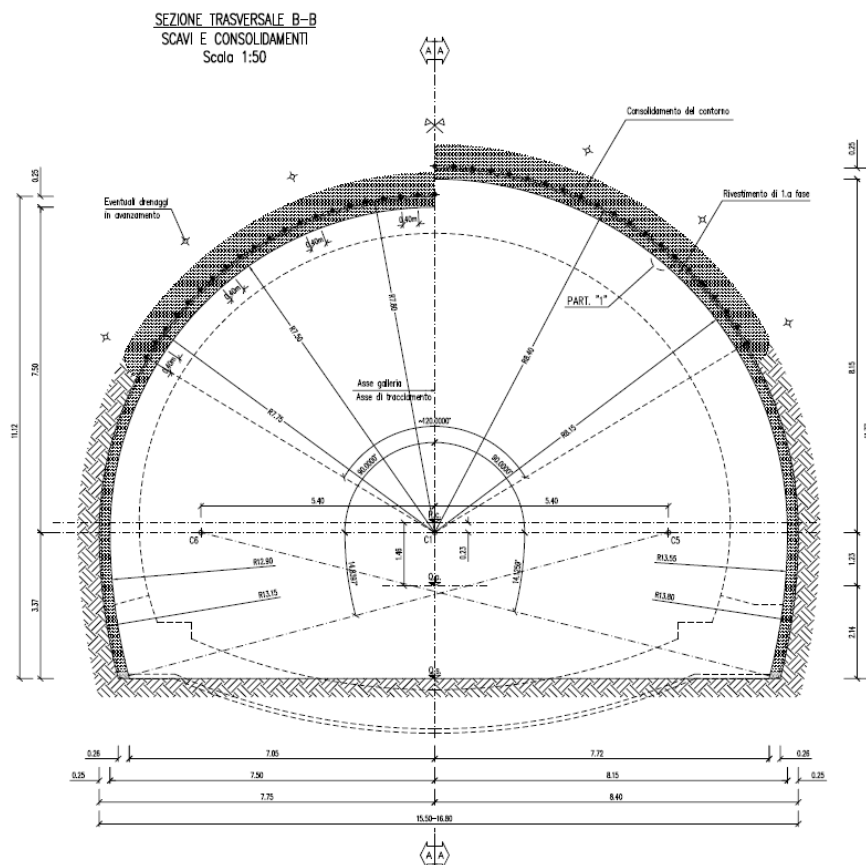


Figura 9 - Sezione tipo B0V

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

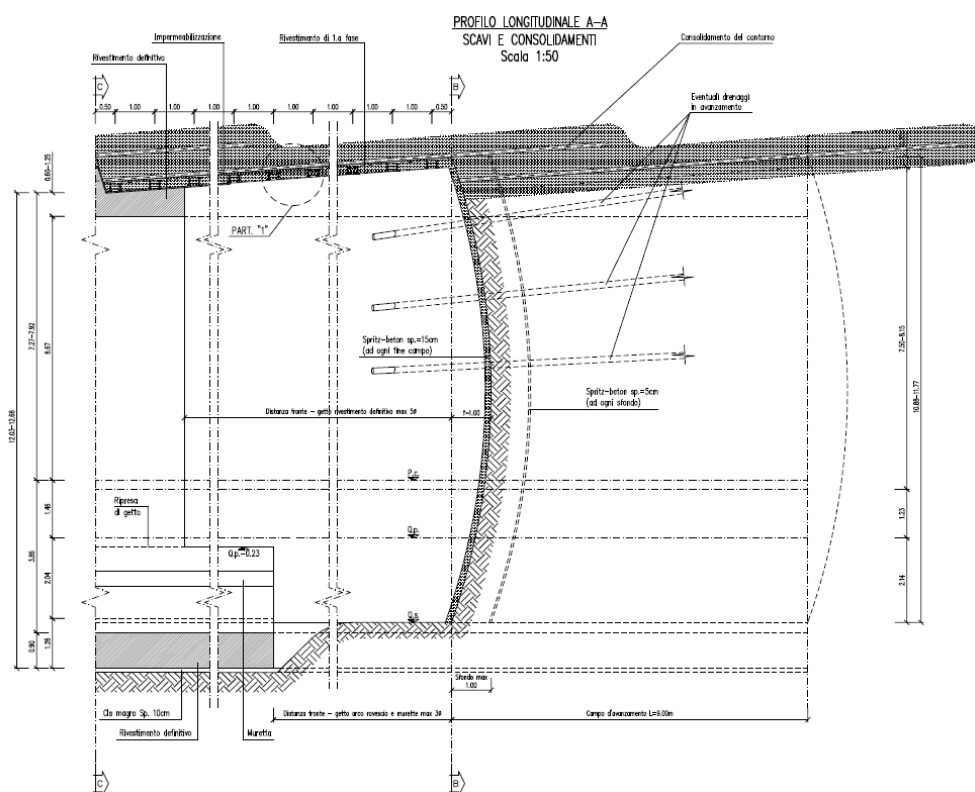


Figura 10 - Sezione tipo B0V (profilo longitudinale)

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.

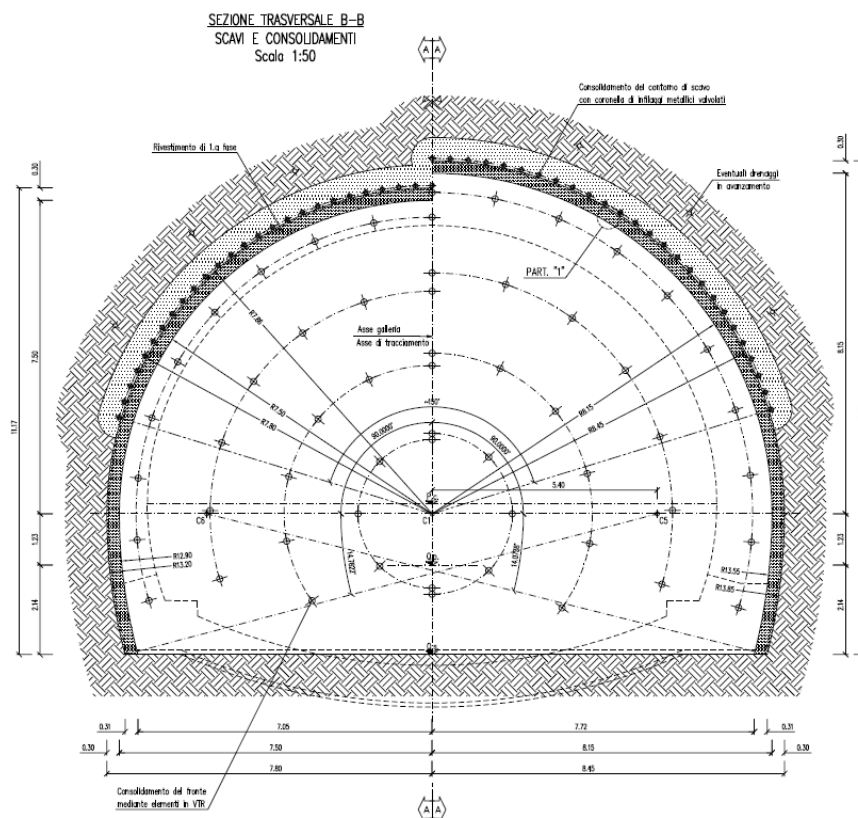


Figura 11 - Sezione tipo B2V

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

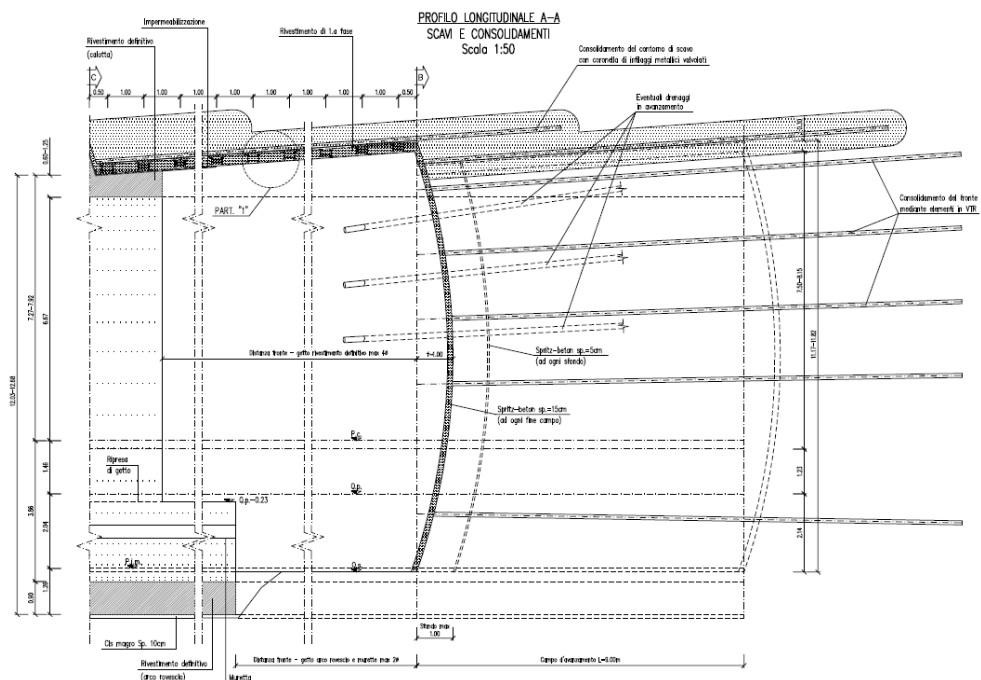


Figura 12 - Sezione tipo B2V (profilo longitudinale)

Fasi esecutive

Dopo avere eseguito gli eventuali drenaggi in avanzamento, verranno previsti 51 tubi metallici valvolati per la porzione di calotta. Verranno inoltre eseguiti i consolidamenti al fronte, per mezzo di 51 tubi VTR valvolati.

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 disgaggio 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 2 diametri dal fronte; per ultimo verrà eseguito il getto della calotta ad una distanza massima di 4 diametri dal fronte, previa posa in opera dell'impermeabilizzazione.

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, $sovr.=6$ m;
- n° 74 elementi strutturali in VTR valvolati (2vlv/m) al contorno, $L=15$ m, $sovr.=6$ m;
- n° 51 tubi in VTR iniettati da bocca foro al fronte, $L=15$ m, $sovr.=6$ m;
- n° 6+6 elementi strutturali in VTR valvolati (2vlv/m) a piede centina, $L=15$ m, $sovr.=6$ m;
- 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 $sovr.=9.0$ m, con i primi 9 m da bocca foro ciechi e i restanti 18 m microfessurati.

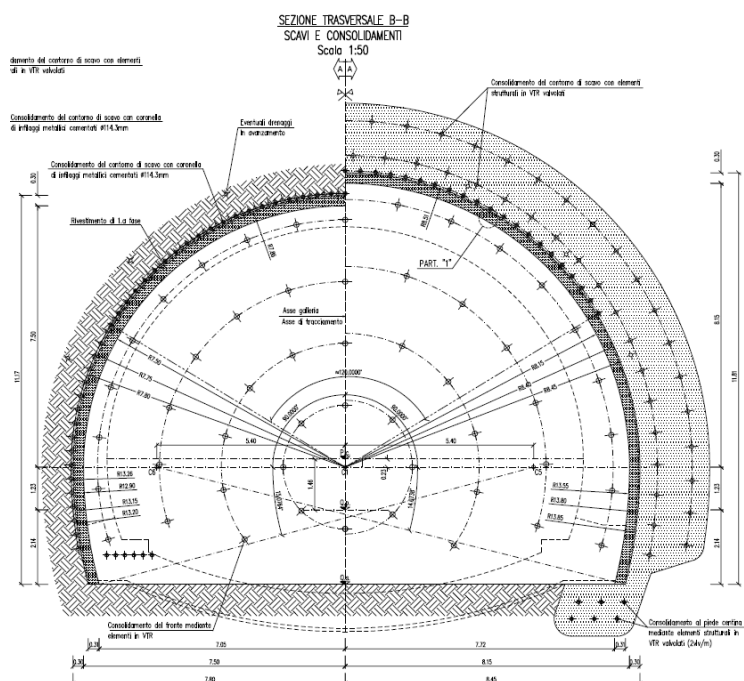


Figura 13 - Sezione tipo C2V

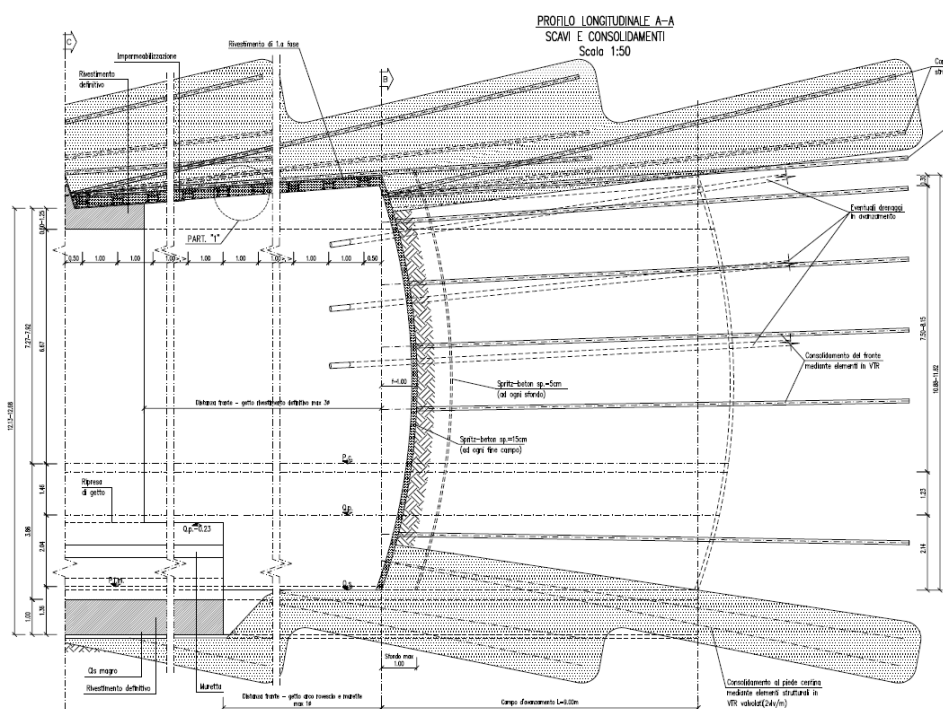


Figura 14 - Sezione tipo C2V (profilo longitudinale)

Fasi esecutive

Dopo avere eseguito gli eventuali drenaggi in avanzamento, verranno eseguiti i consolidamenti al fronte e al contorno. 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 diametri 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.

4.2.8 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° 81 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° 34 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.

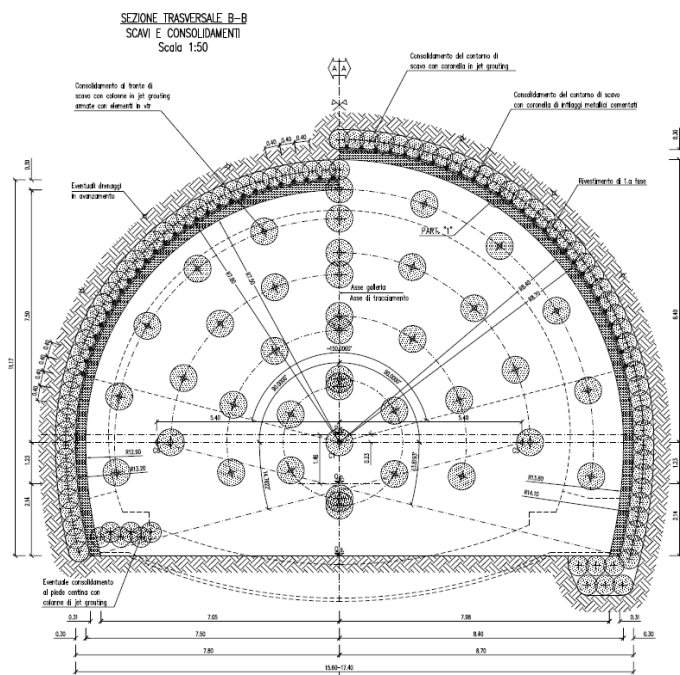


Figura 15 - Sezione tipo C1b

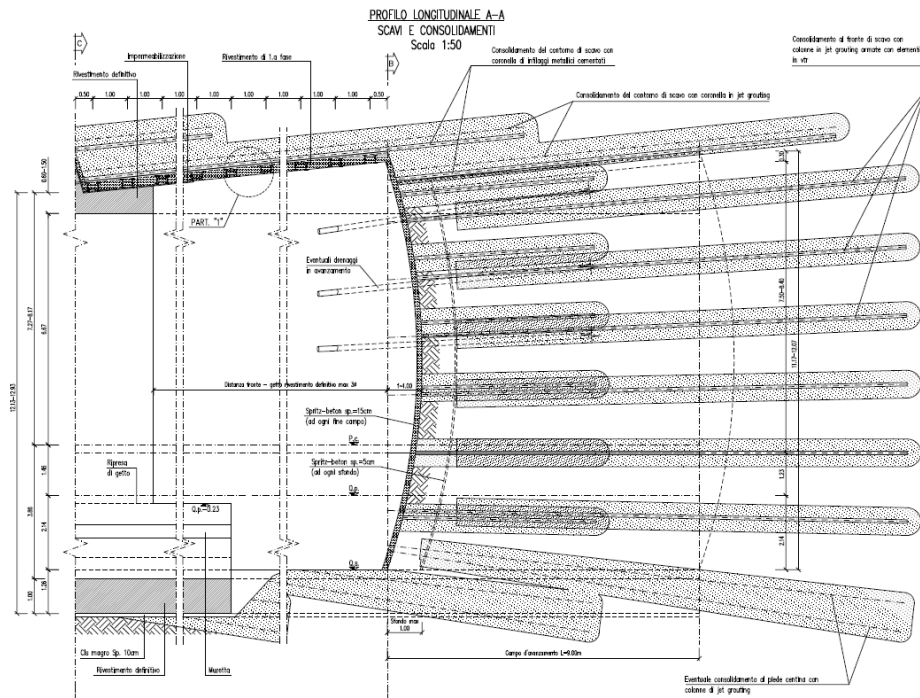


Figura 16 - Sezione tipo C1b (profilo longitudinale)

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.

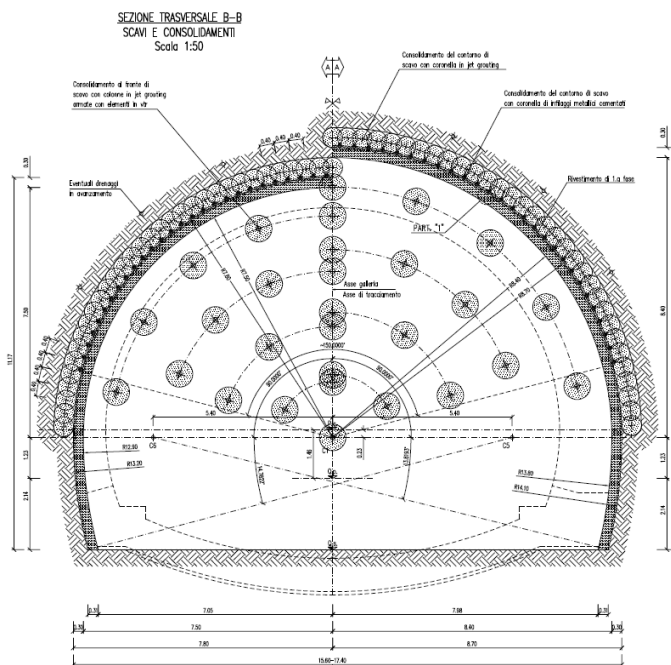


Figura 17 - Sezione tipo C1b*

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

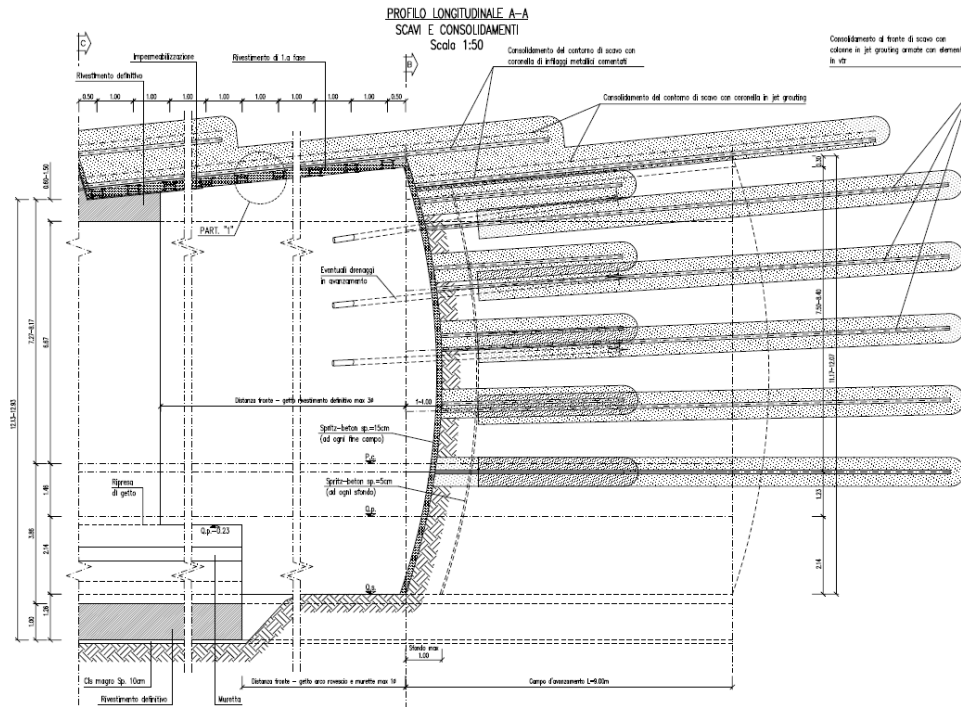


Figura 18 - Sezione tipo C1b* (profilo longitudinale)

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.

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:

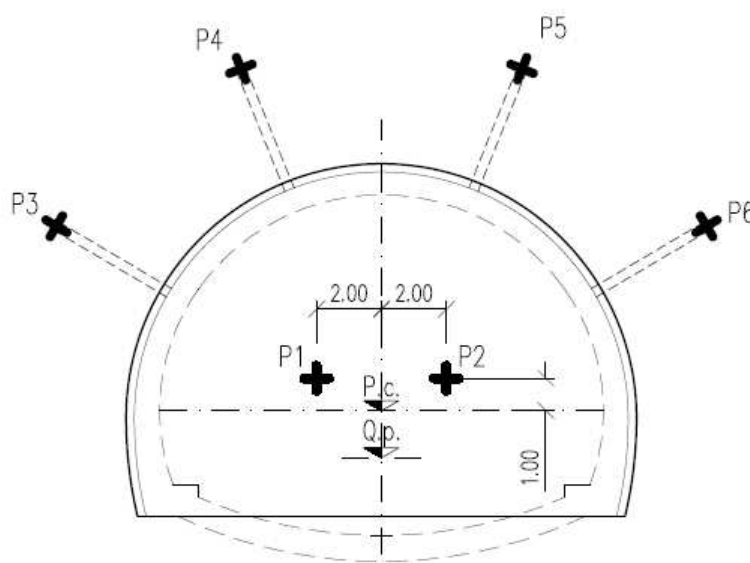


Figura 19 - Perforazioni in avanzamento. Schema in sezione trasversale

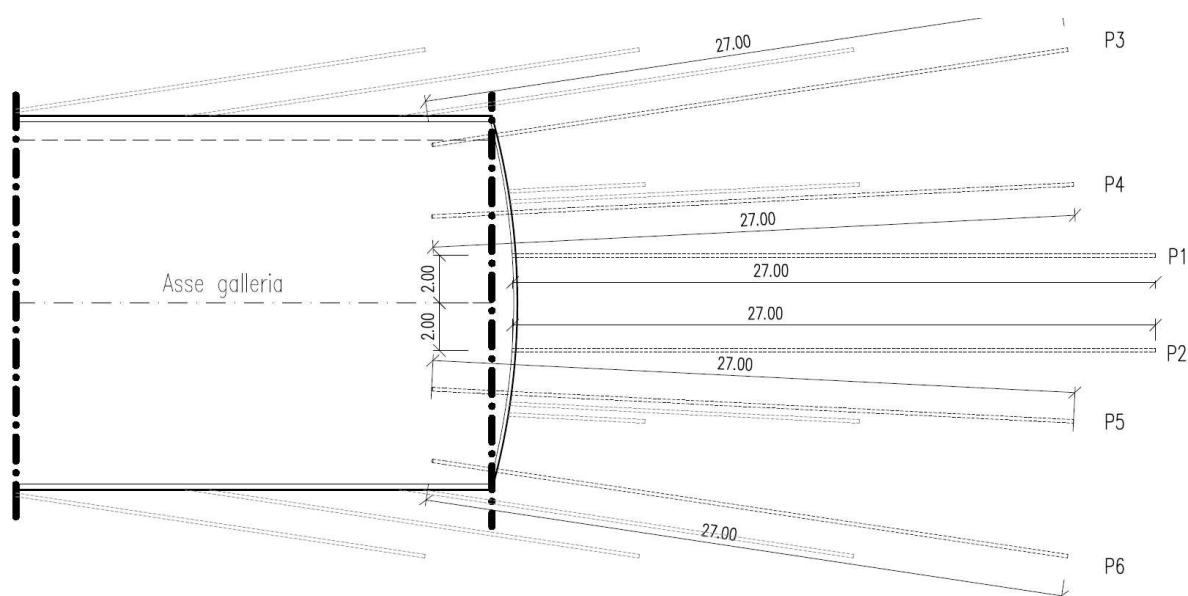


Figura 20 - Perforazioni in avanzamento. Schema posizionamento fori – planimetria

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:

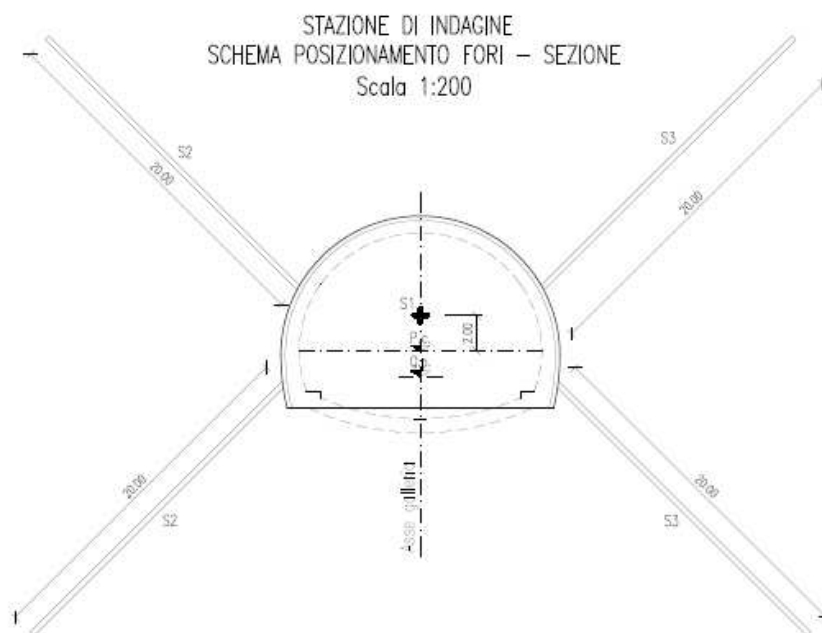


Figura 21 - Indagini sismiche in avanzamento. Schema in sezione trasversale

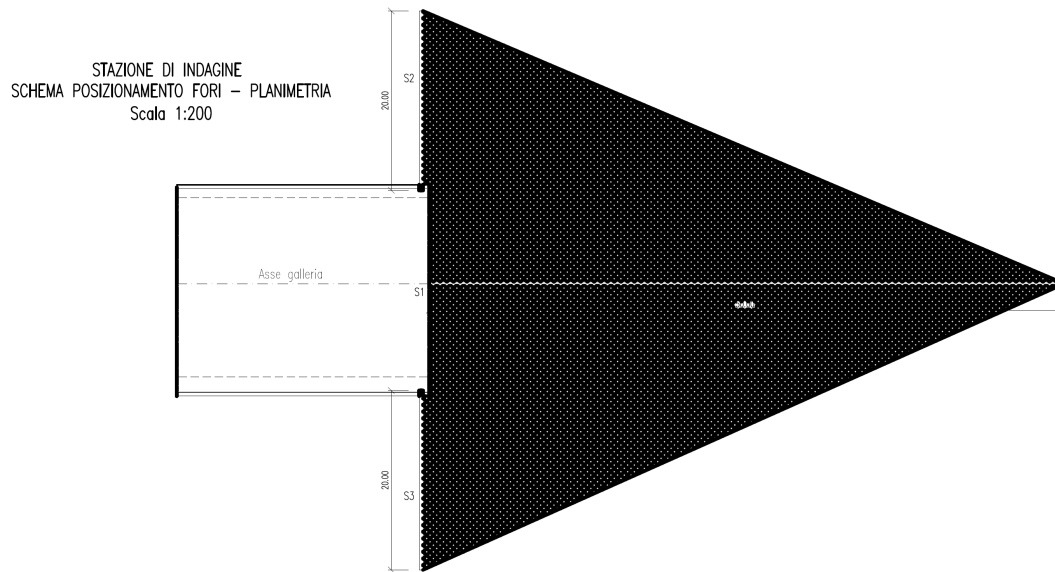


Figura 22 - Indagini sismiche in avanzamento. Schema in planimetria

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:

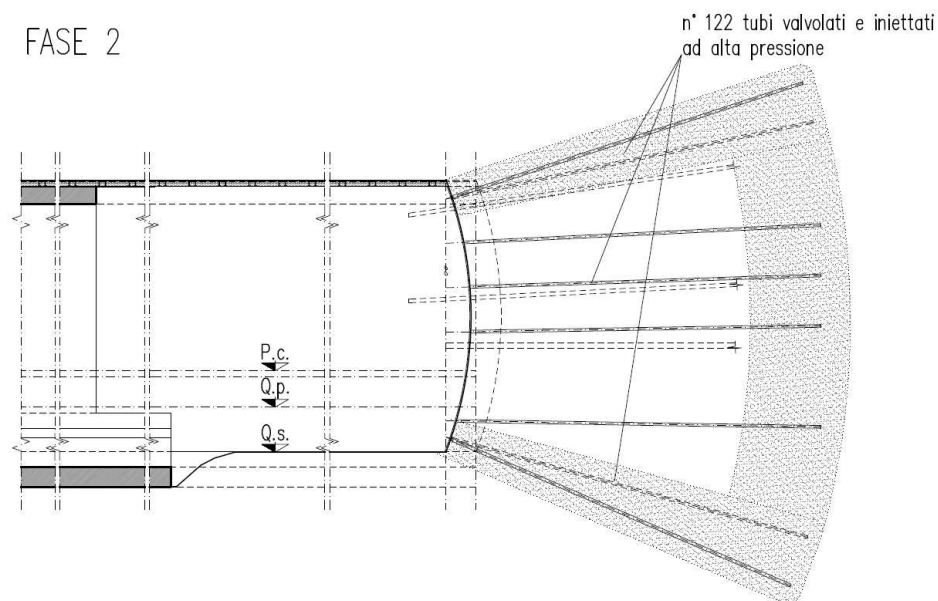


Figura 23 - Iniezioni di impermeabilizzazione in avanzamento. Schema in sezione longitudinale

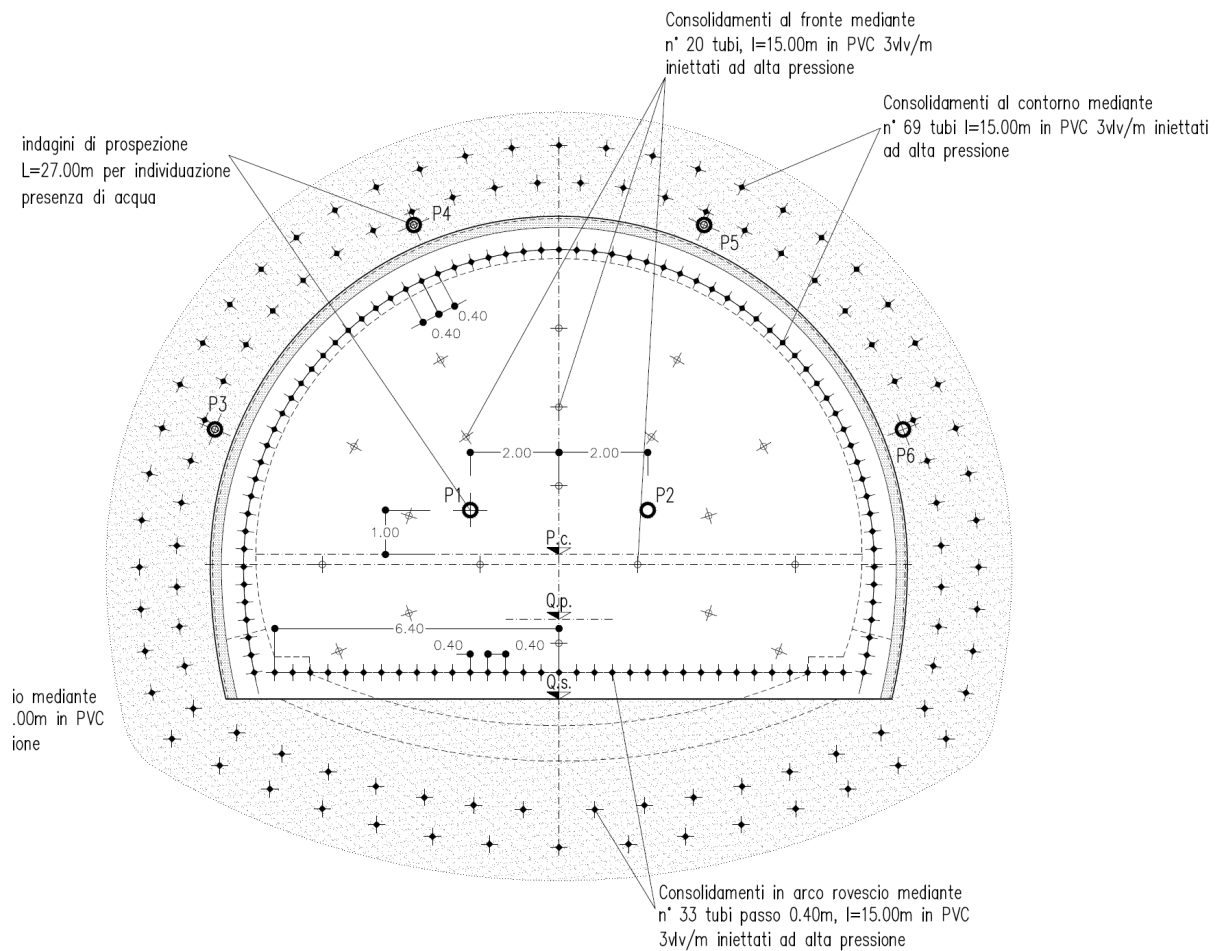


Figura 24 - Iniezioni di impermeabilizzazione in avanzamento. Schema in sez. trasversale al fronte

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.

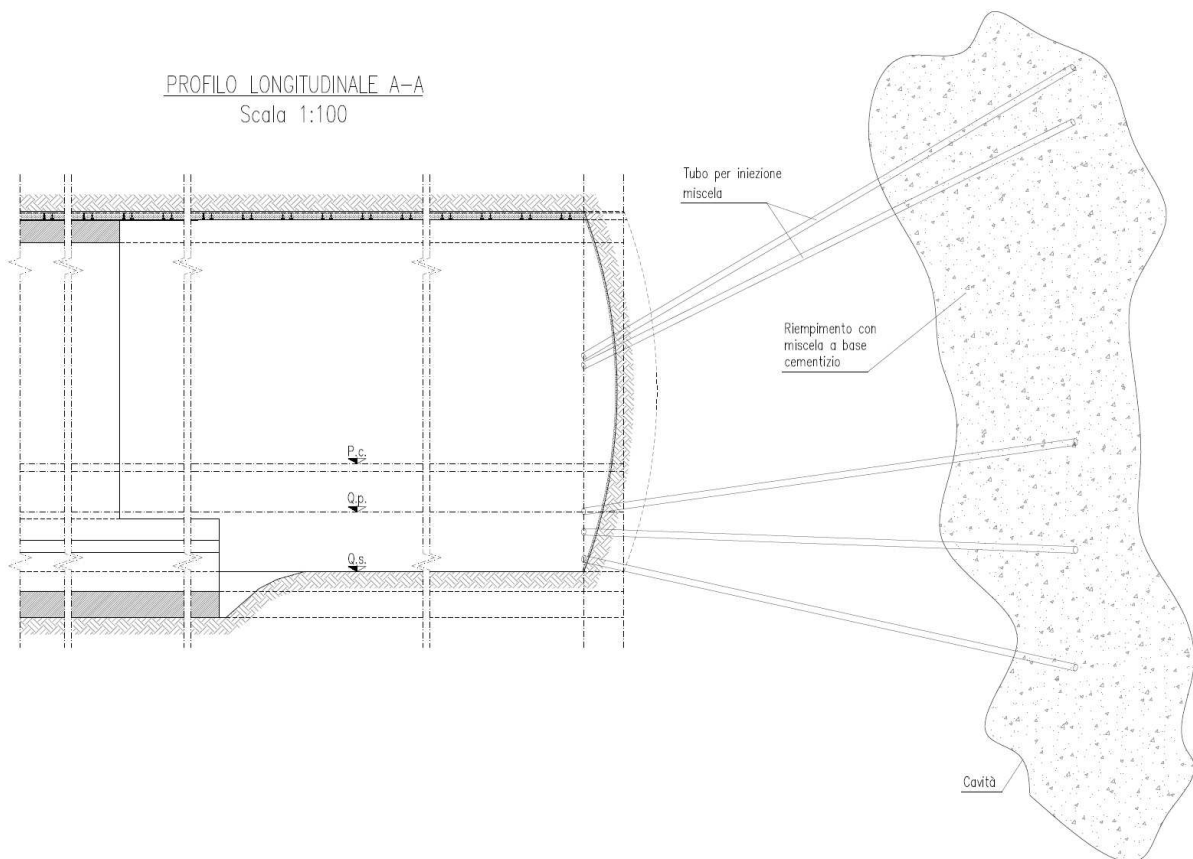


Figura 25 - Iniezioni di riempimento cavità carsiche in avanzamento. Schema in sezione longitudinale

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 Φ 160mm in estradosso dei rivestimenti definitivi, posti alla quota sommitale delle murette
- Convogliamento delle acque drenate, mediante tubi Φ 160mm (ogni 25m) e pozzetti di ispezione (ogni 75m), agli appositi tubi Φ 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.

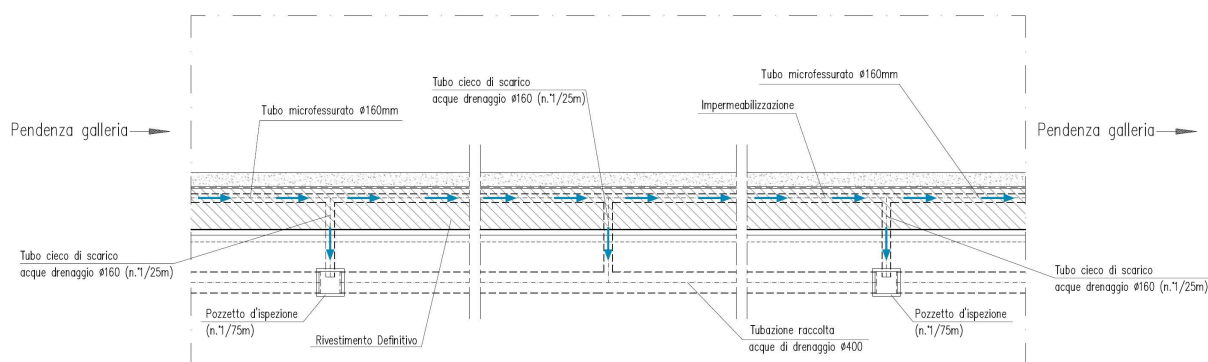


Figura 26 - Impermeabilizzazione TIPO 1 -Schema planimetrico smaltimento acque bianche

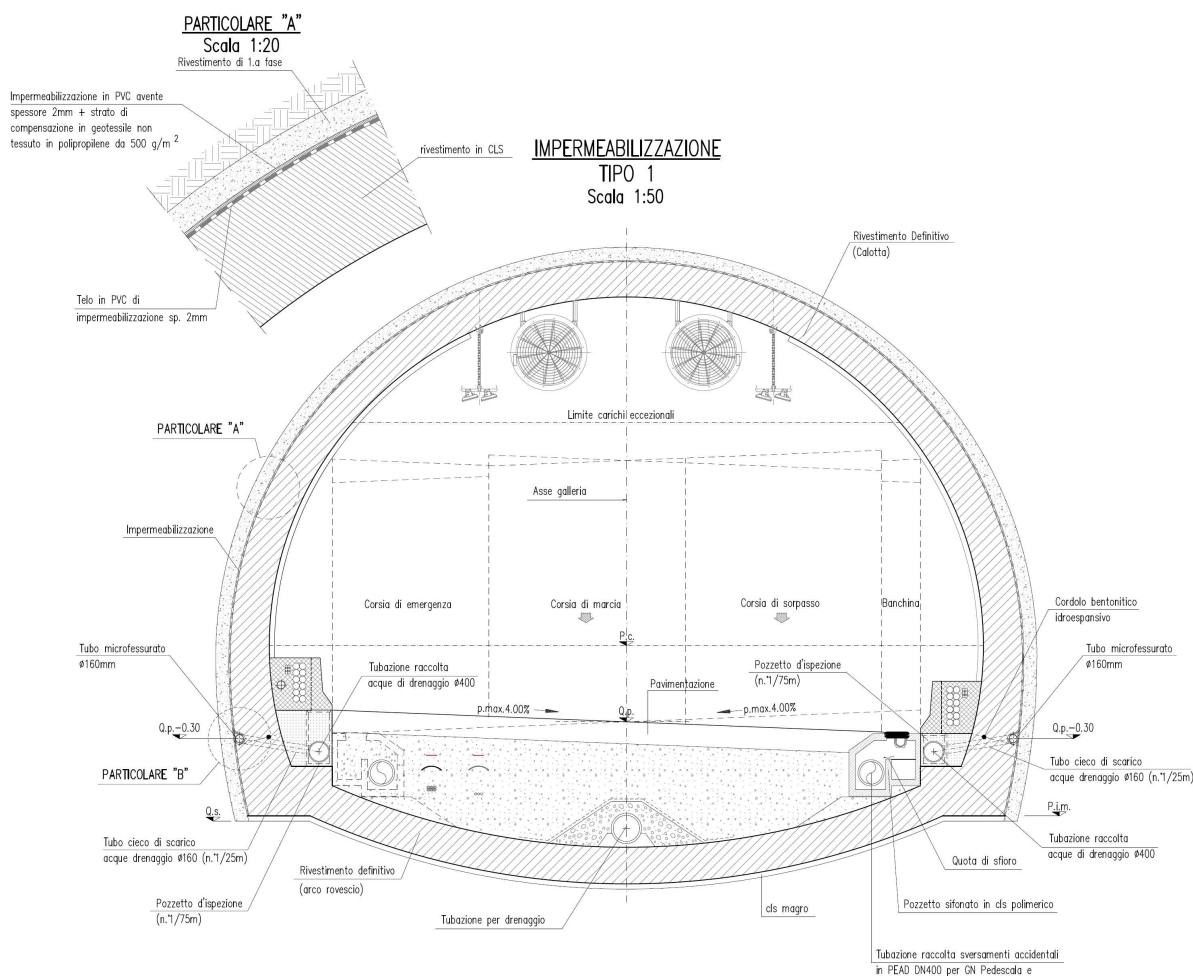


Figura 27 - Impermeabilizzazione e drenaggio TIPO 1

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 Φ 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 Φ 160mm (ogni 25m) e pozzetti di ispezione (ogni 25m), agli appositi tubi Φ 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.

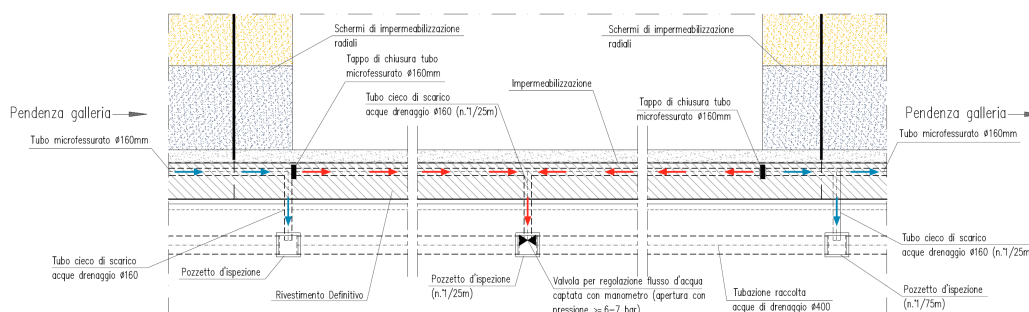


Figura 28 - Impermeabilizzazione TIPO 2 -Schema planimetrico smaltimento acque bianche

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

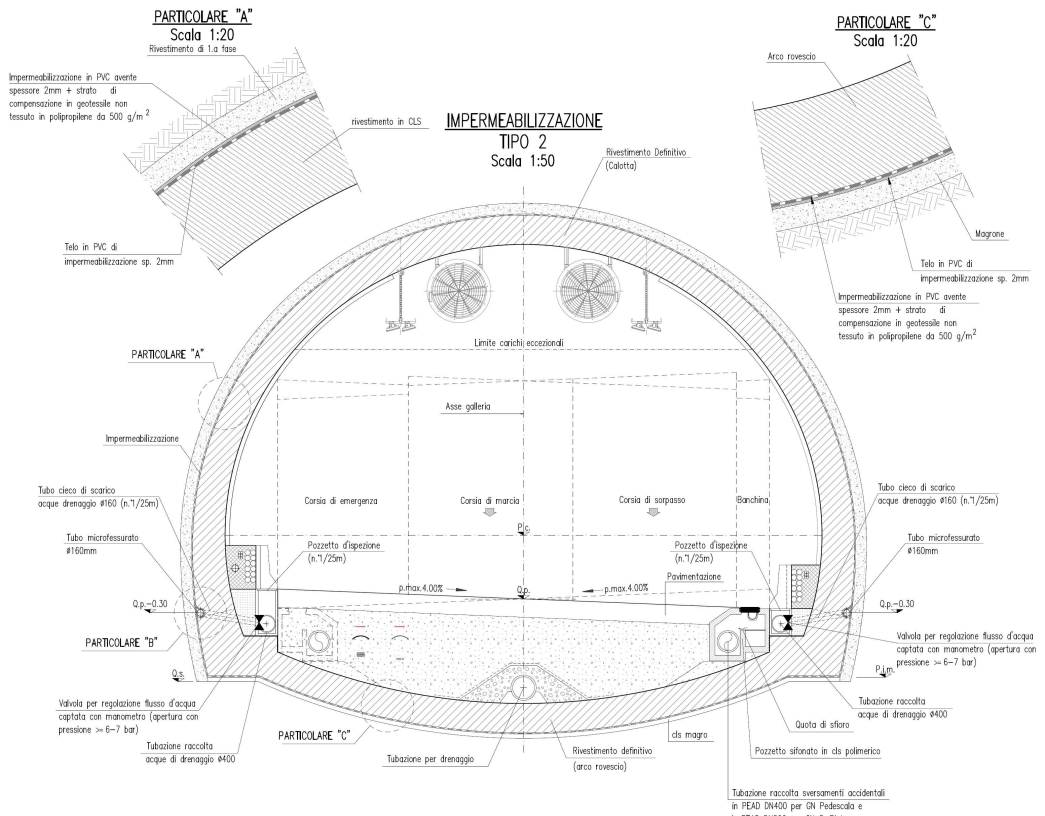


Figura 29 - Impermeabilizzazione e drenaggio TIPO 2

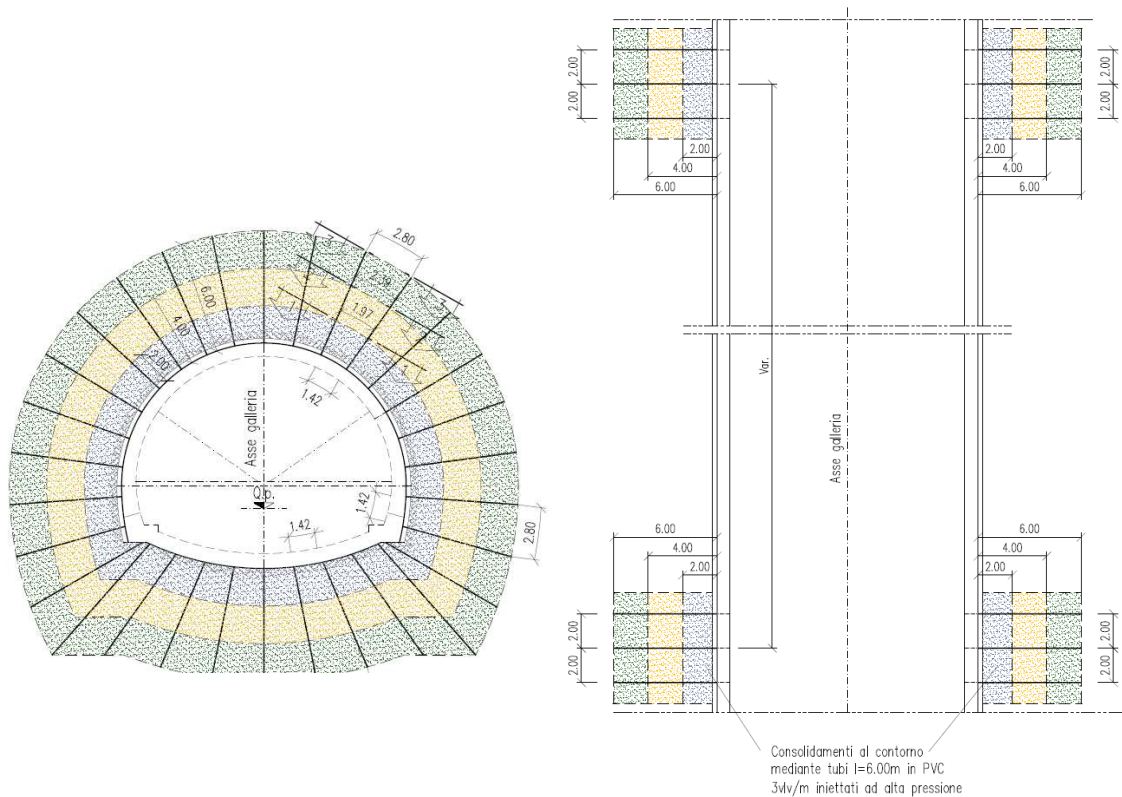


Figura 30 - Schermi di Impermeabilizzazione radiali (Vista in sezione trasversale e in pianta)

- 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 100m³ 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 ³
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 ³
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 ³
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);
- γ_M per i materiali (applicati ai parametri di resistenza del terreno)
- γ_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. La stabilità del fronte non è affrontata separatamente dallo studio di interazione terreno struttura, entrando di fatto come valutazione della contropressione necessaria 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

rigidezze e dai rapporti relativi delle rigidezze 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 cinematisimo 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-Compatibilità 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 γ_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 γ_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 ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

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

Per il calcolo di ϵ_{sm} , e Δ_{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 Δ_{sm} e ϵ_{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 Δ_{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);

Φ = diametro delle barre (mm);

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

$k_3 = 0.125$, per diagramma delle σ 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 ϵ_{sm} può valutarsi secondo la seguente espressione che tiene conto della collaborazione del calcestruzzo teso che la circonda:

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

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

σ_{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 γ , 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 γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali(1)	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{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)

γ_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)

γ_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);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ 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 ($V_{Ed}/V_{Rd} \leq 1$), 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 θ 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:

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

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:

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

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 σ_{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;

α angolo di inclinazione dell’armatura trasversale rispetto all’asse della trave;

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

α_c coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrane non compresse

1 + σ_{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 - σ_{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.

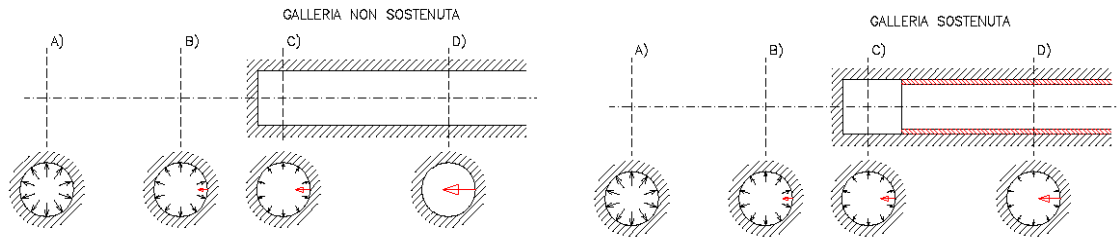


Figura 31 - Progressivo di confinamento del bordo di scavo per simulare l'avanzamento della galleria

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 λ :

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

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

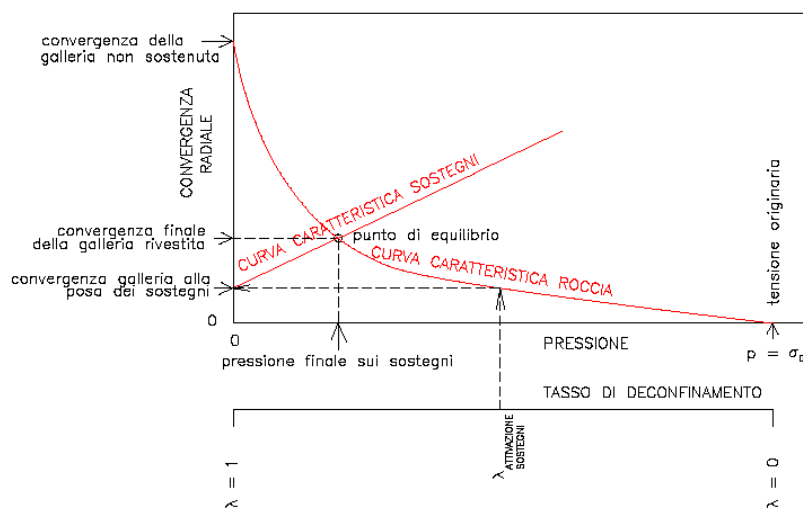


Figura 32 - Curve caratteristiche

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 λ , 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 σ_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:

τ_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

σ_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 σ_3^{VTR} può essere considerato come incremento di coesione dell'ammasso:

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

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 D^{ep} costante all’interno di ognuno di essi.

In questo modo, in corrispondenza di una variazione Δp 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.

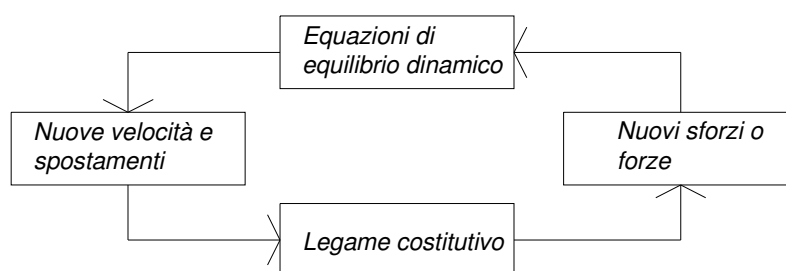


Figura 33 - Fasi di computazione del codice di calcolo FLAC

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.

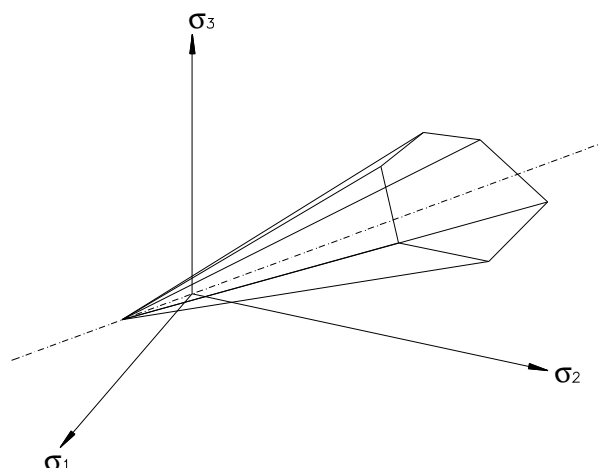


Figura 34 - Criterio di rottura di Mohr-Coulomb nello spazio delle tensioni

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.

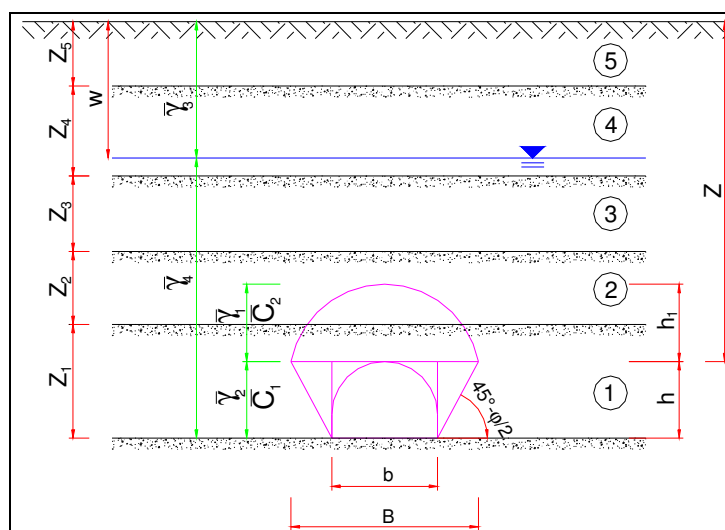


Figura 35 – Schema proposto da Tamez

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} .

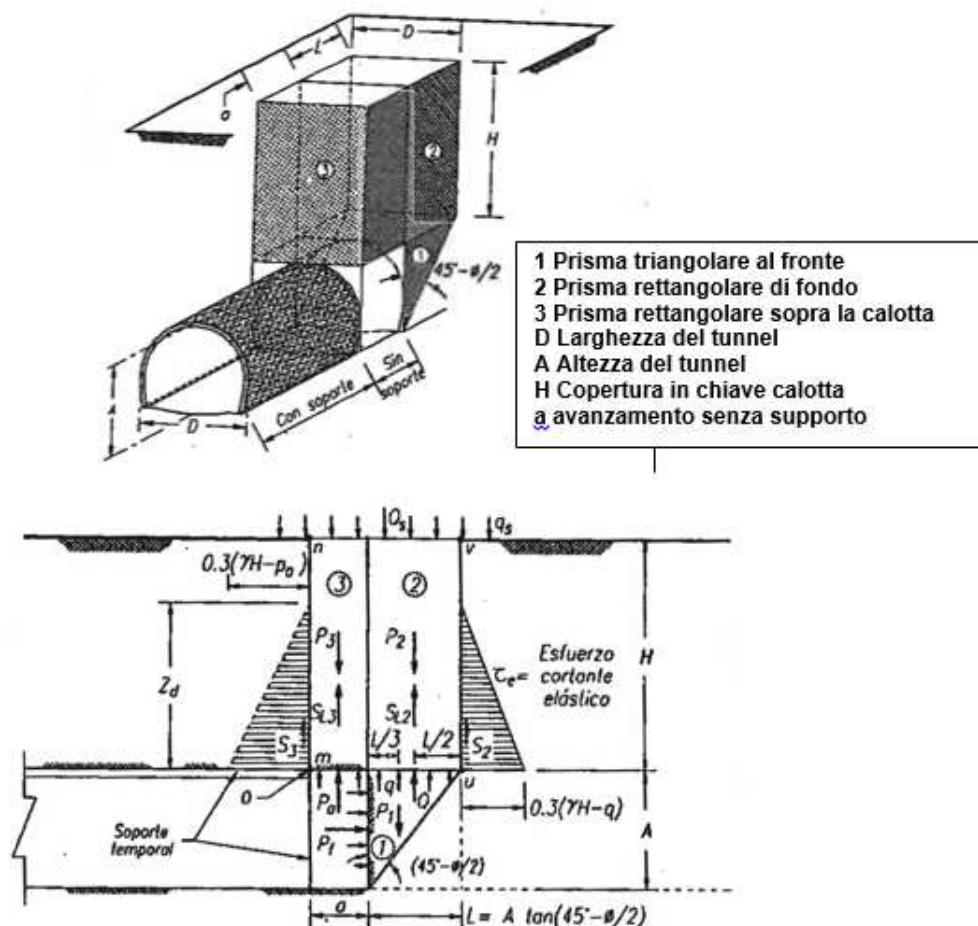


Figura 36 – Schema del metodo di Tamez

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.

Un secondo metodo per valutare la stabilità del fronte è basato sulla definizione del rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark (1967) nella seguente maniera:

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

dove:

γ = peso dell'unità di volume del terreno

z = profondità dell'asse della galleria

σ_s = sovraccarico eventualmente presente in superficie

σ_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).

N	Deformazioni
< 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 λ_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 (λ_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 50 m e i 350 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. 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 _{eq}	γ	c'	Ø'	FSF
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[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	50	13.7	27	700	58	6.55
Dol 9	1B	100	13.7	27	900	54	5.13
Dol 10	1B	150	13.7	27	1100	52	4.67
Dol 11	1B	200	13.7	27	1300	50	4.43
Dol 12	1B	250	13.7	27	1400	48	4.14
Dol 13	1B	300	13.7	27	1600	47	4.07
Dol 14	1B	350	13.7	27	1700	46	3.91
Dol 15	2A	50	13.7	27	500	57	5.01
Dol 16	2A	100	13.7	27	700	52	4.53
Dol 17	2A	150	13.7	27	900	50	4.15
Dol 18	2A	200	13.7	27	1000	48	3.86
Dol 19	2A	250	13.7	27	1200	46	3.82
Dol 20	2A	300	13.7	27	1300	45	3.68
Dol 21	2A	350	13.7	27	1500	43	3.65
Dol 22	2B	50	13.7	27	400	56	4.24
Dol 23	2B	100	13.7	27	600	51	3.97
Dol 24	2B	150	13.7	27	800	48	3.88
Dol 25	2B	200	13.7	27	900	46	3.66
Dol 26	2B	250	13.7	27	1100	44	3.66
Dol 27	2B	300	13.7	27	1200	43	3.48
Dol 28	2B	350	13.7	27	1300	42	3.35
Dol 29	3A	50	13.7	27	350	53	3.8
Dol 30	3A	100	13.7	27	500	49	3.58
Dol 31	3A	150	13.7	27	650	46	3.5
Dol 32	3A	200	13.7	27	800	44	3.41
Dol 33	3B	50	13.7	27	250	49	3.05
Dol 34	3B	100	13.7	27	400	45	3.14
Dol 35	3B	150	13.7	27	500	42	2.95
Dol 36	3B	200	13.7	27	600	40	2.84
Dol 37	3B min	50	13.7	27	200	47	2.64
Dol 38	3B min	100	13.7	27	300	42	2.61
Dol 39	3B min	150	13.7	27	400	39	2.58
Dol 40	3B min	200	13.7	27	500	37	2.55

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	σ_{ci}	m_i	Stability Ratio	λ_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	50	50	88.814	13.542	0.1	2.28
Dol 9	1B	100	50	88.814	13.542	0.2	1.77
Dol 10	1B	150	50	88.814	13.542	0.3	1.51
Dol 11	1B	200	50	88.814	13.542	0.4	1.37
Dol 12	1B	250	50	88.814	13.542	0.5	1.28
Dol 13	1B	300	50	88.814	13.542	0.6	1.2
Dol 14	1B	350	50	88.814	13.542	0.7	1.14
Dol 15	2A	50	42.5	88.814	13.542	0.2	1.89
Dol 16	2A	100	42.5	88.814	13.542	0.3	1.52
Dol 17	2A	150	42.5	88.814	13.542	0.4	1.32
Dol 18	2A	200	42.5	88.814	13.542	0.6	1.2
Dol 19	2A	250	42.5	88.814	13.542	0.7	1.12
Dol 20	2A	300	42.5	88.814	13.542	0.8	1.06
Dol 21	2A	350	42.5	88.814	13.542	1	1.01
Dol 22	2B	50	37.5	88.814	13.542	0.2	1.7
Dol 23	2B	100	37.5	88.814	13.542	0.4	1.38
Dol 24	2B	150	37.5	88.814	13.542	0.5	1.22
Dol 25	2B	200	37.5	88.814	13.542	0.7	1.11
Dol 26	2B	250	37.5	88.814	13.542	0.9	1.04
Dol 27	2B	300	37.5	88.814	13.542	1.1	0.98
Dol 28	2B	350	37.5	88.814	13.542	1.2	0.94
Dol 29	3A	50	30	88.814	13.542	0.3	1.5
Dol 30	3A	100	30	88.814	13.542	0.5	1.21
Dol 31	3A	150	30	88.814	13.542	0.8	1.08
Dol 32	3A	200	30	88.814	13.542	1	0.99
Dol 33	3B	50	20	88.814	13.542	0.5	1.28
Dol 34	3B	100	20	88.814	13.542	0.9	1.04
Dol 35	3B	150	20	88.814	13.542	1.3	0.92
Dol 36	3B	200	20	88.814	13.542	1.7	0.85
Dol 37	3B min	50	15	88.814	13.542	0.6	1.18
Dol 38	3B min	100	15	88.814	13.542	1.1	0.96
Dol 39	3B min	150	15	88.814	13.542	1.7	0.85
Dol 40	3B min	200	15	88.814	13.542	2.2	0.78

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

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

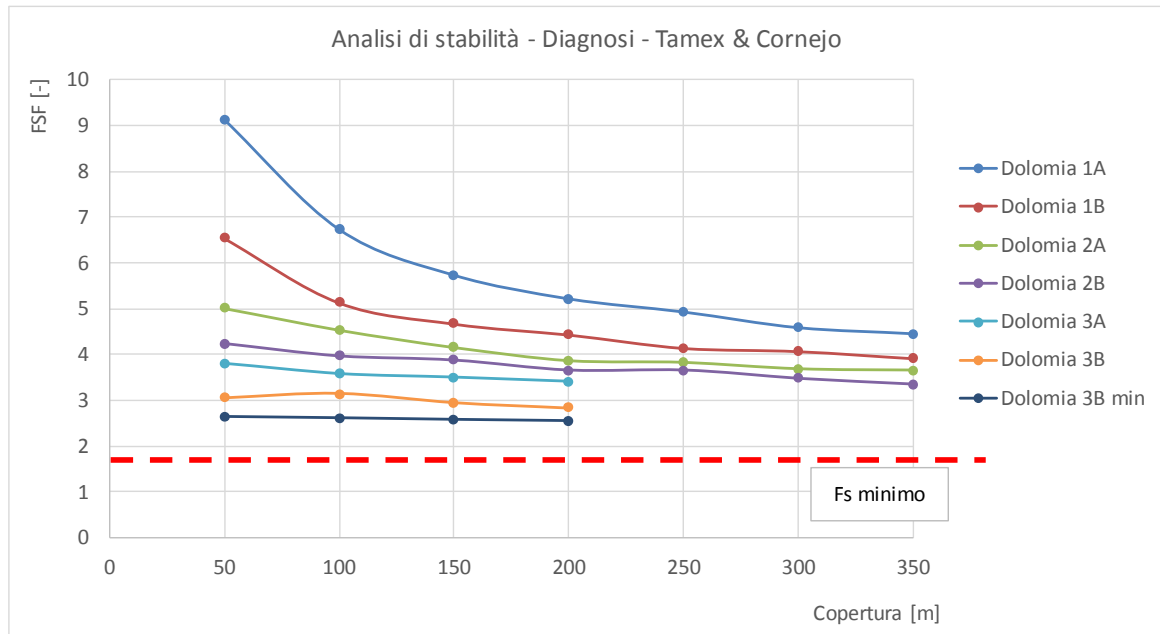


Figura 1 – Risultati analisi di stabilità - Fase di diagnosi - Tamez & Cornejo

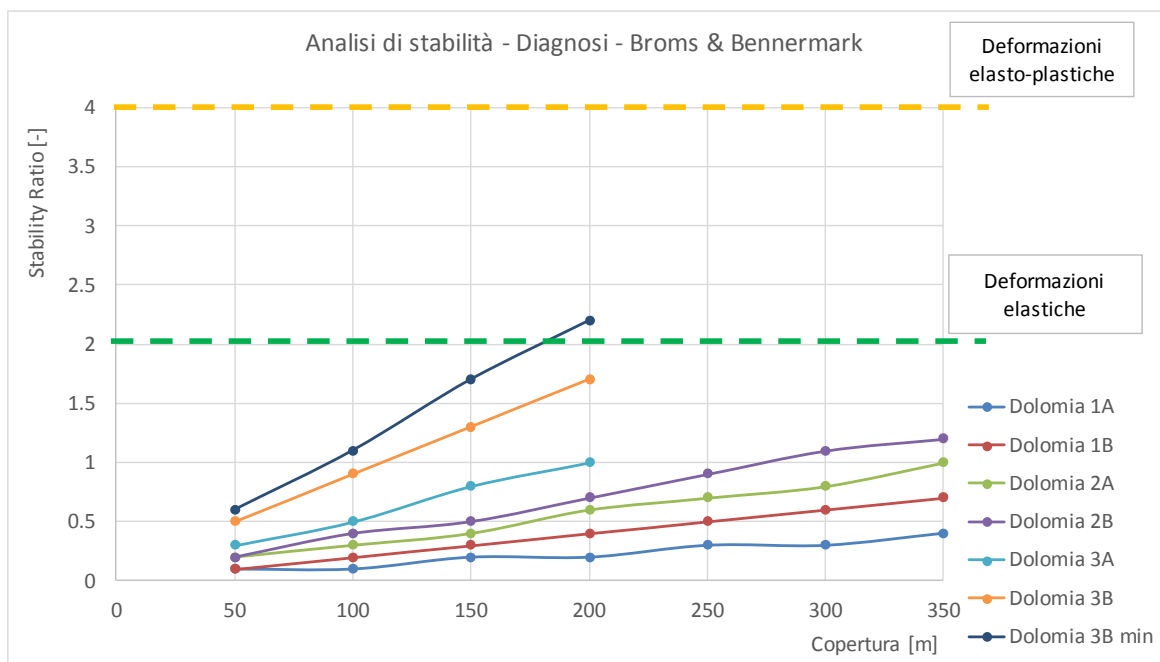


Figura 2 – Risultati analisi di stabilità - Fase di diagnosi - Broms & Bennermark

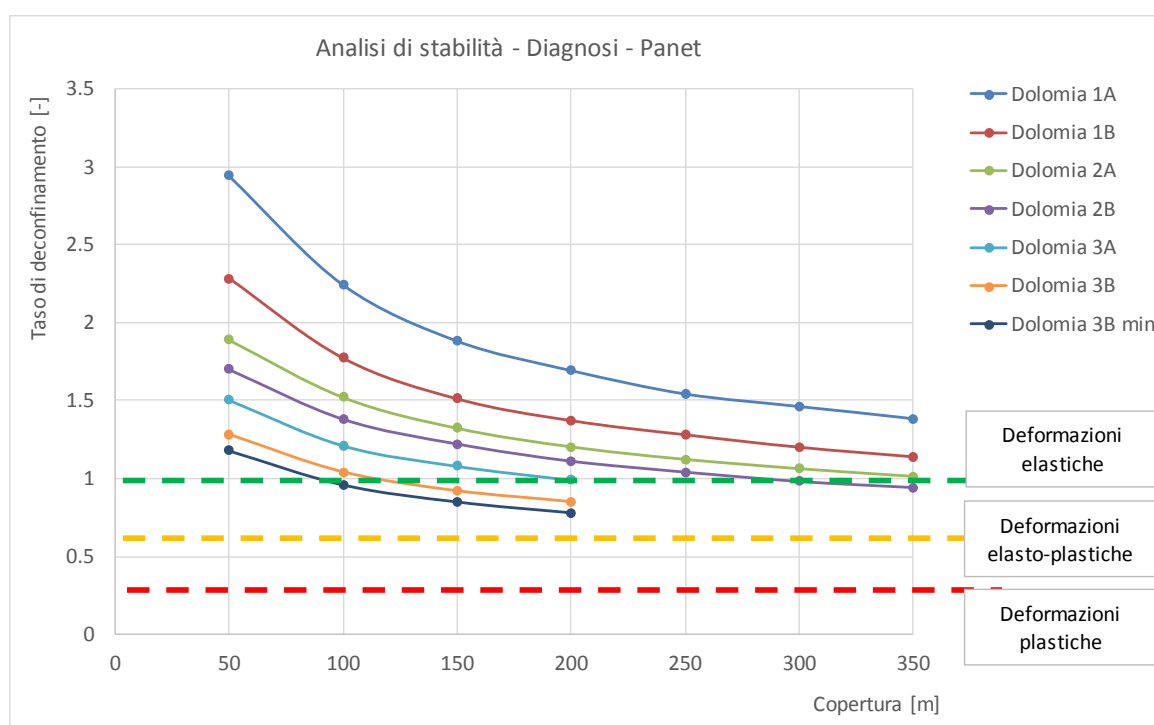


Figura 3 – Risultati analisi di stabilità - Fase di diagnosi – Panet

L’analisi in fase di diagnosi è stata eseguita anche per lo scavo in detrito, mostrando sempre un comportamento di tipo C.

Inoltre, nella tratta centrale da prog. 15750 a 15850 circa della canna nord, le indagini sismiche rilevano una importante riduzione delle velocità V_p ad indicare la presenza di materiali scadenti da attribuirsi a depositi detritici o a una zona di faglia fortemente cataclasata. Questa zona è stata analizzata in precedenza considerando i parametri minimi della Dolomia del gruppo 3B ed ora viene analizzata considerando i parametri del detrito.

ANALISI STABILITÀ DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo							
Analisi	Formazione	Copertura	D_{eq}	γ	c'	ϕ'	FSF
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[-]
Det 1	Detrito	25	13.7	23	0	37	0.09
Det 2	Detrito	50	13.7	23	5	37	0.84
Det 3	Detrito	75	13.7	23	10	37	1.12
Det 4	Detrito	100	13.7	23	30	37	1.33

Tabella 6 - Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di diagnosi

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 _{eq}	H/D	U _{fronte}	U _{fronte} /R _{eq}	R _{pl fronte}	R _{pl fronte} /R _{eq}	U _{rad}	R _{pl}	R _{pl} /R _{eq}	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	50	6.85	3.6	0.04	0.01%	6.9	1.0	0.07	6.85	1.0	A
Dol 9	1B	100	6.85	7.3	0.07	0.01%	6.9	1.0	0.15	6.84	1.0	A
Dol 10	1B	150	6.85	10.9	0.11	0.02%	6.9	1.0	0.22	7.03	1.0	A
Dol 11	1B	200	6.85	14.6	0.15	0.02%	6.9	1.0	0.30	7.20	1.1	A
Dol 12	1B	250	6.85	18.2	0.19	0.03%	7.0	1.0	0.40	7.46	1.1	A
Dol 13	1B	300	6.85	21.9	0.23	0.03%	7.1	1.0	0.49	7.57	1.1	A
Dol 14	1B	350	6.85	25.5	0.27	0.04%	7.1	1.0	0.59	7.76	1.1	A
Dol 15	2A	50	6.85	3.6	0.06	0.01%	6.9	1.0	0.12	6.85	1.0	A
Dol 16	2A	100	6.85	7.3	0.12	0.02%	6.9	1.0	0.24	7.07	1.0	A
Dol 17	2A	150	6.85	10.9	0.18	0.03%	6.9	1.0	0.37	7.28	1.1	A
Dol 18	2A	200	6.85	14.6	0.24	0.04%	7.1	1.0	0.52	7.58	1.1	A-B
Dol 19	2A	250	6.85	18.2	0.31	0.05%	7.1	1.0	0.67	7.78	1.1	A-B
Dol 20	2A	300	6.85	21.9	0.39	0.06%	7.2	1.1	0.84	8.00	1.2	A-B
Dol 21	2A	350	6.85	25.5	0.46	0.07%	7.3	1.1	1.02	8.22	1.2	A-B
Dol 22	2B	50	6.85	3.6	0.08	0.01%	6.9	1.0	0.17	6.87	1.0	A
Dol 23	2B	100	6.85	7.3	0.17	0.02%	6.9	1.0	0.34	7.23	1.1	A
Dol 24	2B	150	6.85	10.9	0.26	0.04%	7.0	1.0	0.54	7.51	1.1	A-B
Dol 25	2B	200	6.85	14.6	0.36	0.05%	7.2	1.0	0.77	7.86	1.1	A-B
Dol 26	2B	250	6.85	18.2	0.46	0.07%	7.3	1.1	1.00	8.08	1.2	A-B
Dol 27	2B	300	6.85	21.9	0.57	0.08%	7.4	1.1	1.26	8.33	1.2	A-B
Dol 28	2B	350	6.85	25.5	0.69	0.10%	7.5	1.1	1.55	8.59	1.3	A-B
Dol 29	3A	50	6.85	3.6	0.14	0.02%	6.9	1.0	0.28	7.03	1.0	A
Dol 30	3A	100	6.85	7.3	0.29	0.04%	7.0	1.0	0.60	7.52	1.1	A-B
Dol 31	3A	150	6.85	10.9	0.45	0.07%	7.2	1.1	0.98	7.91	1.2	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	3B	50	6.85	3.6	0.27	0.04%	7.0	1.0	0.57	7.53	1.1	A-B
Dol 34	3B	100	6.85	7.3	0.58	0.08%	7.3	1.1	1.27	8.15	1.2	A-B
Dol 35	3B	150	6.85	10.9	0.96	0.14%	7.6	1.1	2.18	8.82	1.3	B
Dol 36	3B	200	6.85	14.6	1.39	0.20%	7.8	1.1	3.23	9.38	1.4	B
Dol 37	3B min	50	6.85	3.6	0.35	0.05%	7.2	1.1	0.75	7.94	1.2	A-B
Dol 38	3B min	100	6.85	7.3	0.81	0.12%	7.7	1.1	1.86	9.04	1.3	B
Dol 39	3B min	150	6.85	10.9	1.37	0.20%	8.0	1.2	3.26	9.88	1.4	B
Dol 40	3B min	200	6.85	14.6	2.00	0.29%	8.2	1.2	4.86	10.56	1.5	B-C

Tabella 7: Fase di diagnosi: metodo delle linee caratteristiche

Dove:

- R_{eq}= raggio (in fase di diagnosi si è assunto un raggio medio pari a 6.85m)
- γ=peso specifico di volume
- c_p=coesione di picco e c_r=coesione residua
- φ_p=angolo d'attrito di picco e φ_r=angolo d'attrito residuo
- E =modulo elastico

- ν =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).

Per quanto riguarda lo scavo in detrito, anche le linee caratteristiche confermano la risposta di tipo C:

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI												
Analisi	Form.	Cop.	R_{eq}	H/D	U_{fronte}	U_{fronte}/R_{eq}	$R_{pl\ fronte}$	$R_{pl\ fronte}/R_{eq}$	U_{rad}	R_{pl}	R_{pl}/R_{eq}	Comportamento
	[m]	[m]	[m]	[-]	[cm]	[-]	[m]	[-]	[cm]	[m]	[-]	
Det 1	Detrito	25	13.7	0.9	11213.00	818.47%	328.9	24.0	648.11	132.42	9.7	C
Det 2	Detrito	50	13.7	1.8	15.97	1.17%	14.4	1.1	62.28	32.80	2.4	C
Det 3	Detrito	75	13.7	2.7	12.88	0.94%	13.4	1.0	46.85	28.41	2.1	C
Det 4	Detrito	100	13.7	3.6	5.34	0.39%	11.4	0.8	16.84	20.36	1.5	C

Tabella 8: Fase di diagnosi: metodo delle linee caratteristiche

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. Nella tratta centrale cataclata, occupata dai gruppi geomeccanici 3A e 3B, le convergenze aumentano.

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 prerivestimento 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 pririvestimento 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. Per la sezioni B2V e C2V è previsto un intervento di contenimento del fronte mediante VTR, il cui apporto è stato considerato nell’analisi seguente, assumendo una τ a sfilamento pari a 100kPa.

ANALISI STABILITÀ DEL FRONTE - FASE DI TERAPIA - Tamez & Cornejo											
Analisi	Form.	Cop.	D_{eq}	γ	c'	ϕ'	SEZIONE TIPO	Sfondo	VTR	Sovr. VTR	FSF
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]		[m]	[n°]	[m]	[-]
Dol 7	1A	350	13.7	27	2200	48	Ab	4.5	-	-	2.98
Dol 14	1B	350	13.7	27	1700	46	Ac	2.8	-	-	3.39
Dol 21	2A	350	13.7	27	1500	43	B0	1.2	-	-	3.59
Dol 28	2B	350	13.7	27	1300	42	B0V	1	-	-	3.35
Dol 32	3A	200	13.7	27	800	44	B2V	1	51	6	3.62
Dol 36	3B	200	13.7	27	600	40	B2V	1	51	6	2.99
Dol 40	3B min	200	13.7	27	500	37	C2V	1	51	6	2.67

Tabella 9: Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di terapia

La stabilità è assicurata anche in condizioni di battente idraulico elevato (considerando 70m in calotta), dove sono previsti interventi di impermeabilizzazione in avanzamento al contorno e al fronte.

ANALISI STABILITÀ DEL FRONTE - FASE DI TERAPIA - Tamez & Cornejo											
Analisi	Form.	Cop.	D_{eq}	γ	c'	ϕ'	SEZIONE TIPO	Sfondo	VTR	Sovr. VTR	FSF
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]		[m]	[n°]	[m]	[-]
Dol 28	2B	350	13.7	27	1300	42	B0V	1	-	-	3.27
Dol 32	3A	200	13.7	27	800	44	B2V	1	51	6	3.53
Dol 36	3B	200	13.7	27	600	40	B2V	1	51	6	2.9
Dol 40	3B min	200	13.7	27	500	37	C2V	1	51	6	2.58

Tabella 10: Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di terapia – con battente idraulico

Nel caso di carico idraulico elevato, si analizza anche la stabilità del tampone al fronte: in particolare si valuta il fattore di sicurezza allo scorrimento del tampone soggetto alla spinta del terreno e alla spinta idraulica.

Il tampone ha uno spessore di 4m in direzione di avanzamento e interessa un’area superiore a quella di scavo, di circa 160m² per la sezione tipo C2V; il perimetro (in rosso nella seguente figura di sinistra) è pari a 48m circa); a fine campo d’avanzamento, al fronte e prima del tampone, rimangono circa 2m di roccia non trattata, che non verrà considerata nel seguito per il calcolo della componente resistente.

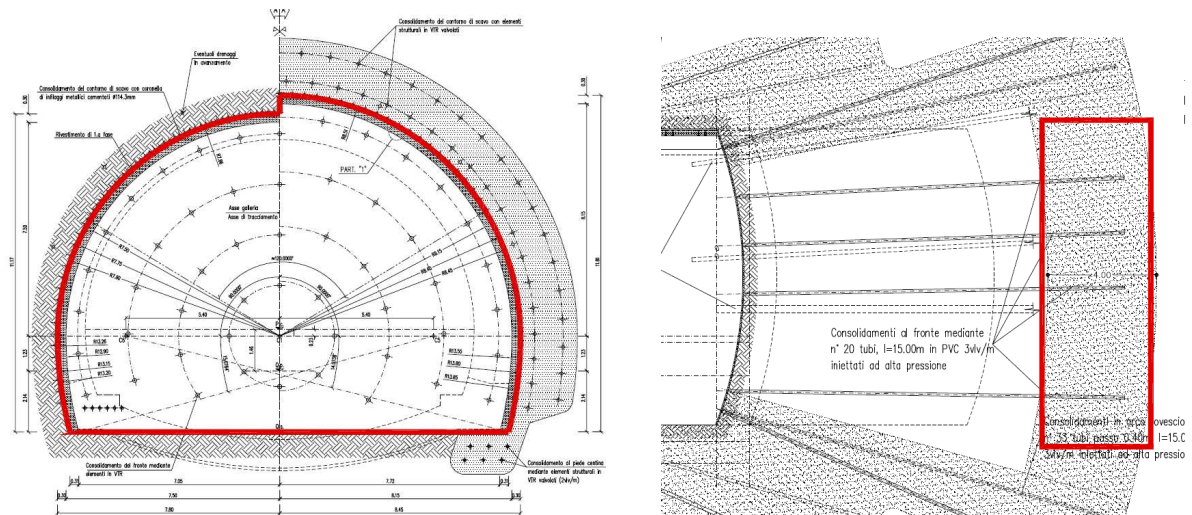


Figura 4 – Tampono al fronte

I gruppi geomeccanici 2B,3A e 3B, interessati dalla possibile presenza di battenti idraulici elevati, sono caratterizzati da una coesione $c' > 100 \text{ kPa}$ e angolo d'attrito $\phi' > 35^\circ$ per coperture fino a 350m: nel seguito si considerano a favore di sicurezza questi parametri minimi.

Il massimo battente idraulico previsto è pari a 70m in calotta (non considerando cautelativamente l'abbassamento locale della pressione idraulica in quanto il tampono non è perfettamente impermeabile) e in mezzeria alla galleria risulta una pressione di $(70\text{m} + 12\text{m}/2) * 10 \text{ kN/m}^3 = 760 \text{ kPa}$, che equivalgono ad una forza agente su tutto il tampono pari a 121600 kN ($760 \text{ kPa} * 160 \text{ m}^2$).

La spinta attiva efficace della dolomia in asse galleria risulta pari a:

$$\sigma'_H = k_a * \sigma'_v - 2 * c * k_a^{0.5} = 0.27 * (280 \text{ m} * 27 \text{ kN/m}^3 + 76 * 17 \text{ kN/m}^3) - 2 * 100 \text{ kPa} * 0.27^{0.5} = 2286 \text{ kPa}$$

La spinta attiva efficace equivale ad una forza di 365800 kN su tutto il fronte ($2286 \text{ kPa} * 160 \text{ m}^2$).

La spinta totale agente sul tampono è pari a $S = 487400 \text{ kN}$.

Sulla superficie laterale del tampono la coesione offre una resistenza media pari a:

$$F_c = 100 \text{ kPa} * 48 \text{ m} * 4 \text{ m} = 19200 \text{ kN}$$

La resistenza data dalla componente attrittiva è pari a:

$$F_\phi = (\sigma'_v * \tan \phi) * 48 \text{ m} * 4 \text{ m} = 1190000 \text{ kN}$$

La resistenza totale è pari a $R = 1209200 \text{ kN}$.

Il fattore di sicurezza $F_s=R/S$ risulta pari a 2.5, anche senza considerare il contributo dei VTR al fronte previsti per le sezioni B2V e C2V: la verifica di stabilità è ampiamente soddisfatta, considerando anche la forma ad arco del tampone al fronte che favorisce la deviazione degli sforzi al contorno del cavo.

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.

Nella tratta centrale, dove la roccia altamente fratturata può appartenere al gruppo geomeccanico 3B, si è considerata per l’analisi una copertura di 200m, sebbene la copertura effettiva in questa parte arrivi a 150-160m. In questa parte della galleria il gruppo geomeccanico prevalente è il gruppo 3° (GSI 25-35) per il quale è prevista la sezione B2V, come meglio descritto nel seguito; nelle zone più deteriorate, ascrivibili al gruppo 3B (GSI 15-25) è prevista l’applicazione della sezione B2V per GSI compresi tra 20 e 25 e della sezione C2V per GSI compresi tra 15 e 20, ipotizzati quest’ultimi nelle zone di faglia principali.

Per la sezione C2V è previsto un impiego nelle zone di faglia principali ed il suo utilizzo è stato verificato considerando il GSI minimo, pari a 15.

A favore di sicurezza, nel seguito la sezione tipo B2V è verificata considerando il contesto peggiore, cioè quello del gruppo geomeccanico 3B con GSI pari a 20.

Per quanto riguarda lo scavo in detrito, in cui è previsto la sezione tipo C1b, si raggiunge un adeguato fattore di sicurezza considerando la presenza delle 34 colonne di jet-grouting al fronte, armate con VTR, e delle 81 colonne di jet-grouting al contorno. Assumendo una coesione di 650kPa per il jet-groting, si è considerato al contorno uno strato di 60cm con $c=650kPa$, ed al fronte si è imposta una coesione equivalente di 84kPa, che tiene conto della presenza delle colonne. I VTR al fronte forniscono una ulteriore pressione stabilizzante di 40kPa:

ANALISI STABILITÀ DEL FRONTE - FASE DI TERAPIA - Tamez & Cornejo											
Analisi	Form.	Cop.	D_{eq}	γ	c'	ϕ'	SEZIONE	Sfondo	Jet+VTR	Sovr. VTR	FSF
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	TIPO				
Det 3	Detrito	75	13.7	23	10	37	C1b	1	34	6	1.63

Tabella 11: Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di terapia

Per la tratta centrale, dove è probabile l’intercettamento della zona di depositi detritici o di una zona di faglia fortemente cataclasata, si verifica la sezione C2V in detrito, dopo averla già verificata in roccia (gruppo 3Bmin).

ANALISI STABILITÀ DEL FRONTE - FASE DI TERAPIA - Tamez & Cornejo											
Analisi	Form.	Cop.	D _{eq}	γ	c'	φ'	SEZIONE TIPO	Sfondo	Jet+VTR	Sovr. VTR	FSF
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]		[m]	[n°]	[m]	[-]
Det 4	Detrito	100	13.7	23	30	37	C2V	1	34	6	1.74

Tabella 12: Riepilogo analisi Tamez & Cornejo in fase di terapia

Inoltre, nella tratta centrale da prog. 15750 a 15850 circa della canna nord, le indagini sismiche rilevano una importante riduzione delle velocità V_p ad indicare la presenza di materiali scadenti da attribuirsi a depositi detritici o a una zona di faglia fortemente cataclasata. Questa zona è stata analizzata sia considerando nell’analisi precedente i parametri minimi della Dolomia del gruppo 3B, sia considerando nel seguito i parametri del detrito.

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
C2V	1	30	2 IPN 220	1

Tabella 13: Fase di terapia: prerivestimenti

CONSOLIDAMENTI AL FRONTE				
SEZIONE TIPO	TIPO	N [°]	Ltot [m]	Lsovr. [m]
Ab	-	-	-	-
Ac	-	-	-	-
B0	-	-	-	-
B0V	-	-	-	-
B2V	VTR-cem	51	15	6
C2V	VTR-cem	51	15	6

Tabella 14: 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	-	-	-	-
C2V	VTR	74	15	-

Tabella 15: 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
C2V	35	1	0.925	1 Ø	3 Ø

Tabella 16: Fase di terapia: distanze getti

Analisi	RISULTATI ANALISI LC - FASE DI TERAPIA					Prerivestimenti				Rivestimenti definitivi		
	Form. [m]	Cop. [m]	Req [m]	U _{fronte} [cm]	R _{pl fronte} [m]	U _{messaggio opera} [cm]	σ _{spritz} [MPa]	σ _{cent.} [MPa]	Conv _{preriv} [cm]	U _{eq} [cm]	R _{pl eq} [m]	σ _{ds} [MPa]
Dol 7	1A	350	6.85	0.15	7.0	0.28	0.10	-	0.03	0.31	7.30	0.1
Dol 14	1B	350	6.85	0.27	7.1	0.49	0.50	2.90	0.09	0.58	7.80	0.1
Dol 21	2A	350	6.85	0.46	7.3	0.72	1.60	9.10	0.28	1.00	8.20	0.4
Dol 28	2B	350	6.85	0.69	7.5	1.01	2.60	15.10	0.47	1.48	8.50	0.7
Dol 32	3A	200	6.85	0.61	7.3	0.90	2.20	12.40	0.39	1.29	8.00	0.8
Dol 36	3B	200	6.85	1.32	7.7	1.91	4.40	24.80	0.77	2.69	8.70	1.6
Dol 40	3B min	200	6.85	1.82	8.1	2.60	4.10	23.00	0.72	3.60	9.80	1.7

Tabella 17: 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.

Per quanto riguarda lo scavo in detrito, gli interventi descritti al par. 11.2 assicurano la stabilità del fronte e del cavo a breve termine e un adeguato contenimento del cavo a lungo termine:

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI TERAPIA						Prerivestimenti				Rivestimenti definitivi		
Analisi	Form.	Cop.	R _{eq}	U _{fronte}	R _{pl fronte}	U _{messa opera}	σ _{spritz}	σ _{cent.}	CONV _{prev}	U _{eq}	R _{pl eq}	σ _{cls}
	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[cm]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[m]	[MPa]
Det 3	Detrito	75	6.85	2.97	7.7	0.04	2.20	12.50	3.90	0.05	8.70	3.4

Tabella 18: Riassunto analisi linee caratteristiche

La sezione tipo C2V risulta adeguata al contenimento delle deformazioni e ad assicurare la stabilità del cavo nella zona centrale del tracciato, dove è prevista la presenza di detrito o di materiale di faglia (dolomia del gruppo 3Bmin):

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI TERAPIA						Prerivestimenti				Rivestimenti definitivi		
Analisi	Form.	Cop.	R _{eq}	U _{fronte}	R _{pl fronte}	U _{messa opera}	σ _{spritz}	σ _{cent.}	CONV _{prev}	U _{eq}	R _{pl eq}	σ _{cls}
	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[cm]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[m]	[MPa]
Det 4	Detrito	100	6.85	2.48	9.2	3.16	4.50	25.40	0.79	3.95	10.70	1.6

Tabella 19: Riassunto analisi linee caratteristiche

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 (sez. Ac);
- **Sezione 2:** si riferisce allo scavo in dolomia fratturata, assumendo la copertura pari a quella massima (sez. BOV).

- **Sezione 3:** è rappresentativo della condizione di scavo in detrito (nella palofrana della Marogna) ad alta copertura, considerando anche l’inclinazione del versante (sez. C1b);
- **Sezione 4:** si riferisce allo scavo in detrito (nella palofrana della Marogna) a bassa copertura, considerando l’inclinazione del versante e lo scavo delle 2 canne affiancate (sez. C1b).
- **Sezione 5:** analizza lo scavo nella tratta centrale, caratterizzato da faglie e roccia altamente fratturata, considerando la relativa copertura massima in zone di faglia. La sezione di scavo prevalente in questa tratta è la B2V, prevista per lo scavo nel gruppo geomeccanico 3A e 3B, per GSI tra 20 e 25: per l’analisi si considerano i parametri del gruppo 3B con GSI pari a 20.

Sezione	Litotipo attraversato	Copertura [m]	Falda sopra calotta a lungo termine [m]
1 – Dol 1B - 360	Dolomia 1B	350	10
2 – Dol 2B – 360	Dolomia 2B	350	50
3 – Det C1b - 70	Detrito	70	15
4 – Det C1b - 20	Detrito	20	5
5 – Dol 3B - 200	Dolomia 3B	200	70

Tabella 20: Sezioni di calcolo

Considerando che il piezometro installato nel sondaggio profondo S14D in prossimità della faglia principale della Valpegara ha evidenziato una soggiacenza dal pc. pari a 70 m ca., corrispondente ad un carico idraulico in chiave calotta pari a 50 m ca., nei calcoli in Dolomia si è assunto:

- Nelle zone di Dolomia 1B (sezione Ac), dove è previsto il sistema di impermeabilizzazione TIPO 1 che permette il drenaggio, per effetto di quest’ultimo si considera un carico idraulico ridotto rispetto a quello iniziale stimato al massimo in 50 m in chiave calotta. Sulla base di quanto verificato su svariati lavori il livello di falda si dovrebbe abbattere generalmente fino alla quota dei tubi di drenaggio posizionati sulle murette. Cautelativamente nei calcoli si assume un carico idraulico pari al 20% del battente idraulico iniziale, in questo caso 10m rispetto ai 50m previsti.
- Nella zona di Dolomia 2B (zone fratturate sez. tipo B0V) si è assunto un carico idraulico in chiave calotta pari a 50 m.

- Nella zona di Dolomia 3B (zone molto fratturate o cataclase sez. tipo B2V) si è assunto un carico idraulico in chiave calotta pari cautelativamente a 70 m.

Nella zona della frana della Marogna per ragioni logistiche è stato possibile posizionare piezometri solo al piede del versante nella zona del viadotto. Tali piezometri denominati S16D e S17D indicano un livello di falda a -15/20 m dal pc, ampiamente al di sotto del piano viario. Nei calcoli per la galleria è stato assunto un livello di falda al di sopra della chiave calotta pari a 5 m, a 20 m di copertura, e pari a 15 m, a 70 m di copertura. Nonostante l’assenza di piezometri nel tratto in galleria, tale livello di falda ipotizzato, che è stato rappresentato in tratteggio nei profili geologici, geotecnici e geomeccanici, si ritiene essere sufficientemente cautelativo, considerata la permeabilità medio alta dei materiali detritici presenti, determinata dalle prove di permeabilità ($K= 10^{-4}$ m/sec).

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 3 modelli ed il quinto sono larghi 1000m e terminano 200m al di sotto della galleria, il quarto è largo 200m e terminano 70m al di sotto della galleria. Nelle figure di seguito vengono riportate le principali caratteristiche dimensionali dei modelli numerici sviluppati:

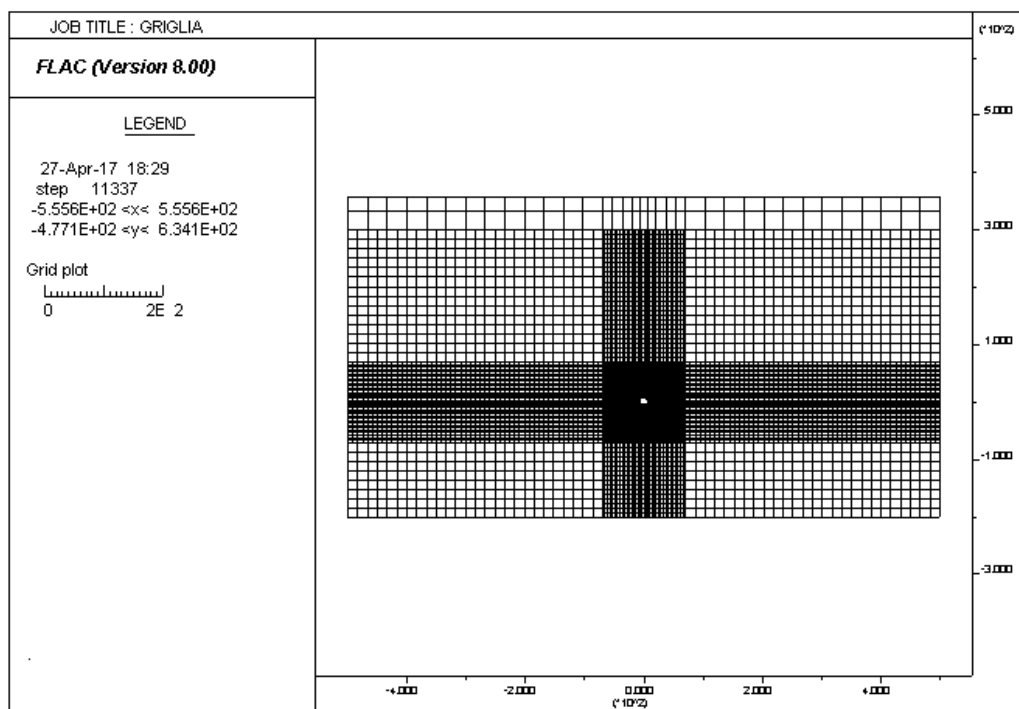


Figura 37 – Griglia di calcolo “Sezione 1”

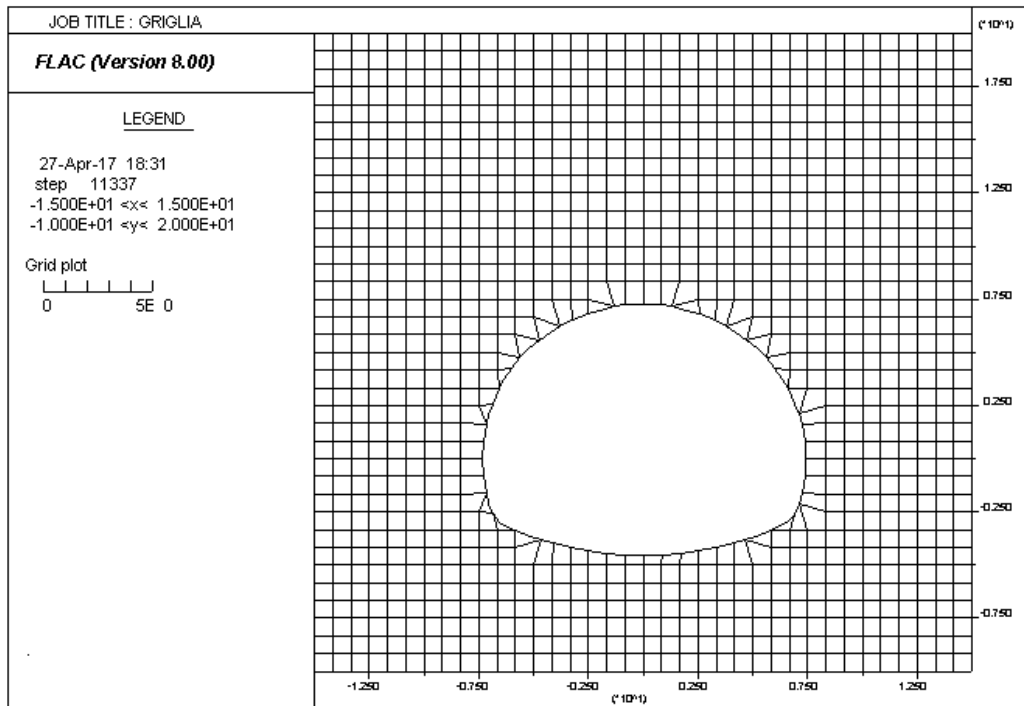


Figura 38 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 1”

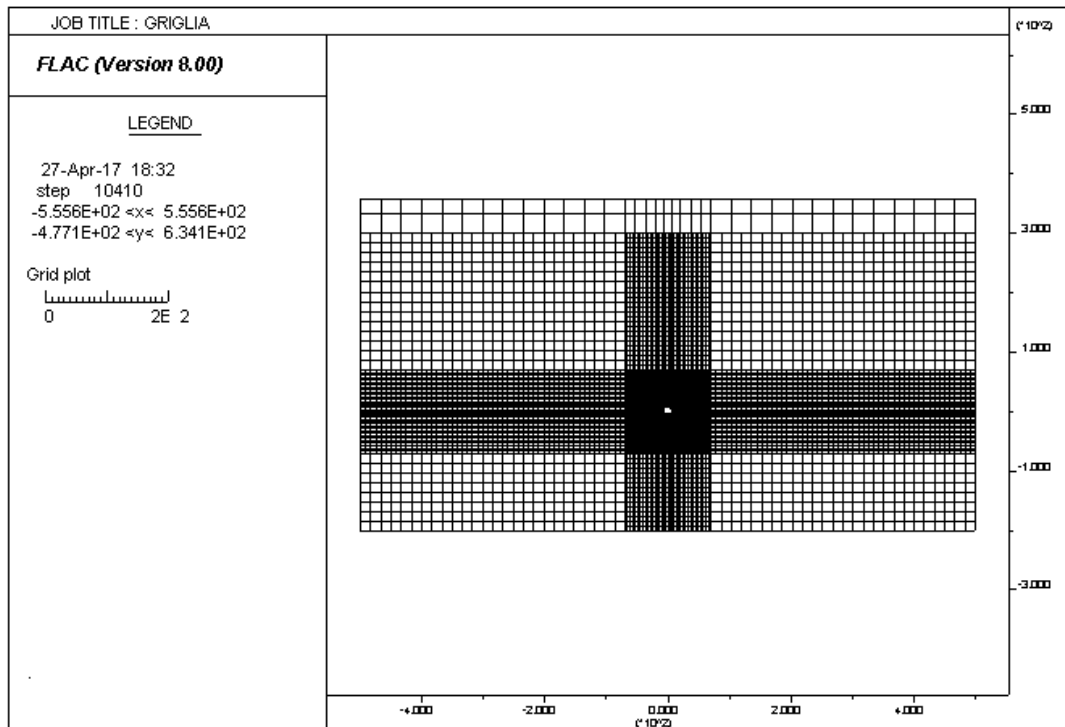


Figura 39 – Griglia di calcolo “Sezione 2”

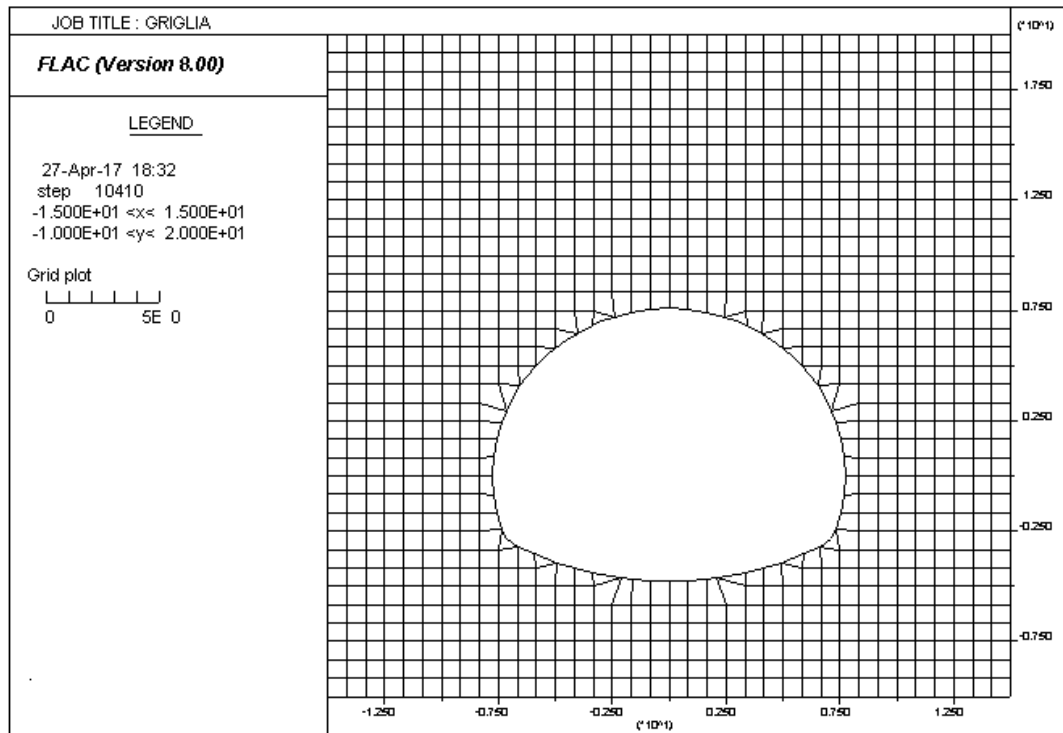


Figura 40 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 2”

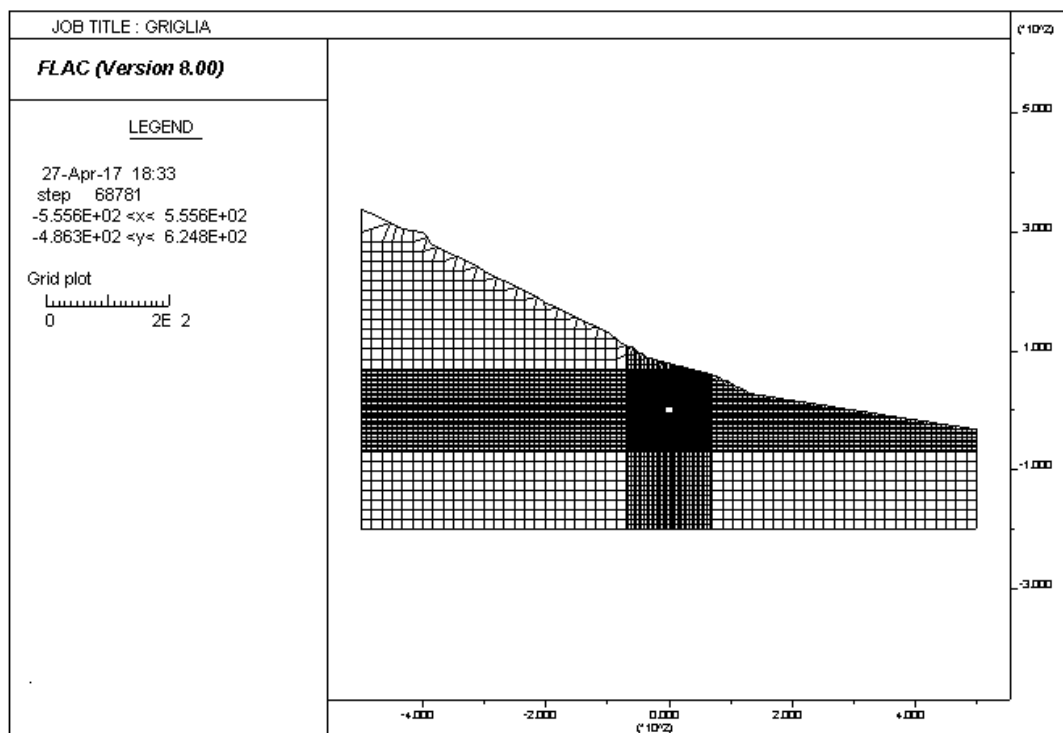


Figura 41 – Griglia di calcolo “Sezione 3”

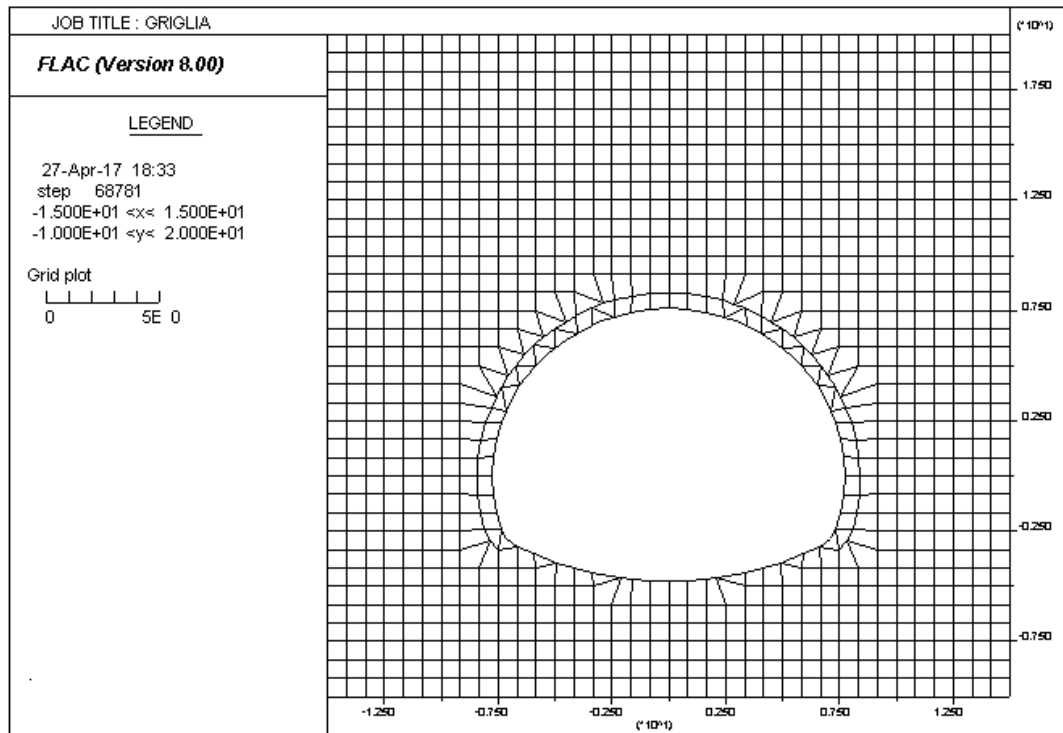


Figura 42 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 3”

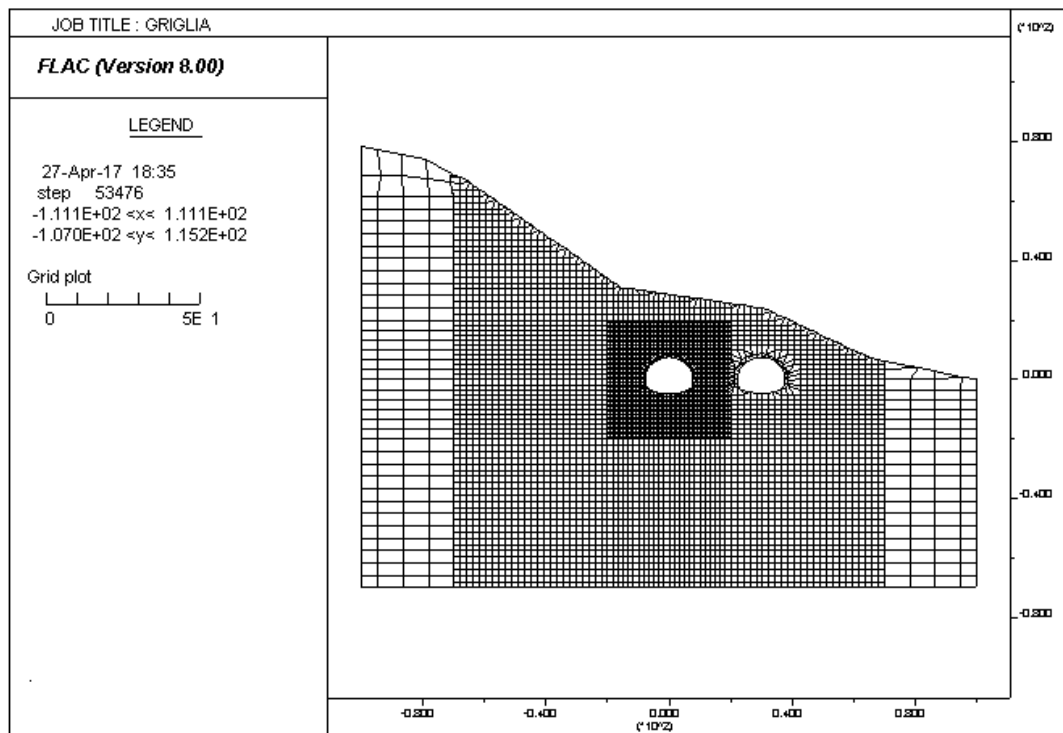


Figura 43 – Griglia di calcolo “Sezione 4”

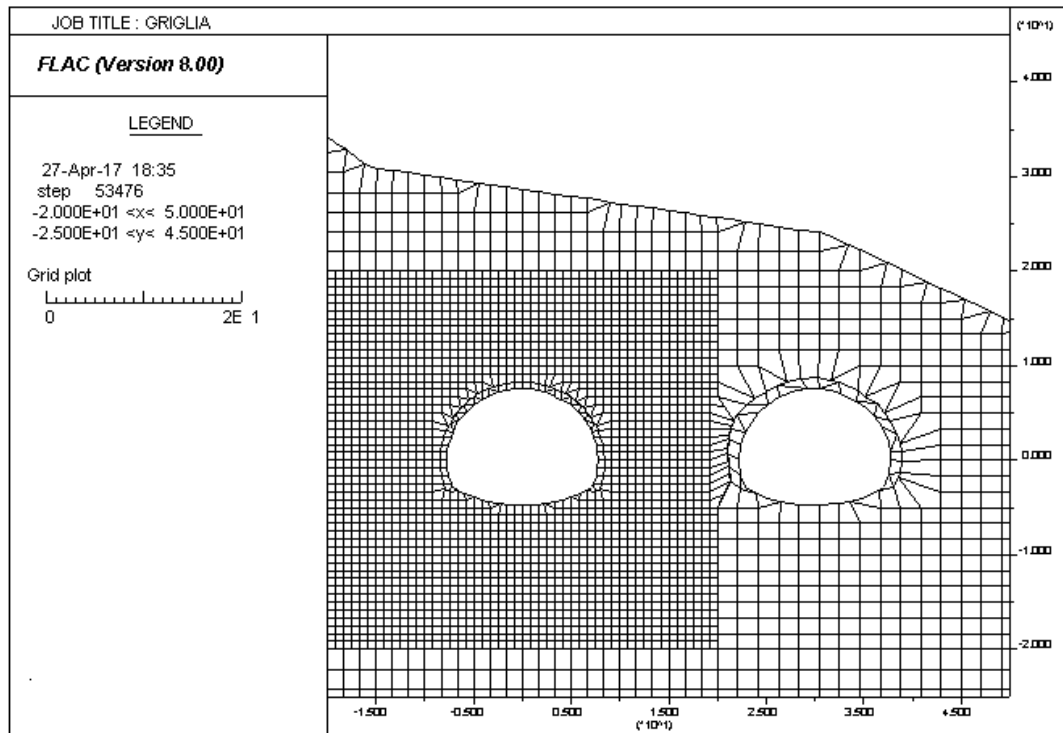


Figura 44 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 4”

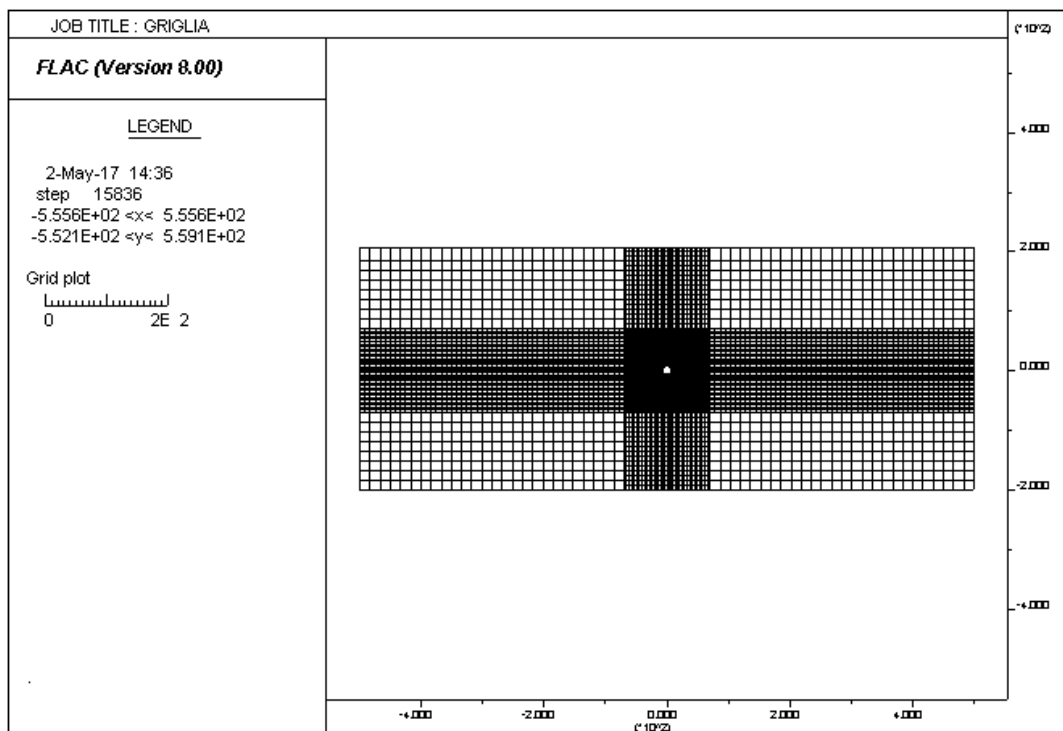


Figura 45 – Griglia di calcolo “Sezione 5”

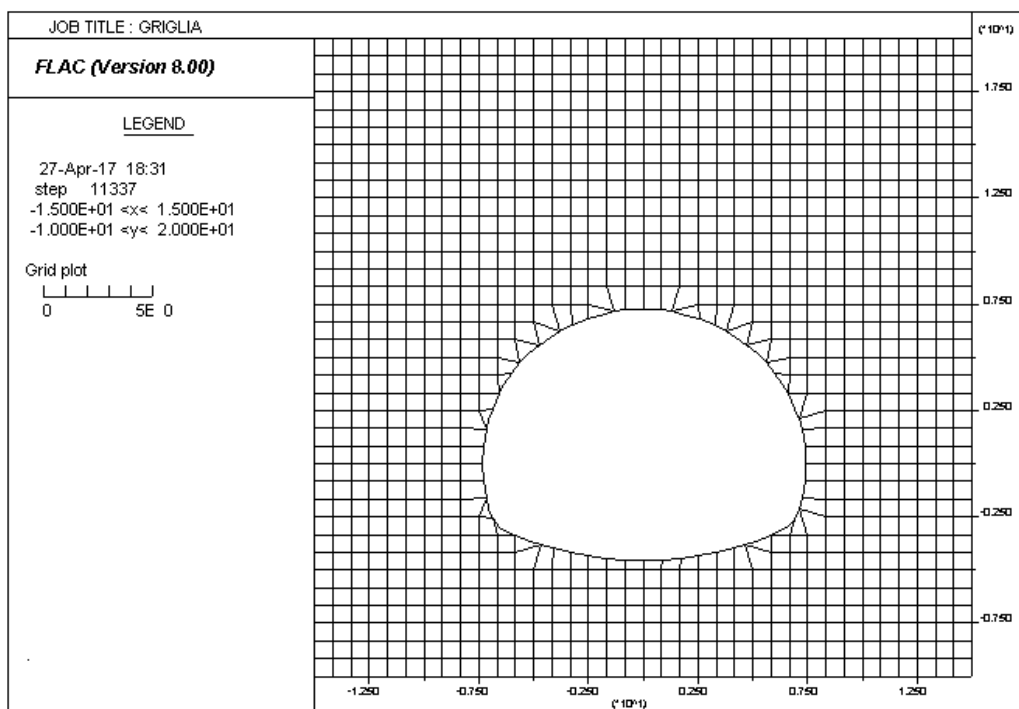


Figura 46 – Particolare della griglia di calcolo “Sezione 5”

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. Per calcolare le tensioni orizzontali, per i primi 2 modelli in roccia ad alta copertura si sono moltiplicate le tensioni verticali per il coefficiente di spinta a riposo K_0 , assunto unitario; per i 2 modelli in detrito il calcolo è avvenuto in automatico nel programma flac, tenendo conto della rotazione degli sforzi principali a causa dell’inclinazione del pendio; per l’ultima sezione in roccia fratturata si è considerato un K_0 di 0.9 per tener conto dell’alterazione nella dolomia fratturata.

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, e per le altre sezioni si è optato per la modellazione alla Mohr-Coulomb.

Sezione	E [MPa]	Mohr-Coulomb		Hoek-Brown						
		c' [kPa]	ϕ [°]	σ_{ci} [MPa]	GSI	m_i	E_i [MPa]	mb	s	a
1	15000	1800	45.5	88.814	45-55	13.542	50000	2.271	0.0039	0.506
2	6700	1400	41	88.814	35-40	13.542	50000	1.453	0.001	0.513
3	450	10	37							
4	150	0	37							
5	2200	600	40	88.814	20-25	13.542	50000	0.778	0.0001	0.544

Tabella 21 - 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	<i>Geostatico</i>
1	<i>Scavo della galleria - fronte</i> In questa fase è stata simulato l'avanzamento degli scavi, considerando la condizione al fronte e si è attivato il consolidamento al contorno.
2	<i>Scavo della galleria – sfondo</i> Si simula il rilascio tensionale dovuti allo sfondo.
3	<i>Scavo della galleria – centina e spritz beton</i> Si attiva il prerivestimento in calotta e si riducono ulteriormente le forze al contorno del cavo.
4	<i>Scavo della galleria – Getto AR</i> Si attiva il rivestimento definitivo in arco rovescio e si simula l'avanzamento del fronte di scavo.
5	<i>Scavo della galleria – Getto Calotta</i> Si attiva il rivestimento definitivo in calotta e si annullano le forze al contorno
6	<i>Lungo termine</i> Si disattiva il prerivestimento e i consolidamenti al contorno, dove presenti, e si applica il carico idraulico al contorno della galleria.

Tabella 22 - Principali fasi della modellazione numerica

Per la sezione di calcolo 4, viene simulato lo scavo delle 2 canne a distanza ravvicinata, prima della canna di monte (sud) e poi della canna di valle (nord). Le fasi di calcolo risultano:

TIME	Descrizione
0	<i>Geostatico</i>
1	<i>Scavo della canna di monte - fronte</i> In questa fase è stata simulato l'avanzamento degli scavi, considerando la condizione al fronte e si è attivato il consolidamento al contorno.
2	<i>Scavo della canna di monte – sfondo</i> Si simula il rilascio tensionale dovuti allo sfondo.
3	<i>Scavo della canna di monte – centina e spritz beton</i> Si attiva il prerivestimento in calotta e si riducono ulteriormente le forze al contorno del cavo.

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

4	Scavo della canna di monte – Getto AR Si attiva il rivestimento definitivo in arco rovescio e si simula l’avanzamento del fronte di scavo.
5	Scavo della canna di monte – Getto Calotta Si attiva il rivestimento definitivo in calotta e si annullano le forze al contorno
a	Scavo della canna di valle - fronte In questa fase è stata simulato l’avanzamento degli scavi, considerando la condizione al fronte e si è attivato il consolidamento al contorno.
b	Scavo della canna di valle – sfondo Si simula il rilascio tensionale dovuti allo sfondo.
c	Scavo della canna di valle – centina e spritz beton Si attiva il prerivestimento in calotta e si riducono ulteriormente le forze al contorno del cavo.
d	Scavo della canna di valle – Getto AR Si attiva il rivestimento definitivo in arco rovescio e si simula l’avanzamento del fronte di scavo.
e	Scavo della canna di valle – Getto Calotta Si attiva il rivestimento definitivo in calotta e si annullano le forze al contorno
66	Lungo termine Si disattiva il prerivestimento e i consolidamenti al contorno e si applica il carico idraulico al contorno della galleria.

Tabella 23 - Principali fasi della modellazione numerica – sezione 4

Per la sezione di calcolo 5 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.

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	Sezione 4	Sezione 5
1	0.5	0.6	0.75	0.28	0.6
2	0.7	0.9	0.9	0.4	0.85
3	0.995	0.95	0.94	0.8 (Monte) – 0.7 (valle)	0.91
4	1	0.98	0.98	0.95 (Monte) – 0.85 (Valle)	0.95

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

5	1	1	1	1	1
---	---	---	---	---	---

Per la sezione di calcolo 4, essendo la copertura di poco superiore ad un diametro di scavo, il concetto di linea caratteristica non può essere applicato e si considerano dei valori di relax normalmente utilizzati per scavi a basse coperture, considerando detensionamenti minori al passaggio della seconda canna, per la quale si prescrive un getto ravvicinato di arco rovescio e calotta al fine di limitare le convergenze del cavo e l’influenza sul rivestimento definitivo della già realizzata canna di monte.

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

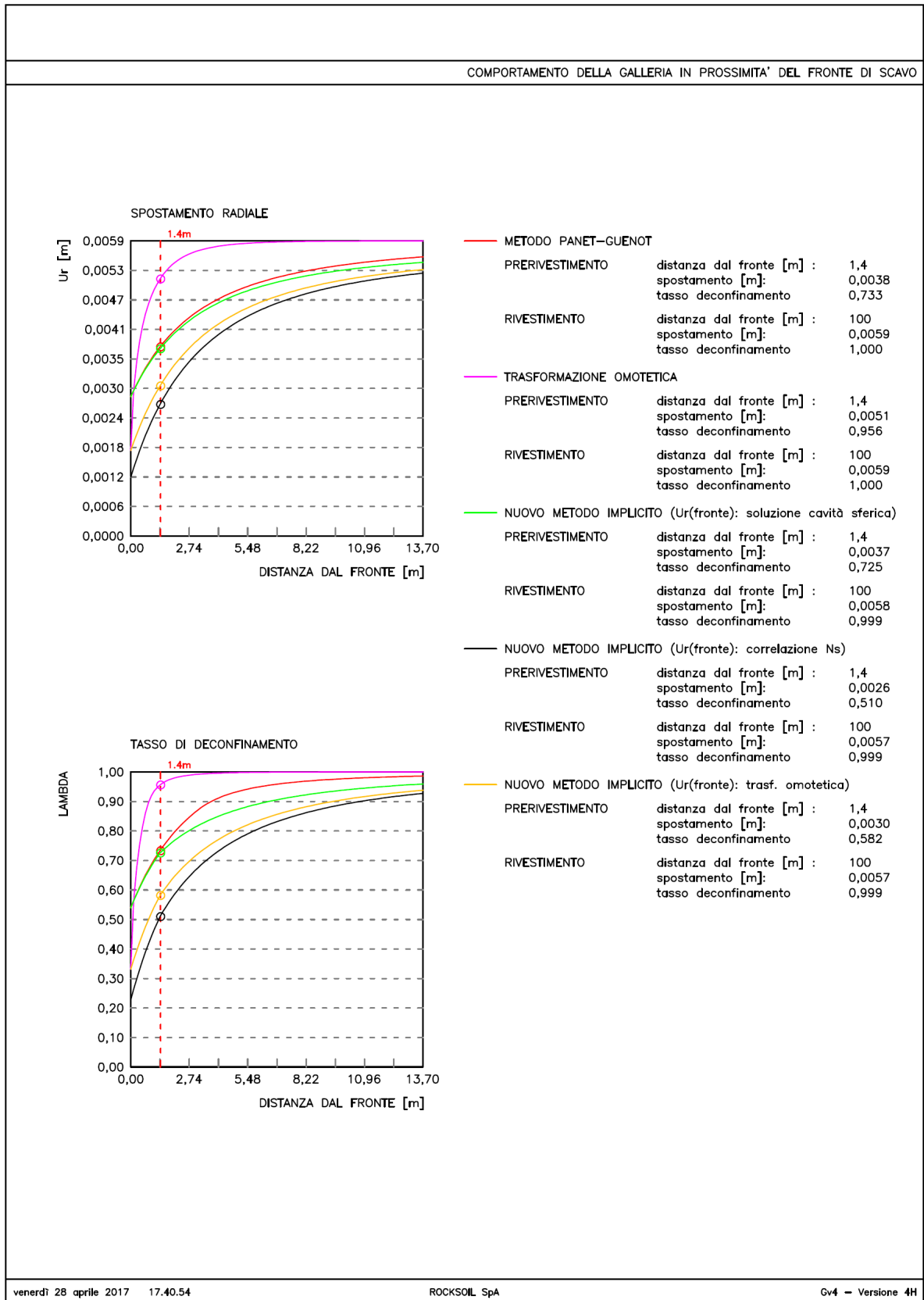


Figura 47 – Output GV4 – Calcolo 1 – Sezione Ac

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

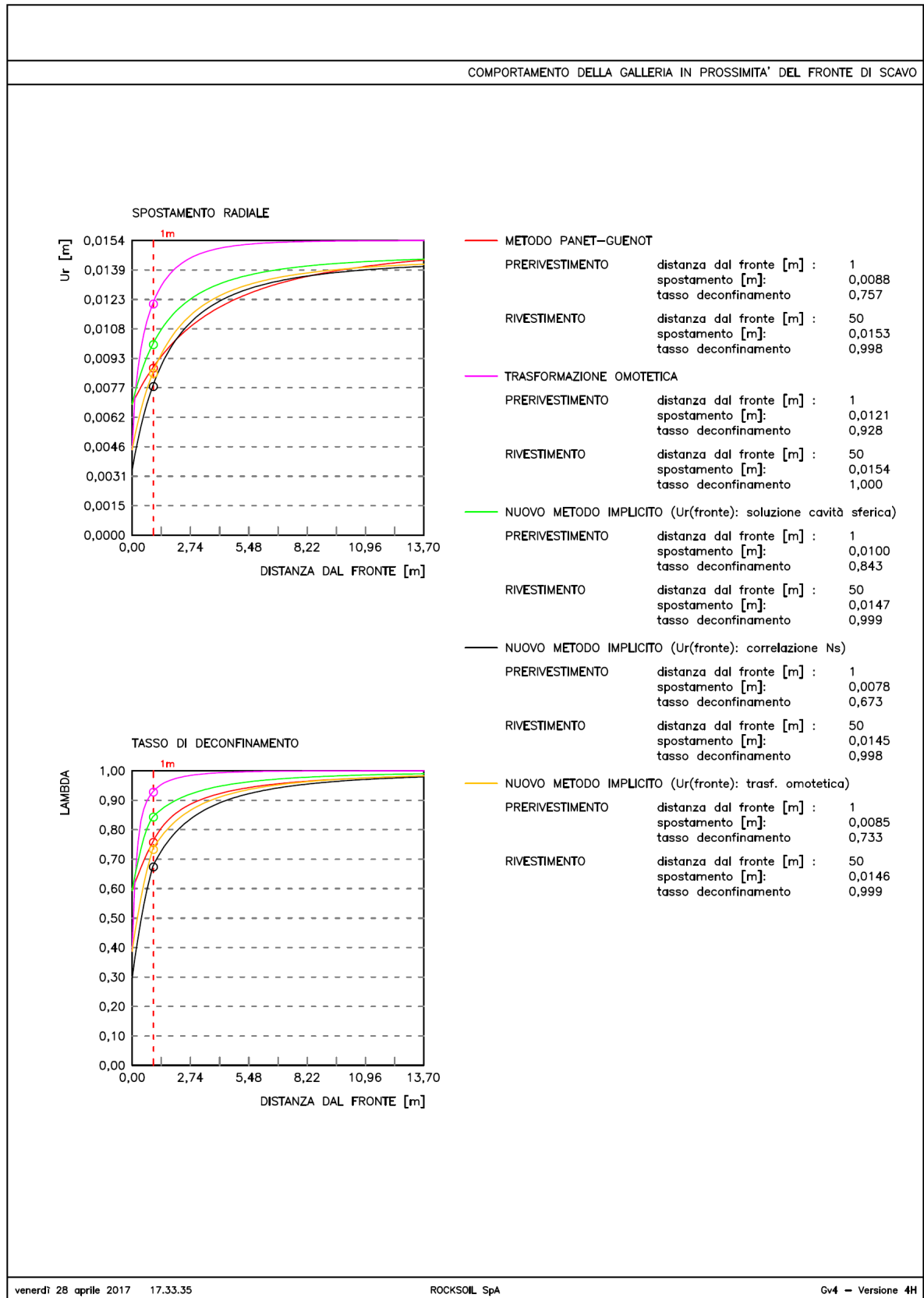


Figura 48 – Output GV4 – Calcolo 2 – Sezione B0V

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

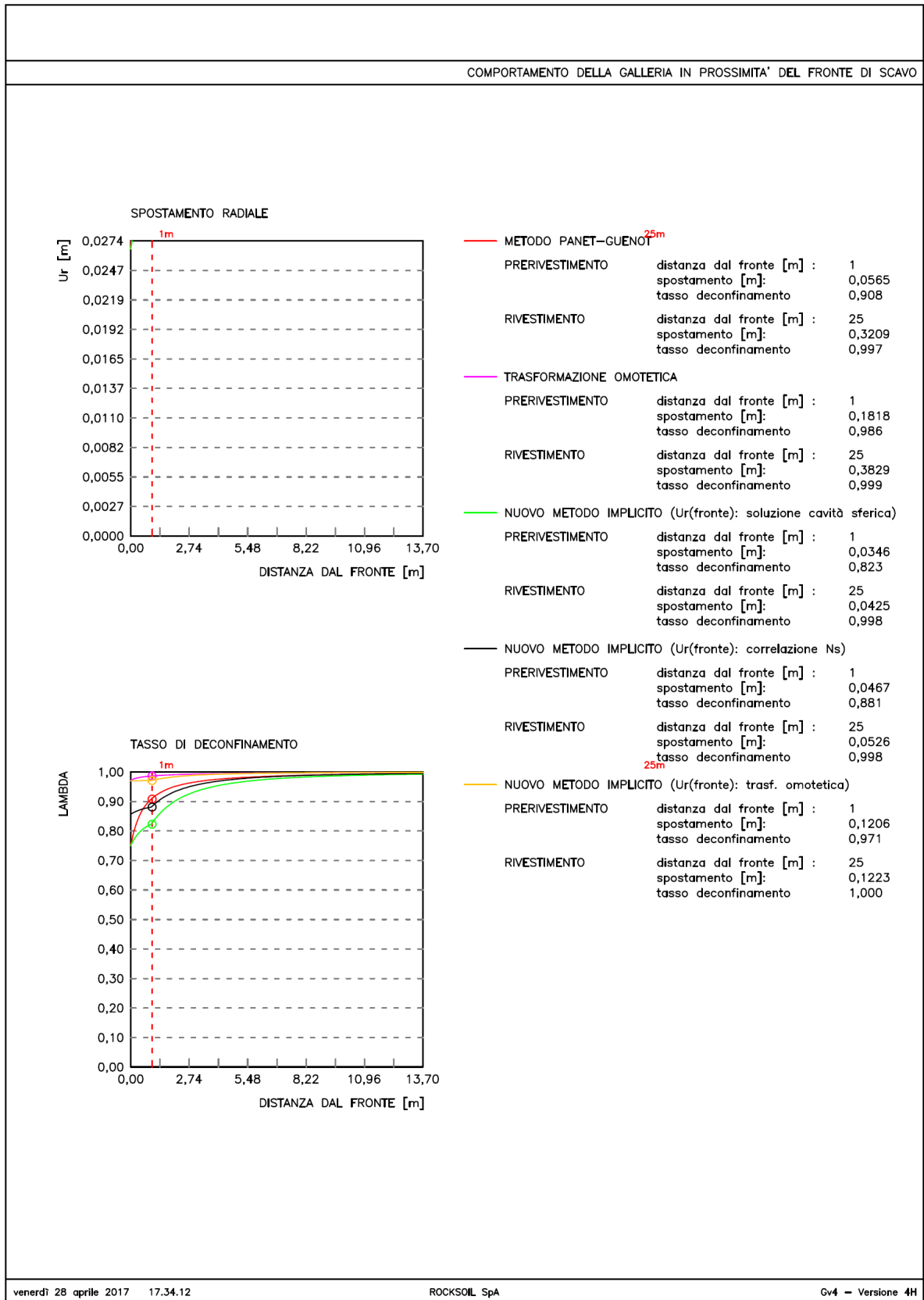


Figura 49 – Output GV4 – Calcolo 3 – Sezione C1b

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

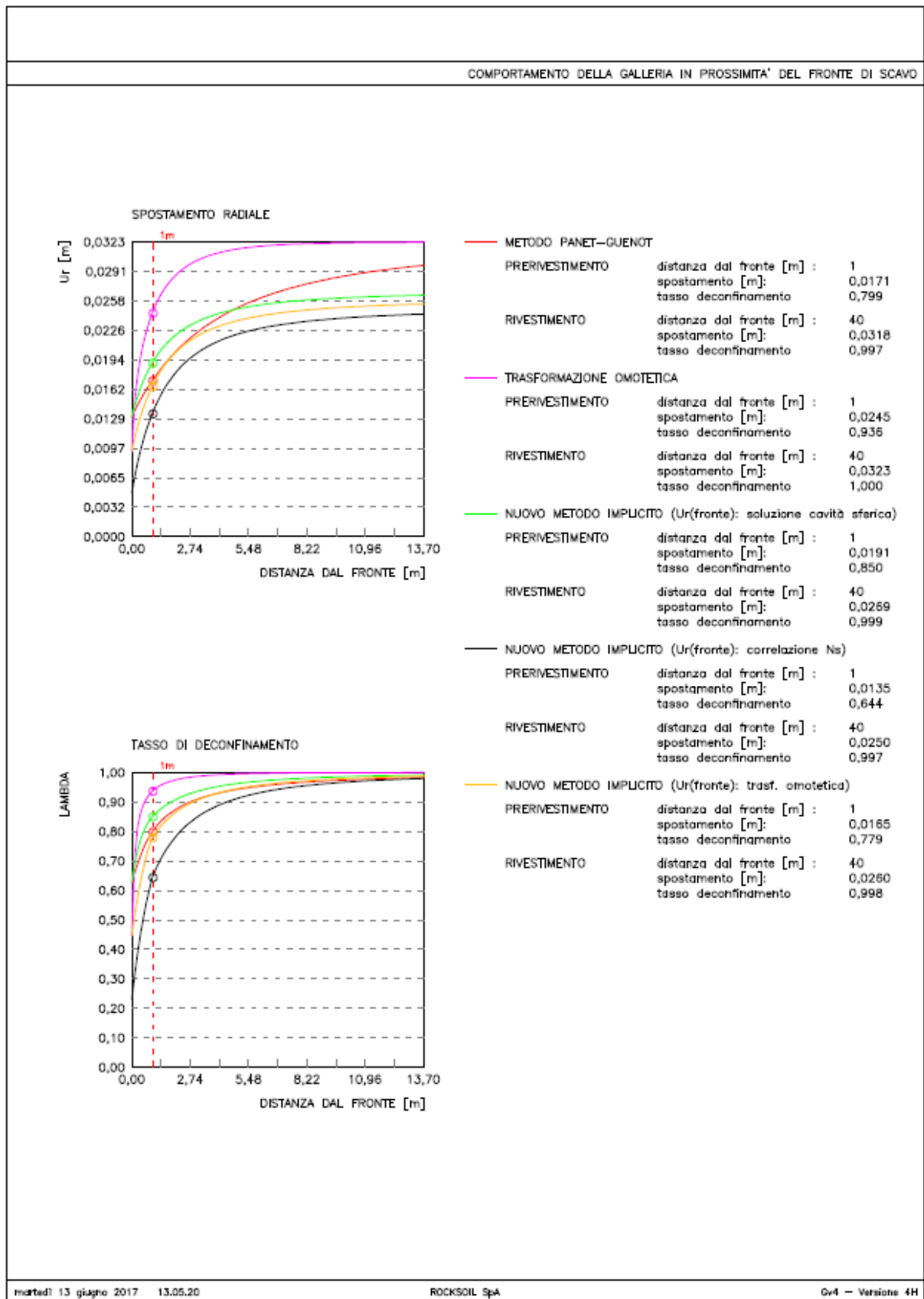


Figura 50 – Output GV4 – Calcolo 5 – Sezione B2V

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:

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

12 RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE

Nel seguito si presentano le verifiche strutturali dei prerivestimenti e dei rivestimenti definitivi delle 4 sezioni di calcolo analizzate.

Sezione di calcolo	Sezione tipo	Centine	Spessore spritz-beton
1	Ac	2IPN160 passo 1.4m	25 cm
2	B0V	2IPN180 passo 1.0m	25 cm
3	C1b	2IPN220 passo 1.0m	30cm
4	C1b	2IPN220 passo 1.0m	30cm
5	B2V	2IPN200 passo 1.0m	30 cm

Tabella 24: 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	Ø20 passo 20 cm intradosso ed estradosso	spilli Ø12 60 x 40
3	105 cm CAL / 100 cm AR	Ø26 passo 20 cm intradosso ed estradosso	spilli Ø14 30 x 40
4	105 cm CAL / 100 cm AR	Ø26 passo 20 cm intradosso ed estradosso	spilli Ø14 30 x 40
5	92.5 cm CAL / 90 cm AR	Ø30 passo 20 cm intradosso ed estradosso	spilli Ø14 30 x 40

Tabella 25: Rivestimenti definitivi

Prerivestimenti		
Spostamento verticale in calotta	-1.7	[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 26: Campo di spostamenti – Sez 1

Prerivestimenti		
Spostamento verticale in calotta	-1.9	[mm]
Spostamento orizzontale al piedritto	-1.4	[mm]
Convergenza diametrale	-2.8	[mm]

Rivestimenti definitivi		
Spostamento verticale in calotta	-0.3	[mm]
Spostamento verticale in AR	0.6	[mm]
Convergenza diametrale	-0.9	[mm]

Tabella 27: Campo di spostamenti – Sez 2

Prerivestimenti		
Spostamento verticale in calotta	-2.2	[mm]
Spostamento orizzontale al piedritto	-2.5	[mm]
Convergenza diametrale	-5.0	[mm]

Rivestimenti definitivi		
Spostamento verticale in calotta	-0.1	[mm]
Spostamento verticale in AR	2	[mm]
Convergenza diametrale	-2.1	[mm]

Tabella 28: Campo di spostamenti – Sez 3

Prerivestimenti		
Spostamento verticale in calotta	-4.9	[mm]
Spostamento orizzontale al piedritto	1.0	[mm]
Convergenza diametrale	2.0	[mm]

Rivestimenti definitivi		
Spostamento verticale in calotta	-0.1	[mm]
Spostamento verticale in AR	4.5	[mm]
Convergenza diametrale	-4.6	[mm]

Tabella 29: Campo di spostamenti – Sez 4

Prerivestimenti		
Spostamento verticale in calotta	-2.5	[mm]
Spostamento orizzontale al piedritto	-1.6	[mm]
Convergenza diametrale	-5.0	[mm]

Rivestimenti definitivi		
Spostamento verticale in calotta	-0.6	[mm]
Spostamento verticale in AR	1.0	[mm]
Convergenza diametrale	-1.6	[mm]

Tabella 30: Campo di spostamenti – Sez 5

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

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

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	σ_c	σ_s	σ_s'
	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
3	-2051	-21.37	-9.73	-58.8	-43.5
4	-2137	-79.06	-10.2	-61.4	-45.2

Tabella 31: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1

Step	NEk	MEk	σ_c	σ_s	σ_s'
	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
3	-1107	-13.5	-5.22	-31.8	-21.5
4	-2034	-7.97	-8.1	-52	-46

Tabella 32: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2

Step	NEk	MEk	σ_c	σ_s	σ_s'
	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
3	-1025	-14.0	-3.9	-24	-16.6
4	-599.7	-94	-9.8	-41.9	60.3

Tabella 33: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3

Step	NEk	MEk	σ_c	σ_s	σ_s'
	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
3	-1701	-29.6	-6.85	-41.5	-25.9
4	-2261	-37.2	-9.0	-54.6	-35.0
5	-2311	-38.44	-9.2	-55.9	-35.6
a	-2337	-42.21	-9.5	-35.2	-57.4
b	-2361	-43.5	-9.6	-58.2	-35.3
c	-2381	-46.54	-9.9	-59.4	-34.9
d	-2392	-47.55	-10	-59.9	-34.8

Tabella 34: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 – canna sud

Step	NEk	MEk	σ_c	σ_s	σ_s'
	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
c	-1165	-111.8	-11.15	-55.8	22.3
d	-1449	-110.9	-11.2	-59.3	5.9

Tabella 35: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 – canna nord

Step	NEk	MEk	σ_c	σ_s	σ_s'
	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
3	-1544	-9.25	-5.28	-33.3	-28.7
4	-2481	-14.67	-8.5	-53.5	-46.2

Tabella 36: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5

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)

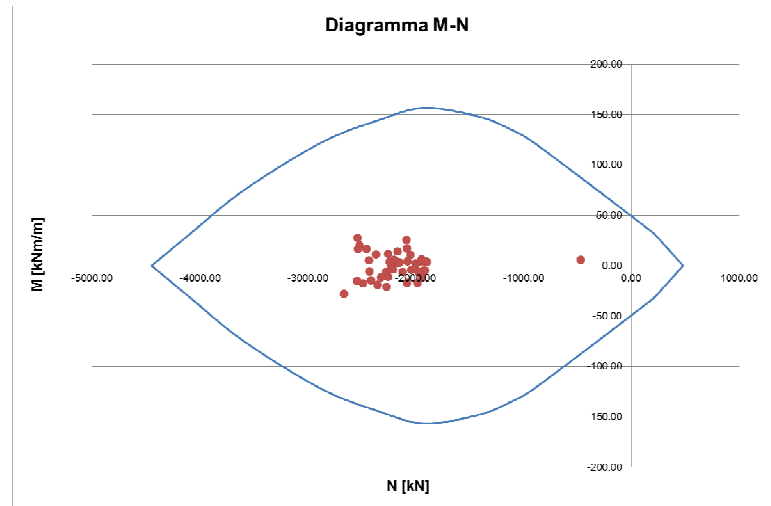


Figura 5 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 1 - Step 3

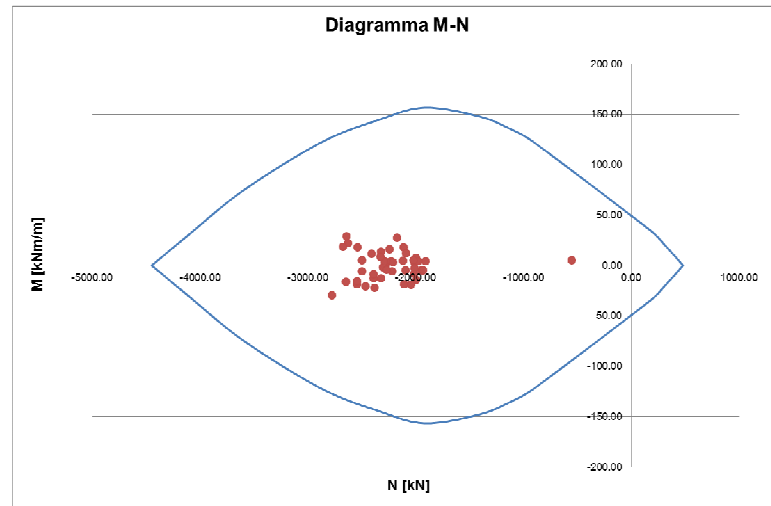


Figura 6 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 1 - Step 4

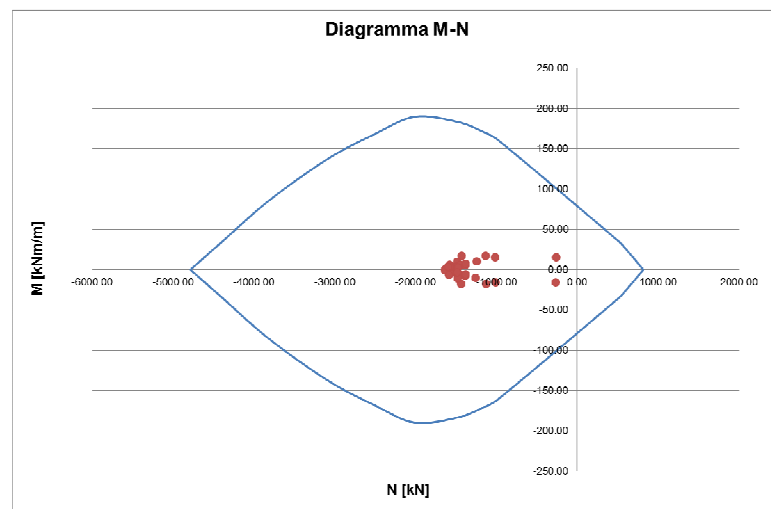


Figura 7 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 3

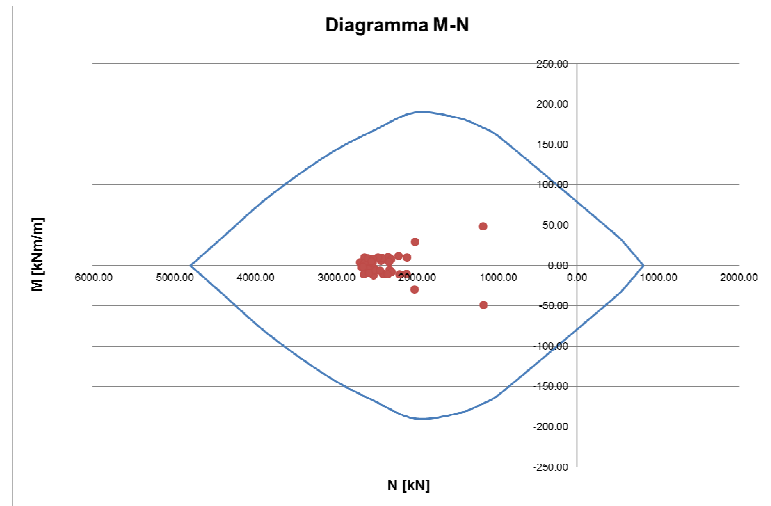


Figura 8 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 4

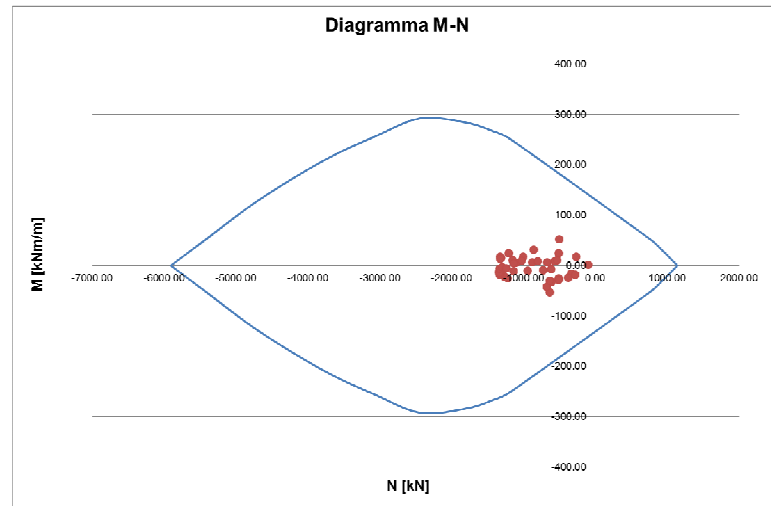


Figura 9 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 3

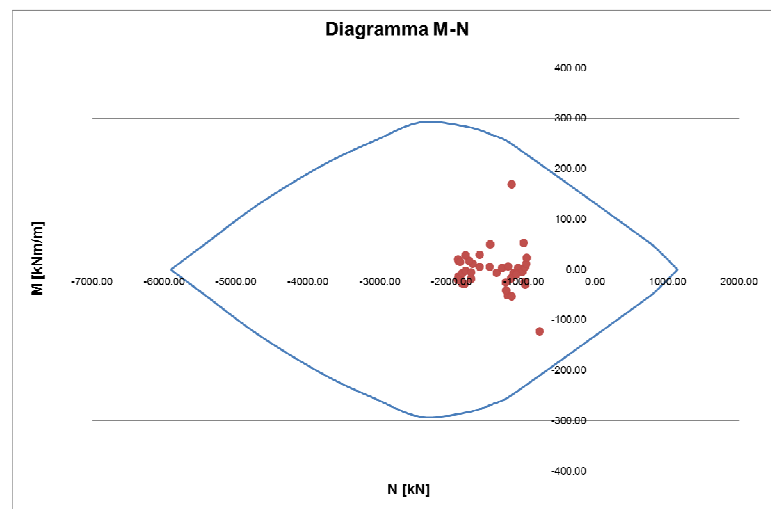


Figura 10 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 4

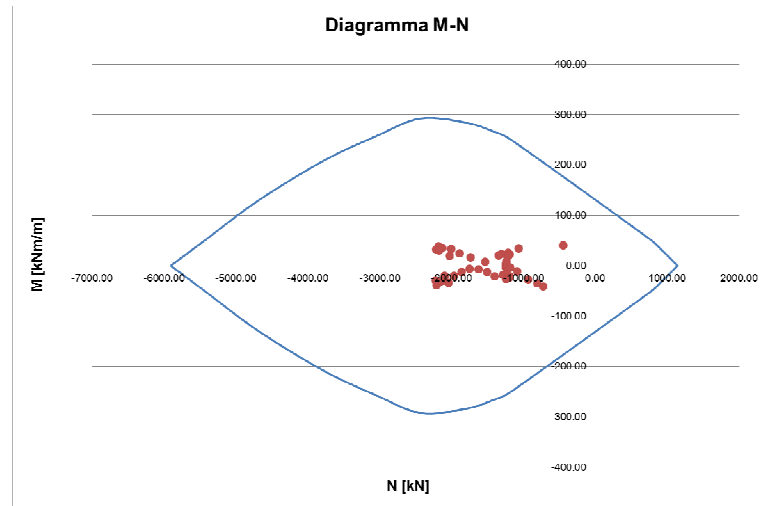


Figura 11 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 3 – canna sud

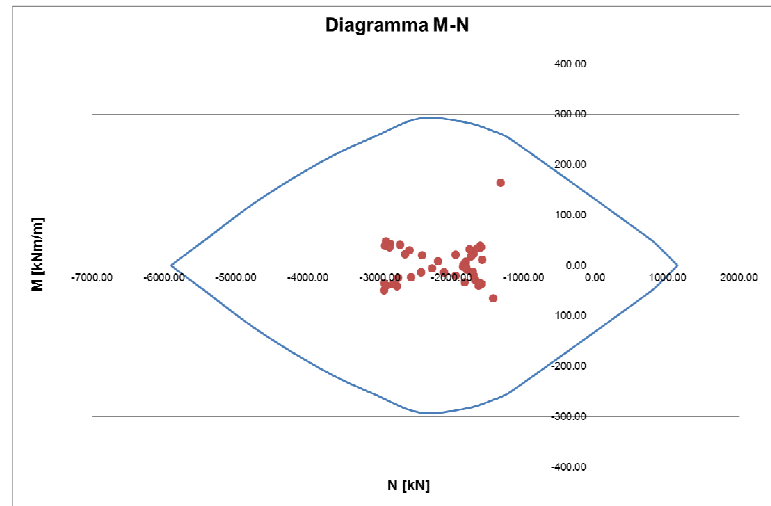


Figura 12 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 4 – canna sud

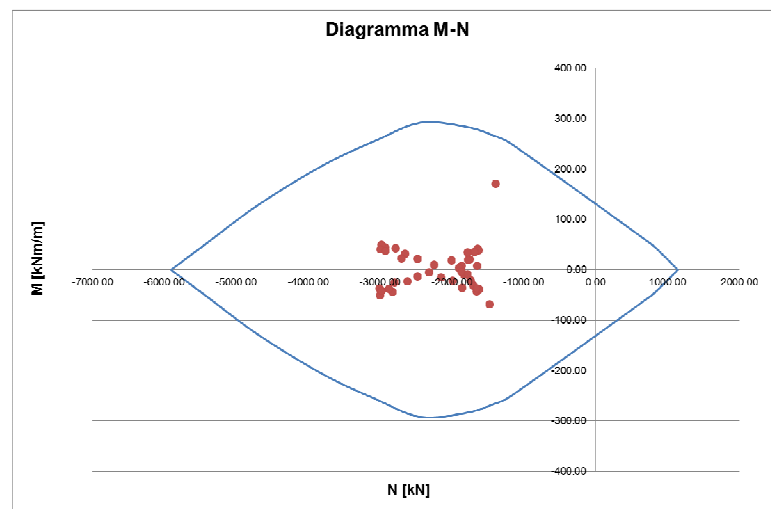


Figura 13 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 5 – canna sud

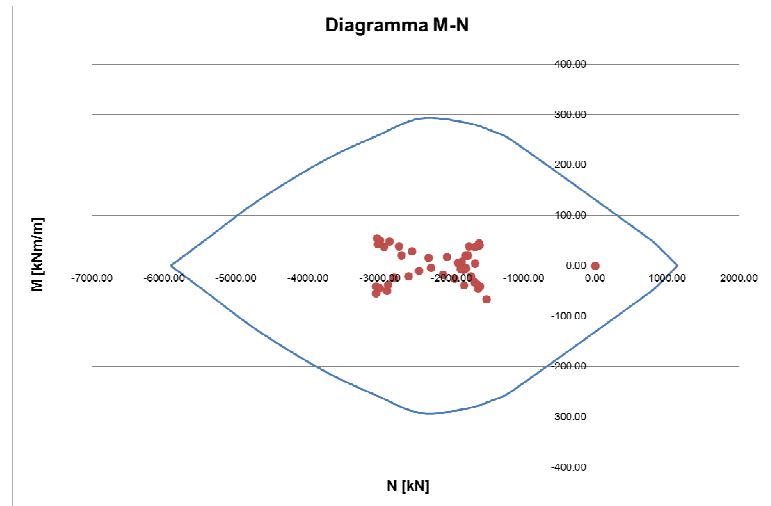


Figura 14 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step a – canna sud

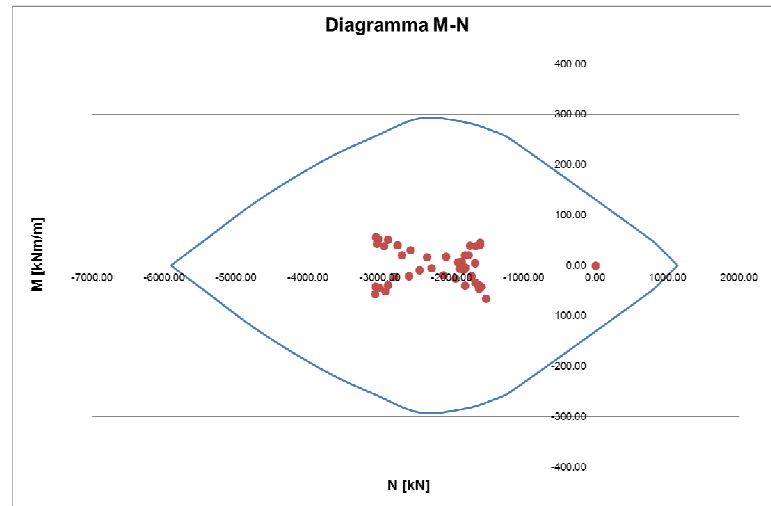


Figura 15 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step b – canna sud

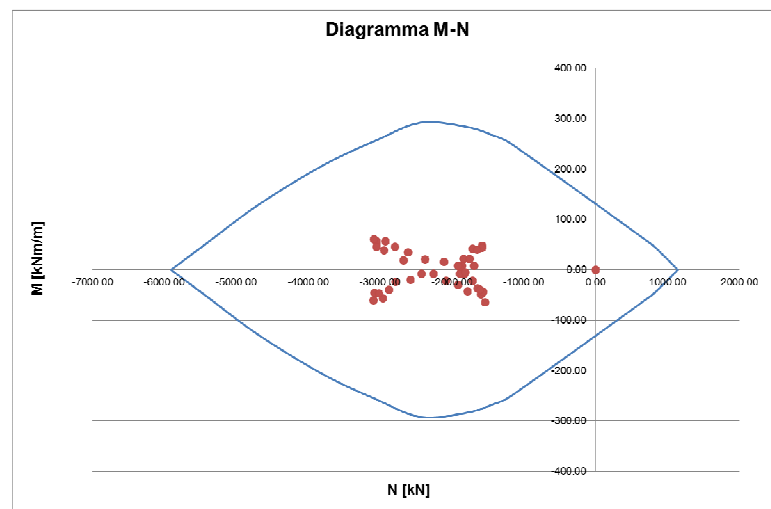


Figura 16 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step c – canna sud

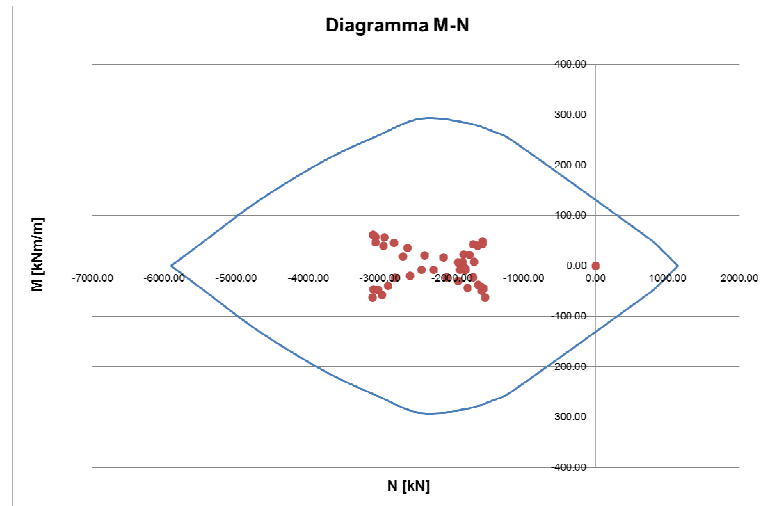


Figura 17 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step d – canna sud

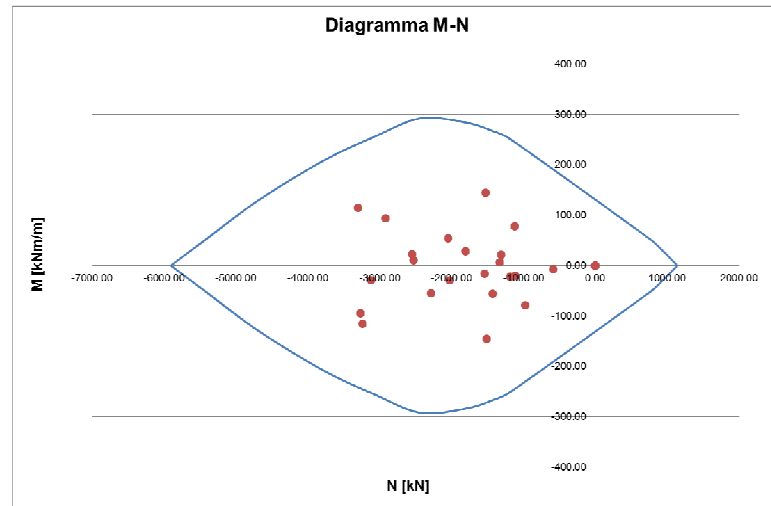


Figura 18 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step c – canna nord

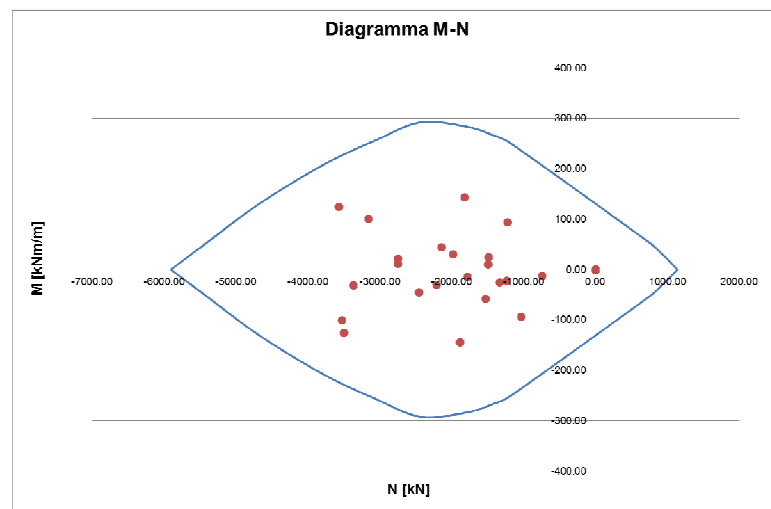


Figura 19 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step d – canna nord

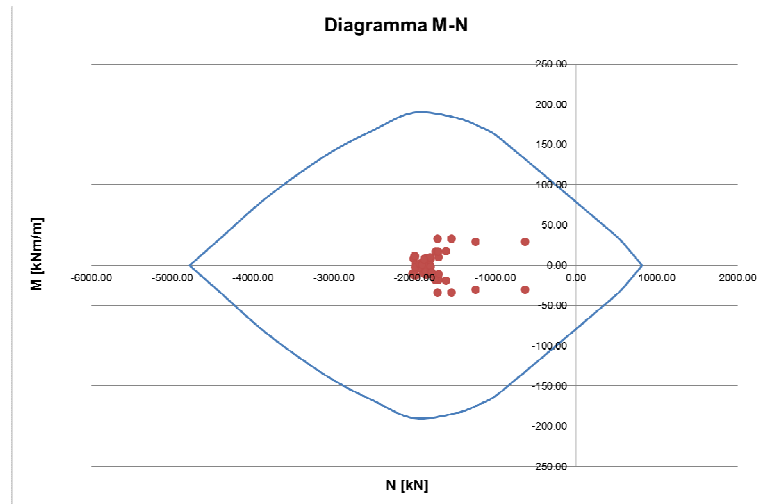


Figura 20 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 5 - Step 3

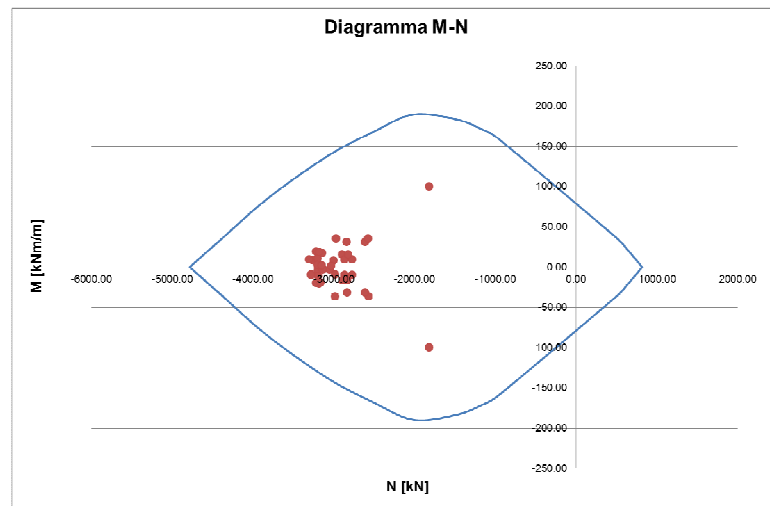


Figura 21 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 5 - Step 4

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	τ	τ_{SLU}
	[kN]	[MPa]	[MPa]
3	-74.52	-35.4	-45.98

4	-79.06	-37.5	-48.8
---	--------	-------	-------

Tabella 37: Verifica a taglio SLU – Sezione 1

Step	VEk	τ	τ_{SLU}
	[kN]	[MPa]	[MPa]
3	-34.41	-13.23	-17.20
4	-75.65	-29.1	-37.83

Tabella 38: Verifica a taglio SLU – Sezione 2

Step	VEk	τ	τ_{SLU}
	[kN]	[MPa]	[MPa]
3	-23.96	-6.46	-8.40
4	173.8	46.8	60.84

Tabella 39: Verifica a taglio SLU – Sezione 3

Step	VEk	τ	τ_{SLU}
	[kN]	[MPa]	[MPa]
3	39.71	10.7	13.91
4	164.6	44.4	57.72
5	165.7	44.7	58.11
a	-84.9	-22.9	-29.77
b	-84.41	-22.7	-29.51
c	-82.92	-22.3	-29.0
d	-82.85	-22.3	-29.0

Tabella 40: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 – canna sud

Step	VEk	τ	τ_{SLU}
	[kN]	[MPa]	[MPa]
3	-82.55	-22.2	-28.86
4	76	20.5	26.65

Tabella 41: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 – canna nord

Step	VEk	τ	τ_{SLU}
	[kN]	[MPa]	[MPa]
3	-54.2	-17.4	-22.6
4	127.4	40.8	53.0

Tabella 42: Verifica a taglio SLU – Sezione 5

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 5]

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

*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	0.4	0.0	0.0
Rene DX	0.60	0.6	0.0	0.0
Calotta	0.60	0.37	0.01	0.0
Rene SN	0.6	0.5	0.0	0.0
Piedritto SN	0.6	0.2	0.0	-0.3
AR	0.7	7.5	5.1	*

Tabella 43: 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	-625.6	81.4	-2.5
Rene DX	0.60	-319.0	-9.3	-0.7
Calotta	0.60	-337.7	59.1	-1.8
Rene SN	0.6	-482.2	51.0	-1.7
Piedritto SN	0.6	-625.8	-8.4	-1.2
AR	0.7	-734.3	-51.3	-1.7

Tabella 44: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 - Step 6

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-584.1	21.8	-0.7	-7.3	0.00
Rene DX	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-766.4	-9.5	-0.8	-11.1	0.00
Calotta	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-784.2	16.2	-0.9	-10.8	0.00
Rene SN	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-764.3	9.2	-0.8	-11.1	0.00

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

Piedritto SN	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-580.6	117.6	-1.4	1.0	0.00
AR	0.900	15.71	15.71	7.2	7.2	-1879.0	-155.0	-3.0	-16.7	0.00

Tabella 45: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 5

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-3941.0	104.8	-4.7	-52.4	0.00
Rene DX	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-5143.0	29.5	-5.5	-77.0	0.00
Calotta	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-5341.0	-41.3	-5.8	-79.1	0.00
Rene SN	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-5244.0	40.7	-5.7	-77.7	0.00
Piedritto SN	0.925	15.71	15.71	7.2	7.2	-5498.0	-216.5	-7.0	-67.5	0.00
AR	0.900	15.71	15.71	7.2	7.2	-5264.0	-207.2	-6.9	-66.0	0.00

Tabella 46: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 6

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-185.5	64.7	-0.5	3.4	0.00
Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-204.6	18.2	-0.3	-1.6	0.00
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-154.7	-39.2	-0.3	0.5	0.00
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-147.8	-38.3	-0.3	0.6	0.00
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-240.2	166.8	-1.4	31.2	0.05
AR	1.00	26.55	26.55	7.7	7.7	-1244.0	-371.2	-3.3	14.4	0.01

Tabella 47: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - Step 5

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-3527.0	677.7	-6.3	-6.3	0.00

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

Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-4309.0	-158.9	-4.6	-47.7	0.00
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-3859.0	-57.0	-3.7	-47.8	0.00
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-3568.0	-192.7	-4.1	-35.9	0.00
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-3865.0	771.1	-7.0	-5.1	0.00
AR	1.00	26.55	26.55	7.7	7.7	-4076.0	-1295.0	-11.4	62.4	0.06

Tabella 48: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - Step 6

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-133.6	69.3	-0.6	8.8	0.01
Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-155.5	47.9	-0.4	1.6	0.00
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-82.9	-73.4	-0.6	17.0	0.03
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-81.9	-74.9	-0.6	17.8	0.03
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-172.6	175.3	-1.5	44.5	0.07
AR	1.00	26.55	26.55	7.7	7.7	-573.9	-418.7	-3.9	91.5	0.14

Tabella 49: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step 5 – canna sud

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-337.7	233.0	-2.0	43.3	0.07
Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-327.7	223.2	-1.9	40.9	0.06
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-15.5	-166.4	-1.4	67.0	0.12
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-18.2	-153.5	-1.3	61.1	0.11
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-225.1	254.7	-2.2	68.7	0.11
AR	1.00	26.55	26.55	7.7	7.7	-518.3	-461.4	-4.3	117.7	0.18

Tabella 50: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step a – canna sud

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

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-388.5	292.4	-2.5	59.2	0.09
Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-376.3	280.6	-2.4	56.4	0.09
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	9.6	-197.4	-1.6	84.4	0.15
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	5.3	-181.1	-1.5	76.8	0.14
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-240.3	288.1	-2.5	79.9	0.13
AR	1.00	26.55	26.55	7.7	7.7	-513.7	-499.9	-4.7	134.9	0.21

Tabella 51: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step b – canna sud

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-485.8	444.3	-3.8	105.3	0.17
Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-467.2	423.6	-3.6	99.8	0.16
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	81.2	-277.5	-2.2	130.9	0.24
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	70.3	-248.2	-2.0	116.6	0.21
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-271.5	371.7	-3.2	109.3	0.18
AR	1.00	26.55	26.55	7.7	7.7	-483.1	-586.0	-5.4	177.1	0.28

Tabella 52: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step c – canna sud

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-517.0	469.5	-4.0	110.8	0.18
Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-500.2	453.8	-3.9	107.0	0.17
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	95.6	-297.8	-2.3	142.0	0.26
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	89.0	-273.8	-2.1	130.7	0.24

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

Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-276.1	385.0	-3.3	114.1	0.19
AR	1.00	26.55	26.55	7.7	7.7	-499.5	-600.5	-5.6	180.7	0.29

Tabella 53: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step d – canna sud

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-531.0	487.7	-4.2	116.0	0.19
Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-516.6	475.8	-4.1	113.4	0.18
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	110.9	-312.2	-2.4	150.8	0.28
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	107.0	-288.8	-2.3	140.3	0.26
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-274.7	390.6	-3.3	116.6	0.20
AR	1.00	26.55	26.55	7.7	7.7	-508.1	-610.5	-5.7	183.7	0.30

Tabella 54: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step e – canna sud

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-3420.0	506.9	-5.4	-15.1	0.00
Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-3397.0	484.6	-5.3	-16.1	0.00
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-1777.0	-428.2	-3.6	3.5	0.00
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-1736.0	-434.3	-3.6	5.1	0.00
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-2457.0	895.1	-7.2	52.5	0.06
AR	1.00	26.55	26.55	7.7	7.7	-1955.0	-1005.0	-9.1	144.9	0.20

Tabella 55: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step 66 – canna sud

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-447.2	159.1	-1.3	8.7	0.01

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

Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-490.8	235.3	-1.9	26.0	0.03
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-252.0	-239.1	-2.0	58.1	0.09
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-161.2	-341.3	-2.9	115.0	0.20
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-560.9	472.8	-4.0	105.5	0.17
AR	1.00	26.55	26.55	7.7	7.7	-1099.0	-667.2	-6.1	120.6	0.17

Tabella 56: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step e – canna nord

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-1943.0	269.1	-3.0	-9.7	0.00
Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-3194.0	446.0	-4.9	-15.8	0.00
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-2333.0	-344.7	-3.7	-10.4	0.00
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-1751.0	-578.3	-4.6	25.2	0.03
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.7	7.7	-3072.0	1039.0	-8.3	48.9	0.05
AR	1.00	26.55	26.55	7.7	7.7	-2127.0	-1030.0	-9.3	134.8	0.18

Tabella 57: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step 66 – canna nord

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-1015.0	119.4	-1.7	-6.3	0.00
Rene DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-1152.0	-9.4	-1.2	-16.1	0.00
Calotta	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-1140.0	-11.2	-1.2	-15.8	0.00
Rene SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-1173.0	14.6	-1.2	-16.0	0.00
Piedritto SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-1008.0	279.2	-2.7	10.1	0.01
AR	0.900	35.34	35.34	7.9	7.9	-2208.0	-310.1	-4.0	-10.0	0.00

Tabella 58: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5 - Step 5

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

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-5973.0	383.3	-8.0	-59.9	0.00
Rene DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-6892.0	-25.3	-6.8	-98.5	0.00
Calotta	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-6795.0	-36.0	-6.8	-96.3	0.00
Rene SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-7362.0	-124.3	-7.8	-98.3	0.00
Piedritto SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-6694.0	386.4	-8.7	-70.1	0.00
AR	0.900	35.34	35.34	7.9	7.9	-6114.0	379.5	-8.3	-63.1	0.00

Tabella 59: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5 - Step 6

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	σ_c	σ_s	wk
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Piedritto DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-7224.0	478.9	-9.7	-71.3	0.00
Rene DX	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-8060.0	-12.4	-7.9	-116.4	0.00
Calotta	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-7817.0	-11.5	-7.6	-112.9	0.00
Rene SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-8545.0	-133.3	-9.0	-114.9	0.00
Piedritto SN	0.925	35.34	35.34	7.9	7.9	-7866.0	478.1	-10.3	-80.7	0.00
AR	0.900	35.34	35.34	7.9	7.9	-8093.0	721.2	-12.4	-67.4	0.00

Tabella 60: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5 - Step 7

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	0.93	15.71	15.71	7.20	7.20	-870	-33	-860	26.2
Rene DX	0.93	15.71	15.71	7.20	7.20	-1031	-15	-921	61.4

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

Calotta	0.93	15.71	15.71	7.20	7.20	-1019	21	916	43.5
Rene SN	0.93	15.71	15.71	7.20	7.20	-1041	-15	-924	61.1
Piedritto SN	0.93	15.71	15.71	7.20	7.20	-755	153	816	5.3
AR	0.90	15.71	15.71	7.20	7.20	-2443	-202	-1376	6.8

Tabella 61 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 5

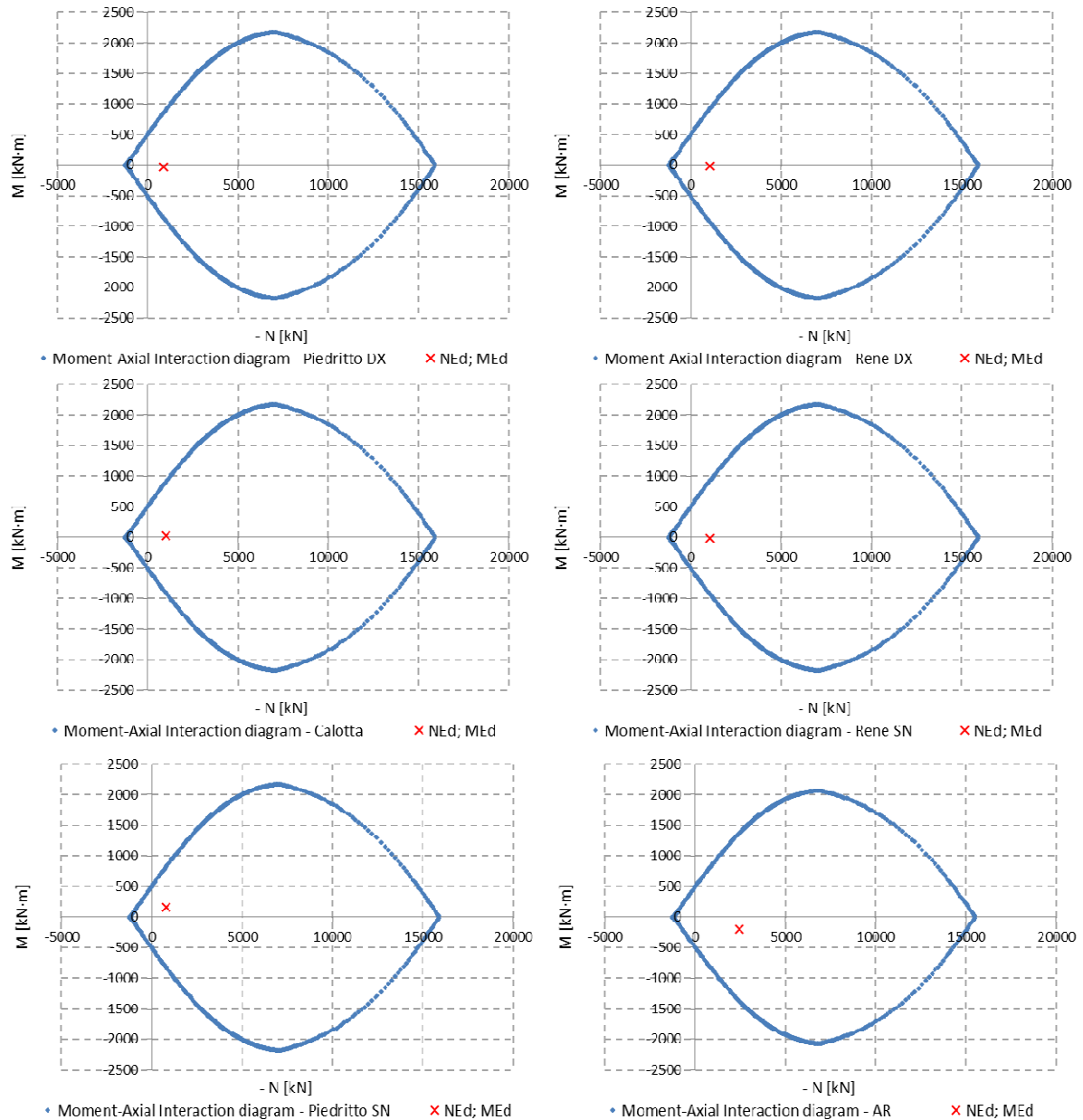
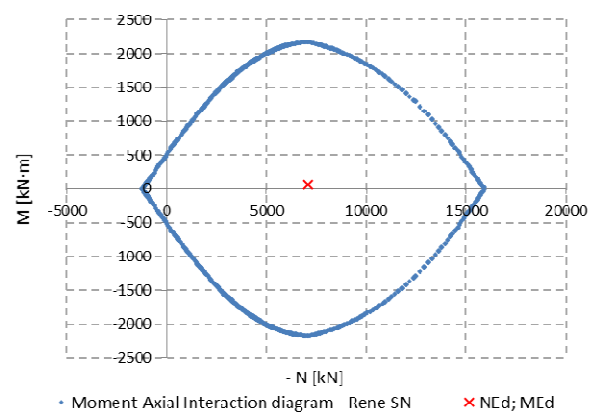
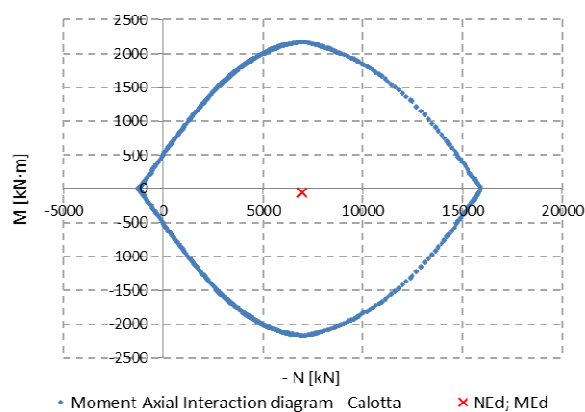
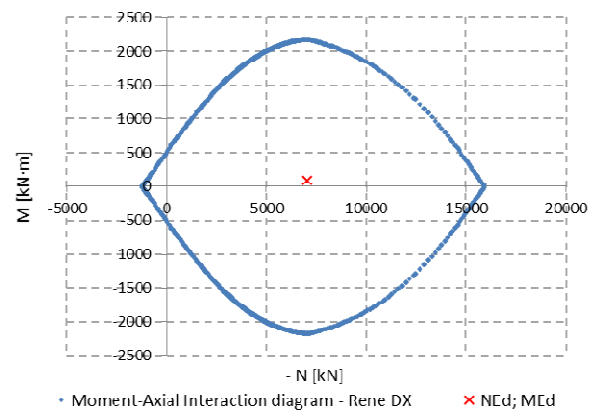
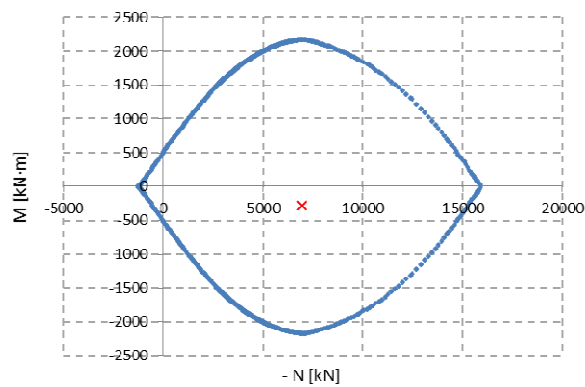


Figura 22 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 5

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	0.925	15.71	15.71	7.20	7.20	-6929	-275	-2172	7.9
Rene DX	0.925	15.71	15.71	7.20	7.20	-7034	86	2174	25.4
Calotta	0.925	15.71	15.71	7.20	7.20	-6943	-54	-2172	40.4
Rene SN	0.925	15.71	15.71	7.20	7.20	-7049	69	2174	31.4
Piedritto SN	0.925	15.71	15.71	7.20	7.20	-7147	-281	-2169	7.7
AR	0.900	15.71	15.71	7.20	7.20	-7524	-339	-2021	6.0

Tabella 62 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 6



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

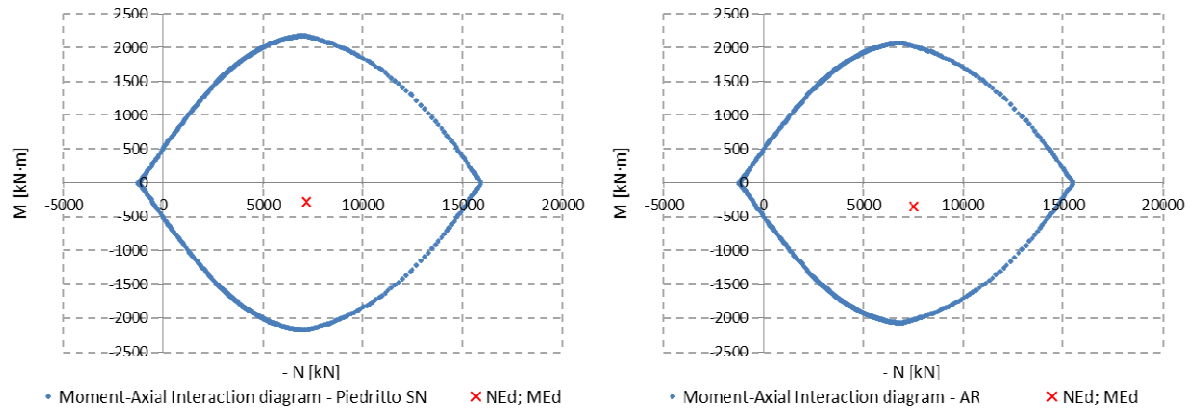


Figura 23 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 6

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.70	7.70	-241	84	1086	12.9
Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.70	7.70	-266	24	1097	46.5
Calotta	1.05	26.55	26.55	7.70	7.70	-201	-51	-1068	21.0
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.70	7.70	-198	-51	-1066	21.0
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.70	7.70	-312	217	1118	5.2
AR	1.00	26.55	26.55	7.70	7.70	-1617	-483	-1589	3.3

Tabella 63 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 5

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

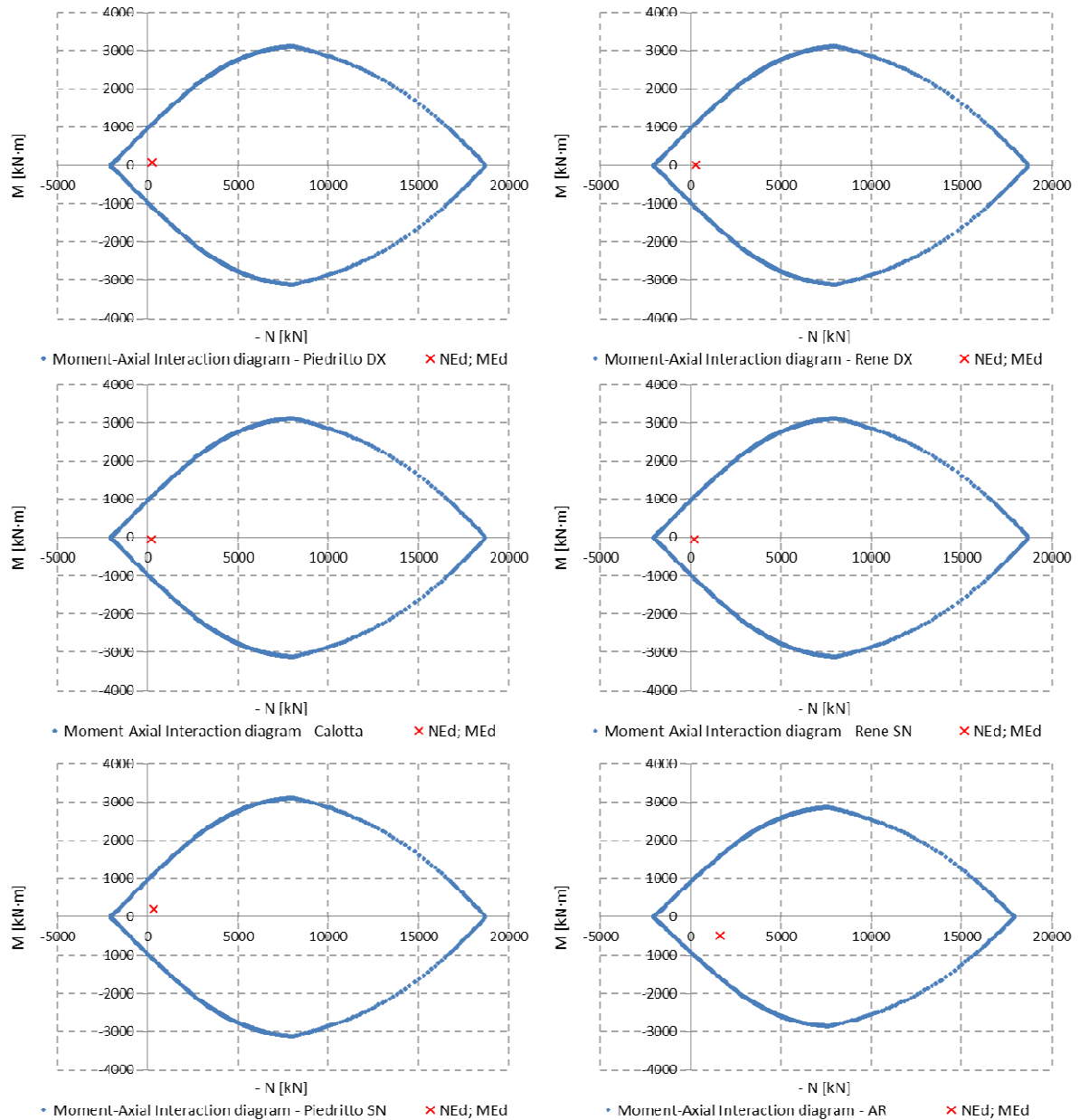


Figura 24 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 5

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-4926	268	2752	10.3
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-5602	-207	-2883	14.0
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-5164	-76	-2801	37.0
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-4638	-251	-2688	10.7
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-5025	1002	2773	2.8

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

AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-5299	-1684	-2643	1.6
----	-------	-------	-------	------	------	-------	-------	-------	-----

Tabella 64 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 6

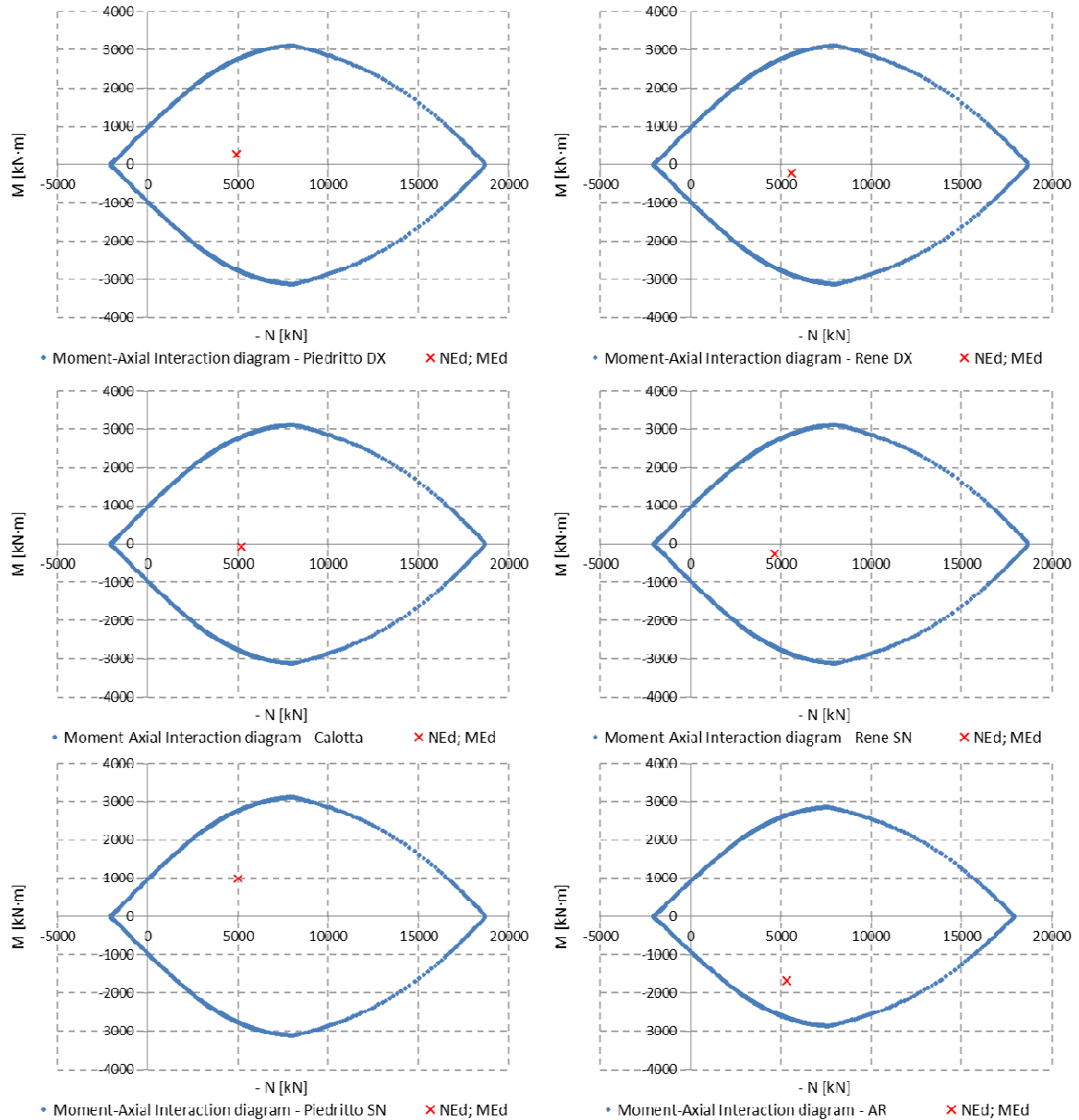


Figura 25 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 6

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.05	26.55	26.55	7.70	7.70	-174	90	1055	11.7
Rene DX	1.05	26.55	26.55	7.70	7.70	-202	62	1068	17.2

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

Calotta	1.05	26.55	26.55	7.70	7.70	-108	-95	-1025	10.7
Rene SN	1.05	26.55	26.55	7.70	7.70	-106	-97	-1025	10.5
Piedritto SN	1.05	26.55	26.55	7.70	7.70	-224	228	1078	4.7
AR	1.00	26.55	26.55	7.70	7.70	-746	-544	-1239	2.3

Tabella 65 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 5 – canna sud

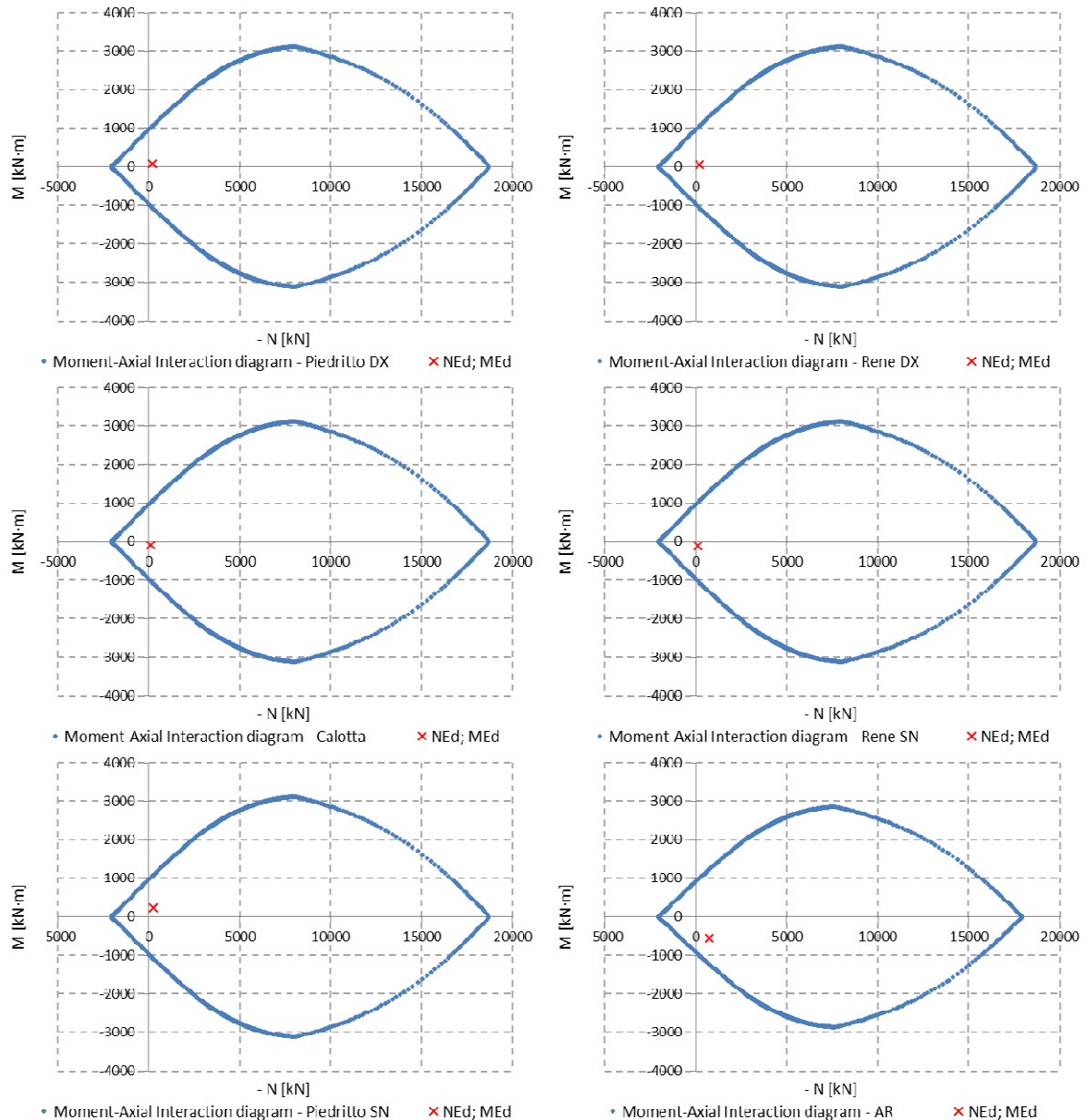


Figura 26 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 5 – canna sud

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-439	303	1174	3.9
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-426	290	1168	4.0
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-20	-216	-986	4.6
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-24	-200	-987	4.9
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-293	331	1109	3.3
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-674	-600	-1209	2.0

Tabella 66 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step a – canna sud

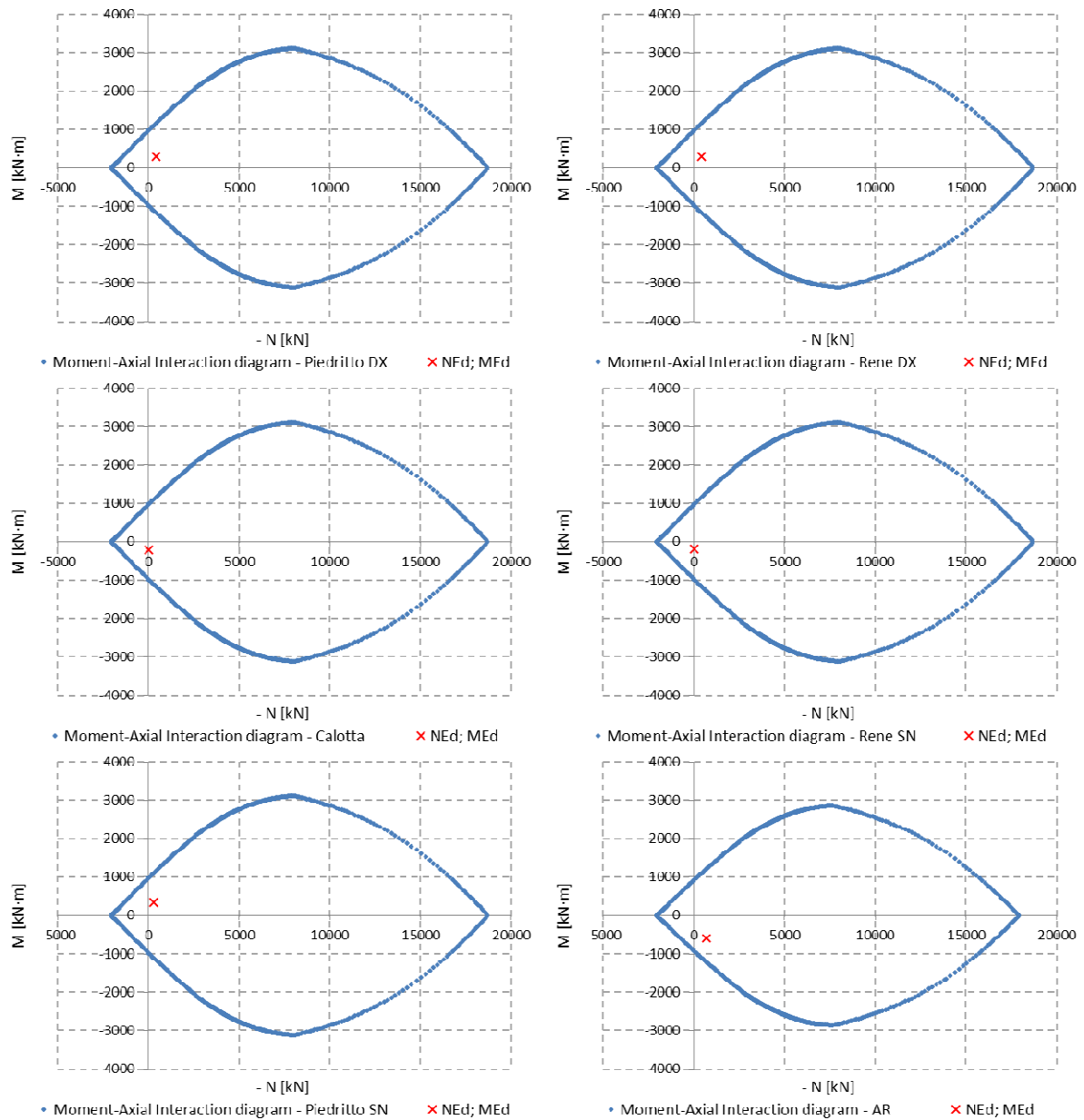


Figura 27 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step a – canna sud

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-505	380	1203	3.2
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-489	365	1196	3.3
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	12	-257	-971	3.8
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	7	-235	-973	4.1
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-312	375	1118	3.0
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-668	-650	-1207	1.9

Tabella 67 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step b – canna sud

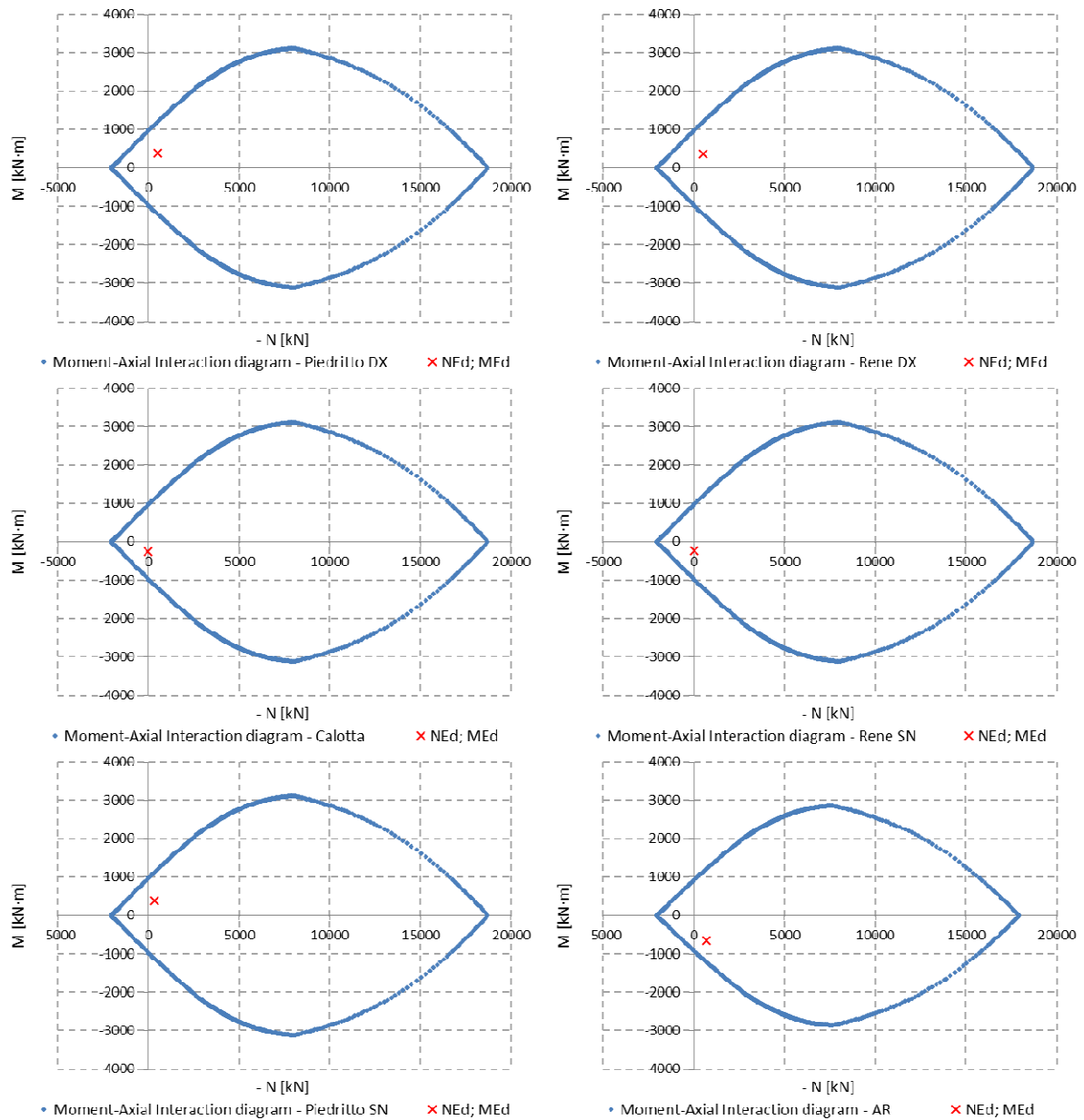


Figura 28 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step b – canna sud

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-635	579	1261	2.2
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-607	551	1249	2.3
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	106	-361	-928	2.6
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	91	-323	-935	2.9
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-353	483	1136	2.4
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-628	-762	-1190	1.6

Tabella 68 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step c – canna sud

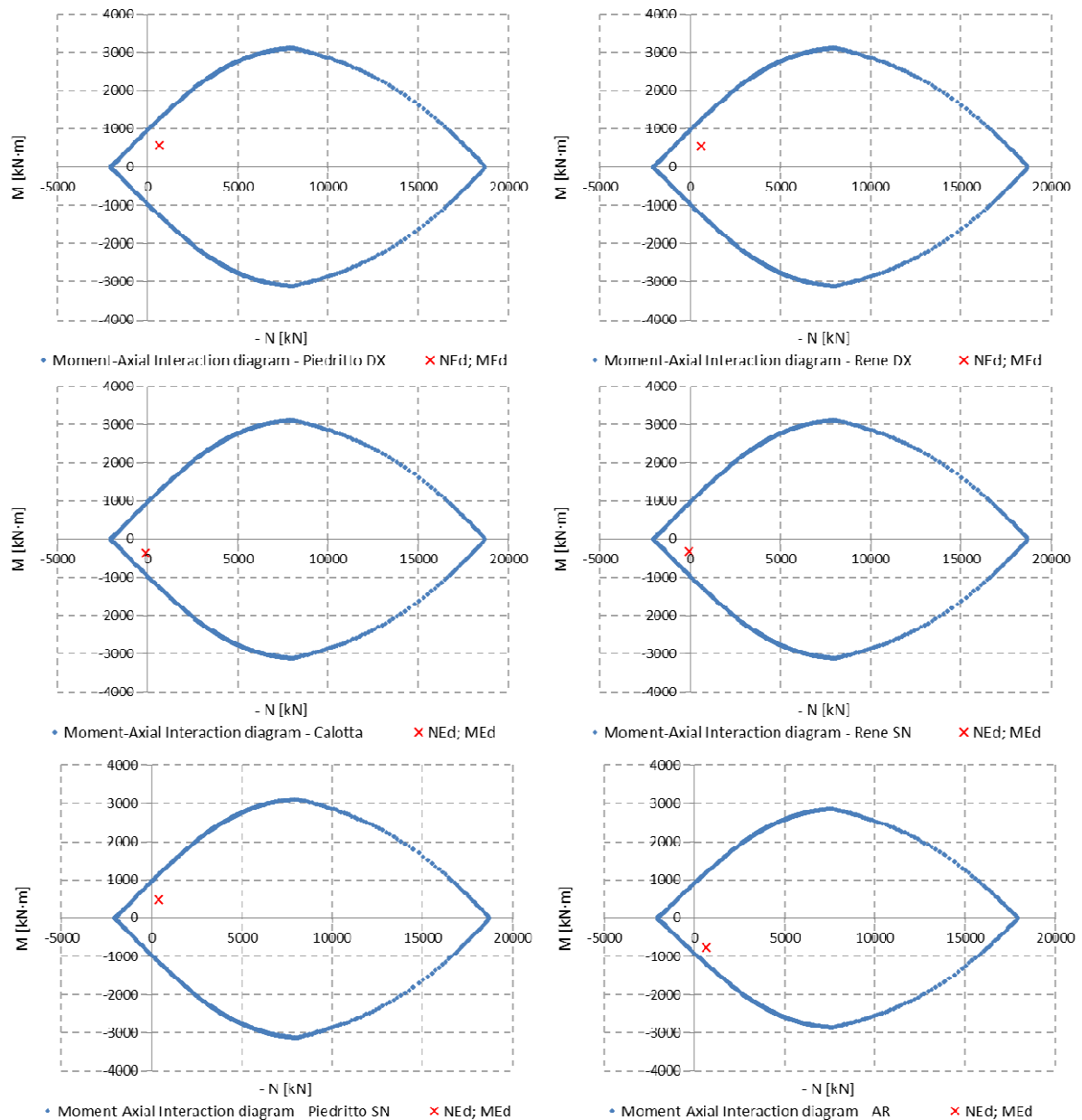


Figura 29 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step c – canna sud

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-672	610	1277	2.1
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-650	590	1267	2.1
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	124	-387	-919	2.4
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	116	-356	-923	2.6
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-359	501	1139	2.3
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-649	-781	-1199	1.5

Tabella 69 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step d – canna sud

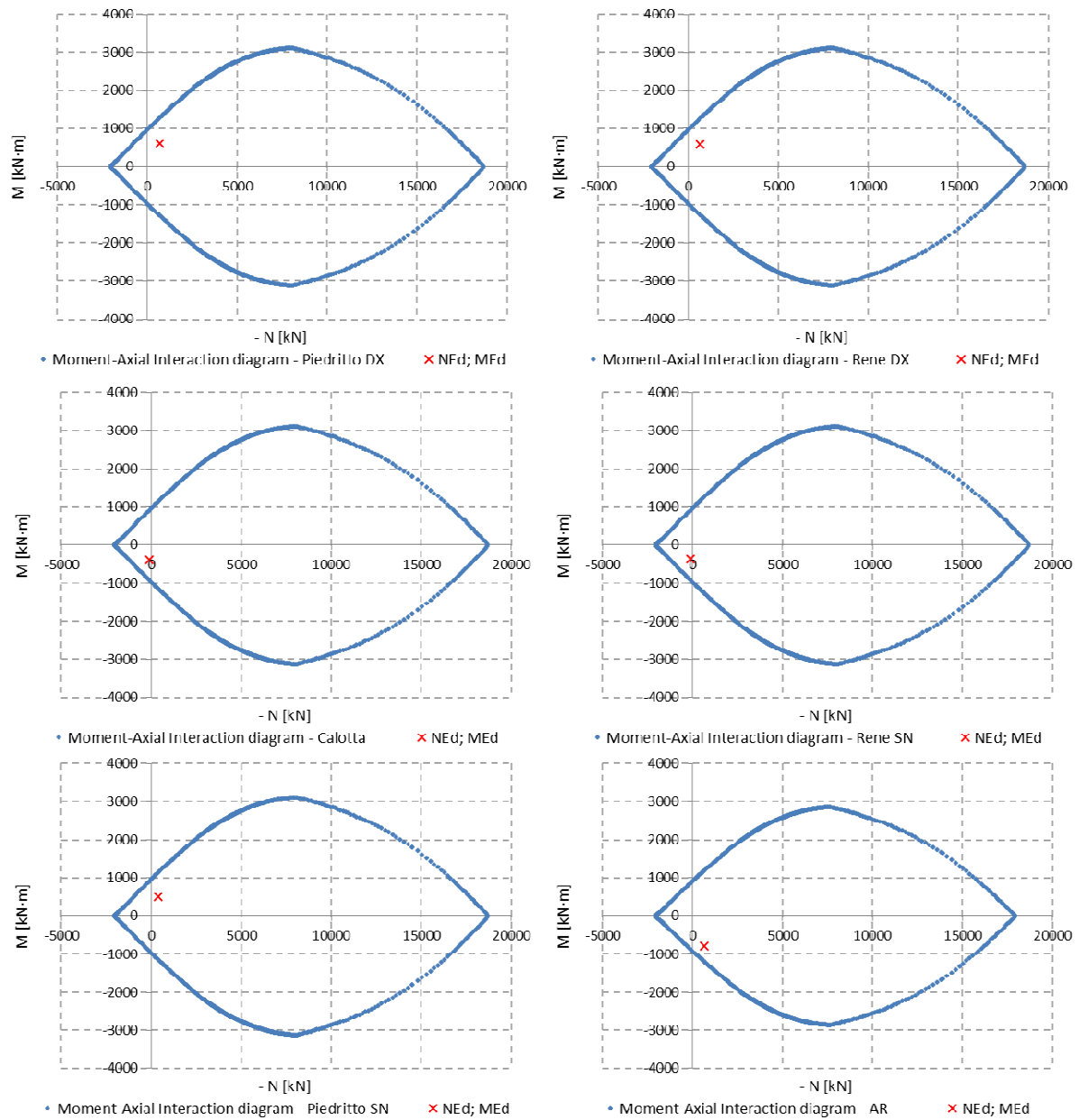


Figura 30 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step d – canna sud

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-690	634	1285	2.0
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-672	619	1277	2.1
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	144	-406	-910	2.2
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	139	-375	-913	2.4
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-357	508	1138	2.2
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-661	-794	-1204	1.5

Tabella 70 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step e – canna sud

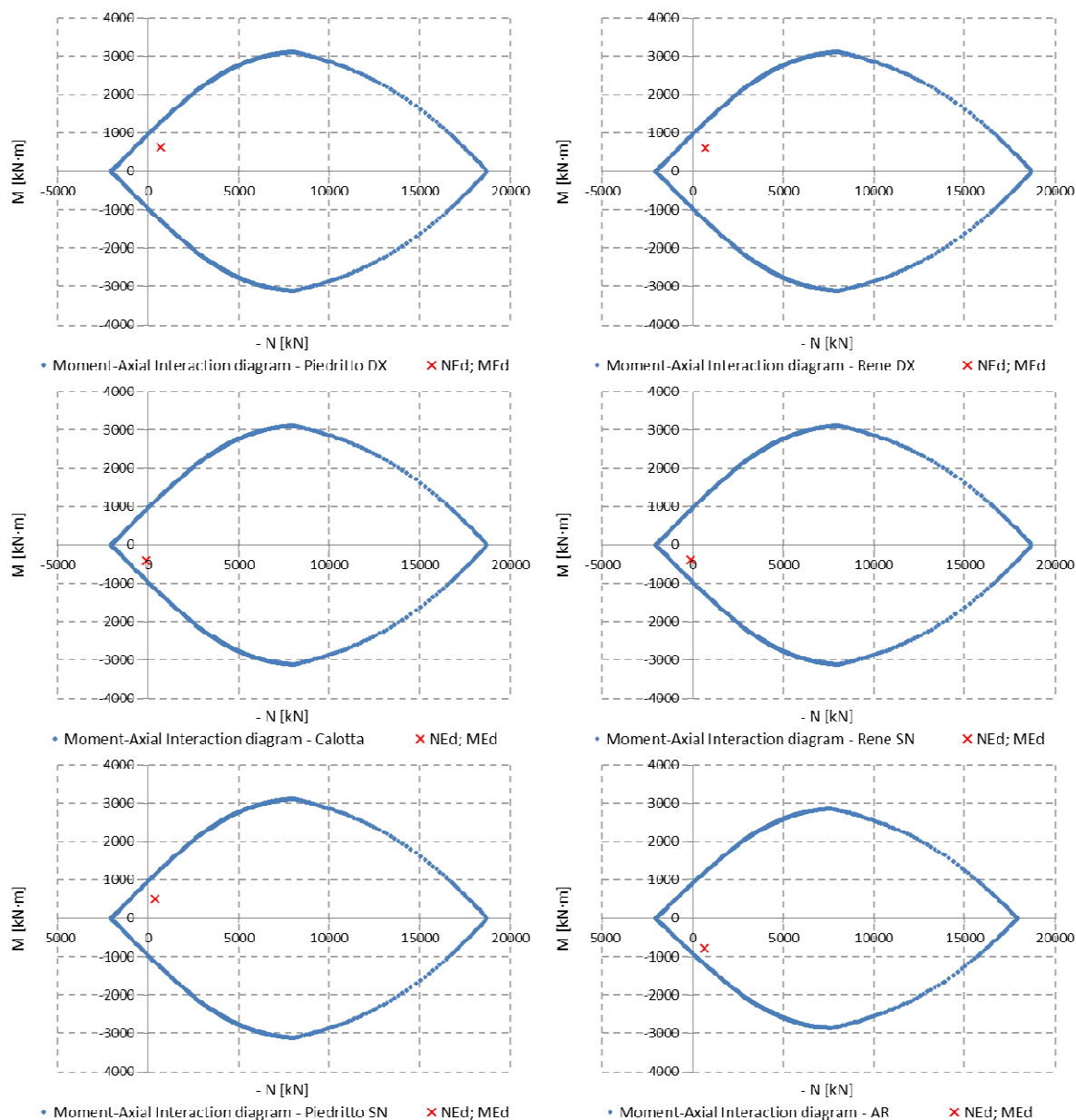


Figura 31 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step e – canna sud

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-4446	659	2642	4.0
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-4481	634	2651	4.2
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2310	-557	-1962	3.5
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2257	-565	-1941	3.4
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-3194	1164	2286	2.0
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-2542	-1307	-1942	1.5

Tabella 71 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – Step 66 – canna sud

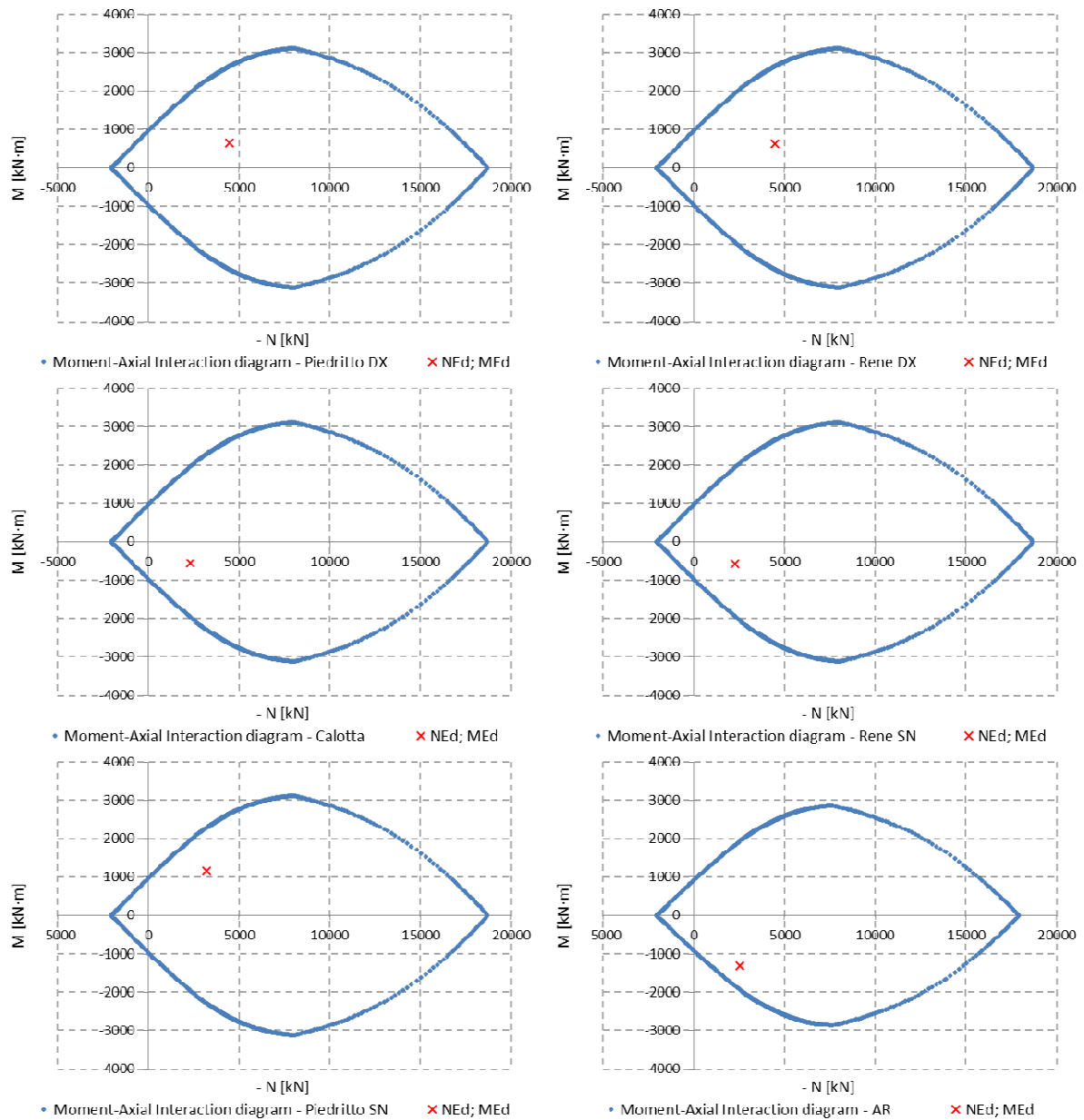


Figura 32 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 66 – canna sud

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-581	207	1237	6.0
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-638	306	1262	4.1
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-328	-311	-1125	3.6
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-210	-444	-1072	2.4
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-729	615	1302	2.1
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-1429	-867	-1515	1.7

Tabella 72 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step e – canna nord

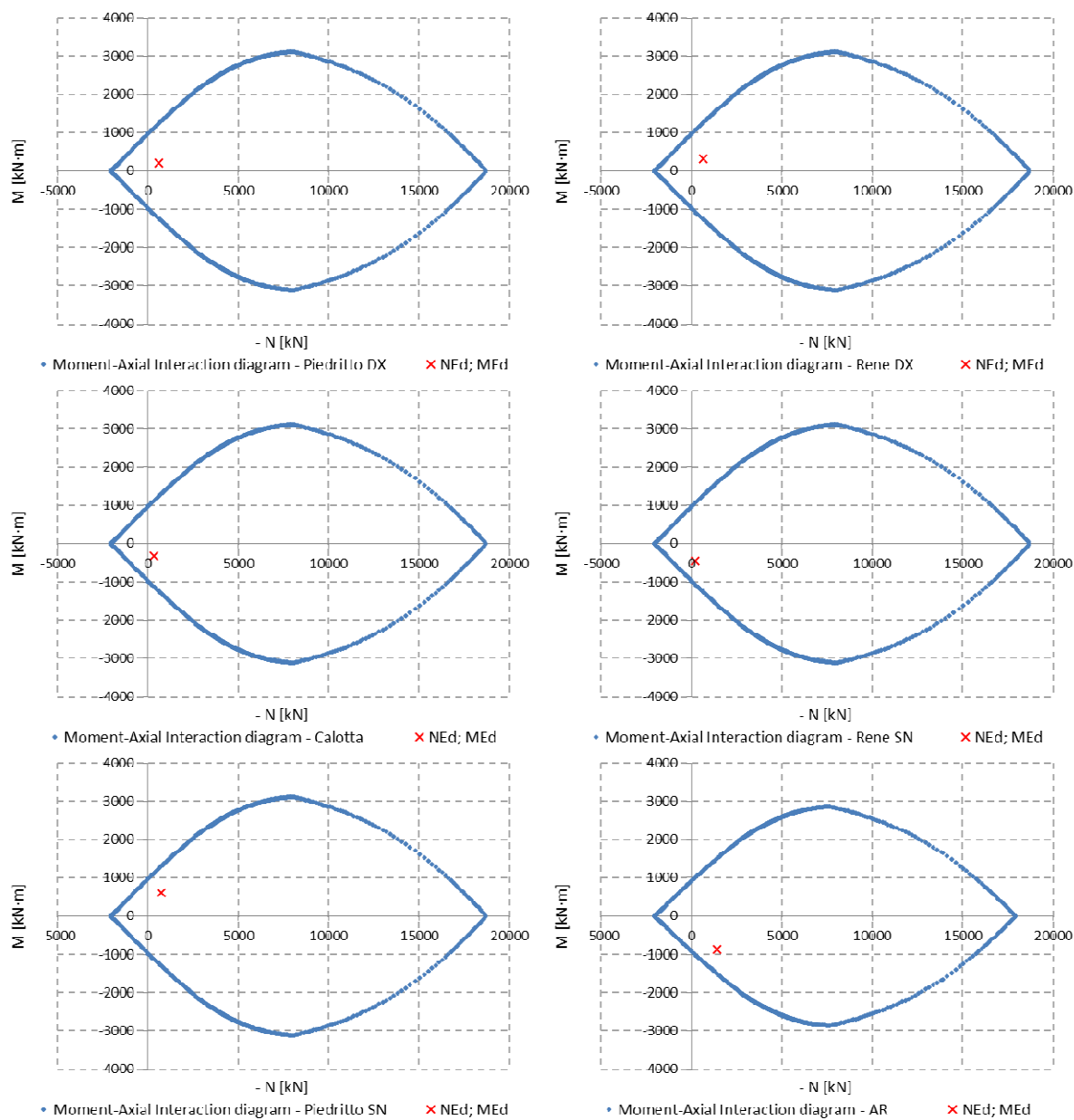


Figura 33 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step e – canna nord

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-3301	-130	-2320	17.8
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-4152	580	2567	4.4
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-3033	-448	-2233	5.0
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2276	-752	-1948	2.6
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-3994	1351	2525	1.9
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-2765	-1339	-2020	1.5

Tabella 73 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – Step 66 – canna nord

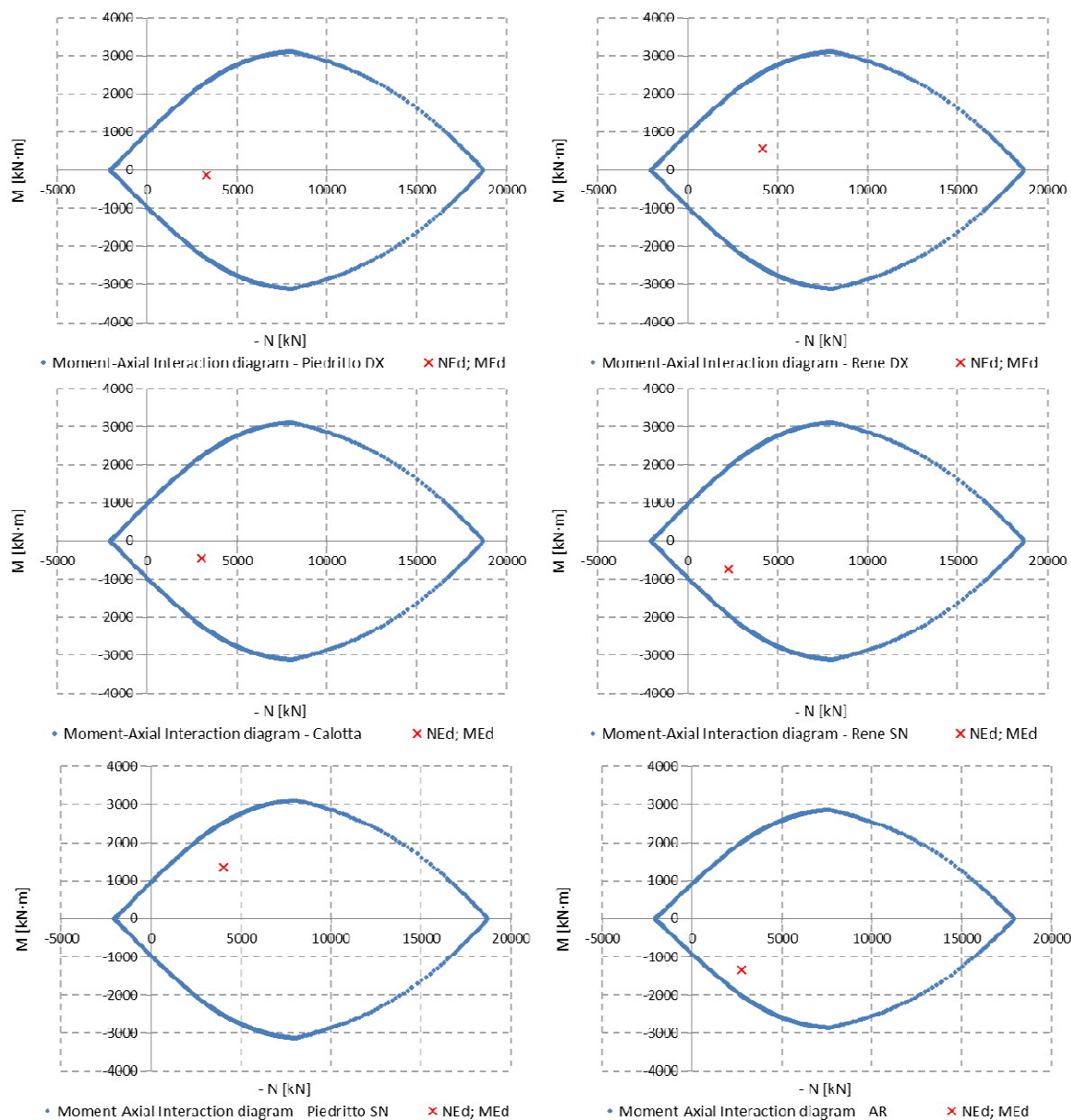


Figura 34 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 66 – canna nord

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[KN·m]	[-]
Piedritto DX	0.93	35.34	35.34	7.90	7.90	-1320	155	1602	10.3
Rene DX	0.93	35.34	35.34	7.90	7.90	-1543	19	1683	87.4
Calotta	0.93	35.34	35.34	7.90	7.90	-1490	-15	-1663	111.3
Rene SN	0.93	35.34	35.34	7.90	7.90	-1525	19	1676	88.4
Piedritto SN	0.93	35.34	35.34	7.90	7.90	-1310	363	1599	4.4
AR	0.90	35.34	35.34	7.90	7.90	-2870	-403	-2058	5.1

Tabella 74 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 5 - Step 5

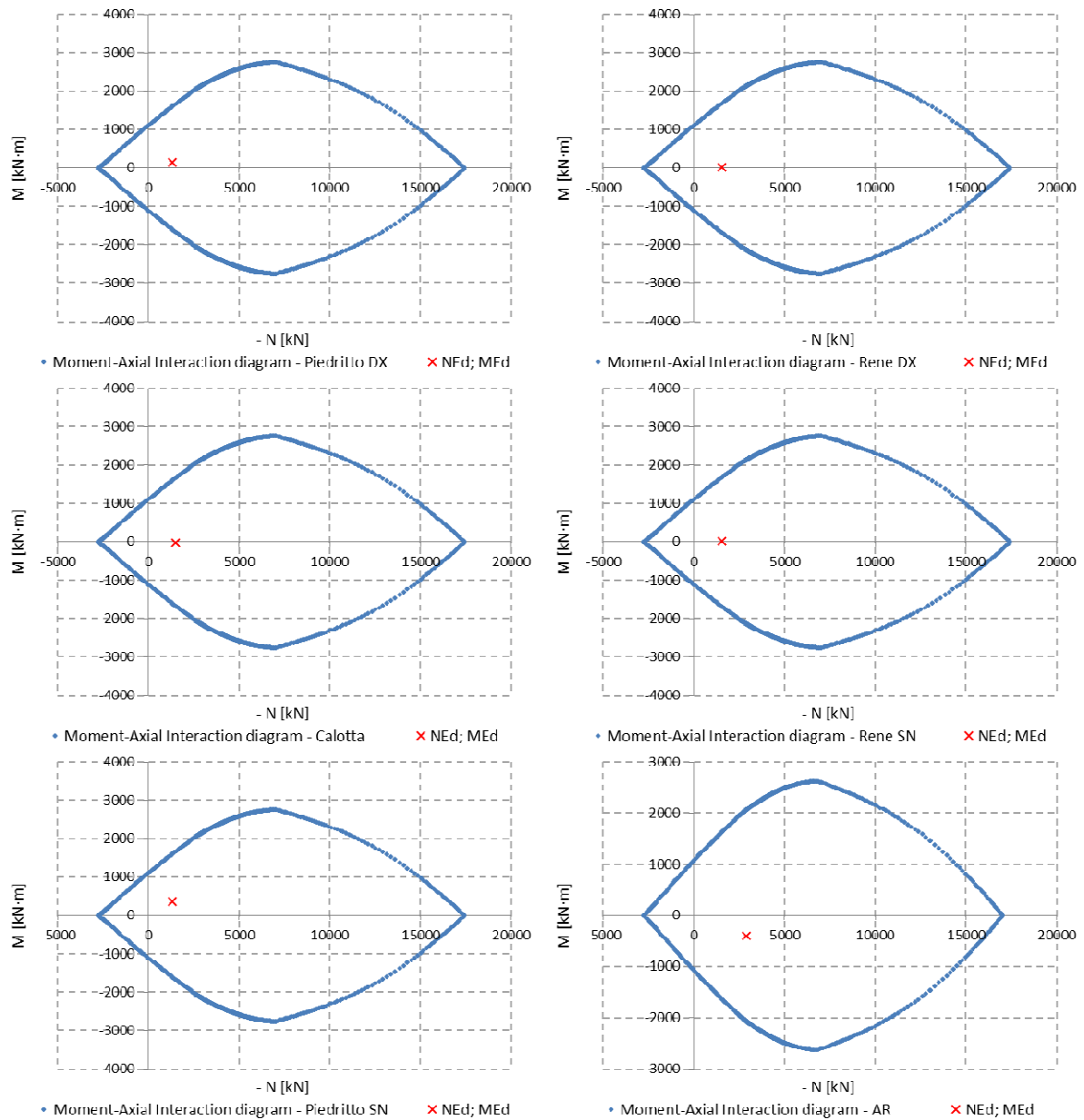


Figura 35 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 5 - Step 5

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-7765	498	2656	5.3
Rene DX	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-9545	-86	-2391	27.9
Calotta	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-9038	-51	-2473	48.6
Rene SN	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-9571	-162	-2386	14.8
Piedritto SN	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-8702	502	2524	5.0
AR	0.900	35.34	35.34	7.90	7.90	-9667	-653	-2217	3.4

Tabella 75 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 6

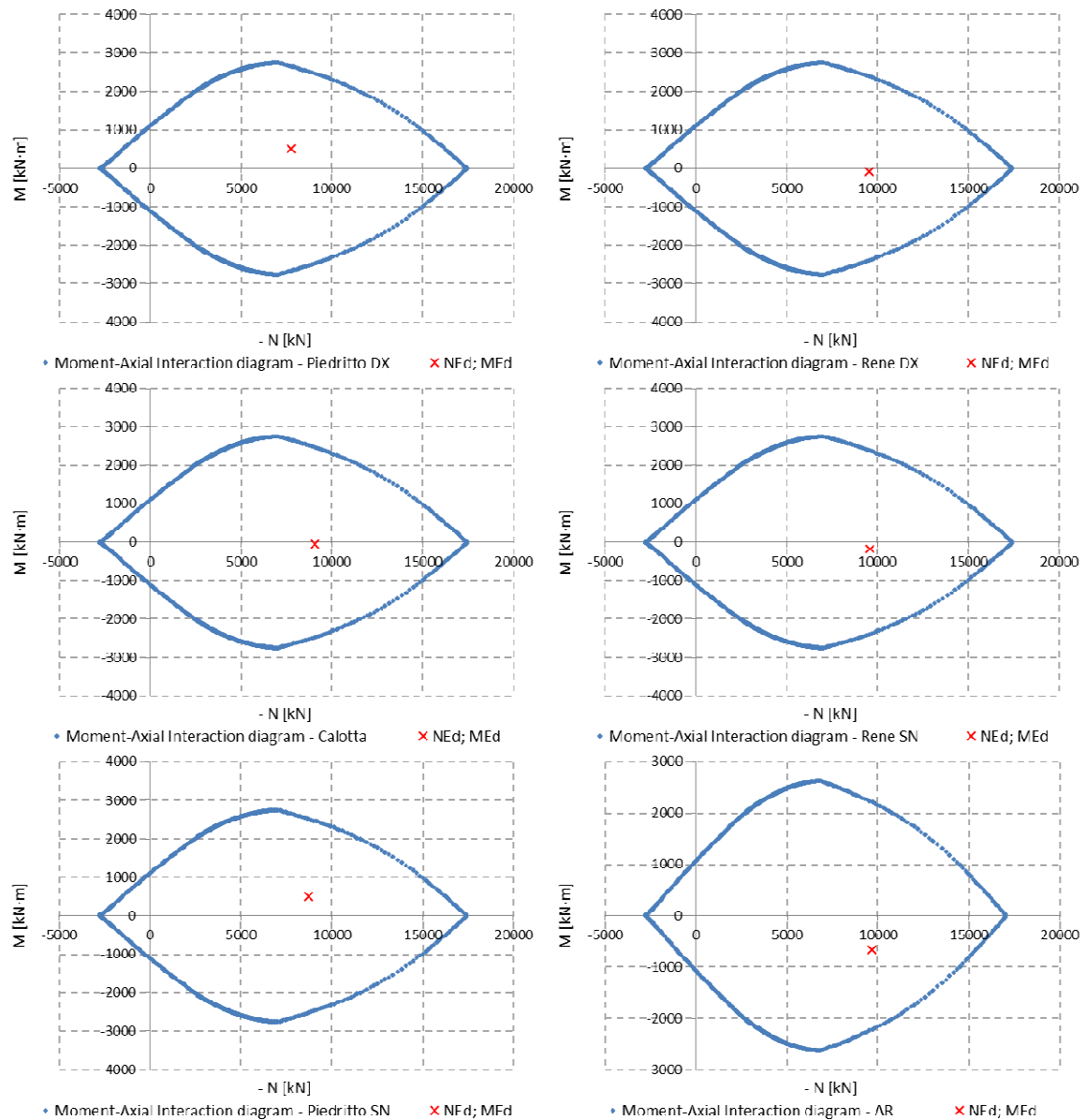


Figura 36 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 6

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-9391	623	2828	4.5
Rene DX	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-11120	-119	-2571	21.6
Calotta	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-10472	-18	-2675	147.0
Rene SN	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-11109	-173	-2573	14.8
Piedritto SN	0.925	35.34	35.34	7.90	7.90	-10226	622	2712	4.4
AR	0.900	35.34	35.34	7.90	7.90	-11853	-1161	-2268	2.0

Tabella 76 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 7

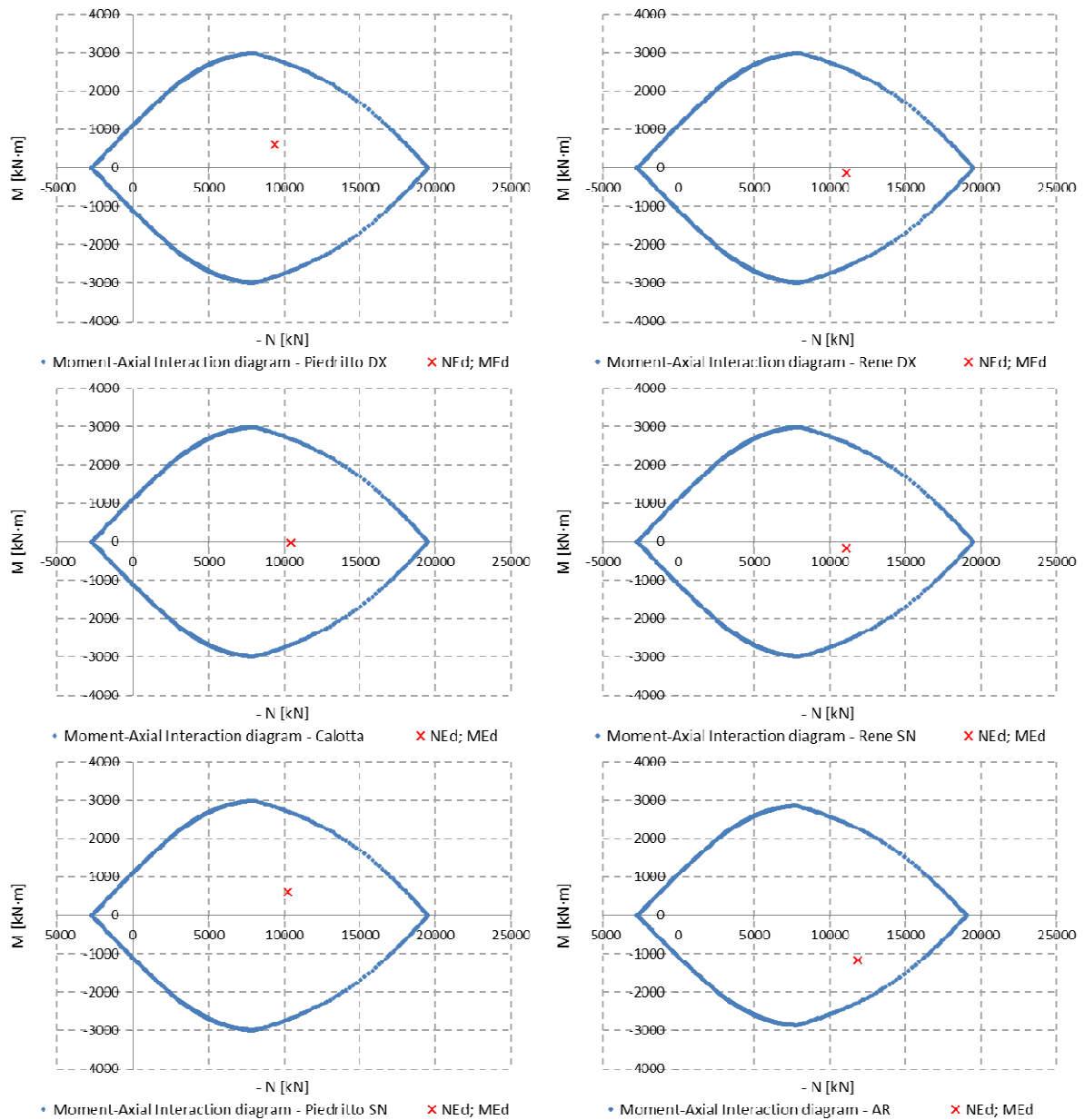


Figura 37 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 7

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	τ_c	$0.21 * f_{ctk}$
[m]	[kPa]	[kN]
Piedritto DX	0	407
Rene DX	0	407
Calotta	0	407
Rene SN	0	407
Piedritto SN	0	407
AR	-23	407

Tabella 77: Verifica a taglio – Sezione 1 - Step 5

ELEMENT	τ_c	$0.21 * f_{ctk}$
[m]	[kPa]	[kN]
Piedritto DX	205	407
Rene DX	-345	407
Calotta	-276	407
Rene SN	204	407
Piedritto SN	312	407
AR	-98	407

Tabella 78: Verifica a taglio – Sezione 1 - Step 6

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

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-157	-759	853	1.484	1570.8	9250	-0.821	367	391	2.49
Rene DX	21	-990	853	1.484	1570.8	9250	-1.071	399	423	20.58
Calotta	15	-1019	853	1.484	1570.8	9250	-1.102	403	427	27.96
Rene SN	-28	-1023	853	1.484	1570.8	9250	-1.106	404	427	15.06
Piedritto SN	157	-755	853	1.484	1570.8	9250	-0.816	367	390	2.49
AR	320	-2404	828	1.491	1570.8	9000	-2.671	590	611	1.91

Tabella 79: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 5

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-926	-5123	853	1.484	1570.8	9250	-5.539	971	994	1.07
Rene DX	150	-7034	853	1.484	1570.8	9250	-7.605	1235	1259	8.40
Calotta	-36	-7055	853	1.484	1570.8	9250	-7.627	1238	1262	35.19
Rene SN	-142	-7115	853	1.484	1570.8	9250	-7.692	1247	1270	8.94
Piedritto SN	407	-6488	853	1.484	1570.8	9250	-7.014	1160	1183	2.90
AR	-860	-6334	828	1.491	1570.8	9000	-7.037	1133	1153	1.34

Tabella 80: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 6

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-73	-241	973	1.453	2654.6	10500	-0.230	368	349	5.07
Rene DX	7	-267	973	1.453	2654.6	10500	-0.254	371	353	49.51
Calotta	-21	-219	973	1.453	2654.6	10500	-0.209	365	346	17.73
Rene SN	7	-194	973	1.453	2654.6	10500	-0.185	361	343	49.91
Piedritto SN	98	-312	973	1.453	2654.6	10500	-0.297	378	359	3.85
AR	-287	-1440	923	1.465	2654.6	10000	-1.440	525	503	1.83

Tabella 81: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - Step 5

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

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-734	-4926	973	1.453	2654.6	10500	-4.691	1019	1000	1.39
Rene DX	100	-5662	973	1.453	2654.6	10500	-5.392	1121	1103	11.22
Calotta	-41	-5164	973	1.453	2654.6	10500	-4.918	1052	1033	25.83
Rene SN	-73	-4631	973	1.453	2654.6	10500	-4.410	978	959	13.36
Piedritto SN	738	-5025	973	1.453	2654.6	10500	-4.785	1033	1014	1.40
AR	-892	-4707	923	1.465	2654.6	10000	-4.707	977	955	1.09

Tabella 82: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - Step 6

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-21	-174	973	1.453	2654.6	10500	-0.165	358	340	16.85
Rene DX	-15	-182	973	1.453	2654.6	10500	-0.173	359	341	23.32
Calotta	-20	-132	973	1.453	2654.6	10500	-0.126	353	334	17.95
Rene SN	31	-152	973	1.453	2654.6	10500	-0.145	355	337	11.37
Piedritto SN	51	-224	973	1.453	2654.6	10500	-0.214	365	347	7.10
AR	-366	-955	923	1.465	2654.6	10000	-0.955	458	435	1.25

Tabella 83: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step 5 – canna sud

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	66	-374	973	1.453	2654.6	10500	-0.356	386	368	5.88
Rene DX	-73	-264	973	1.453	2654.6	10500	-0.251	371	352	5.10
Calotta	-64	-166	973	1.453	2654.6	10500	-0.158	357	339	5.57
Rene SN	57	-122	973	1.453	2654.6	10500	-0.116	351	333	6.11
Piedritto SN	72	-293	973	1.453	2654.6	10500	-0.279	375	356	5.19
AR	-348	-1008	923	1.465	2654.6	10000	-1.008	465	443	1.34

Tabella 84: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step a – canna sud

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

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	91	-420	973	1.453	2654.6	10500	-0.400	393	374	4.31
Rene DX	-92	-283	973	1.453	2654.6	10500	-0.270	374	355	4.05
Calotta	-80	-162	973	1.453	2654.6	10500	-0.154	357	338	4.48
Rene SN	66	-110	973	1.453	2654.6	10500	-0.105	350	331	5.29
Piedritto SN	79	-222	973	1.453	2654.6	10500	-0.211	365	347	4.62
AR	-360	-1037	923	1.465	2654.6	10000	-1.037	469	447	1.30

Tabella 85: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step b – canna sud

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	174	-438	973	1.453	2654.6	10500	-0.417	395	377	2.26
Rene DX	-140	-304	973	1.453	2654.6	10500	-0.290	377	358	2.68
Calotta	-118	-128	973	1.453	2654.6	10500	-0.122	352	334	2.99
Rene SN	89	-77	973	1.453	2654.6	10500	-0.073	345	326	3.89
Piedritto SN	103	-230	973	1.453	2654.6	10500	-0.219	366	348	3.57
AR	-390	-1094	923	1.465	2654.6	10000	-1.094	477	455	1.22

Tabella 86: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step c – canna sud

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	184	-443	973	1.453	2654.6	10500	-0.422	396	377	2.15
Rene DX	-148	-341	973	1.453	2654.6	10500	-0.325	382	363	2.58
Calotta	-128	-150	973	1.453	2654.6	10500	-0.142	355	337	2.77
Rene SN	94	-58	973	1.453	2654.6	10500	-0.056	342	324	3.62
Piedritto SN	109	-222	973	1.453	2654.6	10500	-0.211	365	347	3.34
AR	-393	-1128	923	1.465	2654.6	10000	-1.128	482	459	1.22

Tabella 87: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step d – canna sud

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

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	199	-523	973	1.453	2654.6	10500	-0.498	407	388	2.05
Rene DX	-153	-362	973	1.453	2654.6	10500	-0.344	384	366	2.51
Calotta	-137	-160	973	1.453	2654.6	10500	-0.152	356	338	2.60
Rene SN	95	-39	973	1.453	2654.6	10500	-0.037	340	321	3.58
Piedritto SN	117	-263	973	1.453	2654.6	10500	-0.250	371	352	3.17
AR	-392	-1149	923	1.465	2654.6	10000	-1.149	484	462	1.24

Tabella 88: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step e – canna sud

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	121	-4265	973	1.453	2654.6	10500	-4.062	927	909	7.64
Rene DX	-185	-3886	973	1.453	2654.6	10500	-3.701	874	856	4.72
Calotta	-177	-3727	973	1.453	2654.6	10500	-3.550	852	834	4.83
Rene SN	158	-2818	973	1.453	2654.6	10500	-2.684	726	707	4.59
Piedritto SN	430	-3194	973	1.453	2654.6	10500	-3.042	778	760	1.81
AR	-620	-2475	923	1.465	2654.6	10000	-2.475	668	646	1.08

Tabella 89: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step 66 – canna sud

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	34	-581	973	1.453	2654.6	10500	-0.554	415	397	12.23
Rene DX	-70	-615	973	1.453	2654.6	10500	-0.585	420	401	5.96
Calotta	-114	-328	973	1.453	2654.6	10500	-0.312	380	361	3.32
Rene SN	119	-264	973	1.453	2654.6	10500	-0.251	371	352	3.12
Piedritto SN	207	-729	973	1.453	2654.6	10500	-0.694	436	417	2.11
AR	-546	-1630	923	1.465	2654.6	10000	-1.630	551	529	1.01

Tabella 90: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step e – canna nord

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

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-213	-2790	973	1.453	2654.6	10500	-2.657	722	704	3.38
Rene DX	197	-4152	973	1.453	2654.6	10500	-3.954	911	893	4.63
Calotta	-273	-3419	973	1.453	2654.6	10500	-3.256	809	791	2.96
Rene SN	117	-2371	973	1.453	2654.6	10500	-2.258	664	645	5.69
Piedritto SN	510	-3994	973	1.453	2654.6	10500	-3.803	889	871	1.74
AR	528	-2210	923	1.465	2654.6	10000	-2.210	631	609	1.19

Tabella 91: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step 66 – canna nord

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-269	-1320	846	1.486	3534.3	9250	-1.426	524	465	1.95
Rene DX	-36	-1530	846	1.486	3534.3	9250	-1.654	552	494	15.49
Calotta	-12	-1485	846	1.486	3534.3	9250	-1.605	546	488	44.41
Rene SN	38	-1525	846	1.486	3534.3	9250	-1.649	552	493	14.54
Piedritto SN	263	-1310	846	1.486	3534.3	9250	-1.417	522	464	1.98
AR	589	-2941	821	1.494	3534.3	9000	-3.267	740	680	1.26

Tabella 92: Verifica a taglio SLU – Sezione 5 - Step 5

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-824	-7765	846	1.486	3534.3	9250	-8.394	1408	1349	1.71
Rene DX	185	-9448	846	1.486	3534.3	9250	-10.214	1639	1580	8.86
Calotta	-36	-9038	846	1.486	3534.3	9250	-9.770	1582	1524	43.80
Rene SN	-182	-9465	846	1.486	3534.3	9250	-10.233	1641	1582	9.01
Piedritto SN	732	-8702	846	1.486	3534.3	9250	-9.408	1536	1478	2.10
AR	-1270	-7948	821	1.494	3534.3	9000	-8.831	1425	1365	1.12

Tabella 93: Verifica a taglio SLU – Sezione 5 - Step 6

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

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-1129	-9391	846	1.486	3534.3	9250	-10.153	1646	1592	1.46
Rene DX	-188	-10967	846	1.486	3534.3	9250	-11.856	1863	1808	9.93
Calotta	-31	-10369	846	1.486	3534.3	9250	-11.210	1781	1726	56.69
Rene SN	188	-10954	846	1.486	3534.3	9250	-11.842	1861	1806	9.89
Piedritto SN	864	-10226	846	1.486	3534.3	9250	-11.055	1761	1706	2.04
AR	-1438	-10521	821	1.494	3534.3	9000	-11.690	1792	1736	1.25

Tabella 94: Verifica a taglio SLU – Sezione 5 - Step 7

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).

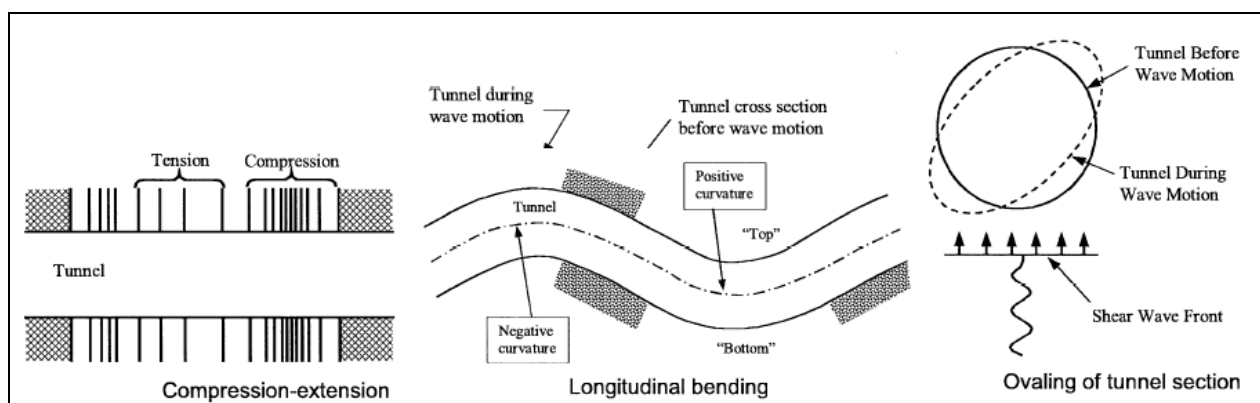


Figura 51 – Tipi di deformazione in condizioni sismiche (Owen e Scholl, 1981)

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 ϵ_a e la deformazione di tipo flessionale in direzione longitudinale ϵ_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, χ 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 Φ è l'angolo di incidenza del treno di onde piane sismiche rispetto all'asse della galleria.

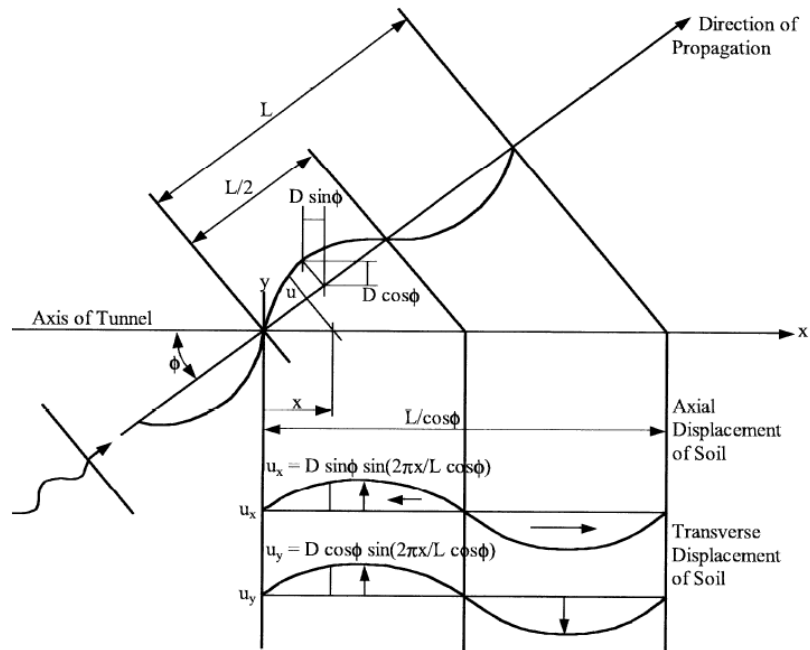


Figura 52 – Interazione fra onda armonica semplice e galleria (Wang, 1993)

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, ϵ_{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 ν_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 ε_{\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 ε_{\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 ϵ_{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 ϵ_{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 β 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 “ γ ”.

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 θ .

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):

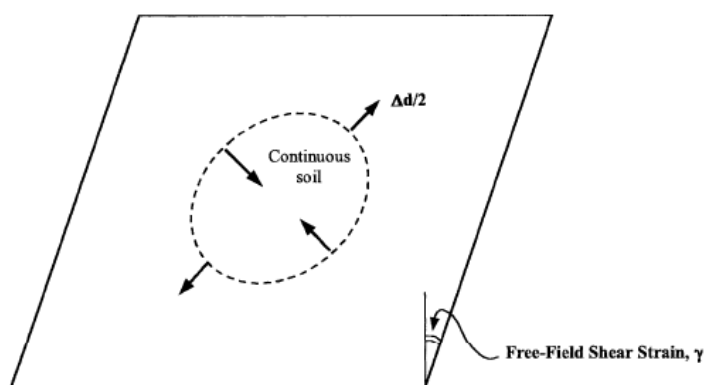


Figura 53 – Deformazione distorsionale in condizioni di free-field nel caso di terreno indisturbato (Wang, 1993)

Quindi la deformazione diametrale è legata alla deformazione di taglio massima del terreno γ_{\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 ν_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 ($=1.0\text{m} \cdot t^3/12$).

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:

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

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

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

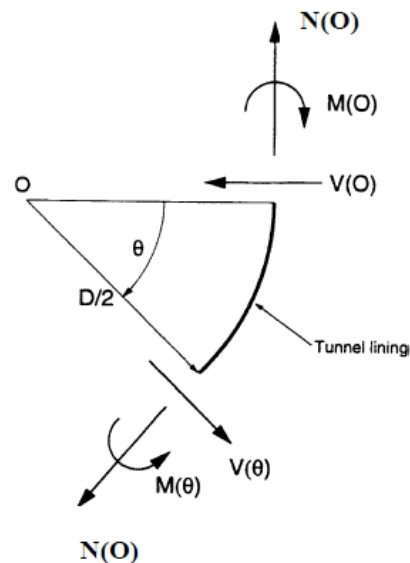


Figura 54 – Convenzione dei segni utilizzata nelle formule di Penzien (2000)

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° . Il taglio, invece, raggiunge il valore massimo per $\theta=90^\circ$.

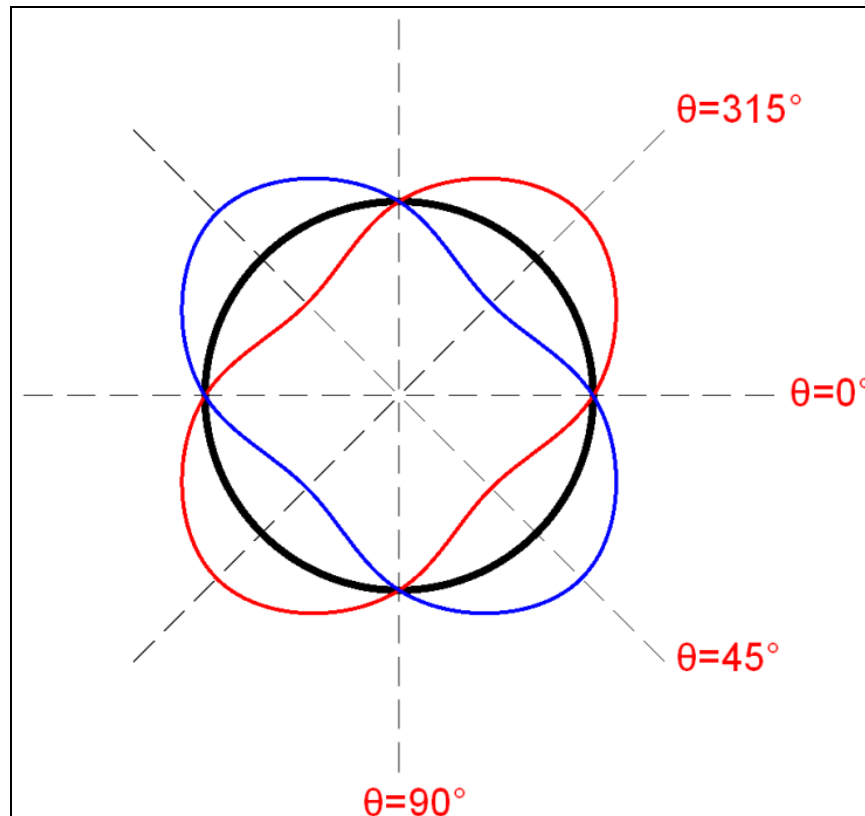


Figura 55 – Ovalizzazione della galleria

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 γ 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 _e [m]	13.70	diam. esterno rivest.
v _l	0.20	NTC2008
E _l [MPa]	32300	NTC2008 - C35/45
r _e [m]	6.85	raggio esterno rivest.
d [m]	13.05	diam. medio rivest.
I [m ⁴ /m]	0.022885	Inerzia rivest. long. a ml
A [m ² /m]	0.65	Area rivest. long. a ml
A _c [m ²]	26.65	Area rivest. sez. trasv.
I _c [m ⁴]	568.70	Inerzia rivest. sez. trasv.
0.5*I _c [m ⁴]	284.35	Inerzia di calcolo
W _c [m ³]	41.51	Mod. Res. rivest. trasv.
Parametri sismici Normativa		
a _g [g]	0.205	SLV (V _r =200 anni)
T _C [s]	0.307	
T _D [s]	2.418	
S _s	1.000	cat.A
S _t	1.000	cat. T1
S	1.000	S _s * S _t
a _{max} [g]	0.205	a _g * S
v _g [m/s]	0.099	NTC2008 par.3.2.3.3
d _g [m]	0.037	

Tabella 95 – Parametri sismici – sezione 1

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

Tabella 96 – 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 _e [m]	13.70	diam. esterno rivest.
v _l	0.20	NTC2008
E _l [MPa]	32300	NTC2008 - C35/45
r _e [m]	6.85	raggio esterno rivest.
d [m]	12.80	diam. medio rivest.
I [m ⁴ /m]	0.060750	Inerzia rivest. long. a ml
A [m ² /m]	0.90	Area rivest. long. a ml
A _c [m ²]	36.19	Area rivest. sez. trasv.
I _c [m ⁴]	744.86	Inerzia rivest. sez. trasv.
0.5*I _c [m ⁴]	372.43	Inerzia di calcolo
W _c [m ³]	54.37	Mod. Res. rivest. trasv.
Parametri sismici Normativa		
a _g [g]	0.205	SLV (V _r =200 anni)
T _C [s]	0.307	
T _D [s]	2.418	
S _s	1.000	cat.A
S _t	1.000	cat. T1
S	1.000	S _s * S _t
a _{max} [g]	0.205	a _g * S
v _g [m/s]	0.099	NTC2008 par.3.2.3.3
d _g [m]	0.037	

Tabella 97 – Parametri sismici – sezione 2

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z ₀ [m]	360.00	profondità galleria
γ [kN/m ³]	27	
v _m	0.20	
C _s [m/s]	3200	
G _m [MPa]	28183	
E _m [MPa]	67640	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a _s [g]	0.205	
V _s [m/s]	0.099	
γ _{max}	0.00003	

Tabella 98 – Parametri a quota galleria – Sezione 2

Parametri Strutturali di progetto		
t [m]	1.00	spessore rivestimento
d _e [m]	13.70	diam. esterno rivest.
v _l	0.20	NTC2008
E _l [MPa]	32300	NTC2008 - C35/45
r _e [m]	6.85	raggio esterno rivest.
d [m]	12.70	diam. medio rivest.
I [m ⁴ /m]	0.083333	Inerzia rivest. long. a ml
A [m ² /m]	1.00	Area rivest. long. a ml
A _c [m ²]	39.90	Area rivest. sez. trasv.
I _c [m ⁴]	809.39	Inerzia rivest. sez. trasv.
0.5*I _c [m ⁴]	404.69	Inerzia di calcolo
W _c [m ³]	59.08	Mod. Res. rivest. trasv.
Parametri sismici Normativa		
a _g [g]	0.205	SLV (V _r =200 anni)
T _C [s]	0.307	
T _D [s]	2.418	
S _s	1.200	cat.B
S _t	1.200	cat. T2
S	1.440	S _s * S _t
a _{max} [g]	0.295	a _g * S
v _g [m/s]	0.142	NTC2008 par.3.2.3.3
d _g [m]	0.054	

Tabella 99 – Parametri sismici – sezione 3

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z ₀ [m]	70.00	profondità galleria
γ [kN/m ³]	23	
v _m	0.20	
C _s [m/s]	895	
G _m [MPa]	1878	
E _m [MPa]	4507	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a _s [g]	0.295	
V _s [m/s]	0.142	
γ _{max}	0.00016	

Tabella 100 – Parametri a quota galleria – Sezione 3

Parametri Strutturali di progetto		
t [m]	1.00	spessore rivestimento
d _e [m]	13.70	diam. esterno rivest.
v _l	0.20	NTC2008
E _l [MPa]	32300	NTC2008 - C35/45
r _e [m]	6.85	raggio esterno rivest.
d [m]	12.70	diam. medio rivest.
I [m ⁴ /m]	0.083333	Inerzia rivest. long. a ml
A [m ² /m]	1.00	Area rivest. long. a ml
A _c [m ²]	39.90	Area rivest. sez. trasv.
I _c [m ⁴]	809.39	Inerzia rivest. sez. trasv.
0.5*I _c [m ⁴]	404.69	Inerzia di calcolo
W _c [m ³]	59.08	Mod. Res. rivest. trasv.
Parametri sismici Normativa		
a _g [g]	0.205	SLV (V _r =200 anni)
T _C [s]	0.307	
T _D [s]	2.418	
S _s	1.200	cat.B
S _t	1.200	cat. T2
S	1.440	S _s * S _t
a _{max} [g]	0.295	a _g * S
v _g [m/s]	0.142	NTC2008 par.3.2.3.3
d _g [m]	0.054	

Tabella 101 – Parametri sismici – sezione 4

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z ₀ [m]	20.00	profondità galleria
γ [kN/m ³]	23	
v _m	0.20	
C _s [m/s]	520	
G _m [MPa]	634	
E _m [MPa]	1522	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a _s [g]	0.295	
V _s [m/s]	0.142	
γ _{max}	0.00027	

Tabella 102 – Parametri a quota galleria – Sezione 4

Parametri Strutturali di progetto		
t [m]	0.90	spessore rivestimento
d _e [m]	13.70	diam. esterno rivest.
v _l	0.20	NTC2008
E _l [MPa]	32300	NTC2008 - C35/45
r _e [m]	6.85	raggio esterno rivest.
d [m]	12.80	diam. medio rivest.
I [m ⁴ /m]	0.060750	Inerzia rivest. long. a ml
A [m ² /m]	0.90	Area rivest. long. a ml
A _c [m ²]	36.19	Area rivest. sez. trasv.
I _c [m ⁴]	744.86	Inerzia rivest. sez. trasv.
0.5*I _c [m ⁴]	372.43	Inerzia di calcolo
W _c [m ³]	54.37	Mod. Res. rivest. trasv.
Parametri sismici Normativa		
a _g [g]	0.205	SLV (V _r =200 anni)
T _C [s]	0.307	
T _D [s]	2.418	
S _s	1.000	cat.A
S _t	1.000	cat. T1
S	1.000	S _s * S _t
a _{max} [g]	0.205	a _g * S
v _g [m/s]	0.099	NTC2008 par.3.2.3.3
d _g [m]	0.037	

Tabella 103 – Parametri sismici – sezione 5

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z ₀ [m]	200.00	profondità galleria
γ [kN/m ³]	27	
v _m	0.20	
C _s [m/s]	1652	
G _m [MPa]	7511	
E _m [MPa]	18027	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a _s [g]	0.205	
V _s [m/s]	0.099	
γ _{max}	0.00006	

Tabella 104 – Parametri a quota galleria – Sezione 5

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.

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

Tabella 105 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1

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

Tabella 106 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2

Condizioni di <i>free-field</i>		
$\Delta d_{\text{free-field}}/d$	0.00008	
$\Delta d_{\text{free-field}}$ [m]	0.00101	
Condizioni limite di <i>full-slip</i>		
α^n	0.033	
R^n	3.097	
$\Delta d_{\text{lining}}^n$ [m]	0.00313	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	51.3	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	326.0	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	102.7	forza max taglio
Condizioni limite di <i>no-slip</i>		
α	0.038	
R	3.081	
Δd_{lining} [m]	0.00311	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	102.2	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	324.4	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	102.2	forza max taglio

Tabella 107 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3

Condizioni di <i>free-field</i>		
$\Delta d_{\text{free-field}}/d$	0.00014	
$\Delta d_{\text{free-field}}$ [m]	0.00174	
Condizioni limite di <i>full-slip</i>		
α^n	0.098	
R^n	2.913	
$\Delta d_{\text{lining}}^n$ [m]	0.00506	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	83.1	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	527.8	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	166.2	forza max taglio
Condizioni limite di <i>no-slip</i>		
α	0.114	
R	2.873	
Δd_{lining} [m]	0.00499	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	163.9	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	520.4	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	163.9	forza max taglio

Tabella 108 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 4

Condizioni di <i>free-field</i>		
$\Delta d_{\text{free-field}}/d$	0.00003	
$\Delta d_{\text{free-field}}$ [m]	0.00038	
Condizioni limite di <i>full-slip</i>		
α^n	0.006	
R^n	3.181	
$\Delta d_{\text{lining}}^n$ [m]	0.00122	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	14.2	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	91.1	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	28.5	forza max taglio
Condizioni limite di <i>no-slip</i>		
α	0.007	
R	3.178	
Δd_{lining} [m]	0.00122	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	28.5	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	91.0	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	28.5	forza max taglio

Tabella 109 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 5

Come si può osservare nel seguito, gli incrementi di sollecitazioni dovuti al sisma sono irrilevanti nel caso di scavo in roccia (sezioni 1, 2 e 5).

Nelle sezioni in detrito, le variazioni sono più significative.

In generale, 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.

Nel seguito per la sezione 4, quella in detrito a bassa copertura, che risulta la più sensibile al sisma, si riportano i diagrammi M-N considerando le azioni relative all’ultimo step di calcolo (a lungo termine) andando a sommare o sottrarre $N_{max}=19.7\text{kN/m}$, $M_{max}=62.9\text{kNm/m}$ secondo le combinazioni sotto riportate e considerando $V_{max}=19.7\text{N/m}$.

	Nmax	Mmax
sisma ++	positivo	positivo
sisma --	negativo	negativo
sisma +-	positivo	negativo
sisma -+	negativo	positivo

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[KN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-3256	1027	2306	2.2
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-3233	1005	2299	2.3
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2703	515	2117	4.1
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2004	385	1839	4.8
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2293	1416	1955	1.4
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-1806	1184	1662	1.4

Tabella 110 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – canna sud – sisma ++

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

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	254	-2971	973	1.453	2654.6	10500	-2.830	747	729	2.94
Rene DX	168	-3283	973	1.453	2654.6	10500	-3.127	791	772	4.70
Calotta	172	-1696	973	1.453	2654.6	10500	-1.615	570	551	3.32
Rene SN	286	-2004	973	1.453	2654.6	10500	-1.909	613	594	2.15
Piedritto SN	495	-2293	973	1.453	2654.6	10500	-2.184	653	634	1.32
AR	460	-1553	923	1.465	2654.6	10000	-1.553	540	518	1.17

Tabella 111: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - canna sud – sisma + +

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[KN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2892	-295	-2185	7.4
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-3153	-452	-2273	5.0
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-1941	-949	-1813	1.9
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-1900	-955	-1796	1.9
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2394	-581	-1995	3.4
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-2119	-1525	-1782	1.2

Tabella 112 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – canna sud – sisma - -

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-218	-2892	973	1.453	2654.6	10500	-2.754	736	718	3.38
Rene DX	-307	-3153	973	1.453	2654.6	10500	-3.003	772	754	2.52
Calotta	-300	-3031	973	1.453	2654.6	10500	-2.887	756	737	2.52
Rene SN	-172	-1900	973	1.453	2654.6	10500	-1.809	598	580	3.47
Piedritto SN	167	-2621	973	1.453	2654.6	10500	-2.496	699	680	4.19
AR	-711	-2105	923	1.465	2654.6	10000	-2.105	617	595	0.87

Tabella 113: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - canna sud – sisma - -

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

ELEMENT	VEk	d	z	Φ_w	n. equ. arm/m	Asw	θ	Vrd,steel	Vrd,cls	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ² /m]	[°]	[kN]	[kN]	[-]
AR	-711	923	831	14	8.3	1282.8	30	722	3232	1.02

Tabella 114: Verifica a taglio con spilli – Sezione 4 - canna sud – sisma - -

ELEMENT	Height	As	As'	d	d'	NEk	MEk	MRd	MRd/MEd
[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2564	-295	-2063	7.0
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2825	-452	-2162	4.8
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-1613	-949	-1678	1.8
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-1572	-955	-1661	1.7
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2066	-581	-1864	3.2
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-1791	-1525	-1656	1.1

Tabella 115 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – canna sud – sisma + -

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	-218	-2564	973	1.453	2654.6	10500	-2.442	691	672	3.17
Rene DX	-307	-2825	973	1.453	2654.6	10500	-2.691	727	708	2.37
Calotta	-300	-2703	973	1.453	2654.6	10500	-2.574	710	691	2.37
Rene SN	-172	-1572	973	1.453	2654.6	10500	-1.497	553	534	3.21
Piedritto SN	167	-2293	973	1.453	2654.6	10500	-2.184	653	634	3.91
AR	-711	-1777	923	1.465	2654.6	10000	-1.777	571	549	0.80

Tabella 116: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - canna sud – sisma + -

ELEMENT	VEk	d	z	Φ_w	n. equ. arm/m	Asw	θ	Vrd,steel	Vrd,cls	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ² /m]	[°]	[kN]	[kN]	[-]
AR	-711	923	831	14	8.3	1282.8	30	722	3173	1.02

Tabella 117: Verifica a taglio con spilli – Sezione 4 - canna sud – sisma + -

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 ²]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kN·m]	[-]
Piedritto DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-3584	1027	2408	2.3
Rene DX	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-3561	1005	2401	2.4
Calotta	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-3031	515	2232	4.3
Rene SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2332	385	1971	5.1
Piedritto SN	1.050	26.55	26.55	7.70	7.70	-2621	1416	2085	1.5
AR	1.000	26.55	26.55	7.70	7.70	-2134	1184	1788	1.5

Tabella 118 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 – canna sud – sisma - +

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σ_{cp}	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Piedritto DX	254	-3299	973	1.453	2654.6	10500	-3.142	793	774	3.12
Rene DX	168	-3611	973	1.453	2654.6	10500	-3.439	836	818	4.97
Calotta	172	-2024	973	1.453	2654.6	10500	-1.928	616	597	3.59
Rene SN	286	-2332	973	1.453	2654.6	10500	-2.221	658	640	2.31
Piedritto SN	495	-2621	973	1.453	2654.6	10500	-2.496	699	680	1.41
AR	460	-1881	923	1.465	2654.6	10000	-1.881	586	564	1.27

Tabella 119: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - canna sud – sisma - +

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:

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

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
Terreno	
V_s (m/s) =	4844
V_{sL} (m/s) =	4844
γ (kN/m ³) =	27
ν =	0.2
E_0 (MPa) =	154994
G_0 (MPa) =	64581
Sisma	
A_{picco} (m/s ²) =	0.205
V_{picco} (m/s) =	0.099
D_{picco} (m) =	0.037
L (m) =	22750
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
Rivestimento	
R_{medio} (m) =	6.85
ν_{riv} =	0.2
E_{riv} (MPa) =	32300
s (m) =	0.65
I_{riv} (m ⁴ /m) =	0.023
$I_{riv,calcolo}$ (m ⁴ /m) =	0.011
A (m ²) =	14.3
I (m ⁴) =	22.0
SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE	
approccio semplificato (Free field)	
ϵ_N =	1.0E-05
ϵ_M =	2.1E-08
ϵ_{tot} =	1.0E-05
σ (MPa) =	0.3
approccio con interazione	
N_{max} (kN) =	2363
σ_N (MPa) =	0.2
M_{max} (kNm) =	2
σ_M (MPa) =	0.0
σ (MPa) =	0.2
T_{max} (kN) =	0
τ (MPa) =	0.0

Tabella 120 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1

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

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
Terreno	
V_s (m/s) =	3200
V_{sL} (m/s) =	3200
γ (kN/m ³) =	27
ν =	0.2
E_0 (MPa) =	67640
G_0 (MPa) =	28183
Sisma	
A_{picco} (m/s ²) =	0.205
V_{picco} (m/s) =	0.099
D_{picco} (m) =	0.037
L (m) =	15029
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
Rivestimento	
R_{medio} (m) =	6.85
ν_{riv} =	0.2
E_{riv} (MPa) =	32300
s (m) =	0.90
I_{riv} (m ⁴ /m) =	0.061
$I_{riv,calcolo}$ (m ⁴ /m) =	0.030
A (m ²) =	20.0
I (m ⁴) =	31.3
SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE	
approccio semplificato (Free field)	
ϵ_N =	1.5E-05
ϵ_M =	4.8E-08
ϵ_{tot} =	1.6E-05
σ (MPa) =	0.5
approccio con interazione	
N_{max} (kN) =	4997
σ_N (MPa) =	0.2
M_{max} (kNm) =	7
σ_M (MPa) =	0.0
σ (MPa) =	0.3
T_{max} (kN) =	0
τ (MPa) =	0.0

Tabella 121 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2

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

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
Terreno	
V_s (m/s) =	895
V_{sL} (m/s) =	895
γ (kN/m ³) =	23
ν =	0.2
E_0 (MPa) =	4507
G_0 (MPa) =	1878
Sisma	
A_{picco} (m/s ²) =	0.205
V_{picco} (m/s) =	0.099
D_{picco} (m) =	0.037
L (m) =	4203
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
Rivestimento	
R_{medio} (m) =	6.85
ν_{riv} =	0.2
E_{riv} (MPa) =	32300
s (m) =	1.00
I_{riv} (m ⁴ /m) =	0.083
$I_{riv,calcolo}$ (m ⁴ /m) =	0.042
A (m ²) =	22.3
I (m ⁴) =	35.2
SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE	
approccio semplificato (Free field)	
ϵ_N =	5.5E-05
ϵ_M =	6.2E-07
ϵ_{tot} =	5.6E-05
σ (MPa) =	1.8
approccio con interazione	
N_{max} (kN) =	19915
σ_N (MPa) =	0.9
M_{max} (kNm) =	94
σ_M (MPa) =	0.0
σ (MPa) =	0.9
T_{max} (kN) =	0
τ (MPa) =	0.0

Tabella 122 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3

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

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
Terreno	
V_s (m/s) =	520
V_{sL} (m/s) =	520
γ (kN/m ³) =	23
ν =	0.2
E_0 (MPa) =	1522
G_0 (MPa) =	634
Sisma	
A_{picco} (m/s ²) =	0.205
V_{picco} (m/s) =	0.099
D_{picco} (m) =	0.037
L (m) =	2442
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
Rivestimento	
R_{medio} (m) =	6.85
ν_{riv} =	0.2
E_{riv} (MPa) =	32300
s (m) =	1.00
I_{riv} (m ⁴ /m) =	0.083
$I_{riv,calcolo}$ (m ⁴ /m) =	0.042
A (m ²) =	22.3
I (m ⁴) =	35.2
SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE	
approccio semplificato (Free field)	
ϵ_N =	9.5E-05
ϵ_M =	1.8E-06
ϵ_{tot} =	9.7E-05
σ (MPa) =	3.1
approccio con interazione	
N_{max} (kN) =	34163
σ_N (MPa) =	1.5
M_{max} (kNm) =	278
σ_M (MPa) =	0.1
σ (MPa) =	1.6
T_{max} (kN) =	1
τ (MPa) =	0.0

Tabella 123 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 4

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

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
Terreno	
V_s (m/s) =	1652
V_{sL} (m/s) =	1652
γ (kN/m ³) =	27
ν =	0.2
E_0 (MPa) =	18027
G_0 (MPa) =	7511
Sisma	
A_{picco} (m/s ²) =	0.205
V_{picco} (m/s) =	0.099
D_{picco} (m) =	0.037
L (m) =	7759
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
Rivestimento	
R_{medio} (m) =	6.85
ν_{riv} =	0.2
E_{riv} (MPa) =	32300
s (m) =	0.90
I_{riv} (m ⁴ /m) =	0.061
$I_{riv,calcolo}$ (m ⁴ /m) =	0.030
A (m ²) =	20.0
I (m ⁴) =	31.3
SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE	
approccio semplificato (Free field)	
ϵ_N =	3.0E-05
ϵ_M =	1.8E-07
ϵ_{tot} =	3.0E-05
σ (MPa) =	1.0
approccio con interazione	
N_{max} (kN) =	9680
σ_N (MPa) =	0.5
M_{max} (kNm) =	25
σ_M (MPa) =	0.0
σ (MPa) =	0.5
T_{max} (kN) =	0
τ (MPa) =	0.0

Tabella 124 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 5

14 VERIFICA AL FUOCO

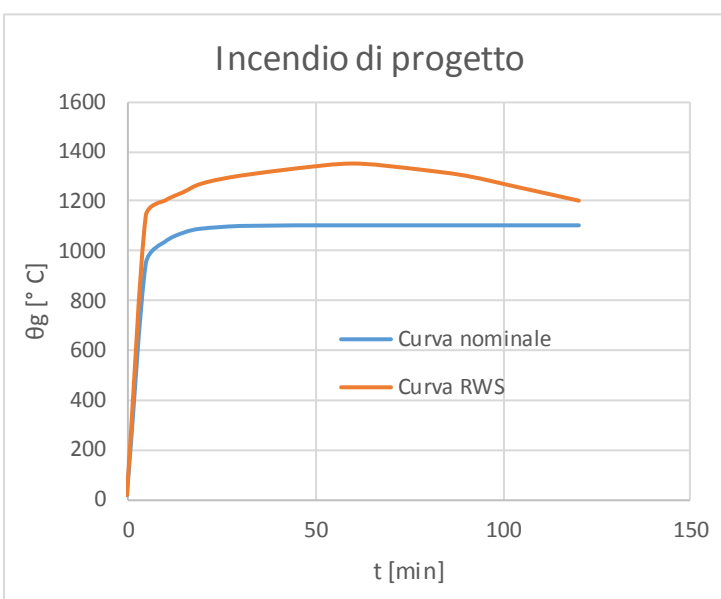
Il rivestimenti definitivi della galleria, ad esclusione dell’arco rovescio, può essere esposto ad un incendio durante la sua vita d’esercizio. Nel seguito si verifica che le strutture previste assicurino il necessario livello di sicurezza in questa combinazione di carico eccezionale.

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



In accordo con il paragrafo 5.4.2 della norma UNI-EN-1992-1-2, per una struttura a comportamento a parete portante, come il rivestimento definitivo della galleria, per assicurare il livello 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 μ_{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	N _{ek}	M _{ek}
	[cm]	[kNm/m]	[kN/m]
MODELLO 2 – DoI 2B – 360 – B0V	90.5	-5498	-216.5
MODELLO 4 – Det C1b – 20 – C1b	103	-2454	895.1
MODELLO 5 – DoI 3B – 200 – B2V	90.5	-6694	386.4

Tabella 125: Sezioni di analisi e carichi a metro di galleria

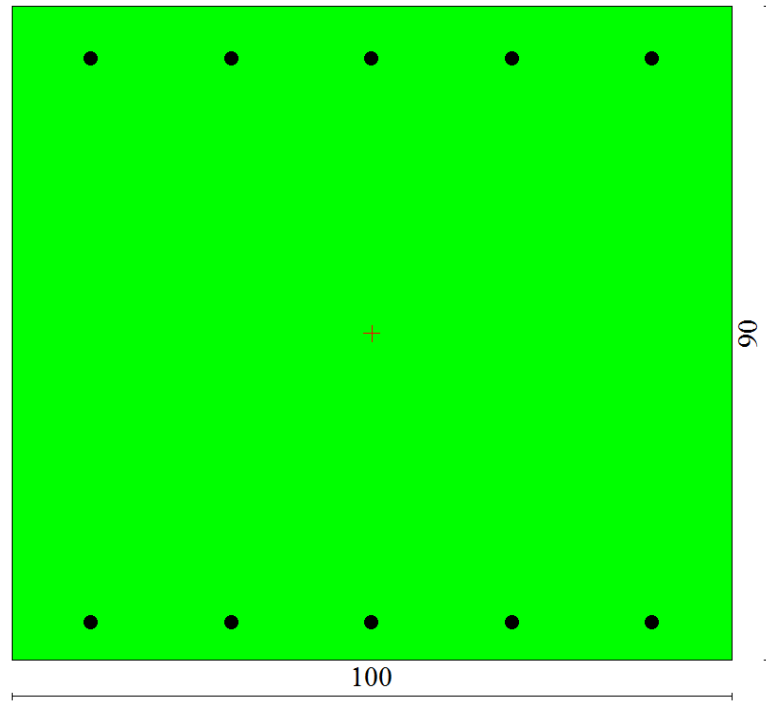


Figura 56 – Sezione di calcolo – Modello 2

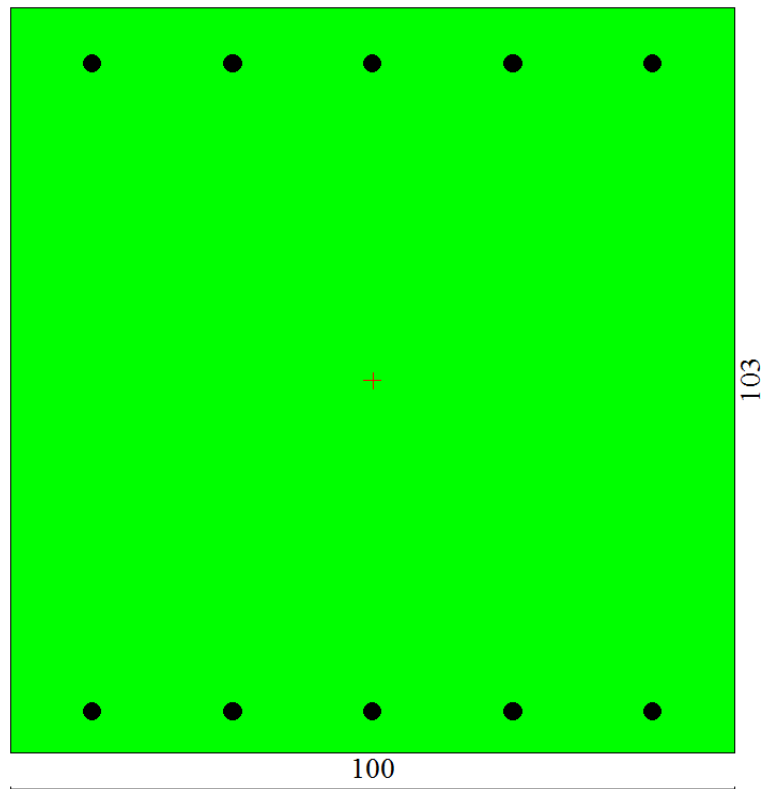


Figura 57 – Sezione di calcolo – Modello 4

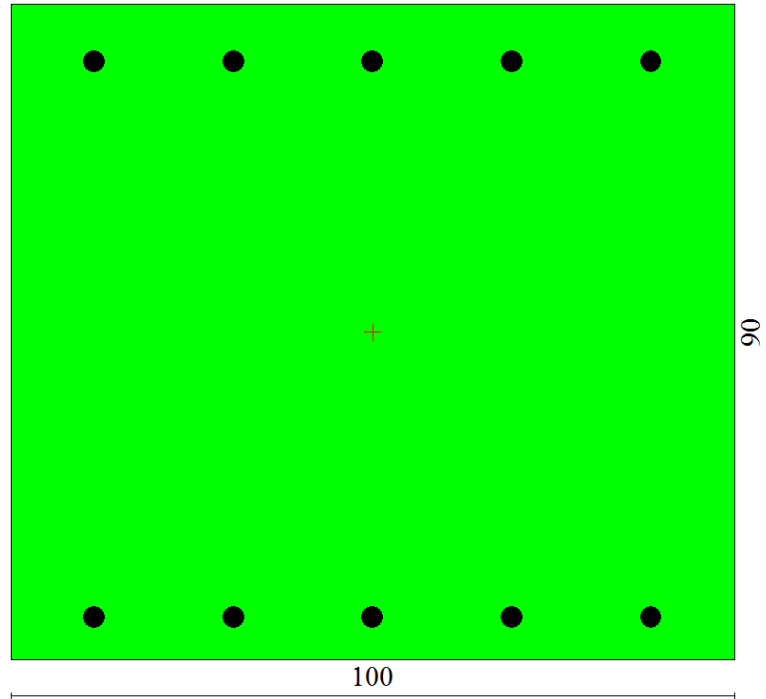


Figura 58 – Sezione di calcolo – Modello 5

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

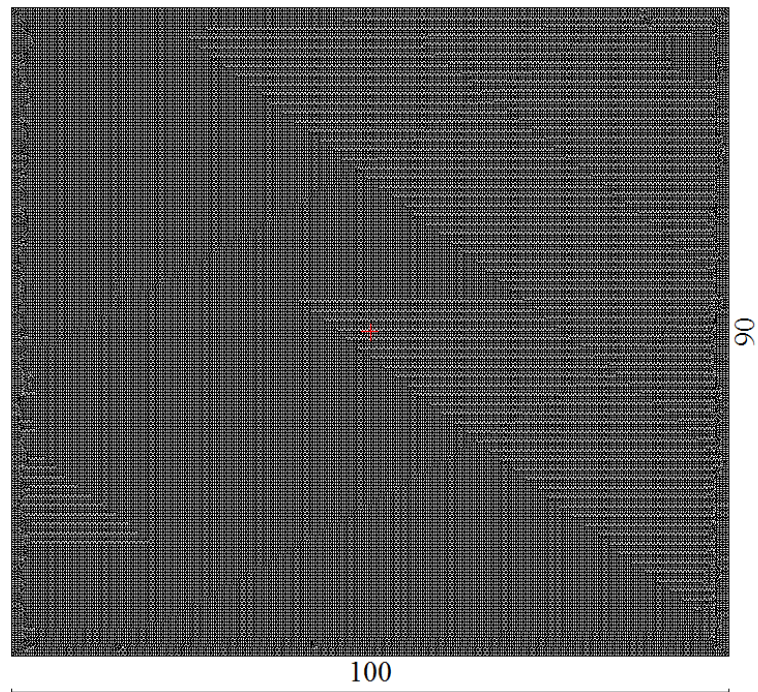


Figura 59 – Mesh di calcolo –Modello 2

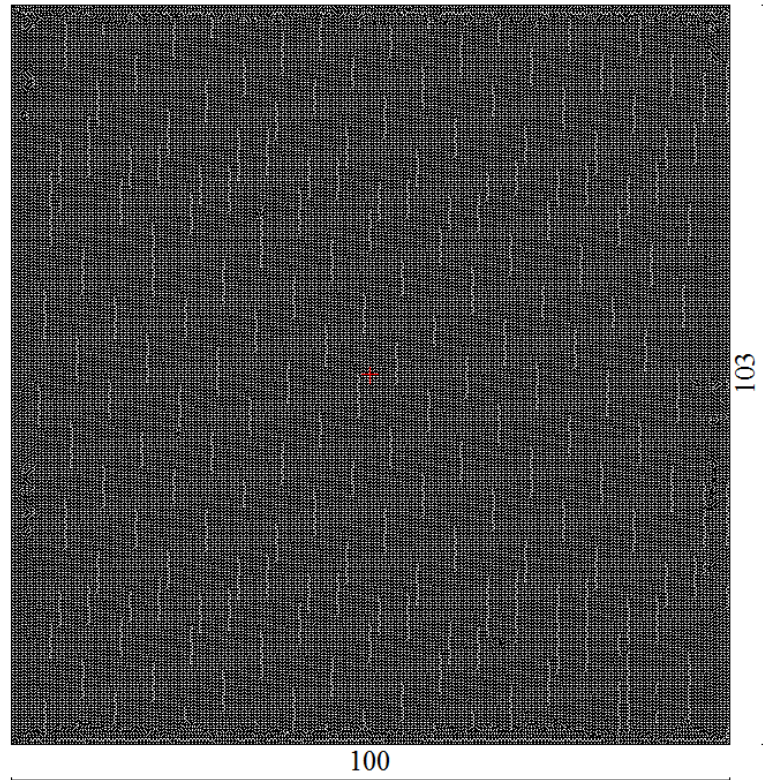


Figura 60 – Mesh di calcolo –Modello 4

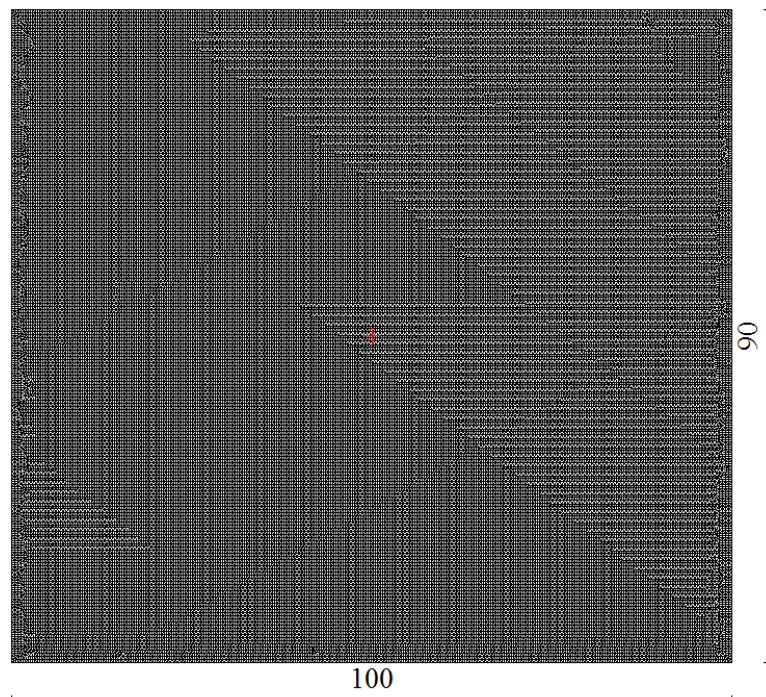


Figura 61 – Mesh di calcolo –Modello 5

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.

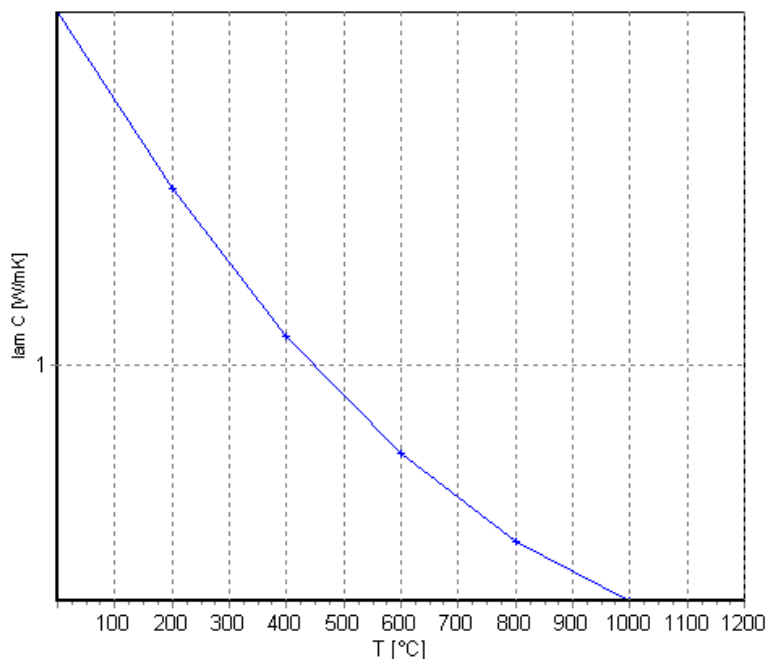


Figura 62 – Conduttività termica del calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.4 – fig.3.7)

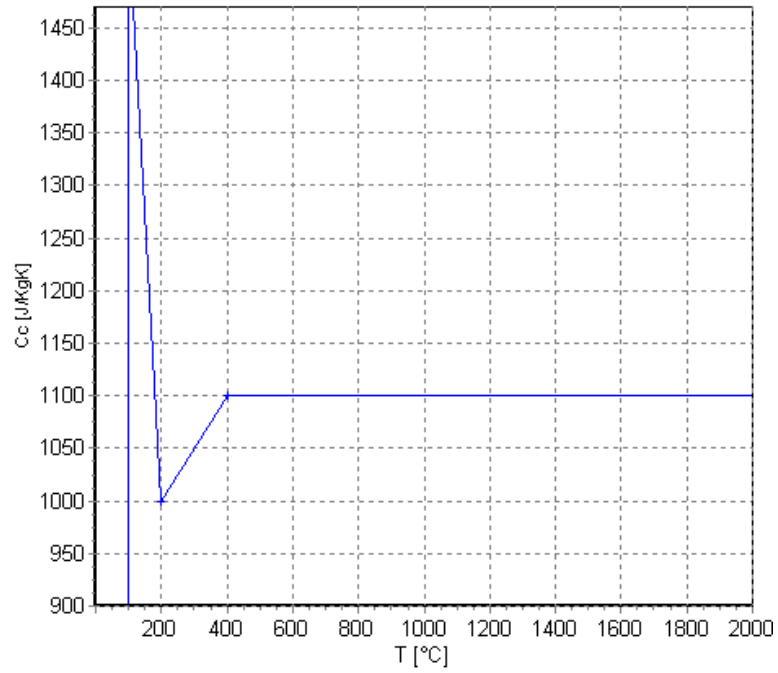


Figura 63 – Calore specifico per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.3.2 – fig.3.6a)

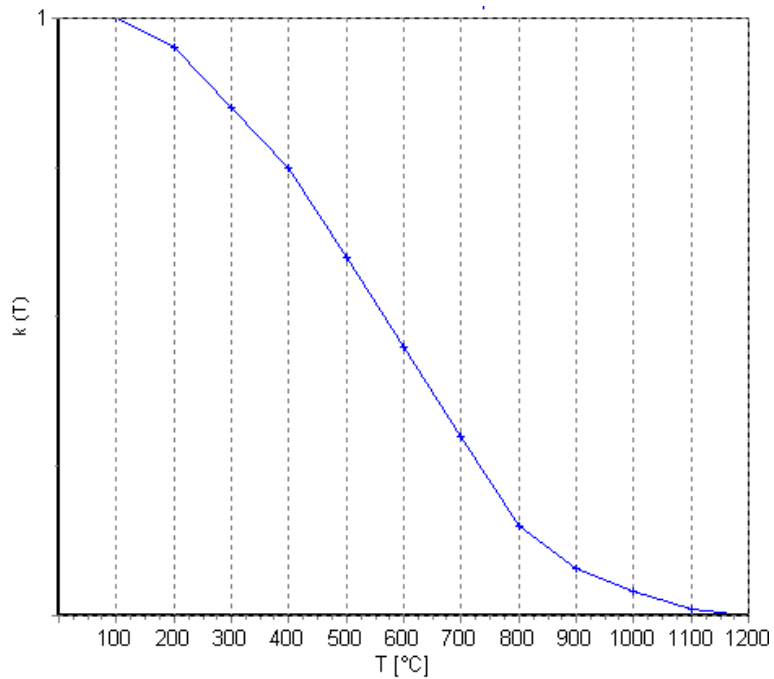


Figura 64 –Fattore di riduzione del valore di resistenza f_{ck} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.4.2.4.2 – fig.4.1)

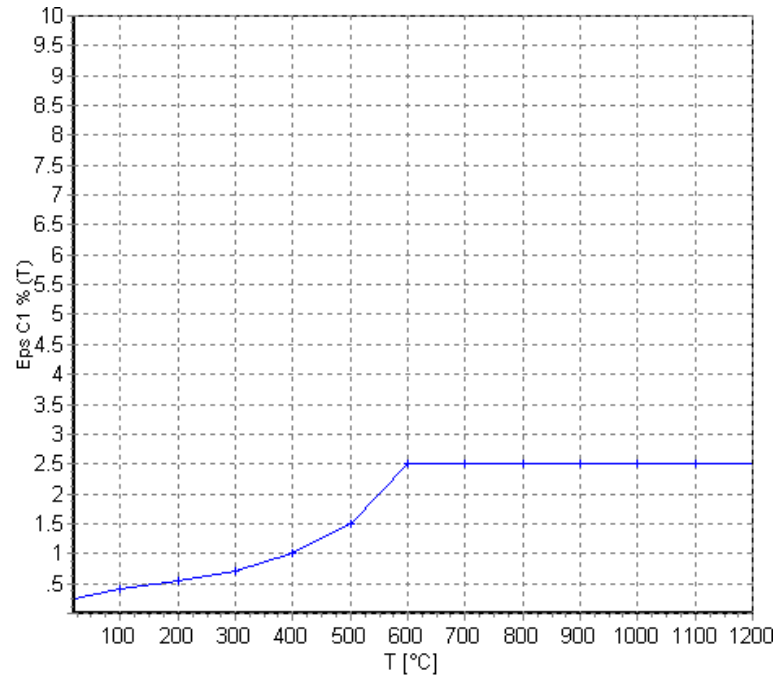


Figura 65 – Fattore di riduzione del valore di ϵ_{c1} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)

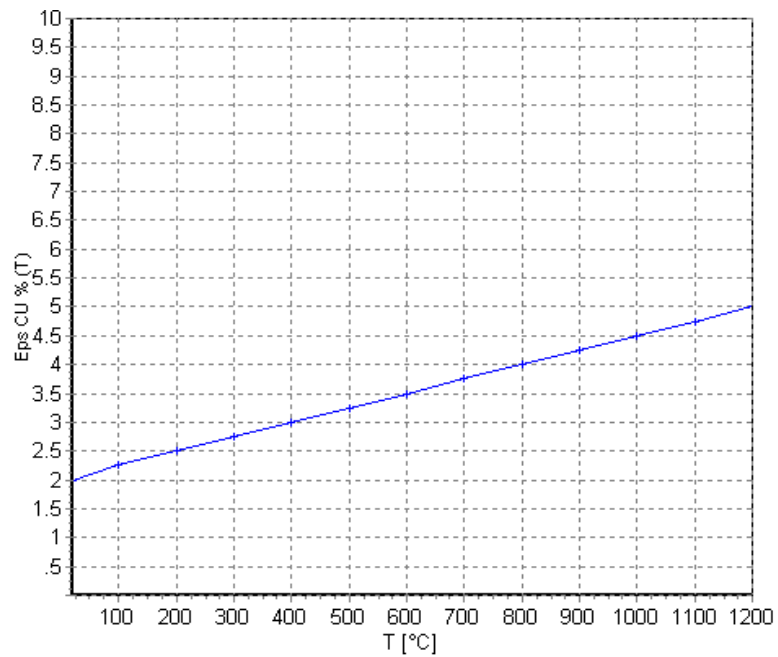


Figura 66 – Fattore di riduzione del valore di ϵ_{cu} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)

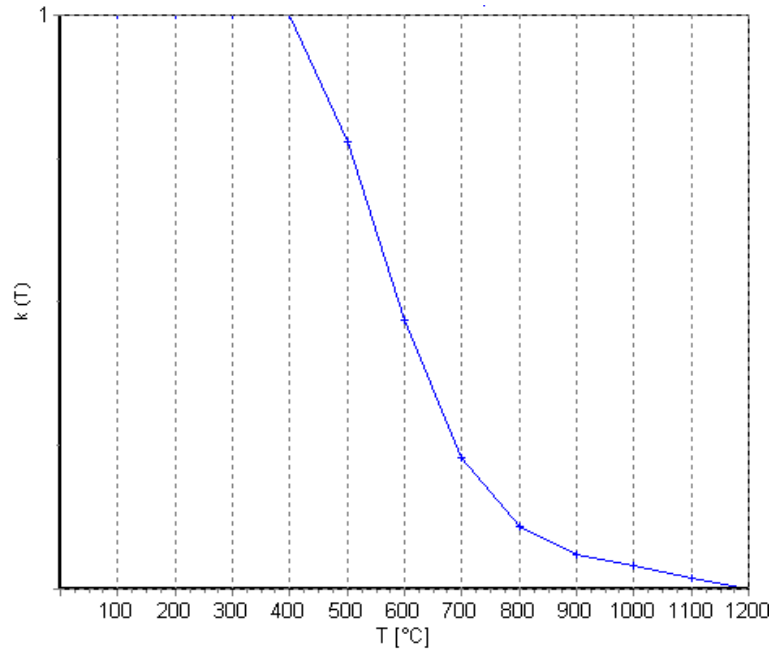


Figura 67 – Fattore di riduzione del valore di resistenza f_{yk} per le barre d'armatura (EN 1992-1-2 p.4.2.4.3 – fig.4.2a)

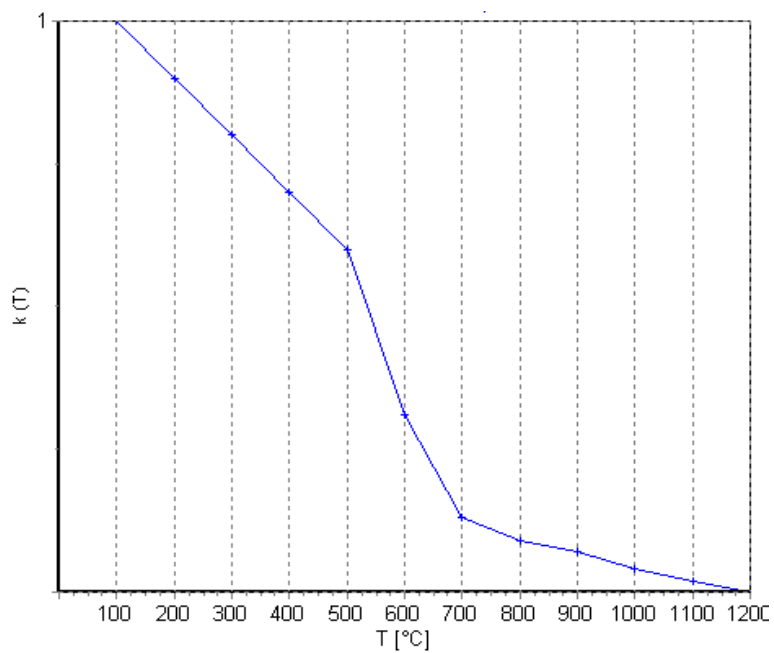


Figura 68 – Fattore di riduzione del valore del modulo elastico per le barre d'armatura (EN 1992-1-2 p.3.2.3 – tab.3.2.a)

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.

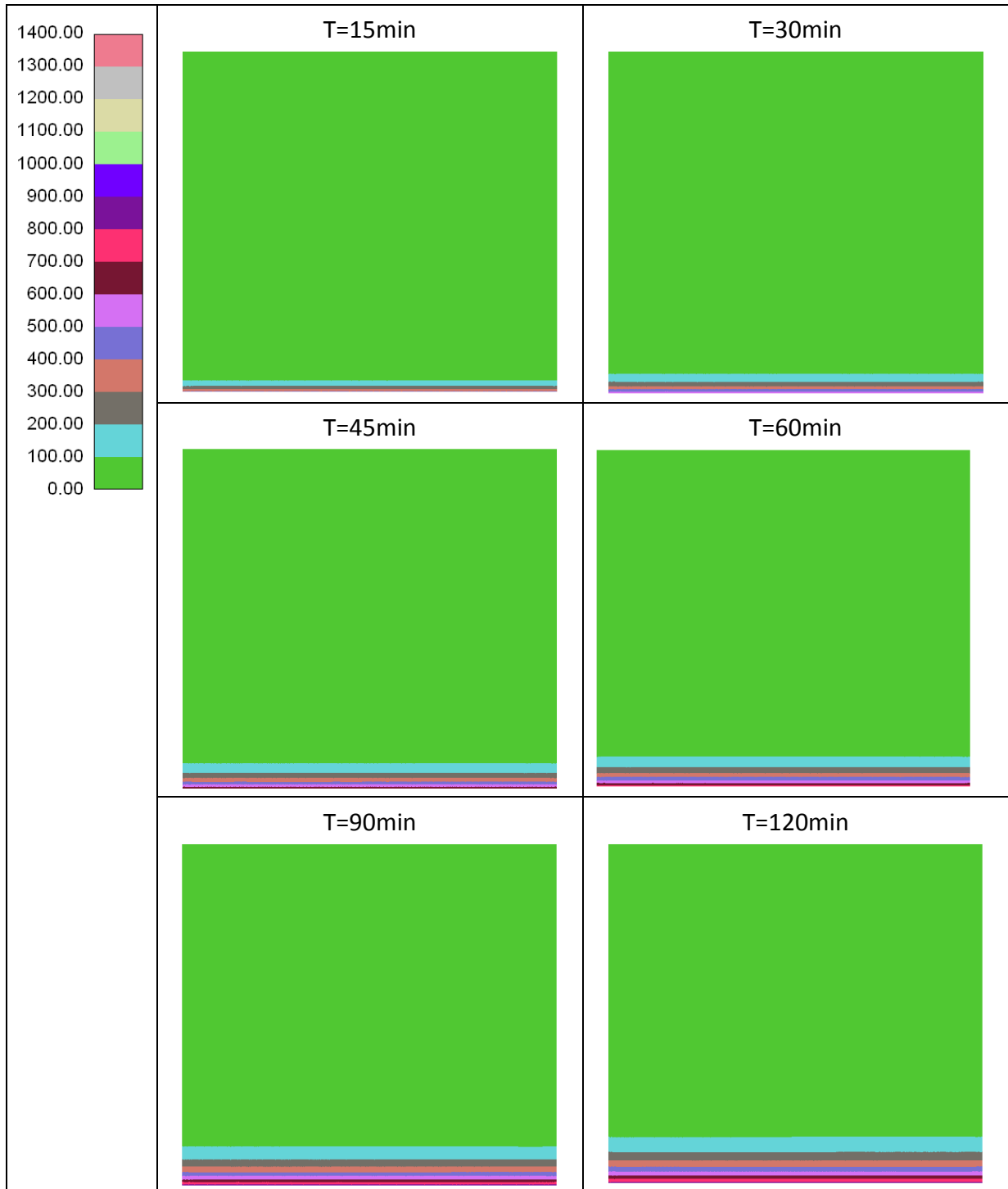


Figura 69 – Analisi termica – Modello 2

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

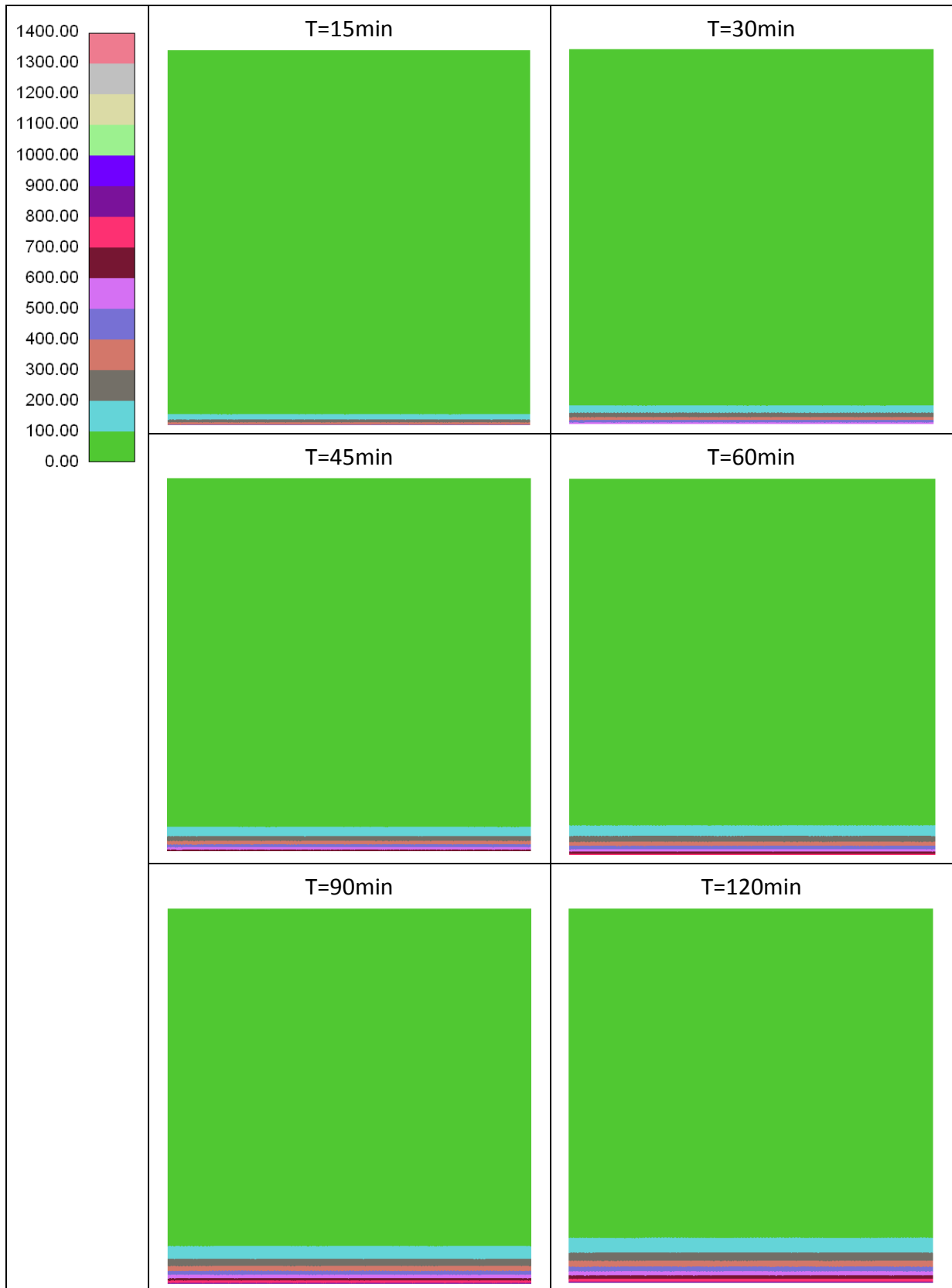


Figura 70 – Analisi termica – Modello 4

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

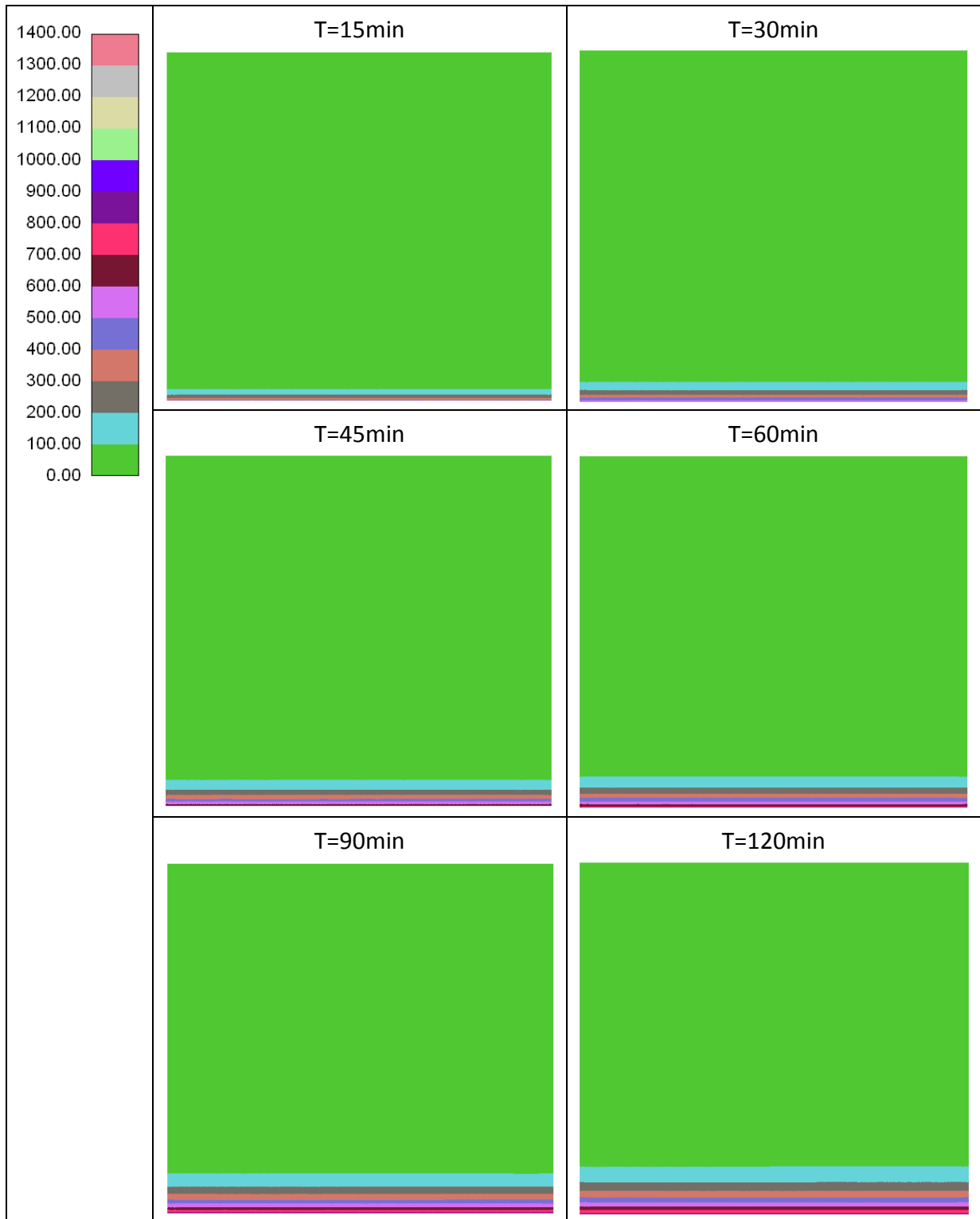


Figura 71 – Analisi termica – Modello 5

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_x momento in direzione X [kNm]
- M_y momento in direzione Y [kNm]
- ε_{cls} deformazione del CLS
- ε_{acc} deformazione dell’acciaio
- FS fattore di sicurezza nel dominio MN

T	N	M _x	M _y	ε _{cls}	ε _{acc}	FS
15	5498.00	0.00	2543.54	0.003666	-0.008564	11.75
20	5498.00	0.00	2543.54	0.003666	-0.008564	11.75
30	5498.00	0.00	2543.54	0.003666	-0.008564	11.75
45	5498.00	0.00	2543.54	0.003666	-0.008564	11.75
60	5498.00	0.00	2533.92	0.003956	-0.009516	11.70
90	5498.00	0.00	2525.52	0.004279	-0.010541	11.67
120	5498.00	0.00	2514.89	0.004773	-0.012046	11.62

Tabella 126 – Analisi al fuoco – Modello 2

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

T	N	M _x	M _y	ε _{cls}	ε _{acc}	FS
15	2454.00	0.00	-2338.89	0.005152	-0.040397	2.61
20	2454.00	0.00	-2339.88	0.006183	-0.050531	2.61
30	2454.00	0.00	-2336.33	0.006949	-0.056546	2.61
45	2454.00	0.00	-2328.01	0.008209	-0.064840	2.60
60	2454.00	0.00	-2314.20	0.009945	-0.073631	2.59
90	2454.00	0.00	-2301.30	0.011533	-0.080321	2.57
120	2454.00	0.00	-2281.80	0.014315	-0.091489	2.55

Tabella 127 – Analisi al fuoco – Modello 4

T	N	M _x	M _y	ε _{cls}	ε _{acc}	FS
15	6694.00	0.00	-3557.72	0.003664	-0.006056	9.21
20	6694.00	0.00	-3545.81	0.004730	-0.008470	9.18
30	6694.00	0.00	-3533.31	0.005017	-0.009031	9.14
45	6694.00	0.00	-3506.61	0.005495	-0.009887	9.08
60	6694.00	0.00	-3462.35	0.006106	-0.010805	8.96
90	6694.00	0.00	-3416.34	0.006701	-0.011578	8.84
120	6694.00	0.00	-3343.47	0.007773	-0.012912	8.65

Tabella 128 – Analisi al fuoco – Modello 5

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.

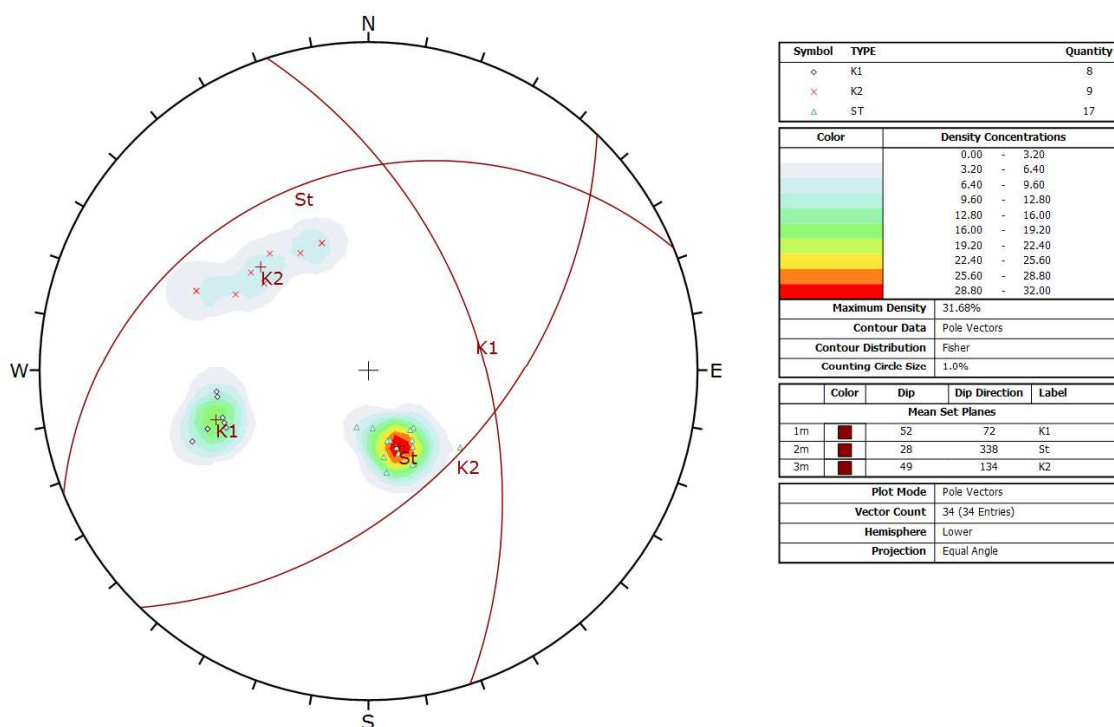
Per l’analisi eseguita si è fatto riferimento ai seguenti dati:

- “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 San Pietro, dall’imbocco sud alla progressiva 15+000 e da 16+220 a 16+500.

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 la tratta analizzata: in tutta la tratta sono presenti 3 sistemi di discontinuità, sistematici, la cui analisi statistica ha evidenziato i seguenti dati:



- Stratificazione – St – 338/28 – (valore rappresentativo)
- Giunto K1 – 72/52 – (valore rappresentativo)
- Giunto K2 – 134/49 – (valore rappresentativo)

Per questo settore i valori di trend e plunge sono così distinti:

- Da imbocco sud Galleria S. Pietro a PK 14+500: il trend è 335 ed il plunge 1.2°
- Da PK 14+500 a PK 15+000: il trend è 350 ed il plunge 1.2°
- Da PK 16+220 a PK 16+500: il trend è 330 ed il plunge 1.2°.

Pertanto le valutazioni condotte per l'analisi di possibili tetraedri instabili ha preso in considerazione le seguenti famiglie di discontinuità: St, K1, e K2.

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 formati 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:

- ubiquarietà 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° . Per le discontinuità e per la stratificazione si assume cautelativamente un angolo d’attrito pari a 33° che, in accordo alla combinazione A2+M2 del DM2008, diventa pari a 27.5° .

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			
σ_{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	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	σ_{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]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
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 (m²),
- volume del diedro roccioso (m³),
- 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 40kN ($50\text{kN}/1.15$), 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 τ tra 2.8 e 4.2MPa; con τ medio pari a 3.5MPa e un diametro di perforazione Φ 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.

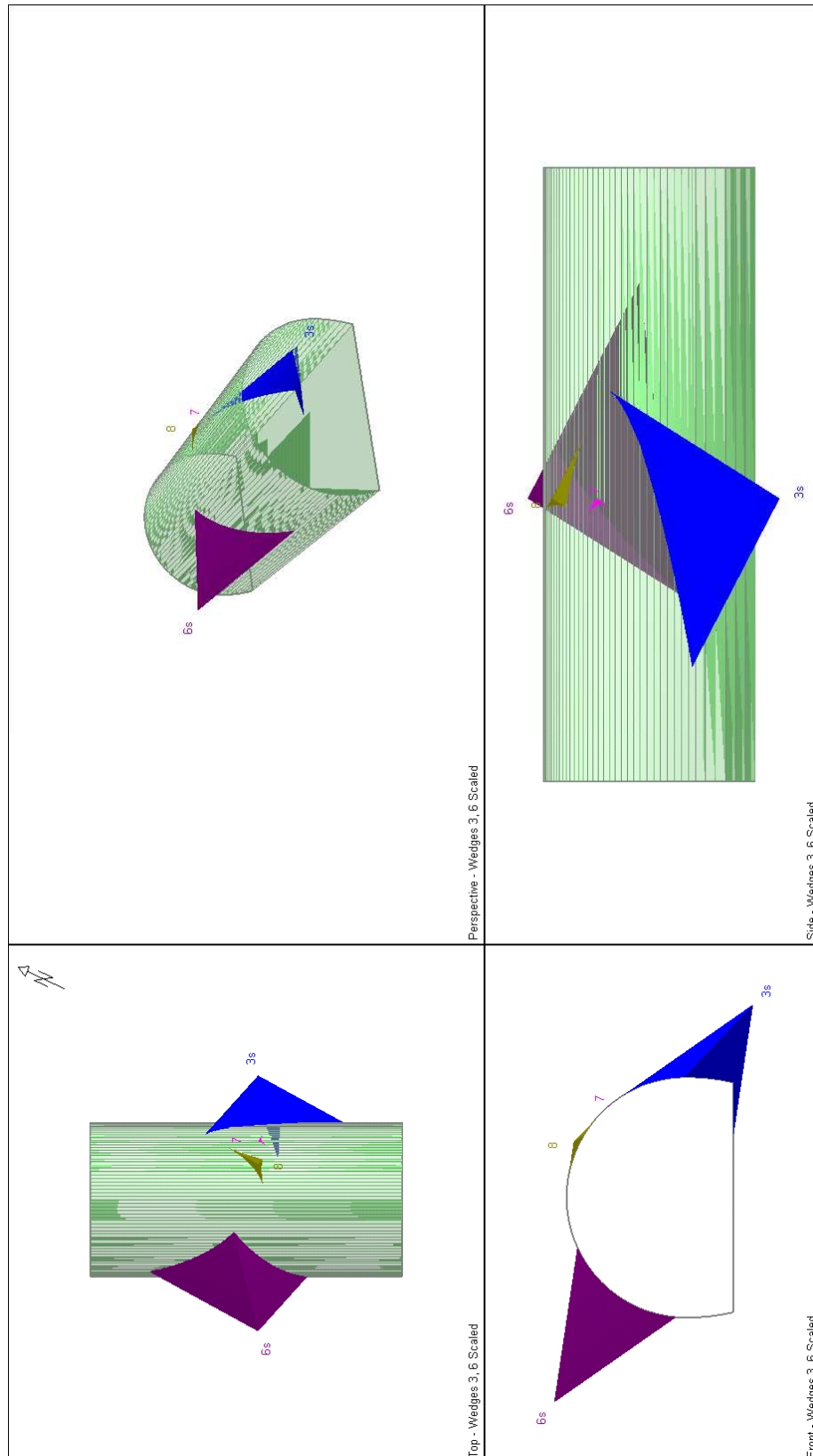


Figura 72 – Diagnosi – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500

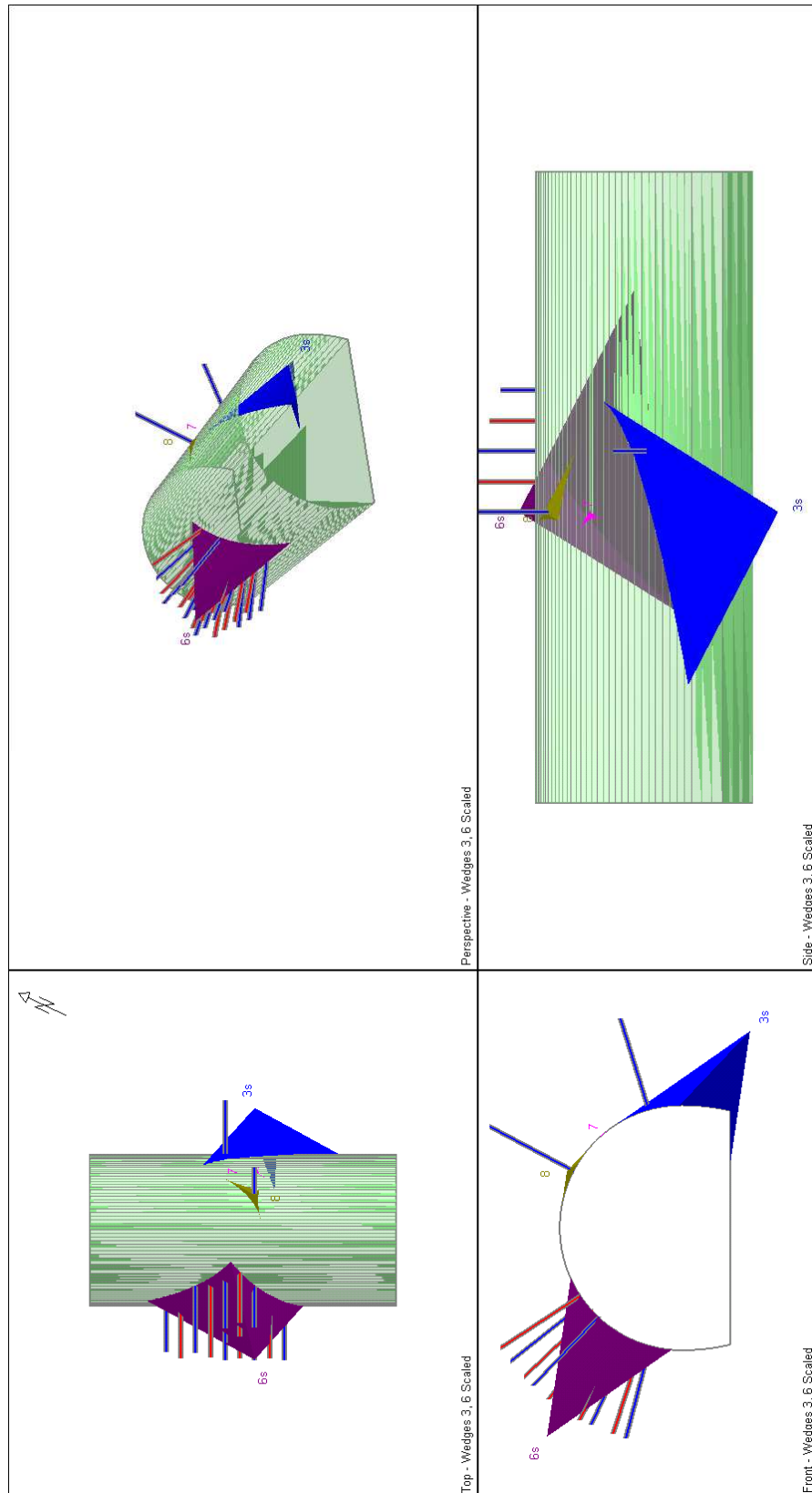


Figura 73 – Terapia – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500

Wedge Information

Lower Right wedge [3]

Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 53.121 m³
Wedge Weight: 143.426 tonnes
Wedge z-Length: 13.97 m
Excavation Face Area: 38.23 m²
Apex Height: 5.17 m

Upper Left wedge [6]

Factor of Safety: 0.407
Wedge Volume: 130.210 m³
Wedge Weight: 351.567 tonnes
Wedge z-Length: 15.85 m
Excavation Face Area: 51.66 m²
Apex Height: 7.95 m

Upper Right wedge [7]

Factor of Safety: 0.453
Wedge Volume: 0.002 m³
Wedge Weight: 0.006 tonnes
Wedge z-Length: 1.24 m
Excavation Face Area: 0.20 m²
Apex Height: 0.04 m

Upper Right wedge [8]

Factor of Safety: 0.000
Wedge Volume: 0.304 m³
Wedge Weight: 0.820 tonnes
Wedge z-Length: 3.61 m
Excavation Face Area: 2.80 m²
Apex Height: 0.37 m

Wedge Information

Lower Right wedge [3]

Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 53.121 m³
Wedge Weight: 143.426 tonnes
Wedge z-Length: 13.97 m
Excavation Face Area: 38.23 m²
Apex Height: 5.17 m

Upper Left wedge [6]

Factor of Safety: 2.002
Wedge Volume: 130.210 m³
Wedge Weight: 351.567 tonnes
Wedge z-Length: 15.85 m
Excavation Face Area: 51.66 m²
Apex Height: 7.95 m

Upper Right wedge [7]

Factor of Safety: 0.453
Wedge Volume: 0.002 m³
Wedge Weight: 0.006 tonnes
Wedge z-Length: 1.24 m
Excavation Face Area: 0.20 m²
Apex Height: 0.04 m

Upper Right wedge [8]

Factor of Safety: 15.947
Wedge Volume: 0.304 m³
Wedge Weight: 0.820 tonnes
Wedge z-Length: 3.61 m
Excavation Face Area: 2.80 m²
Apex Height: 0.37 m

Figura 74 – Diagnosi e terapia – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500

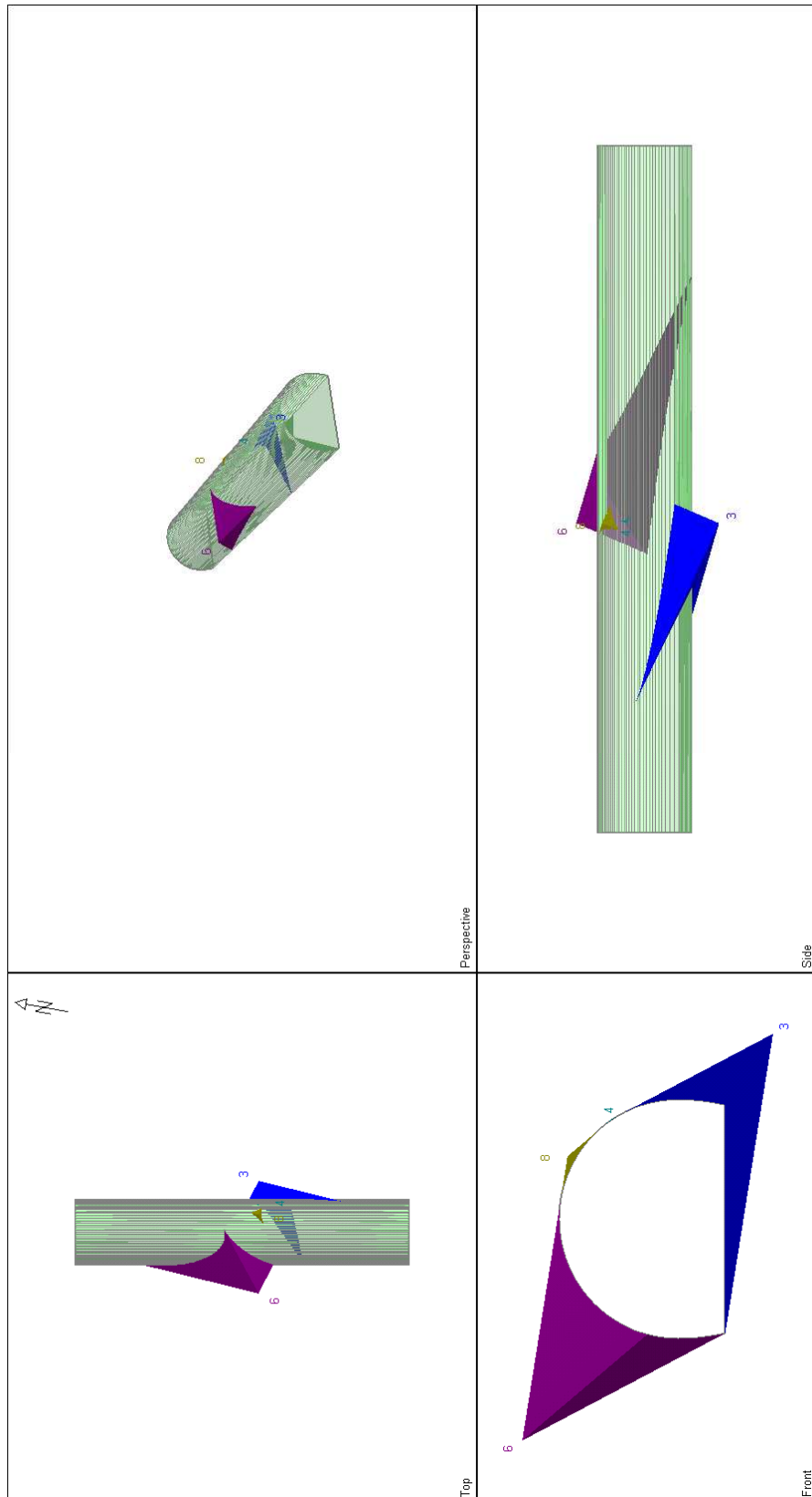


Figura 75 – Diagnosi – San Pietro da 14+500 a 15+000

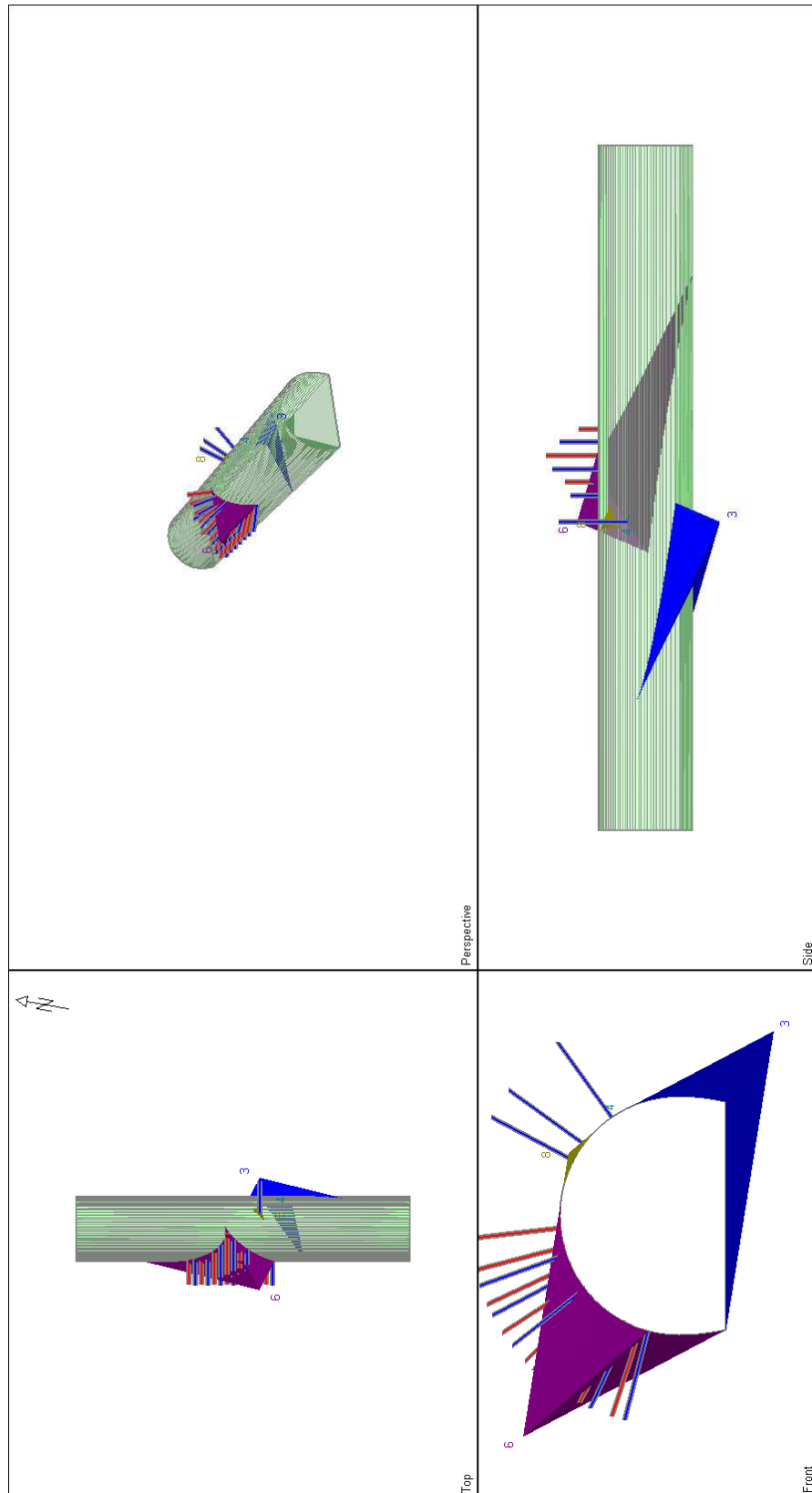


Figura 76 – Terapia – San Pietro da 14+500 a 15+000

Wedge Information

Lower Right wedge [3]

Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 116.266 m³
Wedge Weight: 313.917 tonnes
Wedge z-Length: 22.61 m
Excavation Face Area: 94.96 m²
Apex Height: 5.51 m

Upper Right wedge [4]

Factor of Safety: 0.979
Wedge Volume: 0.004 m³
Wedge Weight: 0.010 tonnes
Wedge z-Length: 1.97 m
Excavation Face Area: 0.27 m²
Apex Height: 0.05 m

Upper Left wedge [6]

Factor of Safety: 0.407
Wedge Volume: 368.709 m³
Wedge Weight: 995.515 tonnes
Wedge z-Length: 31.53 m
Excavation Face Area: 131.90 m²
Apex Height: 9.75 m

Upper Right wedge [8]

Factor of Safety: 0.000
Wedge Volume: 0.702 m³
Wedge Weight: 1.895 tonnes
Wedge z-Length: 3.60 m
Excavation Face Area: 4.73 m²
Apex Height: 0.51 m

Wedge Information

Lower Right wedge [3]

Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 116.266 m³
Wedge Weight: 313.917 tonnes
Wedge z-Length: 22.61 m
Excavation Face Area: 94.96 m²
Apex Height: 5.51 m

Upper Right wedge [4]

Factor of Safety: 431.984
Wedge Volume: 0.004 m³
Wedge Weight: 0.010 tonnes
Wedge z-Length: 1.97 m
Excavation Face Area: 0.27 m²
Apex Height: 0.05 m

Upper Left wedge [6]

Factor of Safety: 1.410
Wedge Volume: 368.709 m³
Wedge Weight: 995.515 tonnes
Wedge z-Length: 31.53 m
Excavation Face Area: 131.90 m²
Apex Height: 9.75 m

Upper Right wedge [8]

Factor of Safety: 12.452
Wedge Volume: 0.702 m³
Wedge Weight: 1.895 tonnes
Wedge z-Length: 3.60 m
Excavation Face Area: 4.73 m²
Apex Height: 0.51 m

Figura 77 – Diagnosi e terapia – San Pietro da 14+500 a 15+000

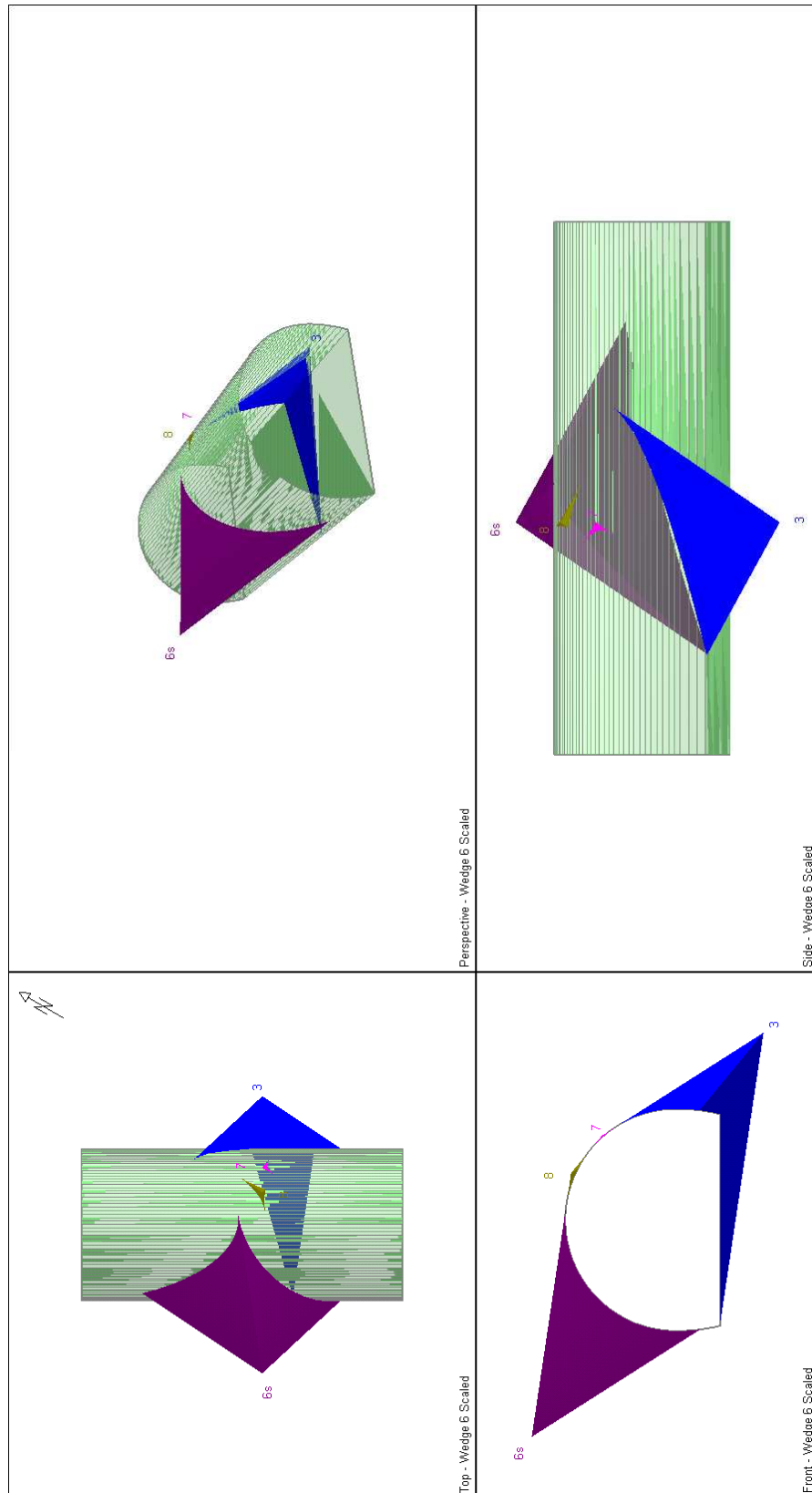


Figura 78 – Diagnosi – San Pietro da 16+220 a 16+500

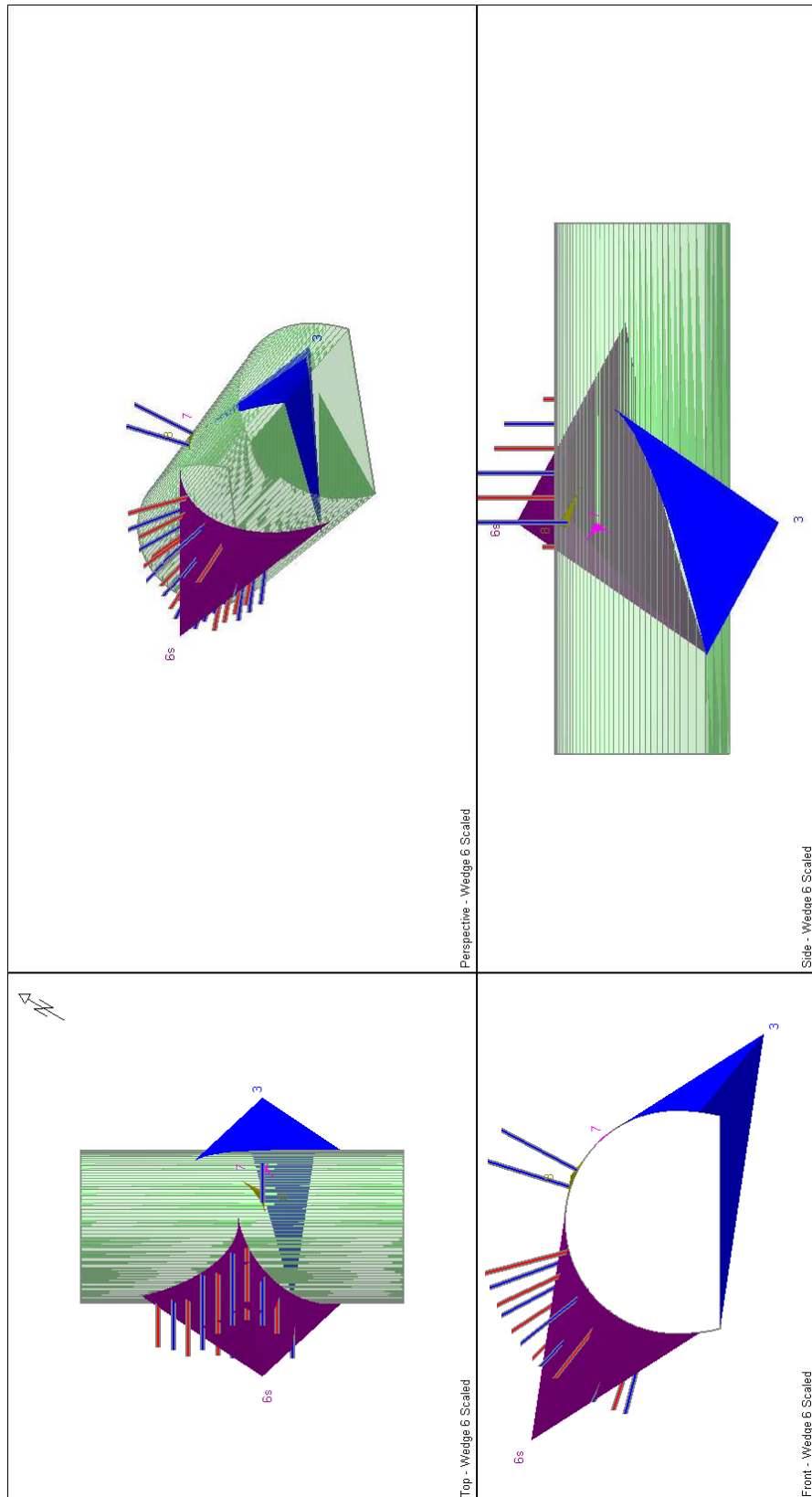


Figura 79 – Terapia – San Pietro da 16+220 a 16+500

Wedge Information

Lower Right wedge [3]

Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 107.538 m³
Wedge Weight: 290.352 tonnes
Wedge z-Length: 15.06 m
Excavation Face Area: 79.79 m²
Apex Height: 6.40 m

Upper Left wedge [6]

Factor of Safety: 0.407
Wedge Volume: 280.225 m³
Wedge Weight: 756.609 tonnes
Wedge z-Length: 20.24 m
Excavation Face Area: 89.71 m²
Apex Height: 10.38 m

Upper Right wedge [7]

Factor of Safety: 0.453
Wedge Volume: 0.013 m³
Wedge Weight: 0.036 tonnes
Wedge z-Length: 1.36 m
Excavation Face Area: 0.46 m²
Apex Height: 0.10 m

Upper Right wedge [8]

Factor of Safety: 0.000
Wedge Volume: 0.147 m³
Wedge Weight: 0.397 tonnes
Wedge z-Length: 2.84 m
Excavation Face Area: 1.71 m²
Apex Height: 0.29 m

Wedge Information

Lower Right wedge [3]

Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 107.538 m³
Wedge Weight: 290.352 tonnes
Wedge z-Length: 15.06 m
Excavation Face Area: 79.79 m²
Apex Height: 6.40 m

Upper Left wedge [6]

Factor of Safety: 1.398
Wedge Volume: 280.225 m³
Wedge Weight: 756.609 tonnes
Wedge z-Length: 20.24 m
Excavation Face Area: 89.71 m²
Apex Height: 10.38 m

Upper Right wedge [7]

Factor of Safety: 0.453
Wedge Volume: 0.013 m³
Wedge Weight: 0.036 tonnes
Wedge z-Length: 1.36 m
Excavation Face Area: 0.46 m²
Apex Height: 0.10 m

Upper Right wedge [8]

Factor of Safety: 28.437
Wedge Volume: 0.147 m³
Wedge Weight: 0.397 tonnes
Wedge z-Length: 2.84 m
Excavation Face Area: 1.71 m²
Apex Height: 0.29 m

Figura 80 – Diagnosi e terapia – San Pietro da 16+220 a 16+500

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.

C'è qualche caso in cui il cuneo non viene intercettato da chiodatura e l'FS rimane pari alla fase di diagnosi; per esempio nella zona tra l'imbocco sud e 14+500 l' "upper right wedge [7]", di ridotte dimensioni (peso pari a 0.006t), può essere facilmente 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.

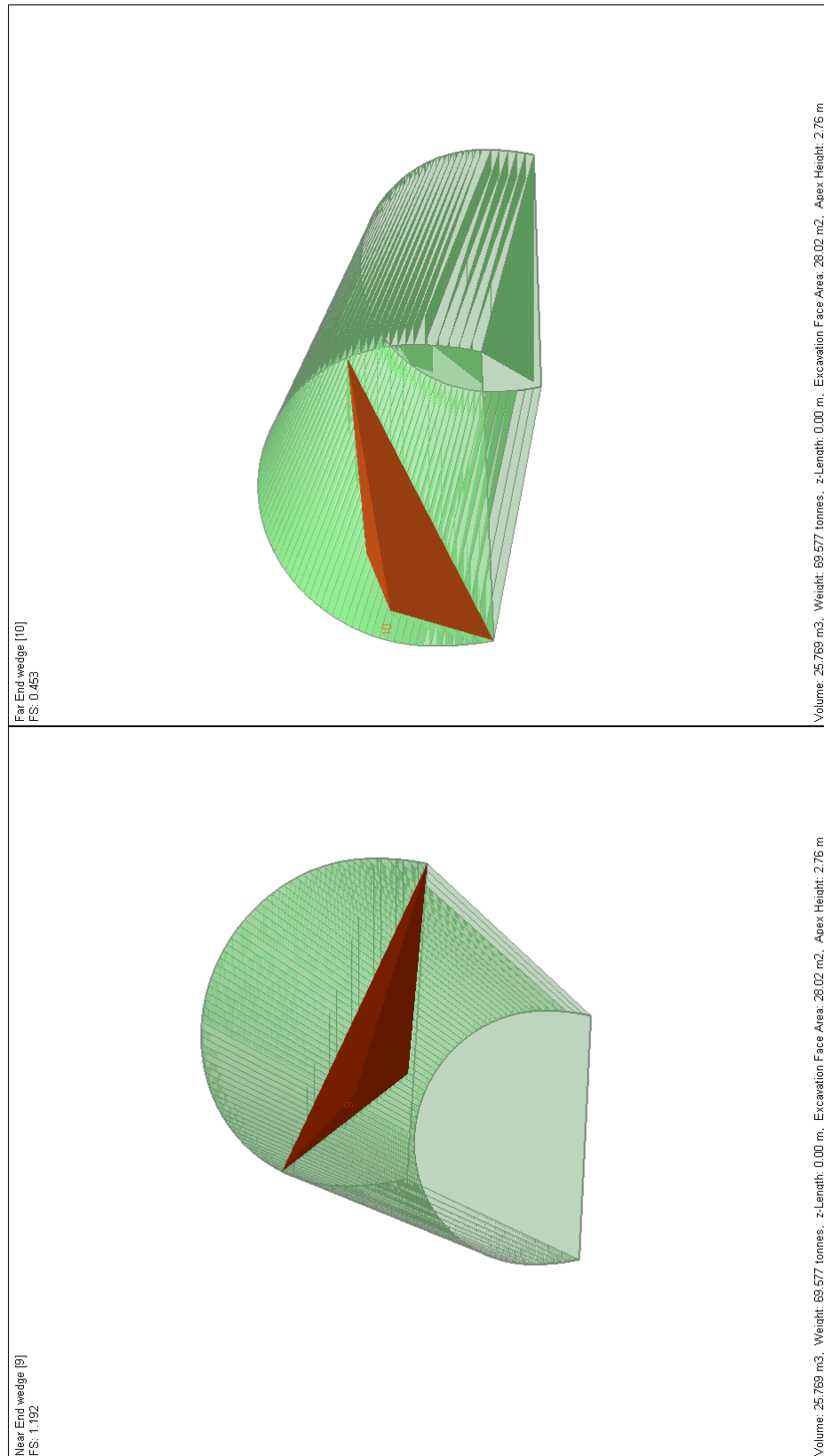


Figura 81 – Diagnosi – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500

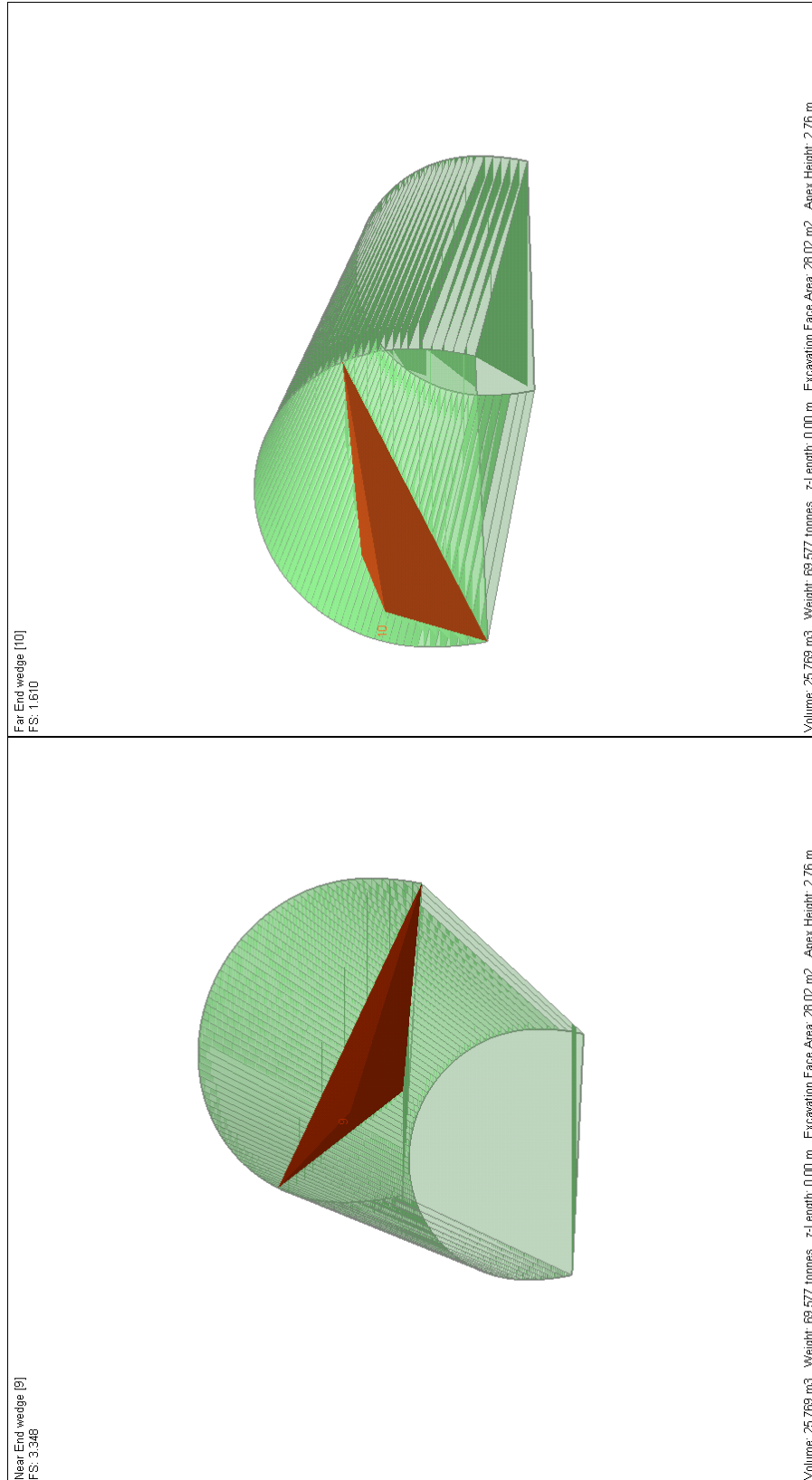


Figura 82 – Terapia – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 1.192
Wedge Volume: 25.769 m³
Wedge Weight: 69.577 tonnes
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 28.02 m²
Apex Height: 2.76 m

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 3.348
Wedge Volume: 25.769 m³
Wedge Weight: 69.577 tonnes
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 28.02 m²
Apex Height: 2.76 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 0.453
Wedge Volume: 25.769 m³
Wedge Weight: 69.577 tonnes
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 28.02 m²
Apex Height: 2.76 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 1.610
Wedge Volume: 25.769 m³
Wedge Weight: 69.577 tonnes
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 28.02 m²
Apex Height: 2.76 m

Figura 83 – Diagnosi e terapia – San Pietro da Imbocco Sud a 14+500

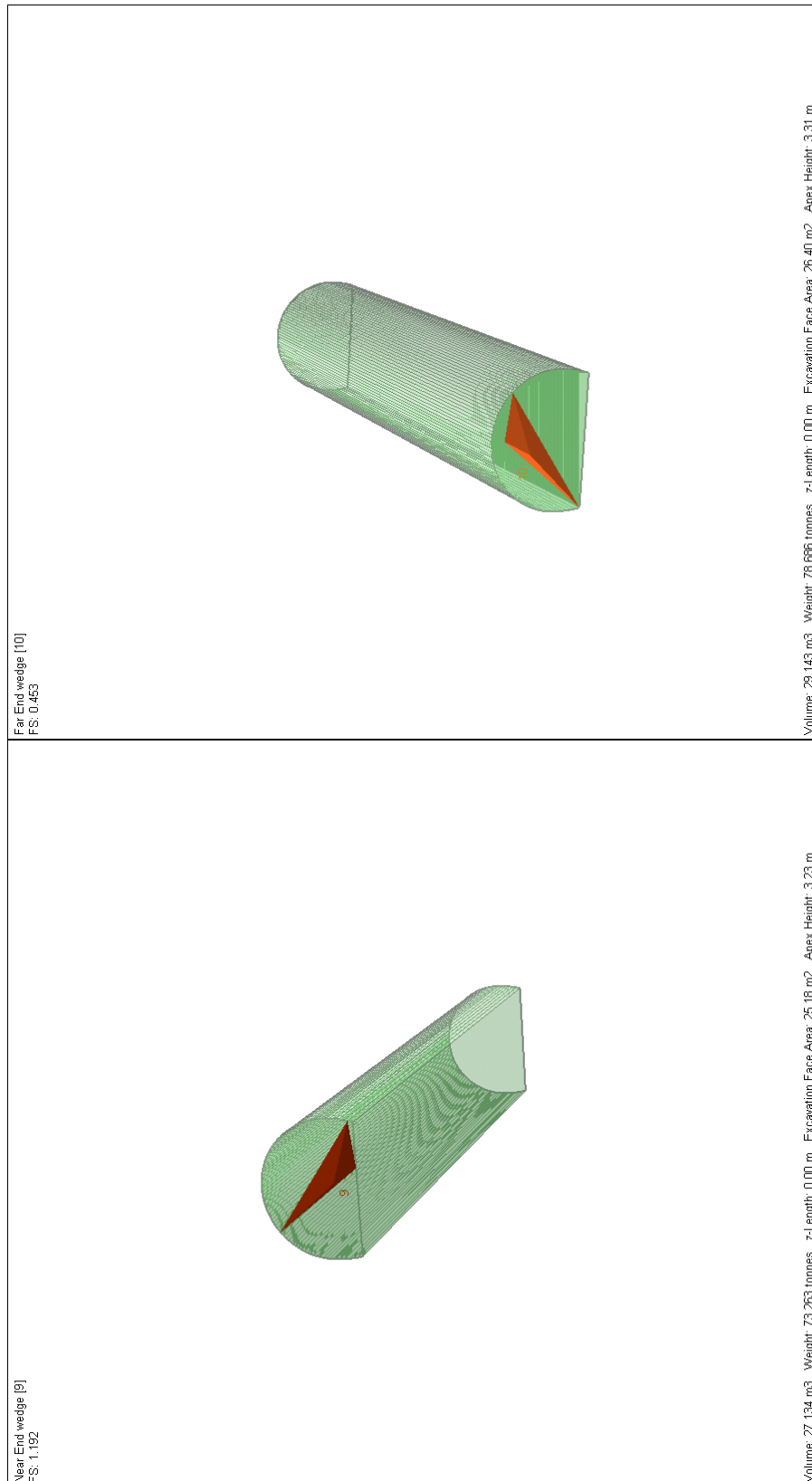


Figura 84 – Diagnosi – San Pietro da 14+500 a 15+000

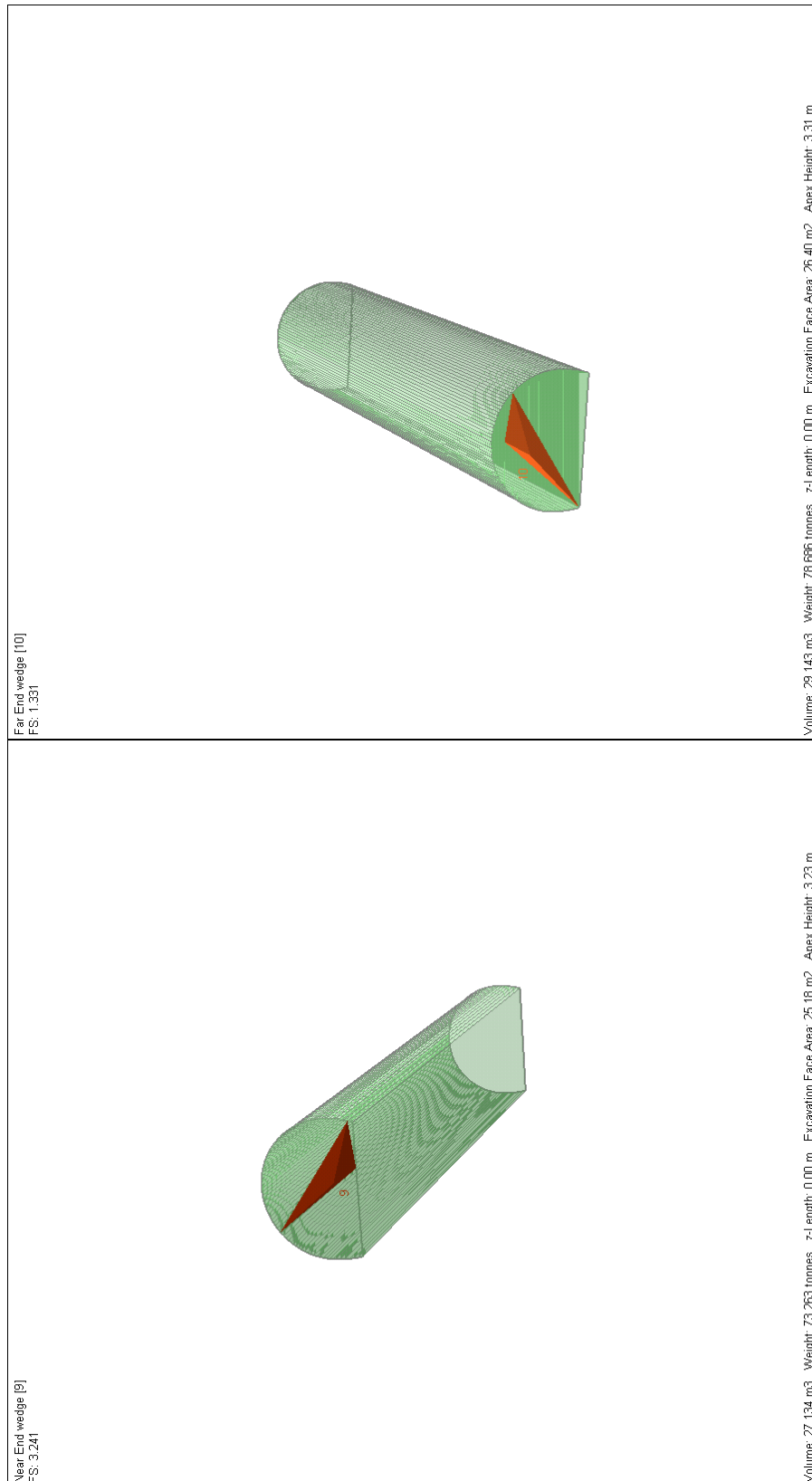


Figura 85 – Terapia – San Pietro da 14+500 a 15+000

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 1.192
Wedge Volume: 27.134 m³
Wedge Weight: 73.263 tonnes
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 25.18 m²
Apex Height: 3.23 m

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 3.241
Wedge Volume: 27.134 m³
Wedge Weight: 73.263 tonnes
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 25.18 m²
Apex Height: 3.23 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 0.453
Wedge Volume: 29.143 m³
Wedge Weight: 78.686 tonnes
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 26.40 m²
Apex Height: 3.31 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 1.331
Wedge Volume: 29.143 m³
Wedge Weight: 78.686 tonnes
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 26.40 m²
Apex Height: 3.31 m

Figura 86 – Diagnosi e terapia – San Pietro da 14+500 a 15+000

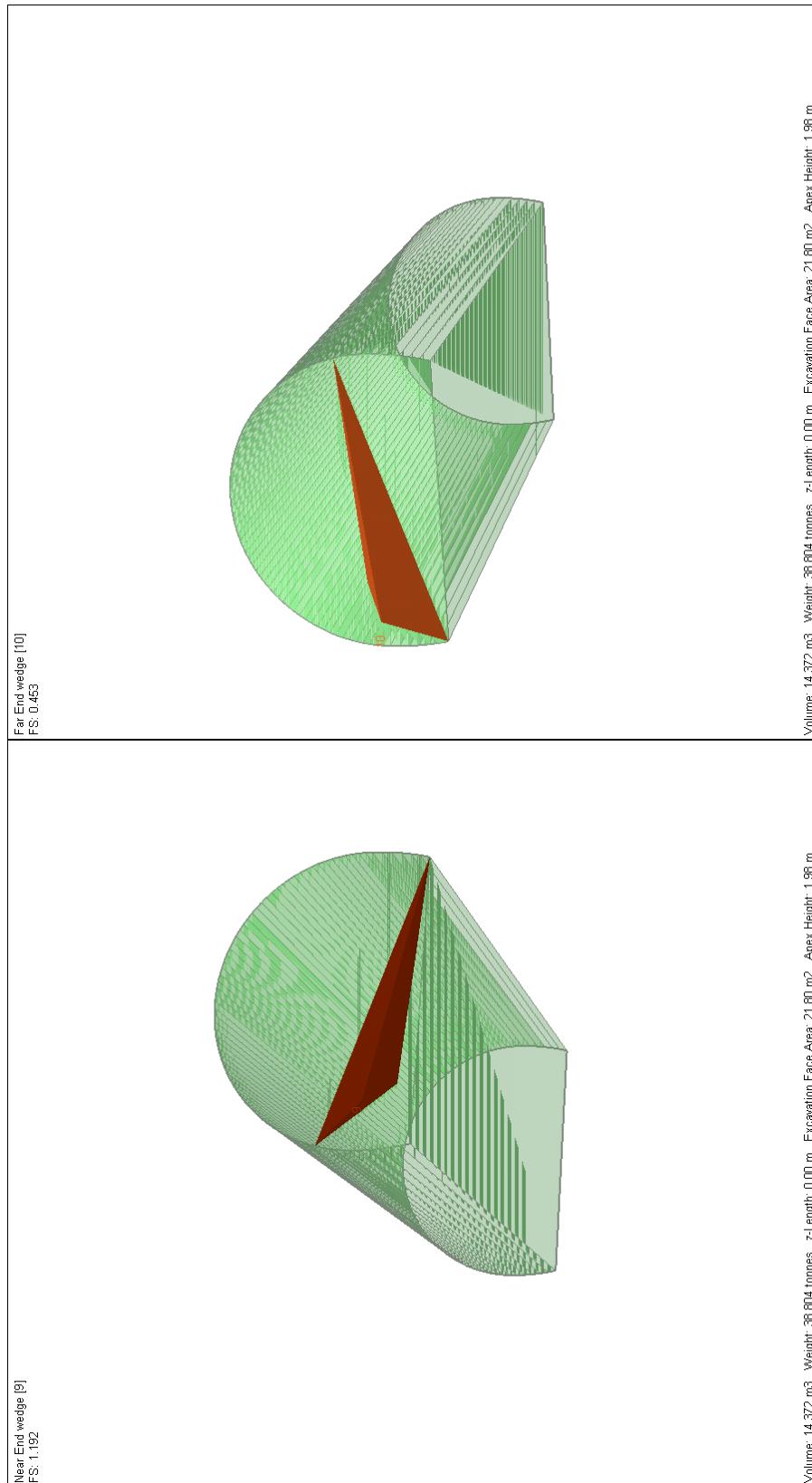


Figura 87 – Diagnosi – San Pietro da 16+220 a 16+500

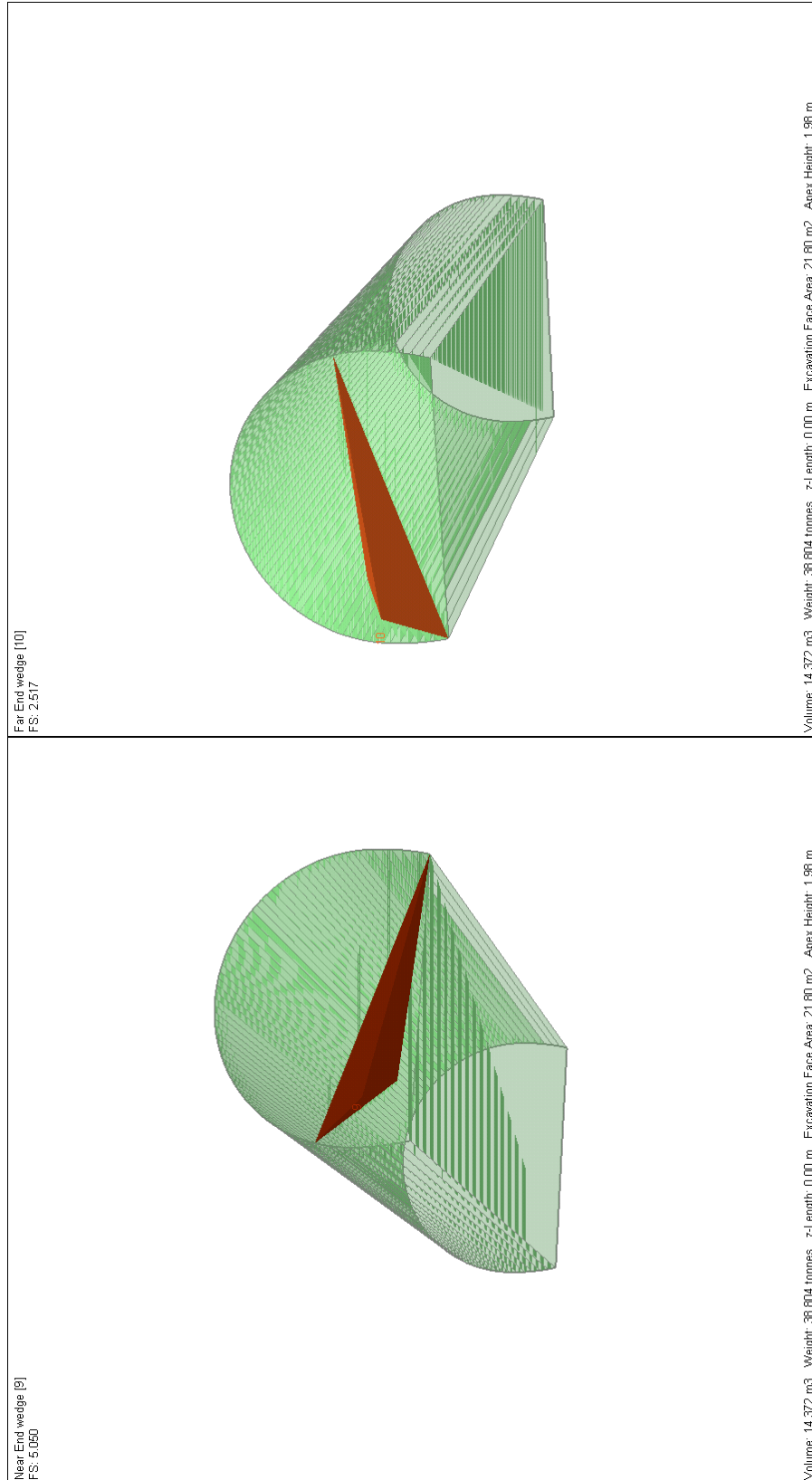


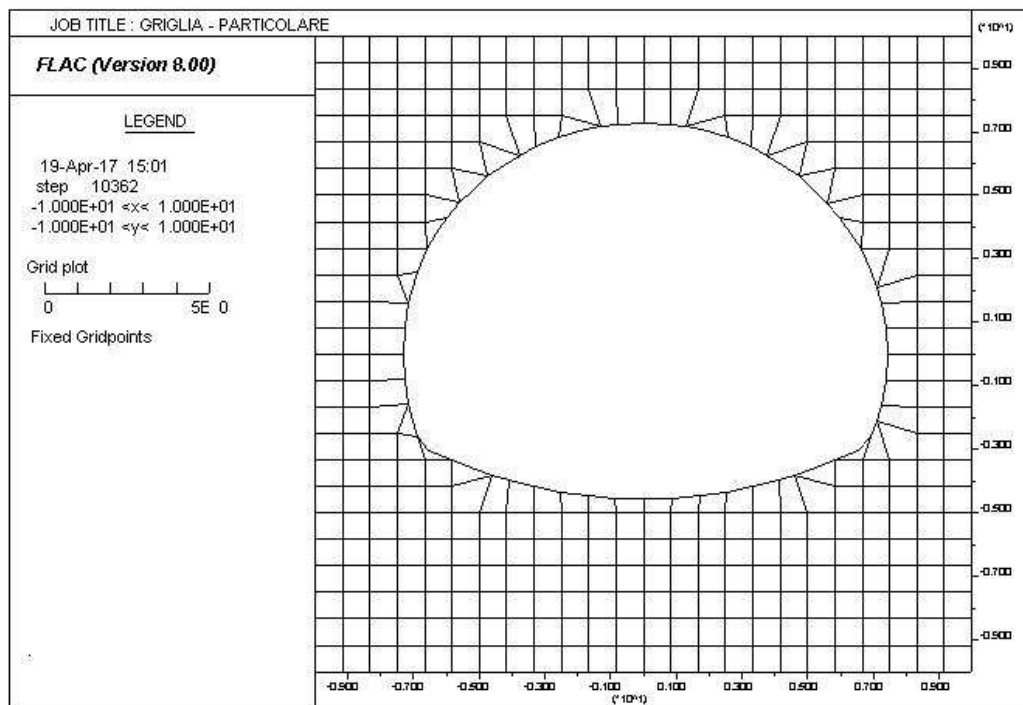
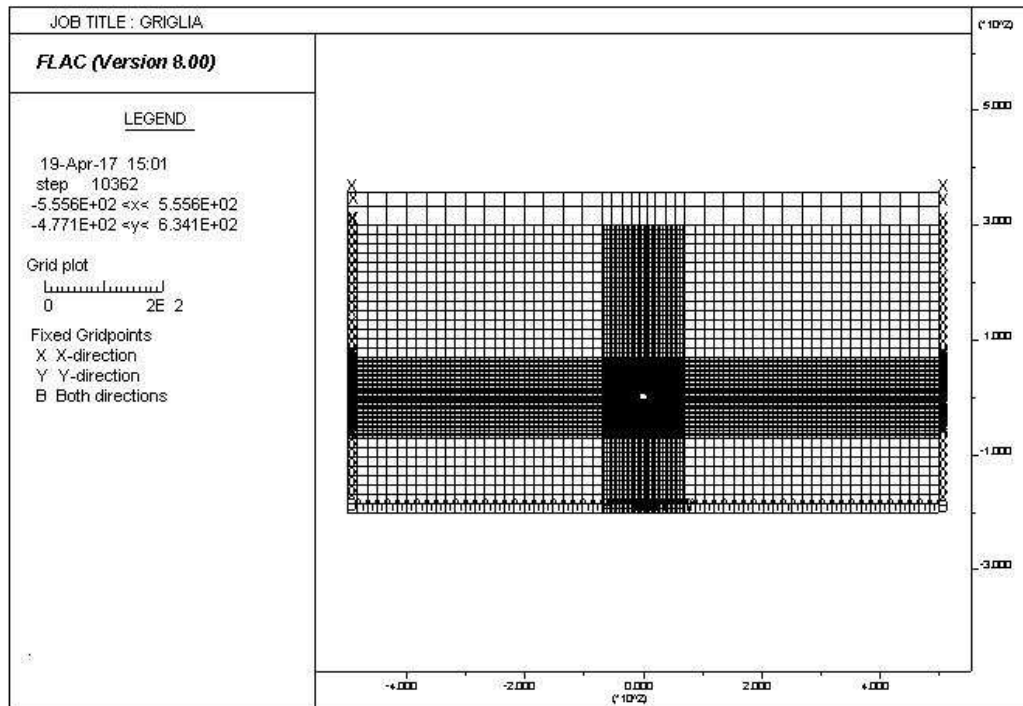
Figura 88 – Terapia – San Pietro da 16+220 a 16+500

<u>Near End wedge [9]</u> Factor of Safety: 1.192 Wedge Volume: 14.372 m ³ Wedge Weight: 38.804 tonnes Wedge z-Length: 0.00 m Excavation Face Area: 21.80 m ² Apex Height: 1.98 m	<u>Near End wedge [9]</u> Factor of Safety: 5.050 Wedge Volume: 14.372 m ³ Wedge Weight: 38.804 tonnes Wedge z-Length: 0.00 m Excavation Face Area: 21.80 m ² Apex Height: 1.98 m
<u>Far End wedge [10]</u> Factor of Safety: 0.453 Wedge Volume: 14.372 m ³ Wedge Weight: 38.804 tonnes Wedge z-Length: 0.00 m Excavation Face Area: 21.80 m ² Apex Height: 1.98 m	<u>Far End wedge [10]</u> Factor of Safety: 2.517 Wedge Volume: 14.372 m ³ Wedge Weight: 38.804 tonnes Wedge z-Length: 0.00 m Excavation Face Area: 21.80 m ² Apex Height: 1.98 m

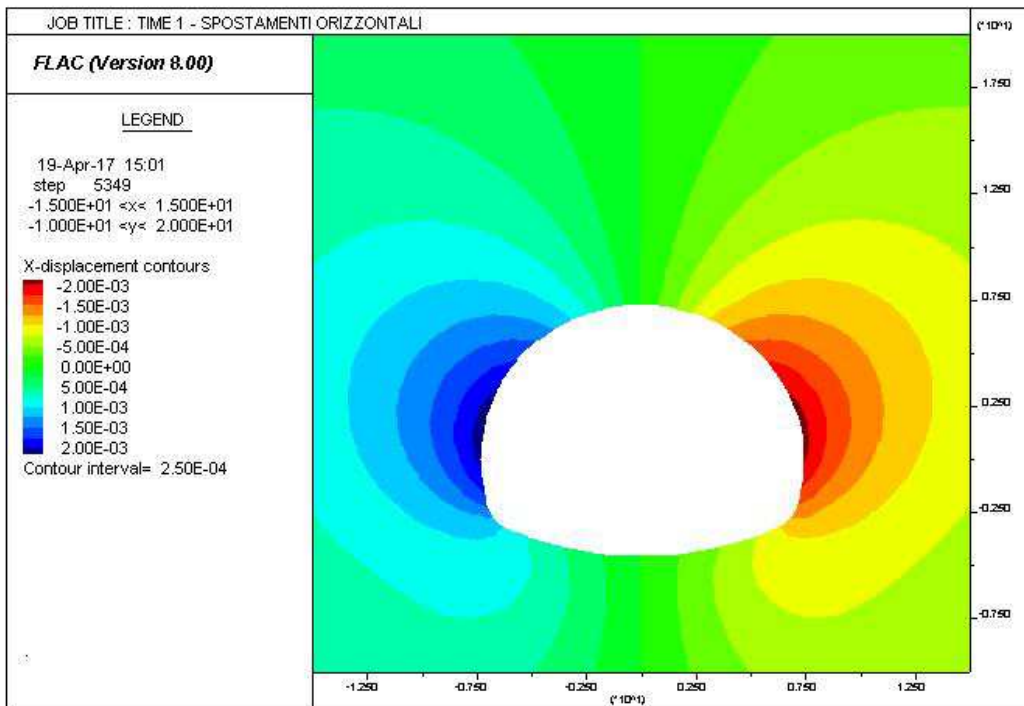
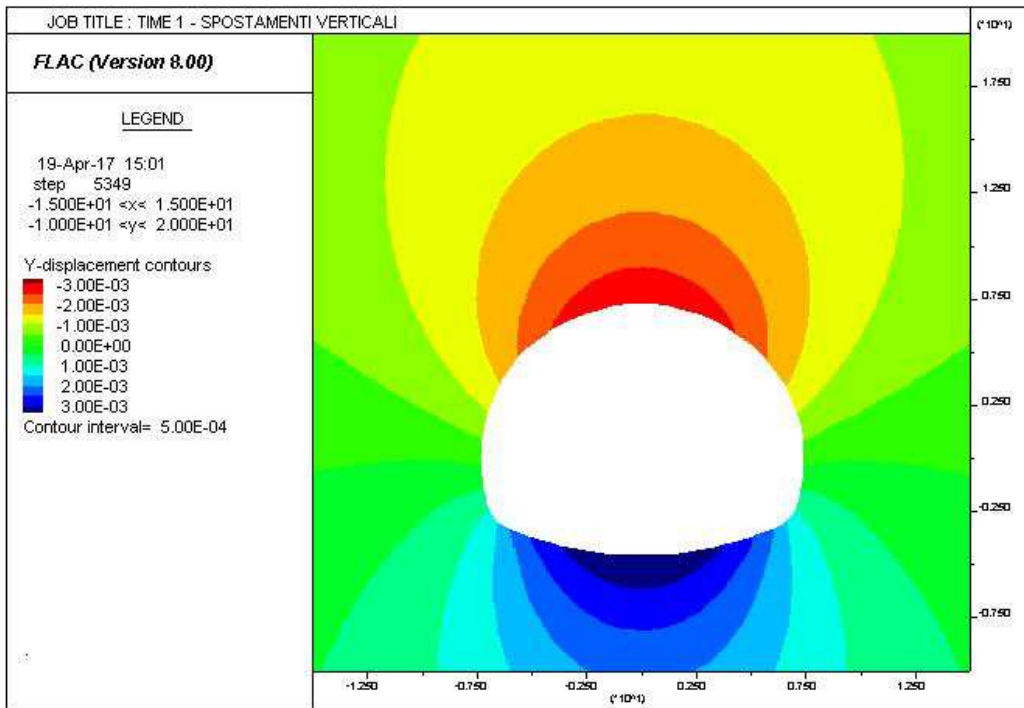
Figura 89 – Diagnosi e terapia – San Pietro da 16+220 a 16+500

16 ALLEGATI FLAC

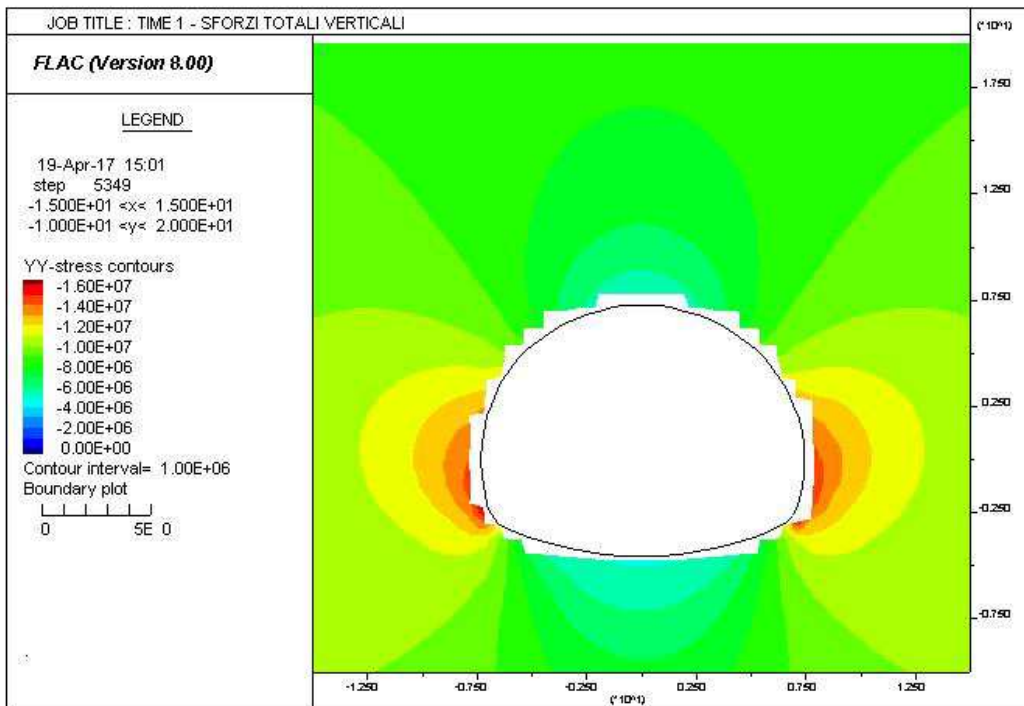
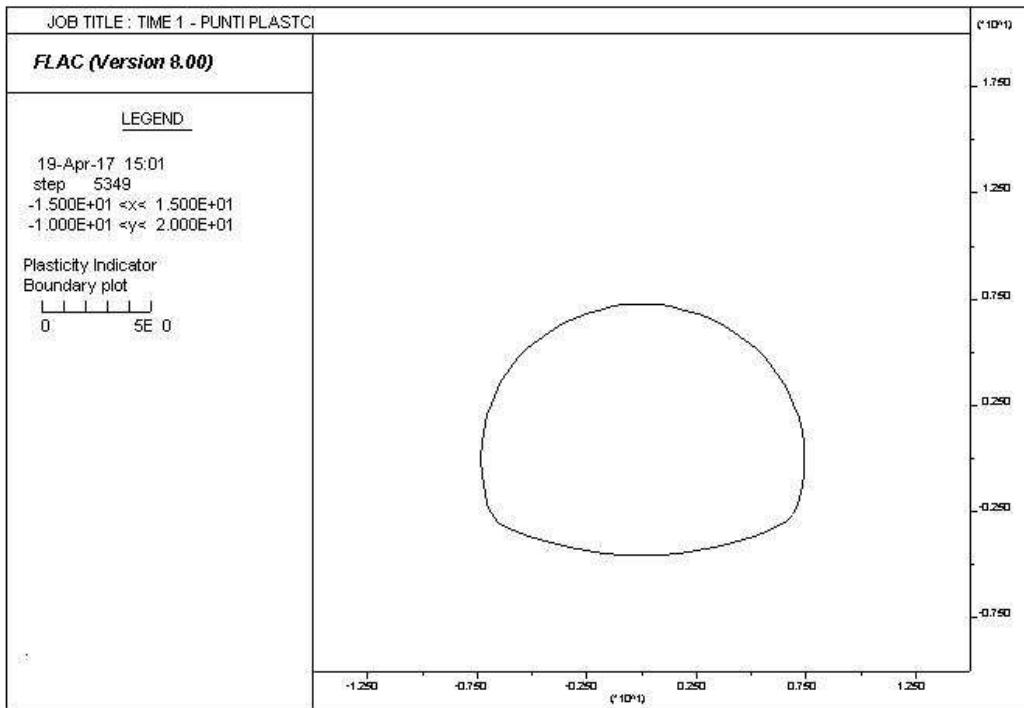
16.1 SEZIONE 1



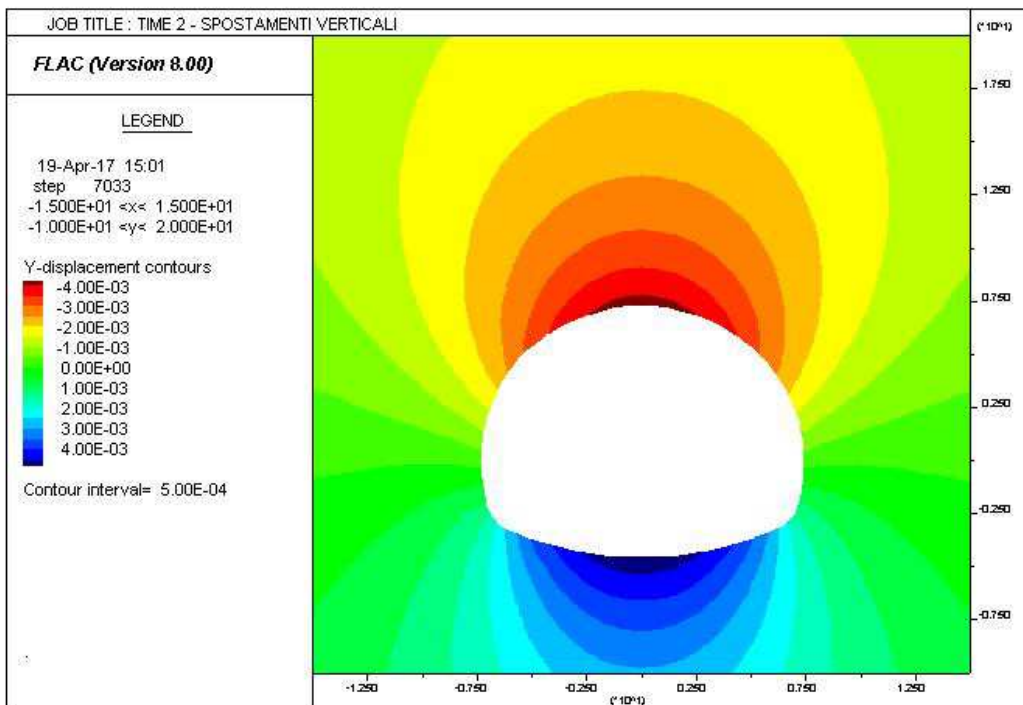
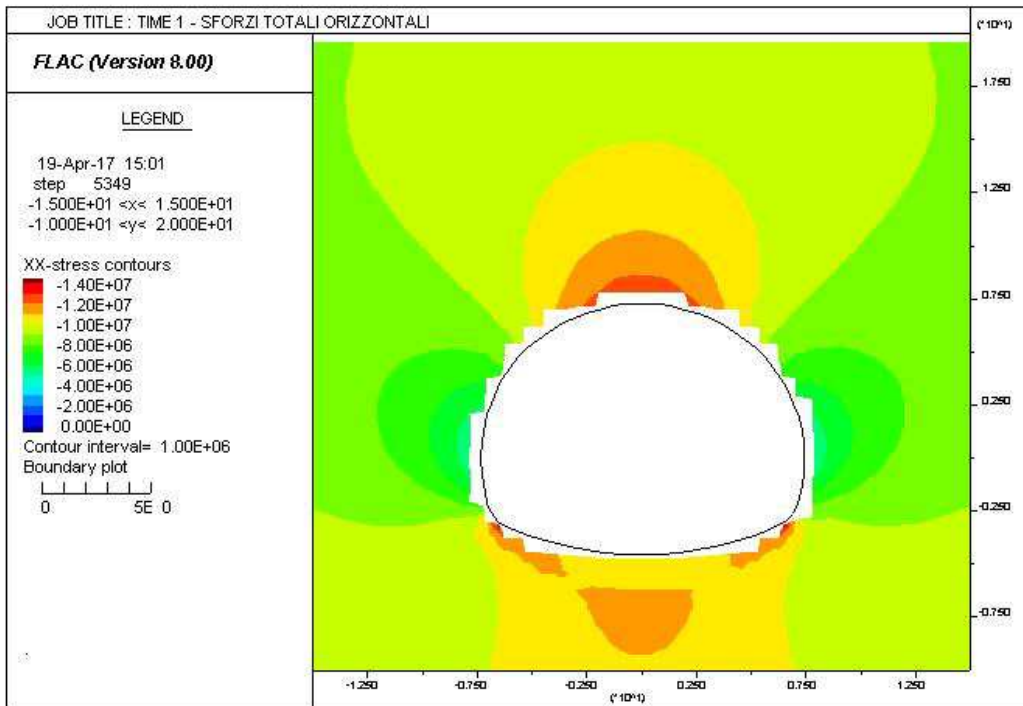
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



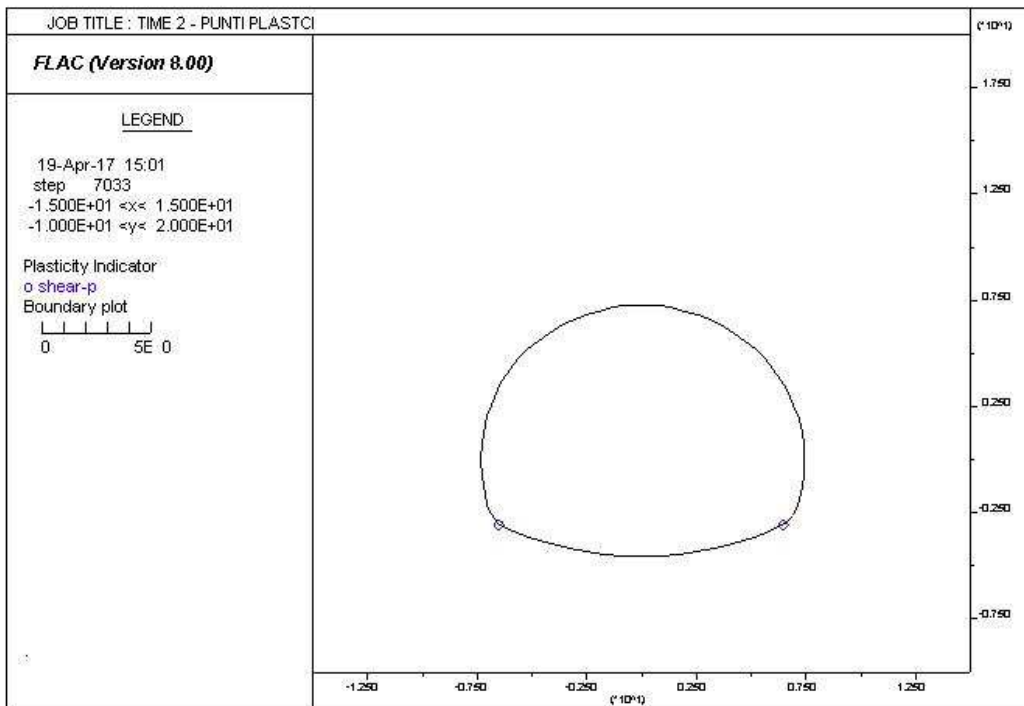
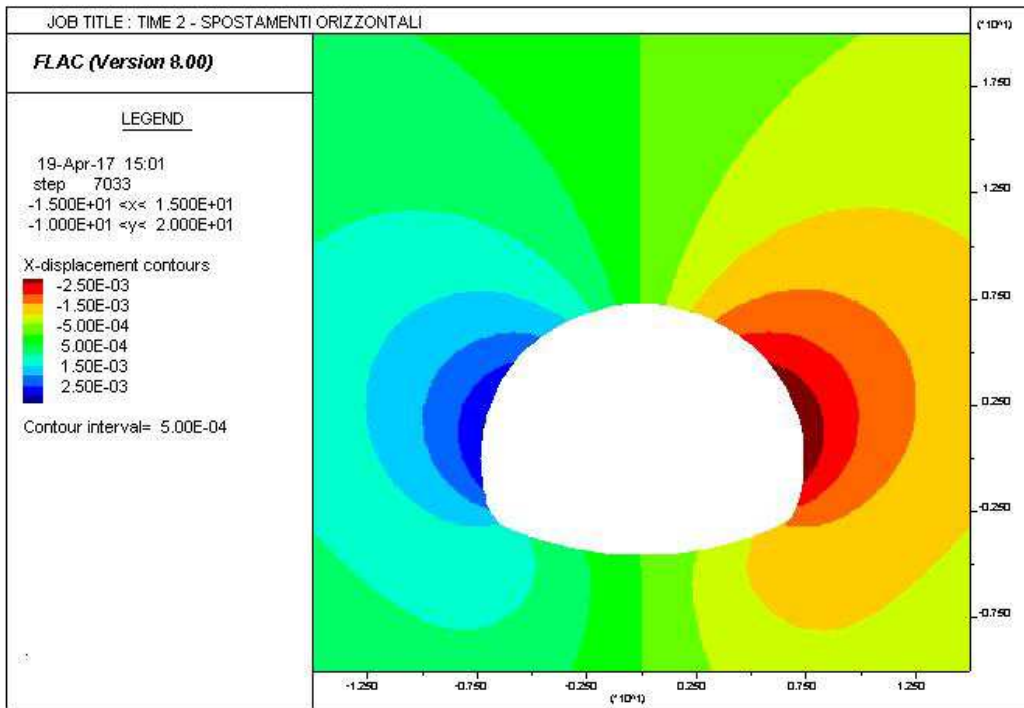
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



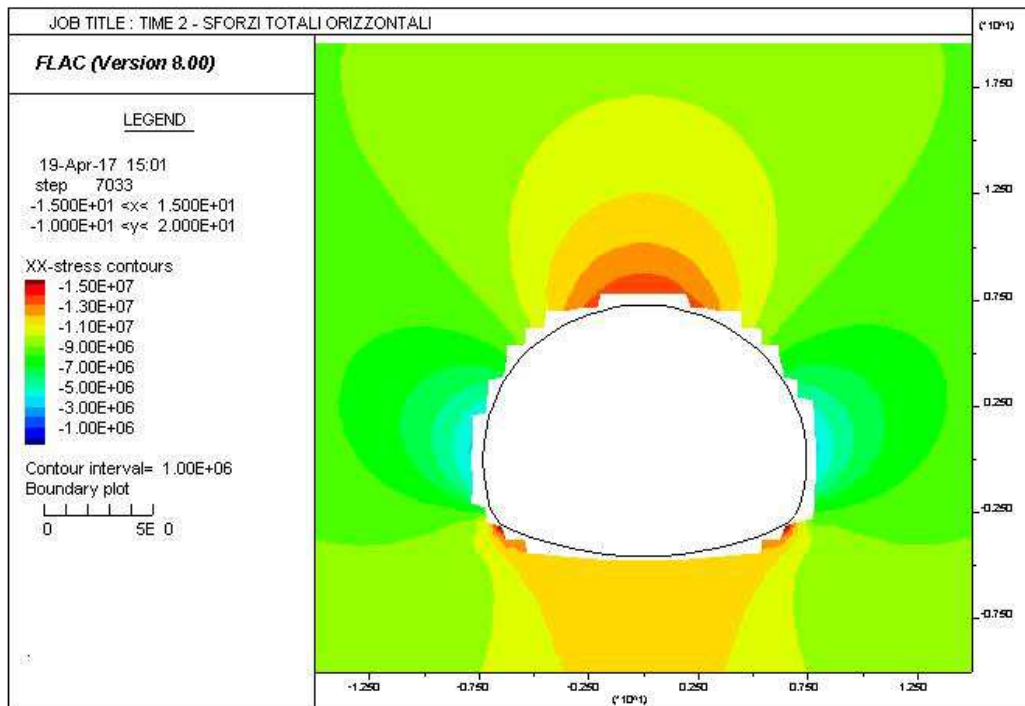
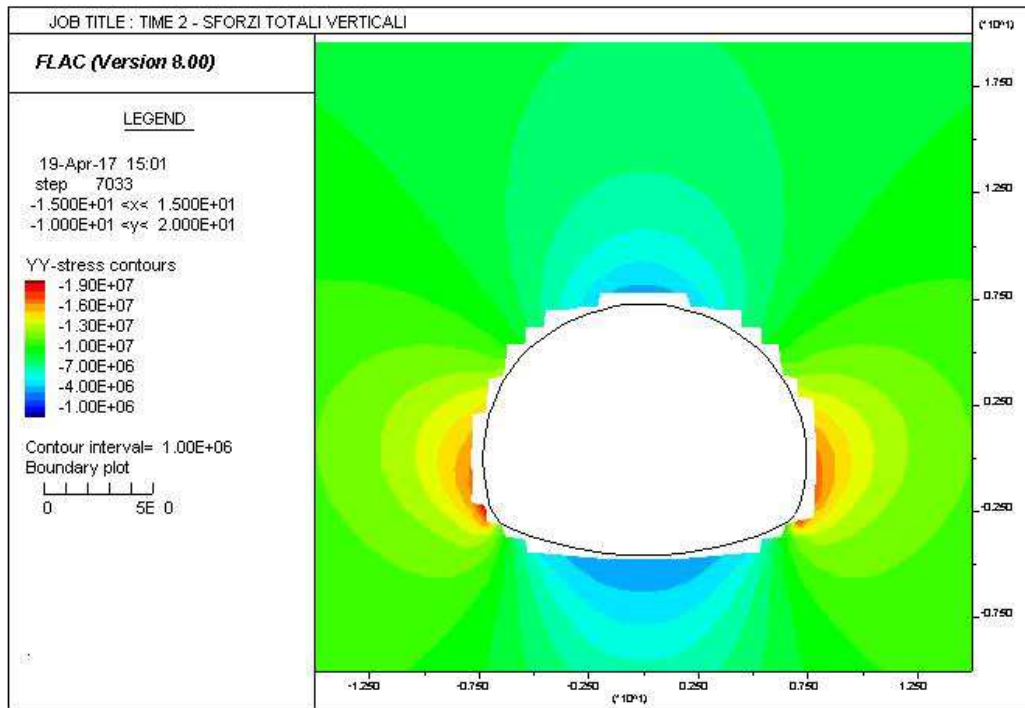
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



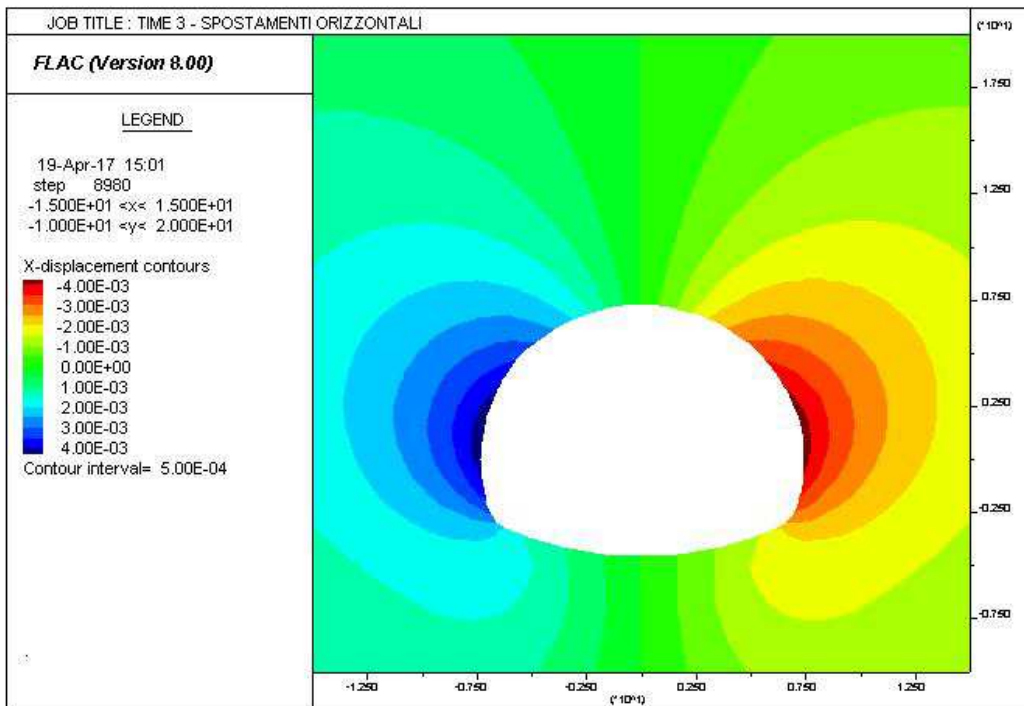
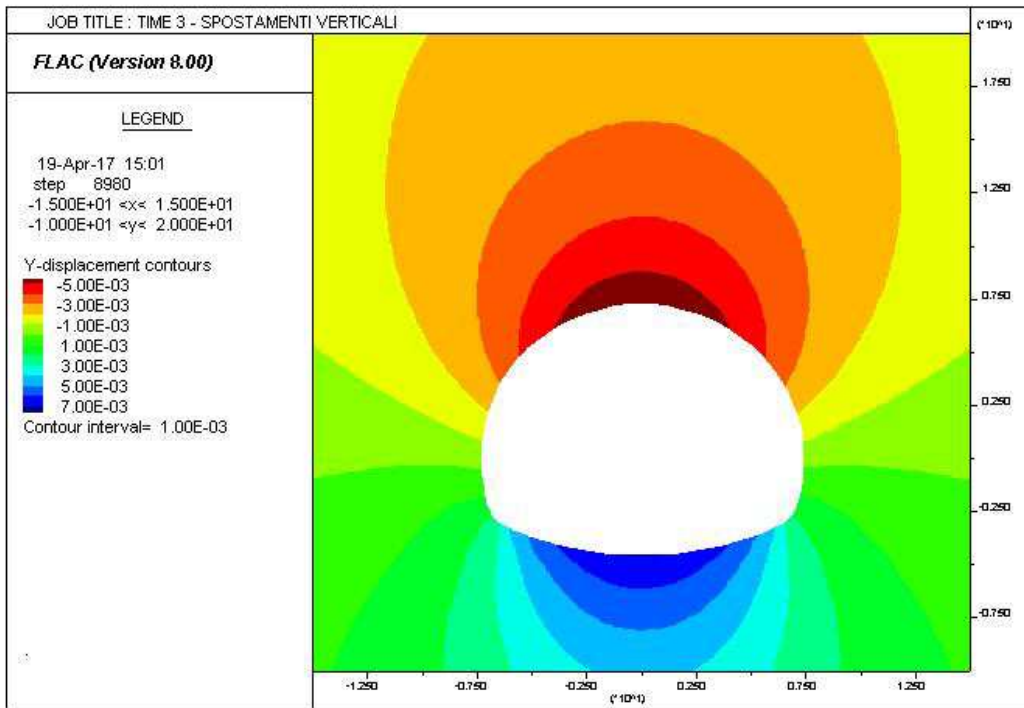
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



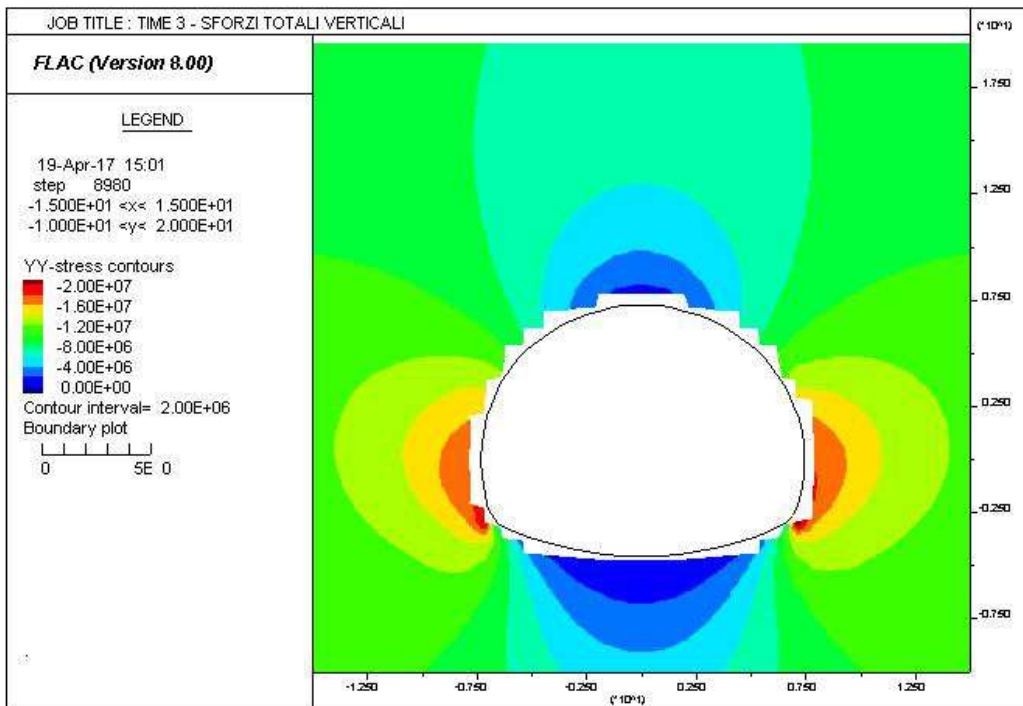
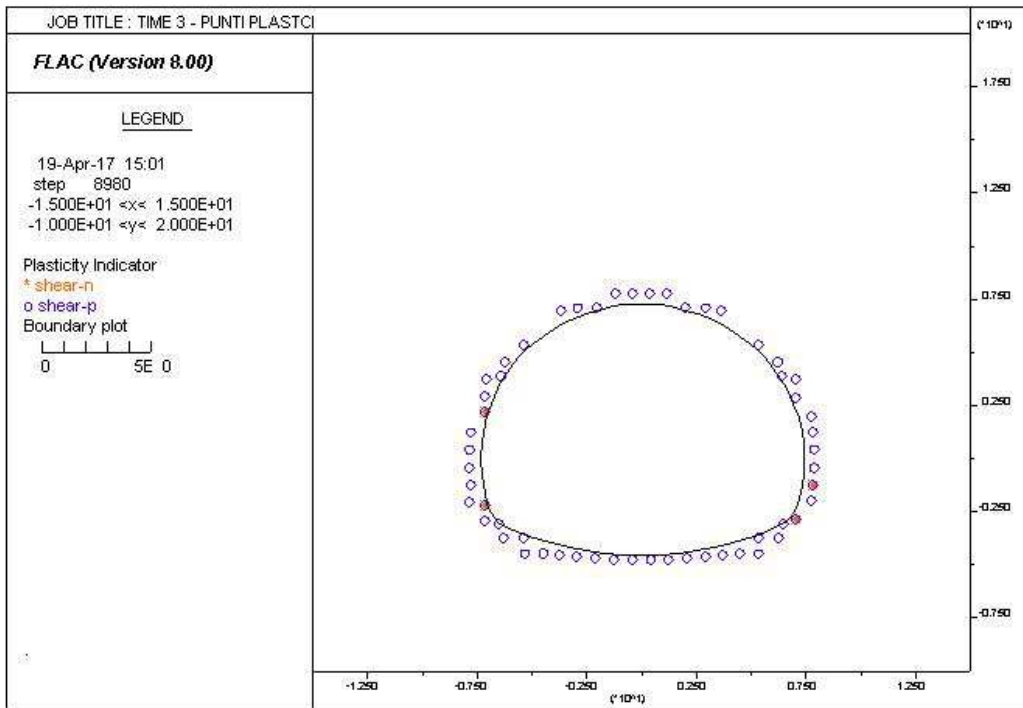
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



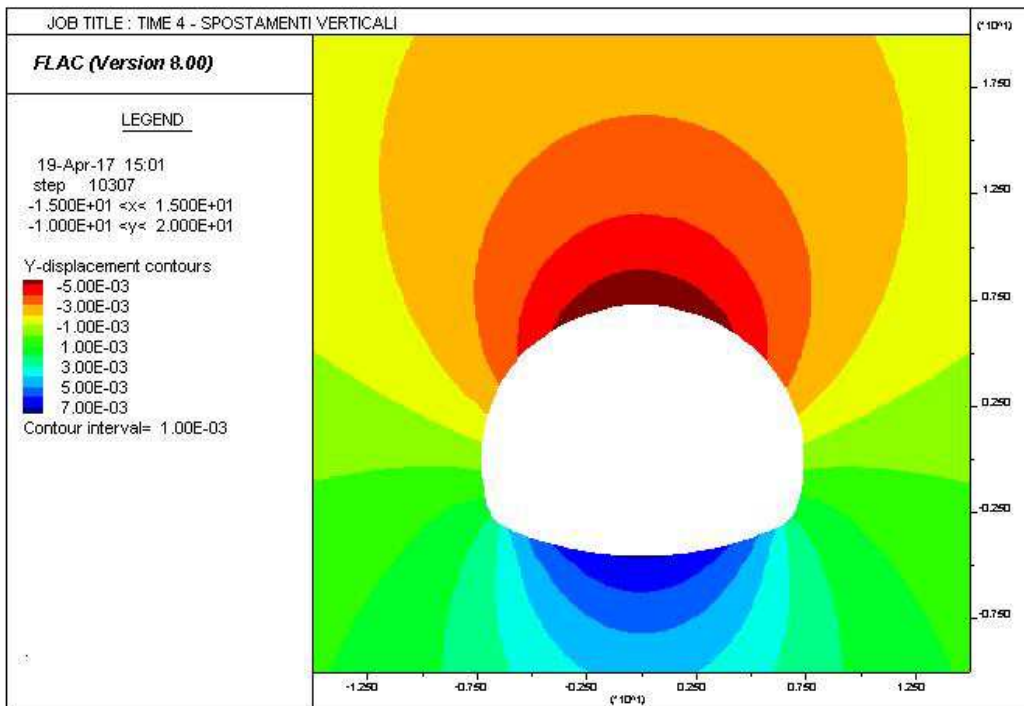
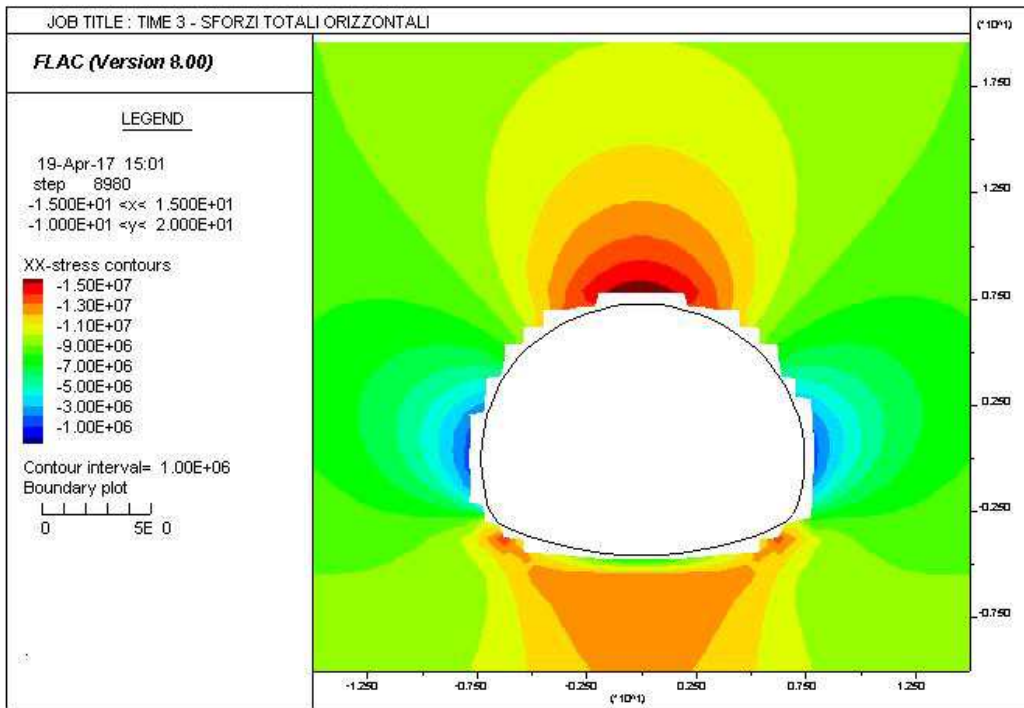
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



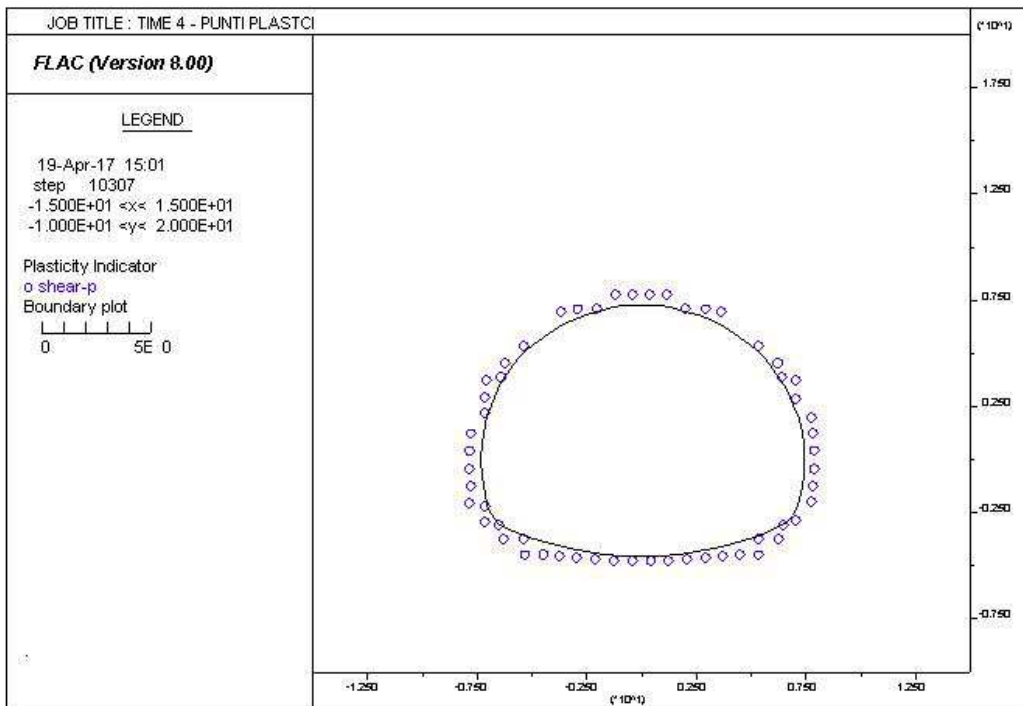
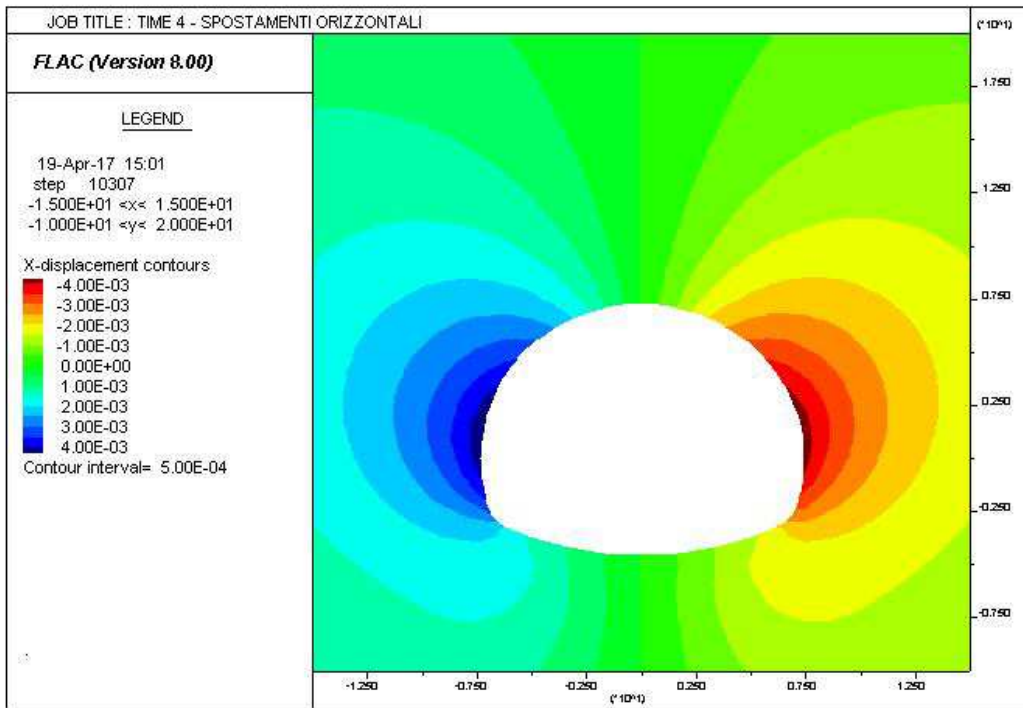
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



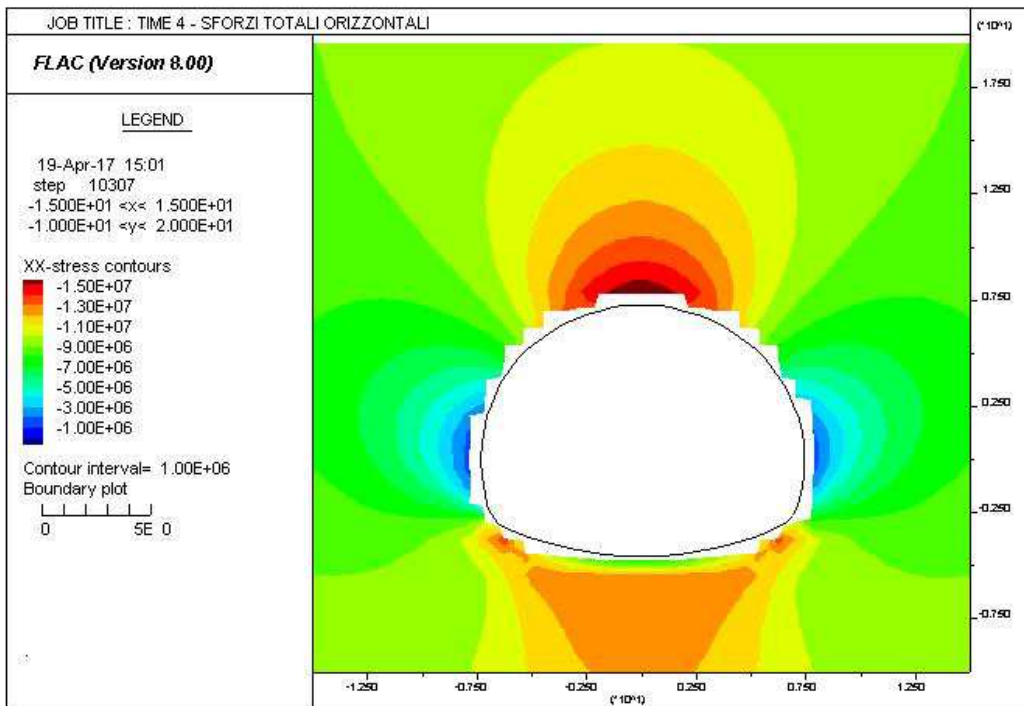
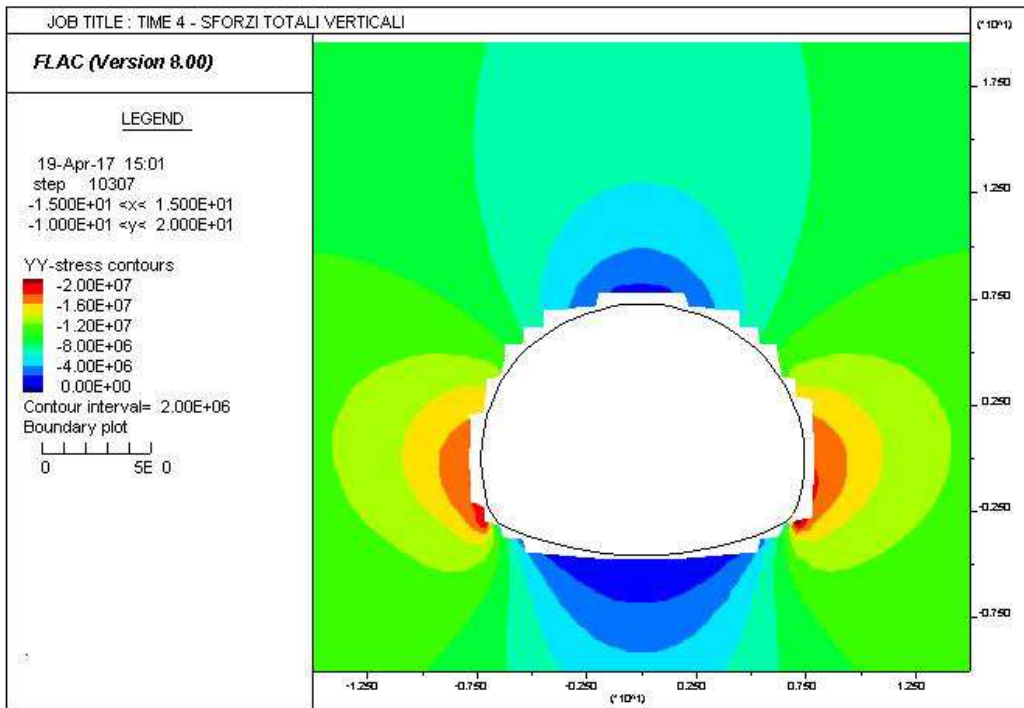
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



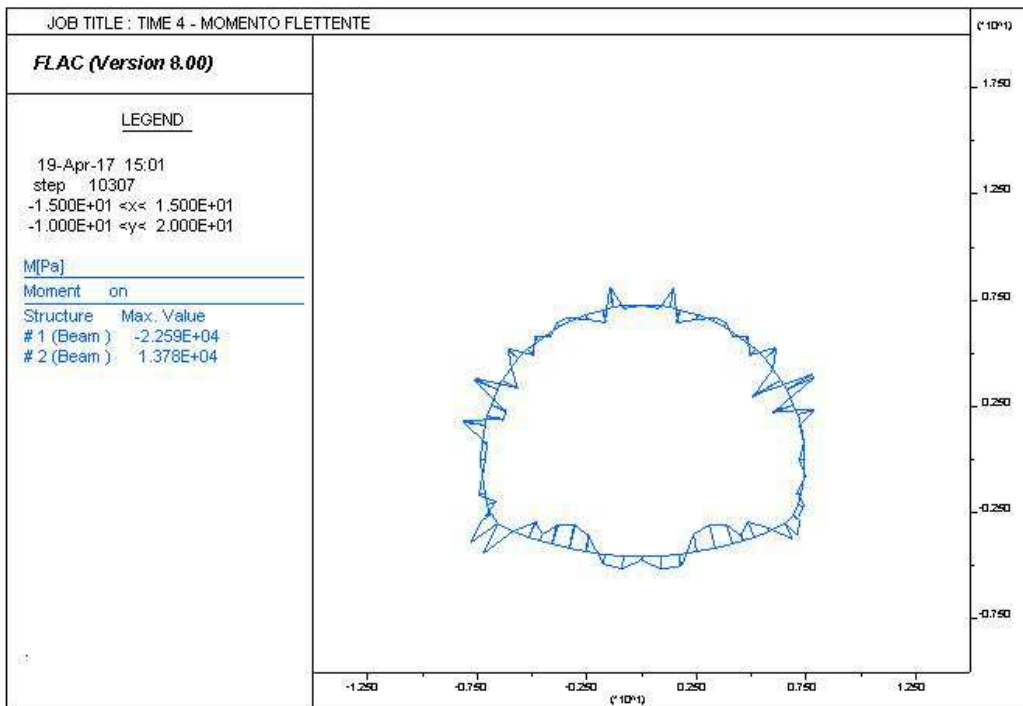
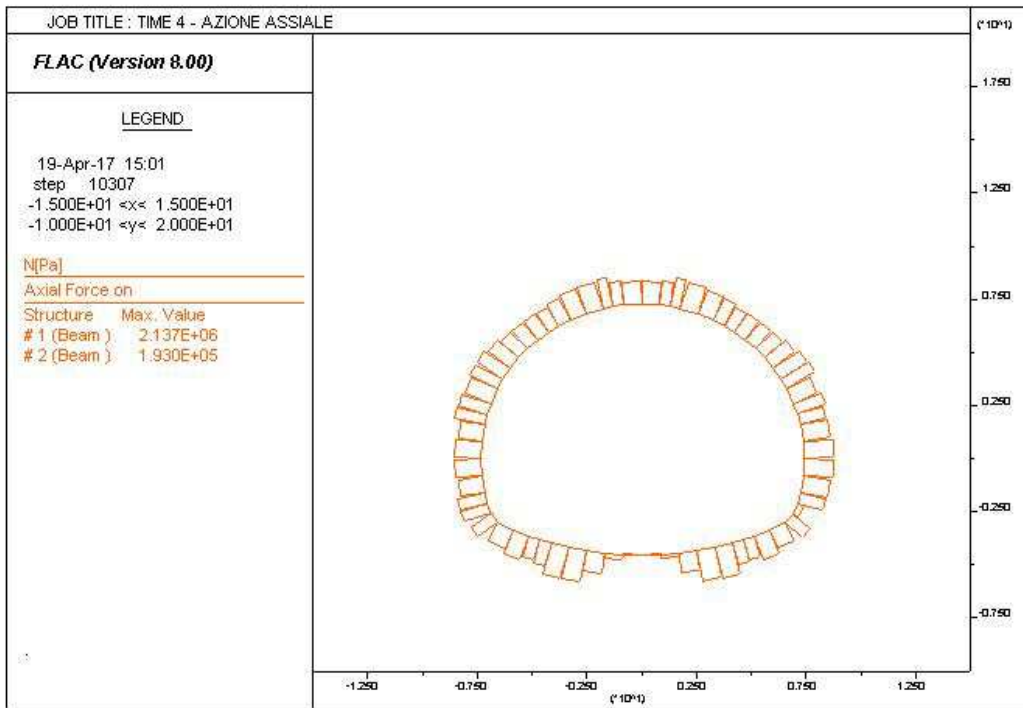
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



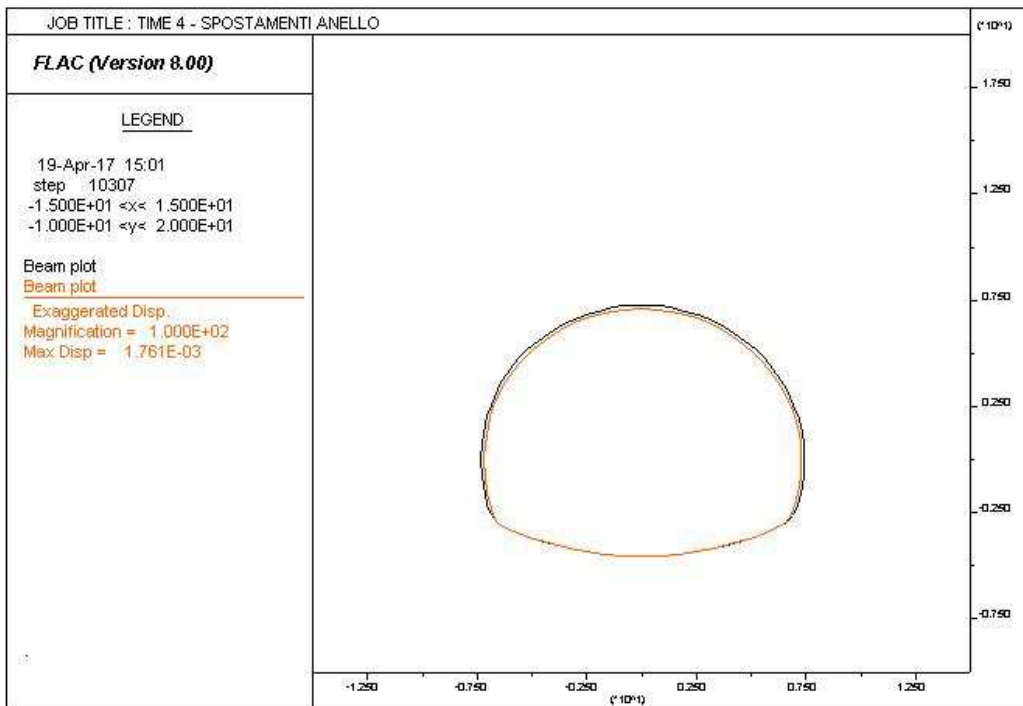
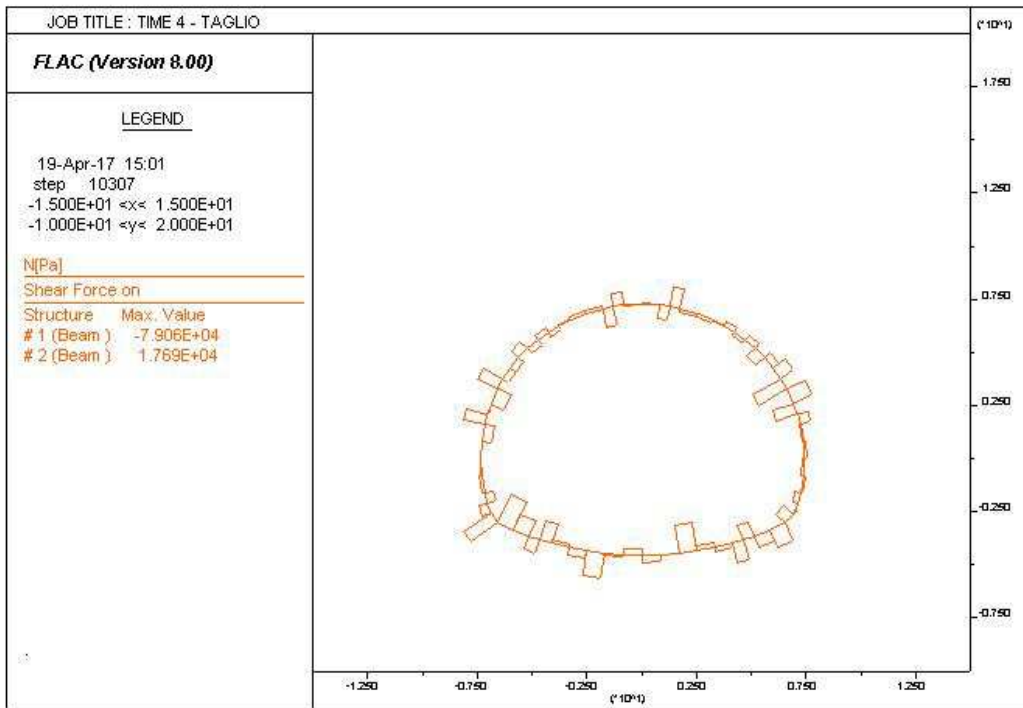
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



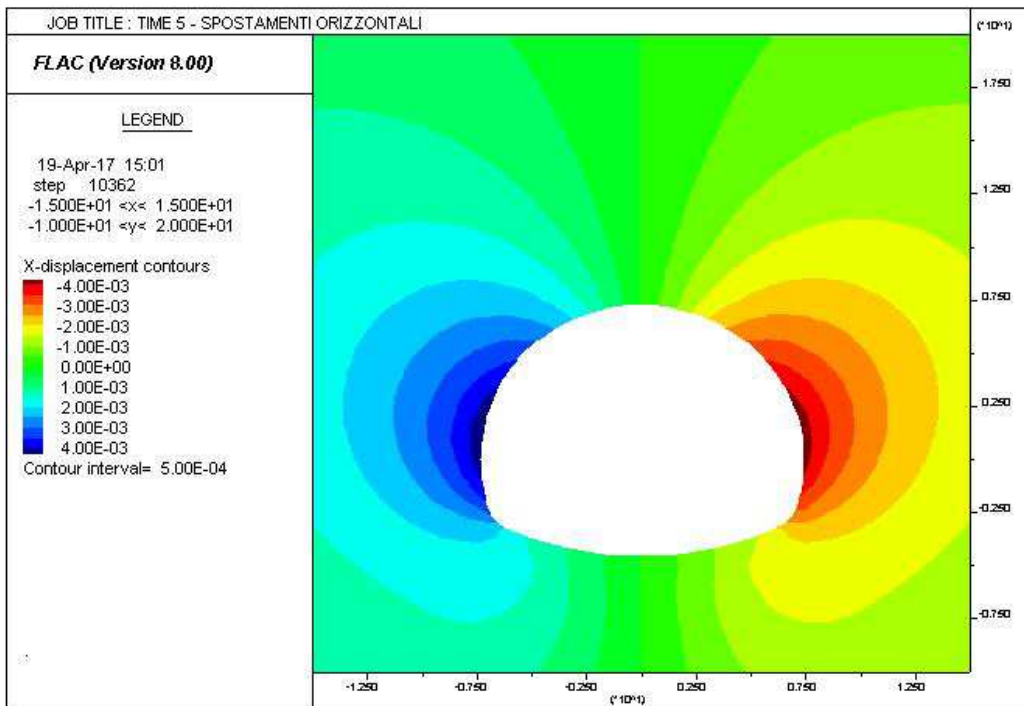
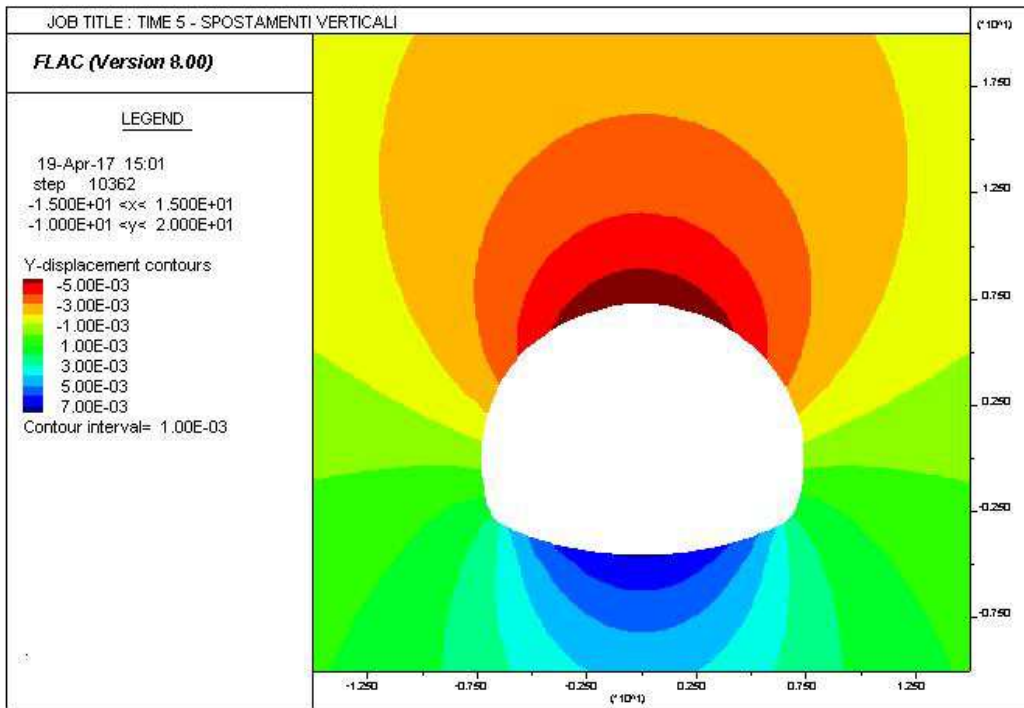
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



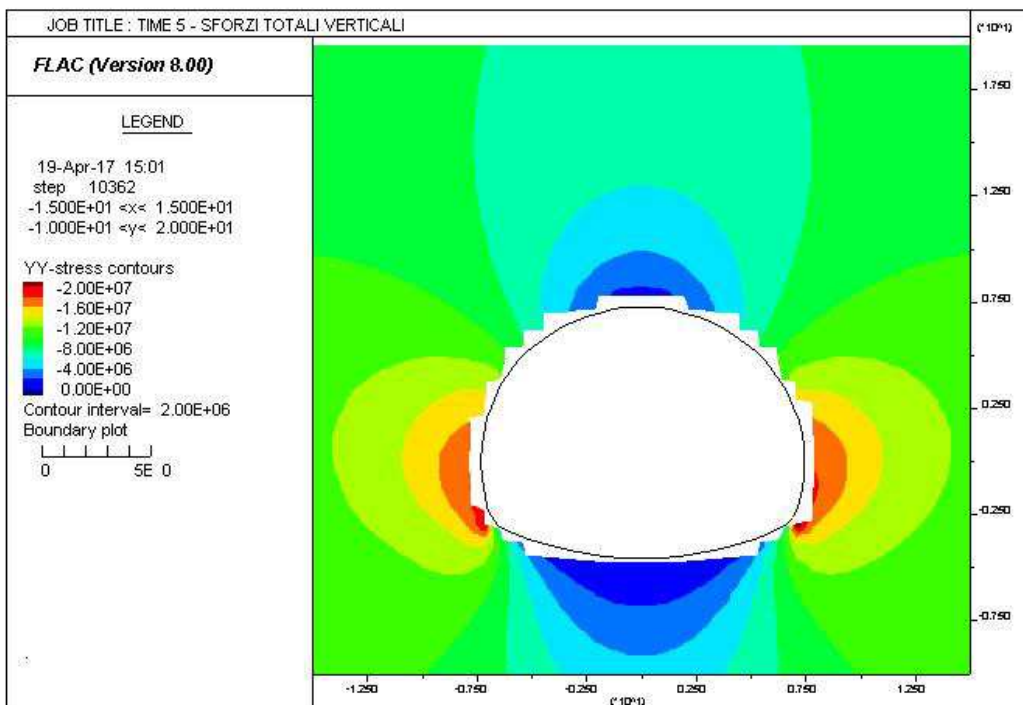
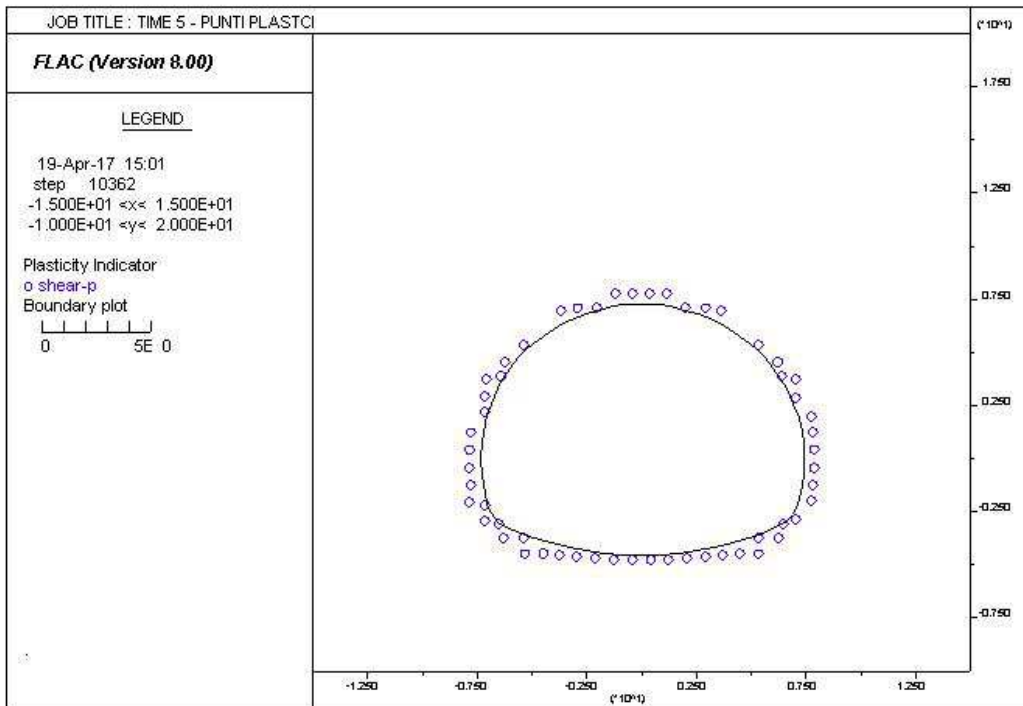
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



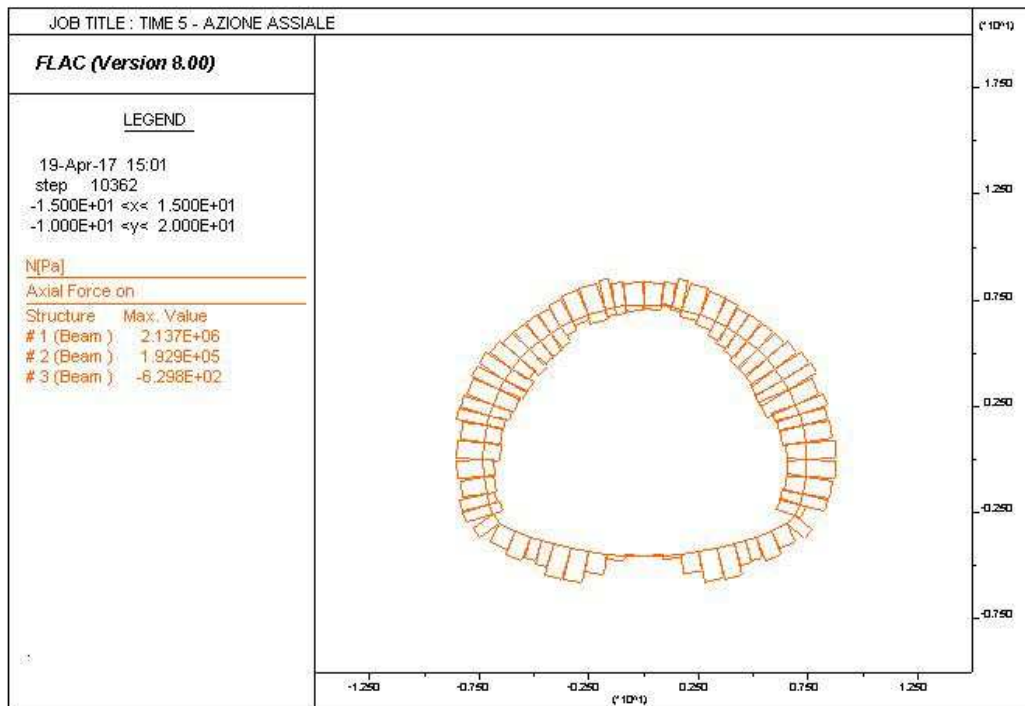
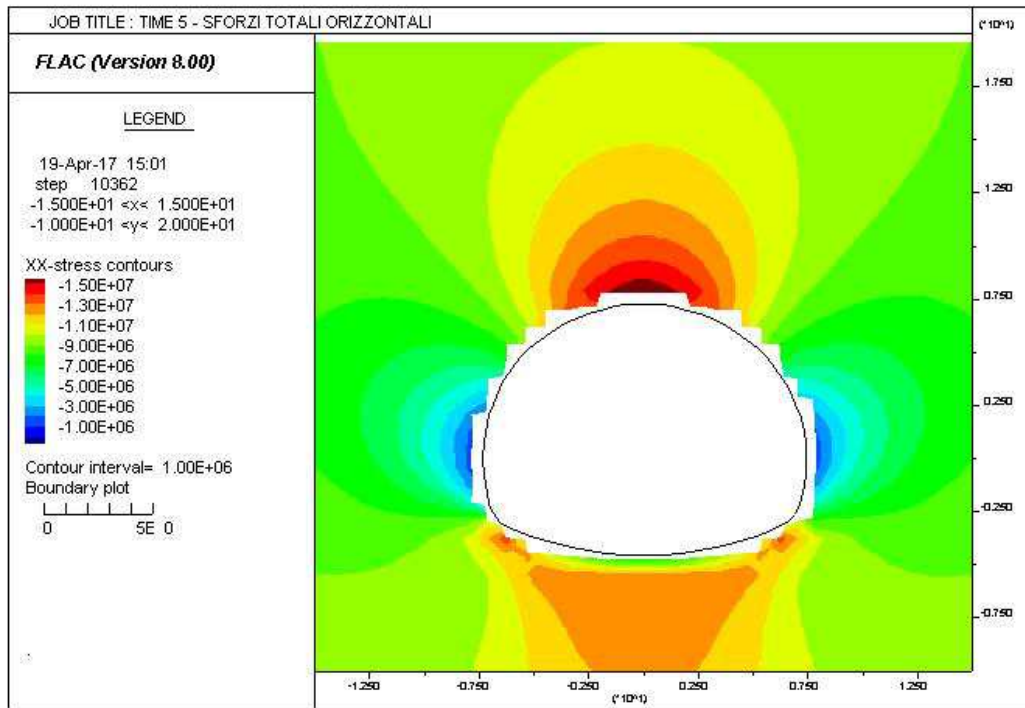
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



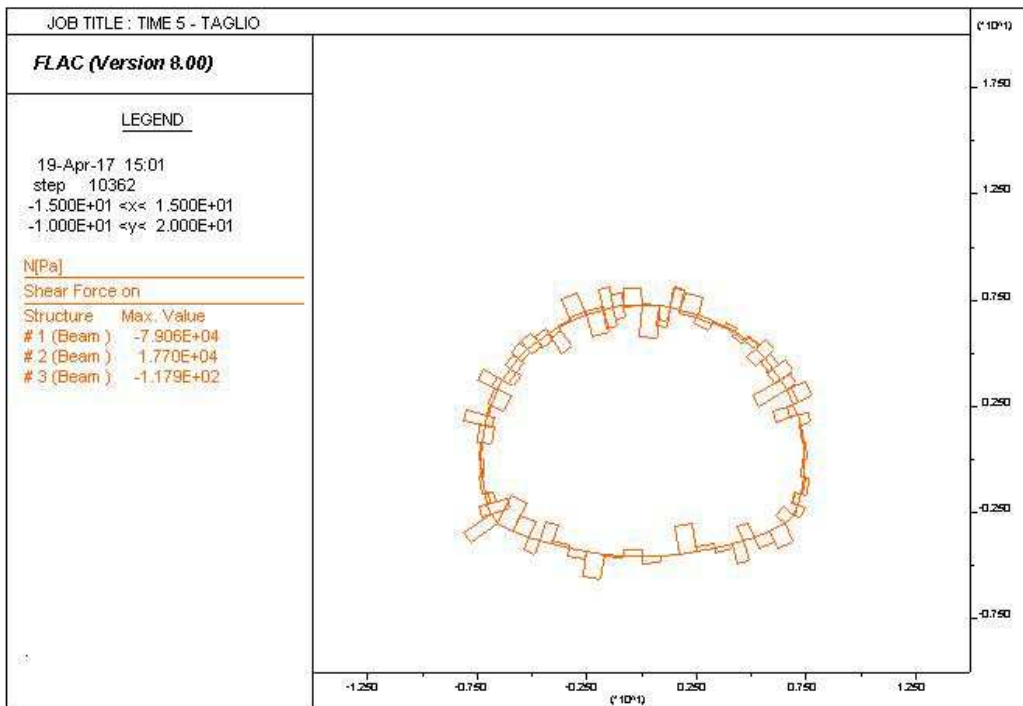
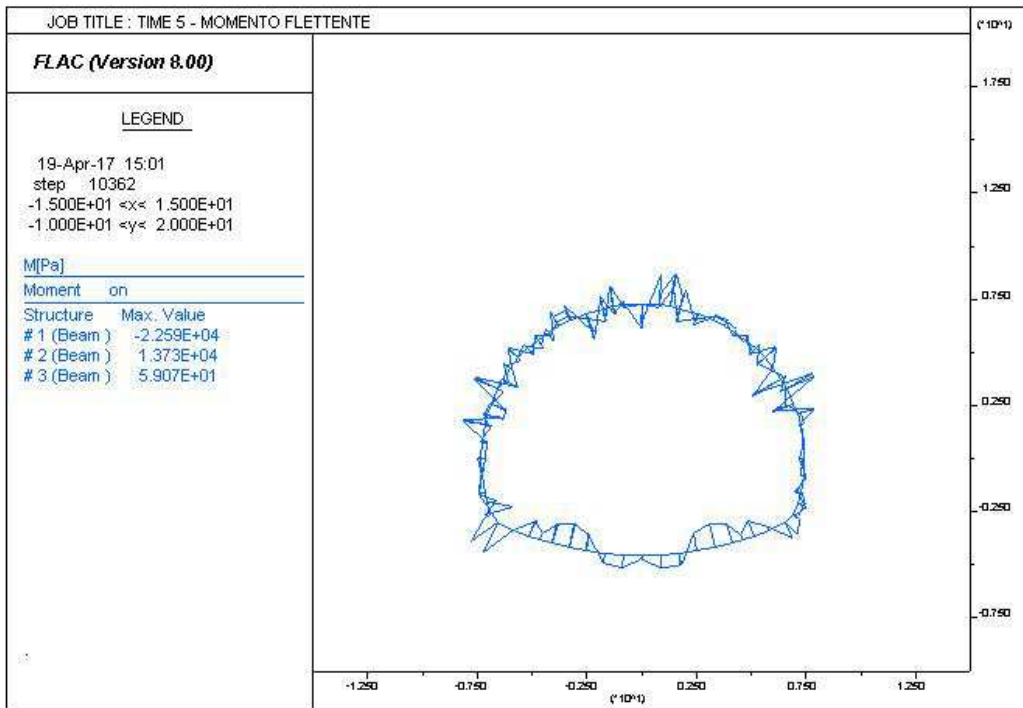
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



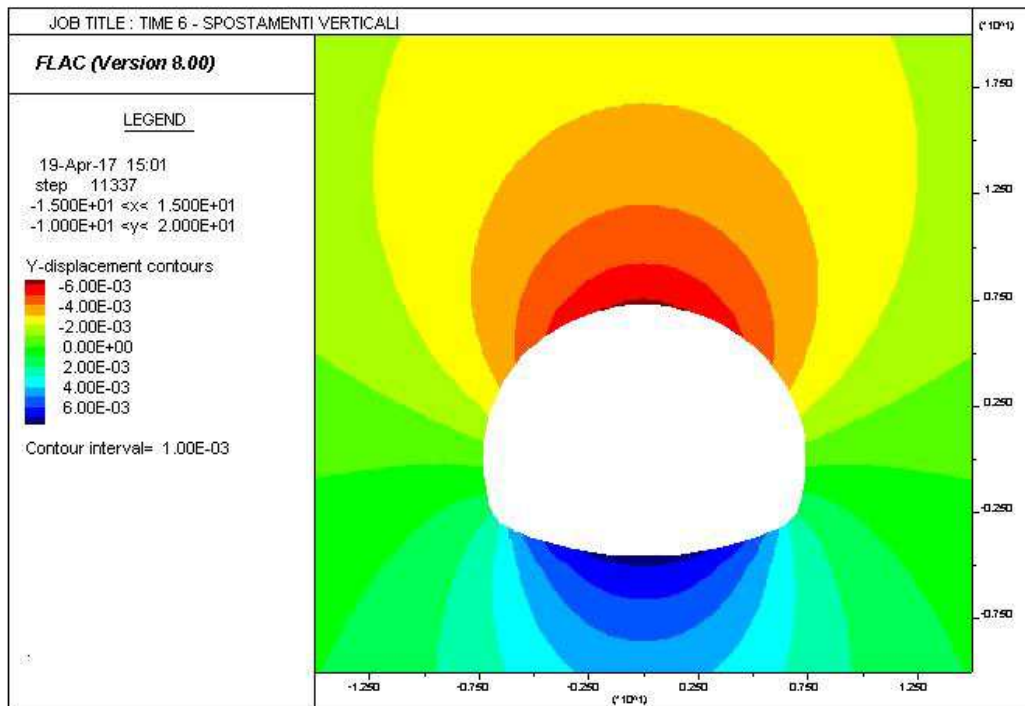
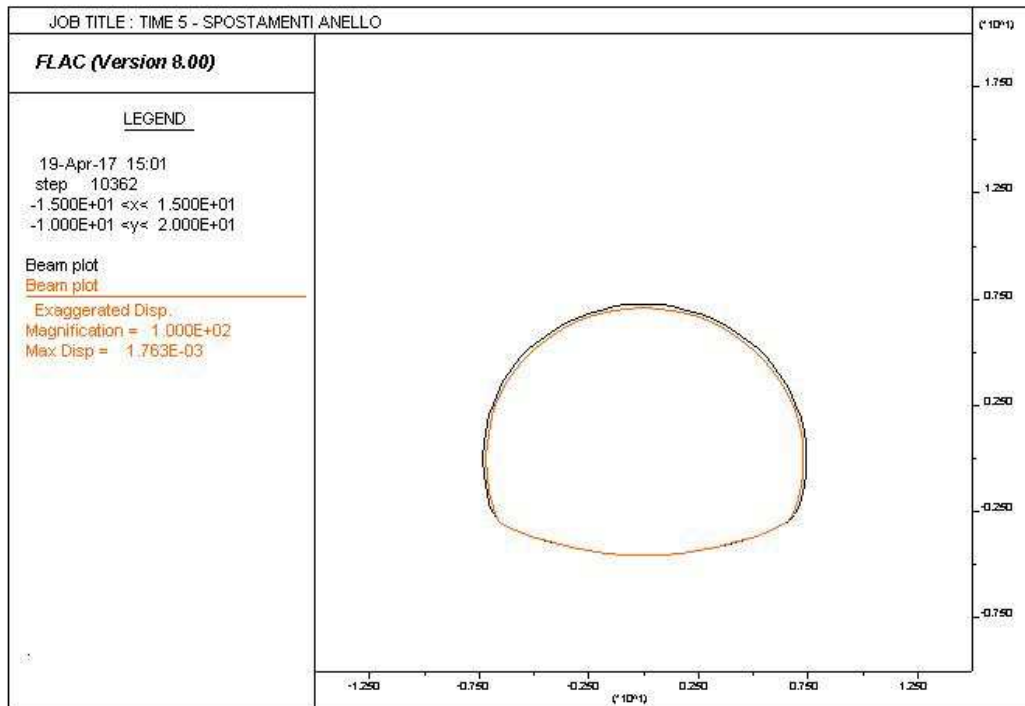
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



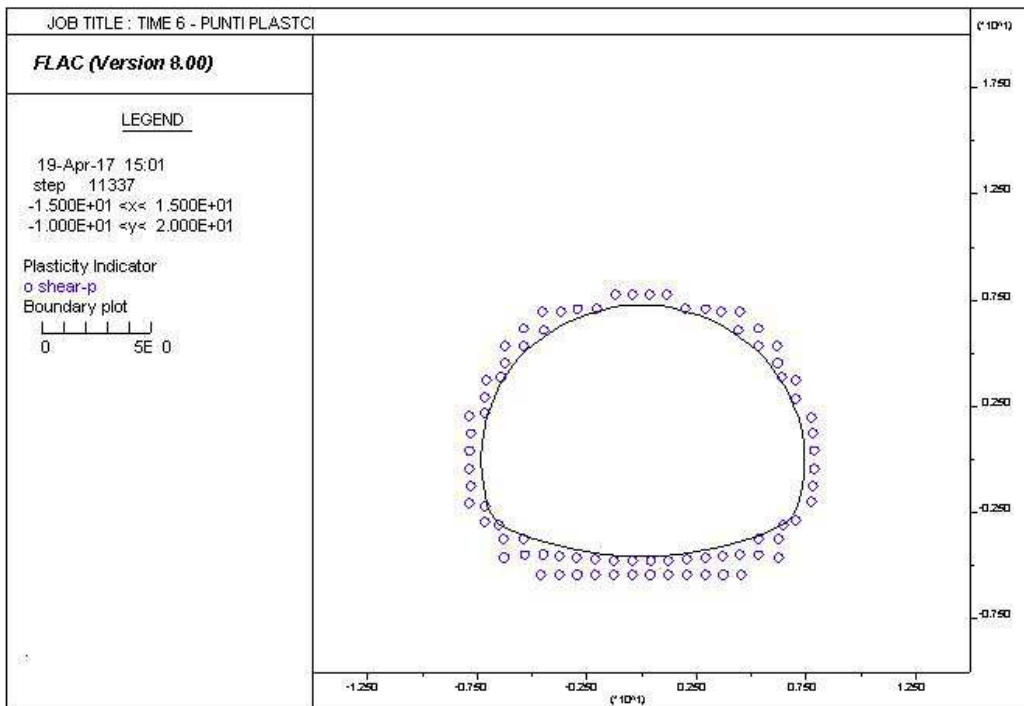
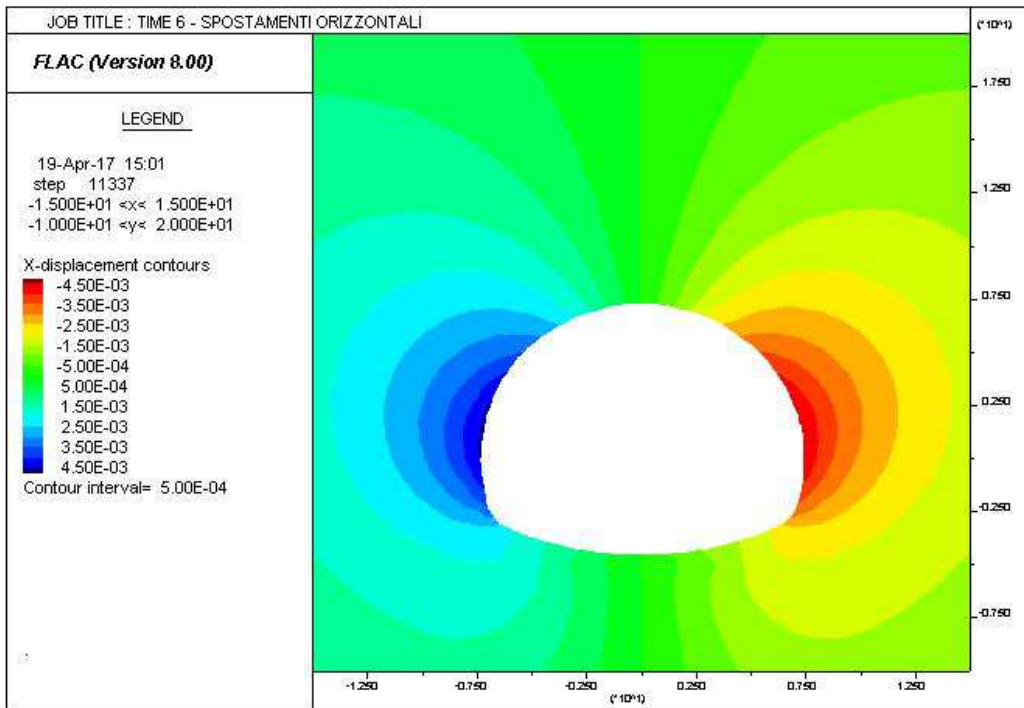
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



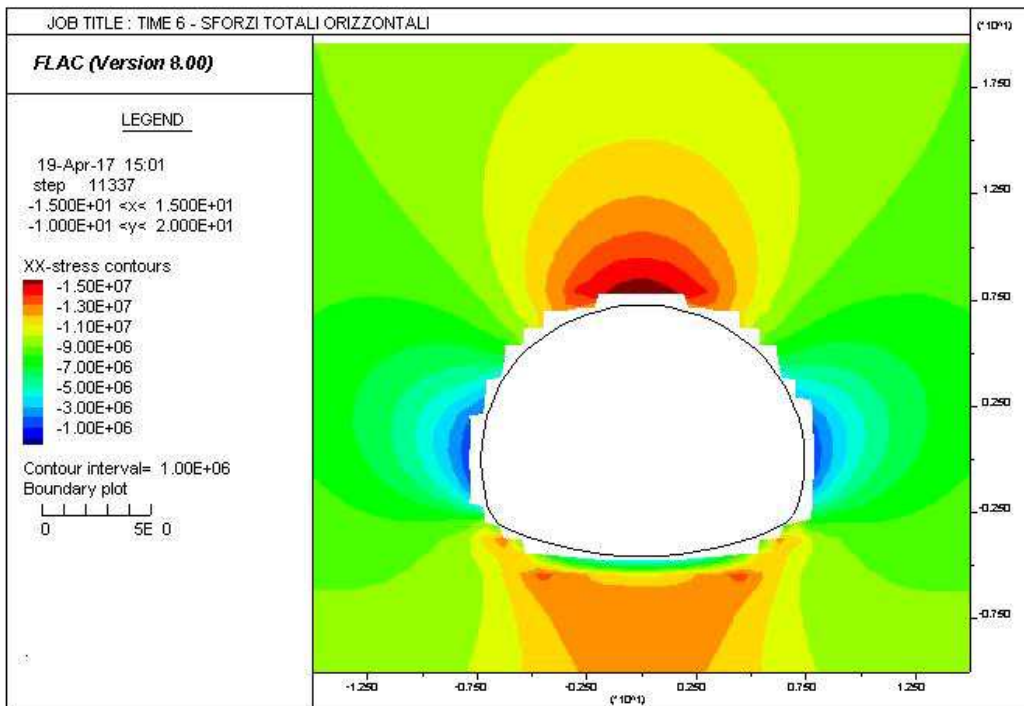
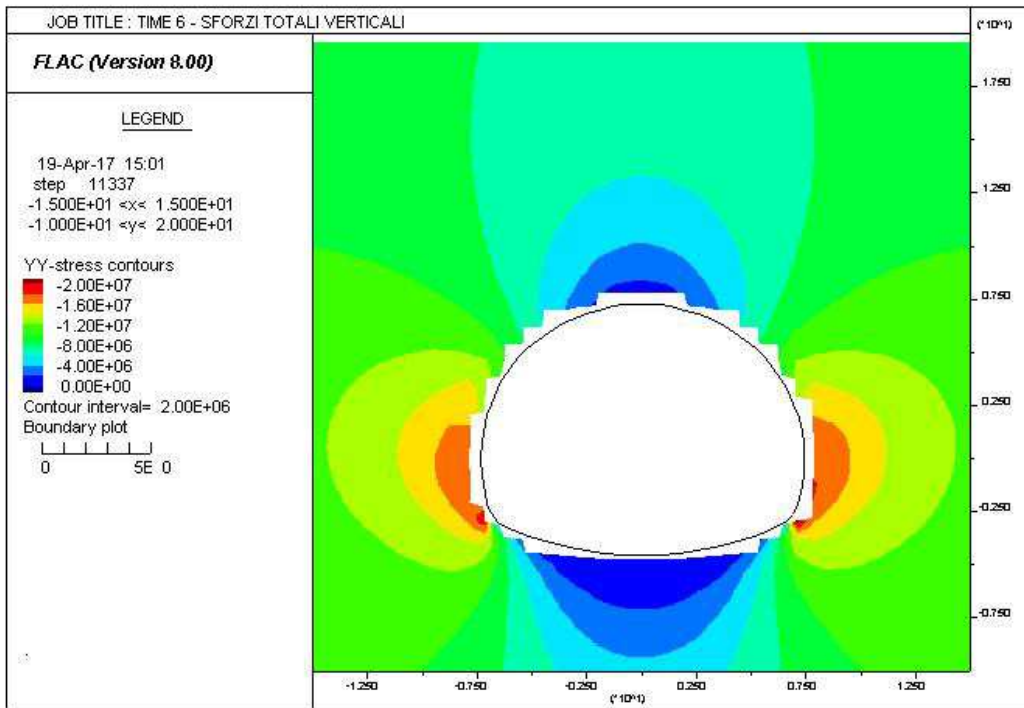
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



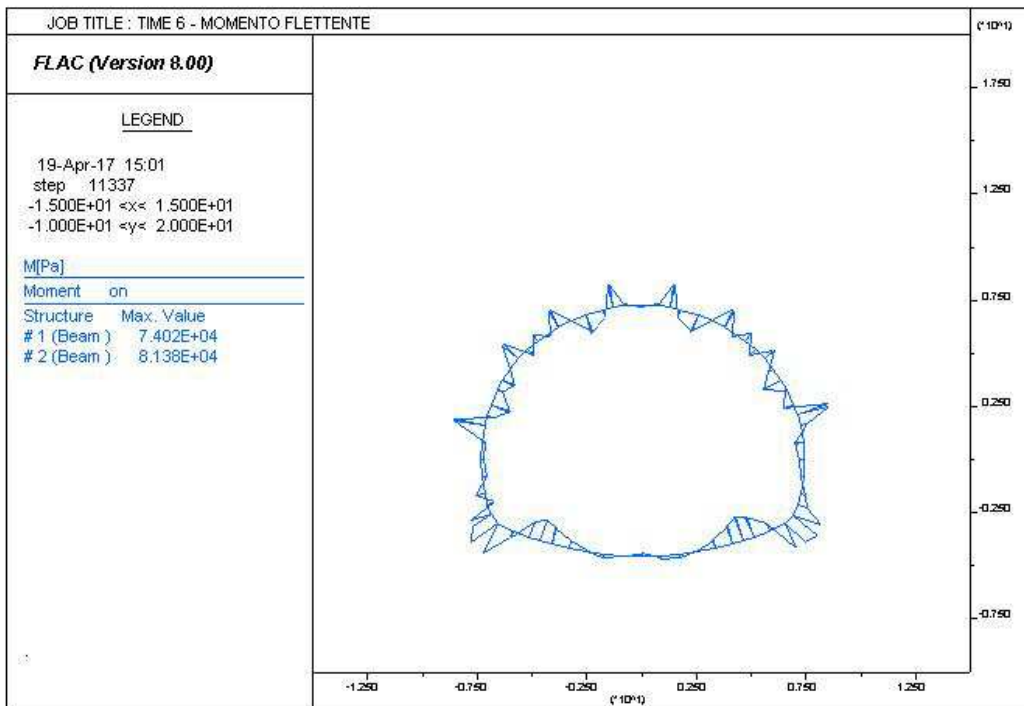
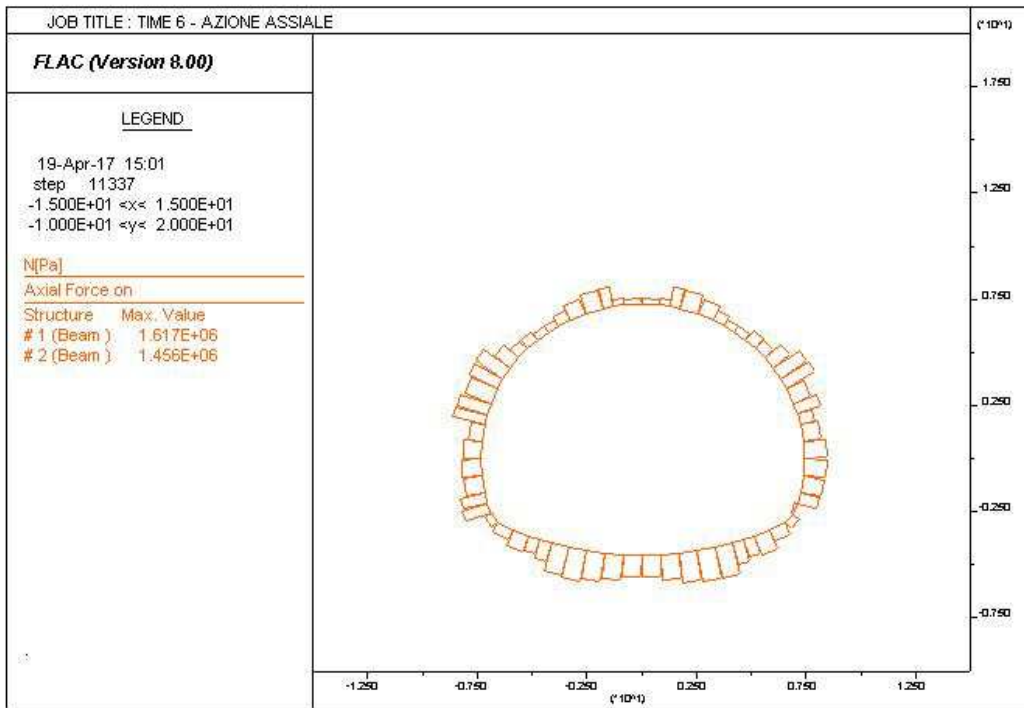
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



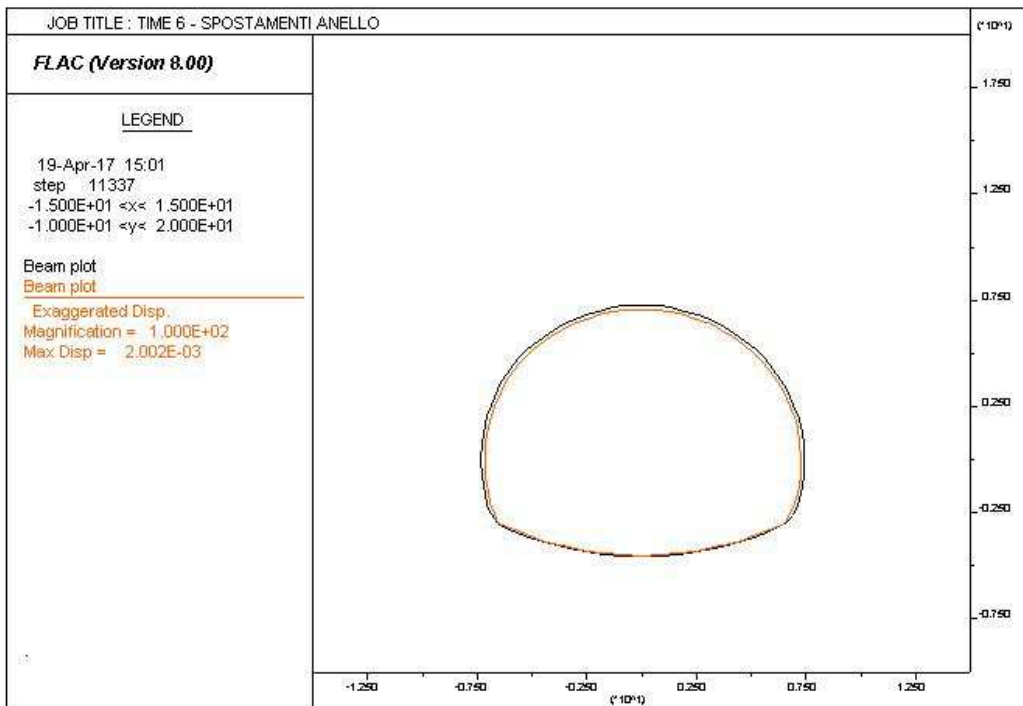
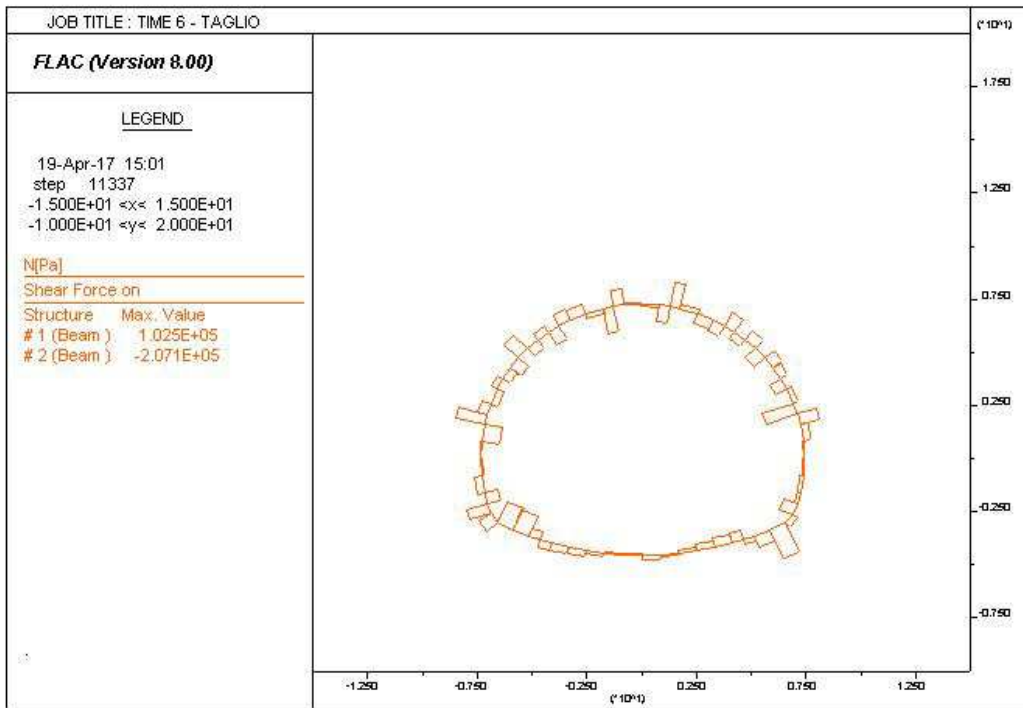
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



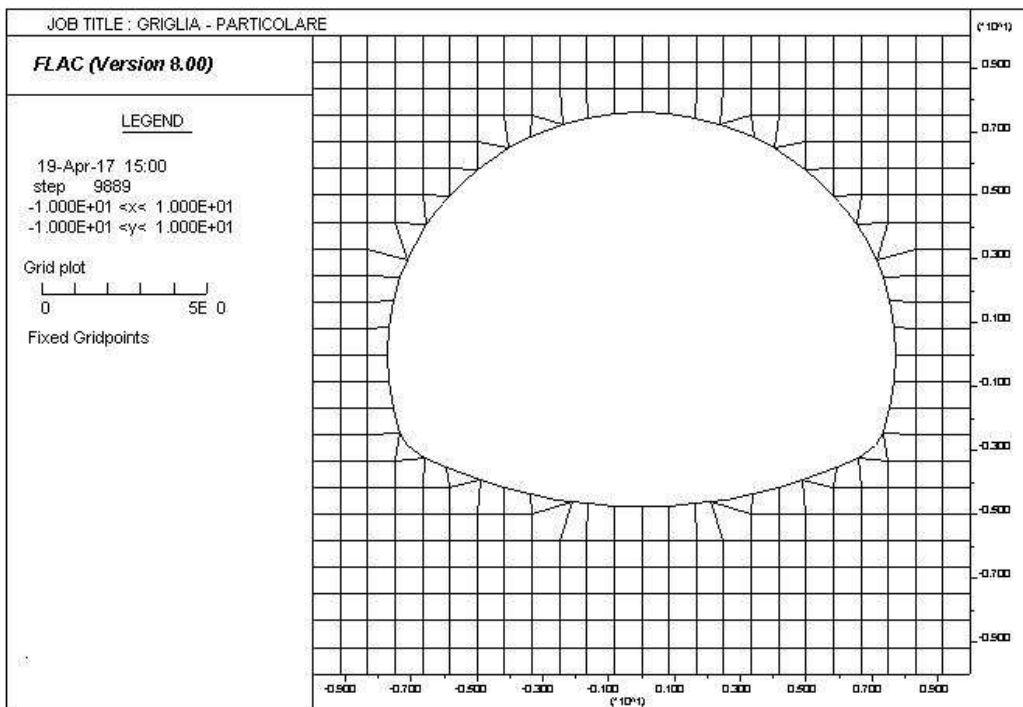
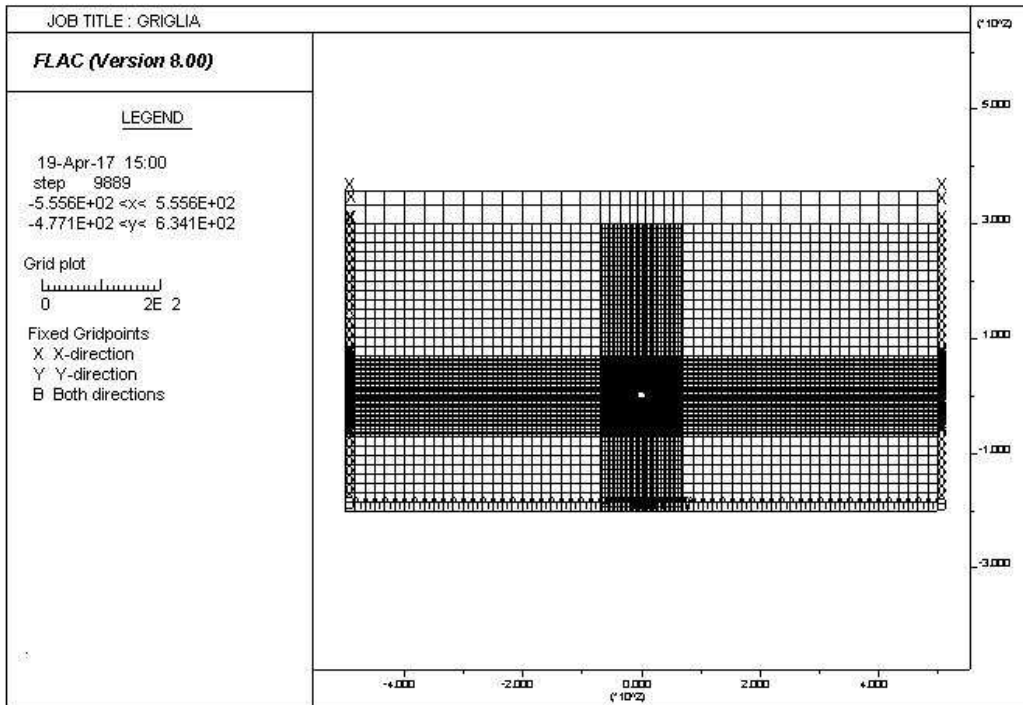
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



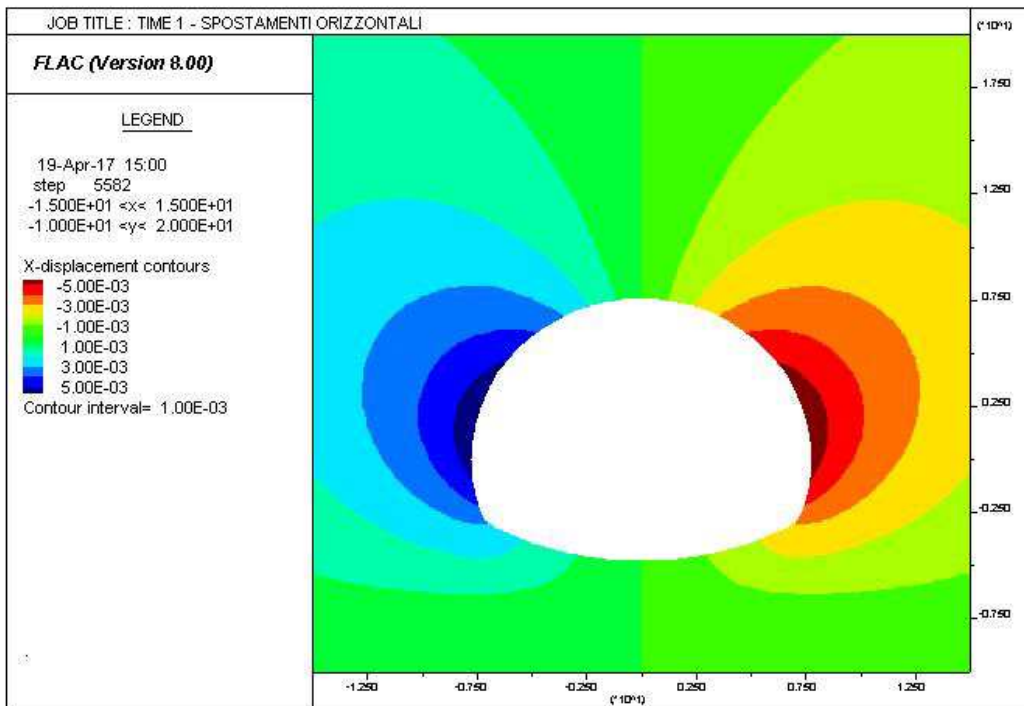
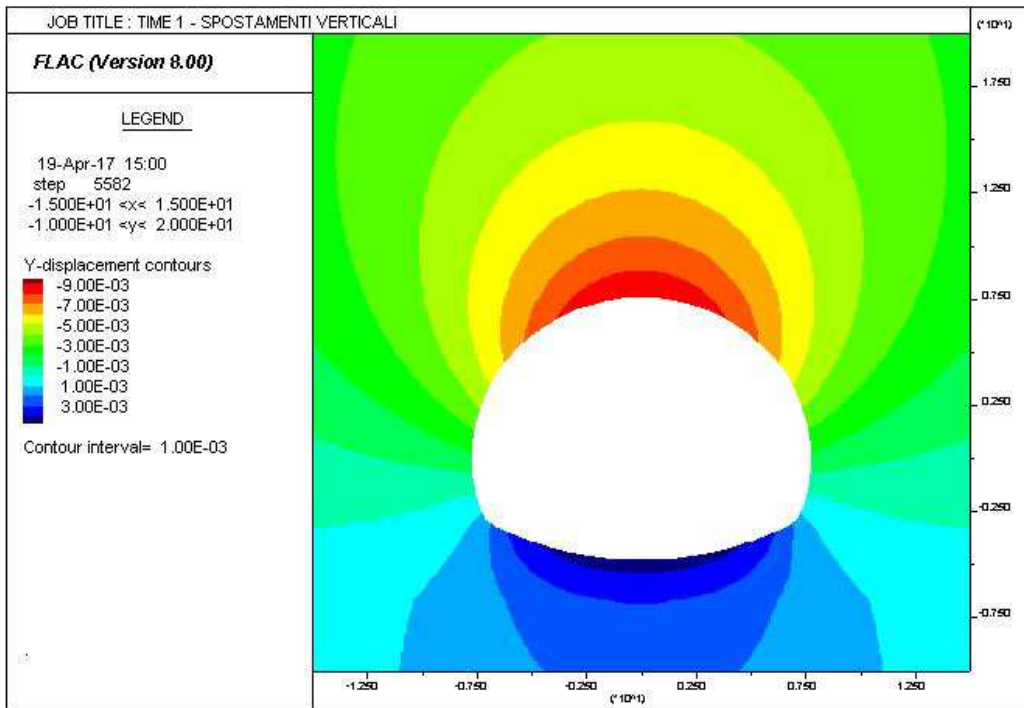
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



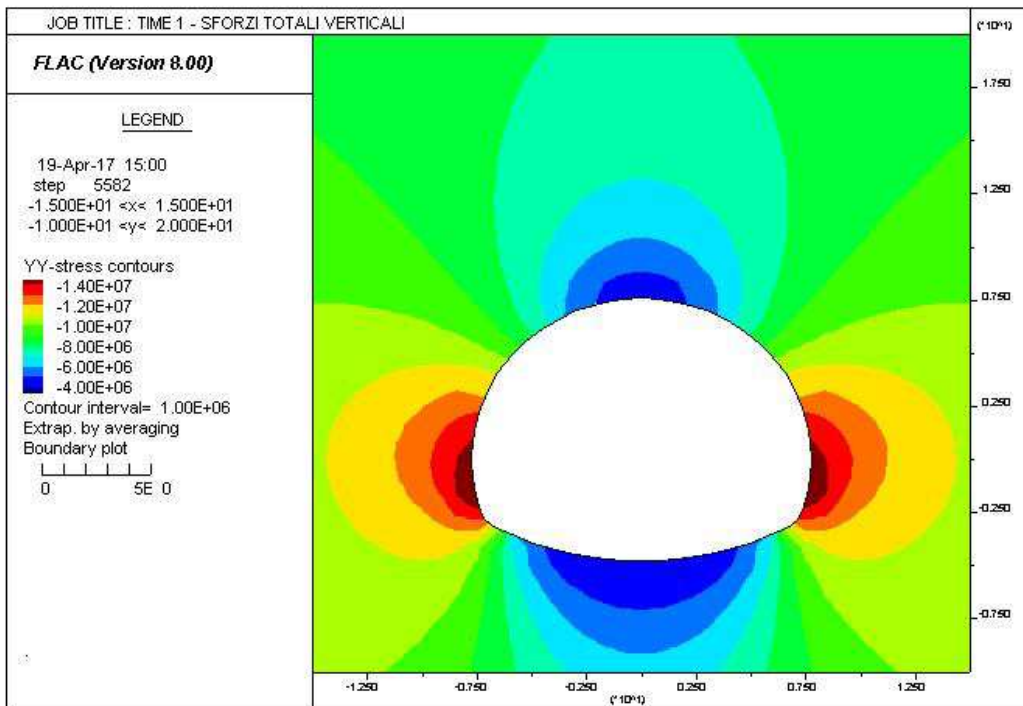
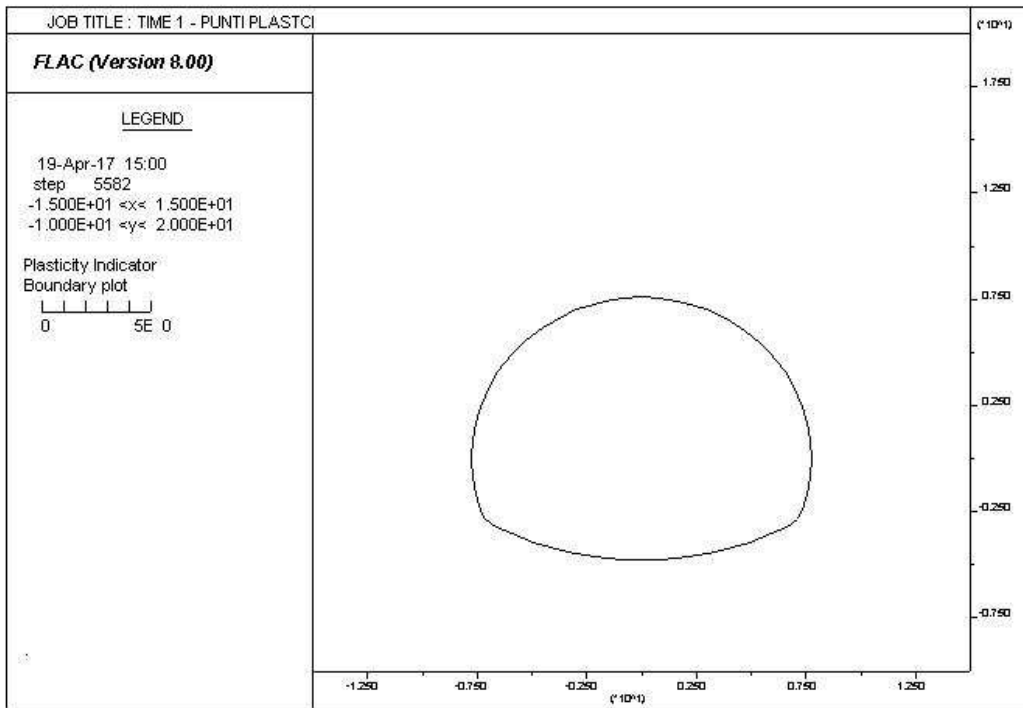
16.2 SEZIONE 2



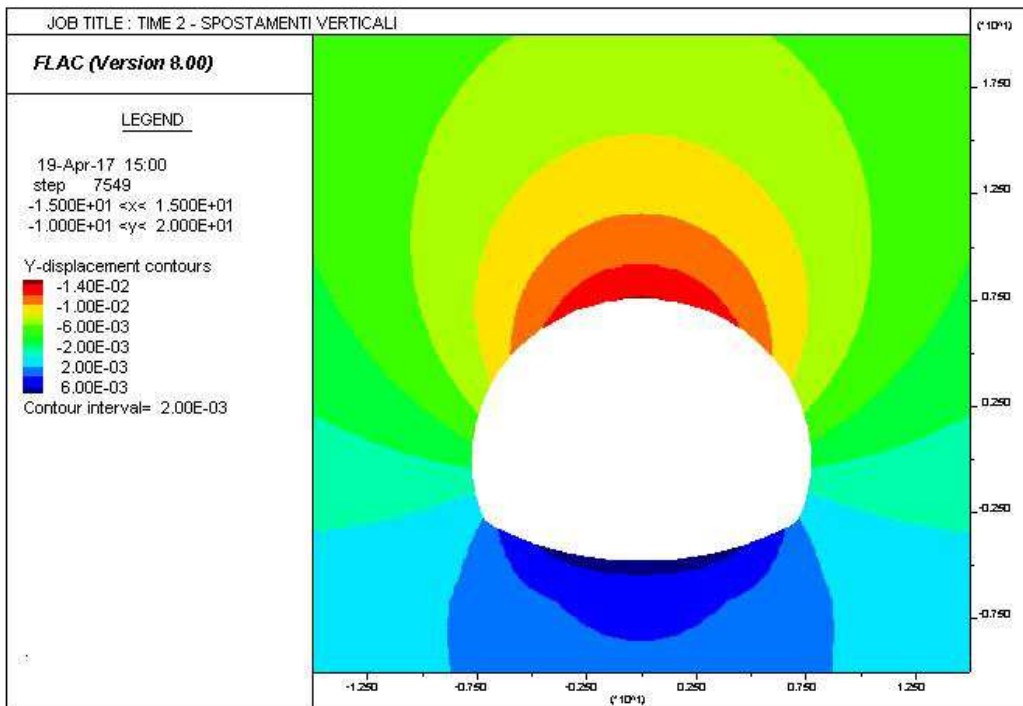
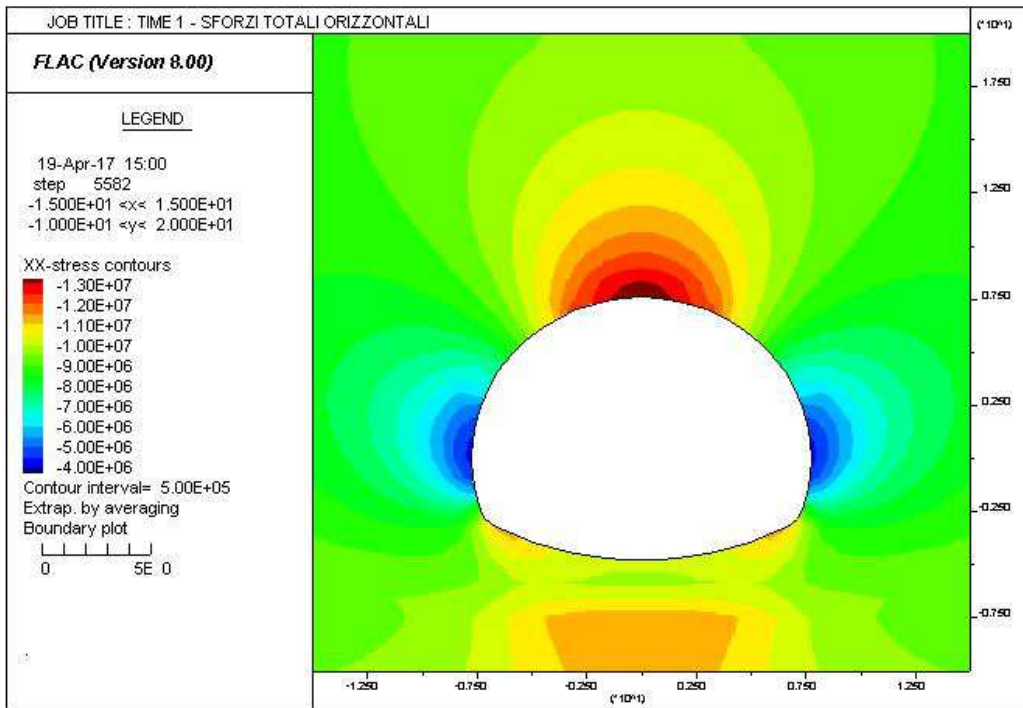
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



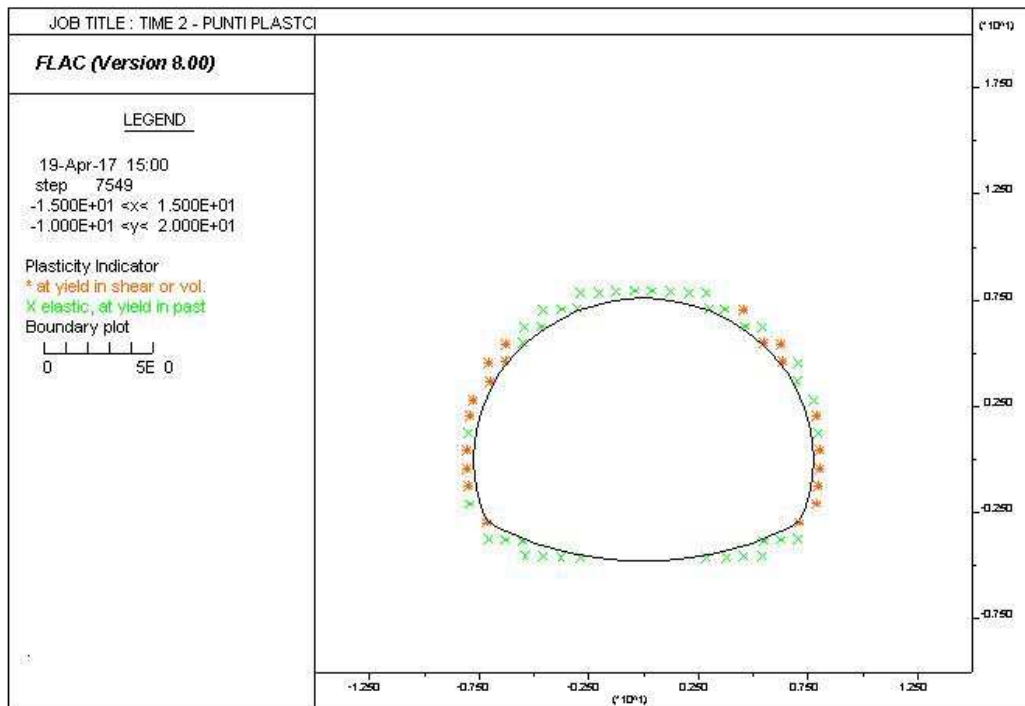
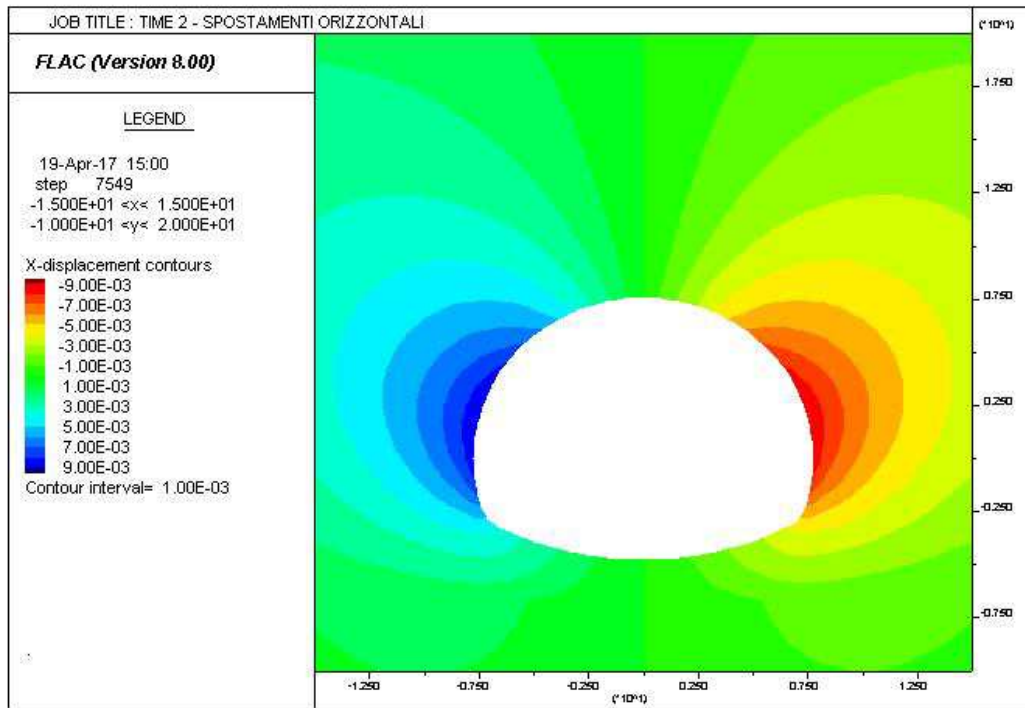
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



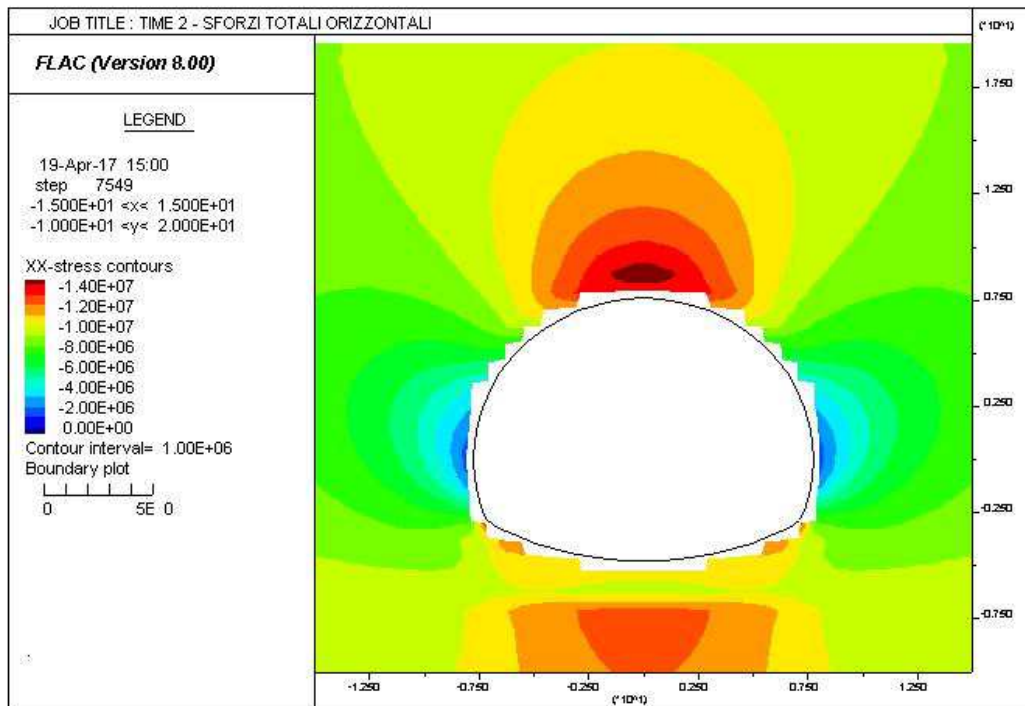
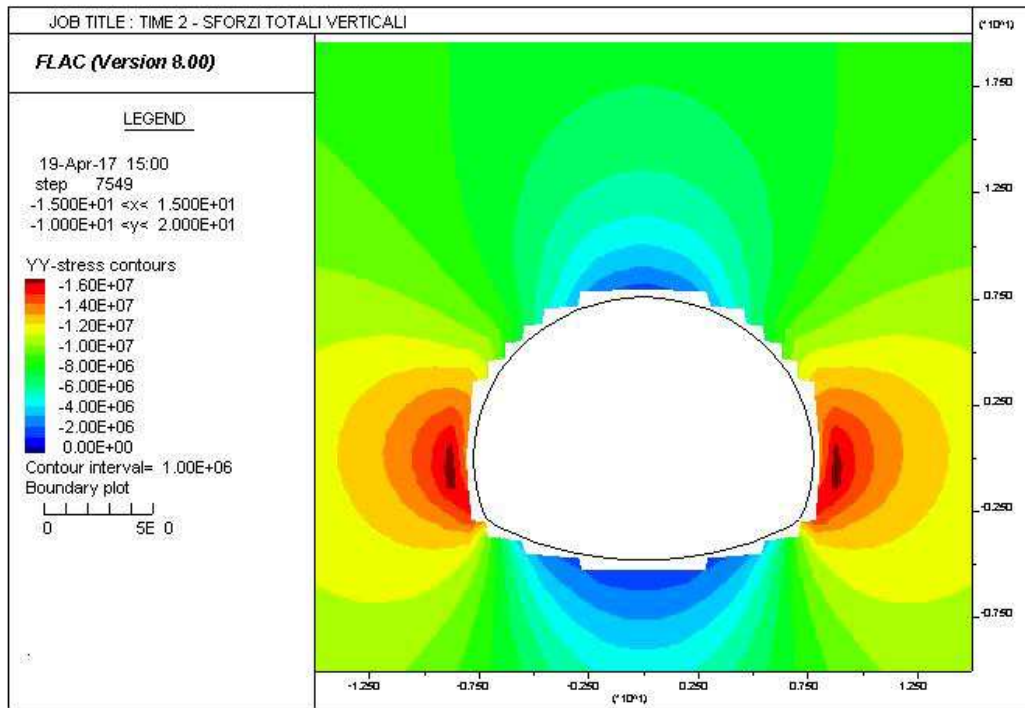
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



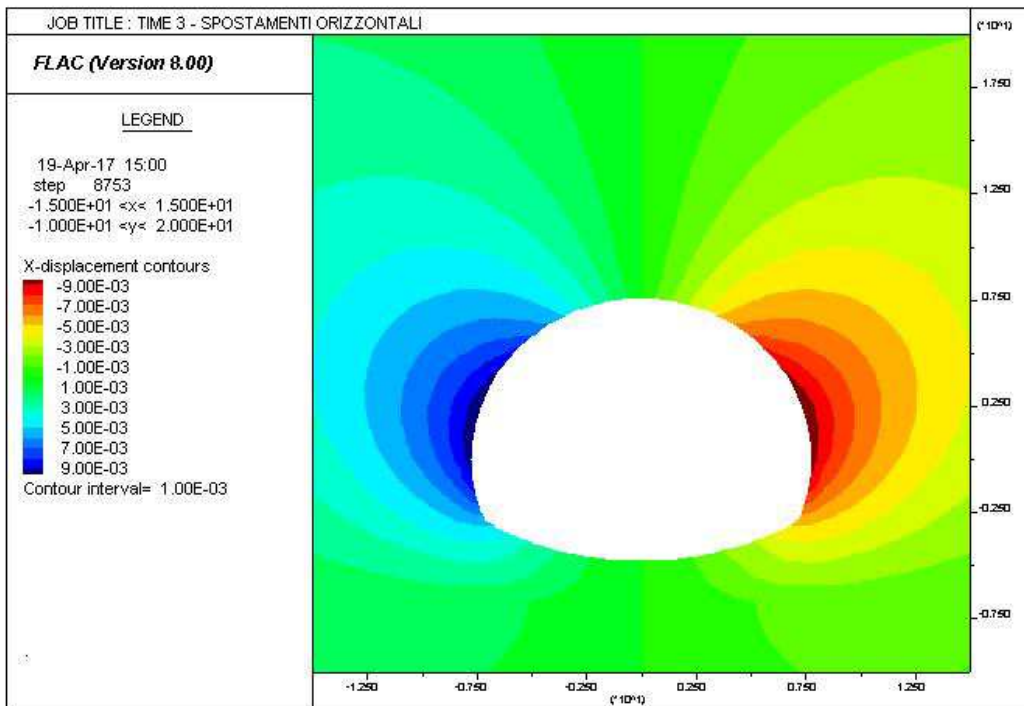
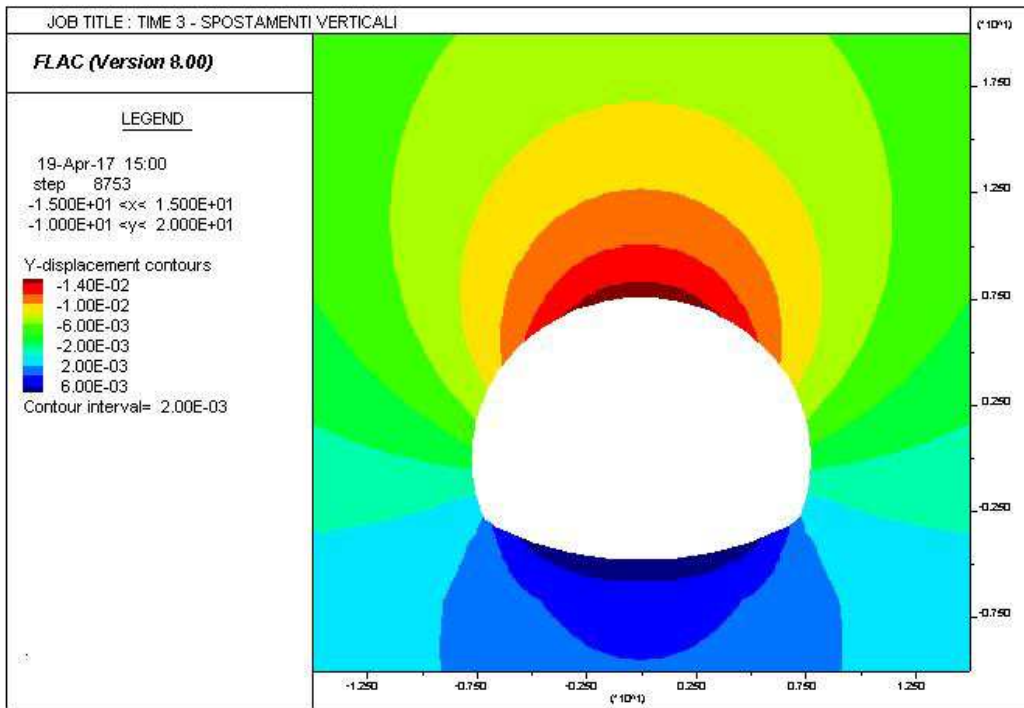
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



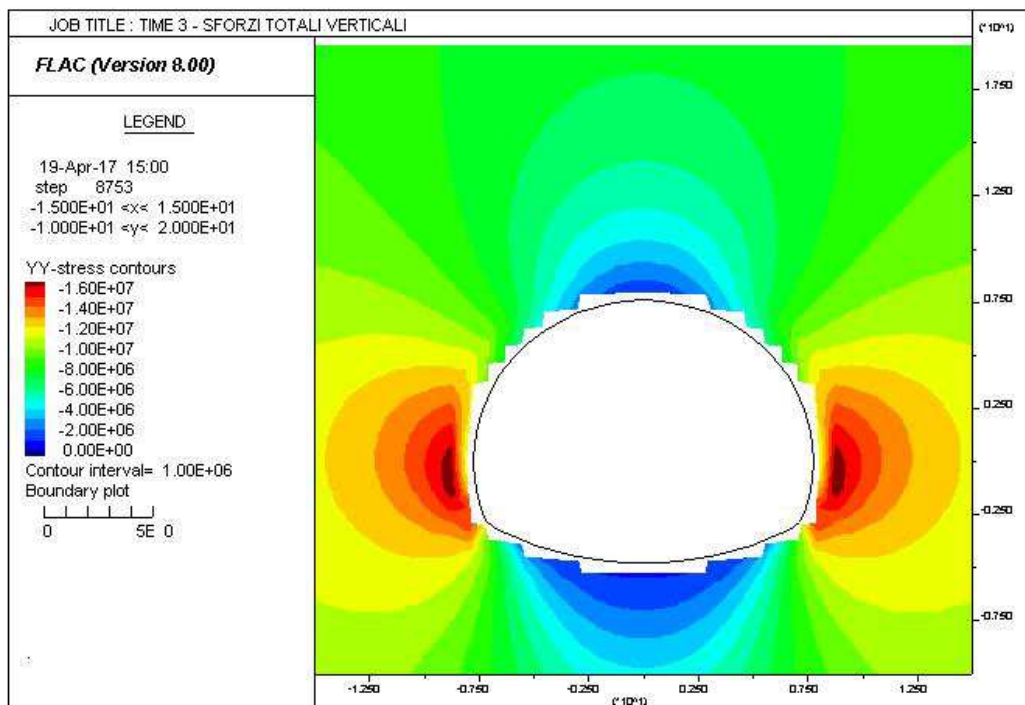
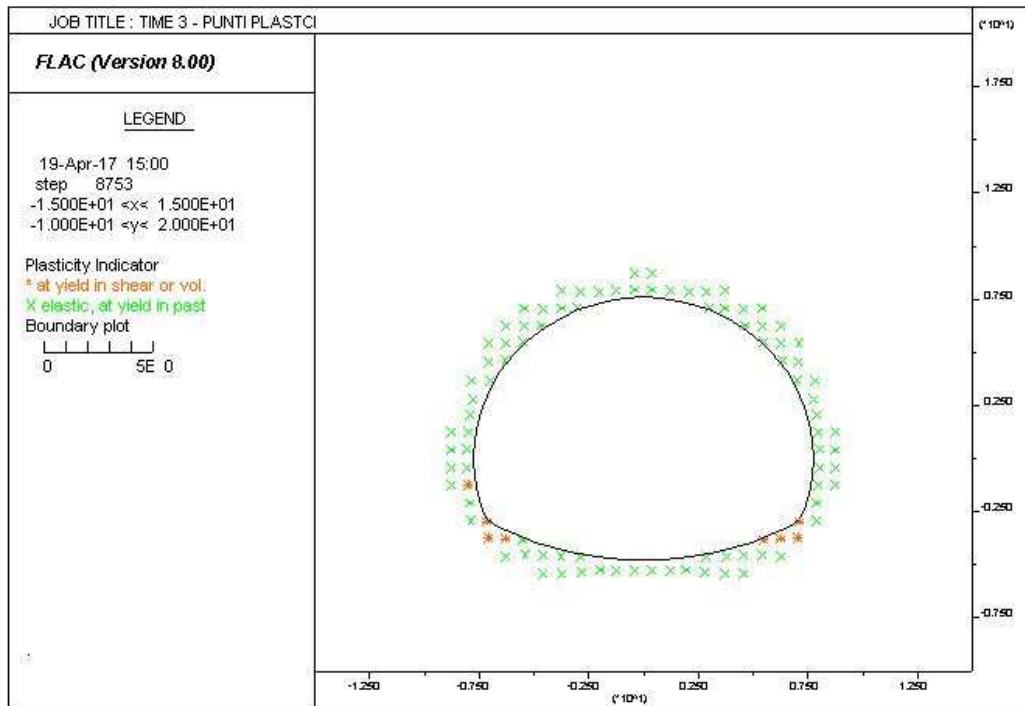
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



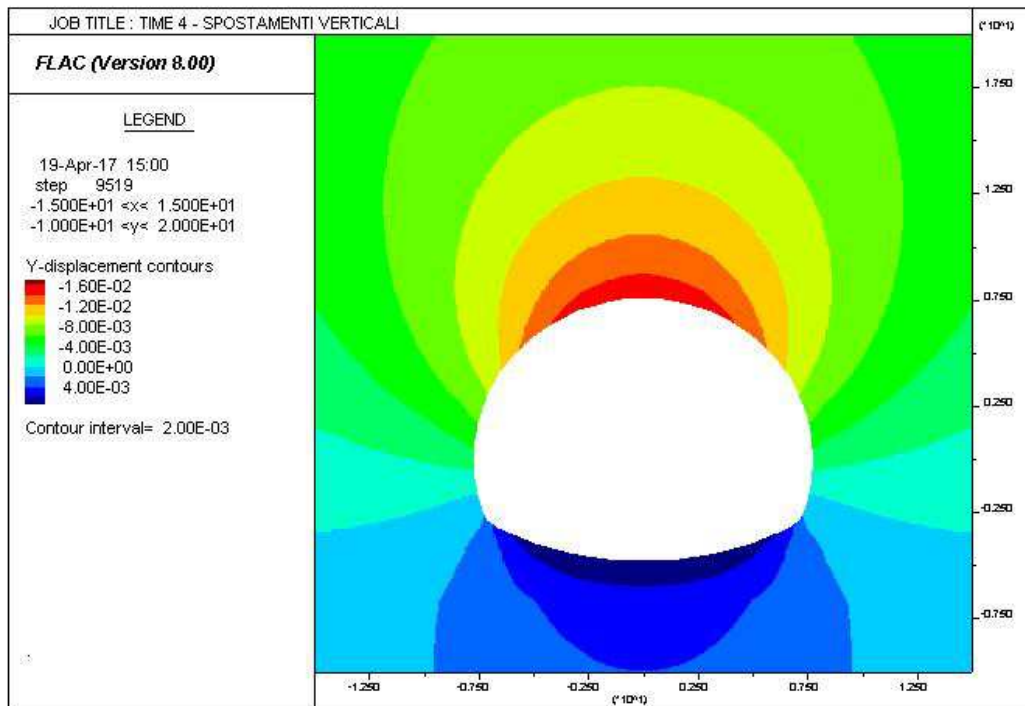
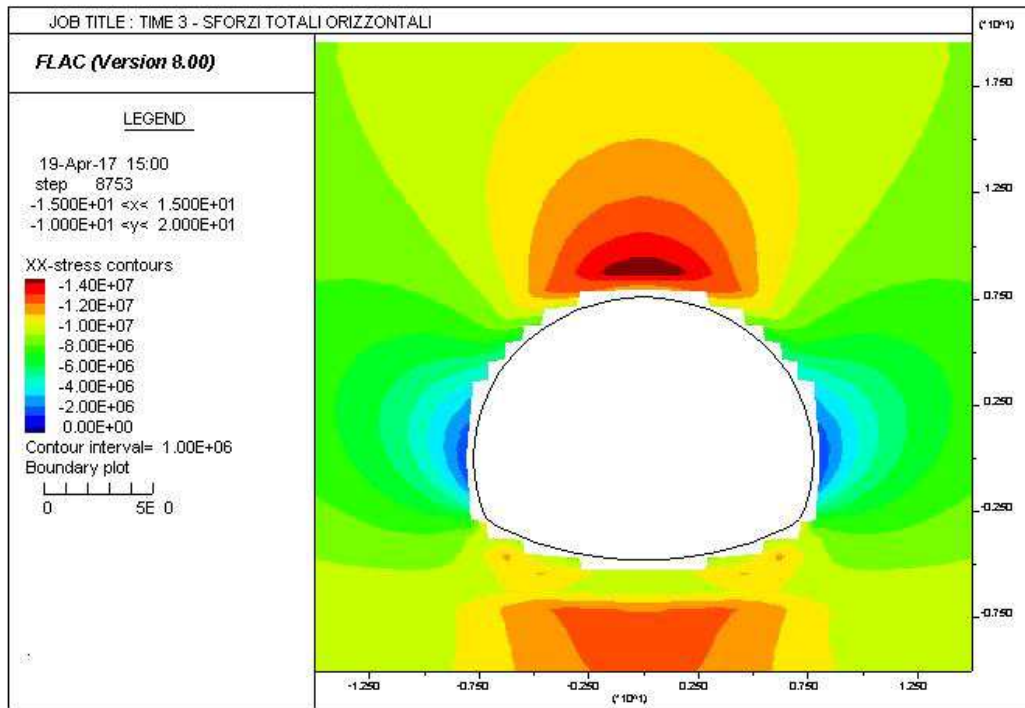
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



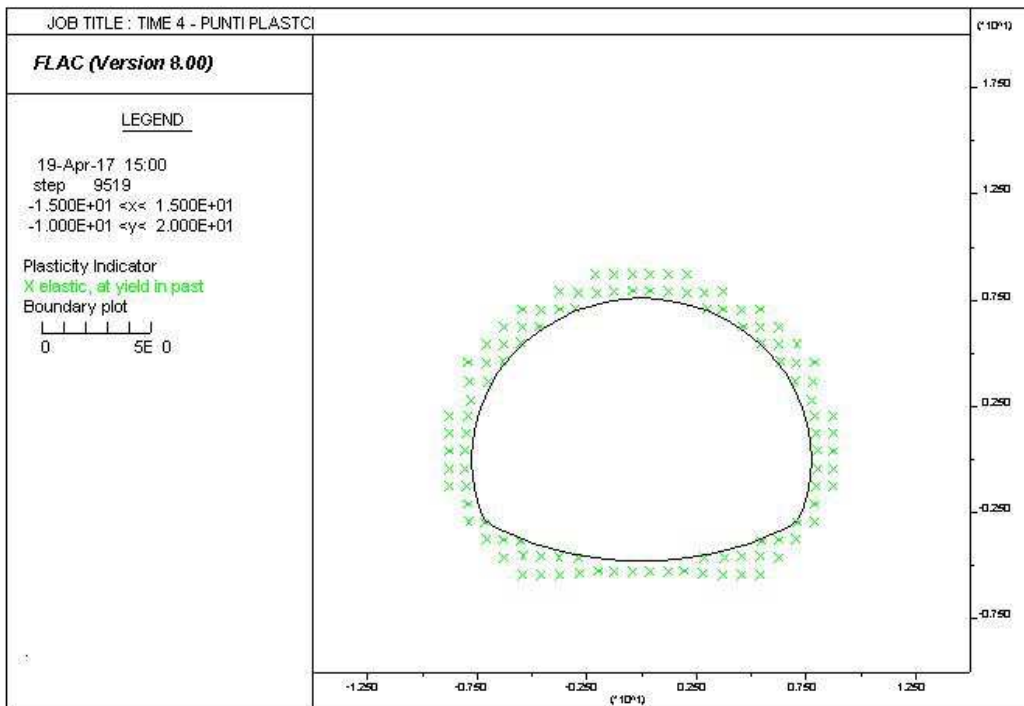
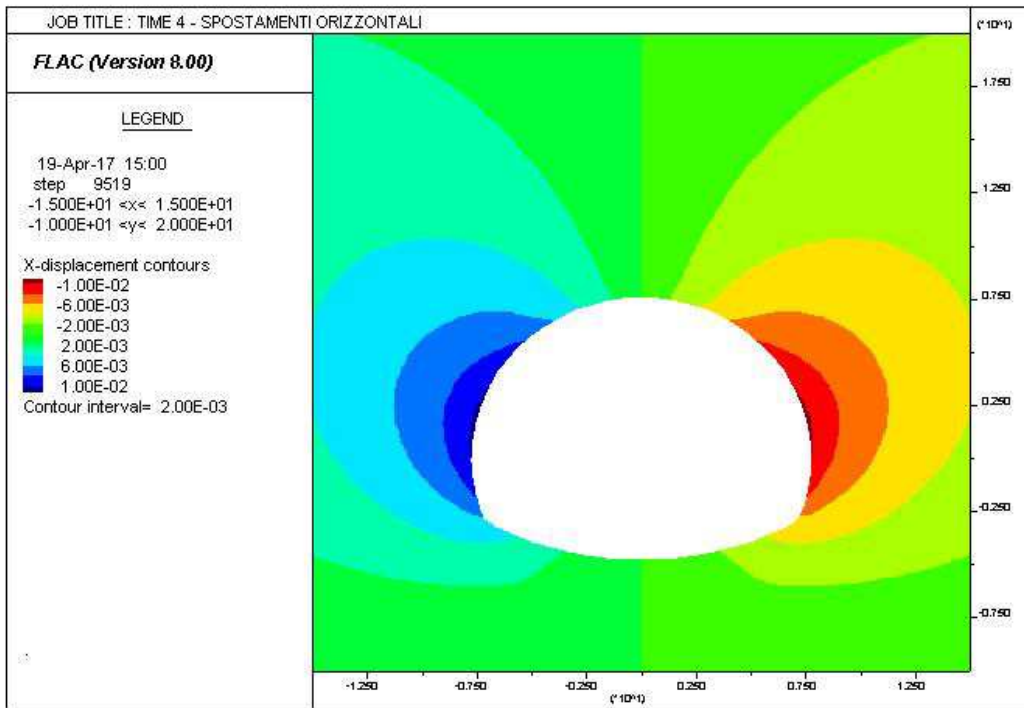
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



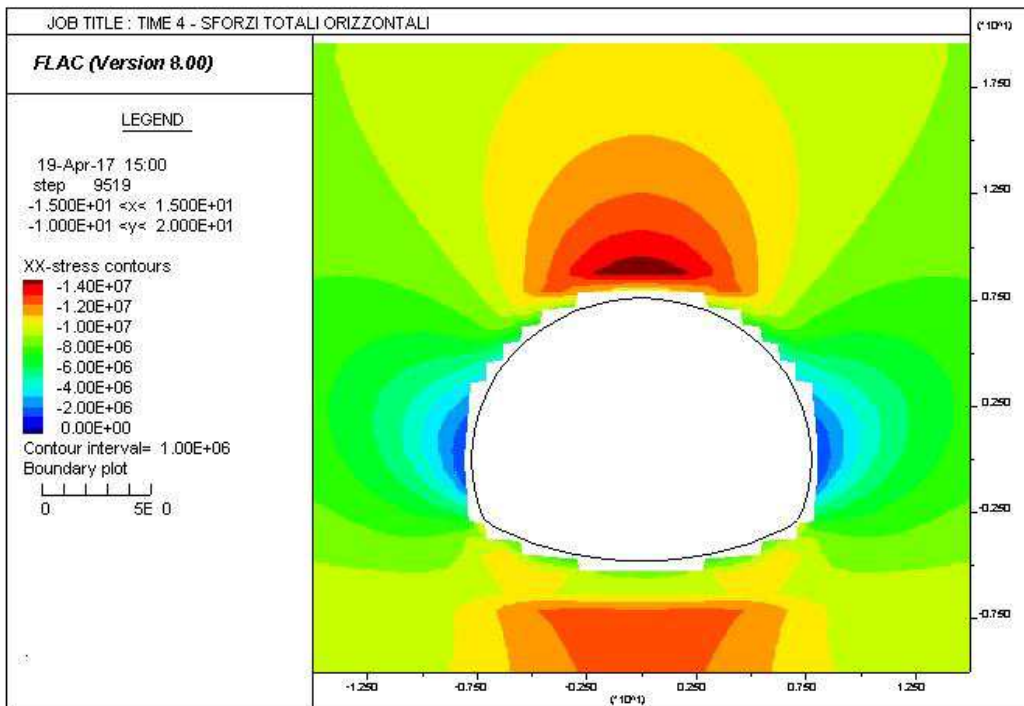
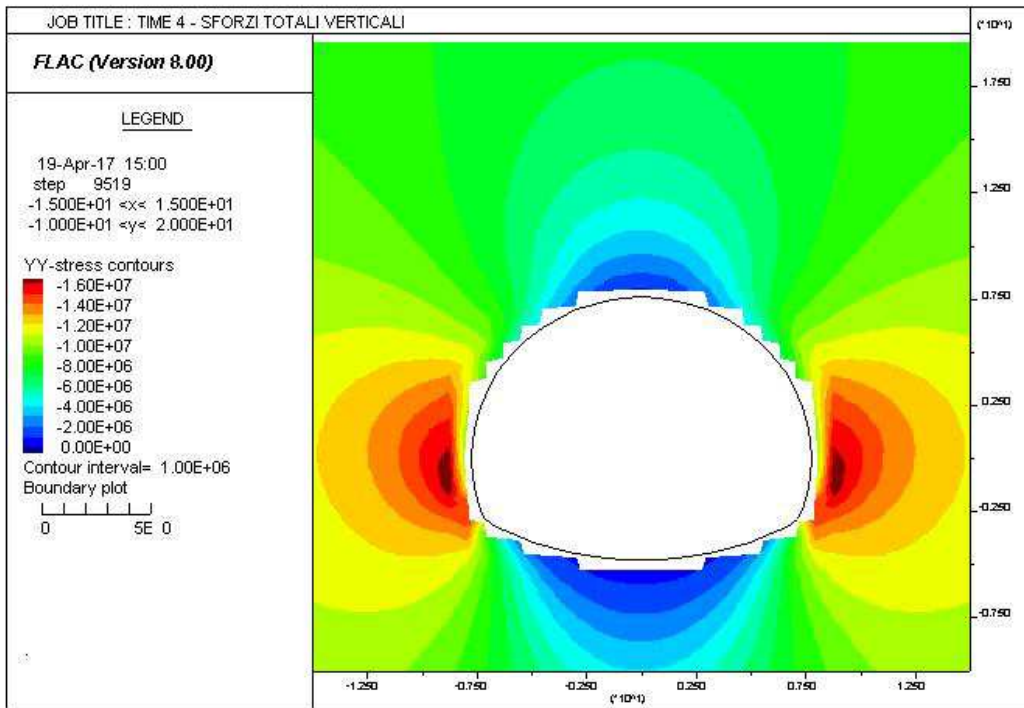
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



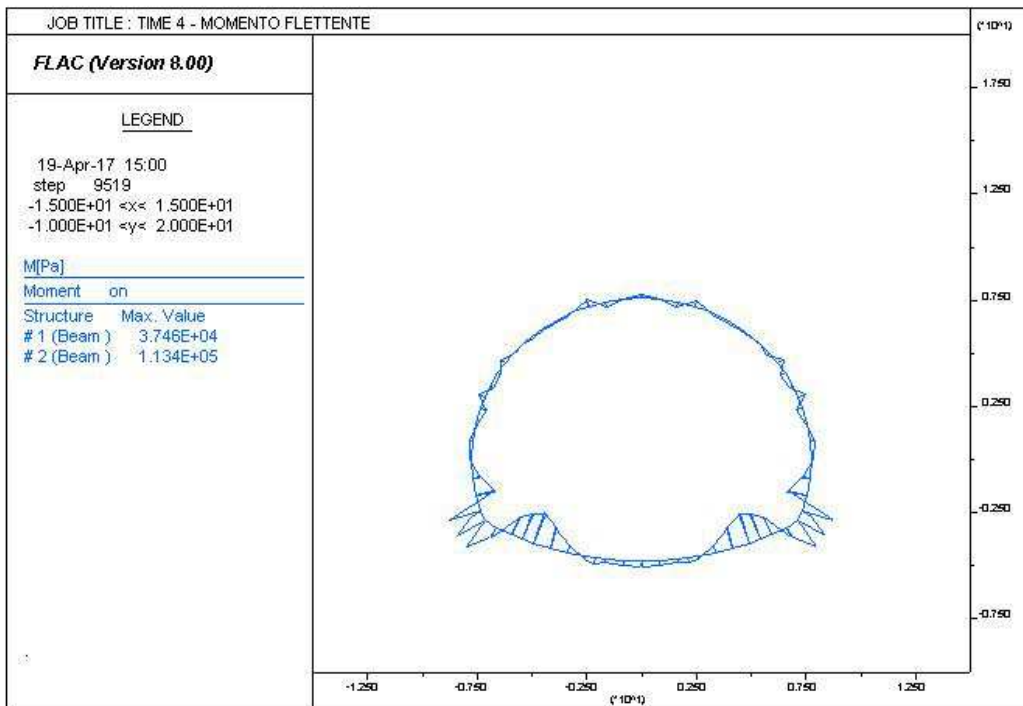
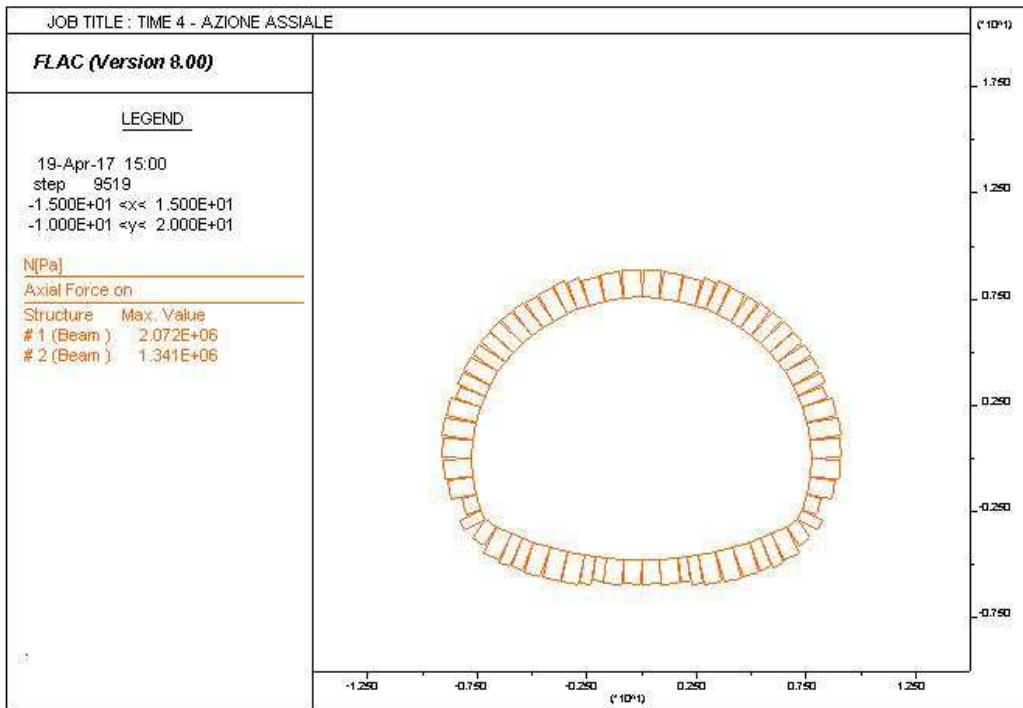
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



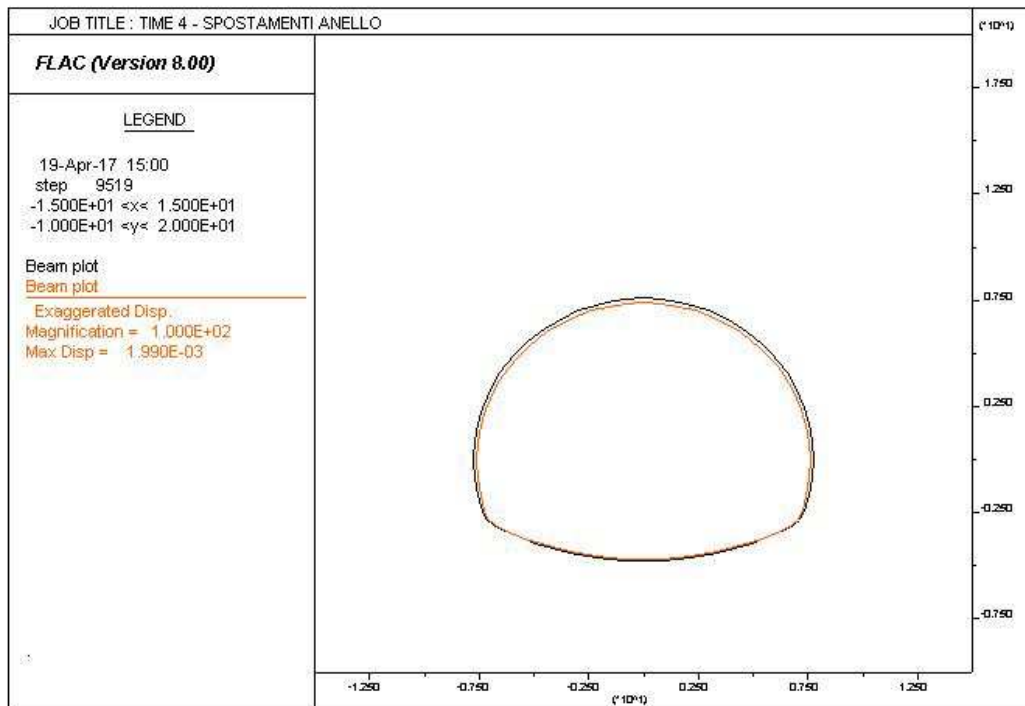
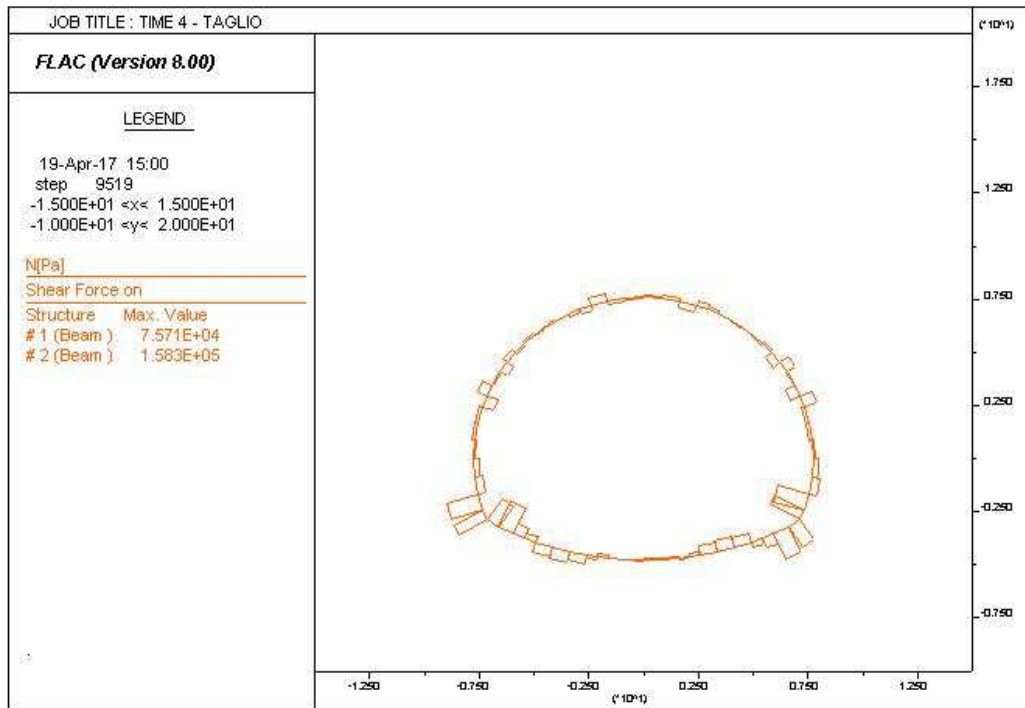
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



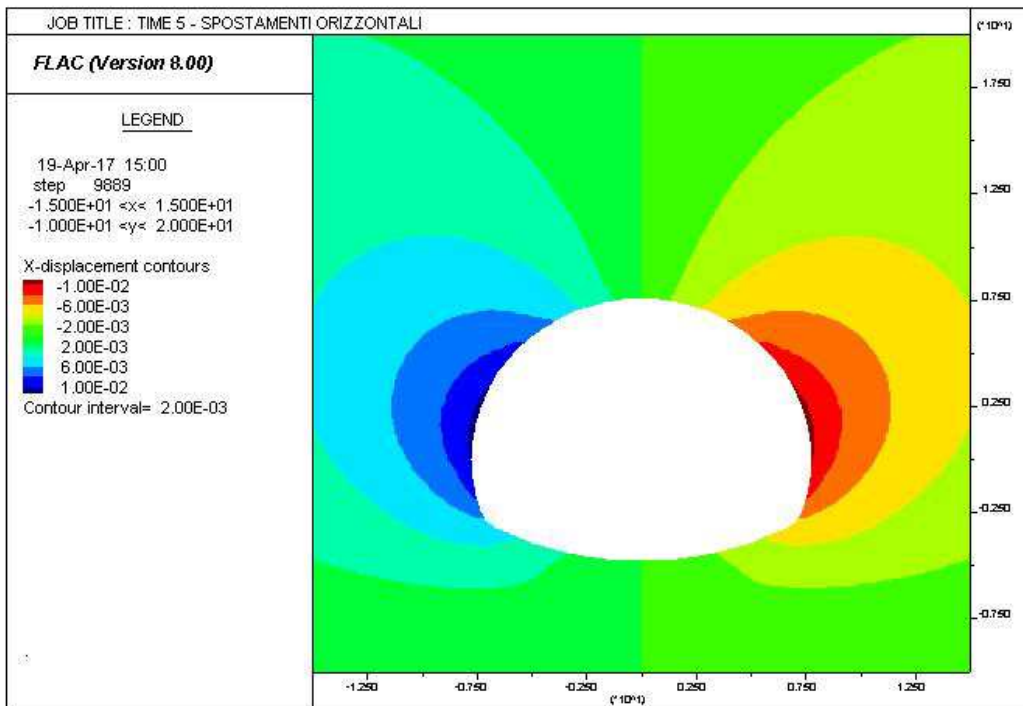
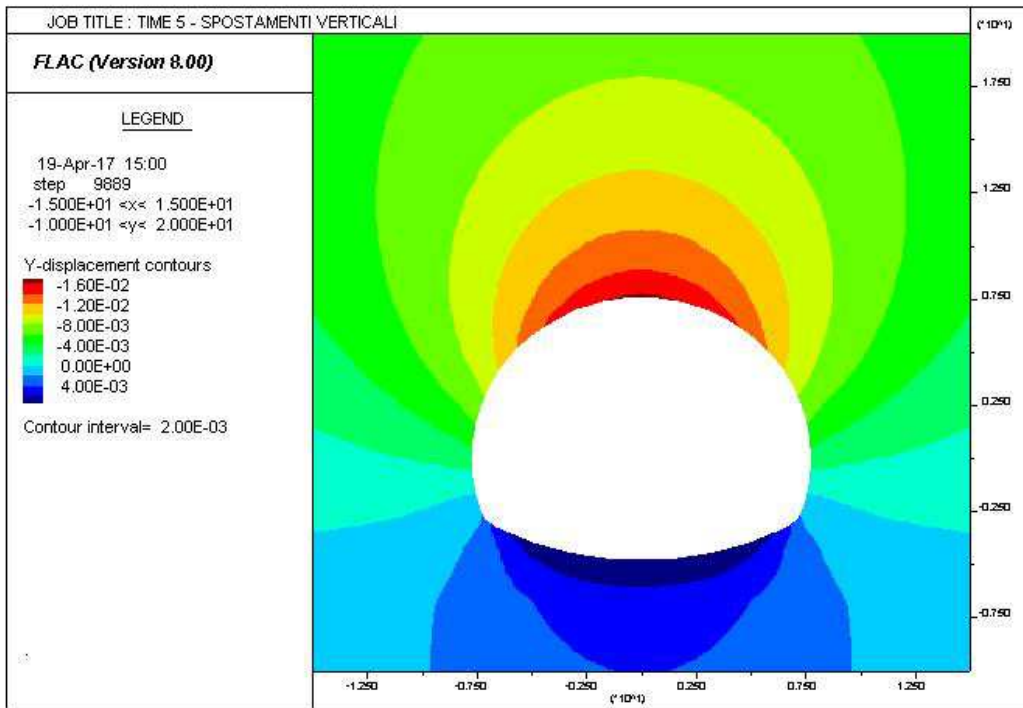
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



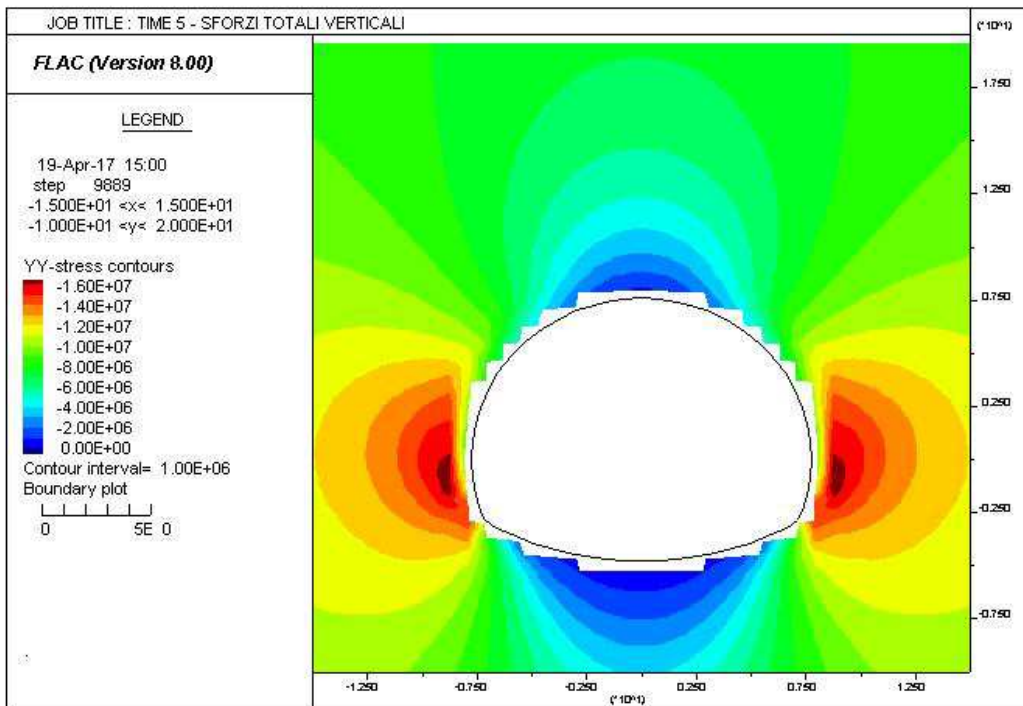
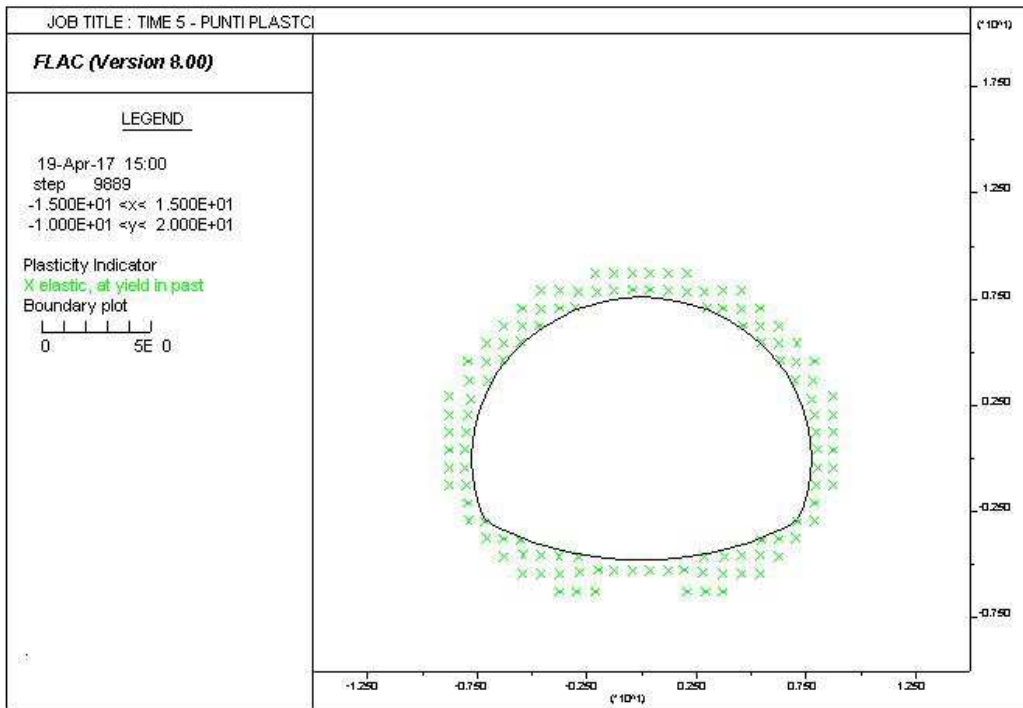
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



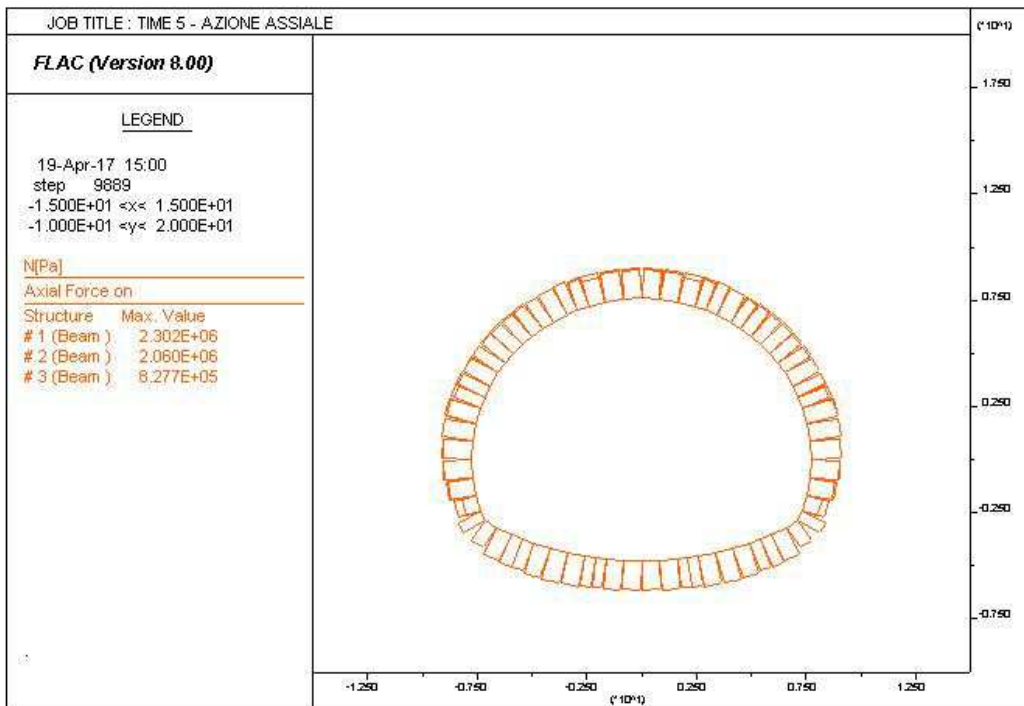
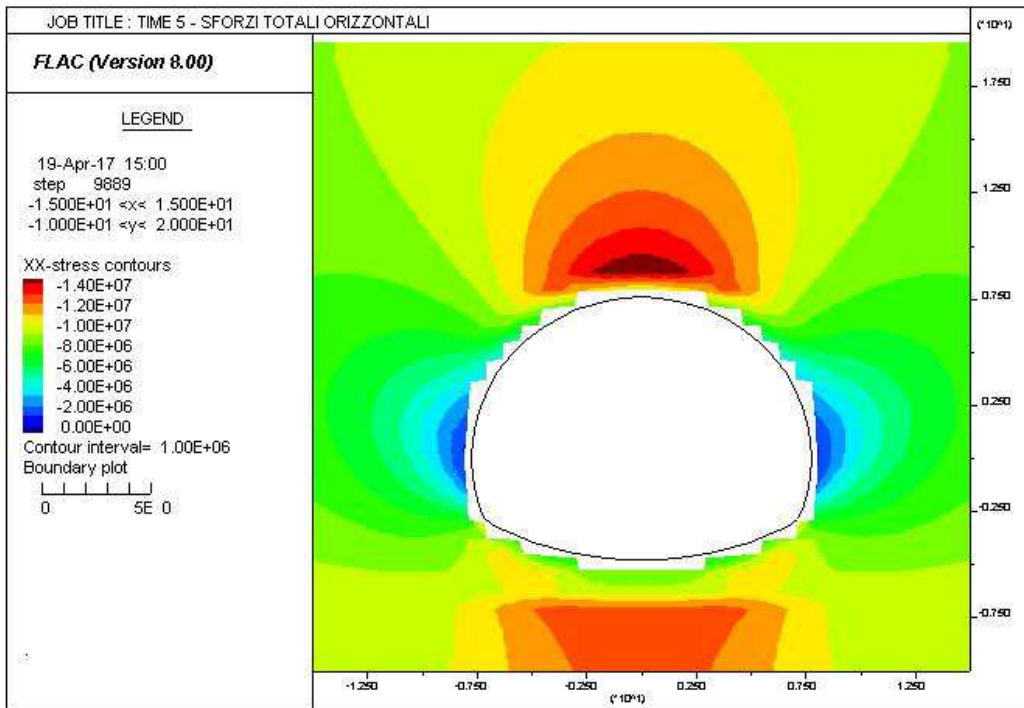
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



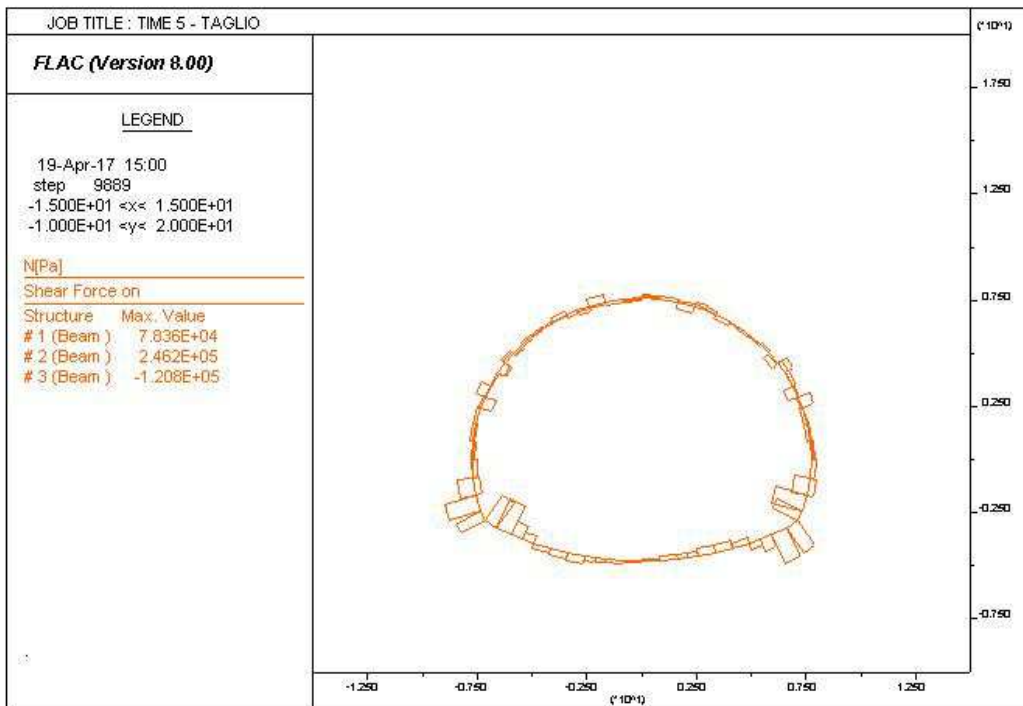
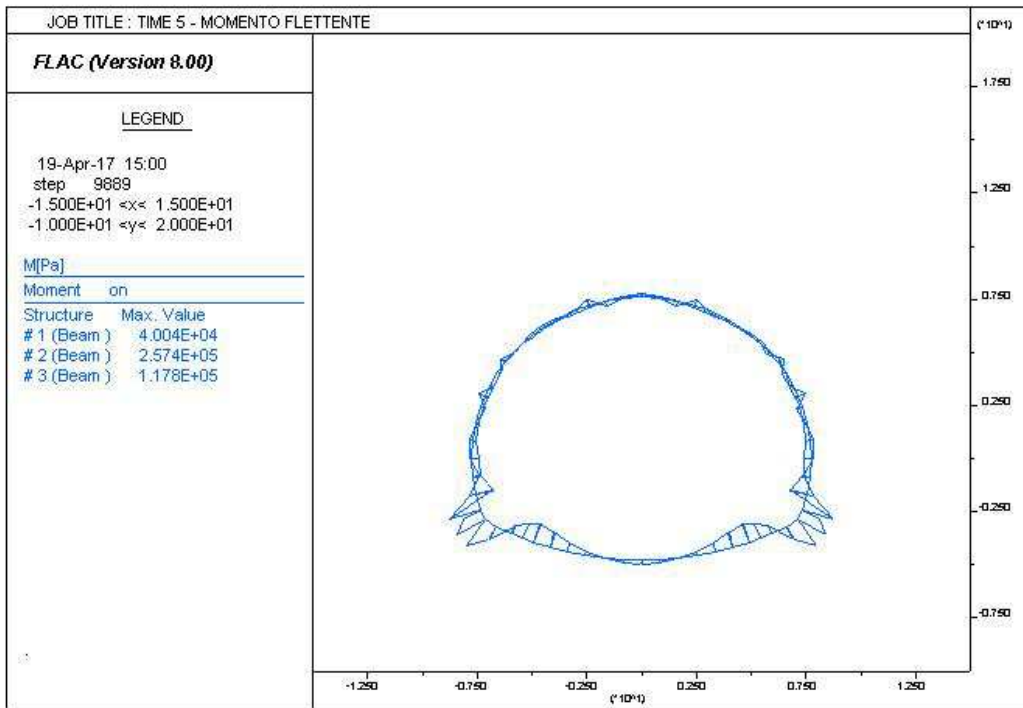
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



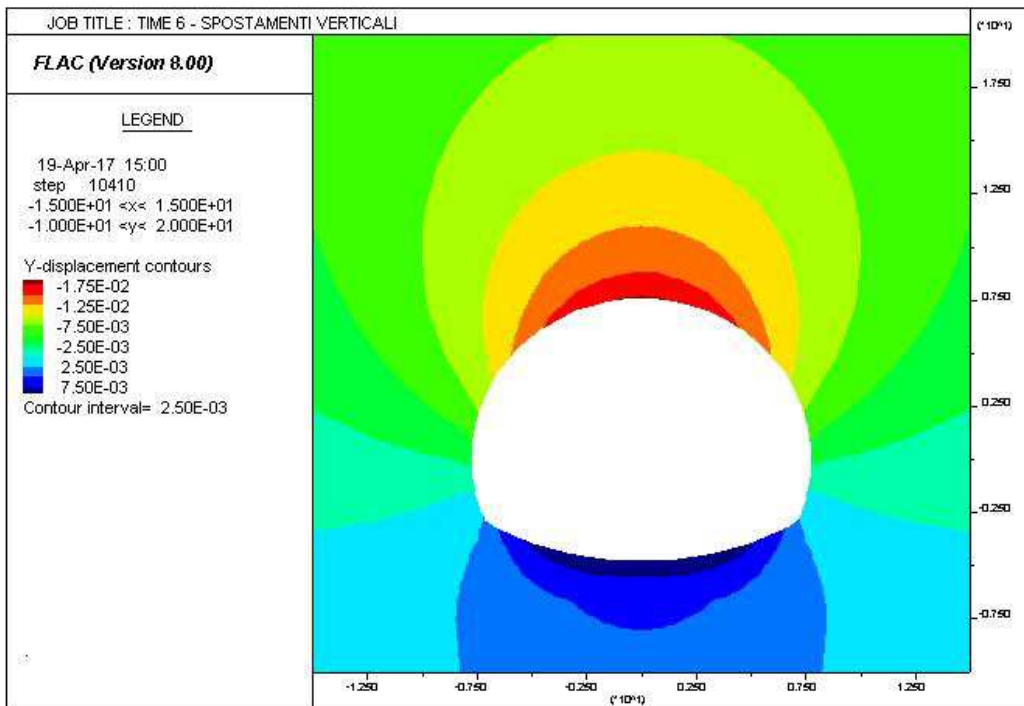
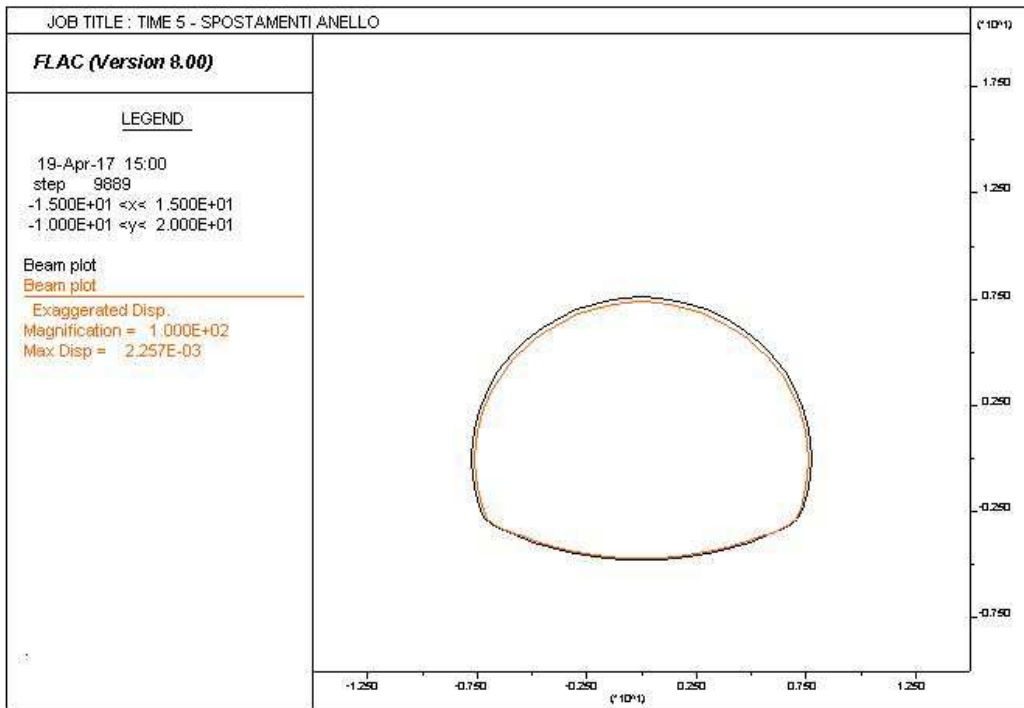
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



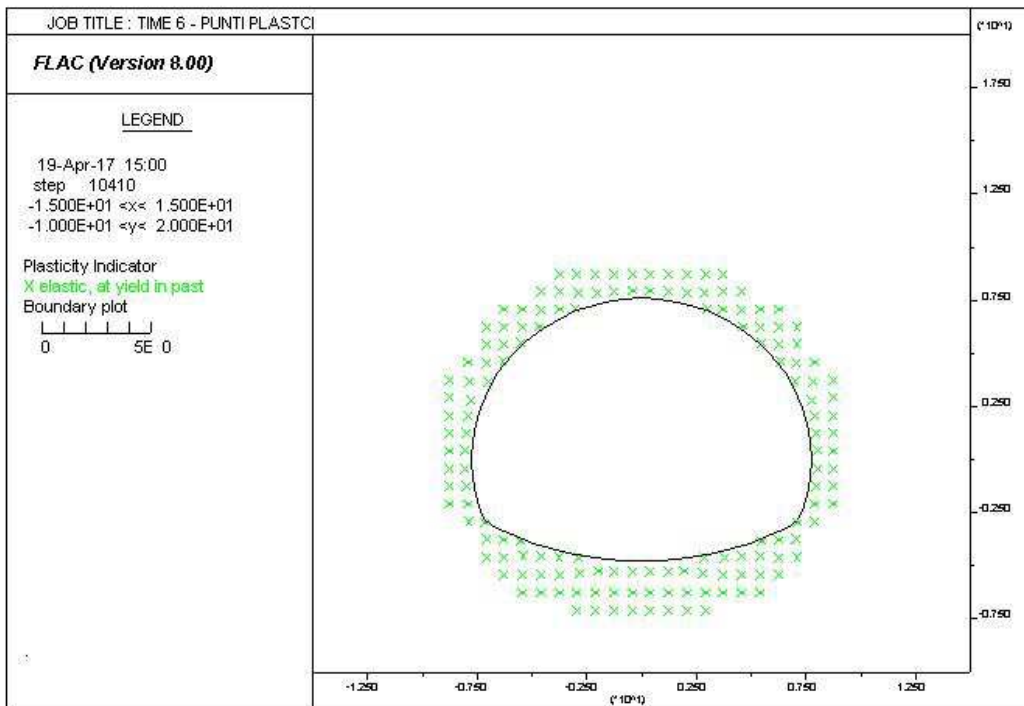
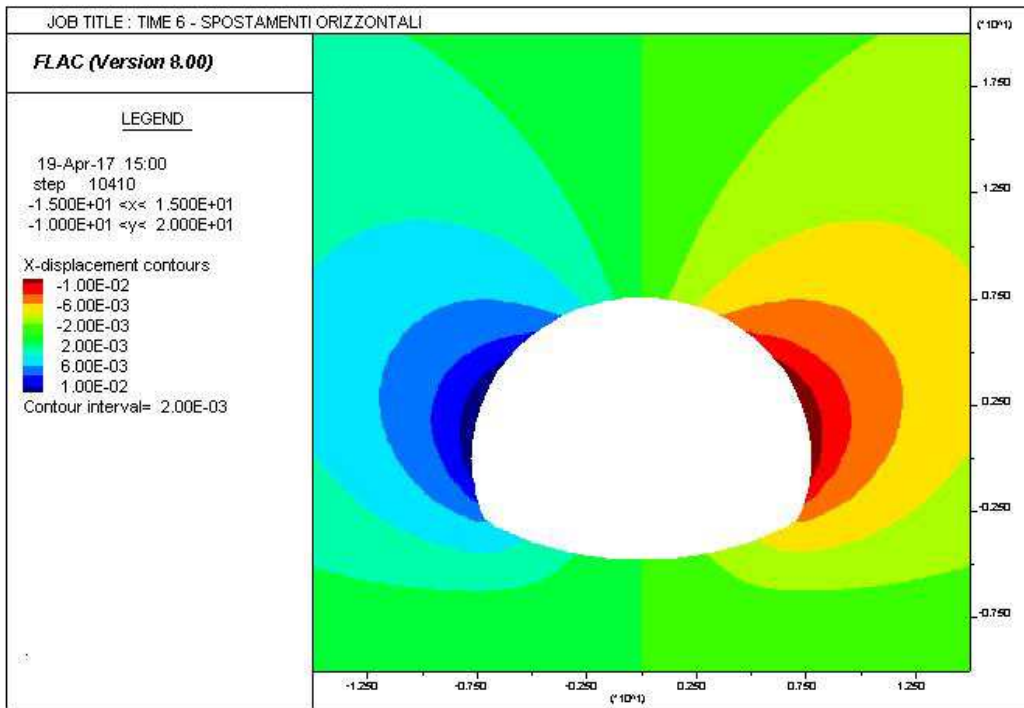
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



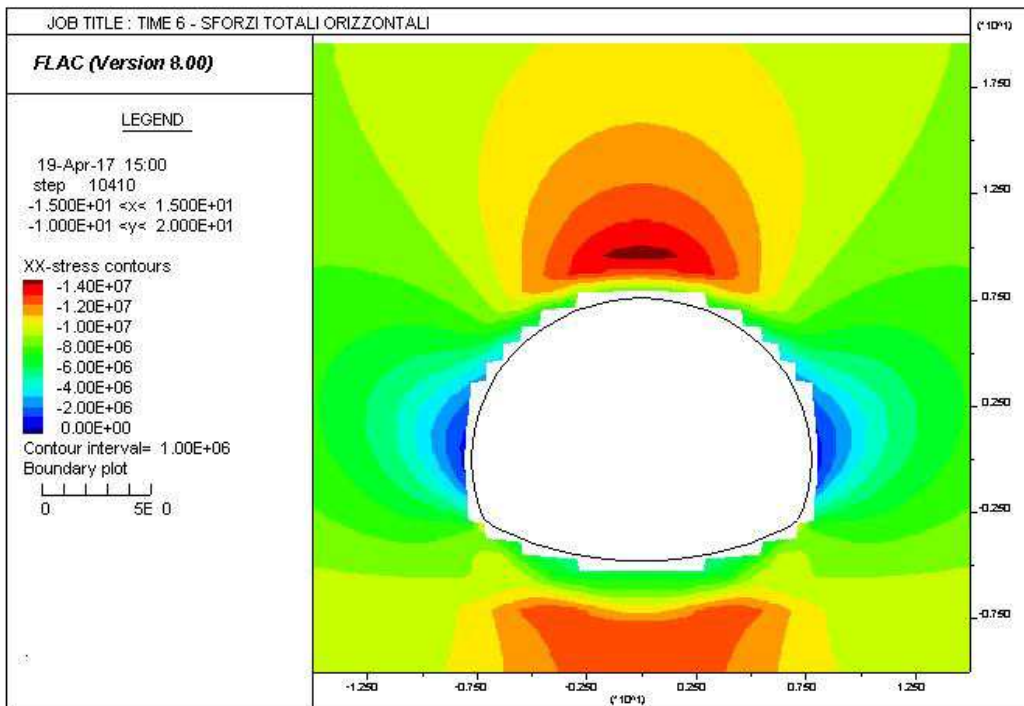
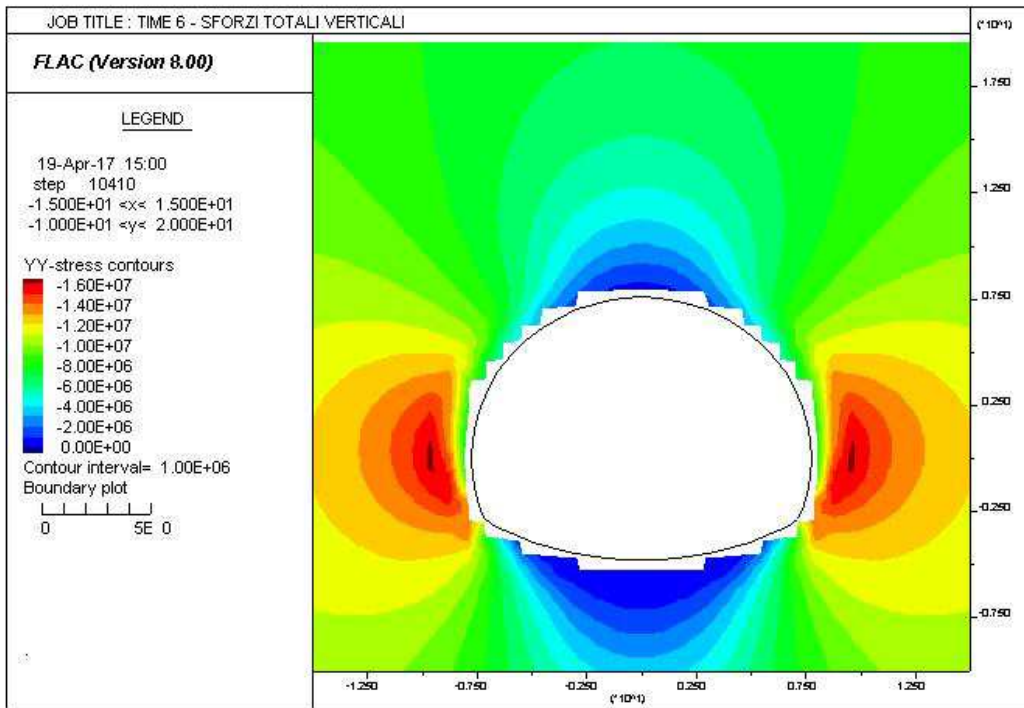
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



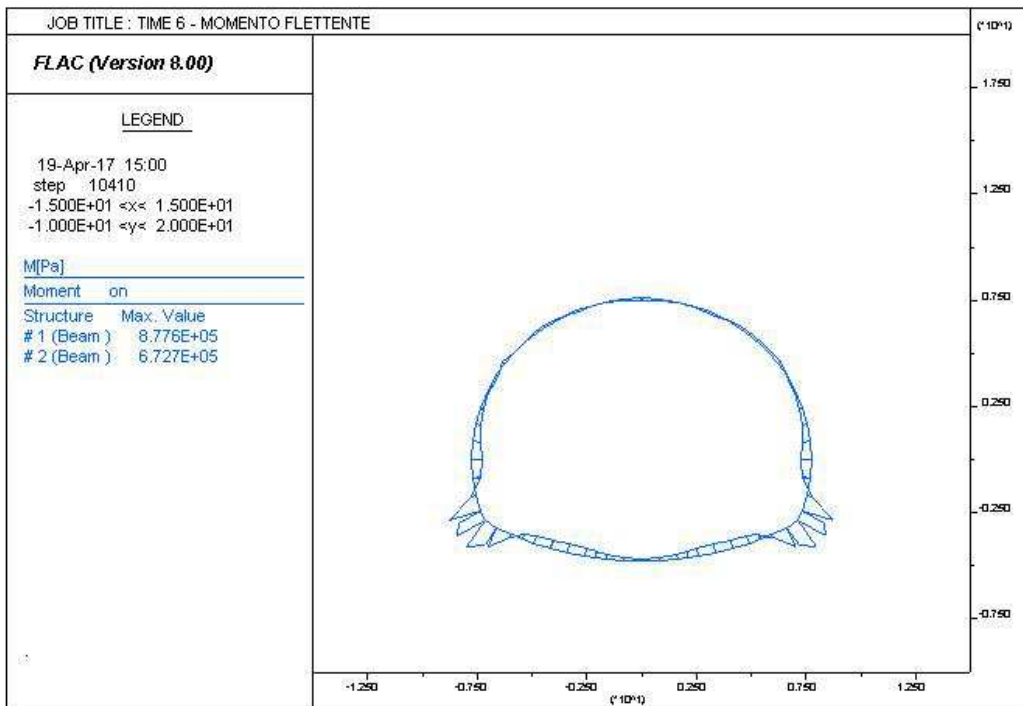
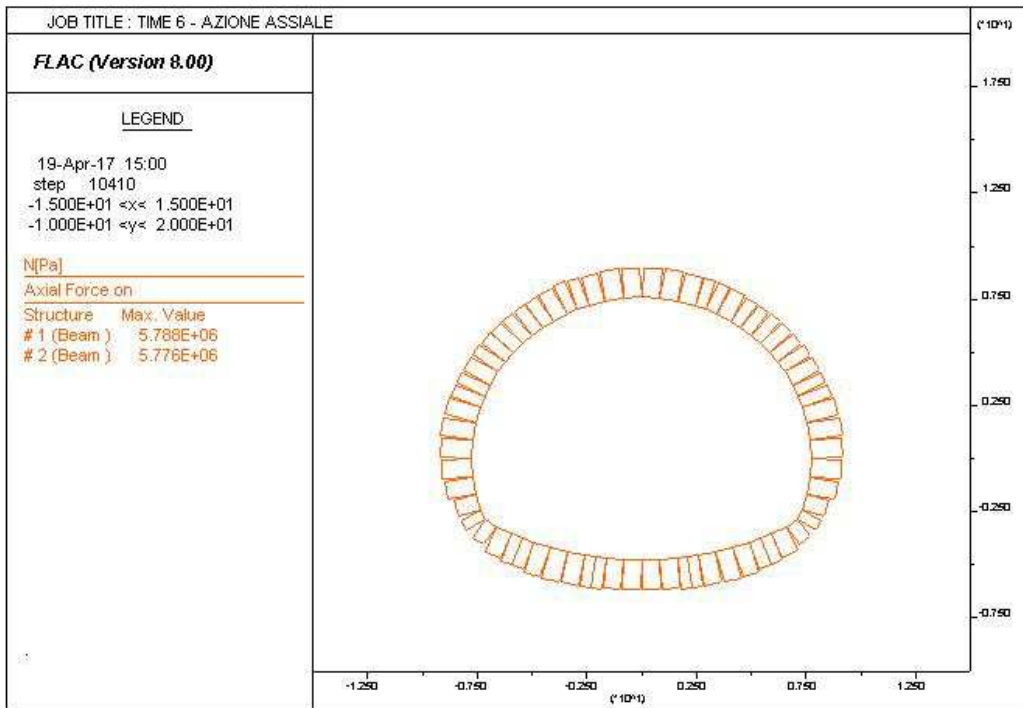
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



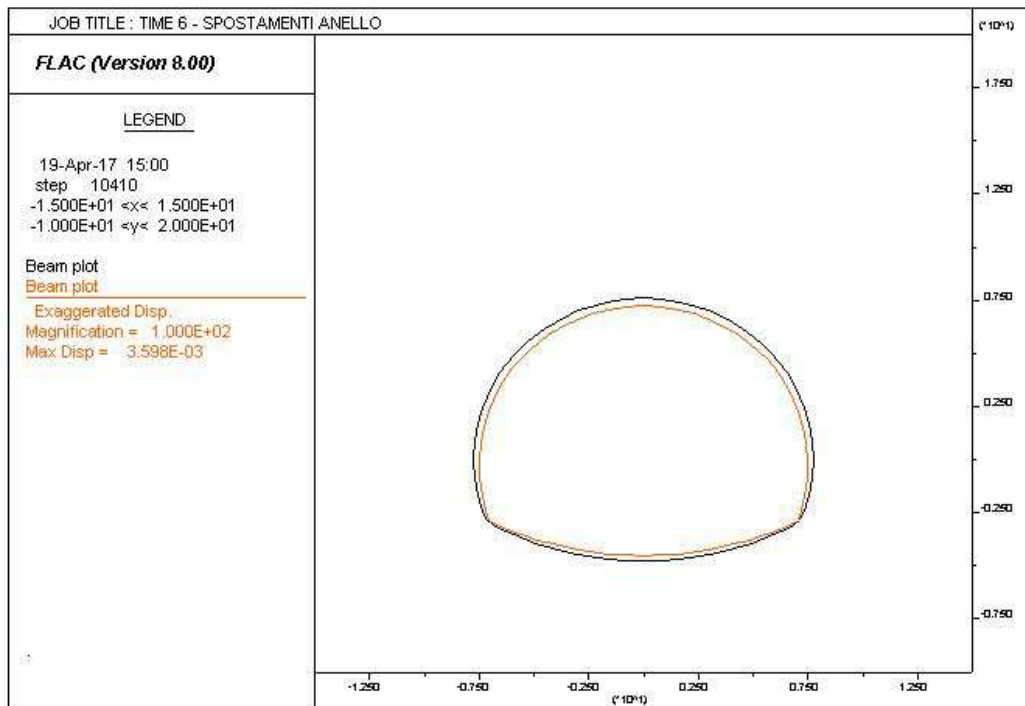
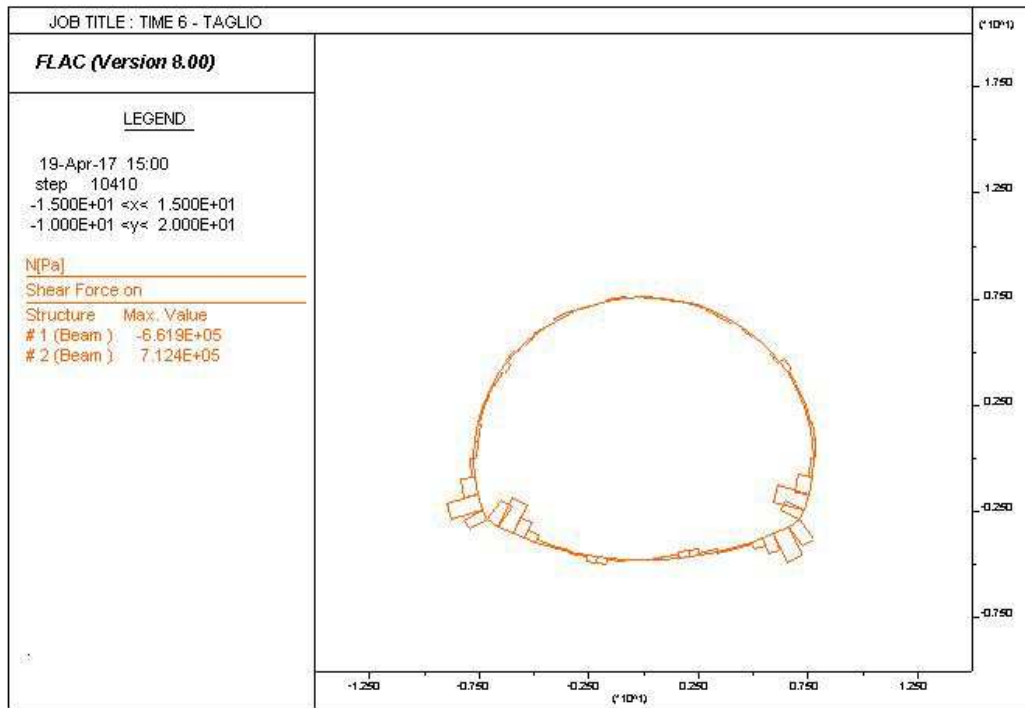
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



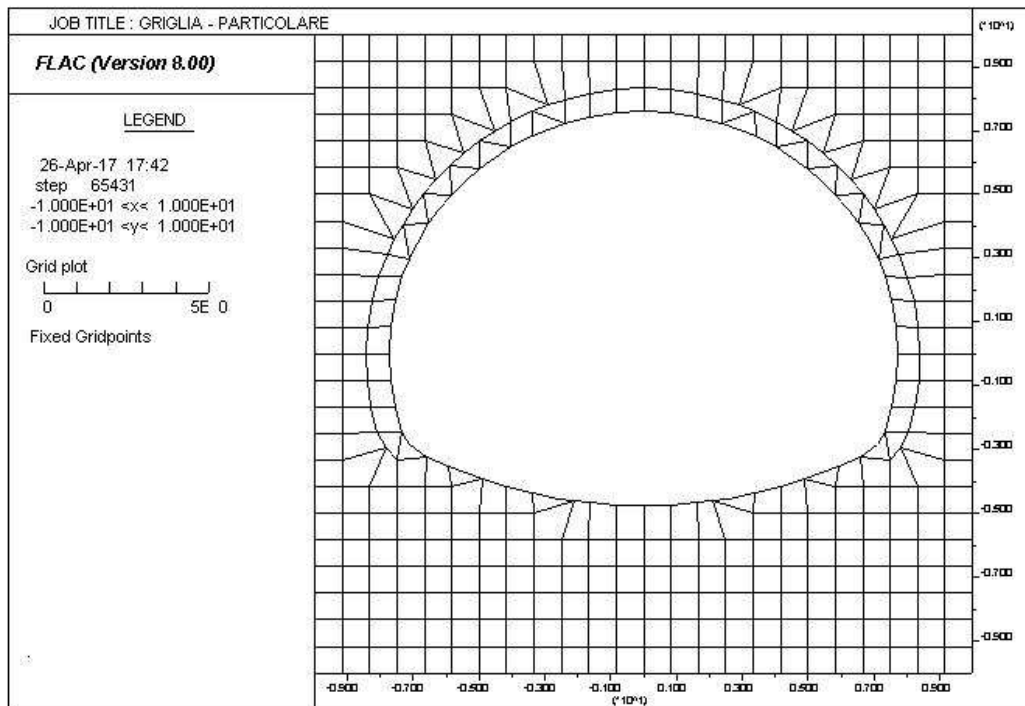
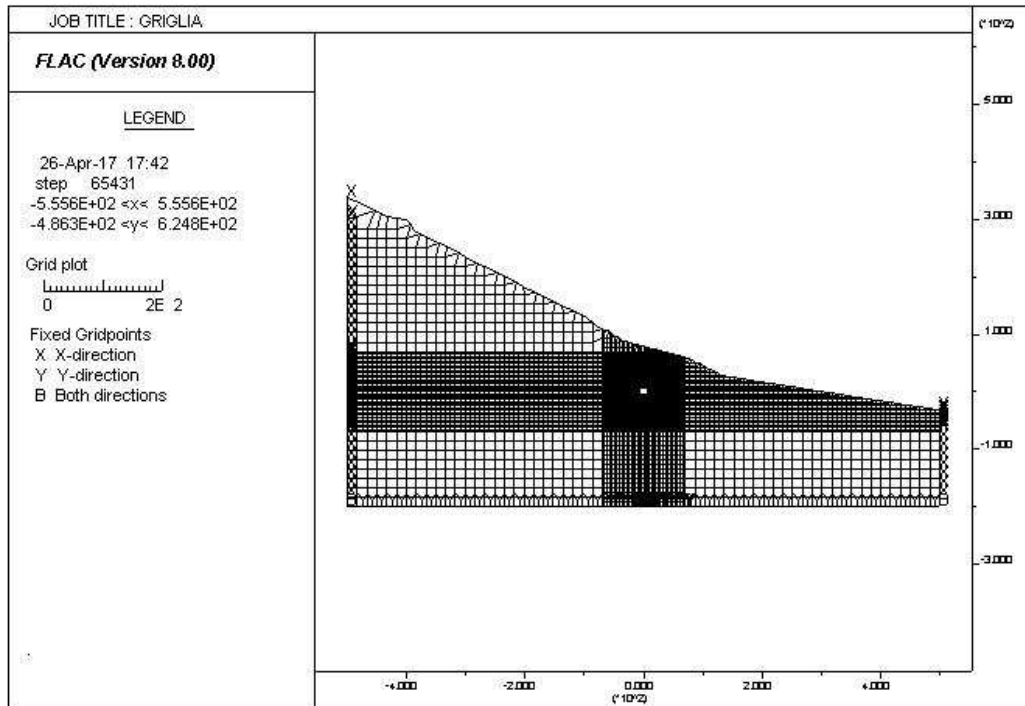
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



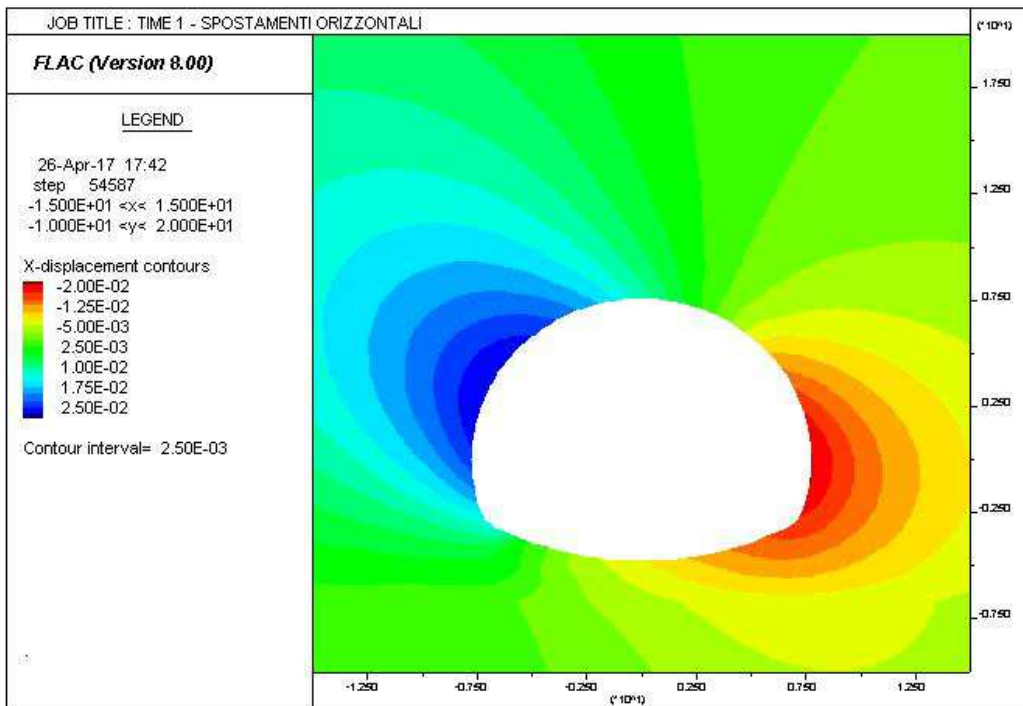
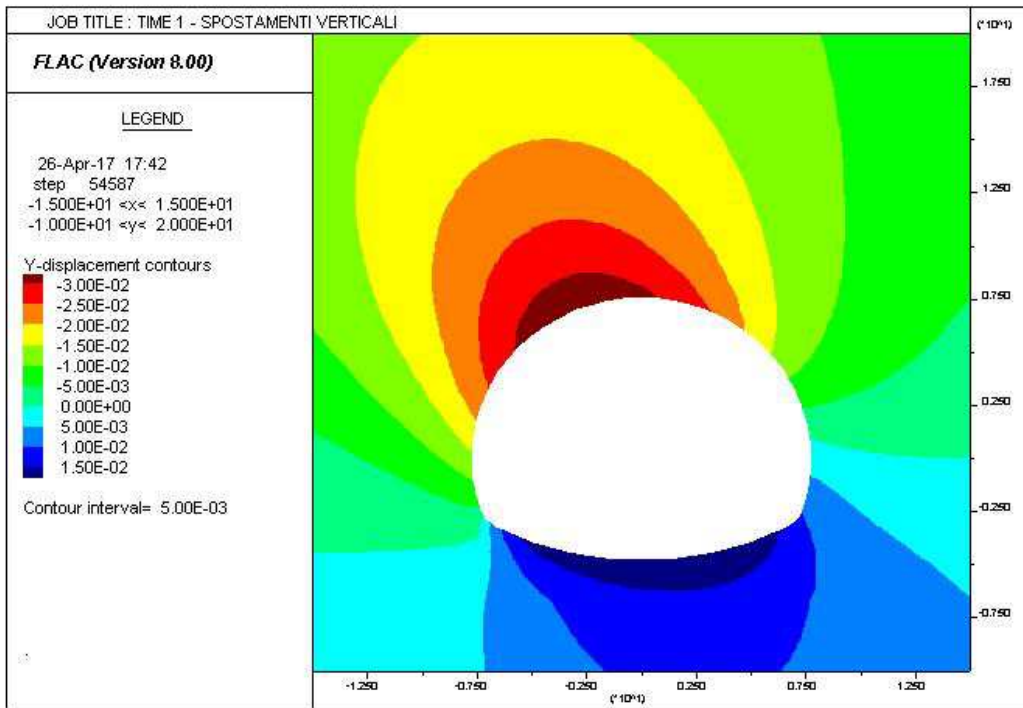
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



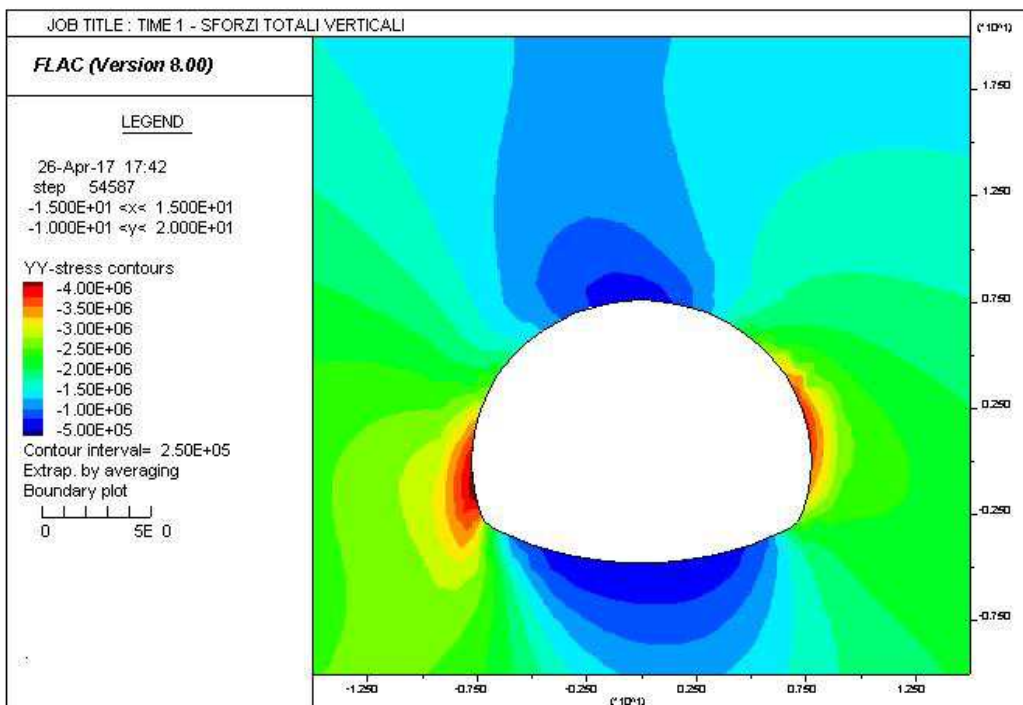
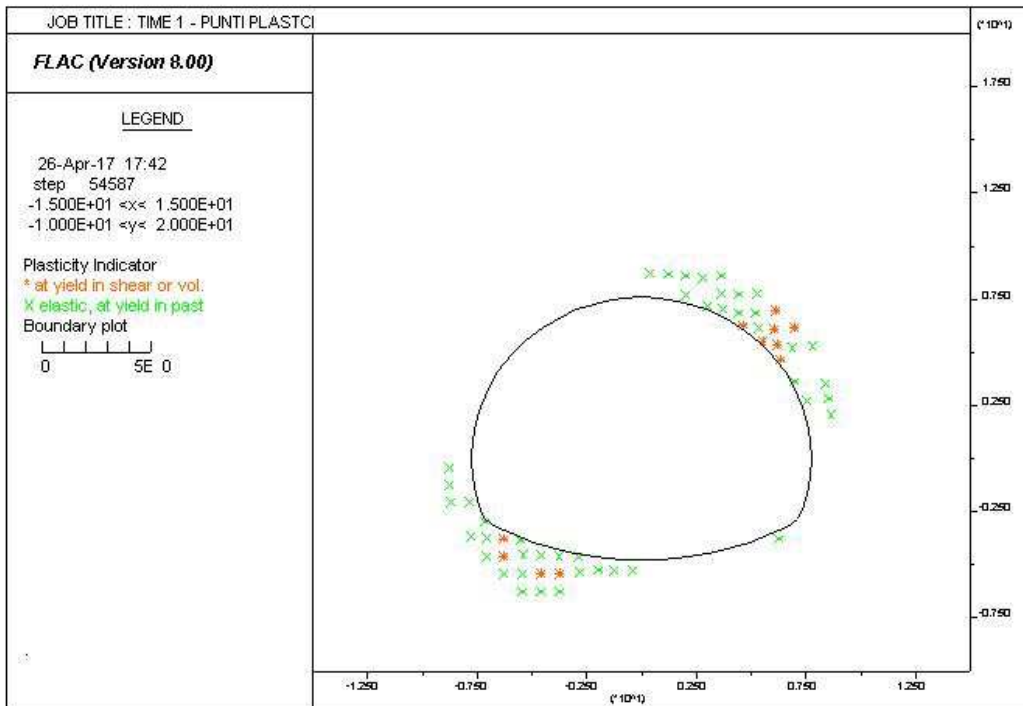
16.3 SEZIONE 3



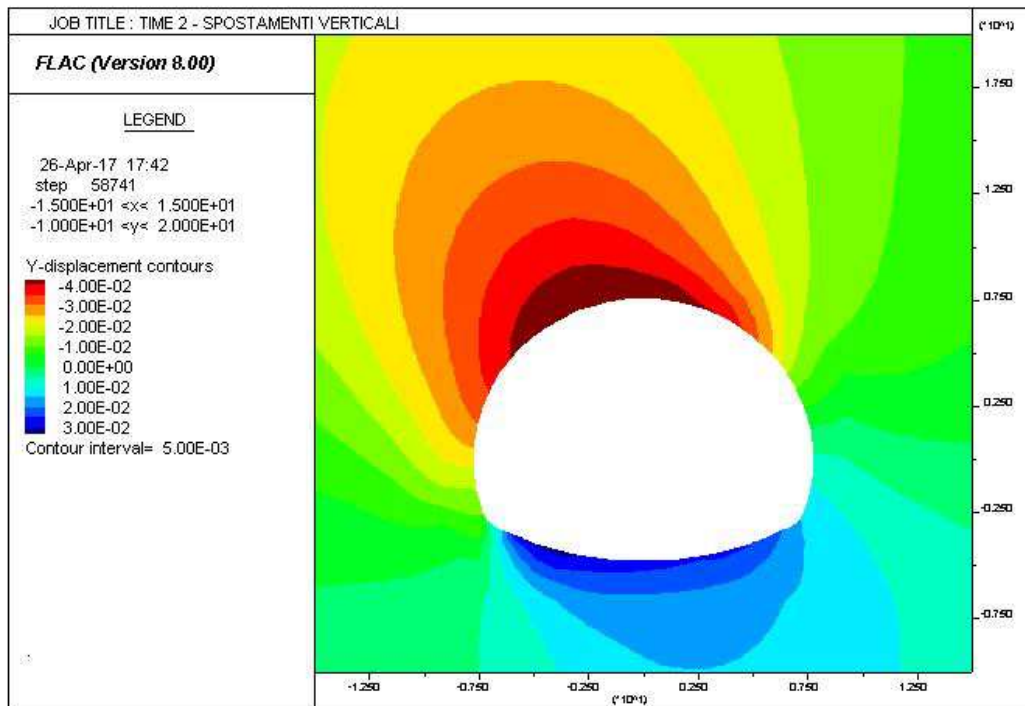
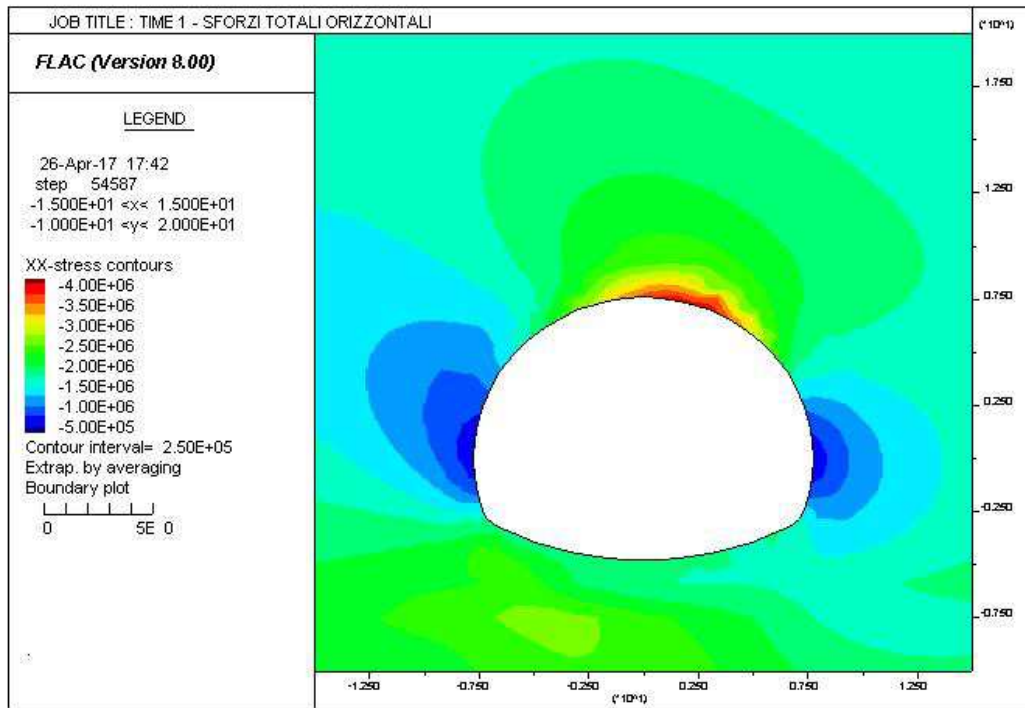
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



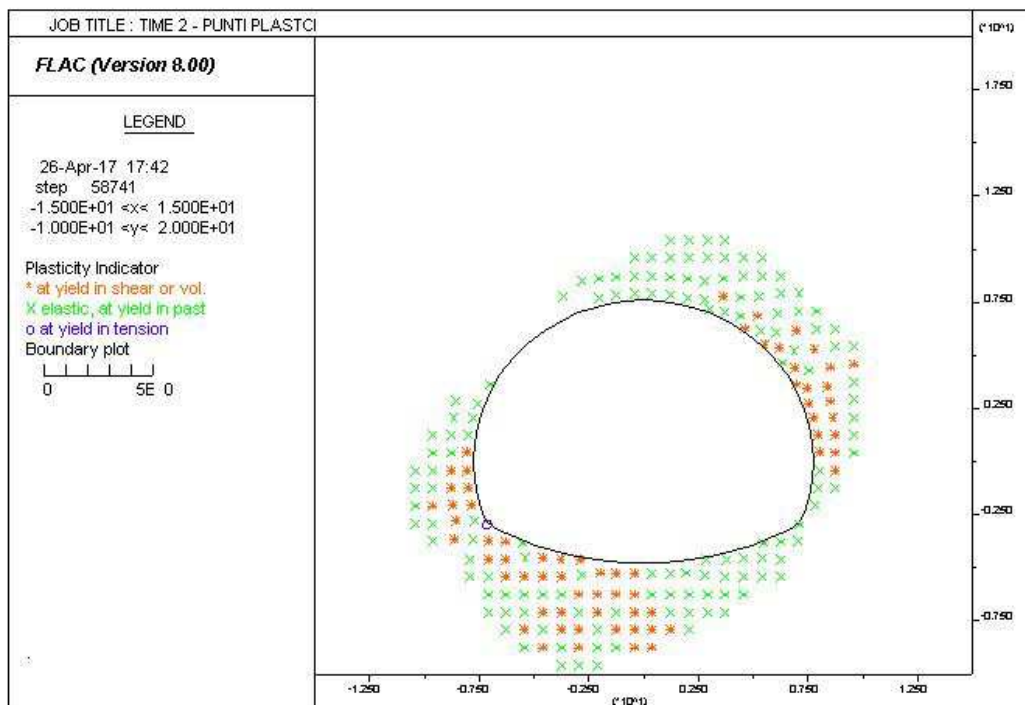
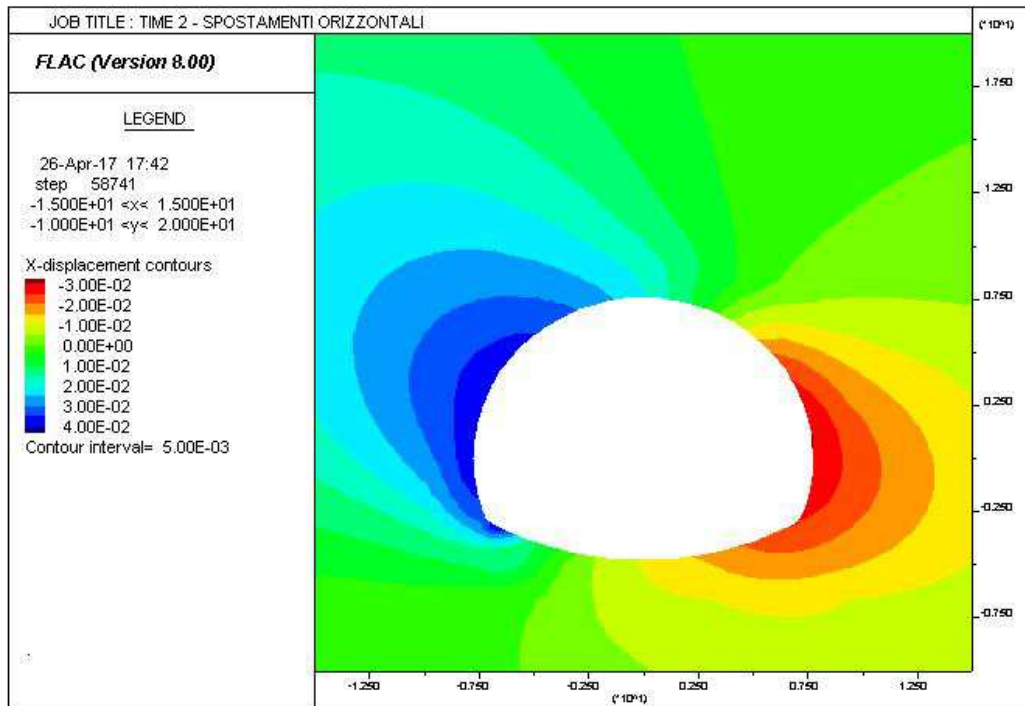
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



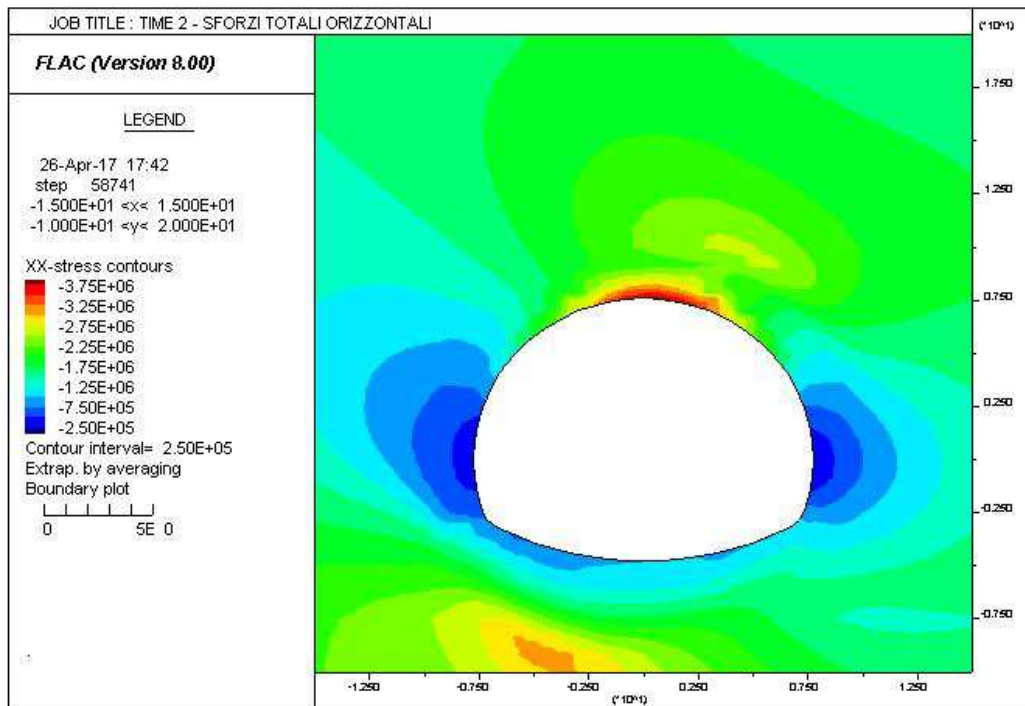
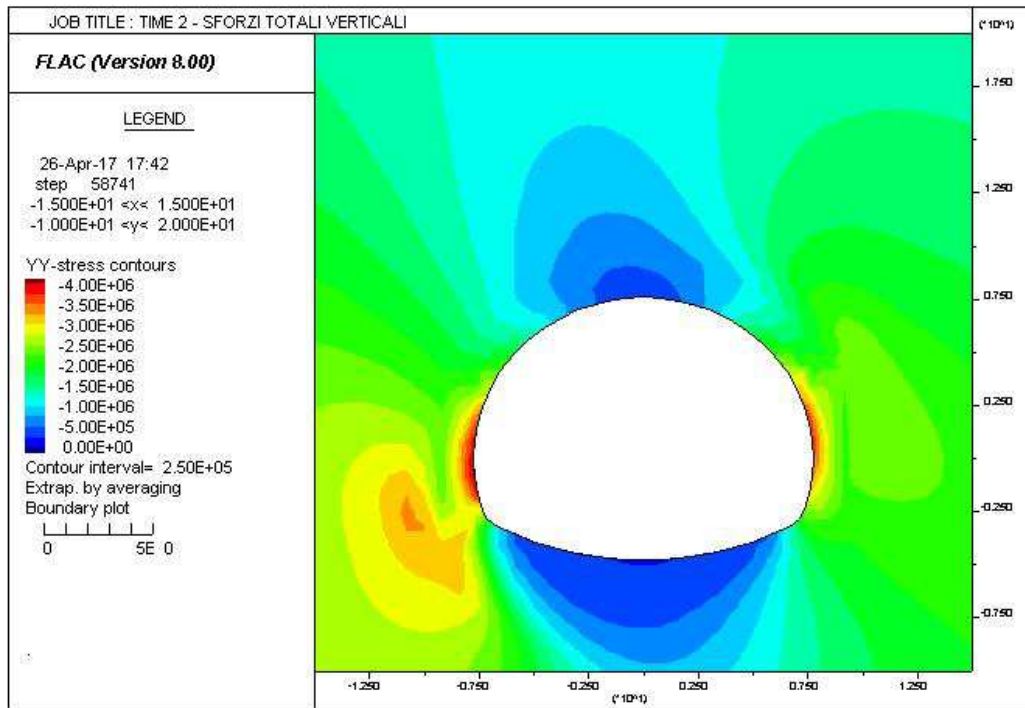
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



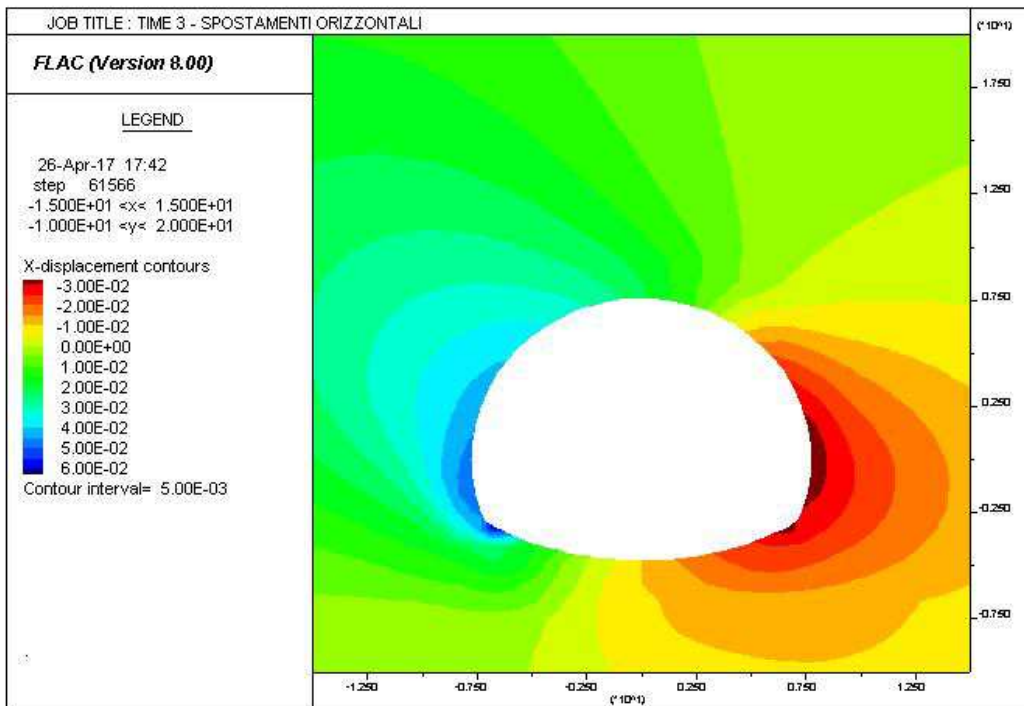
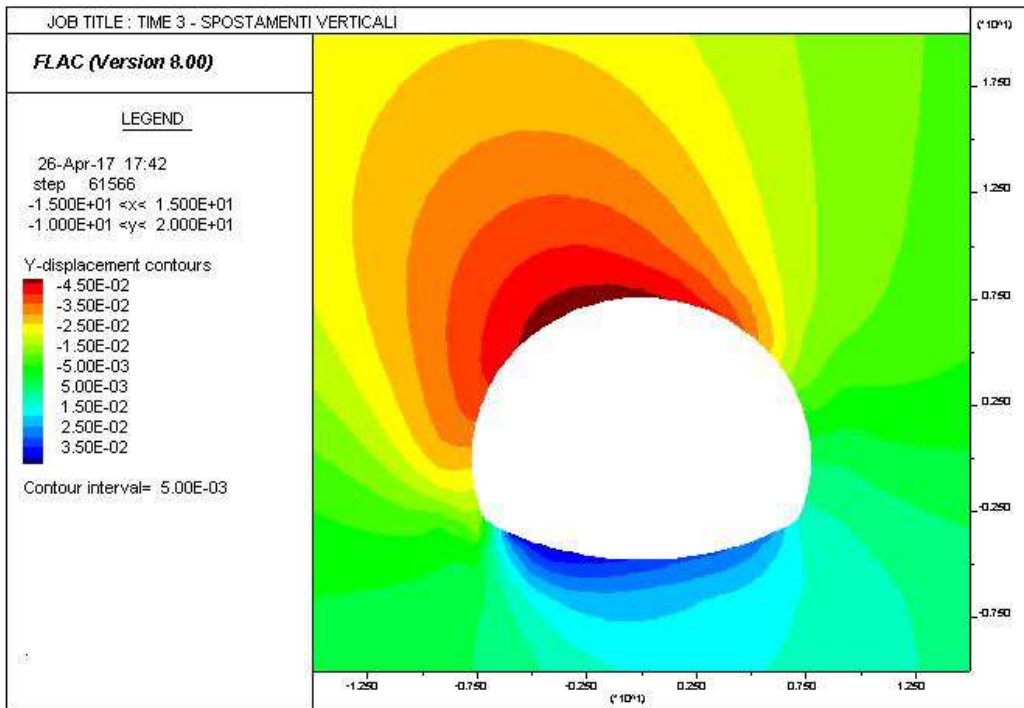
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



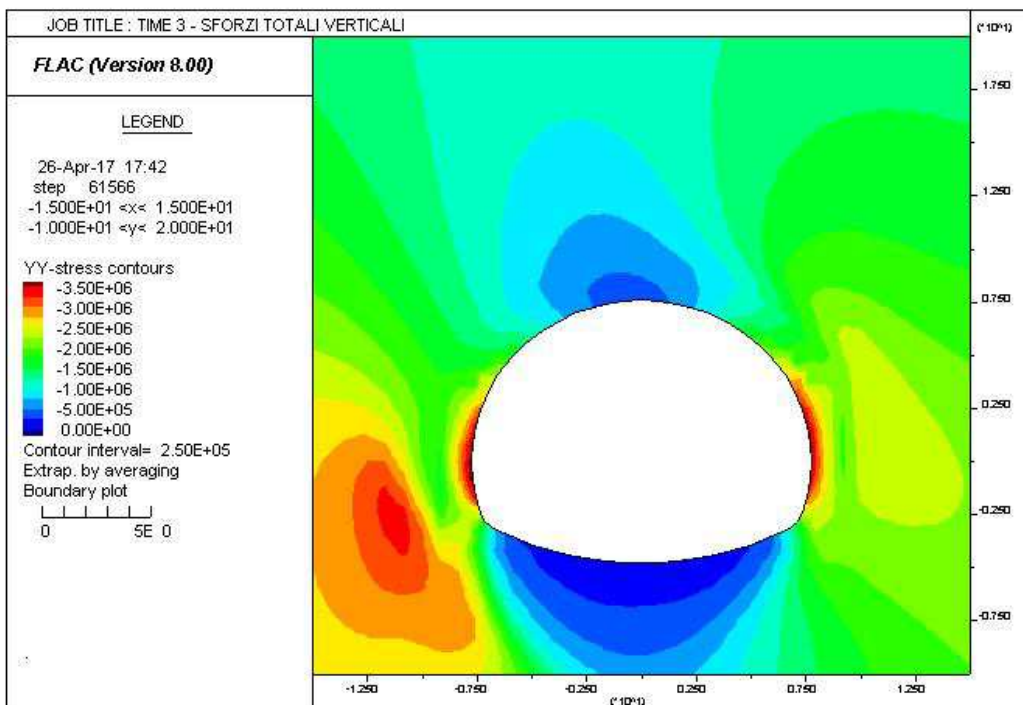
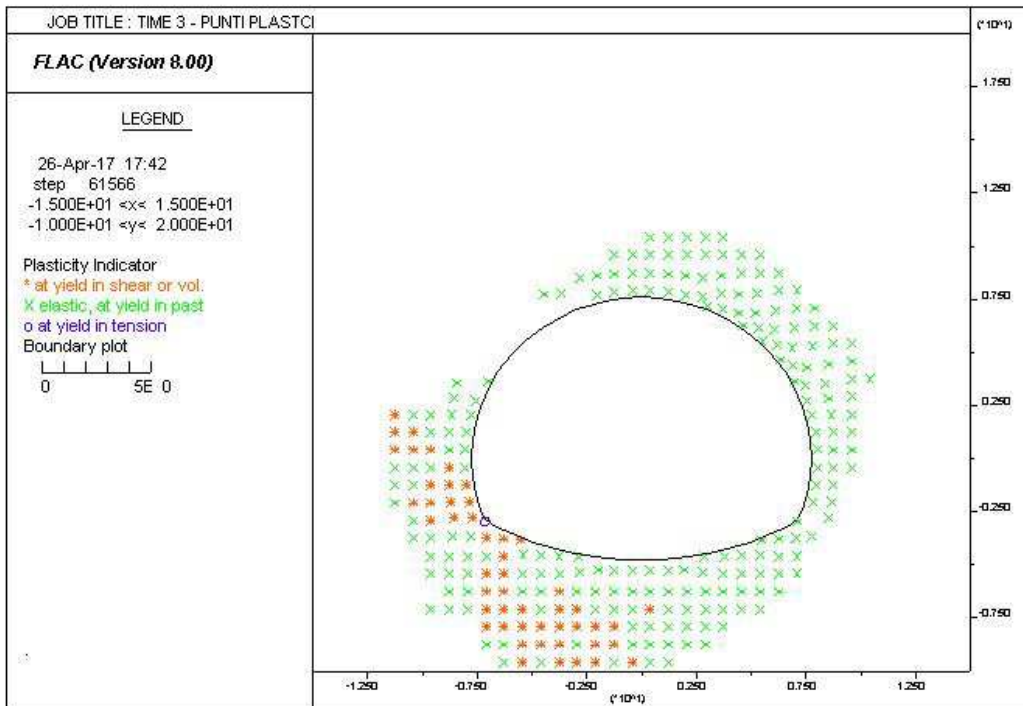
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



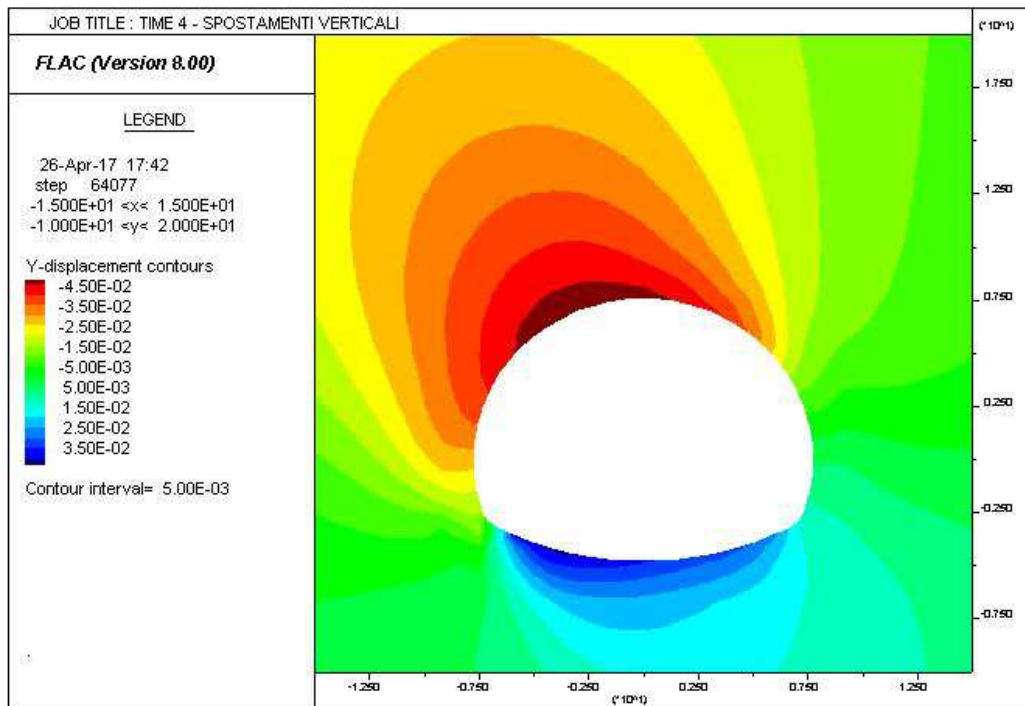
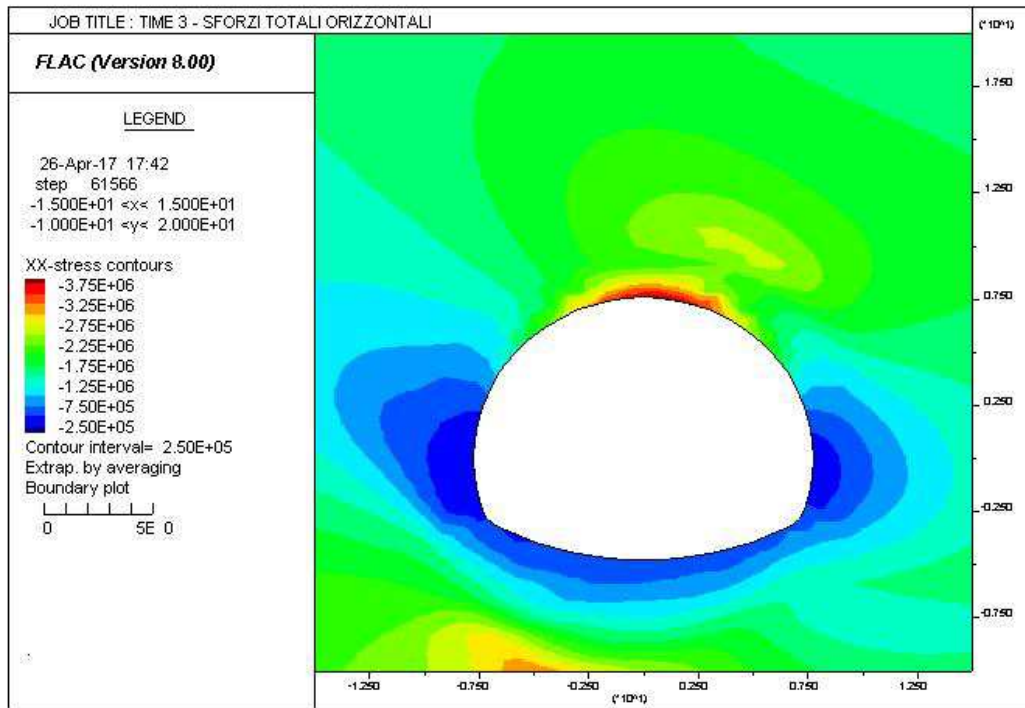
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



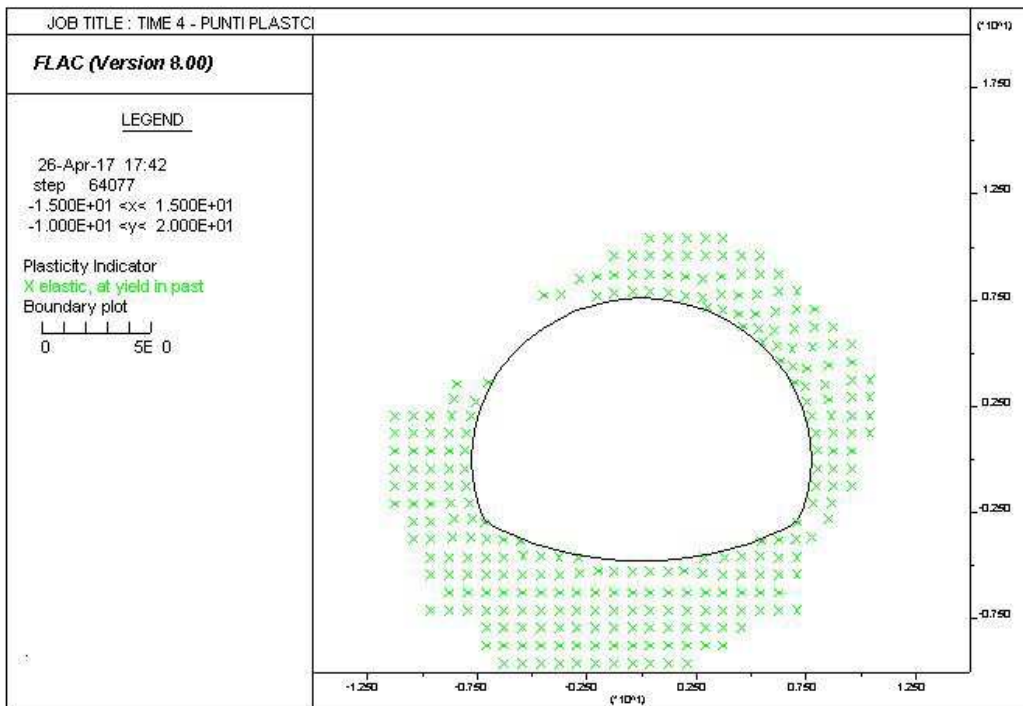
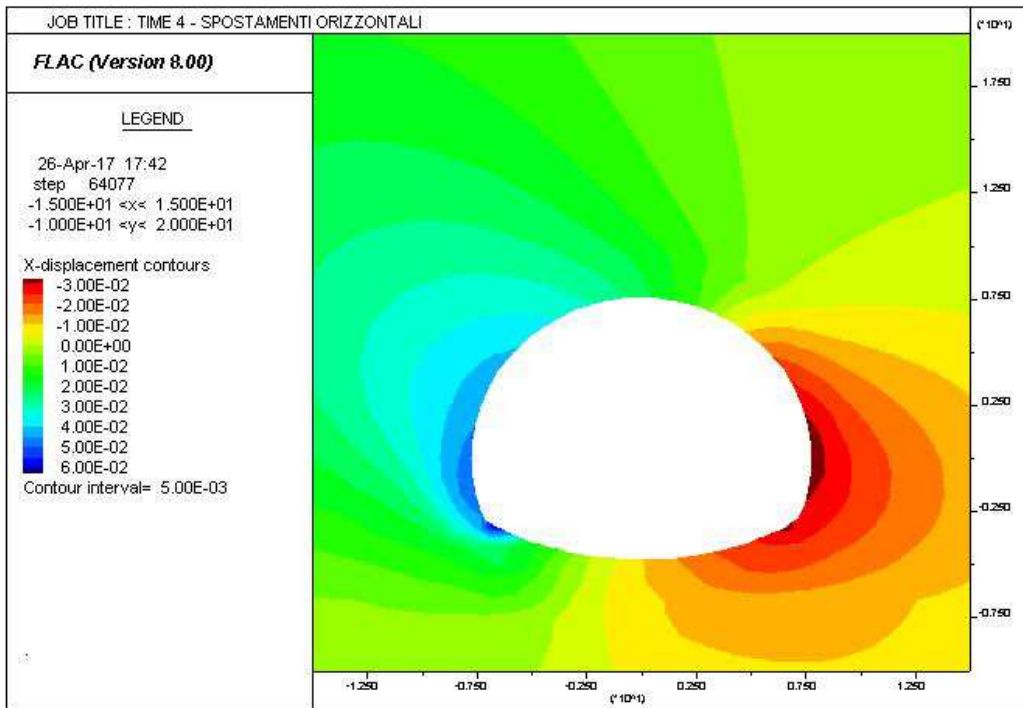
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



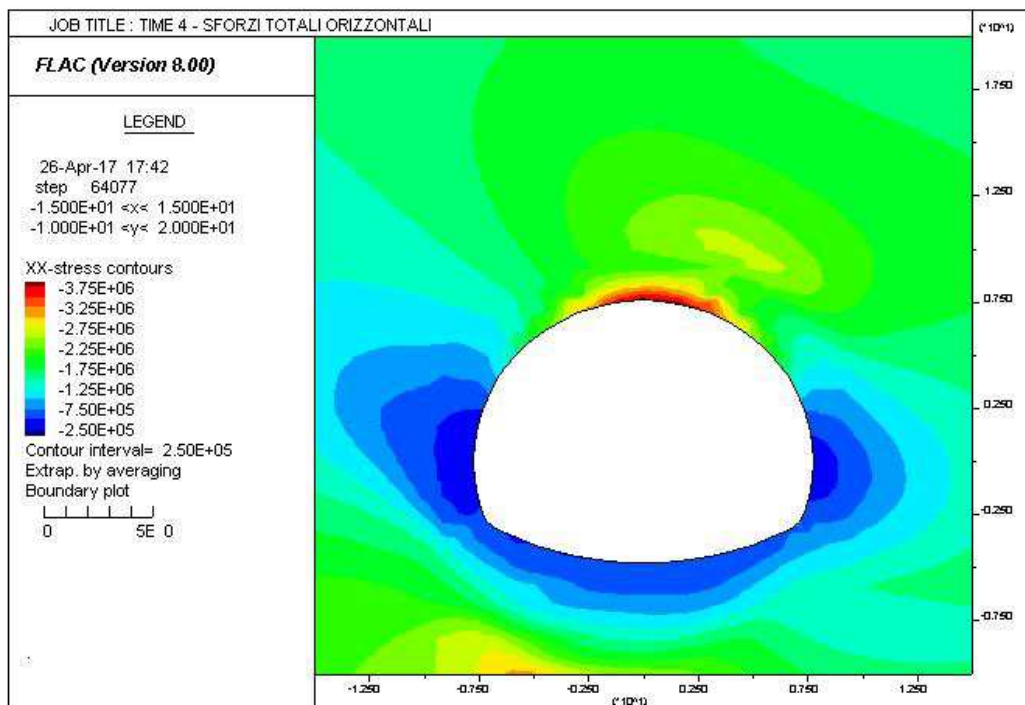
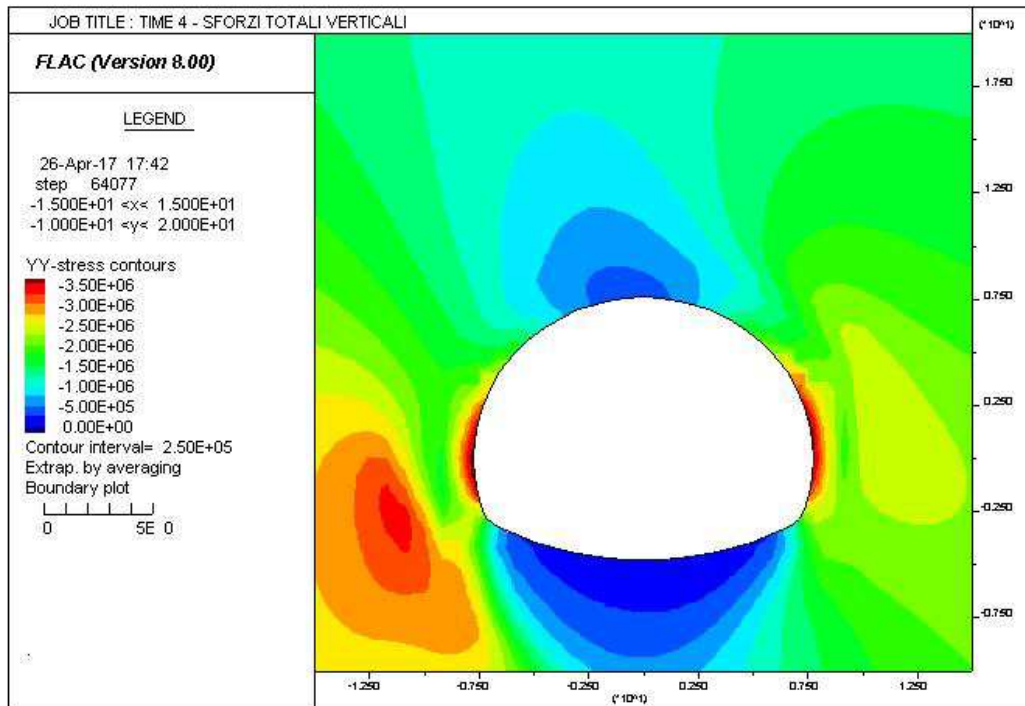
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



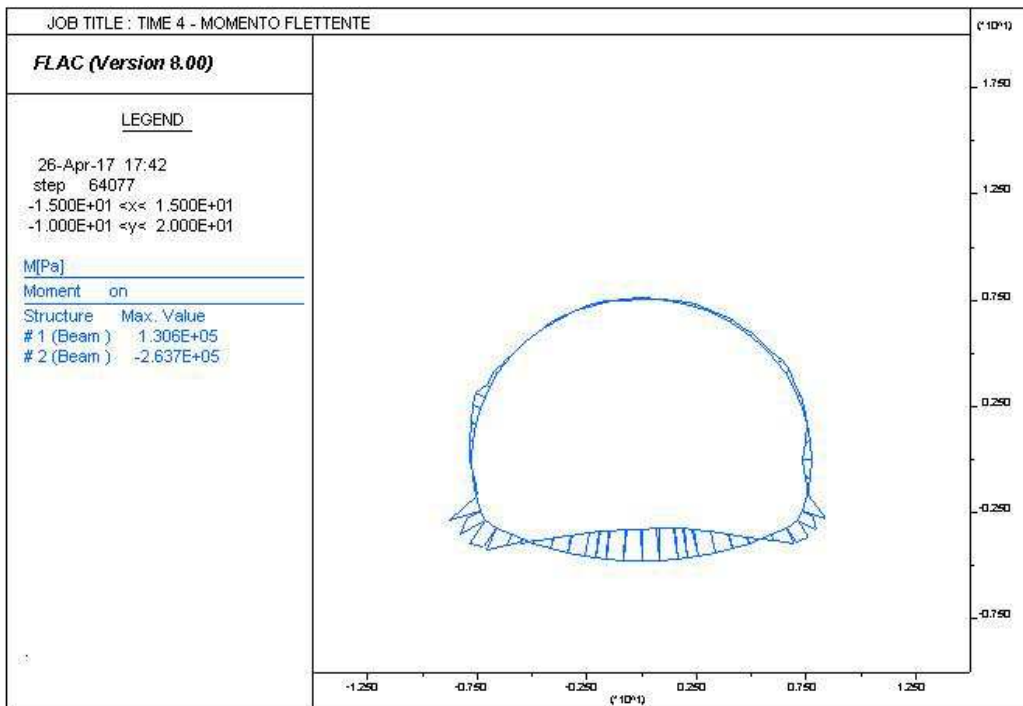
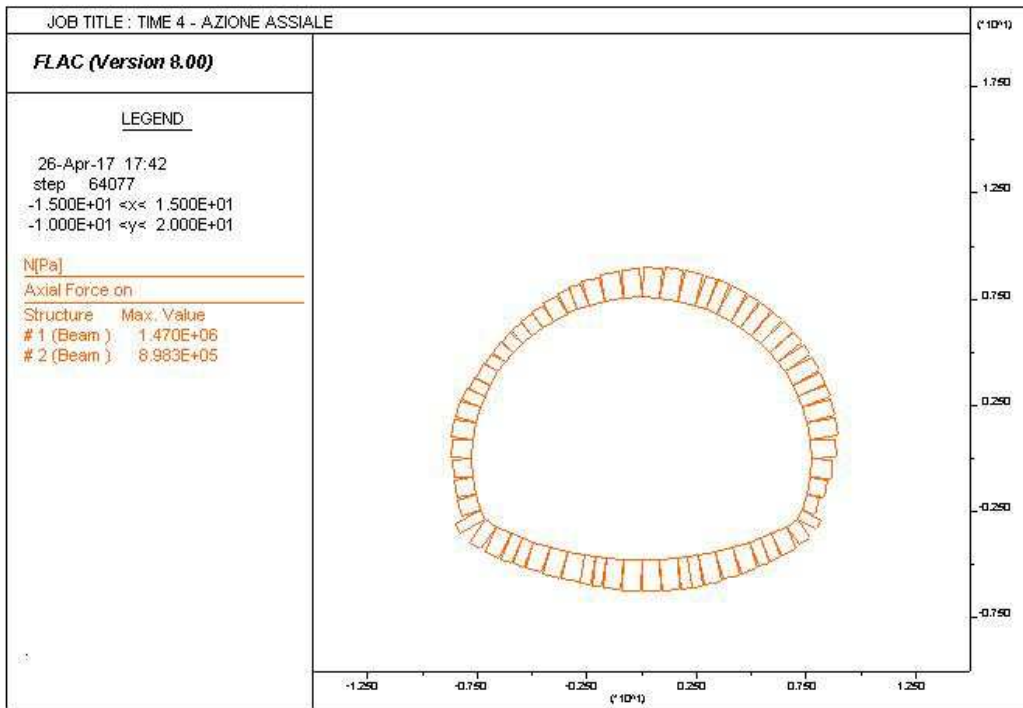
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



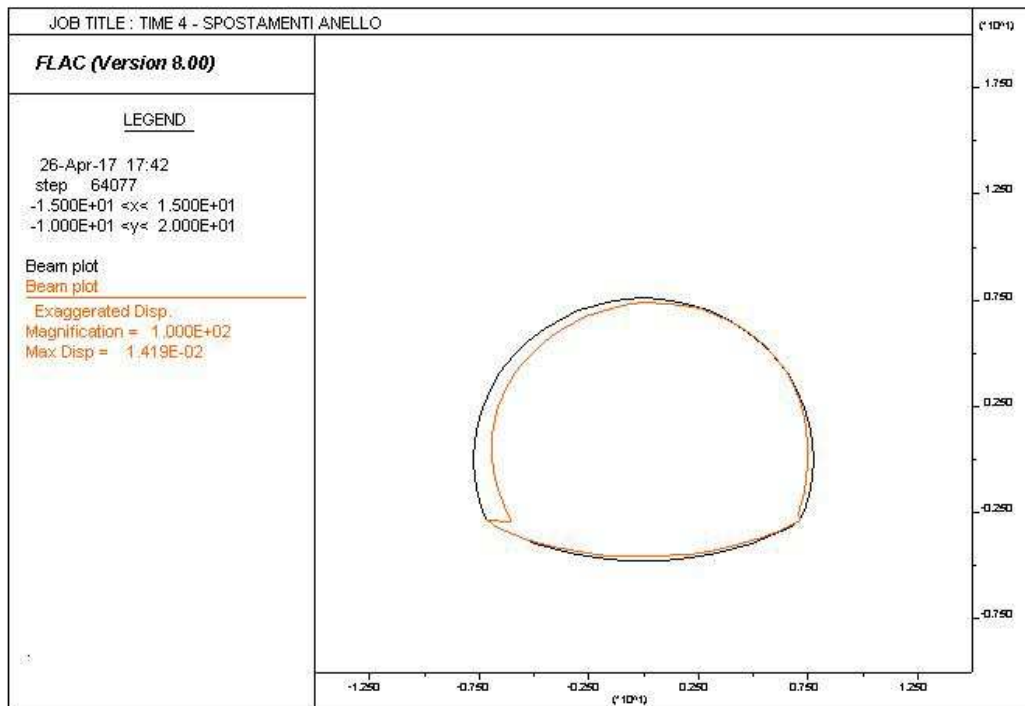
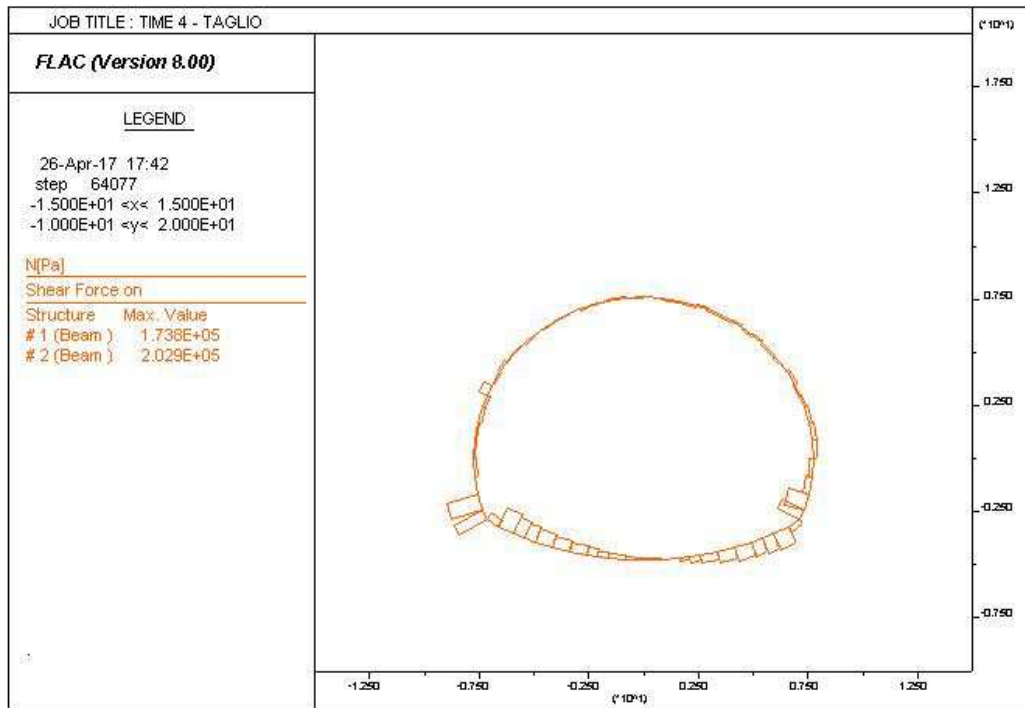
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



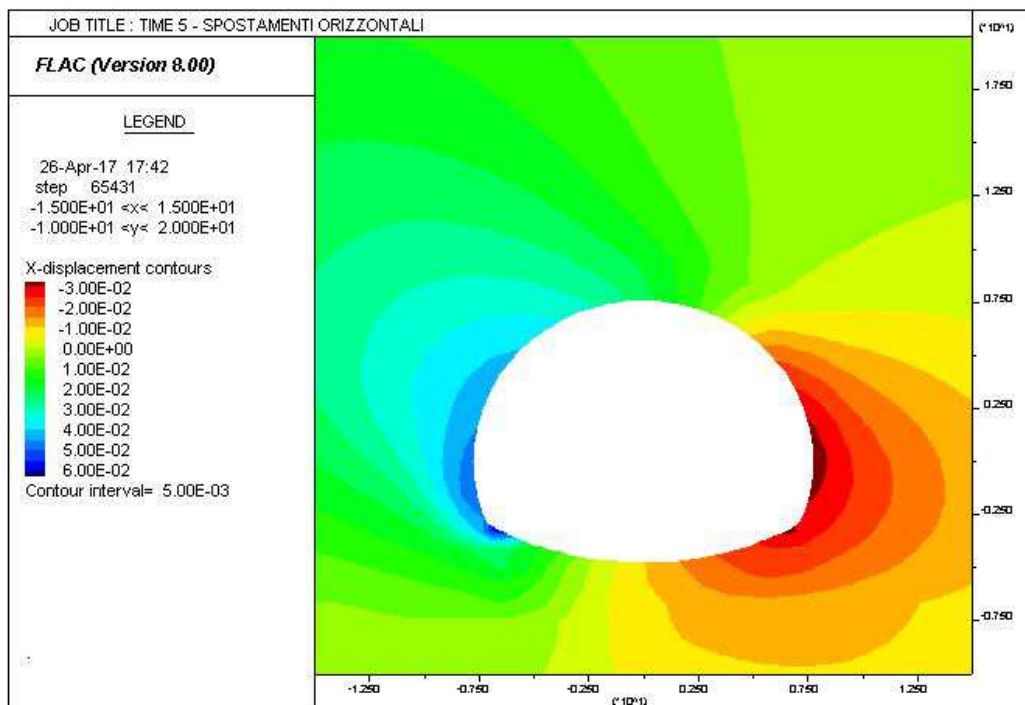
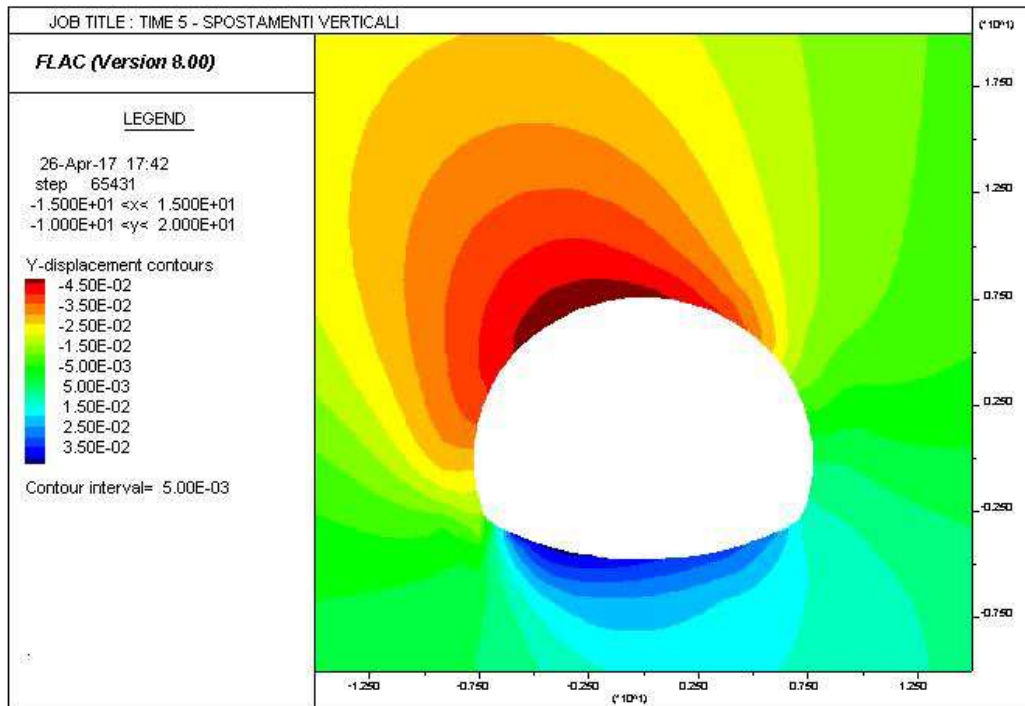
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



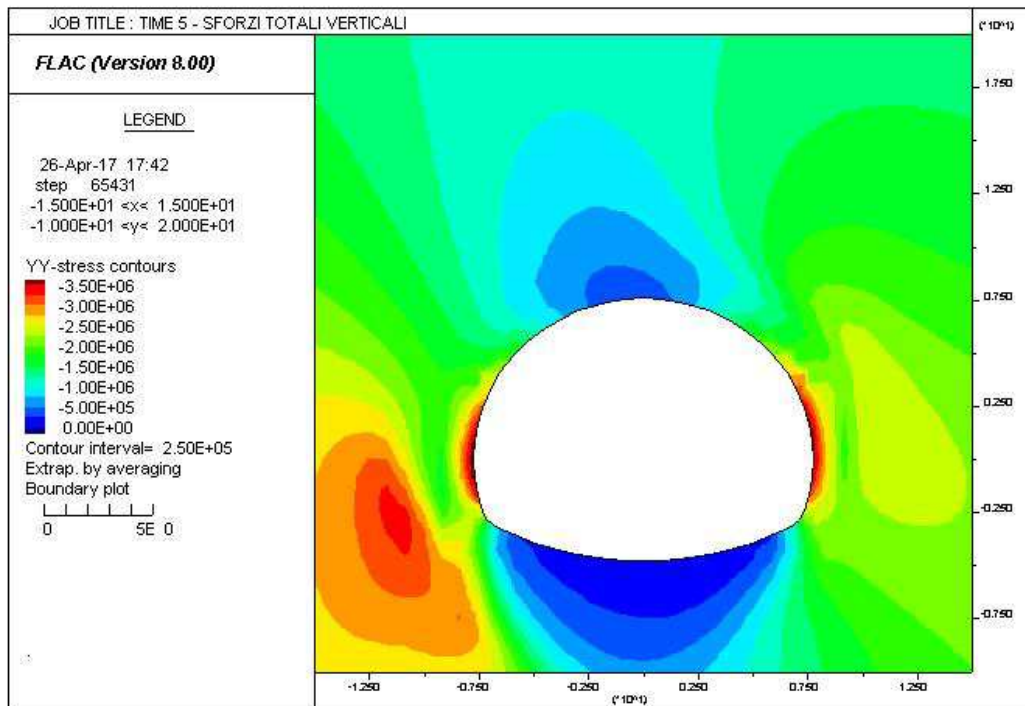
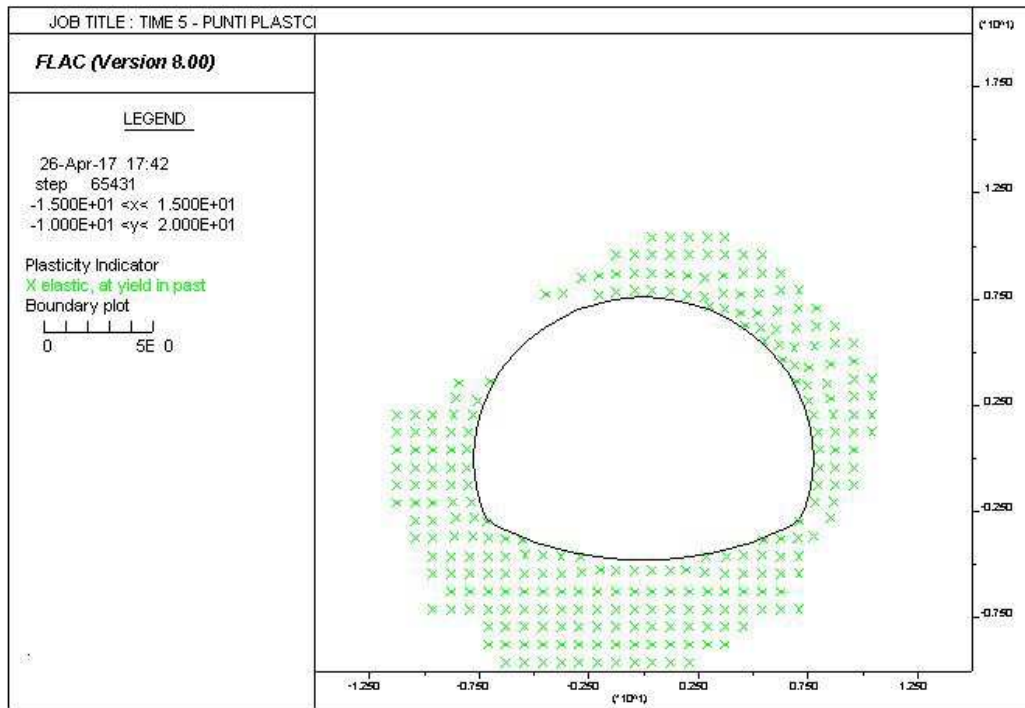
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



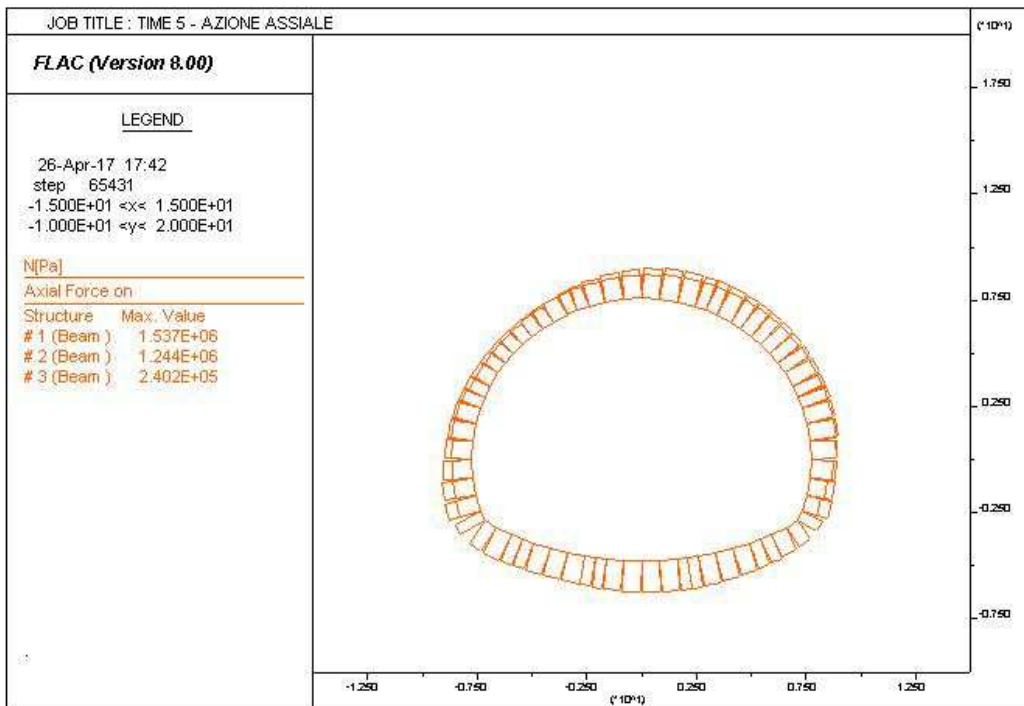
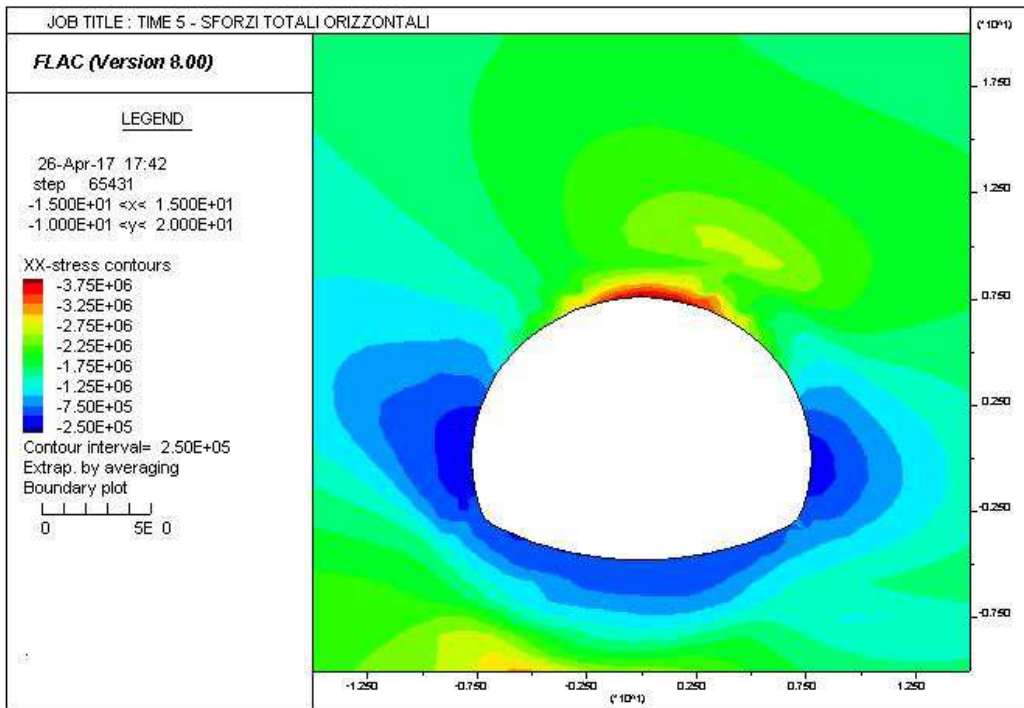
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



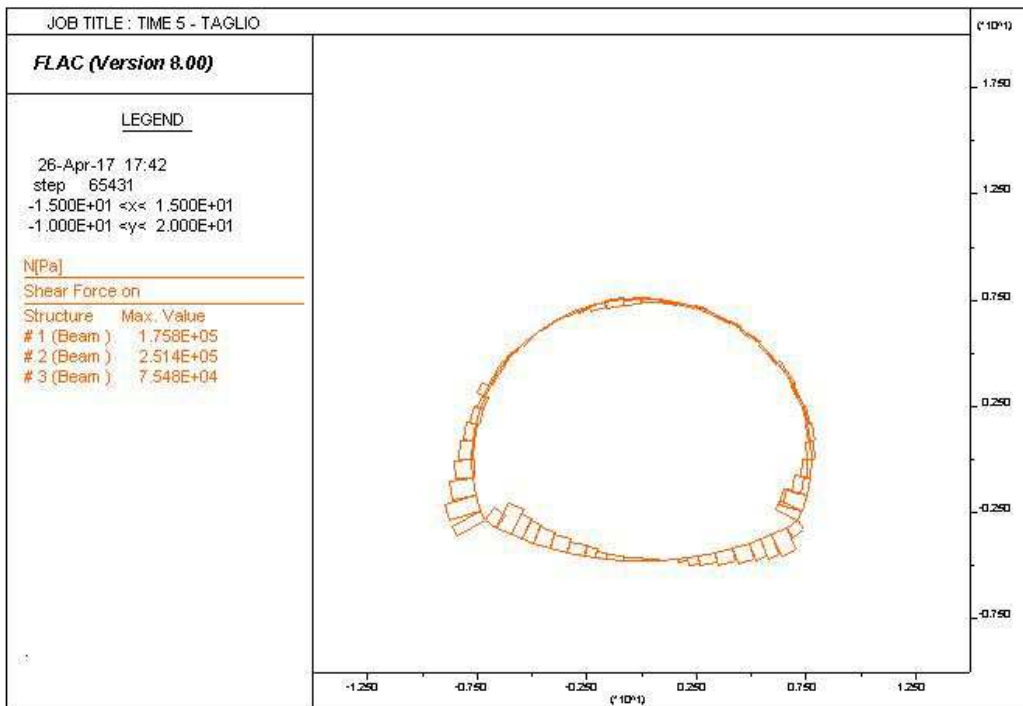
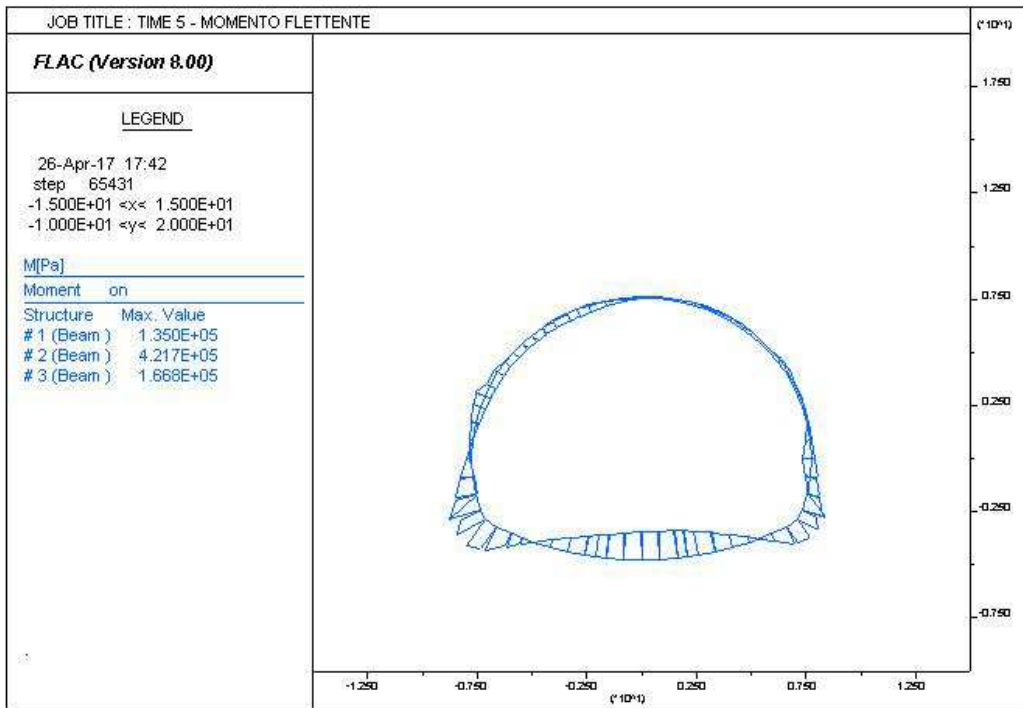
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



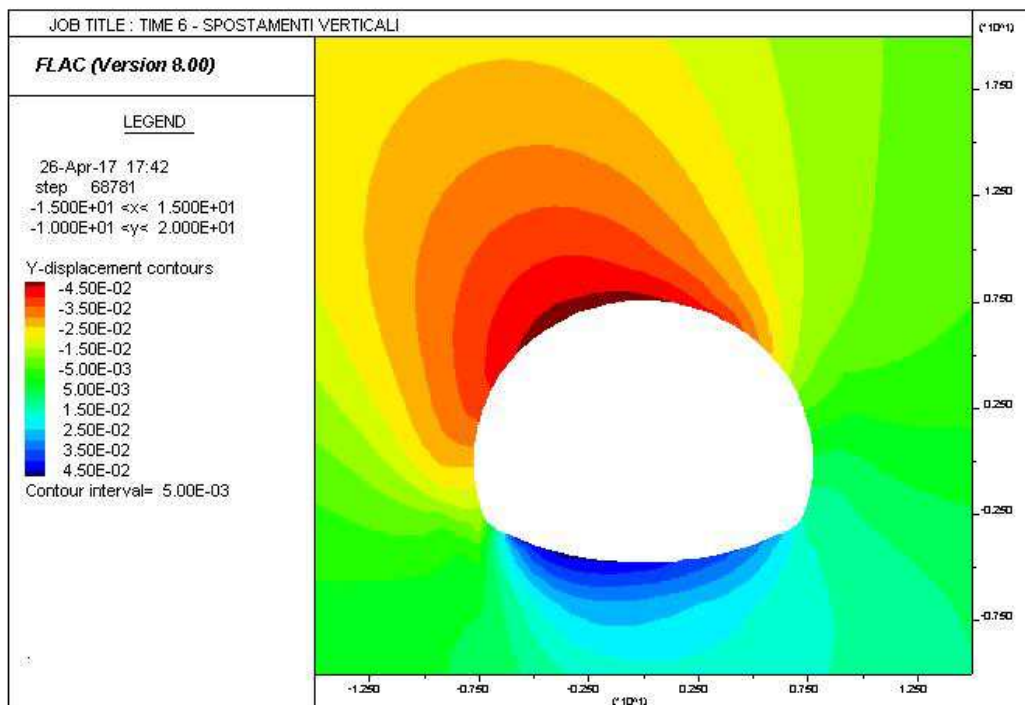
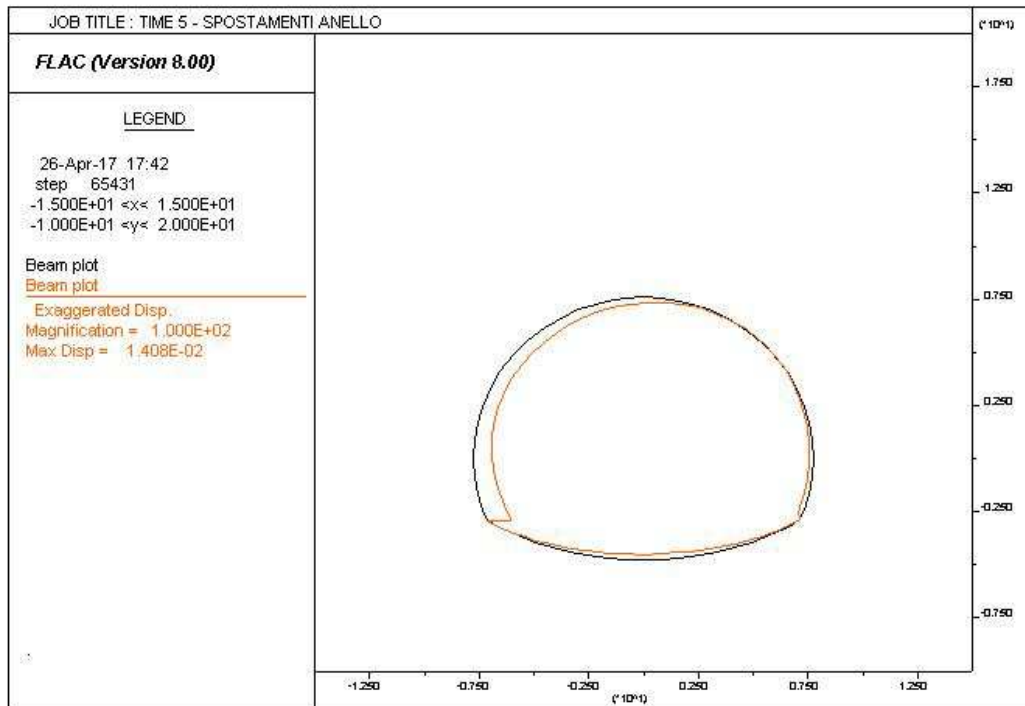
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



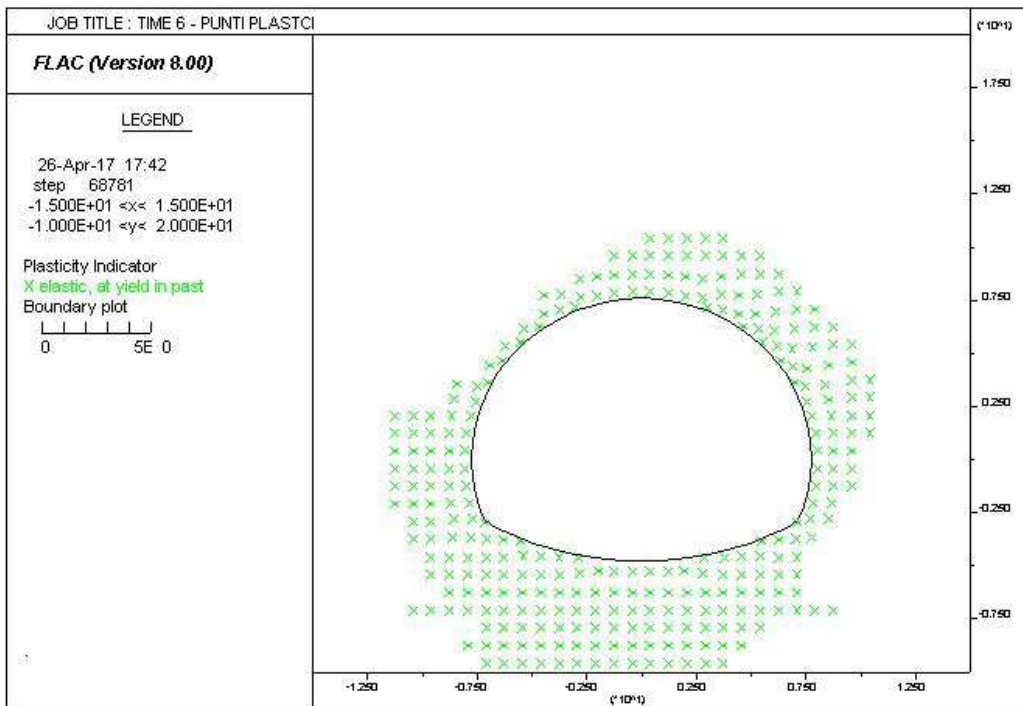
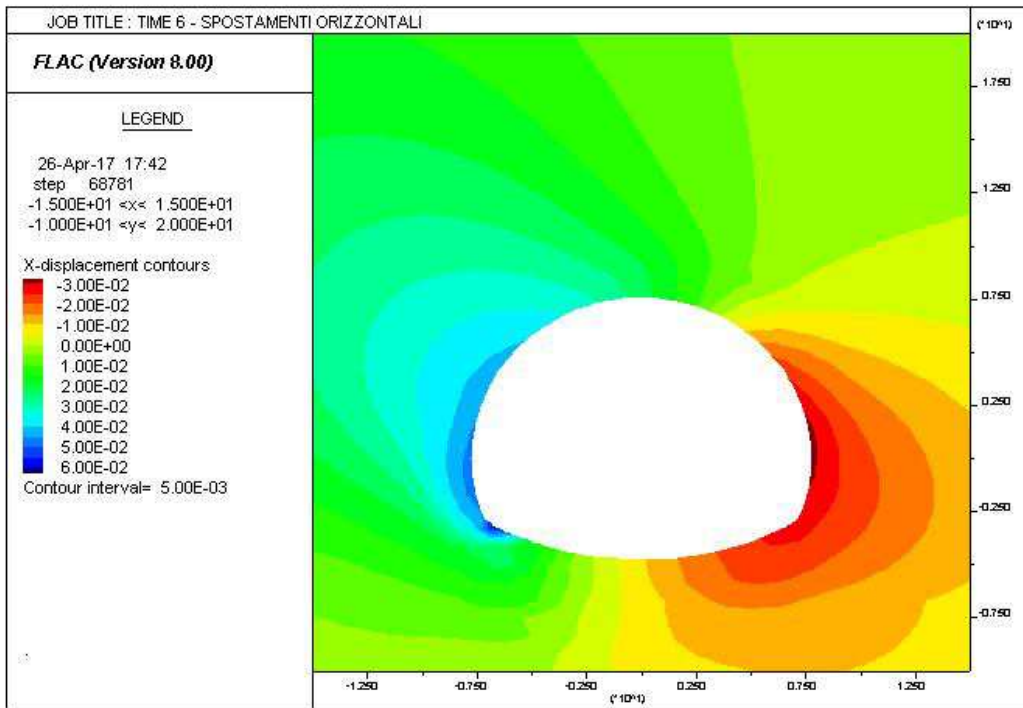
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



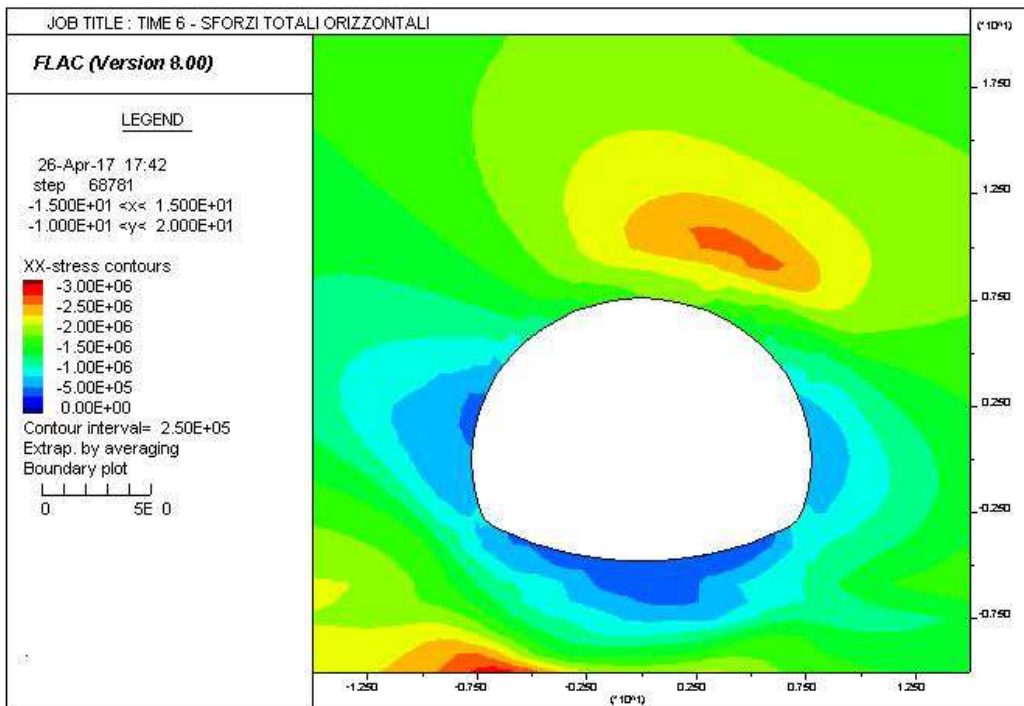
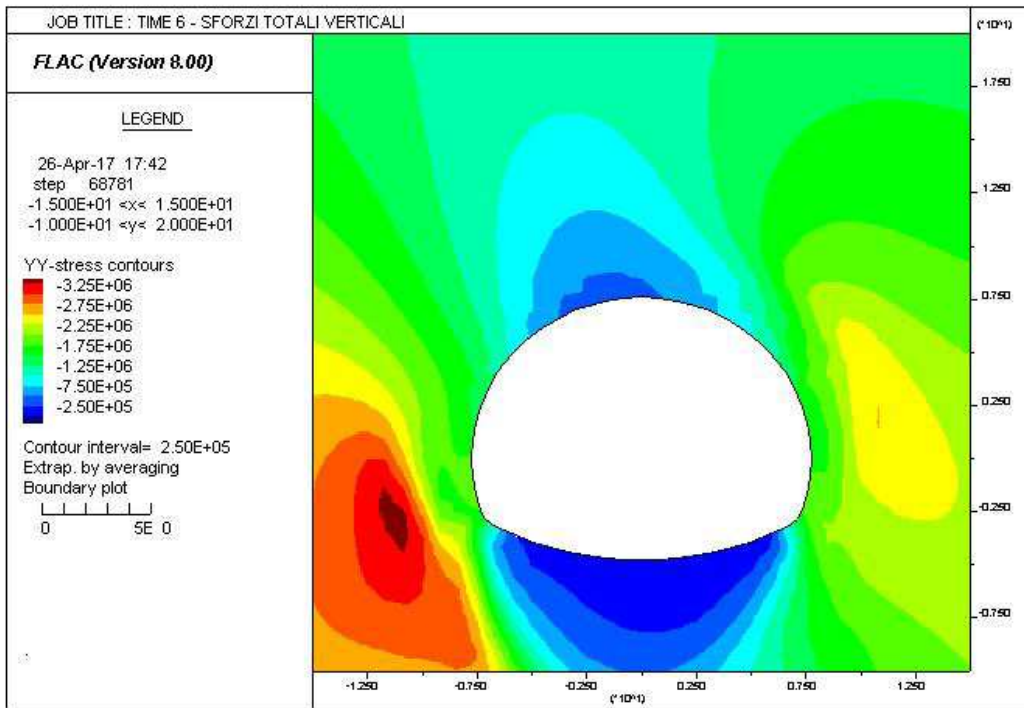
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



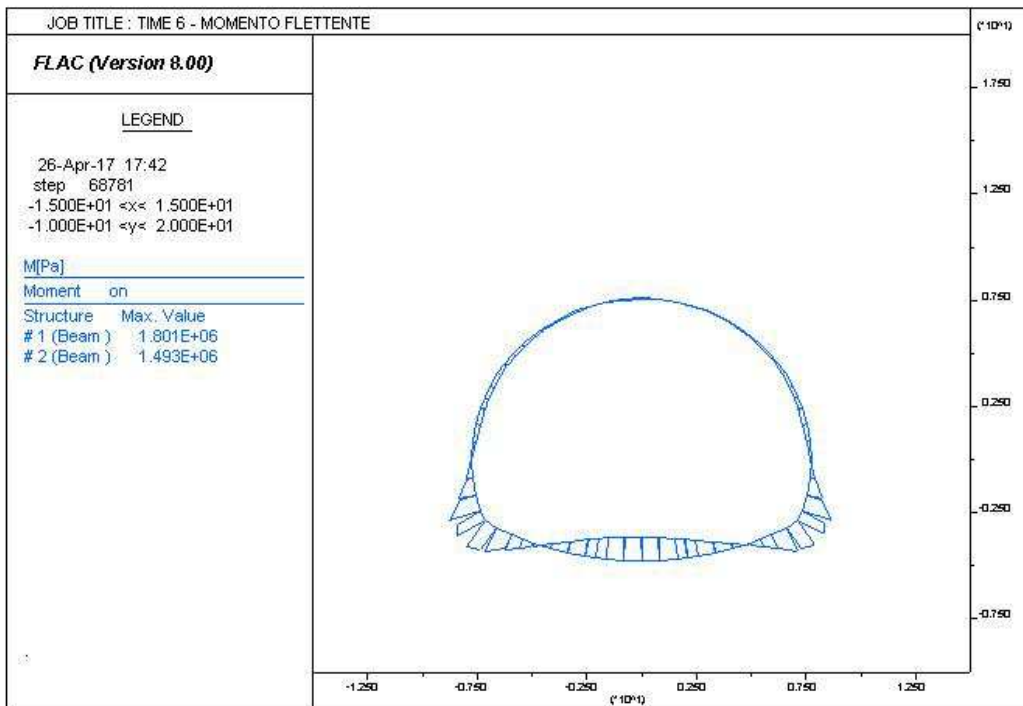
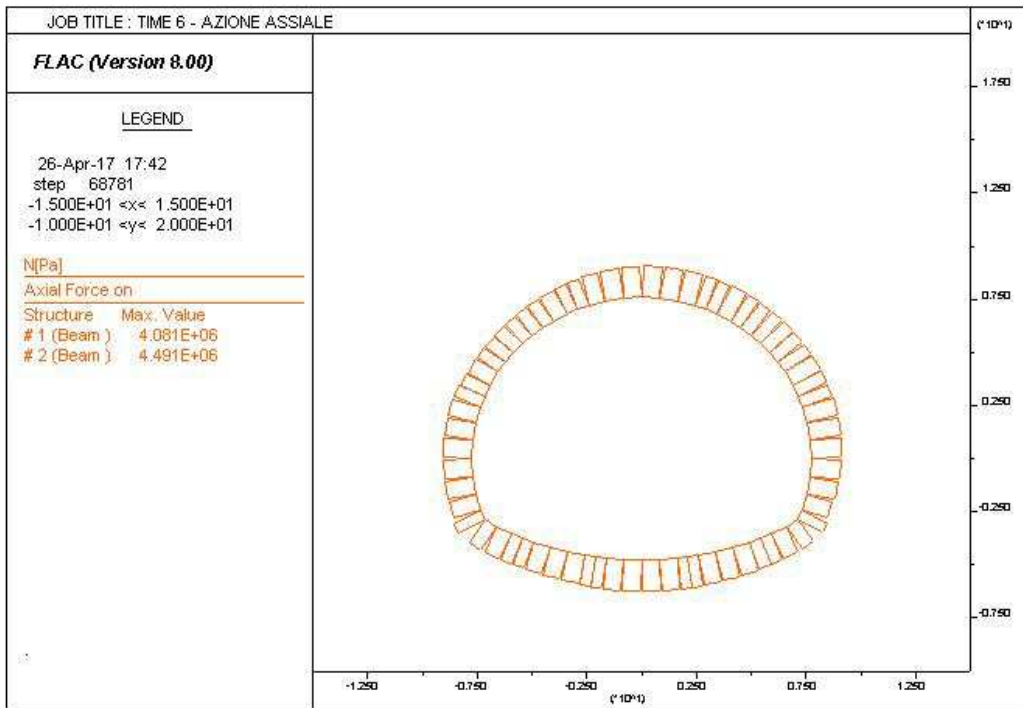
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



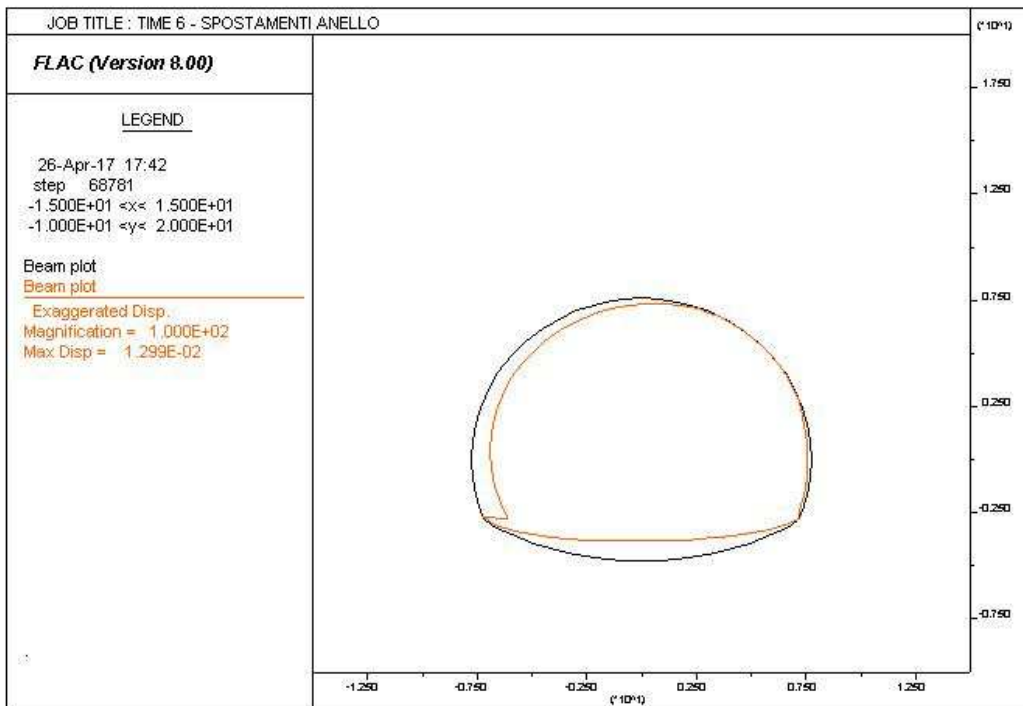
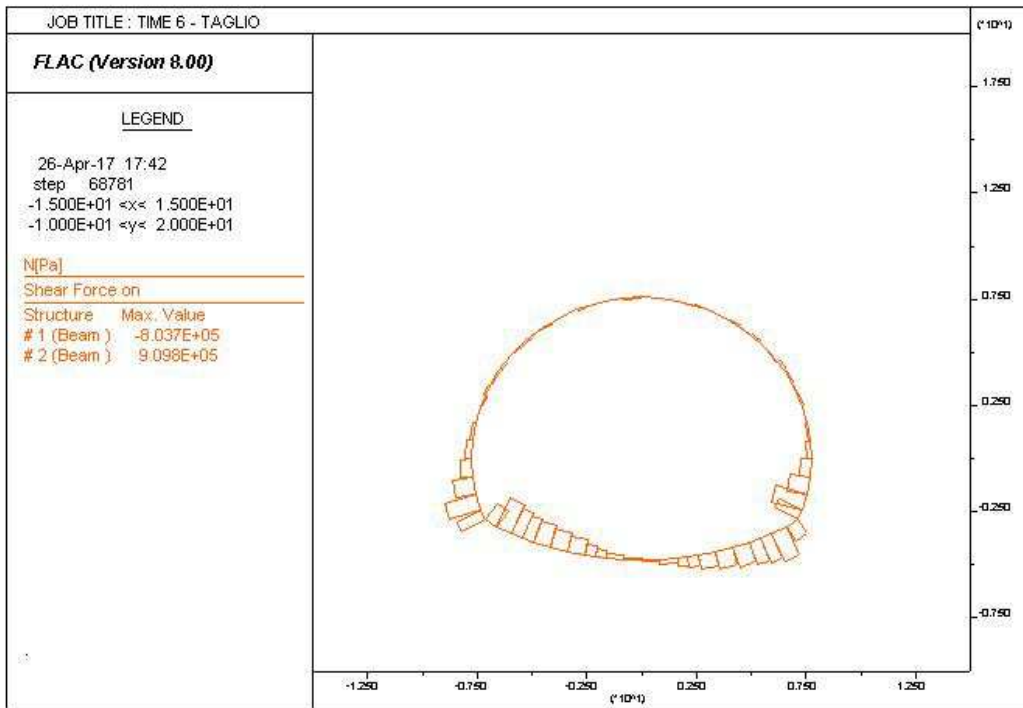
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



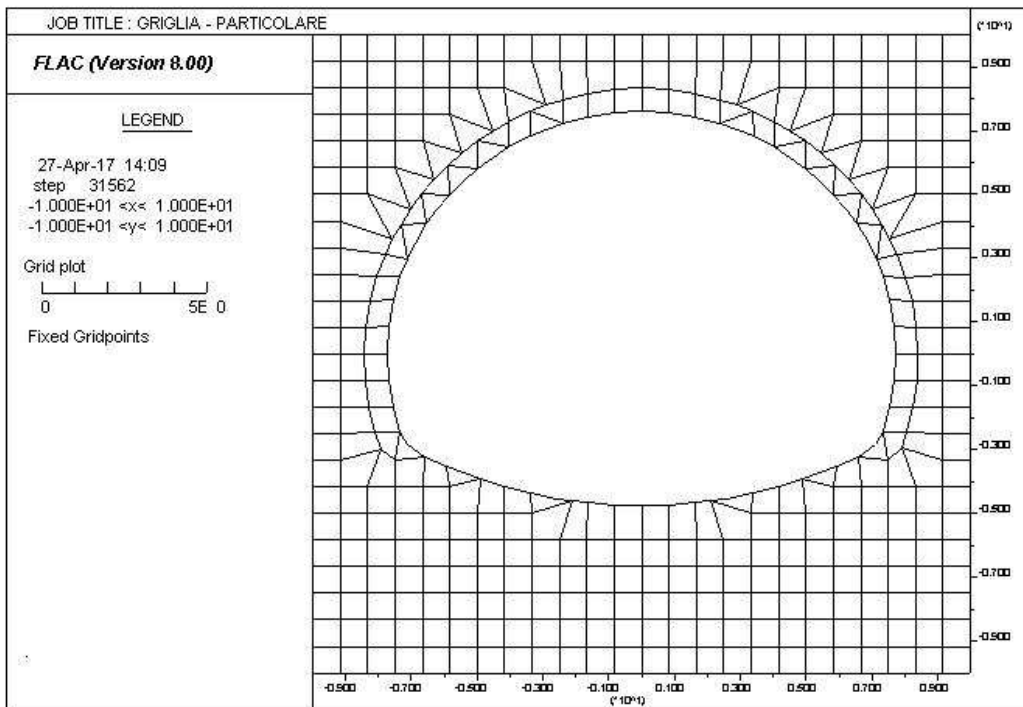
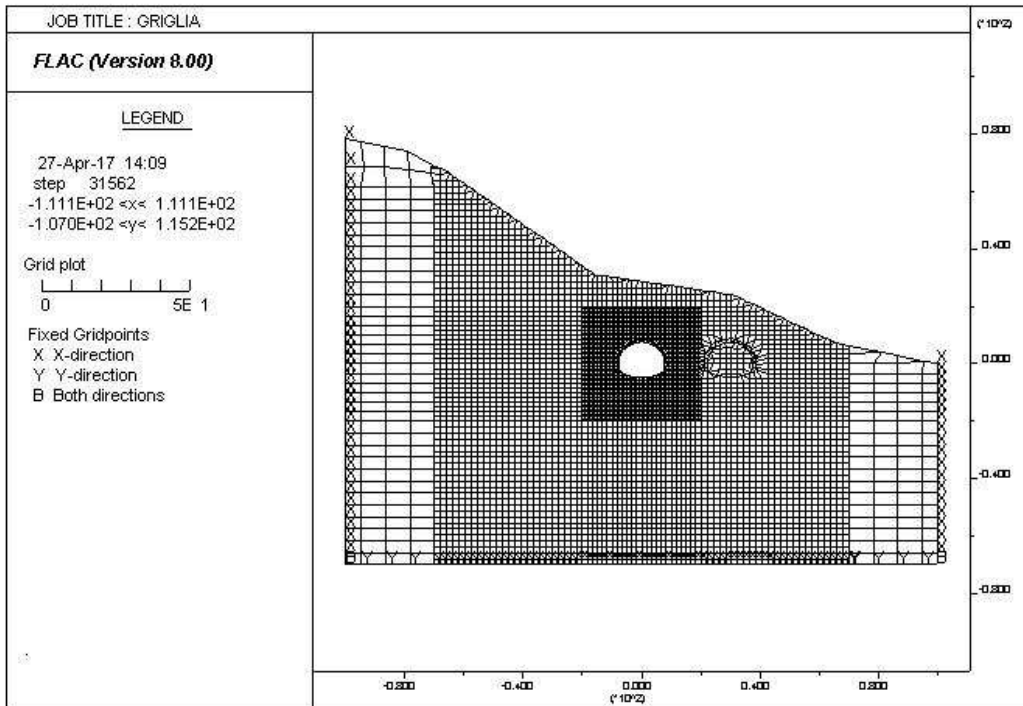
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



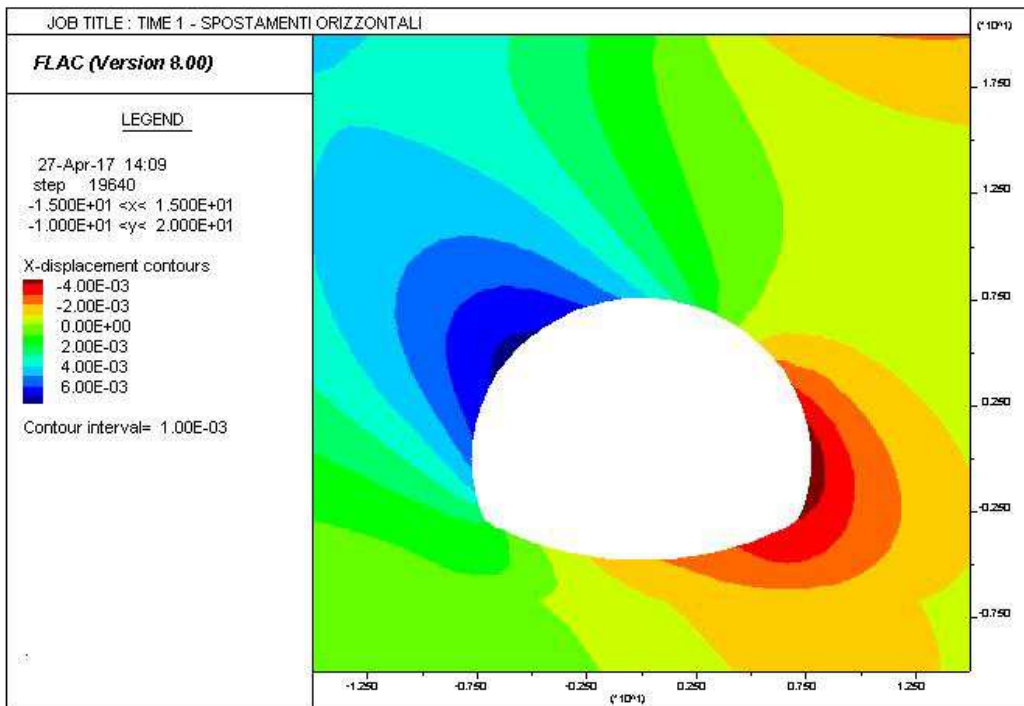
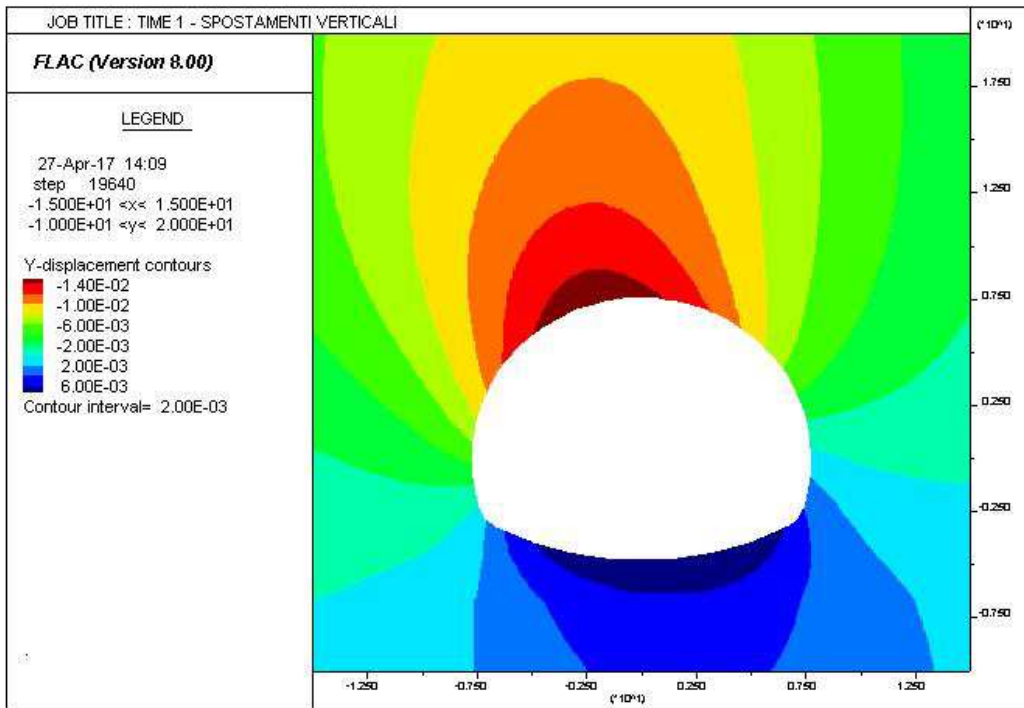
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



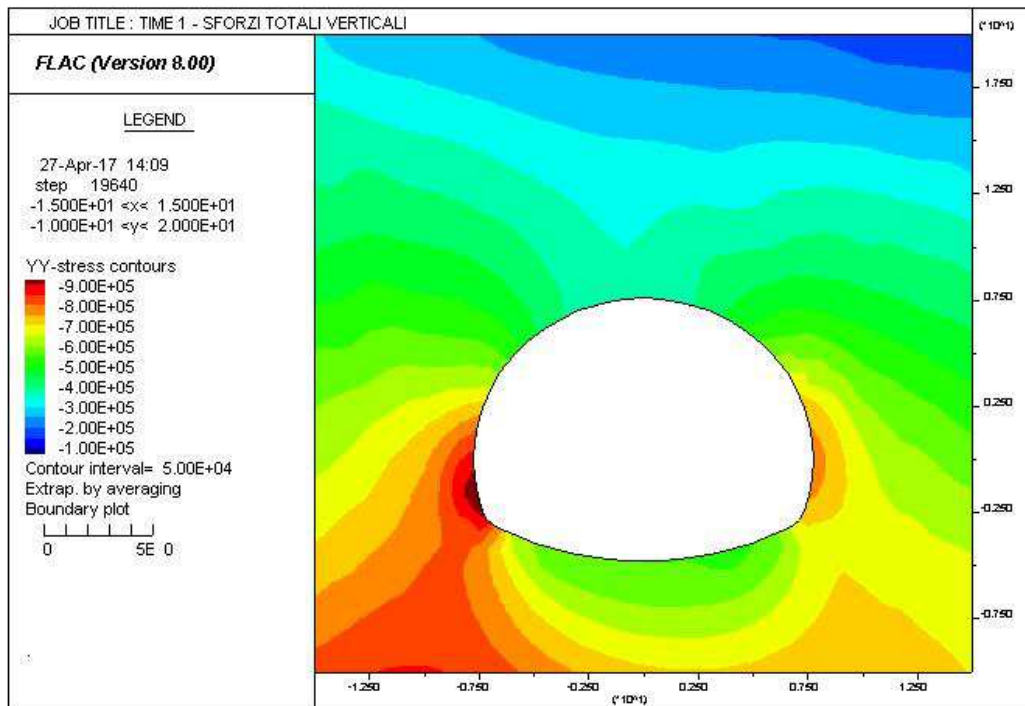
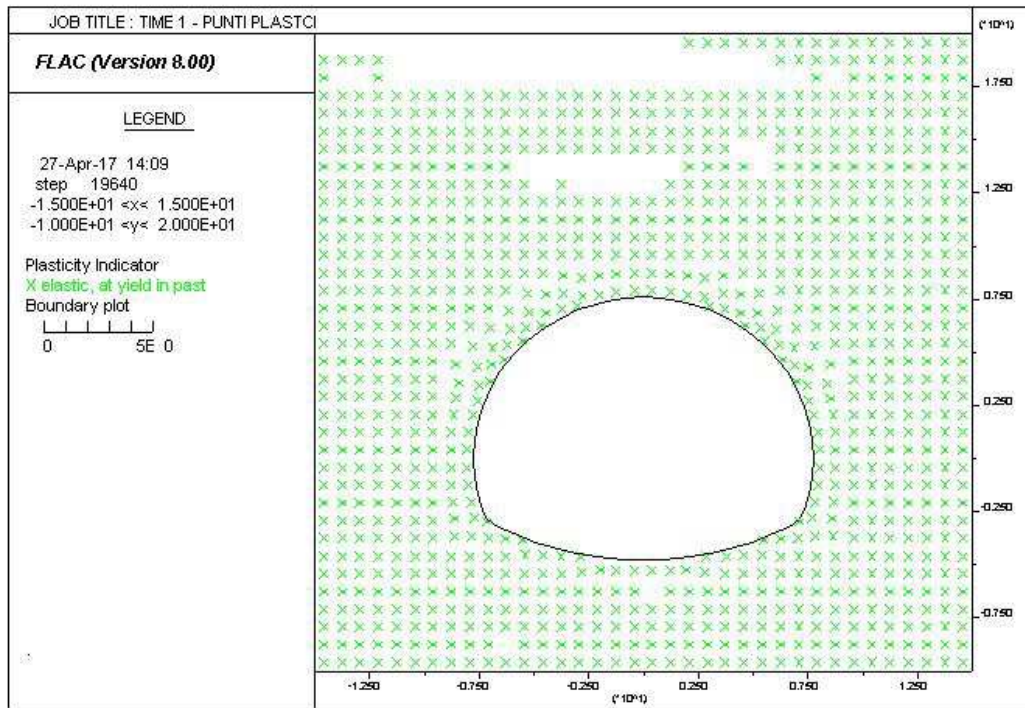
16.4 SEZIONE 4



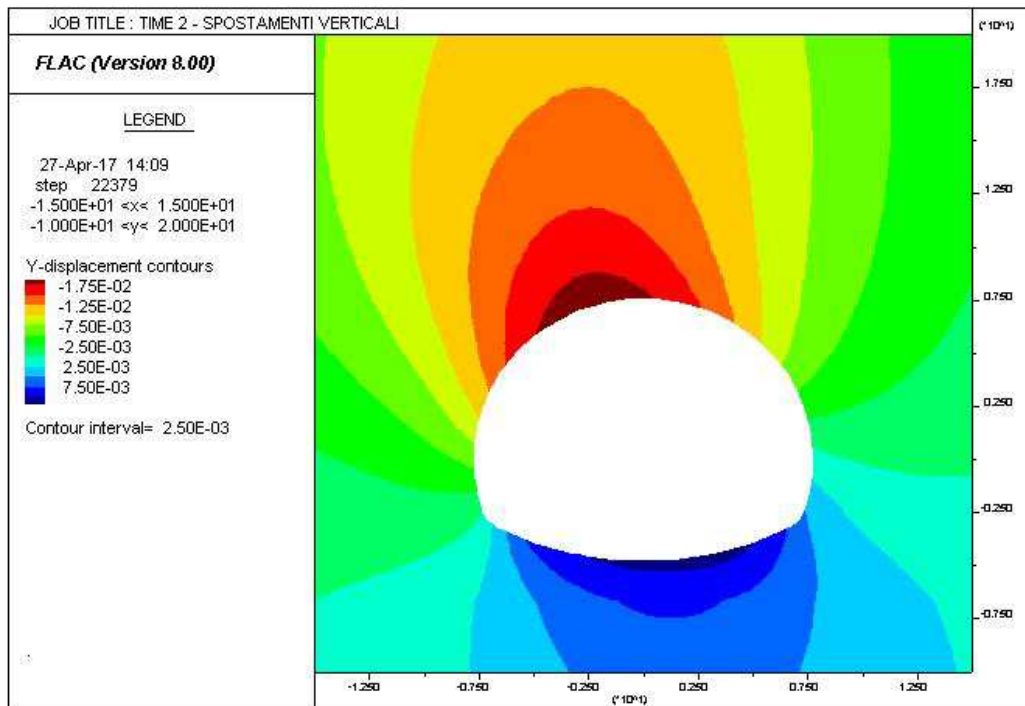
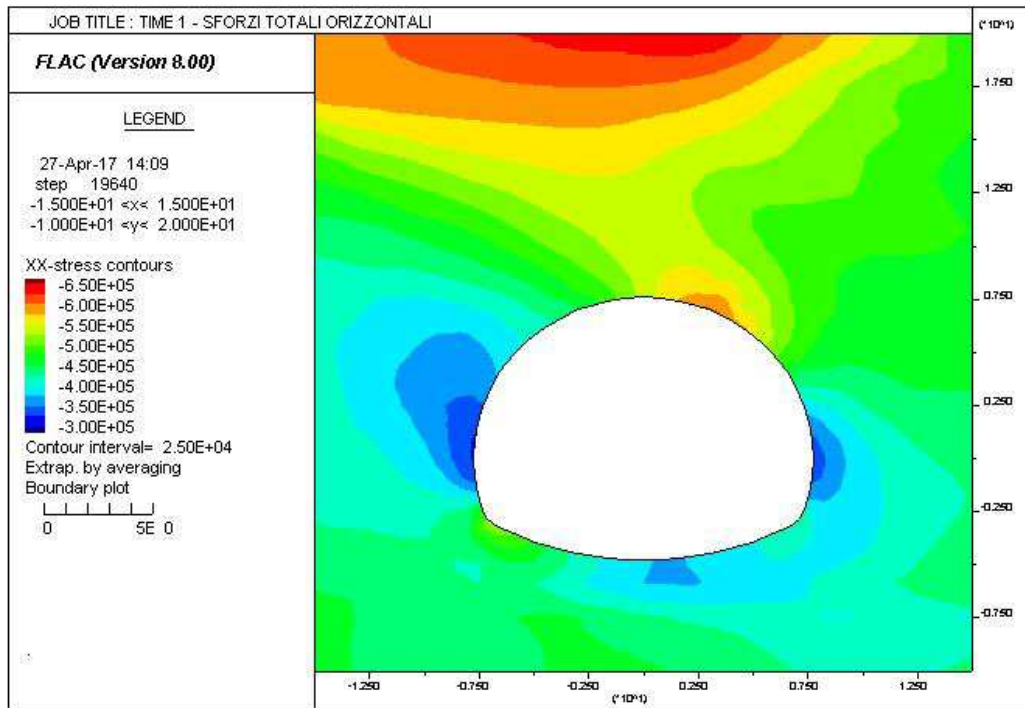
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



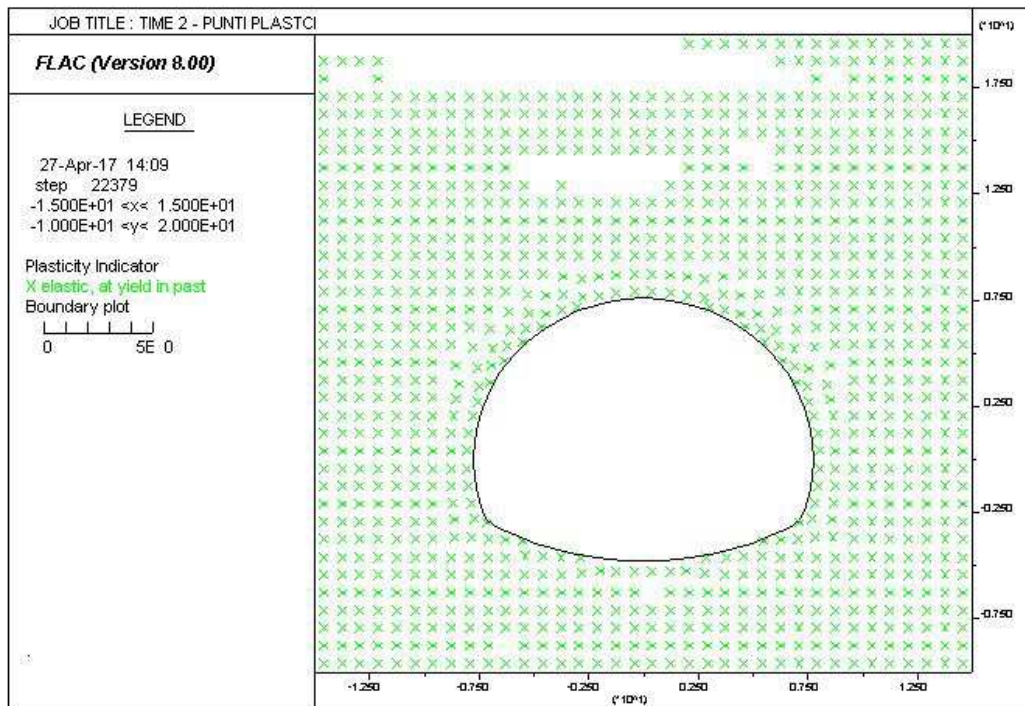
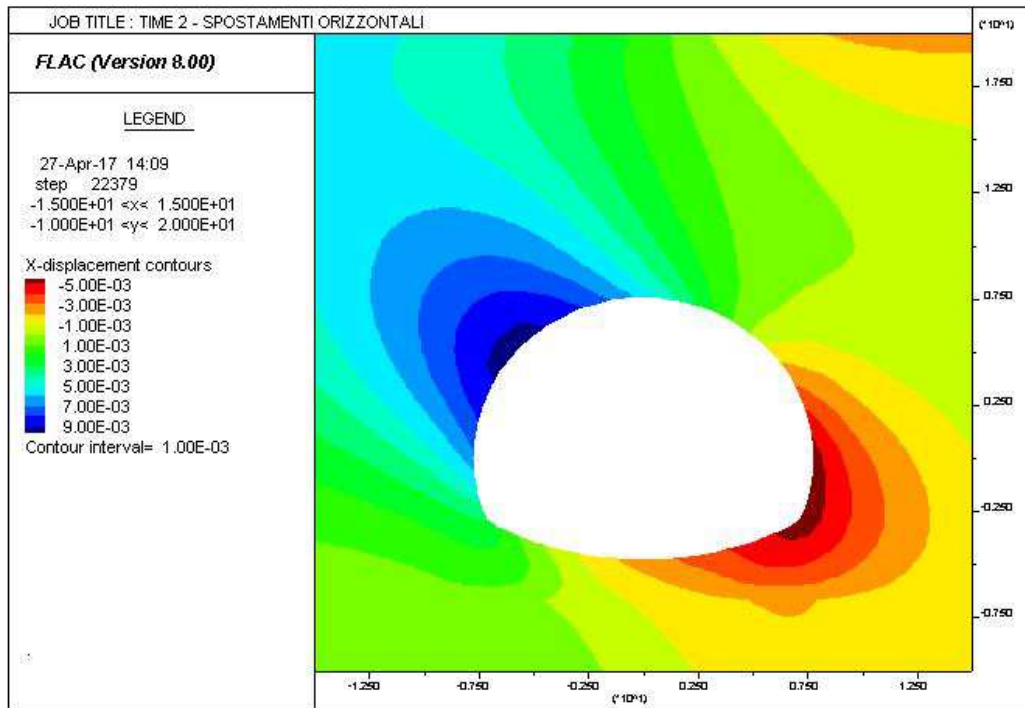
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



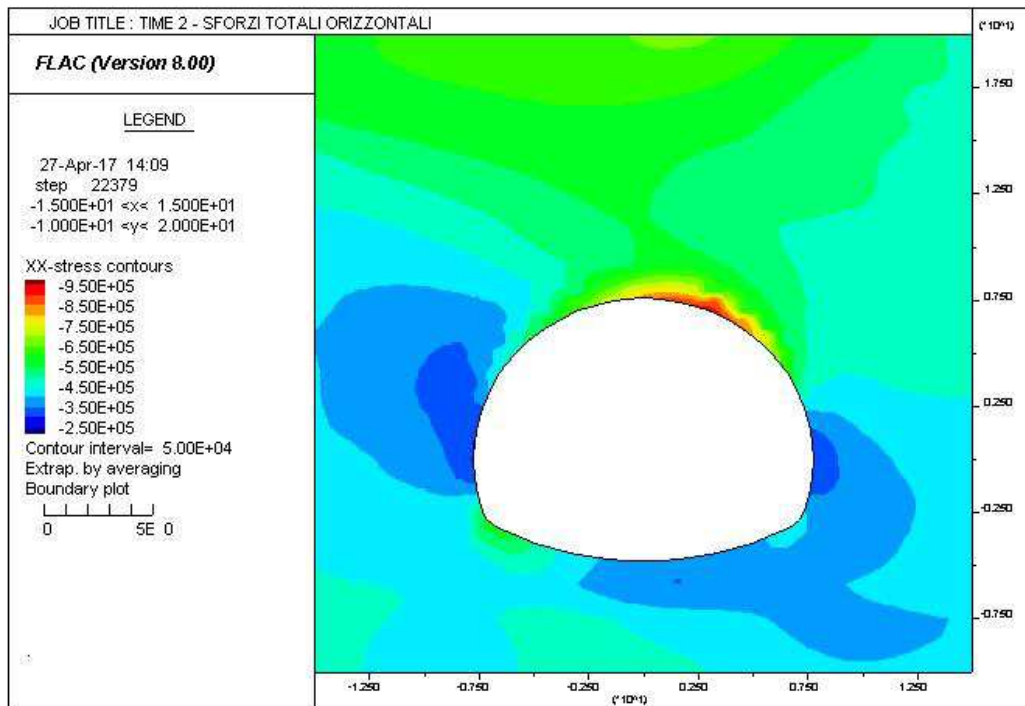
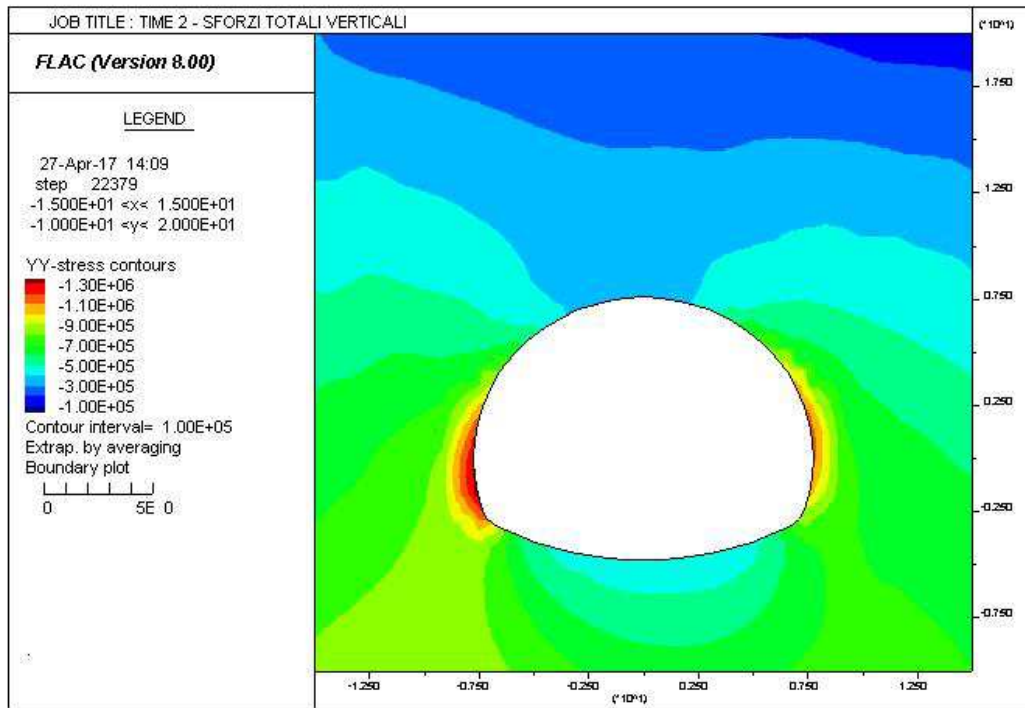
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



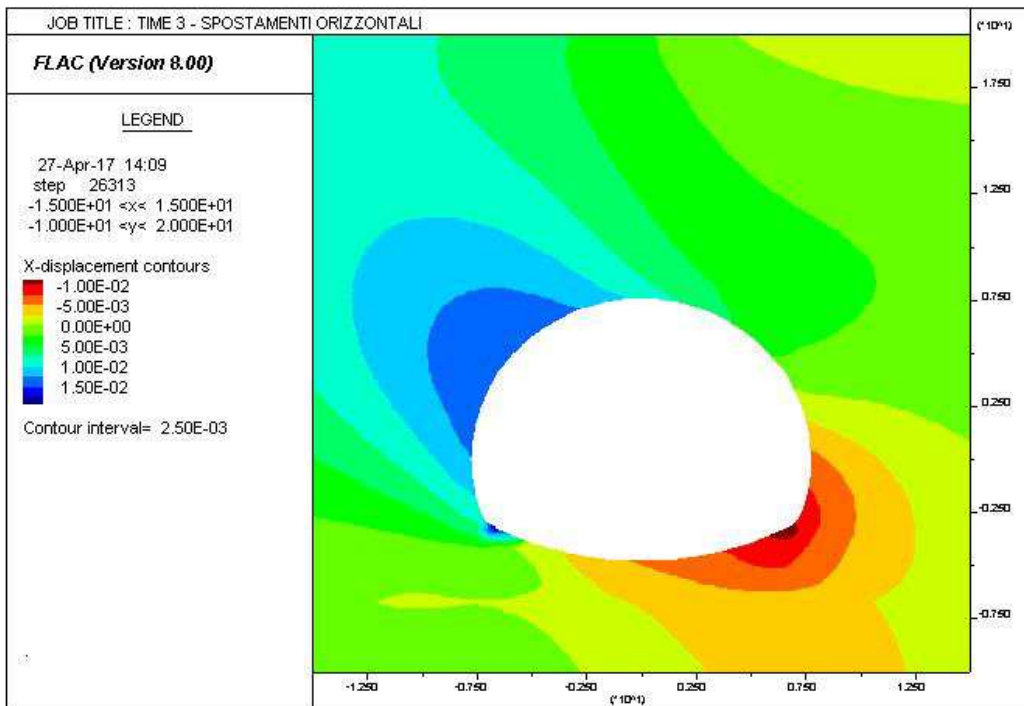
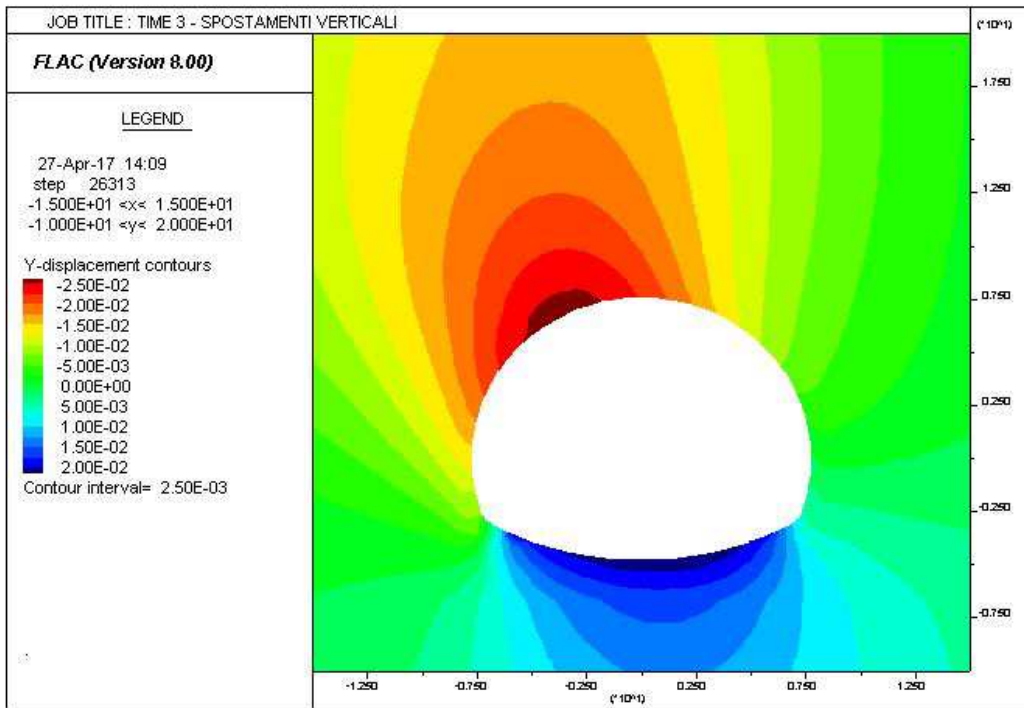
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



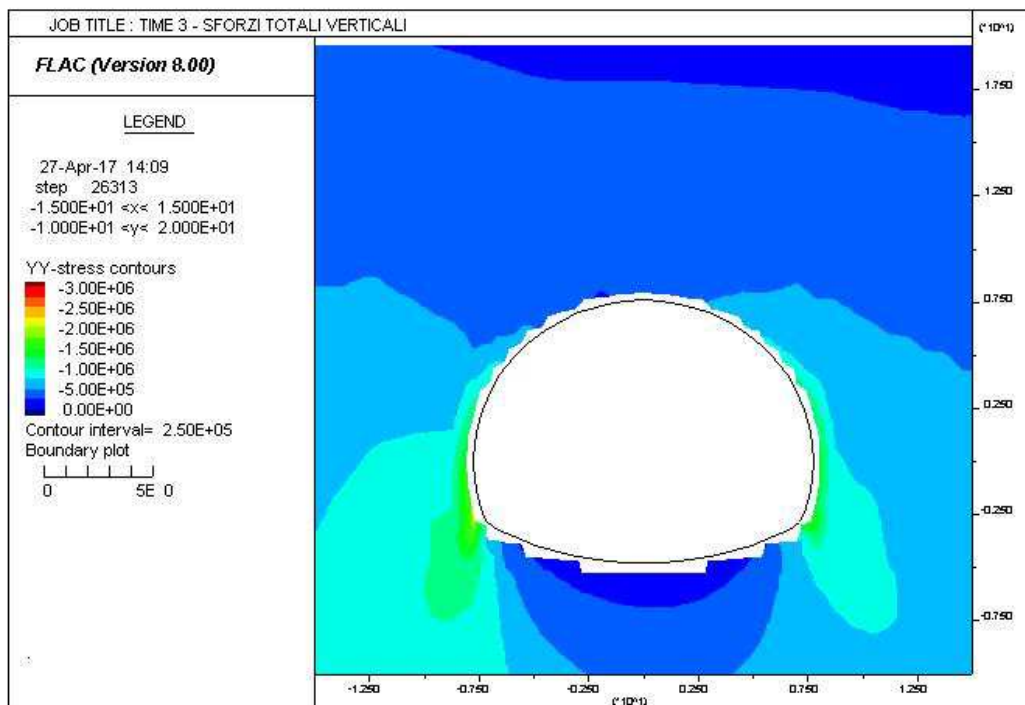
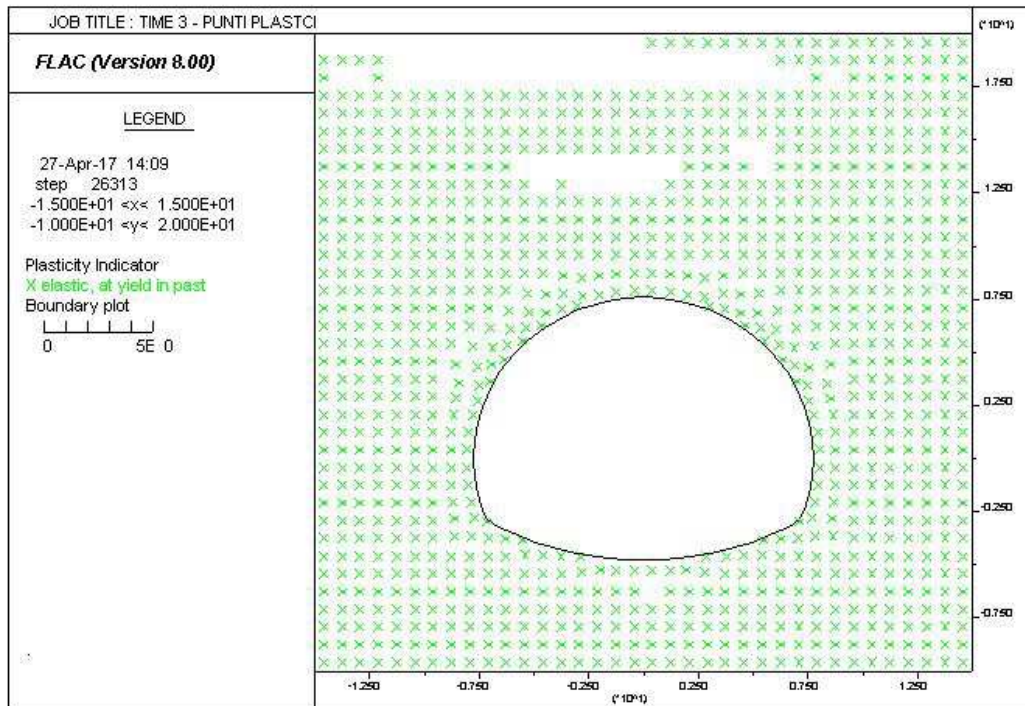
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



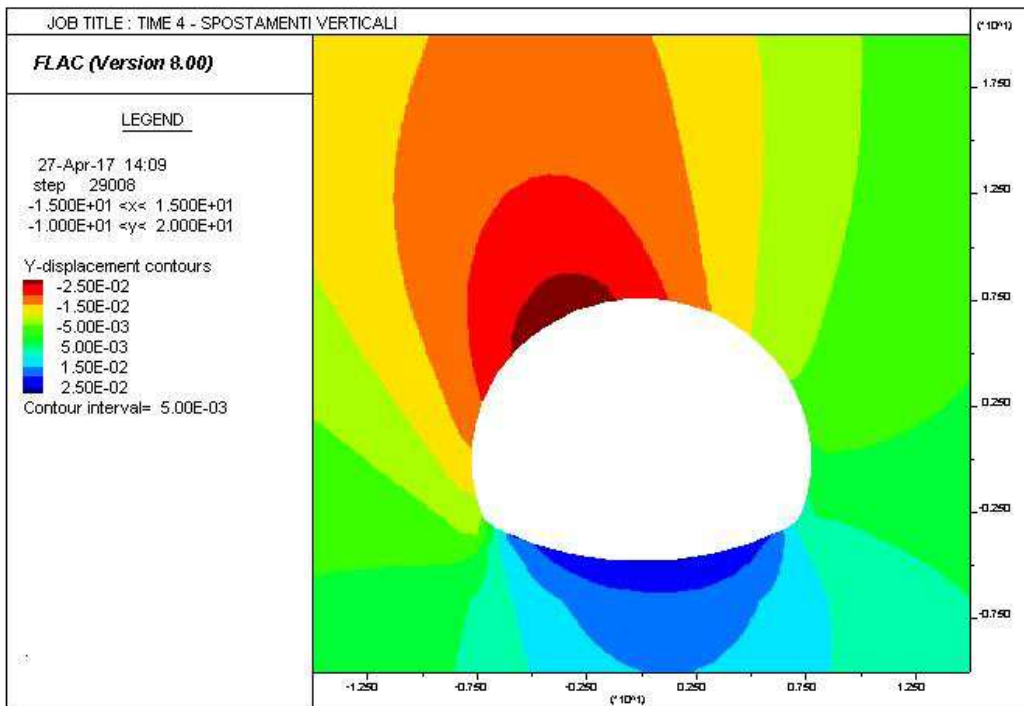
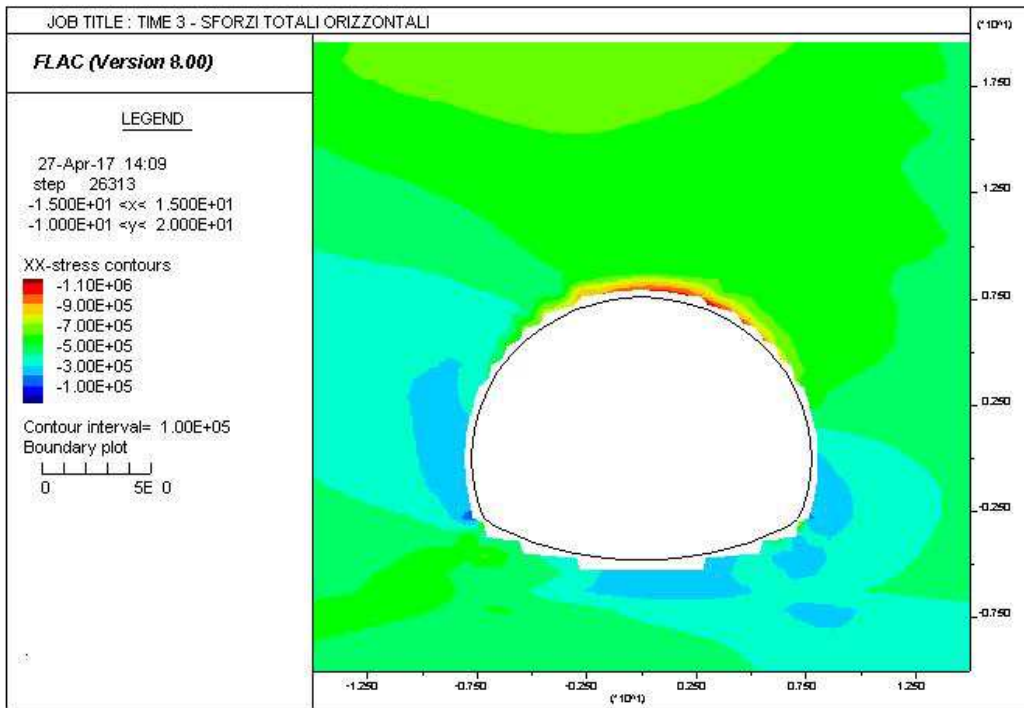
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



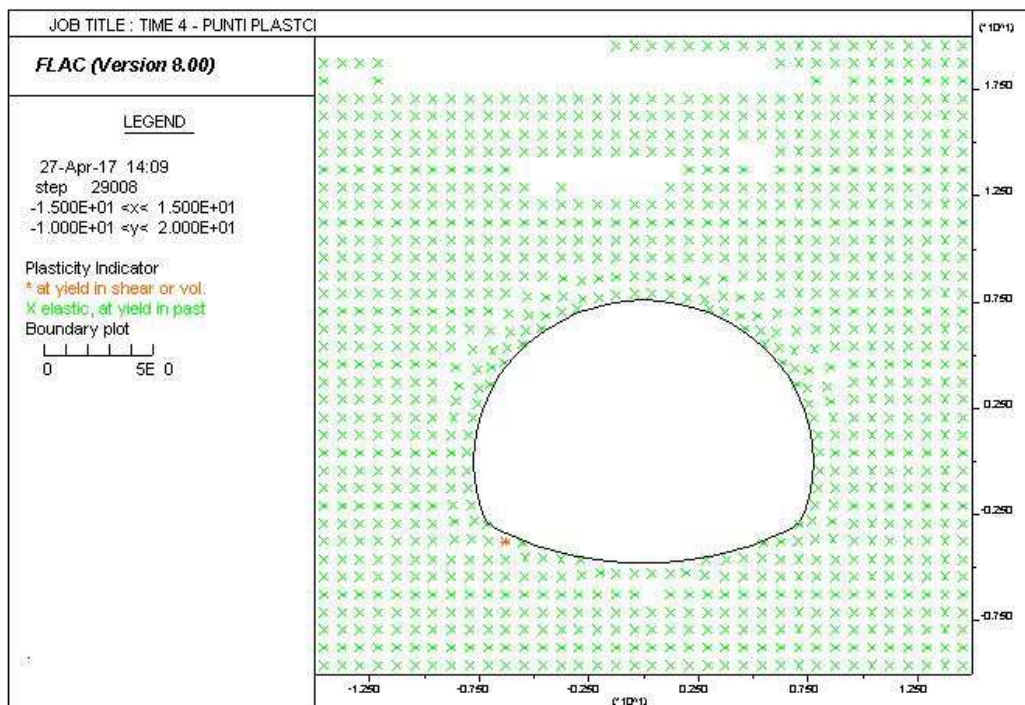
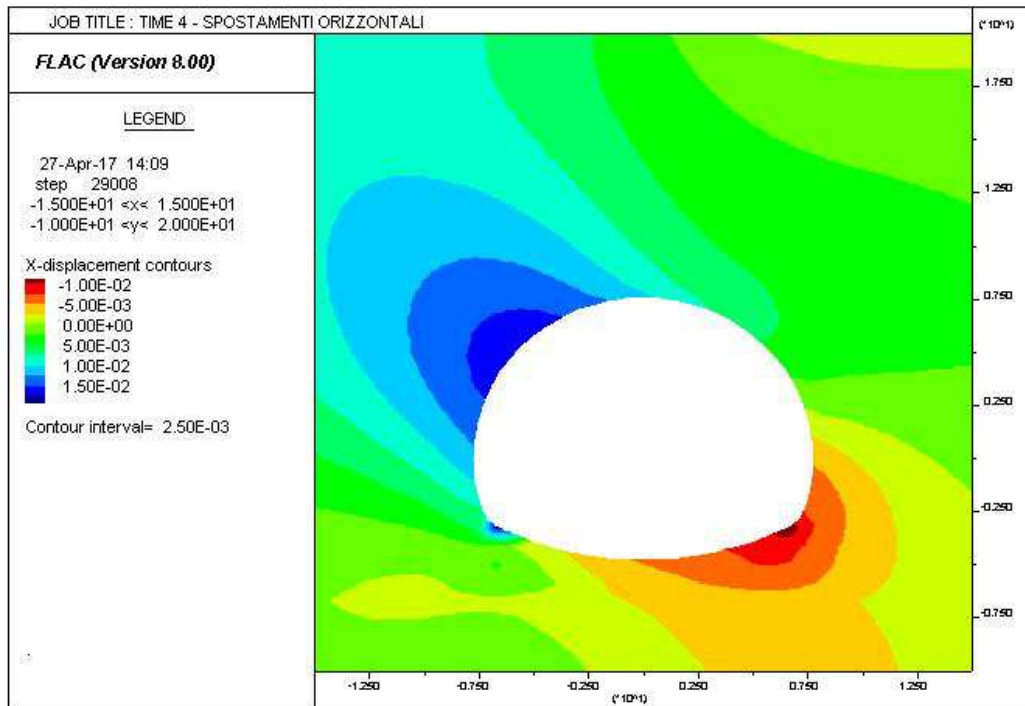
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



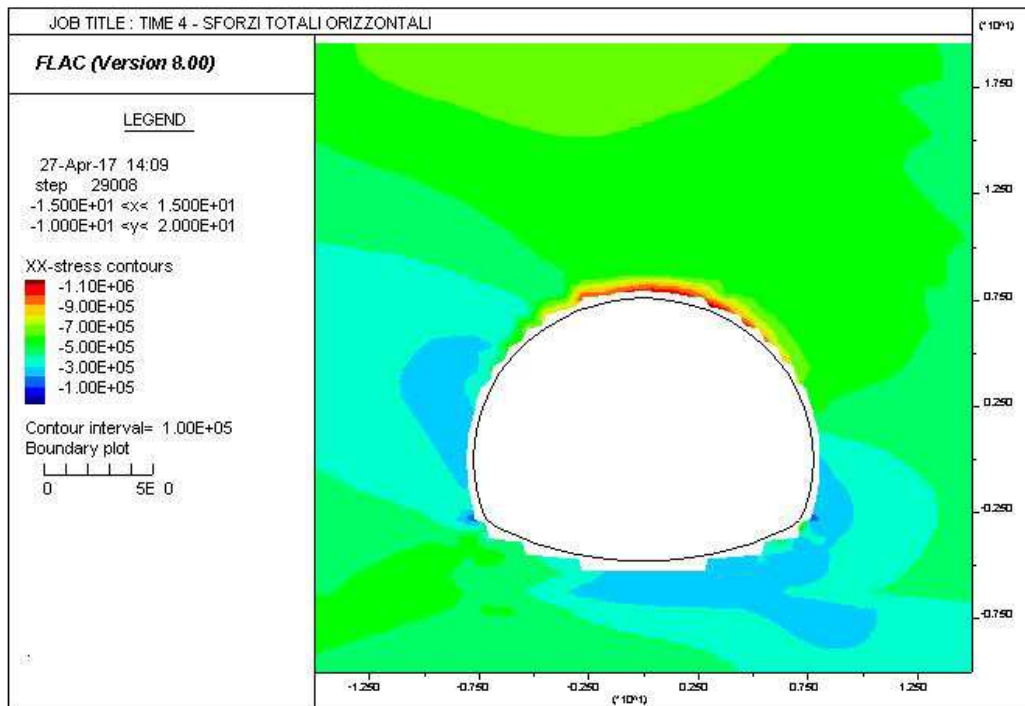
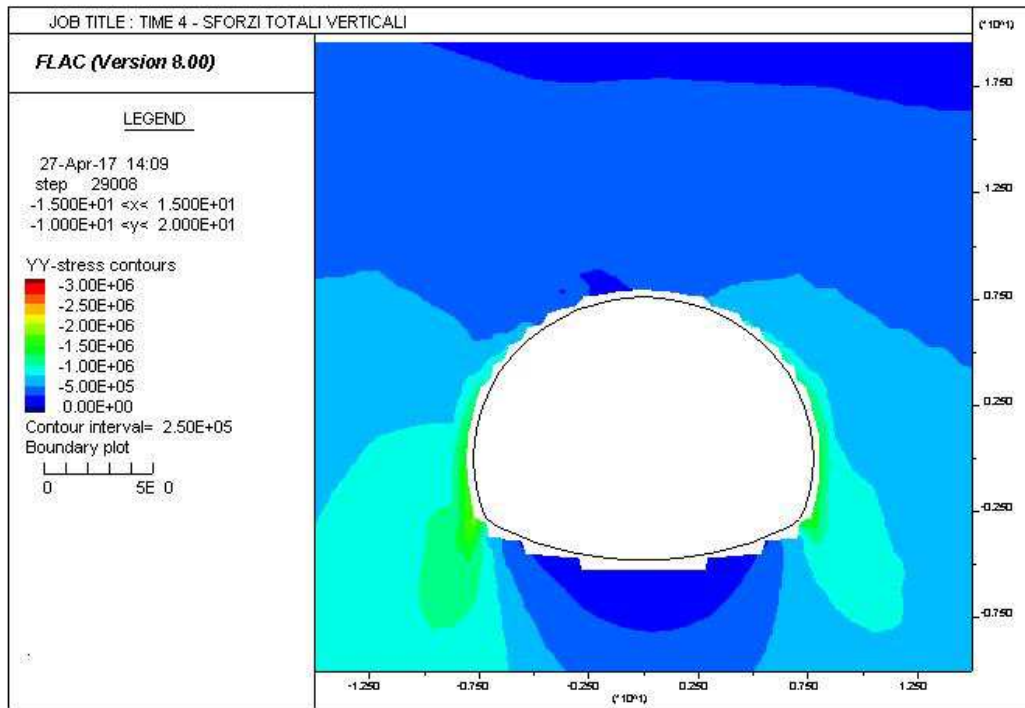
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



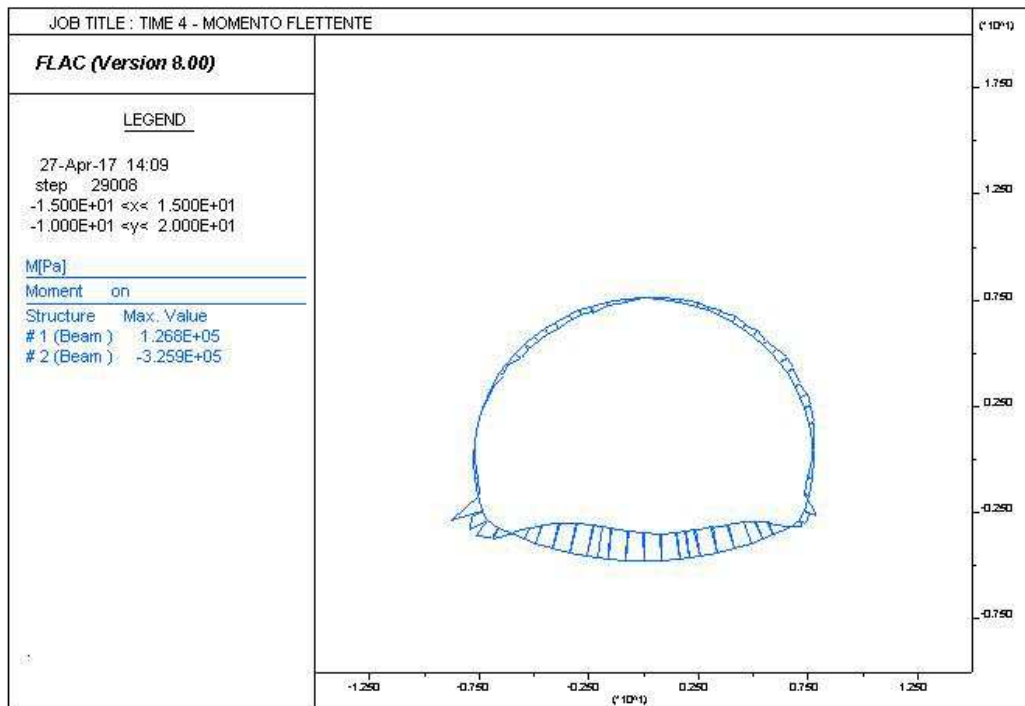
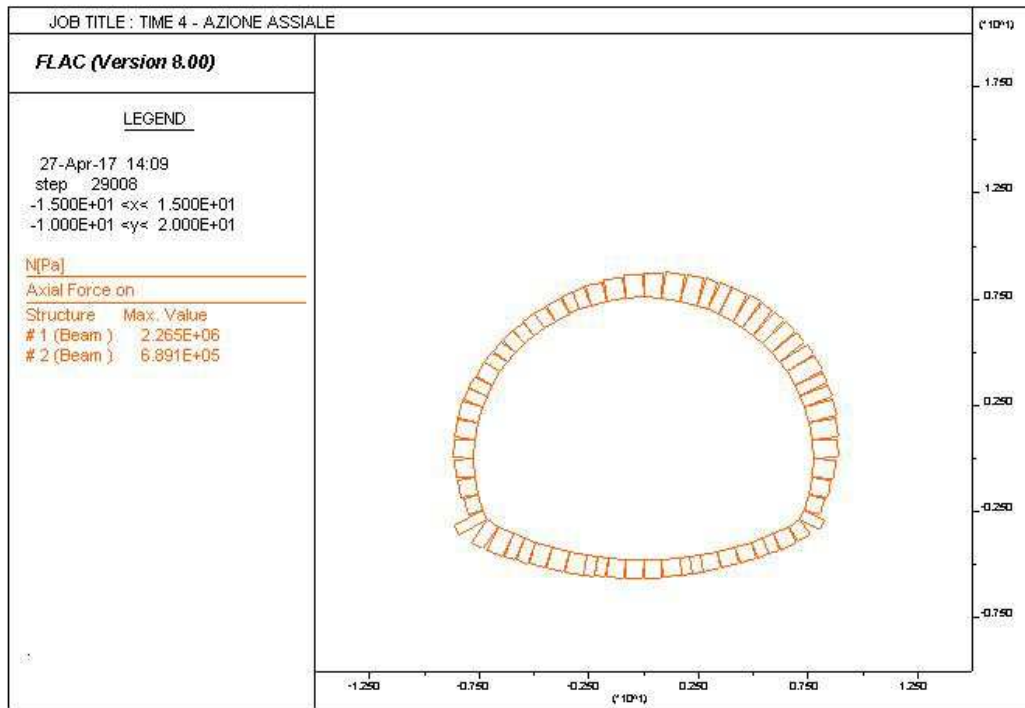
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



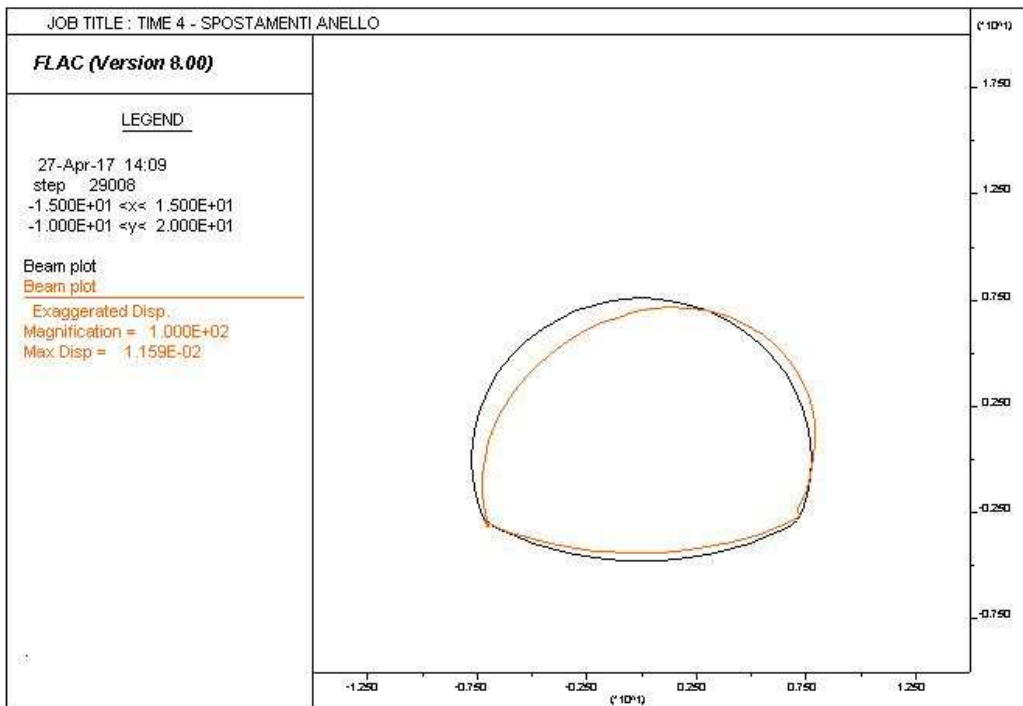
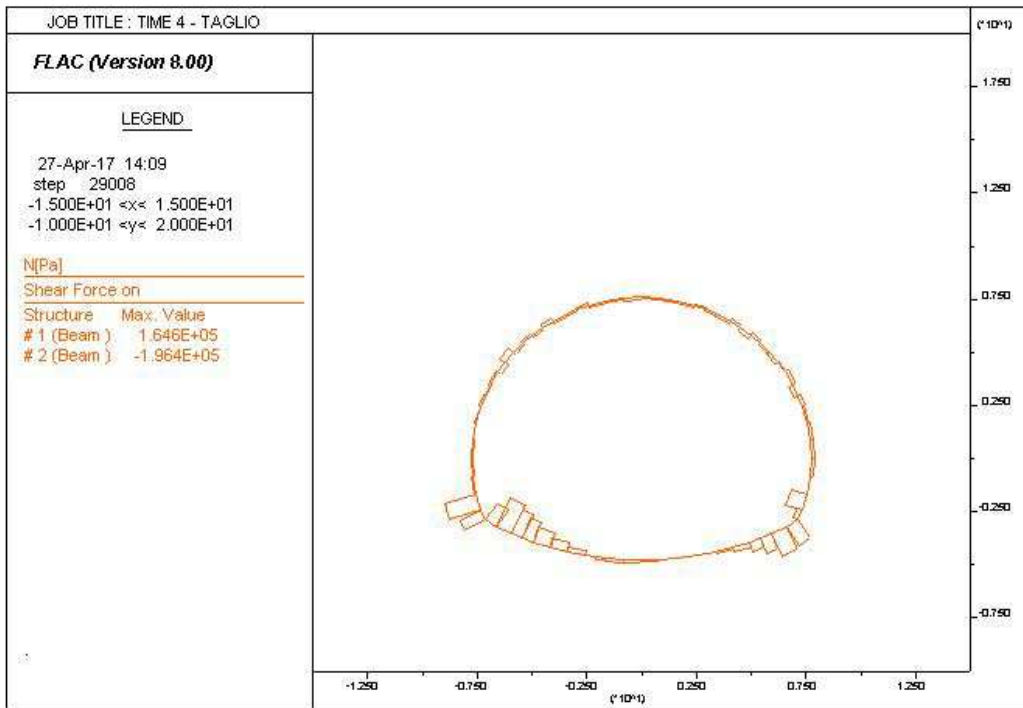
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



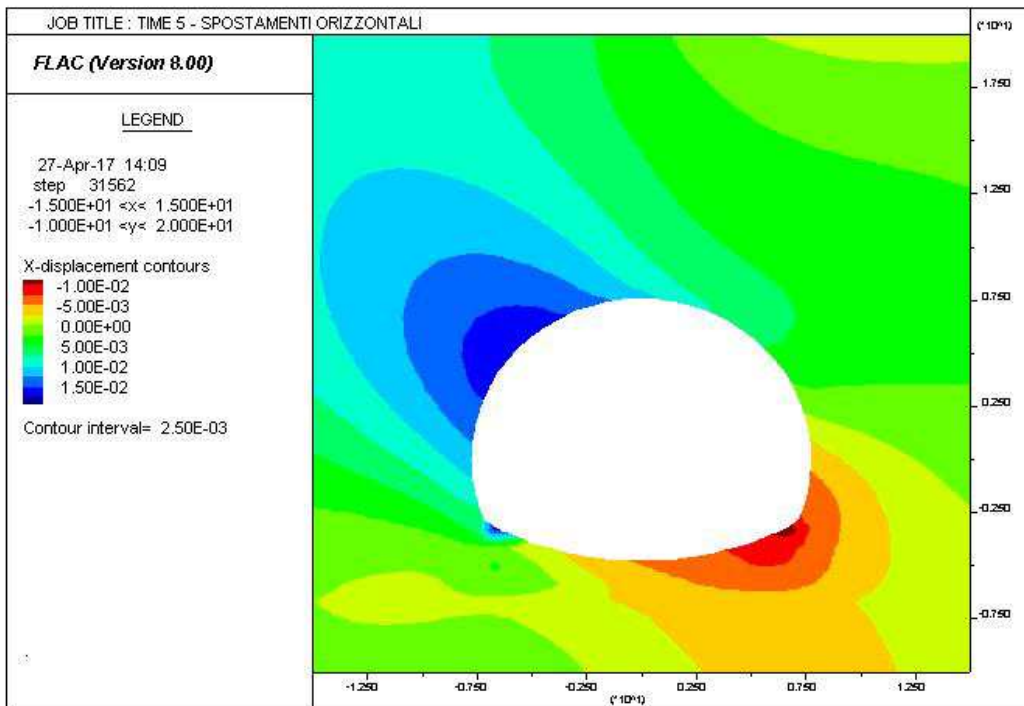
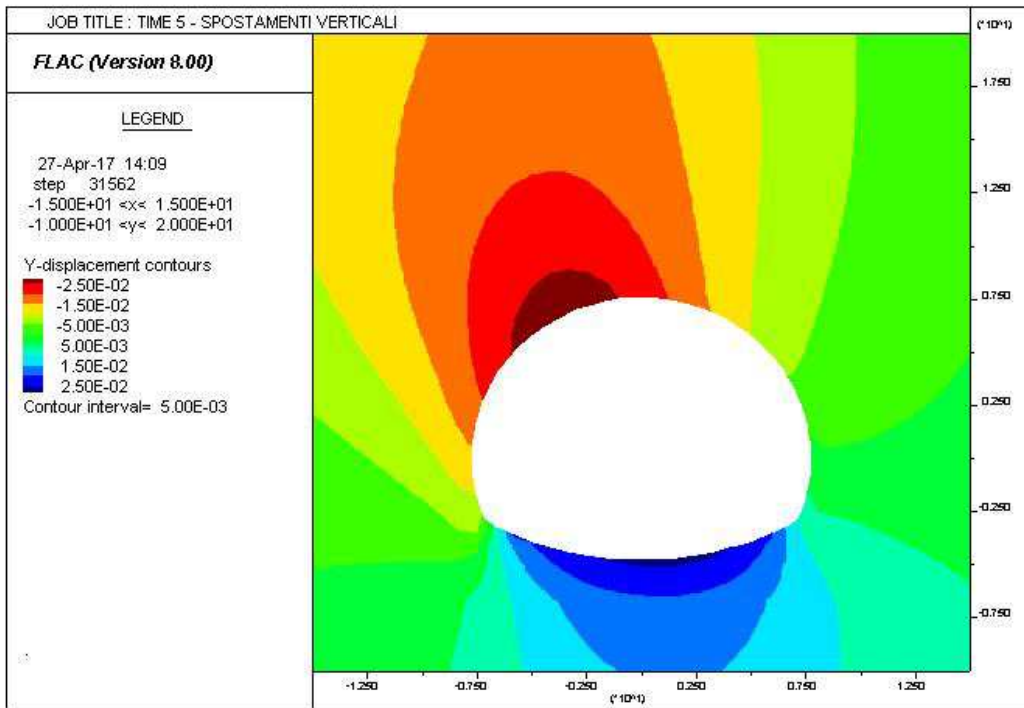
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



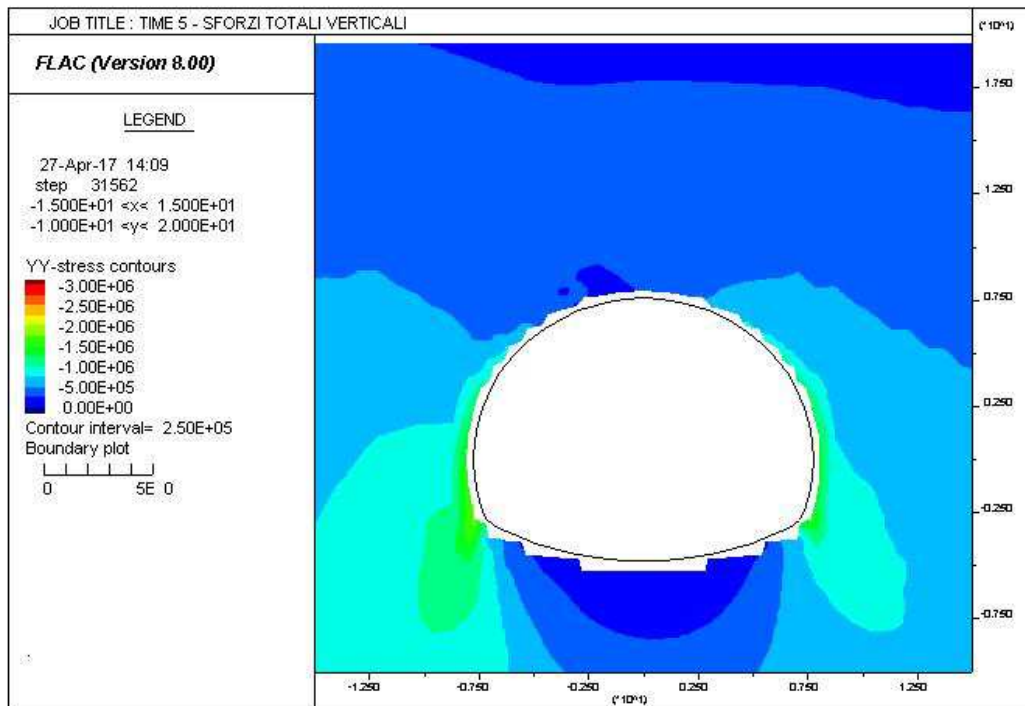
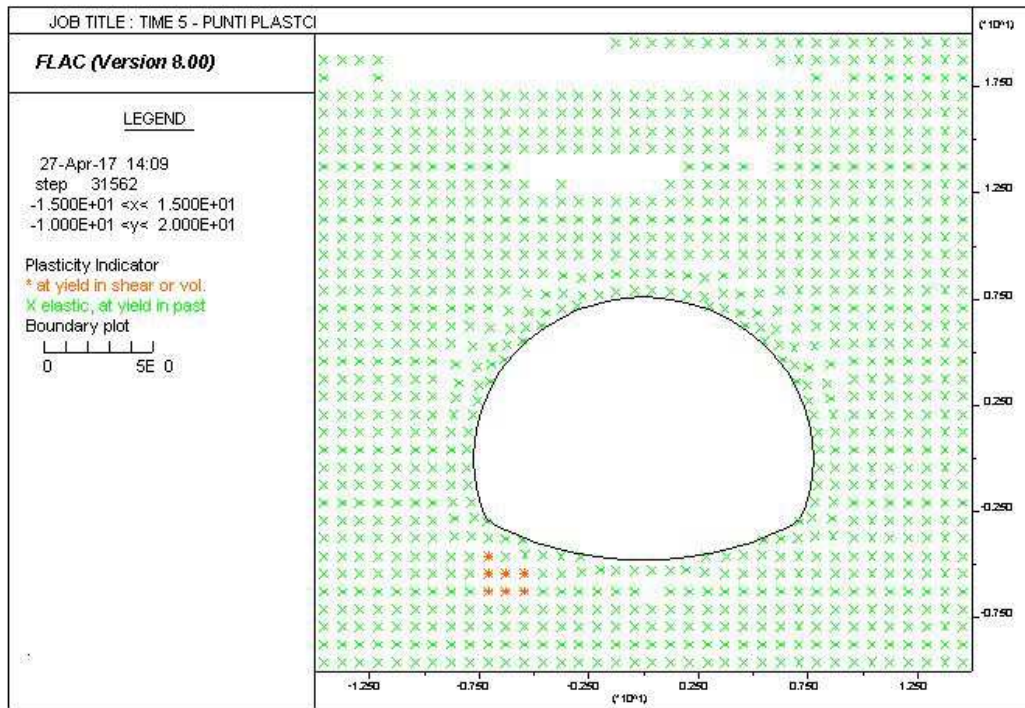
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



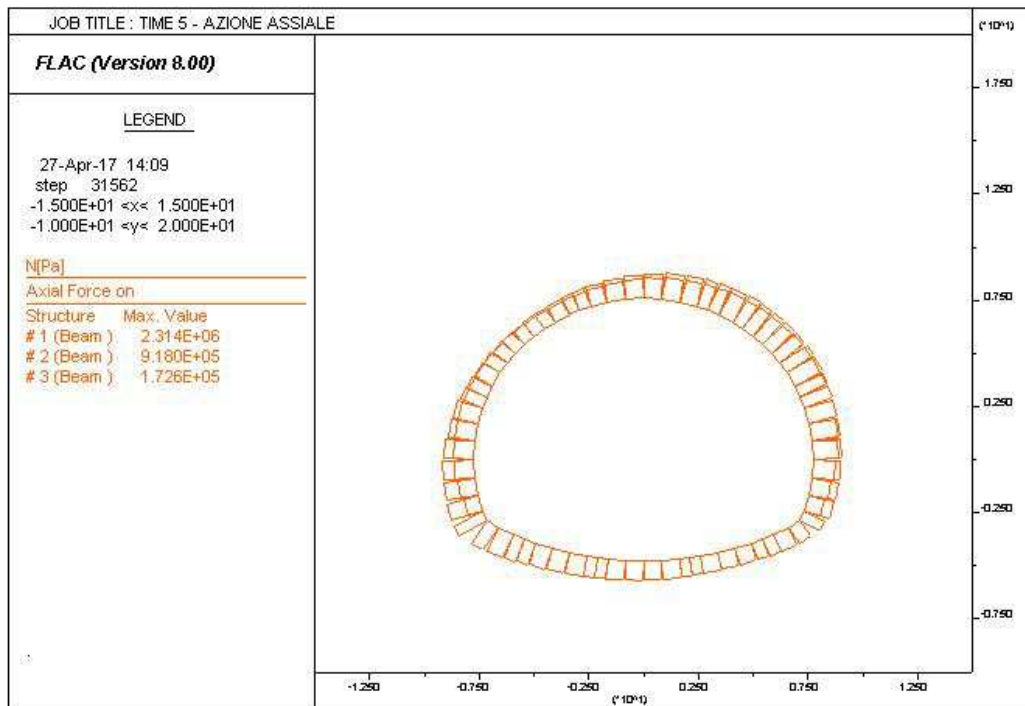
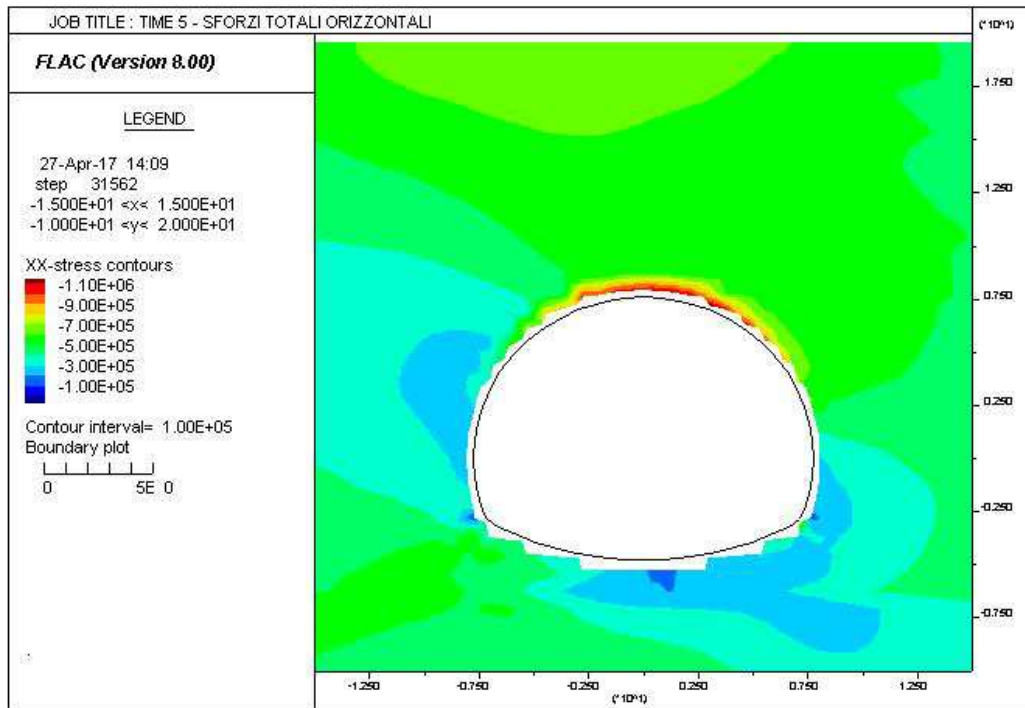
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



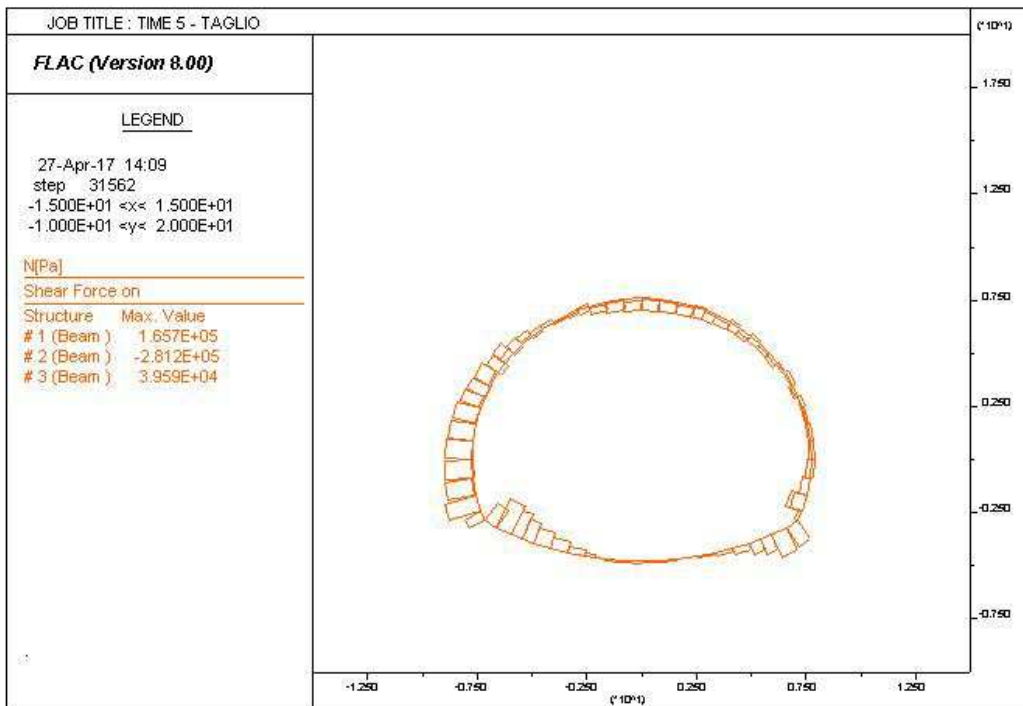
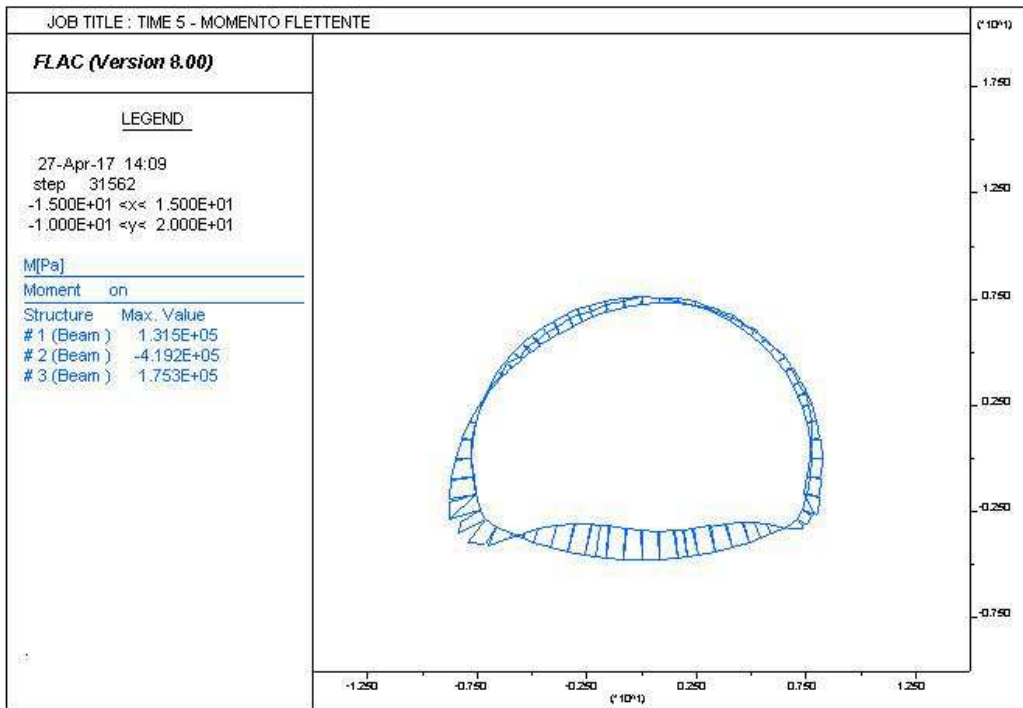
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



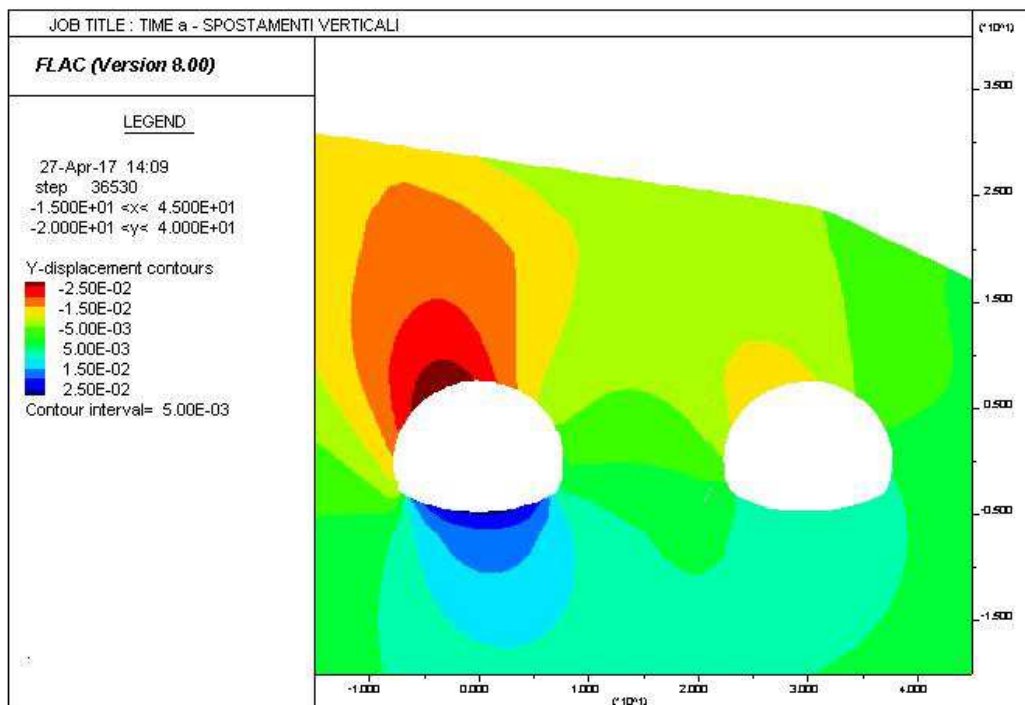
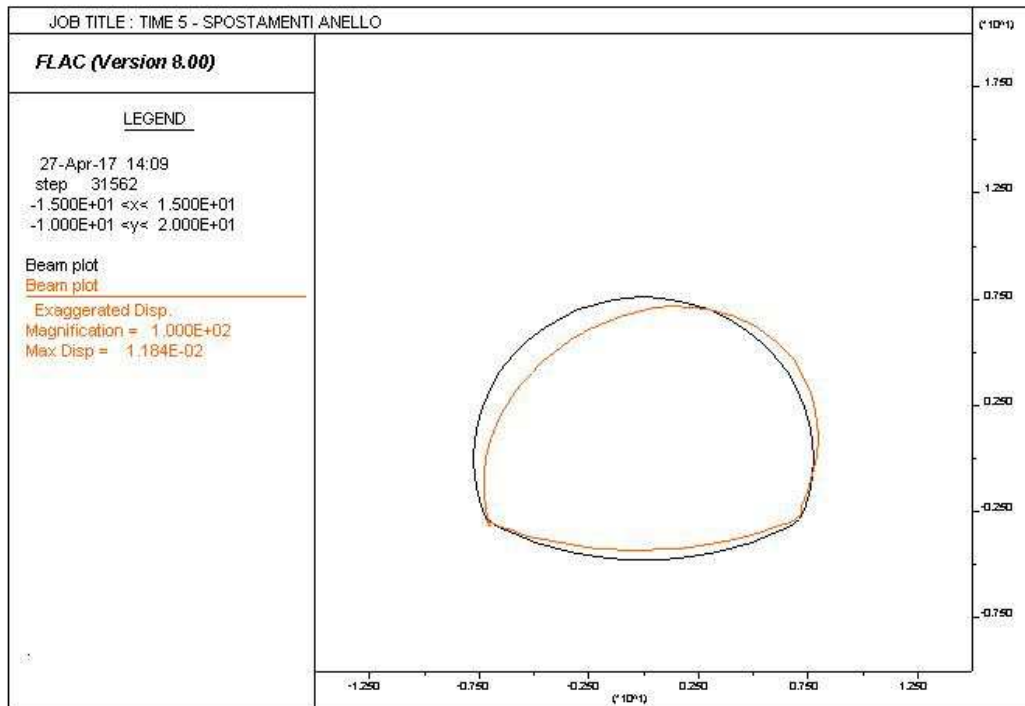
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



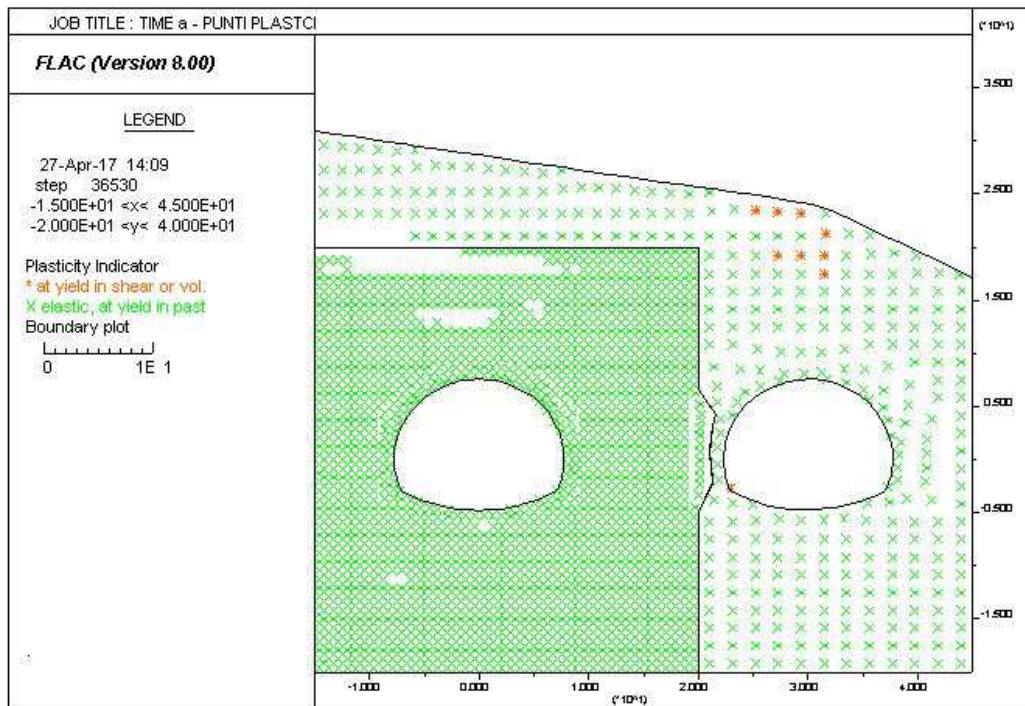
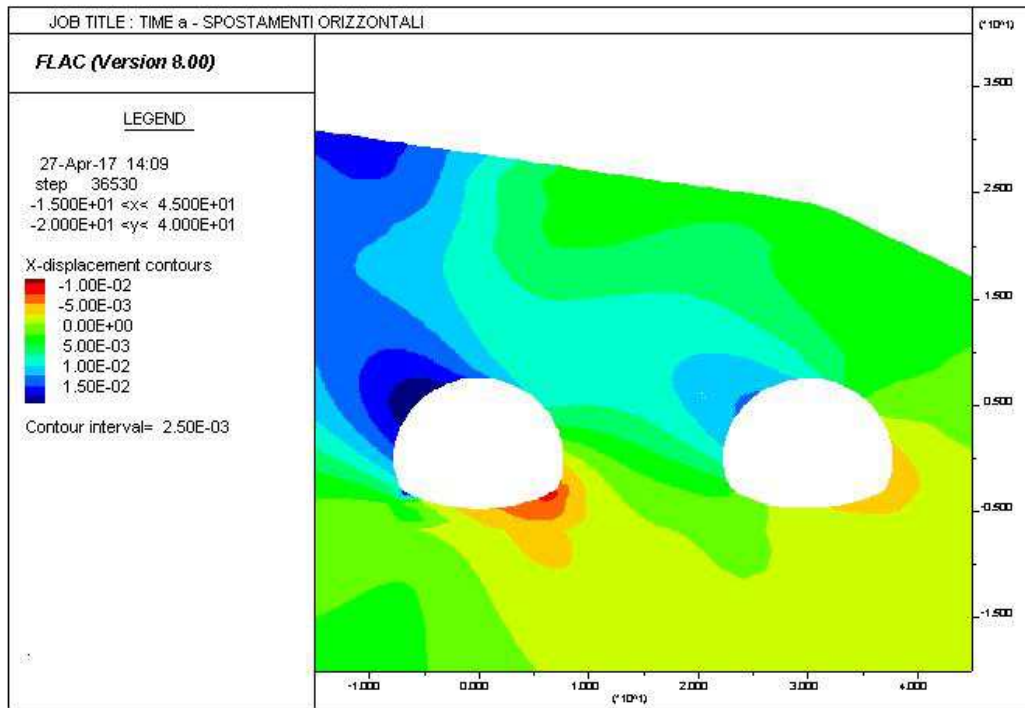
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



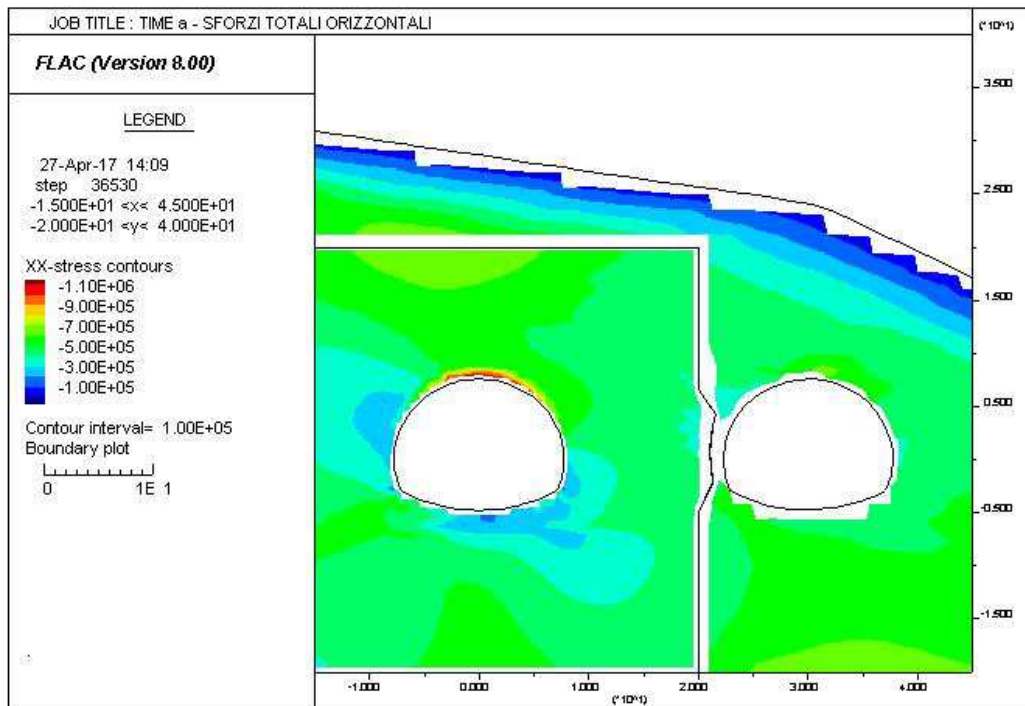
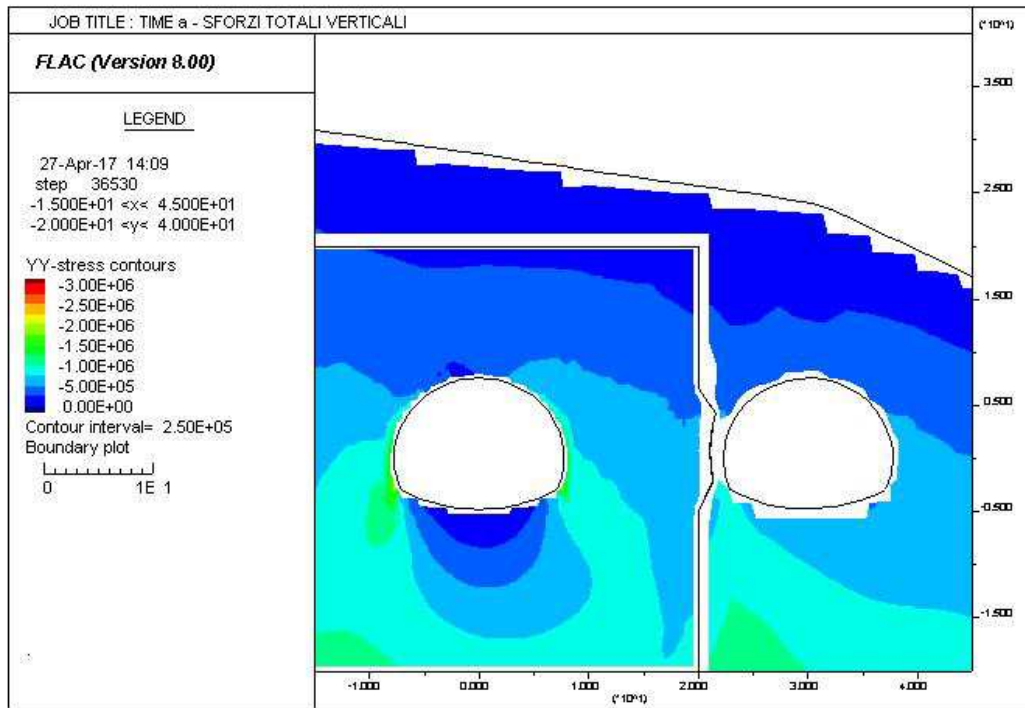
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



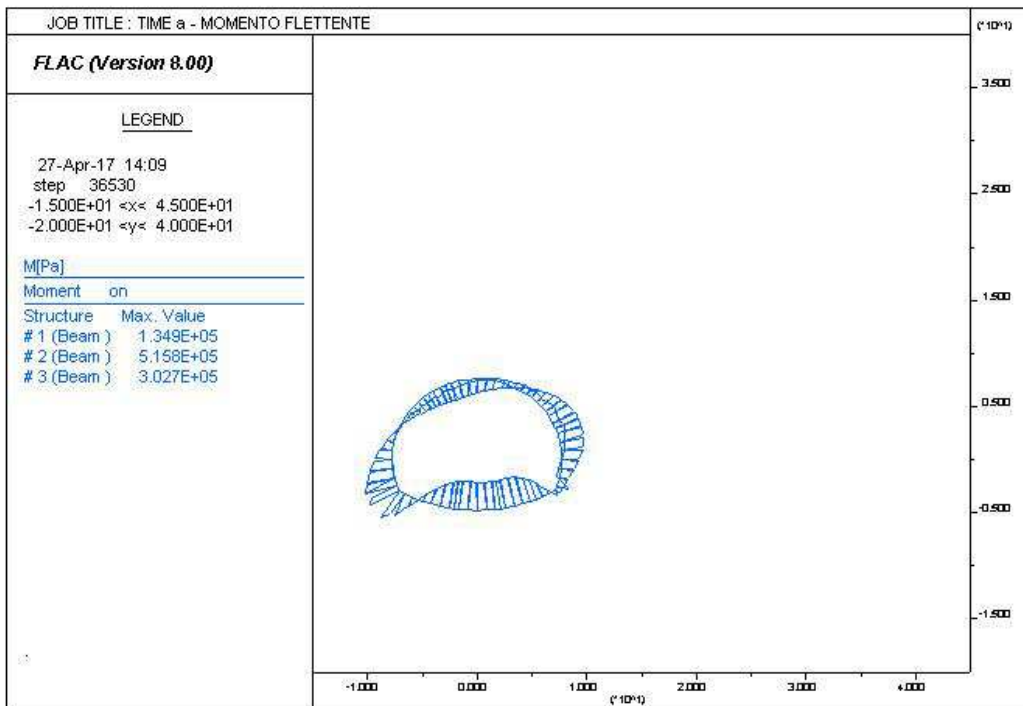
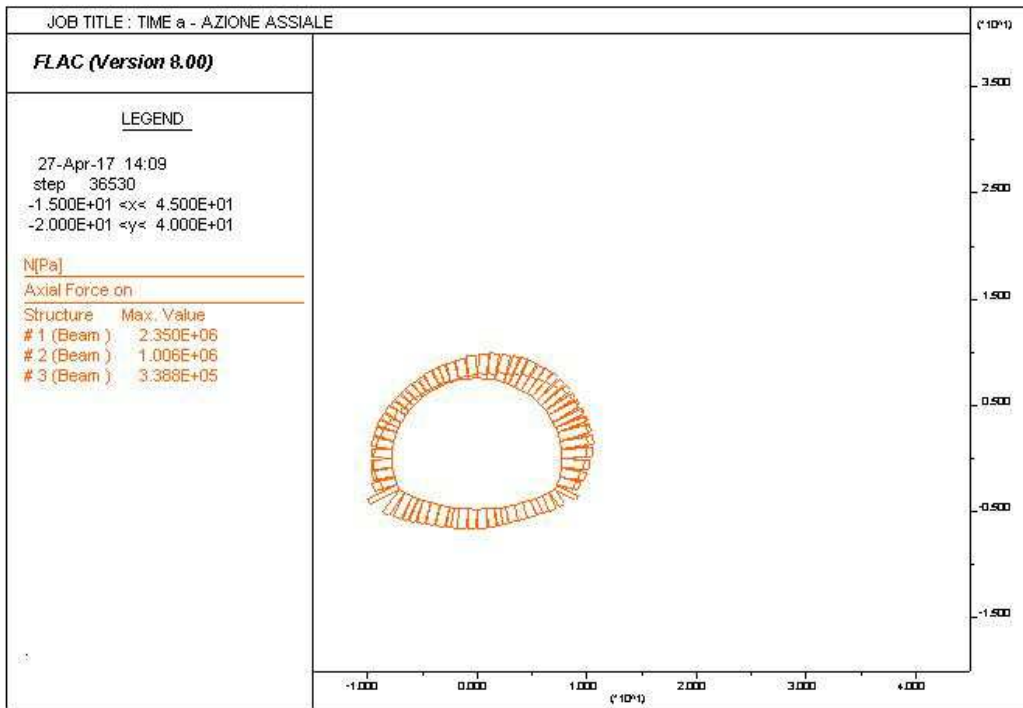
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



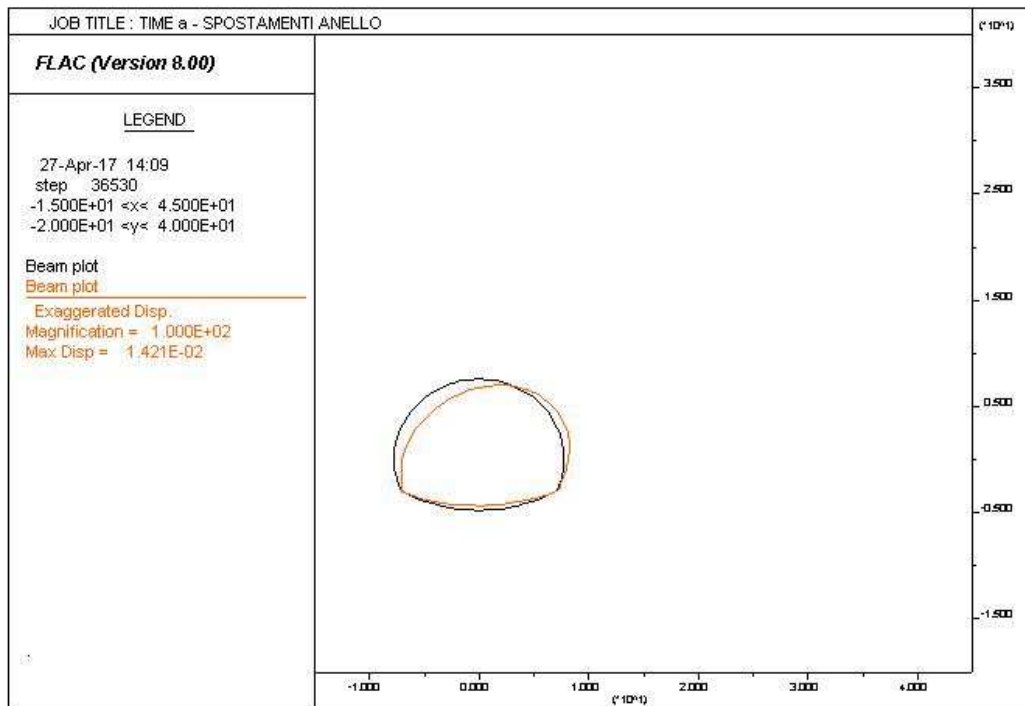
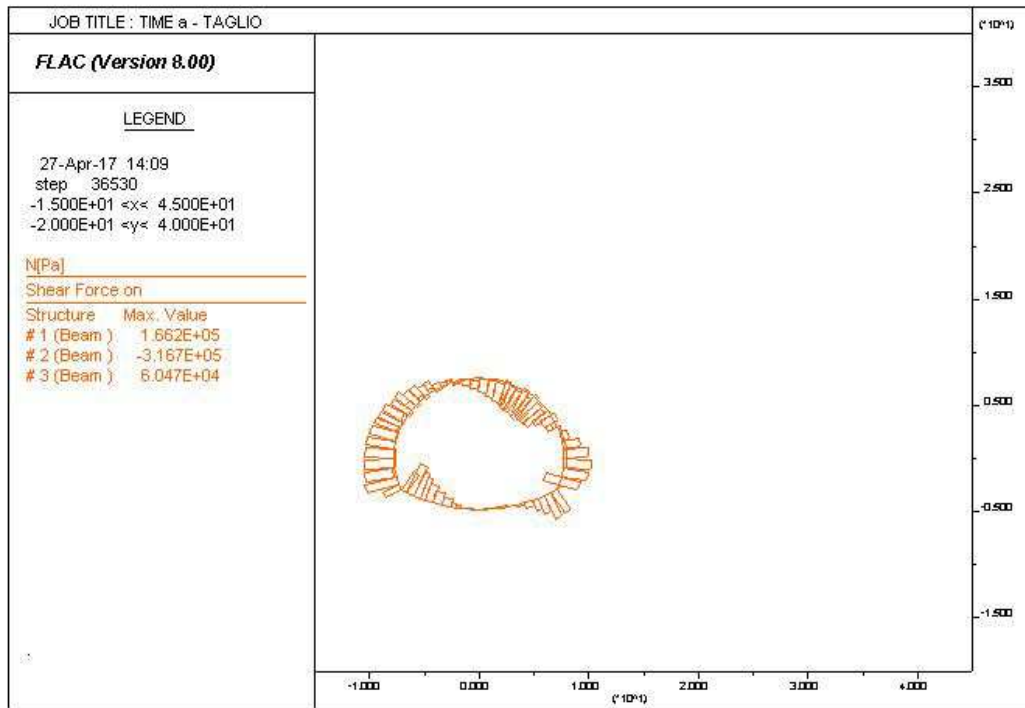
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



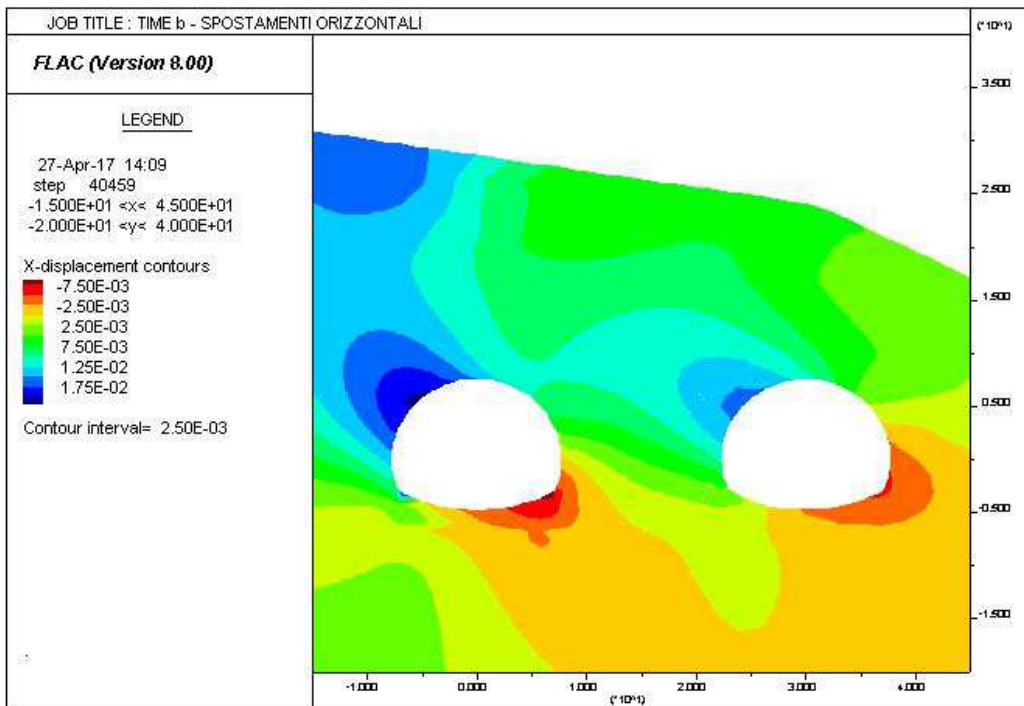
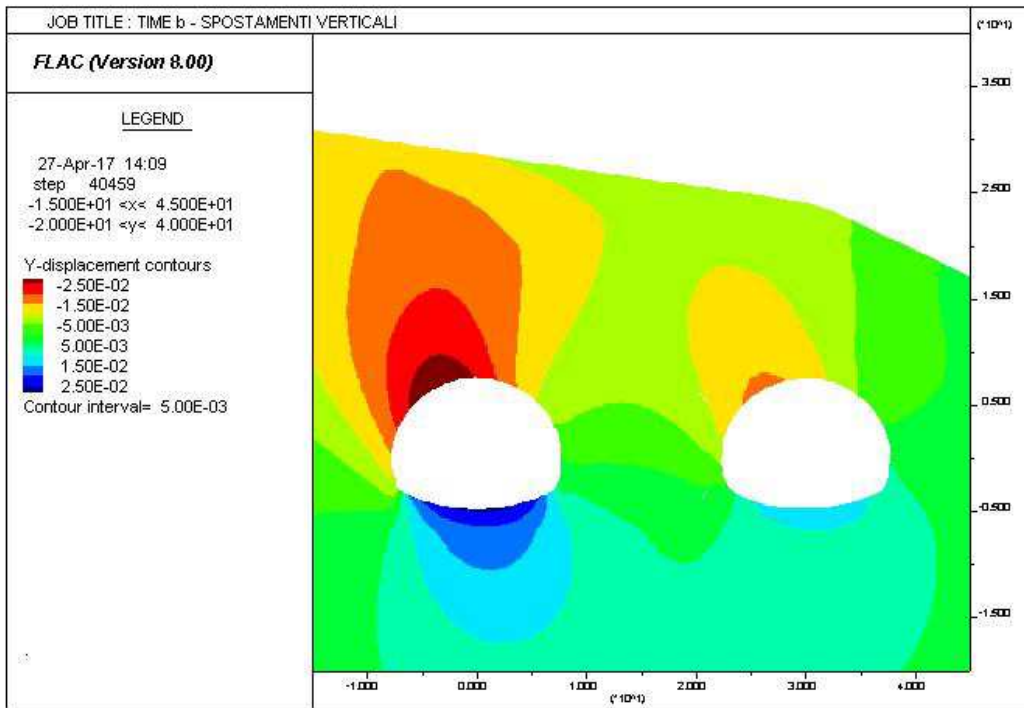
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



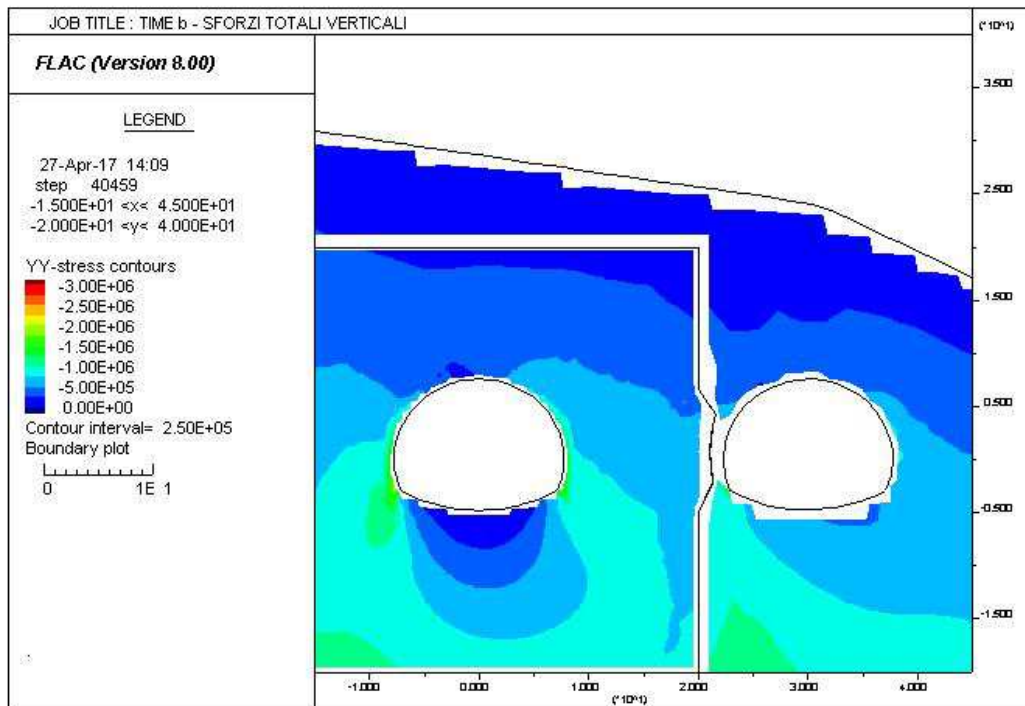
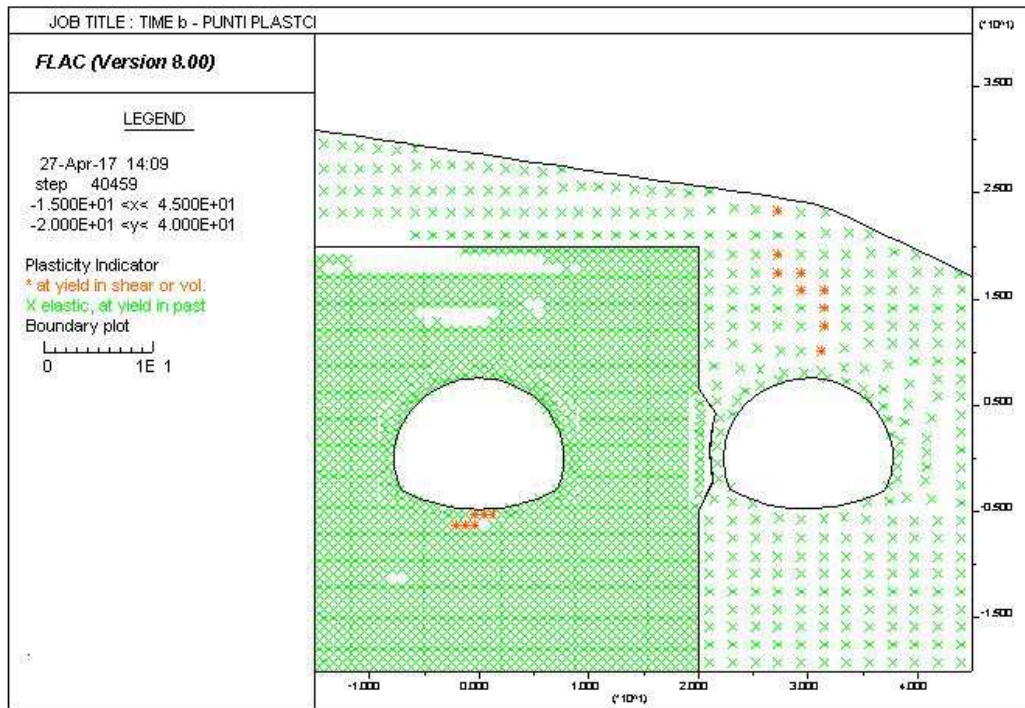
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



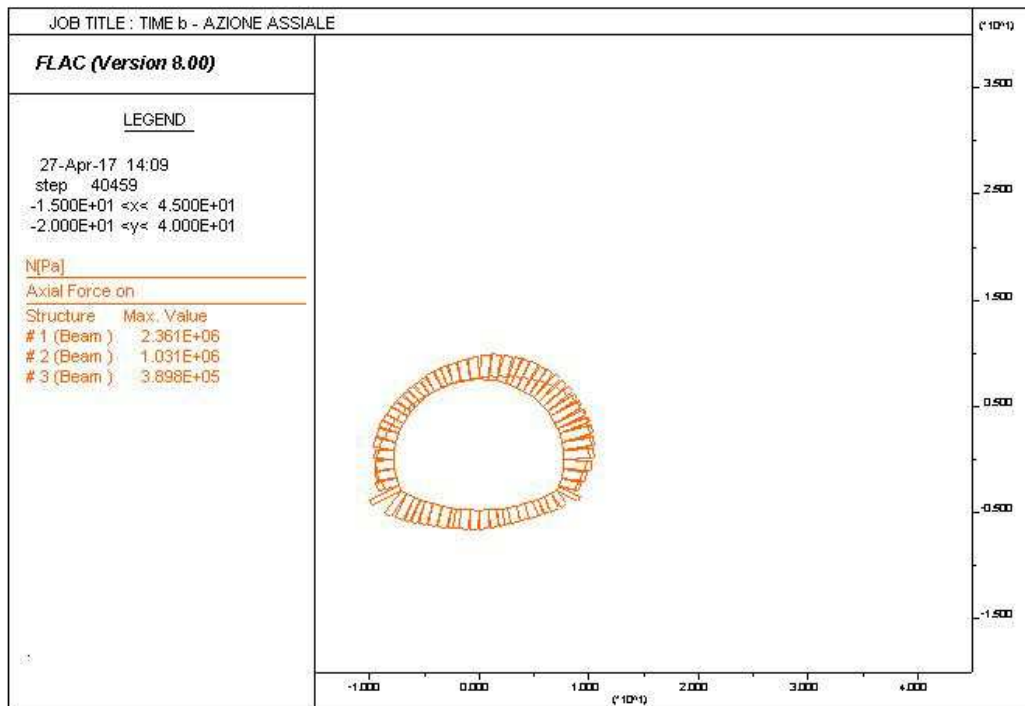
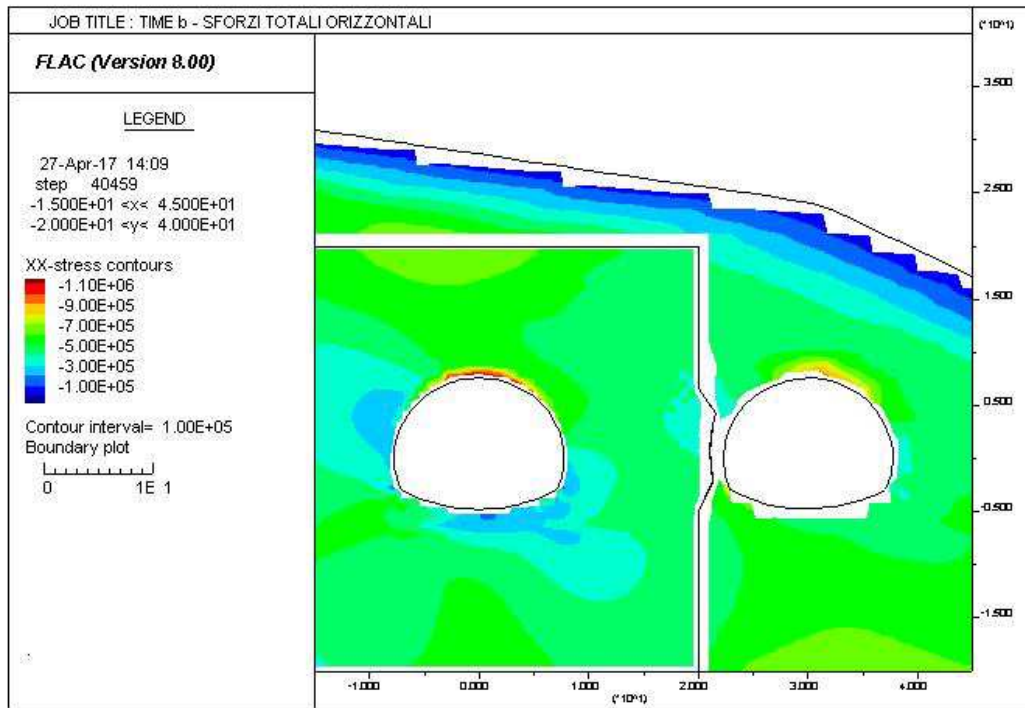
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



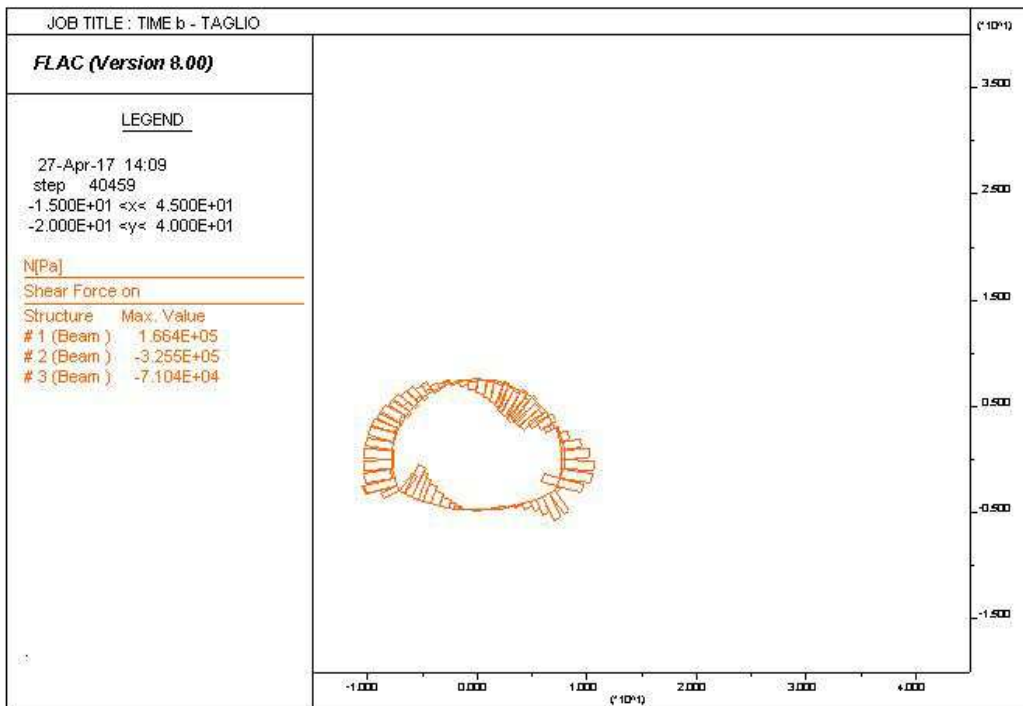
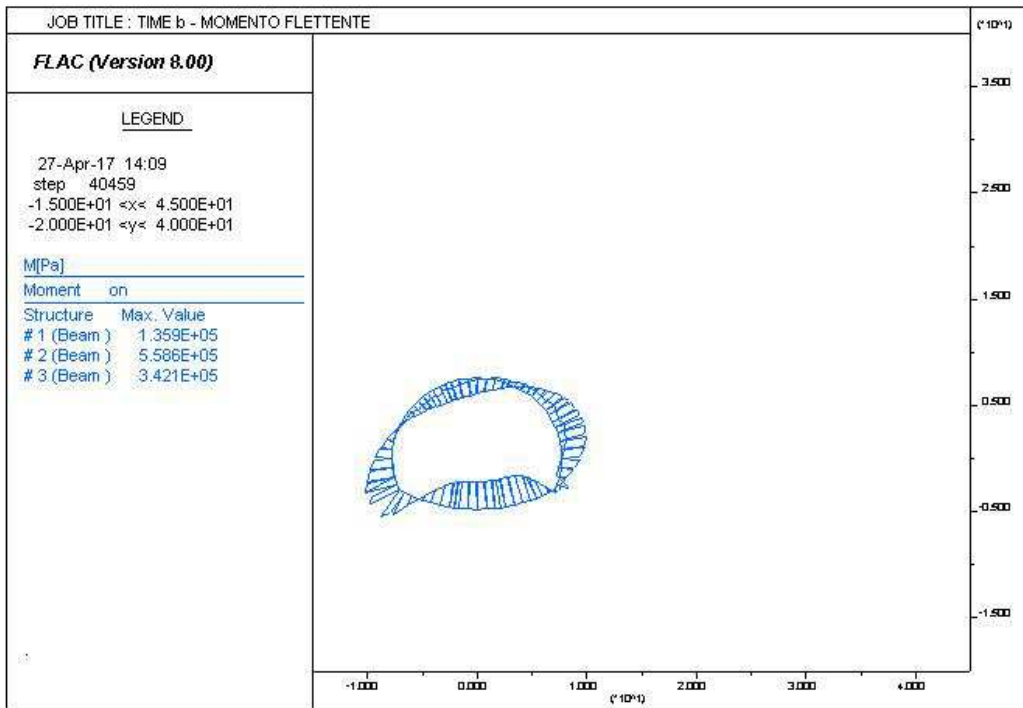
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



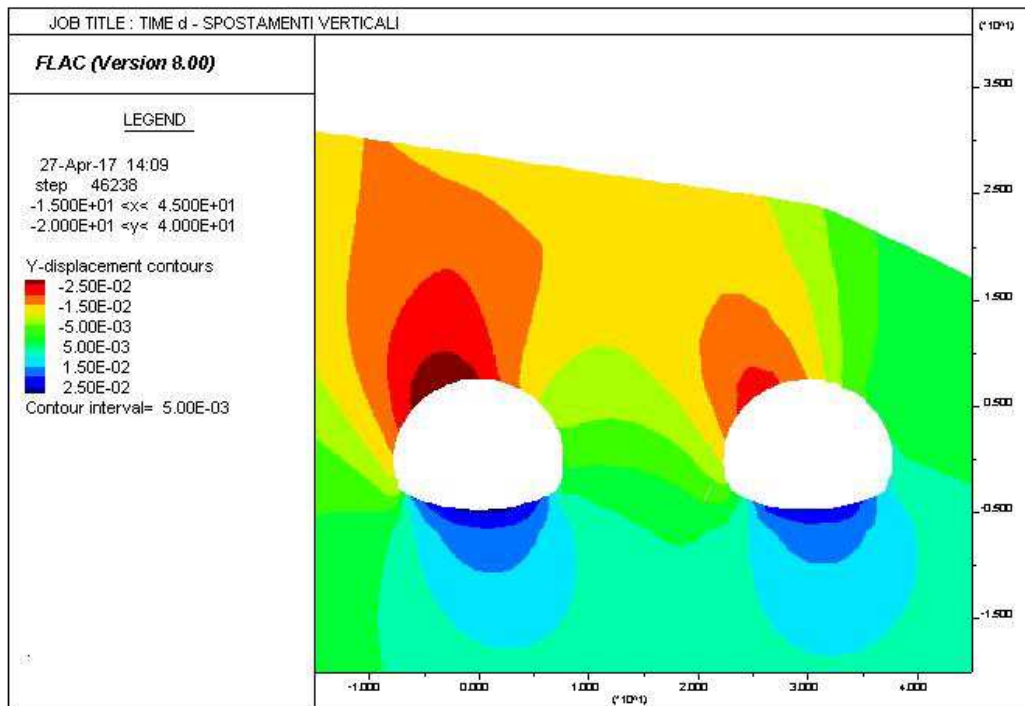
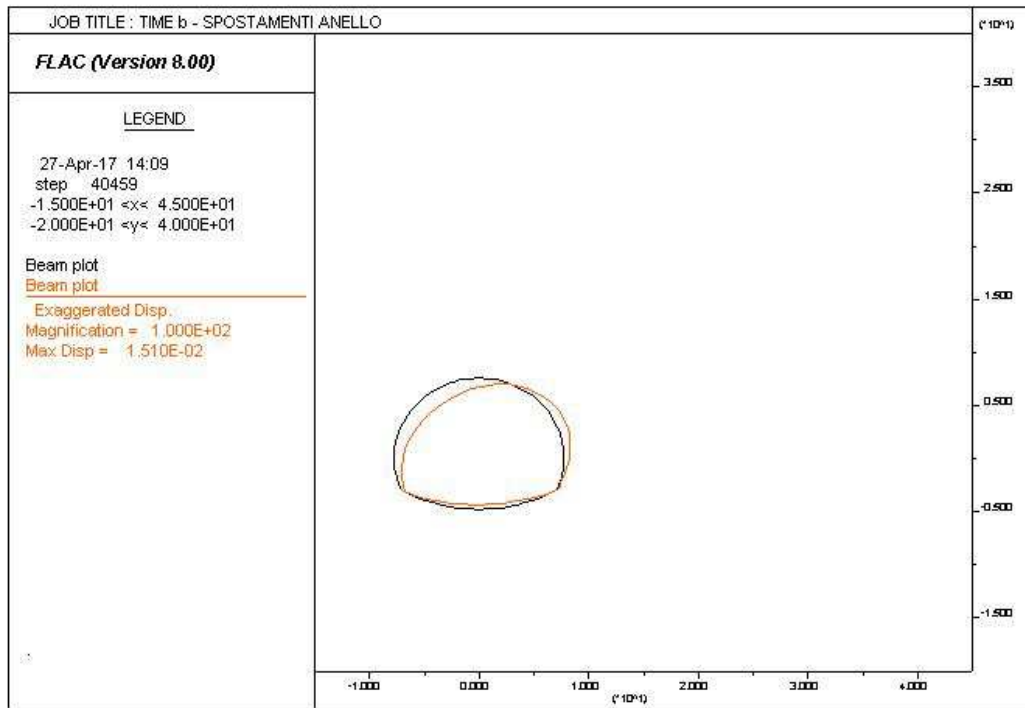
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



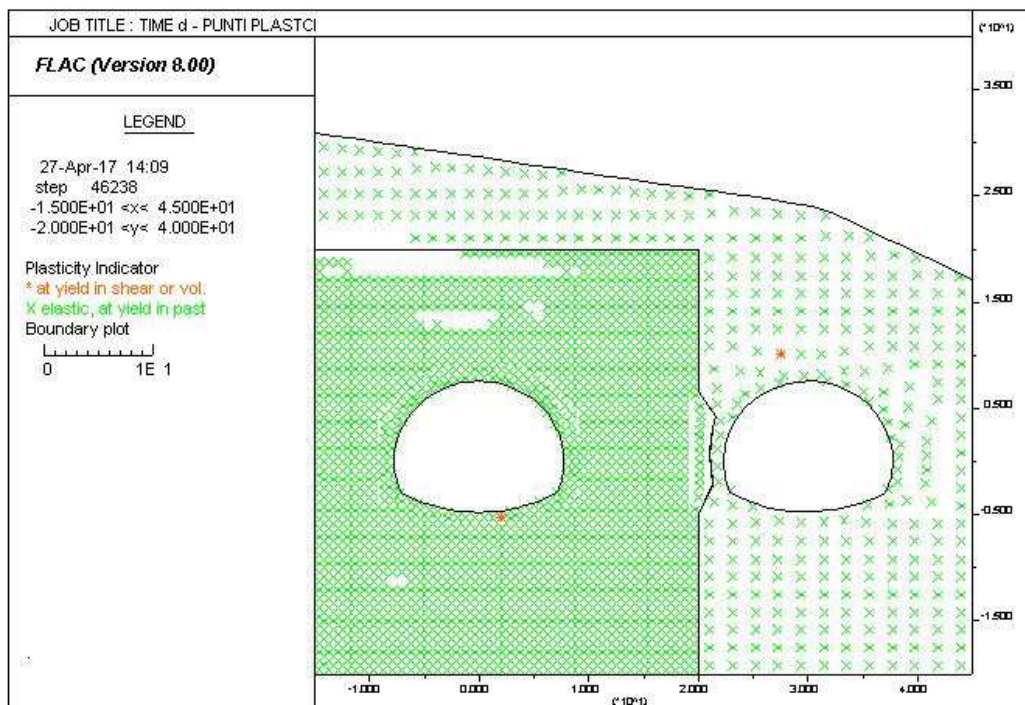
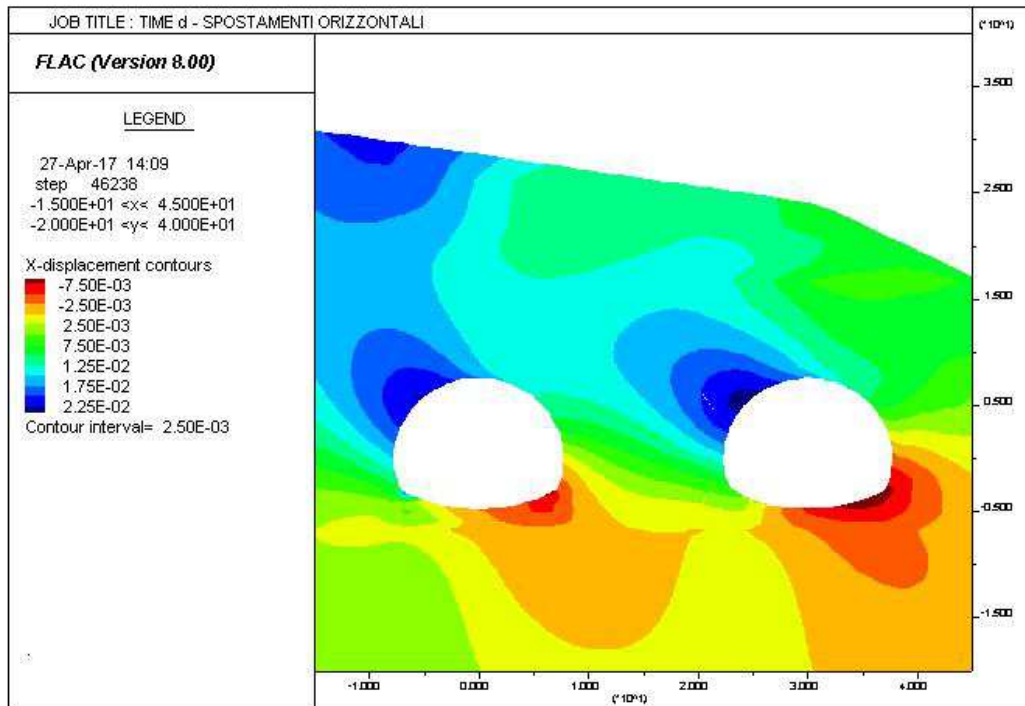
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



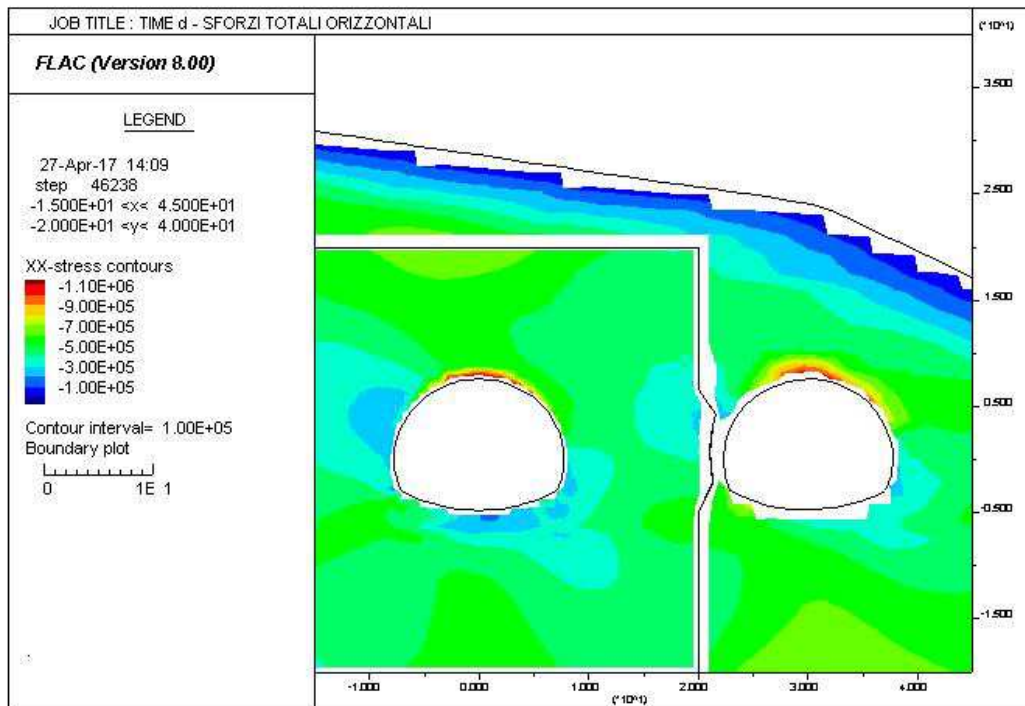
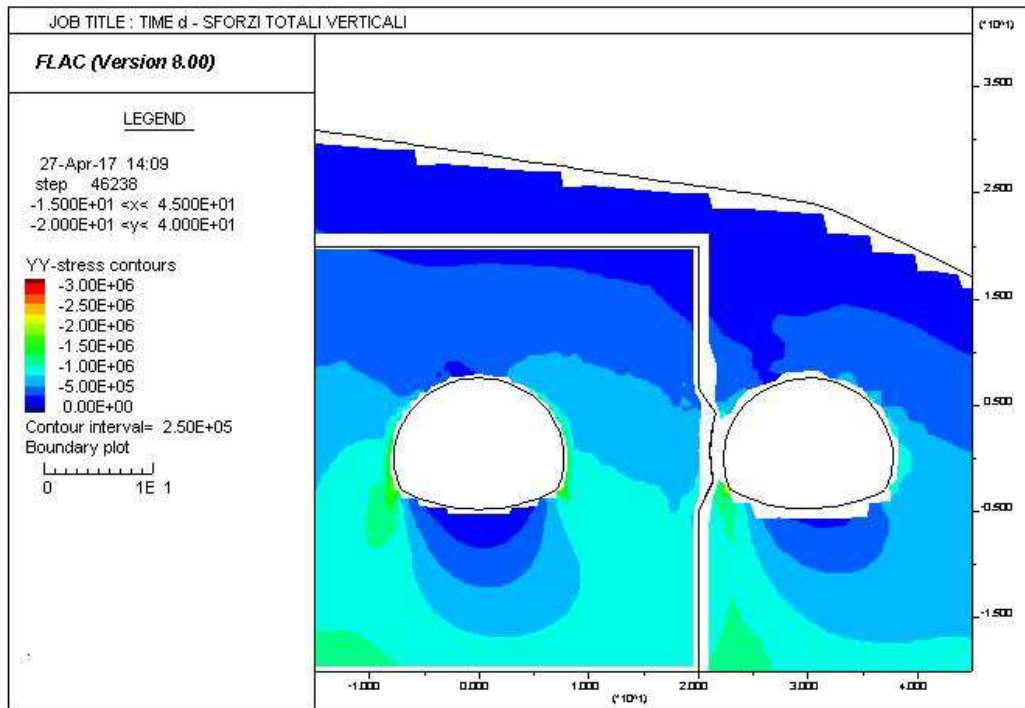
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



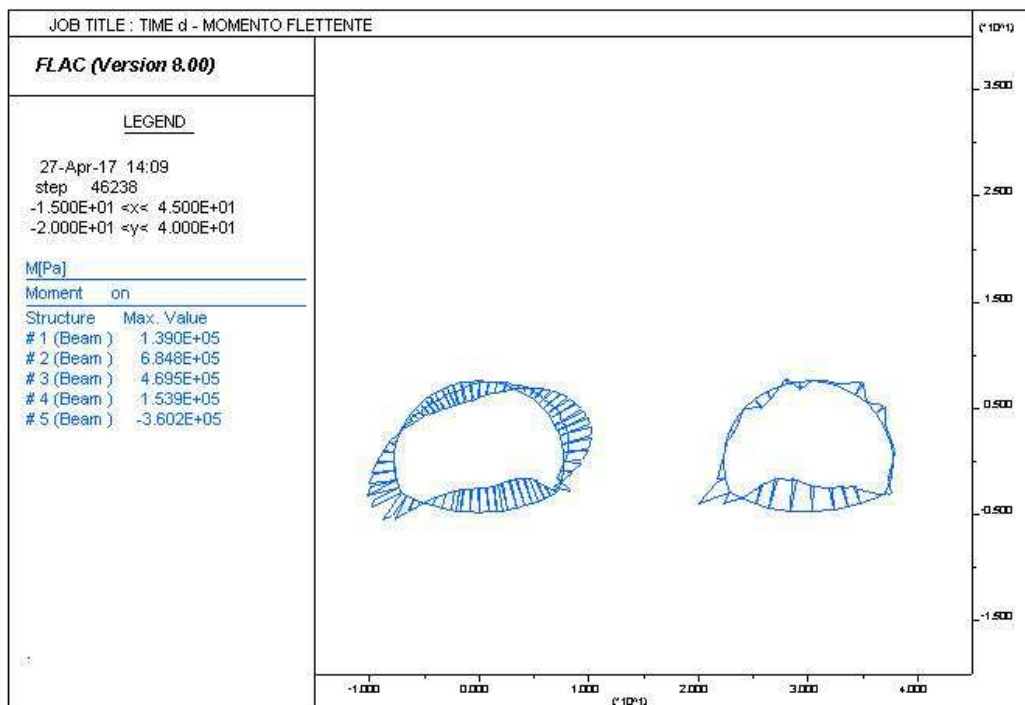
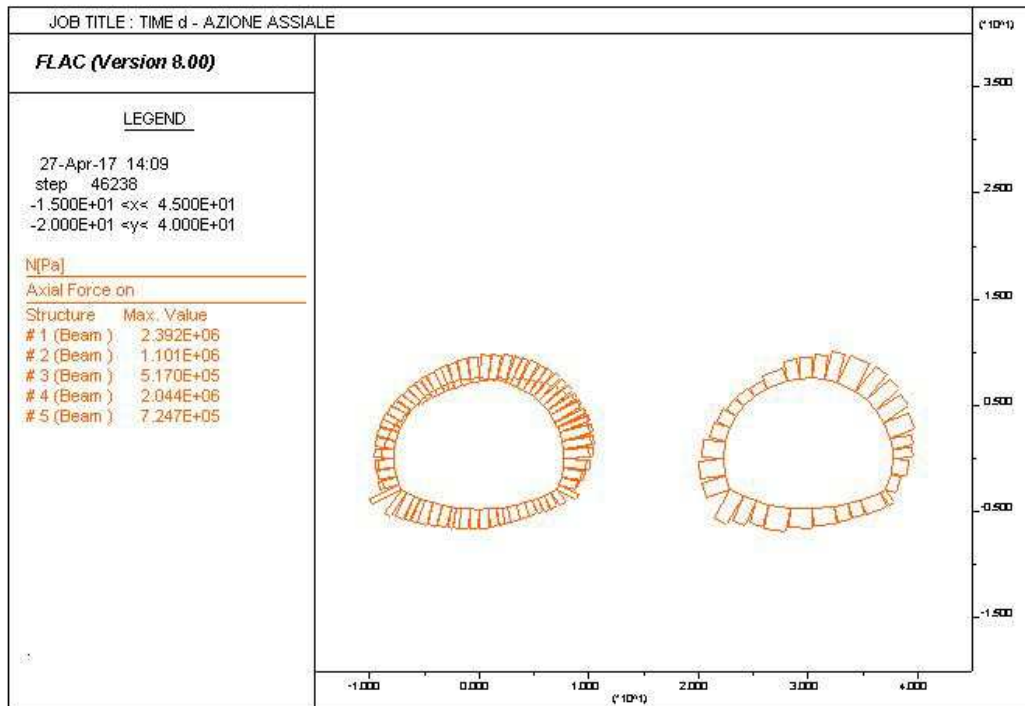
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



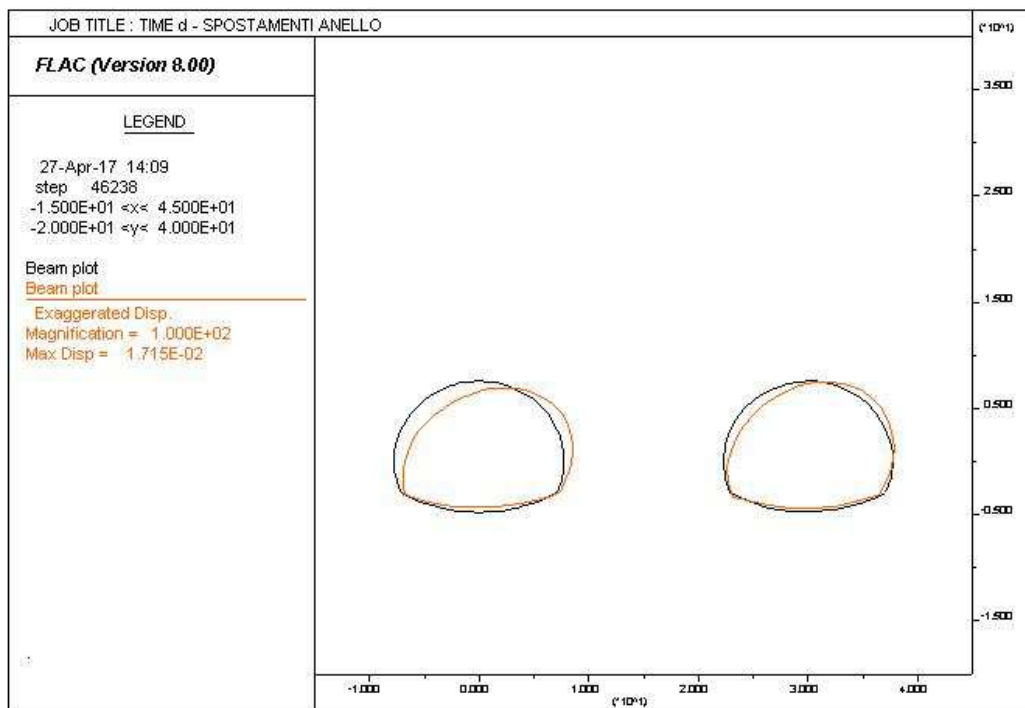
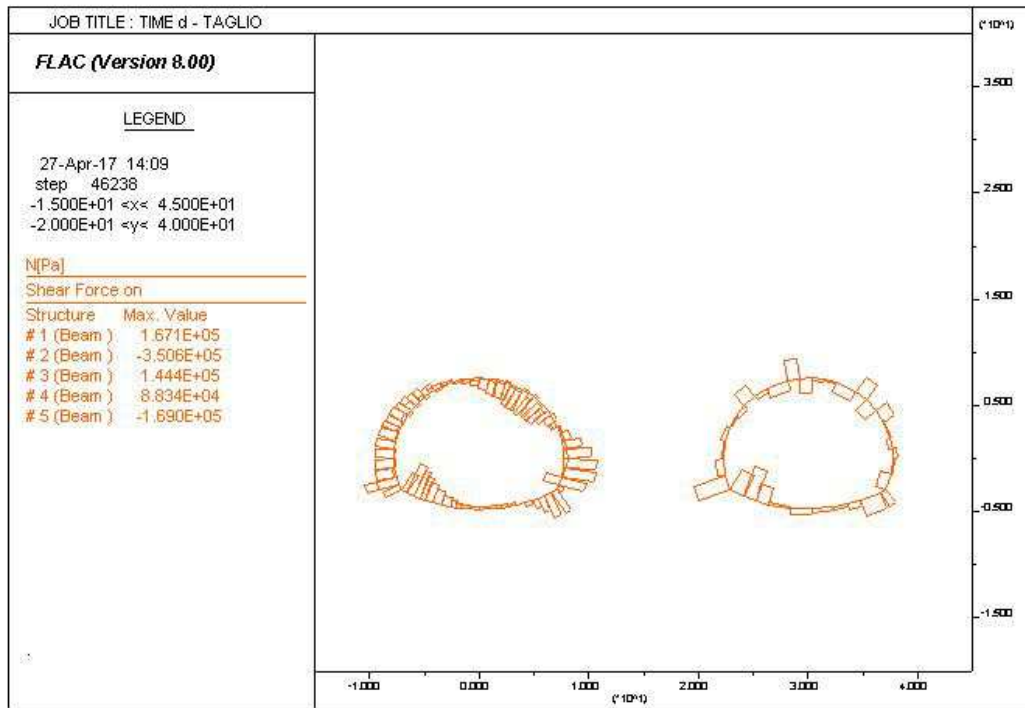
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



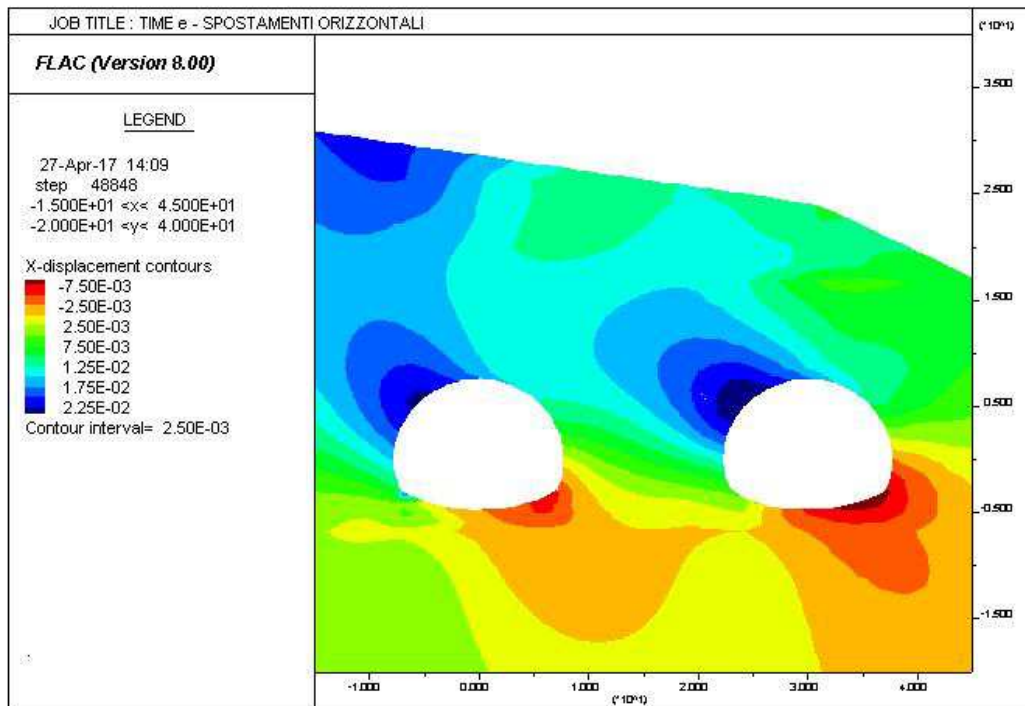
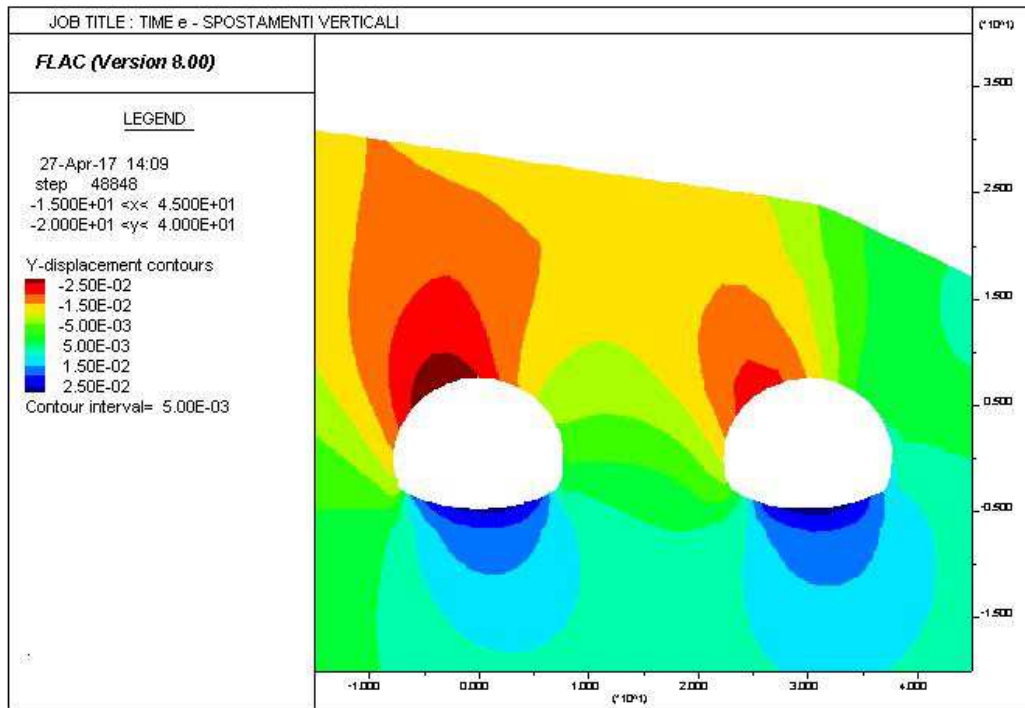
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



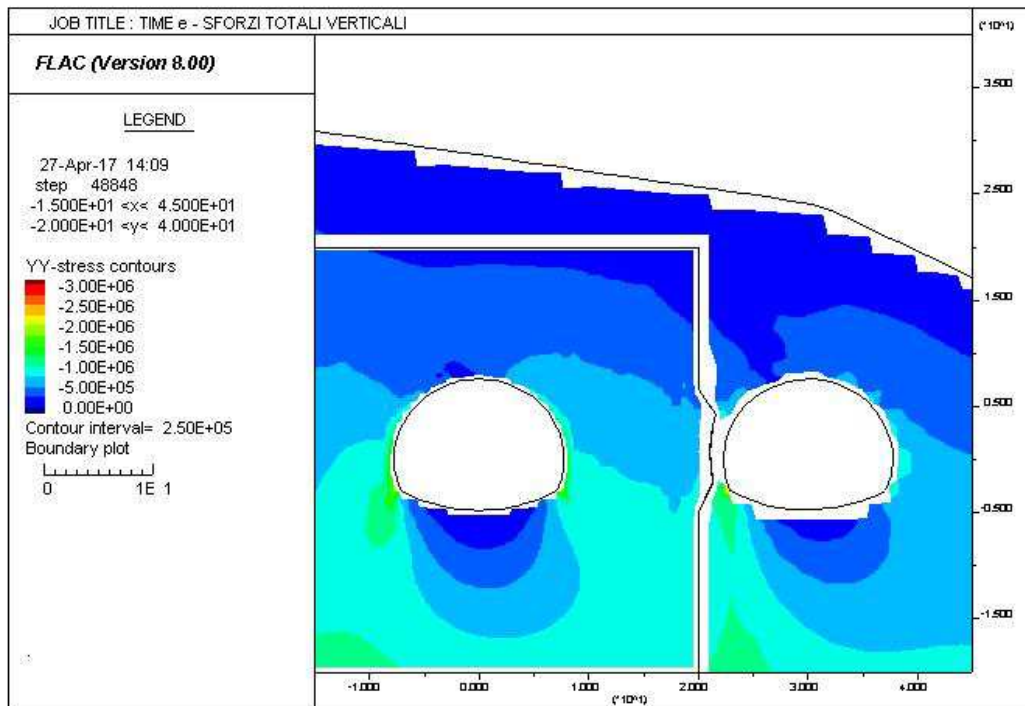
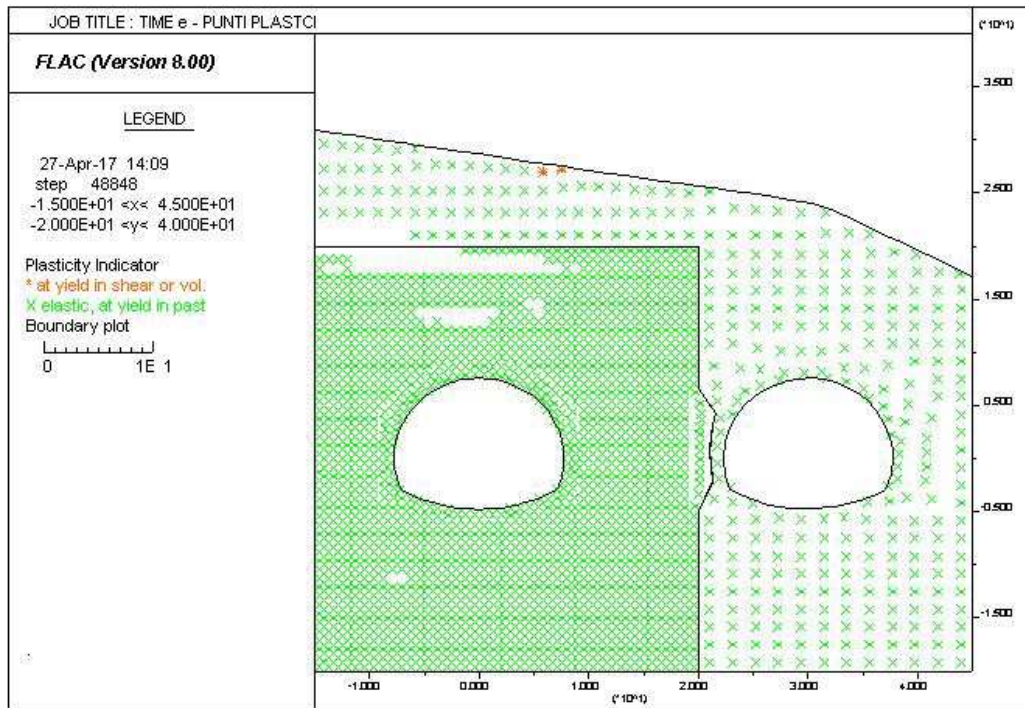
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



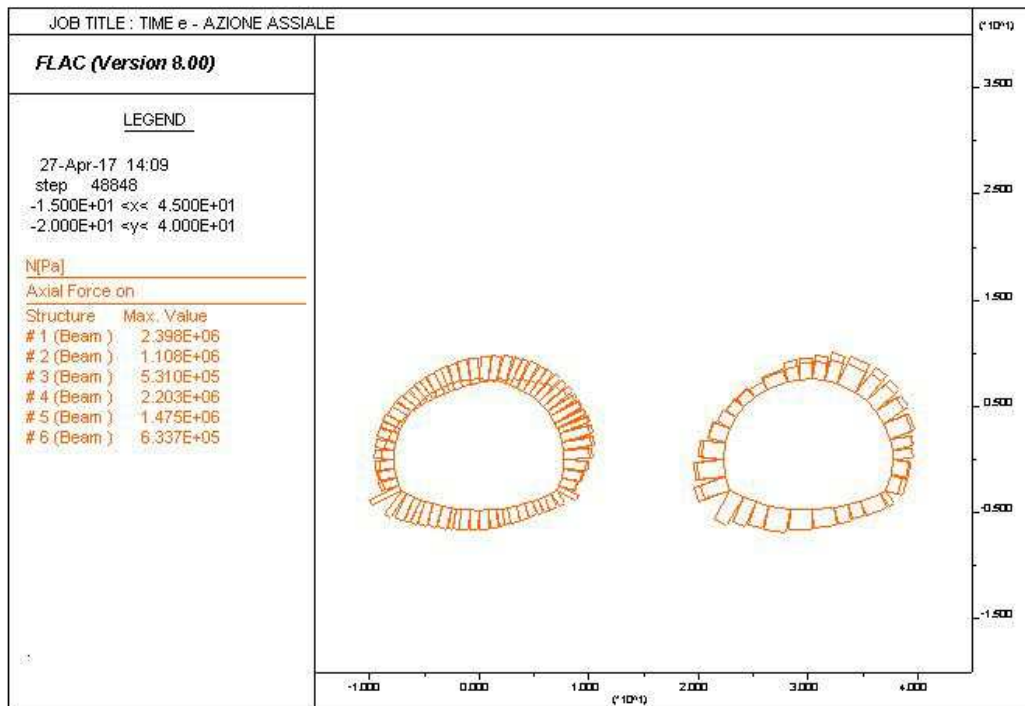
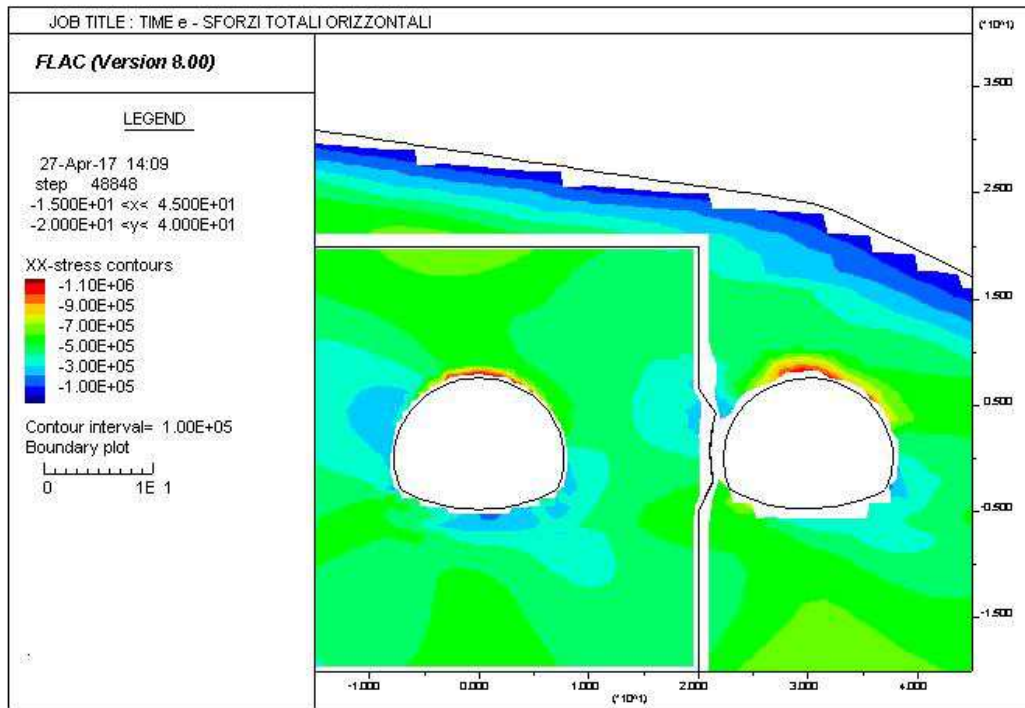
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



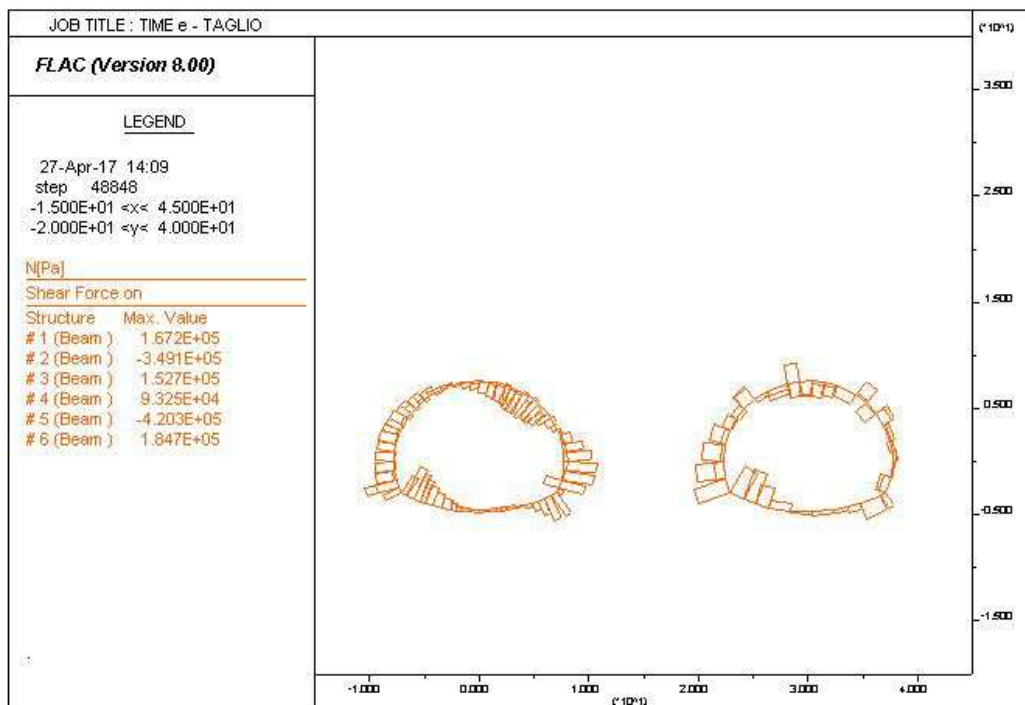
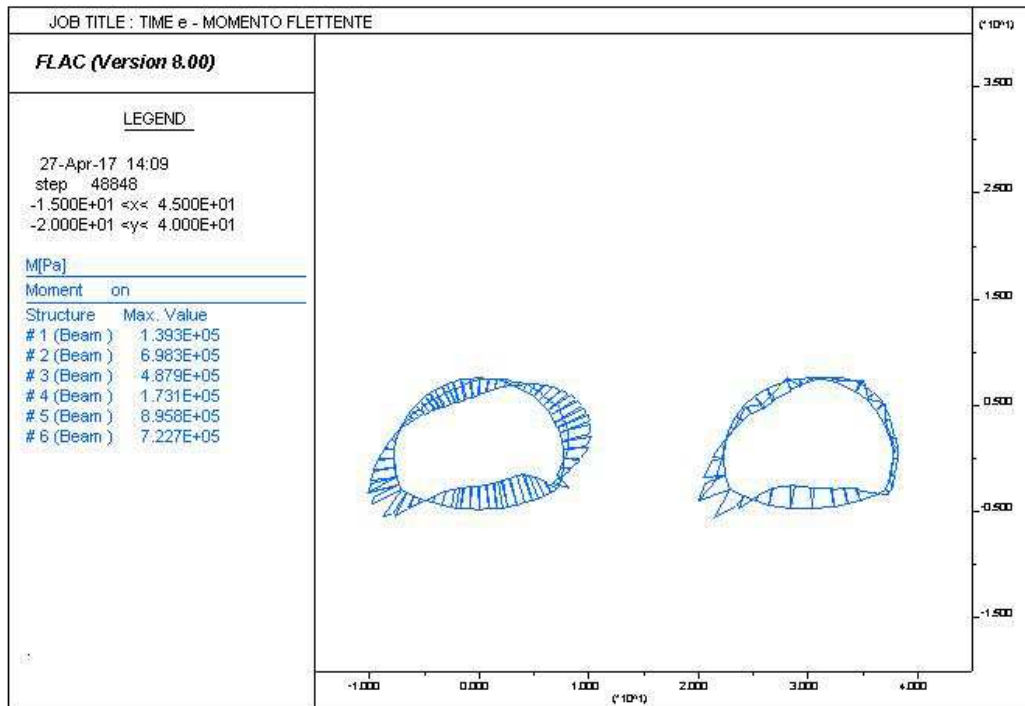
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



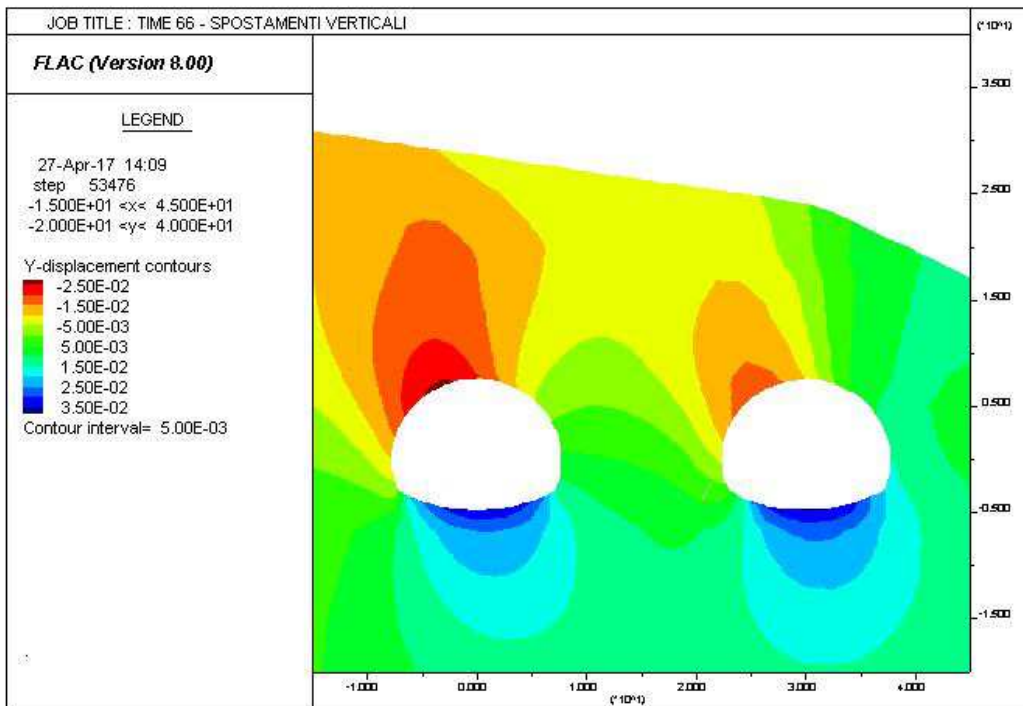
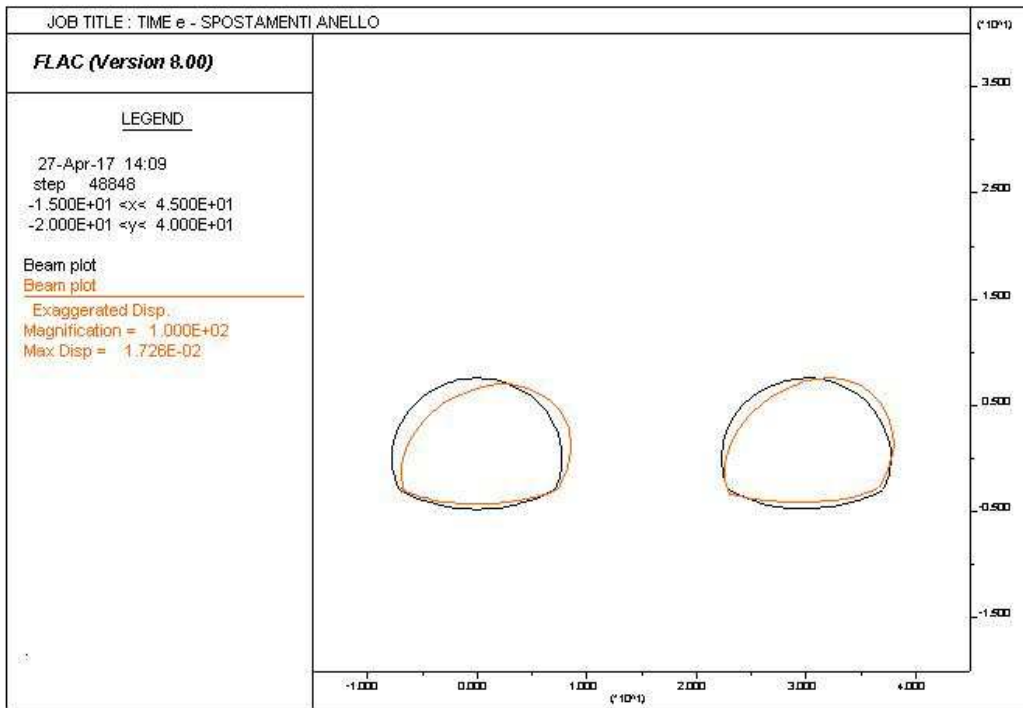
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



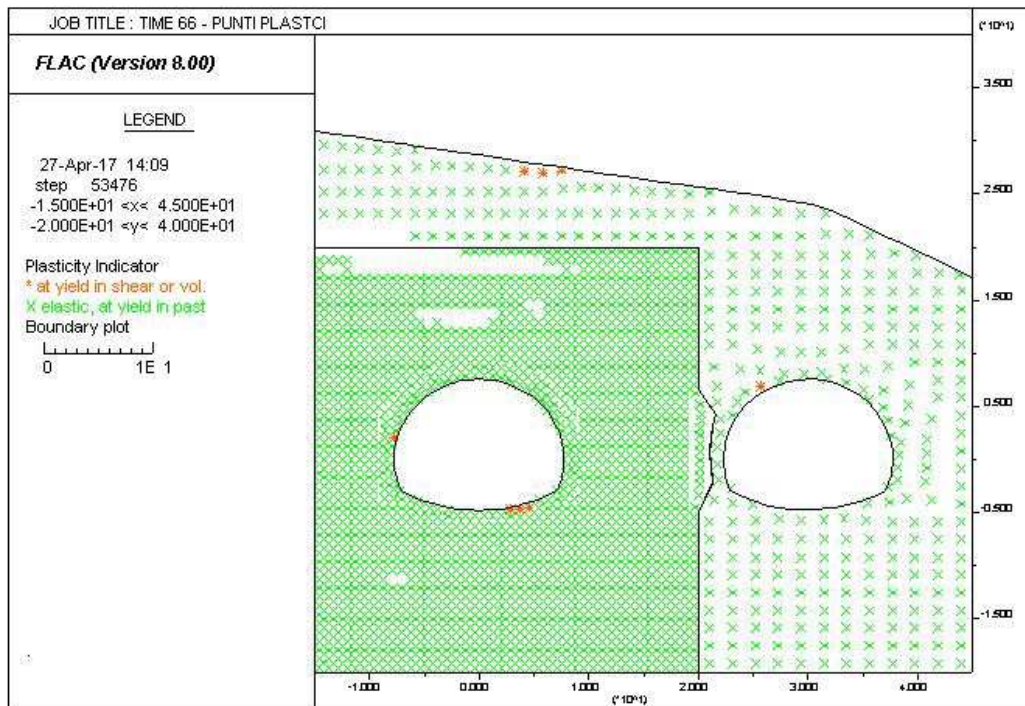
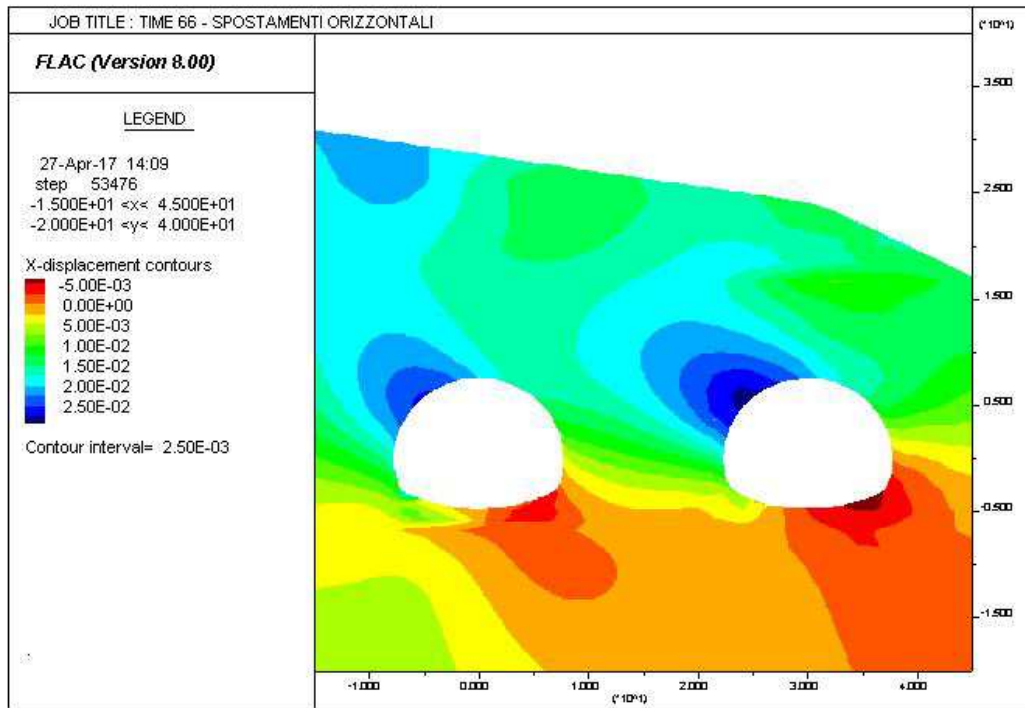
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



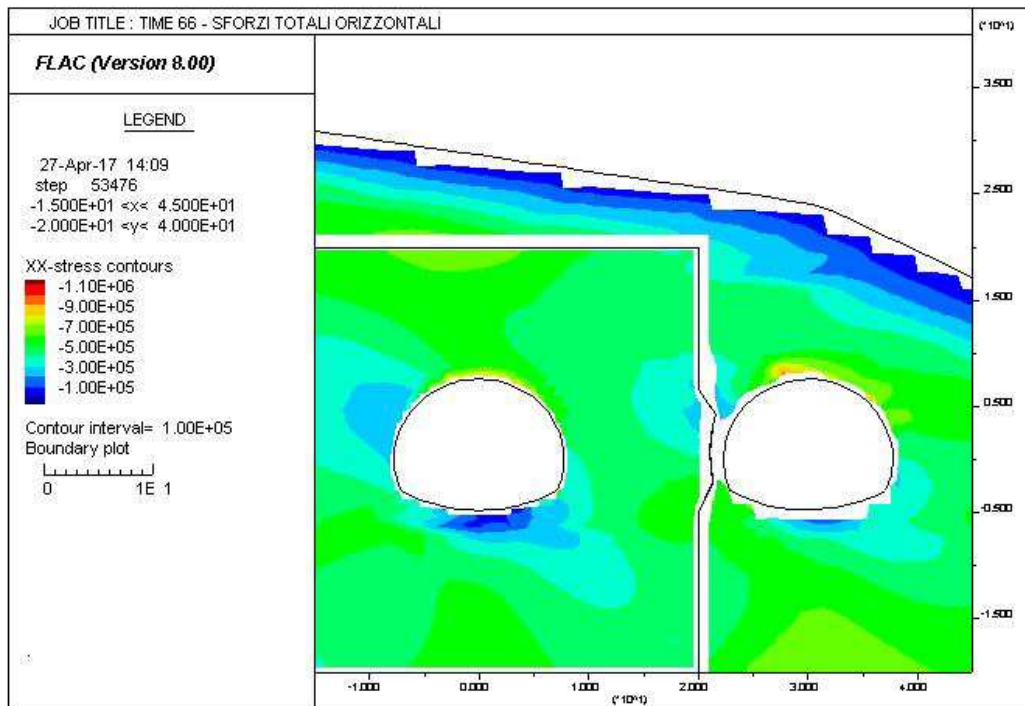
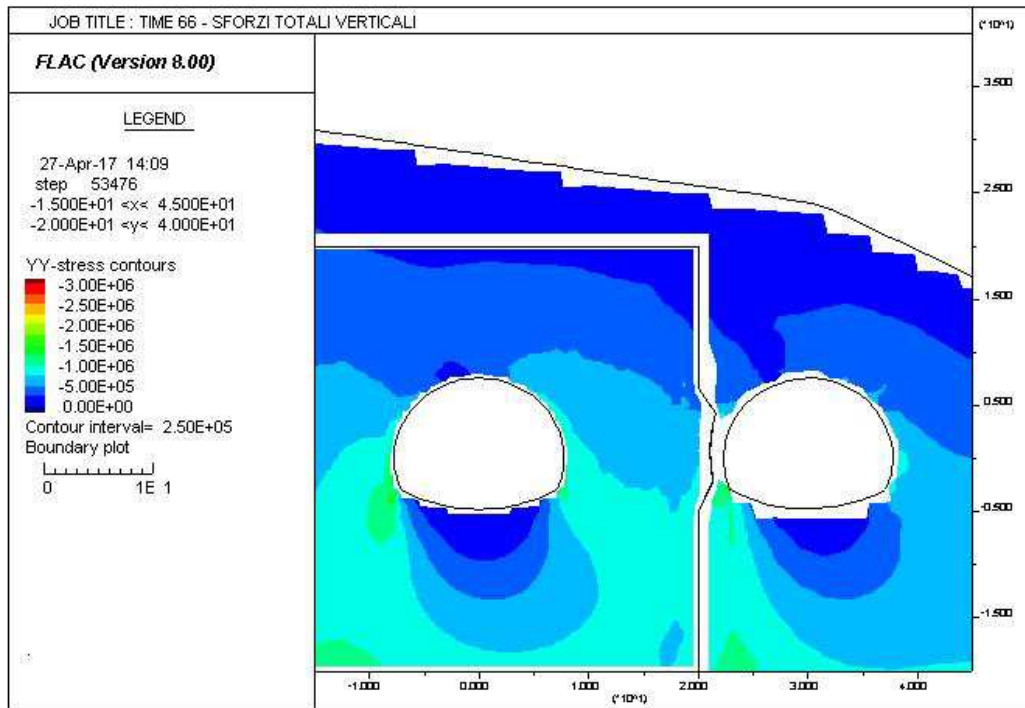
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



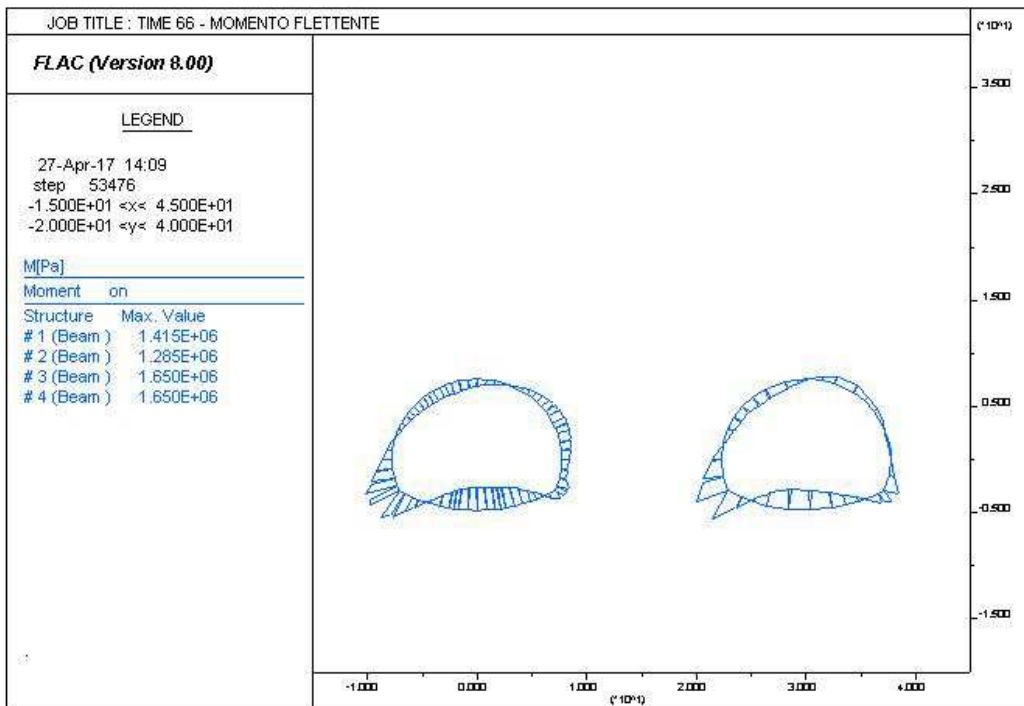
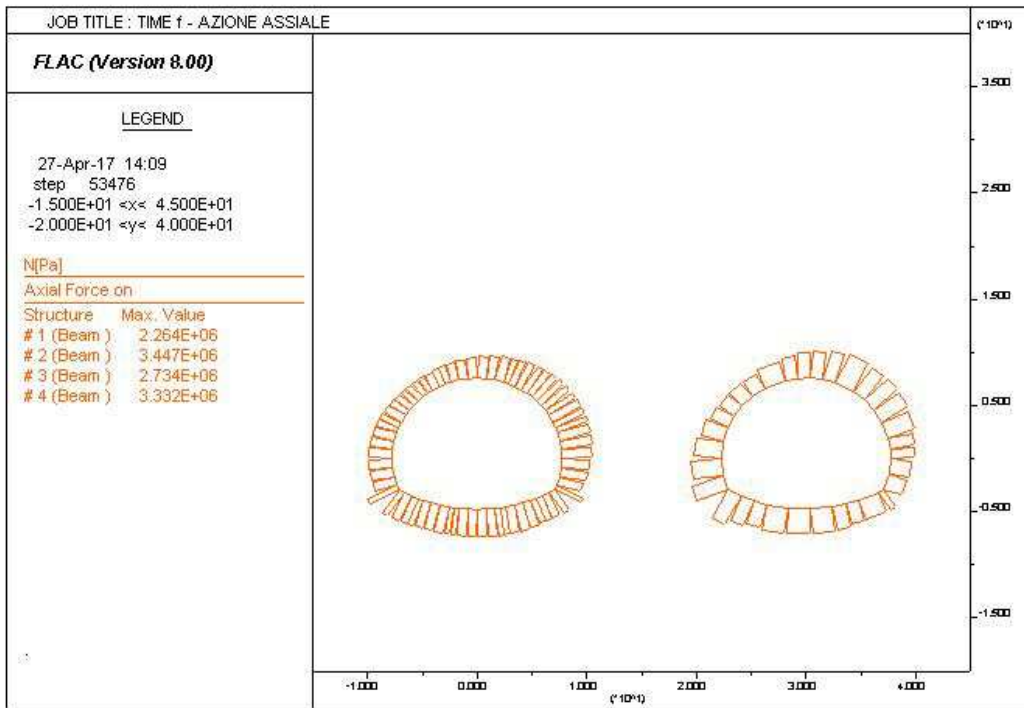
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



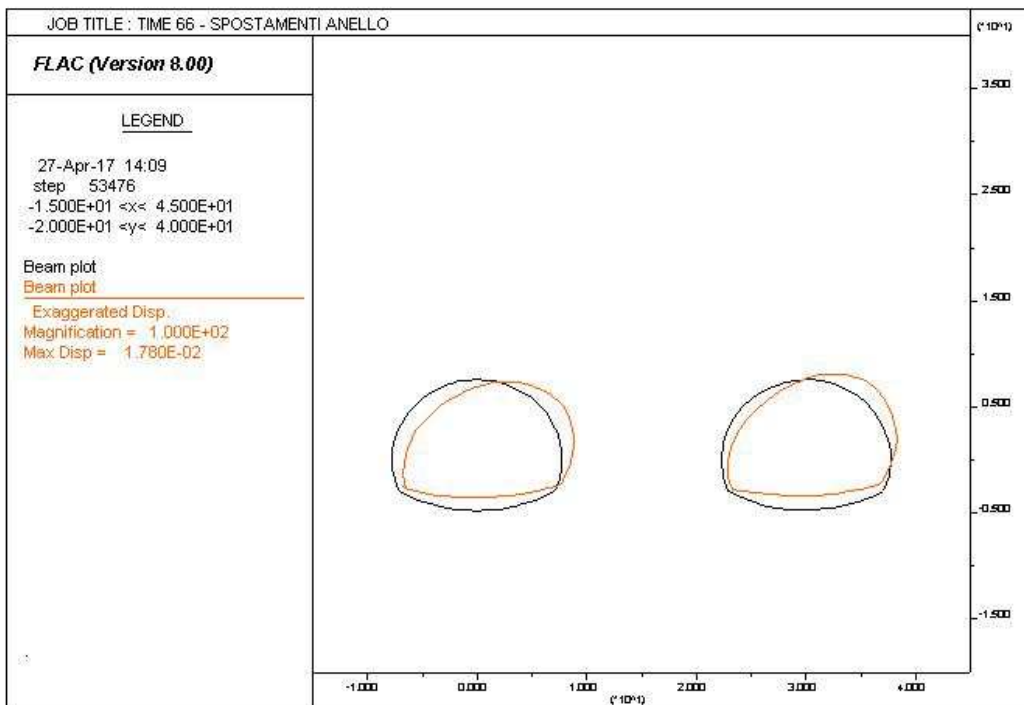
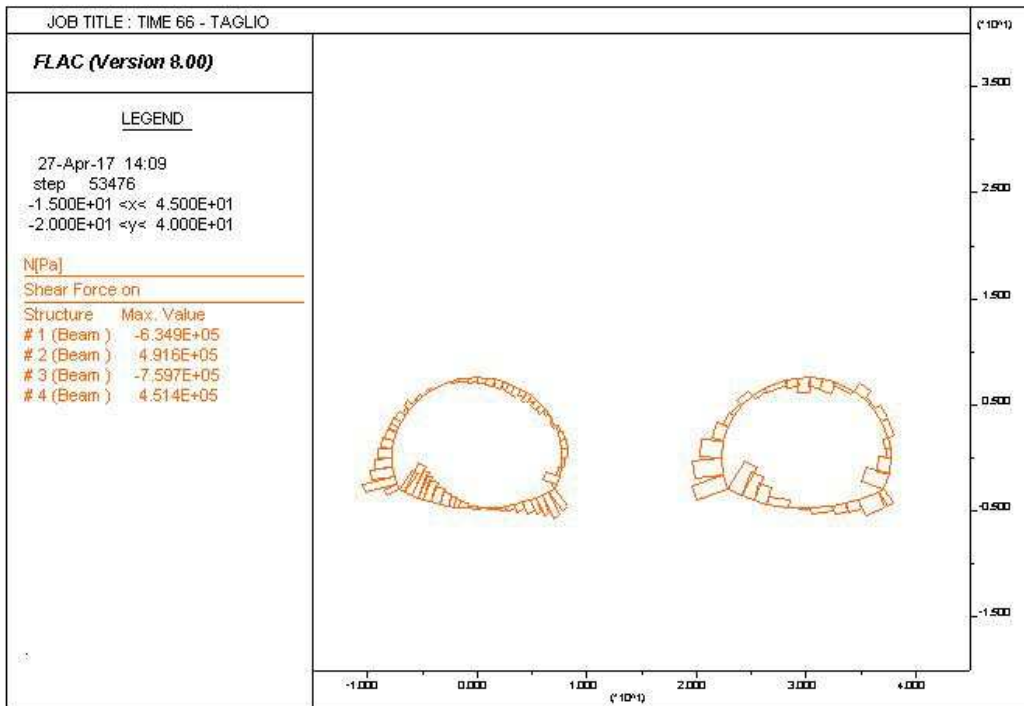
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



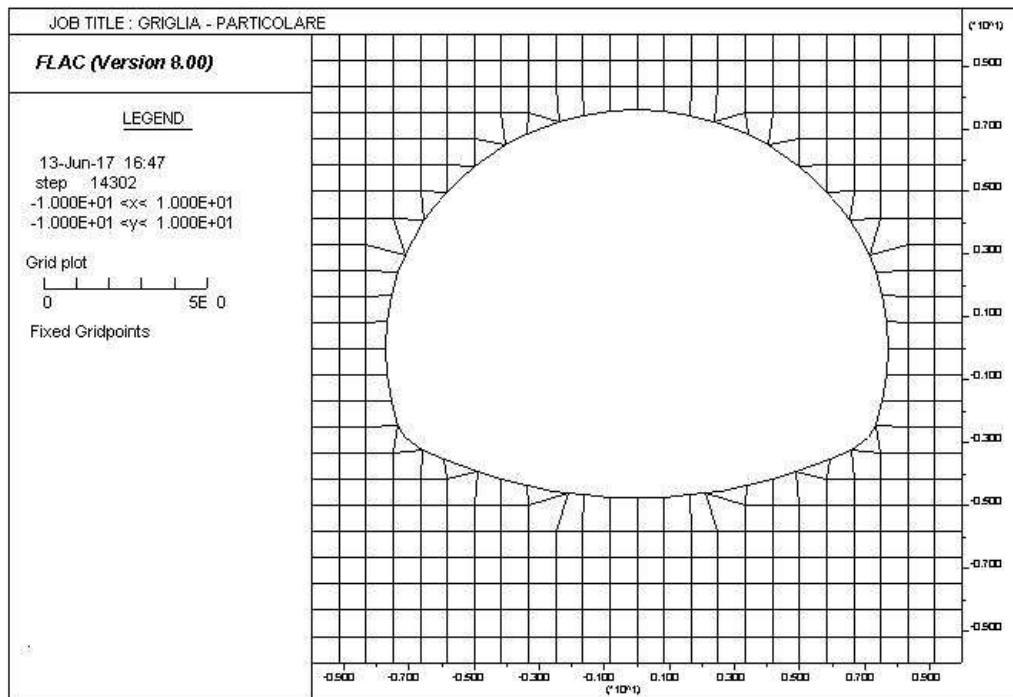
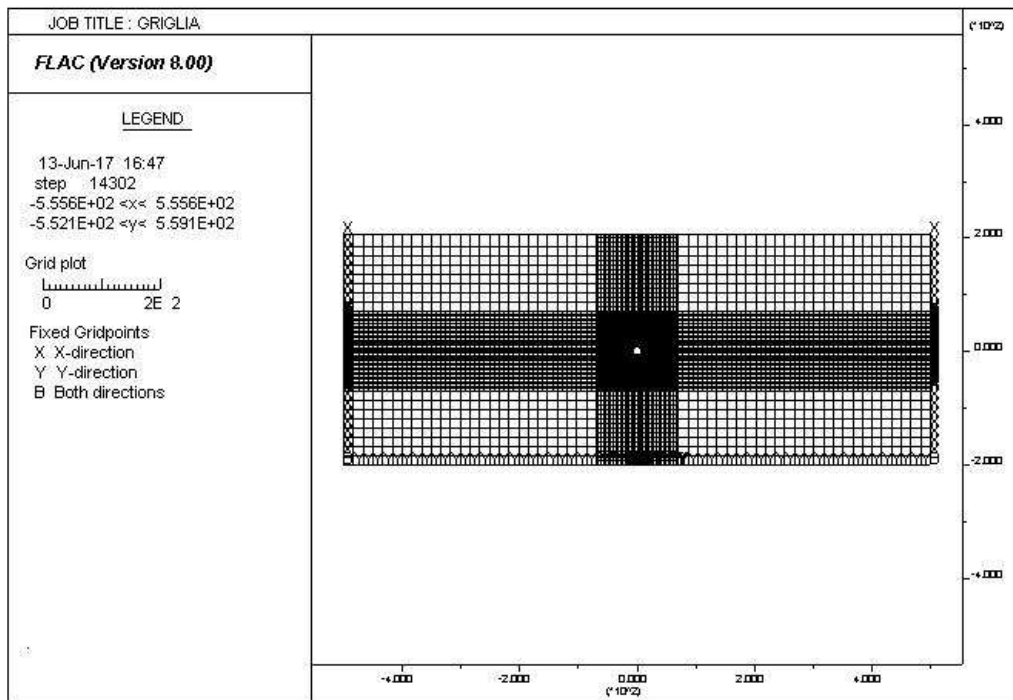
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



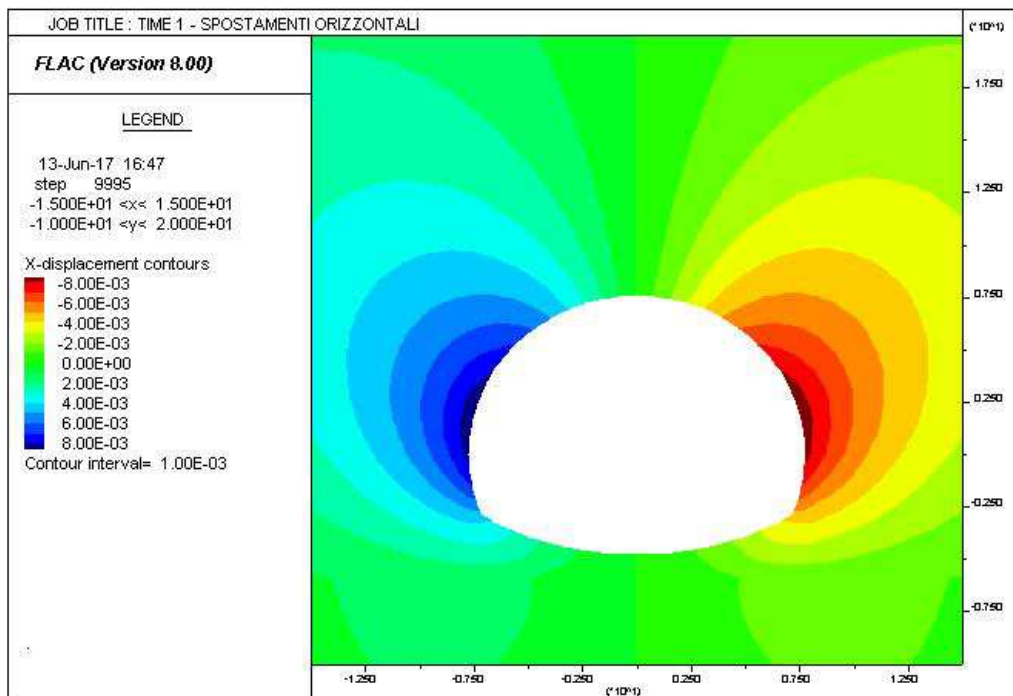
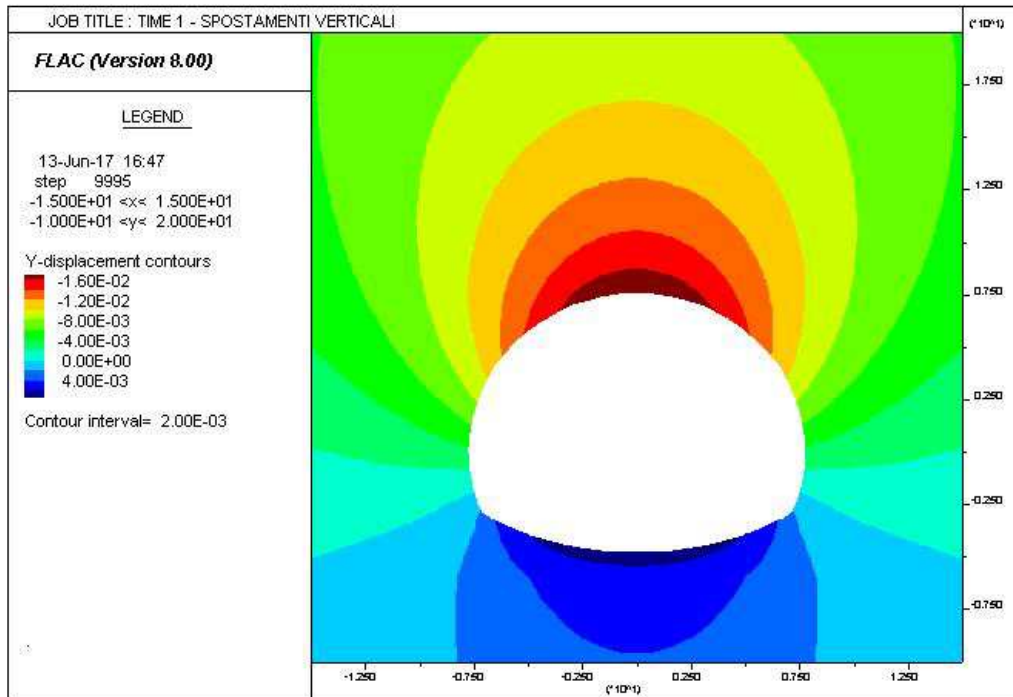
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



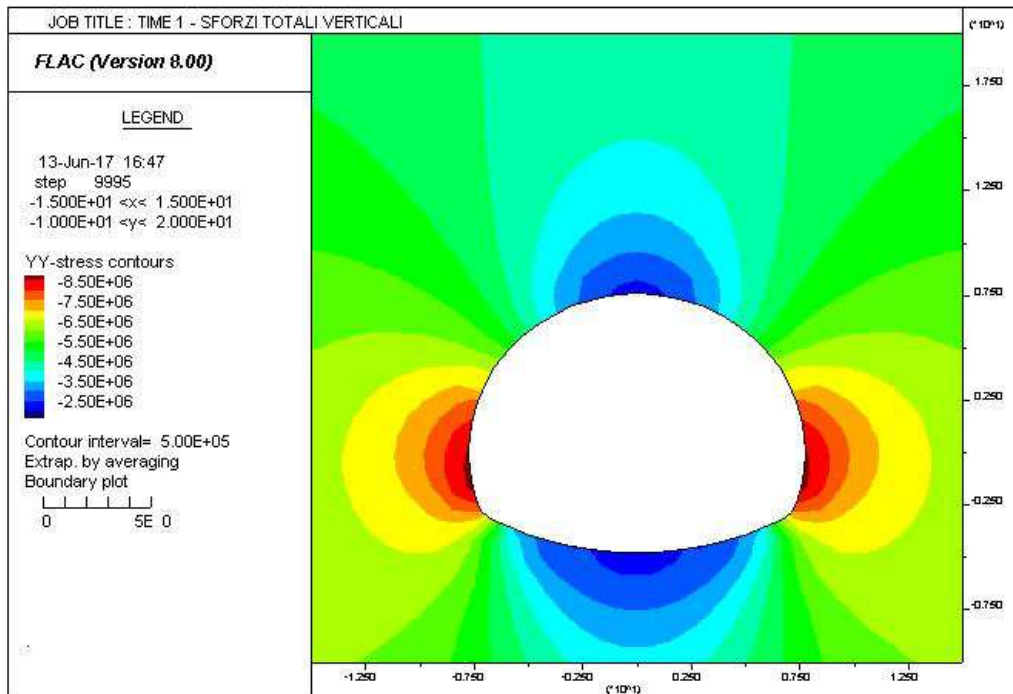
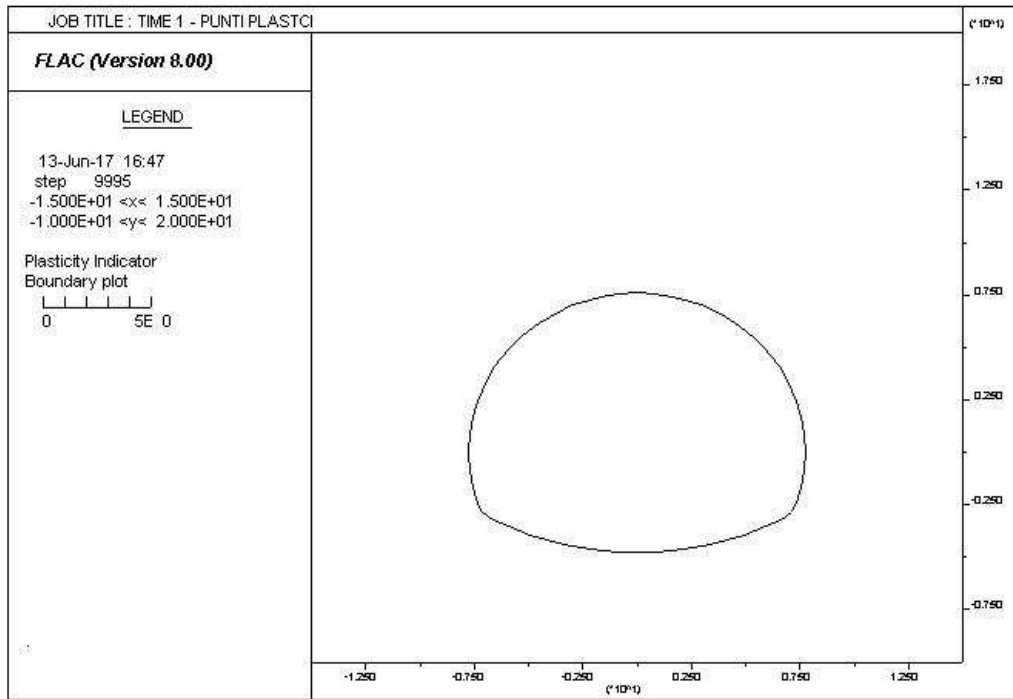
16.5 SEZIONE 5



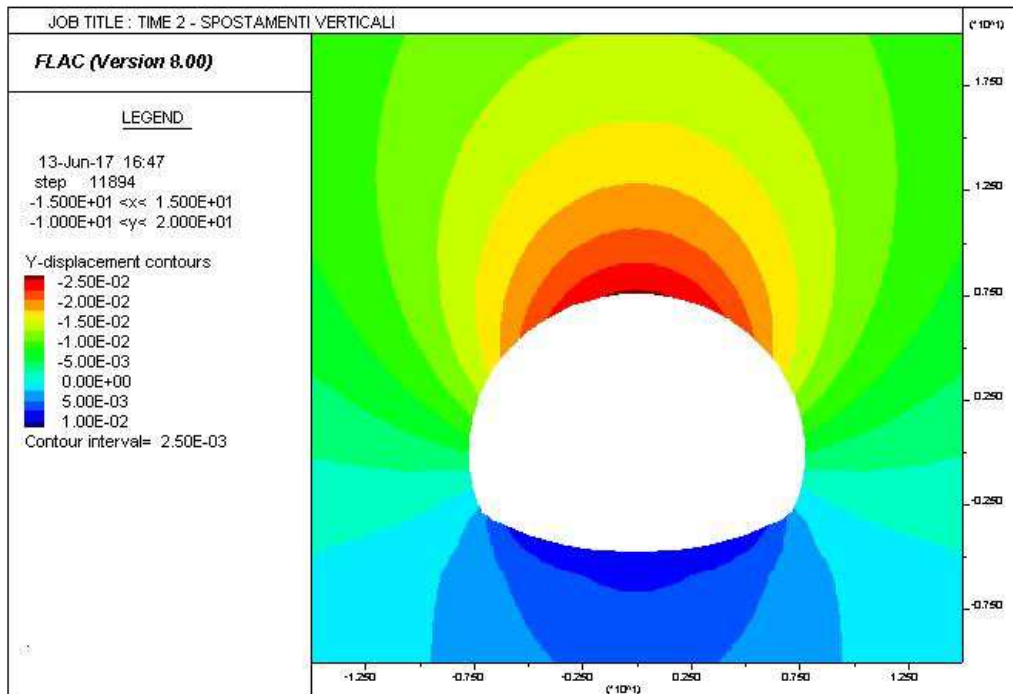
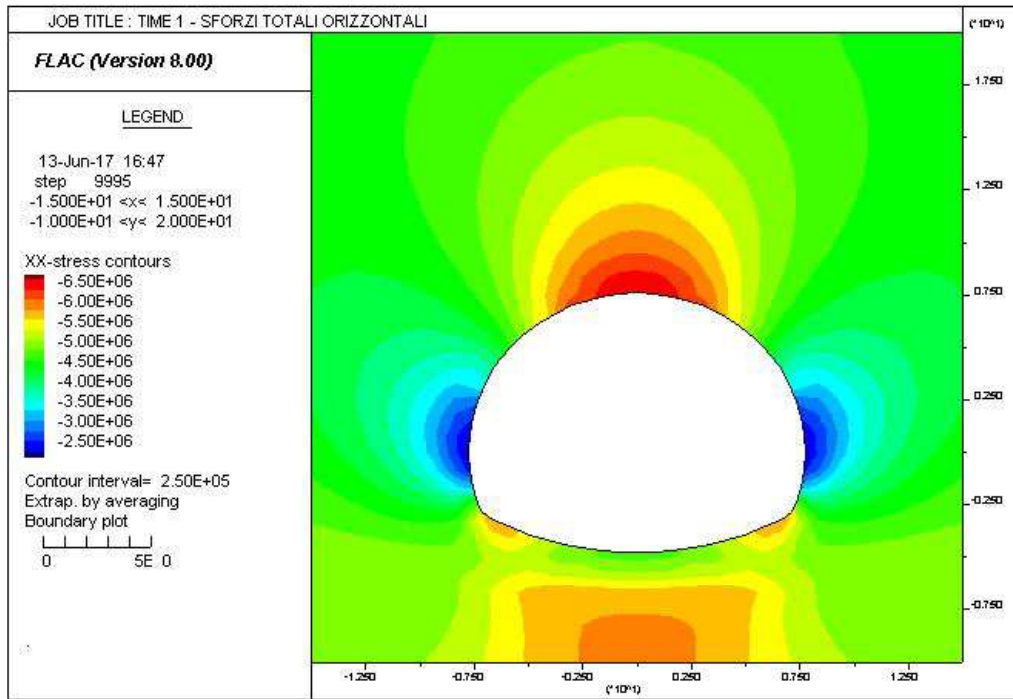
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



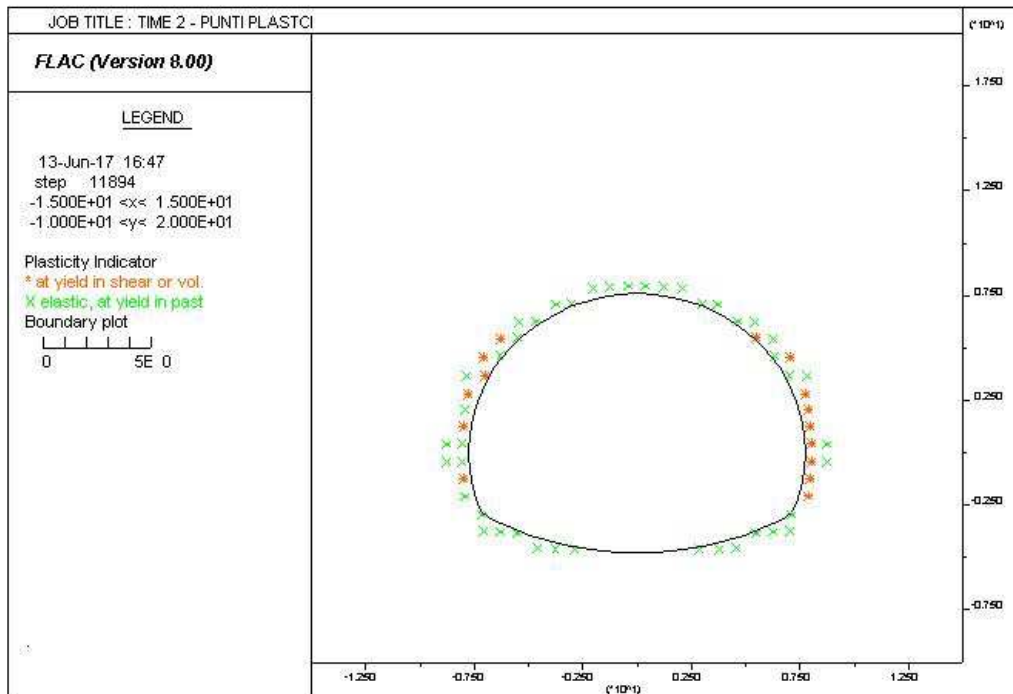
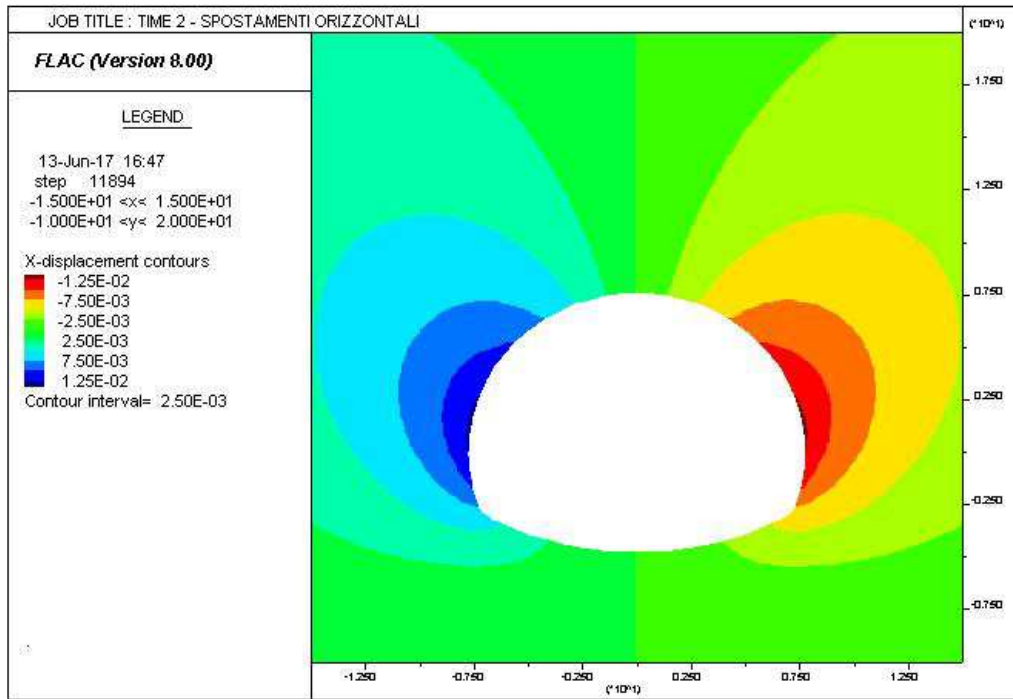
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



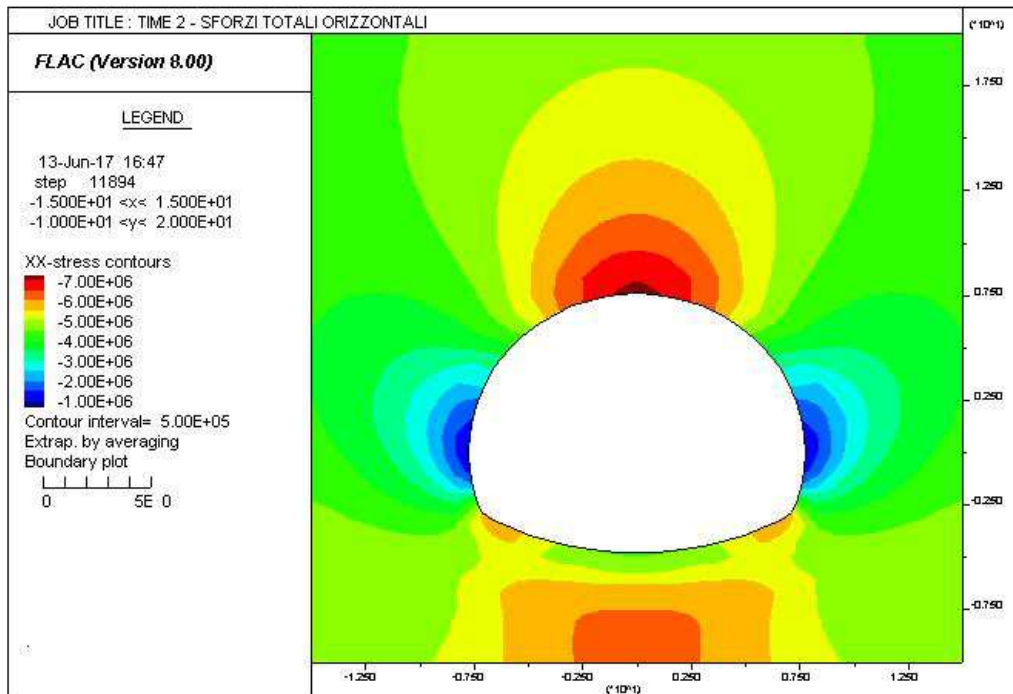
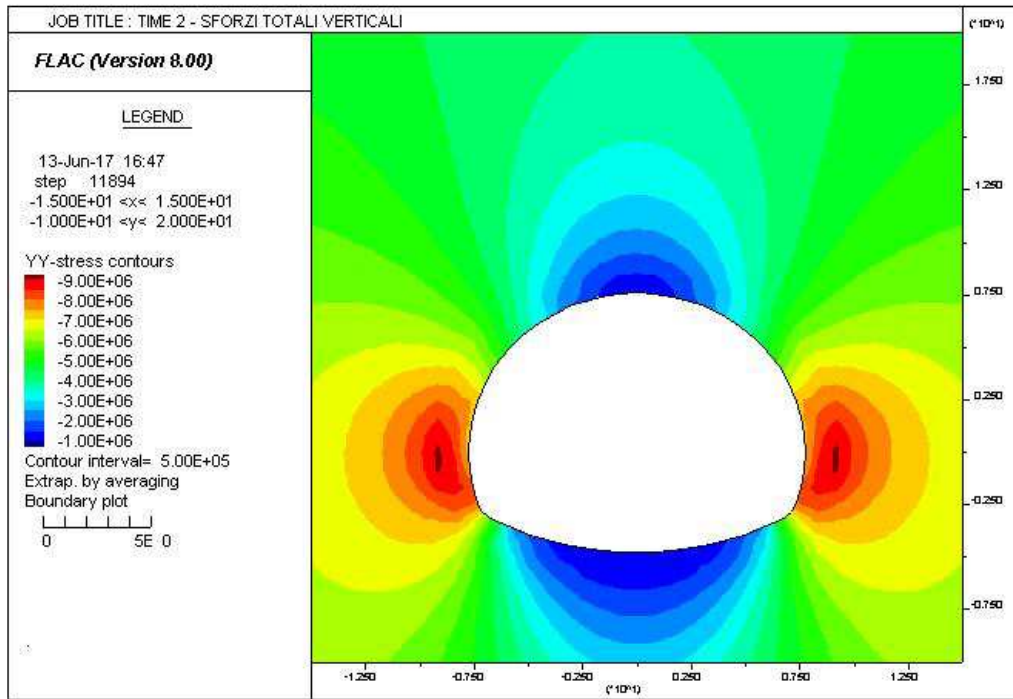
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



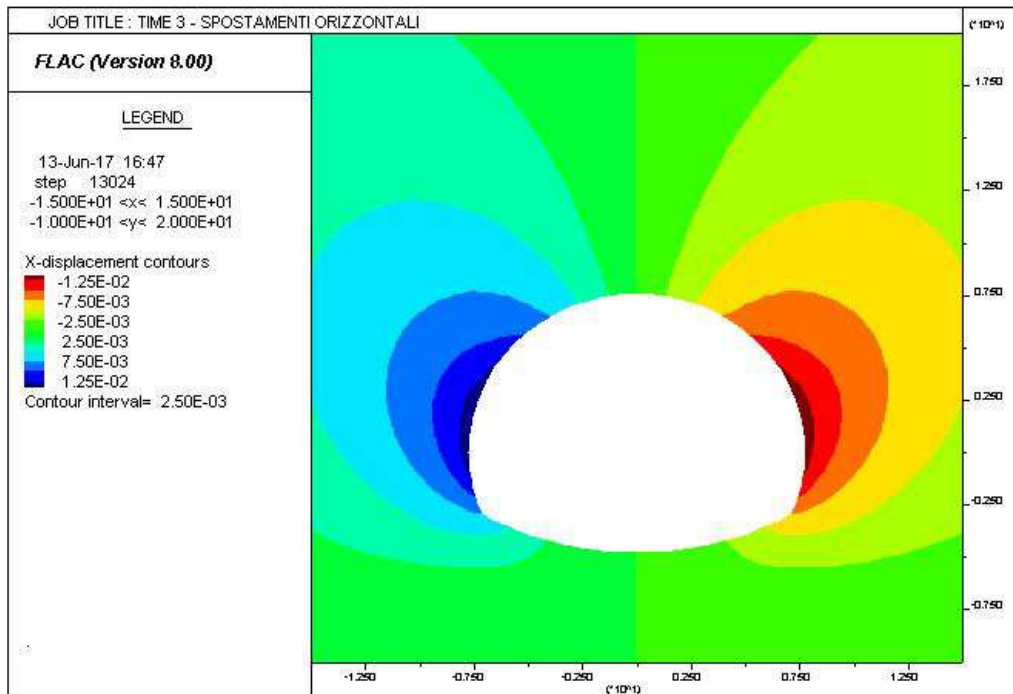
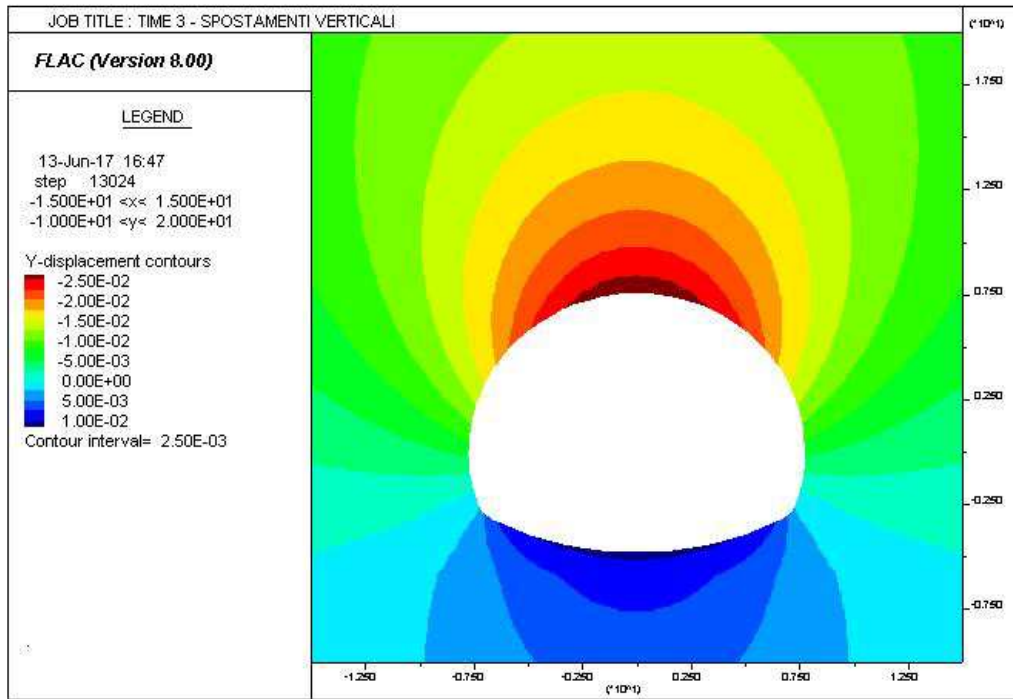
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



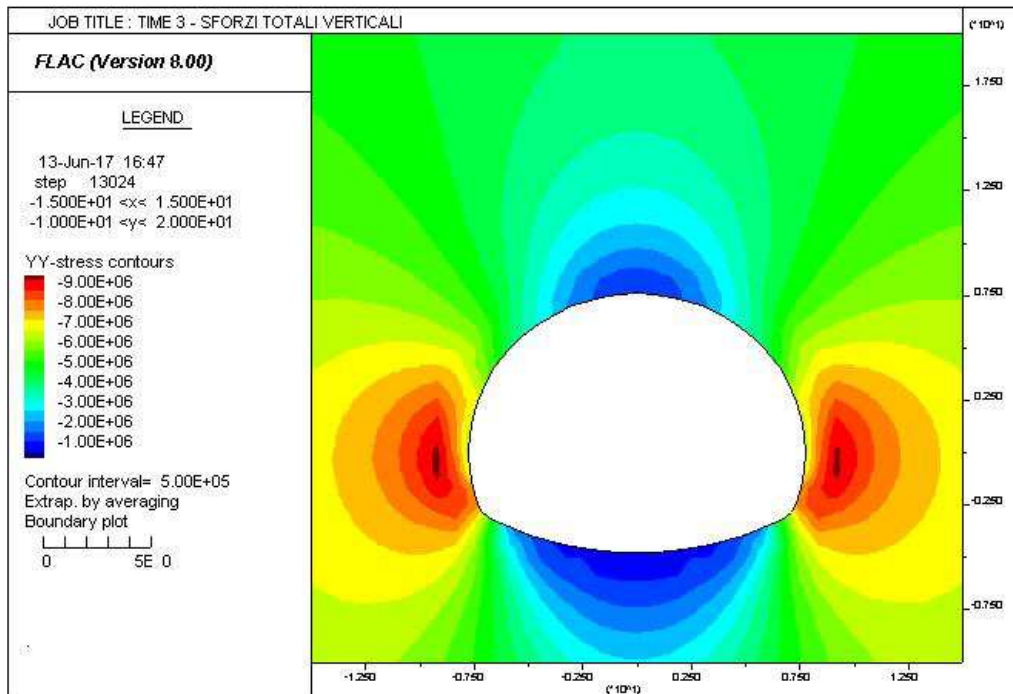
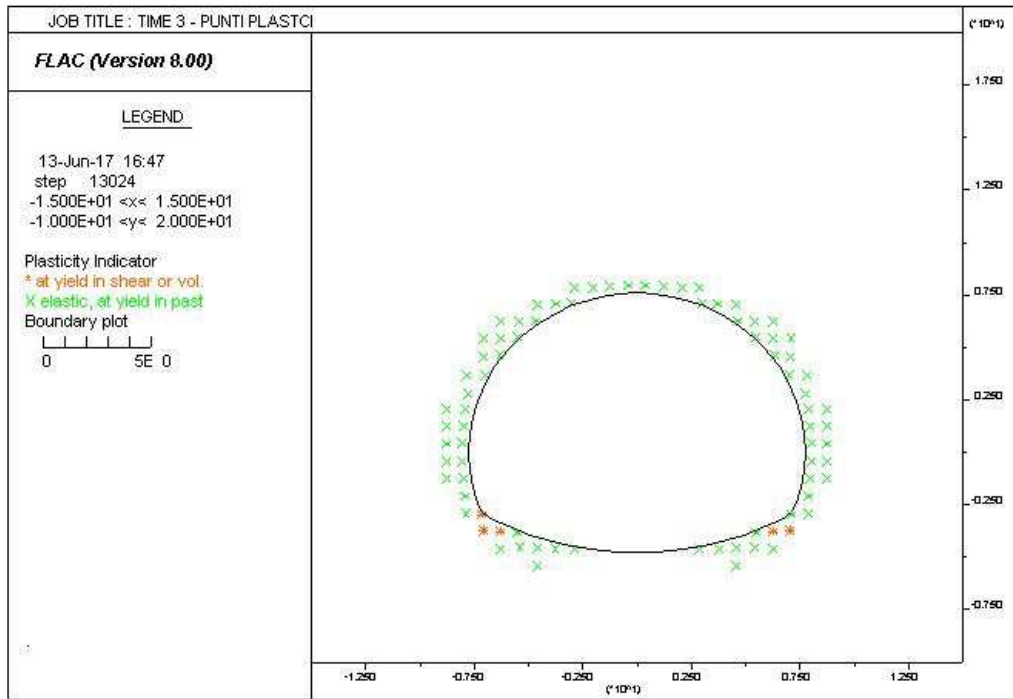
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



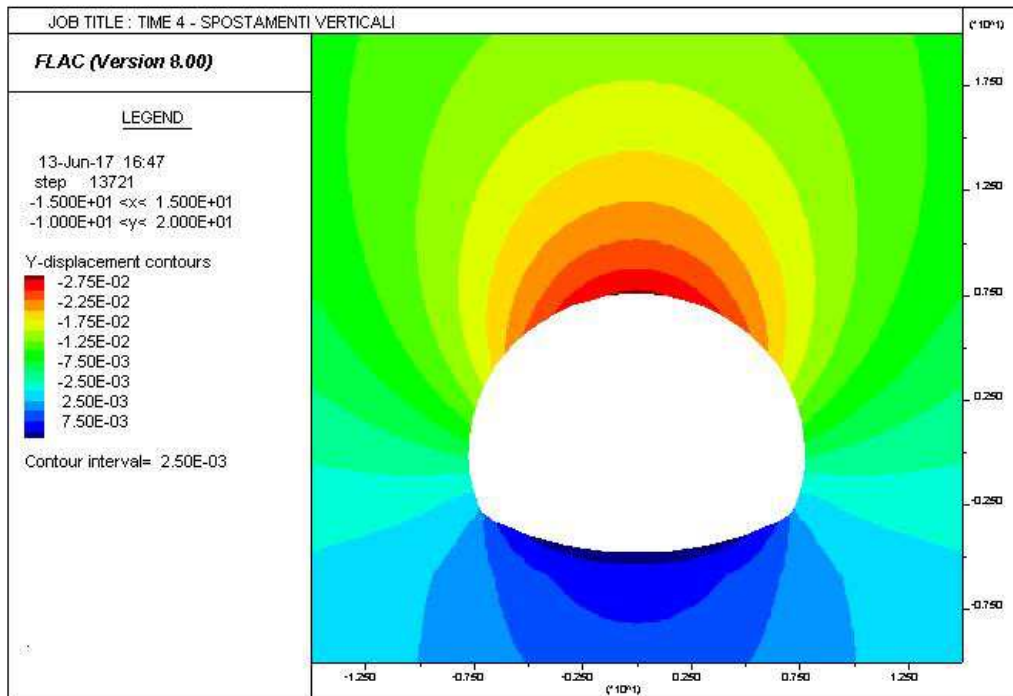
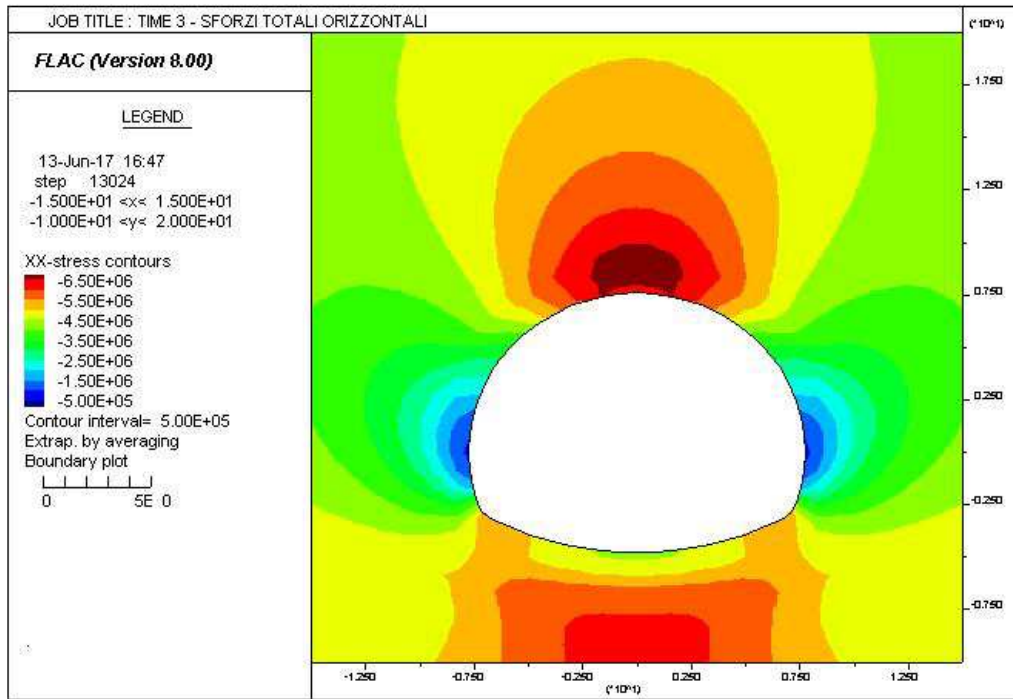
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



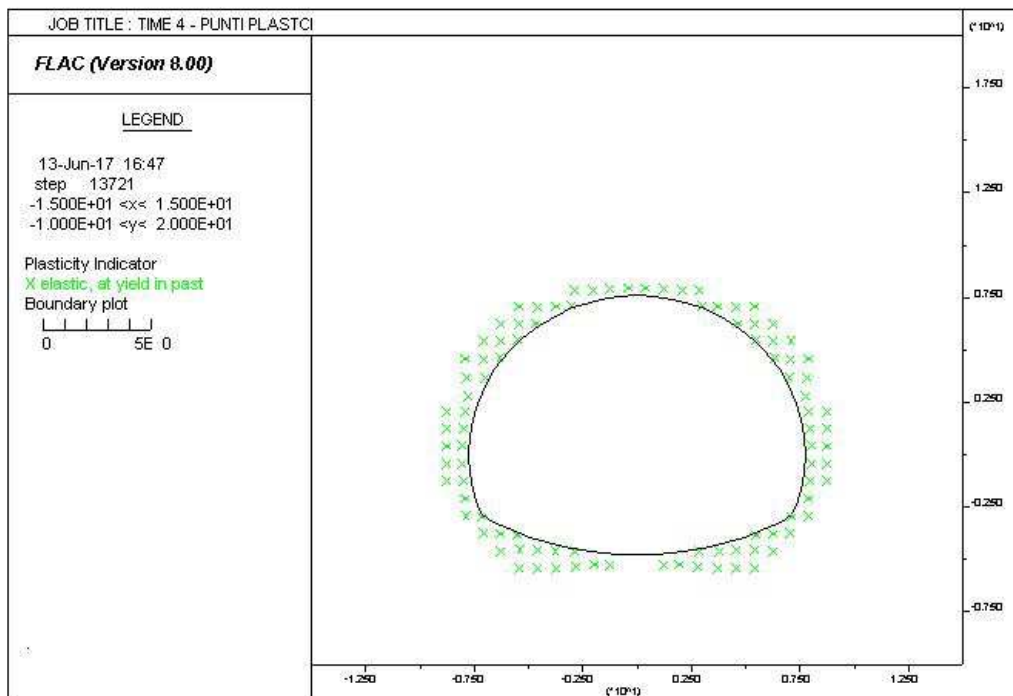
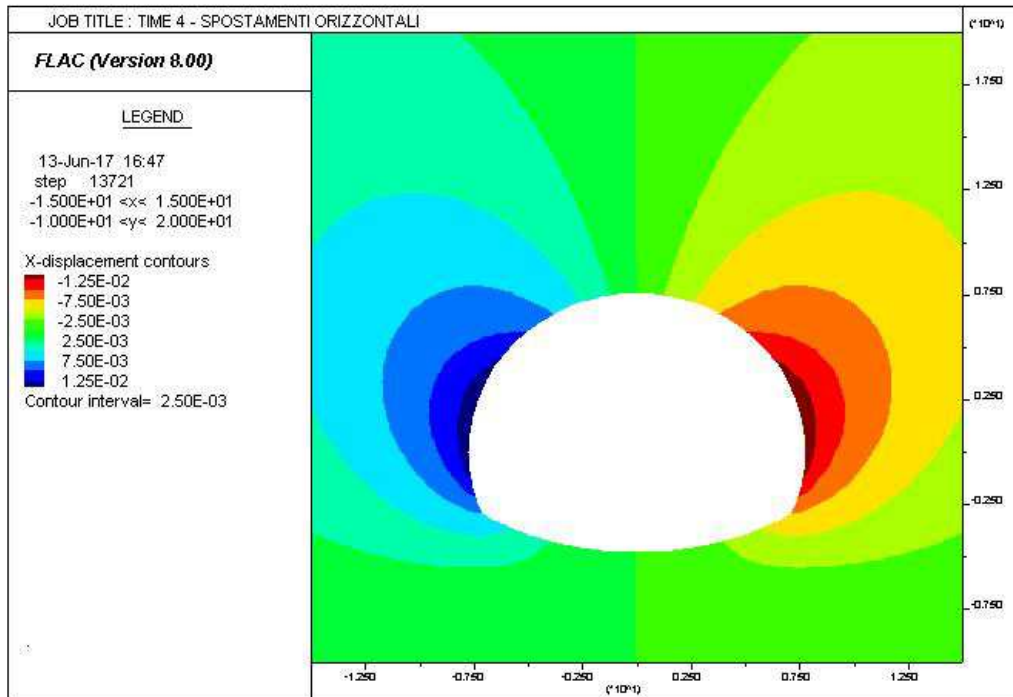
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



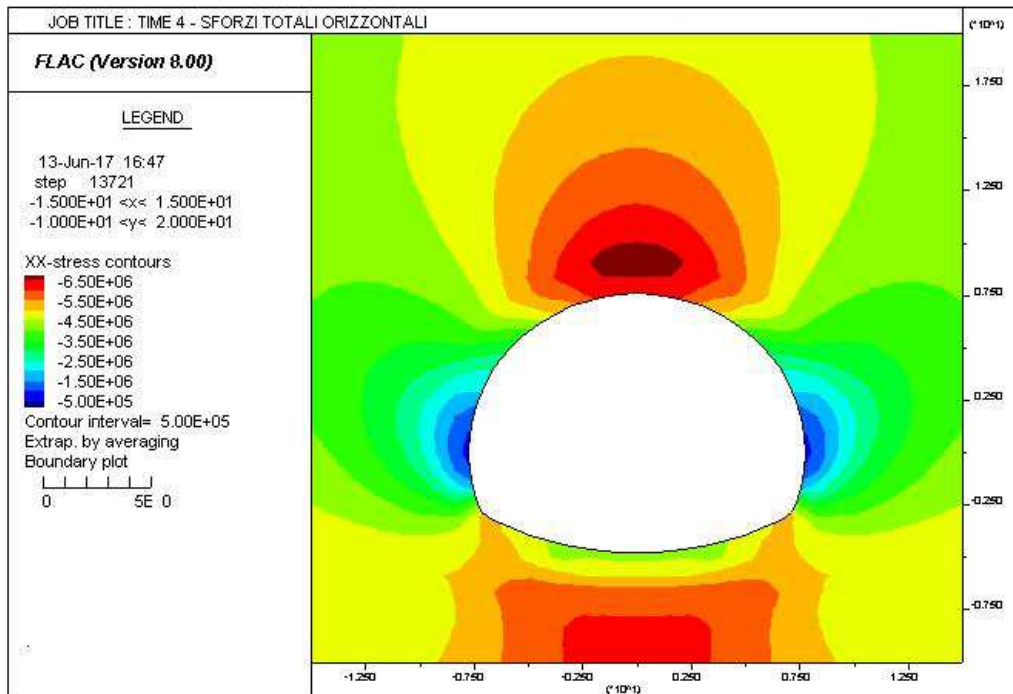
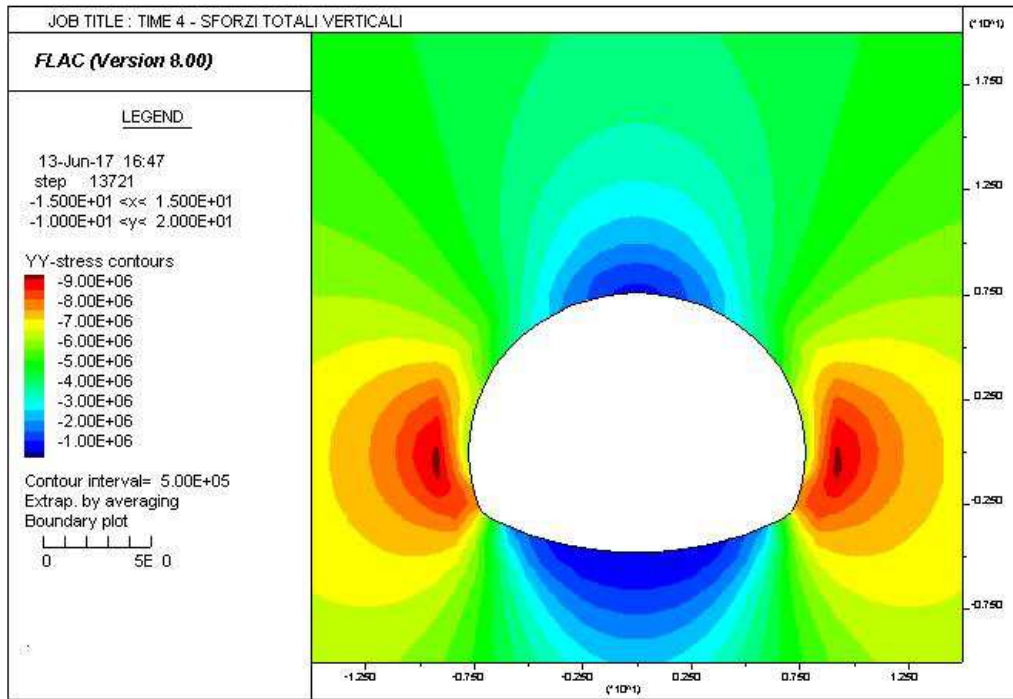
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



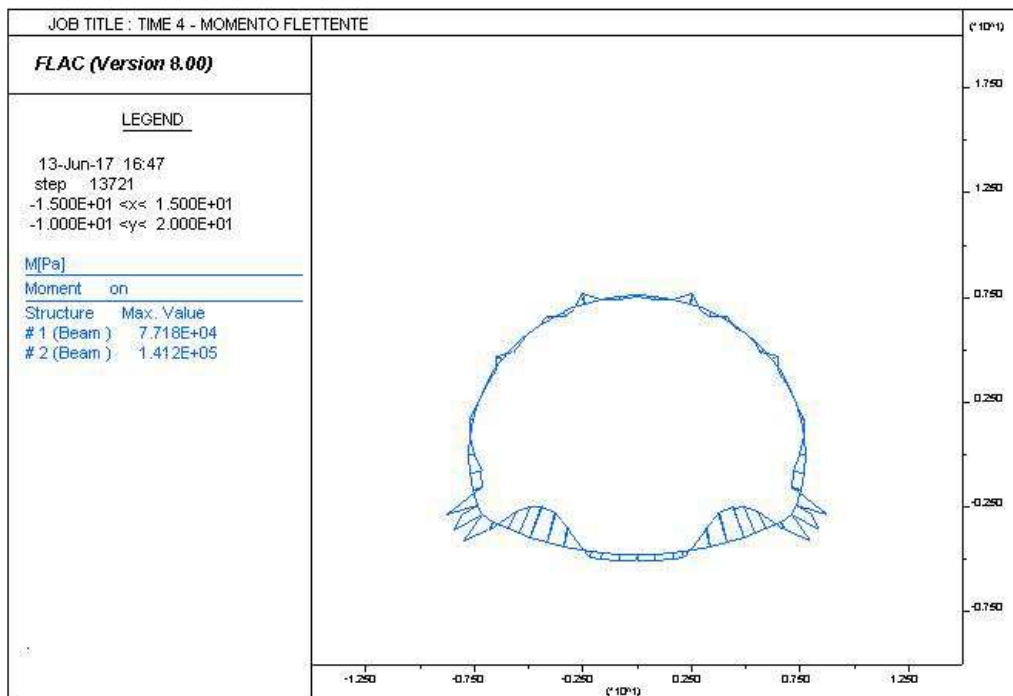
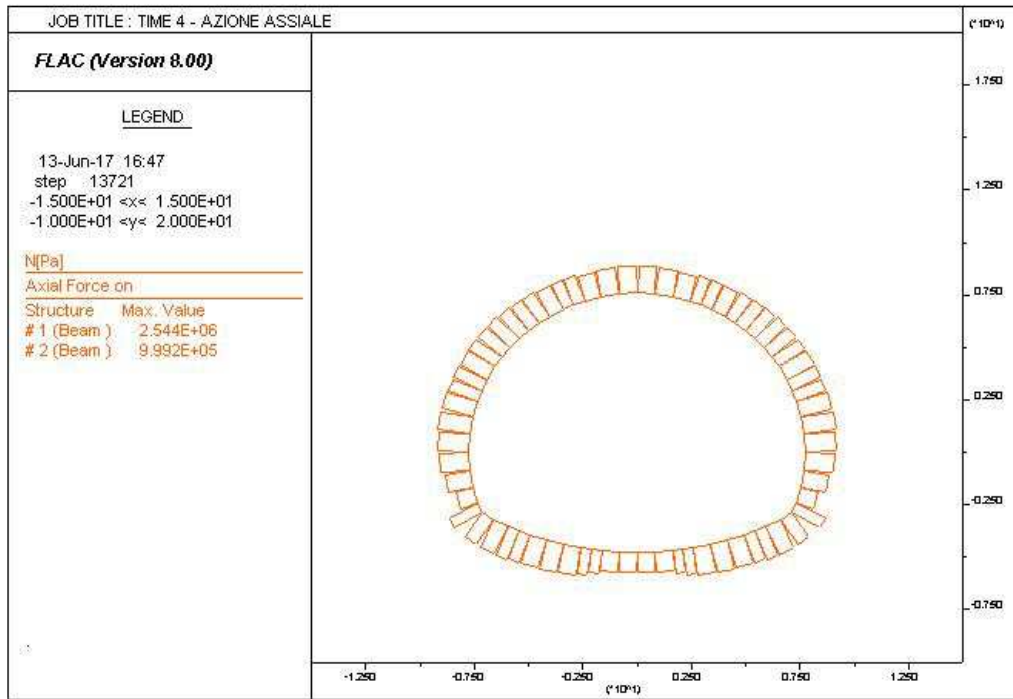
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



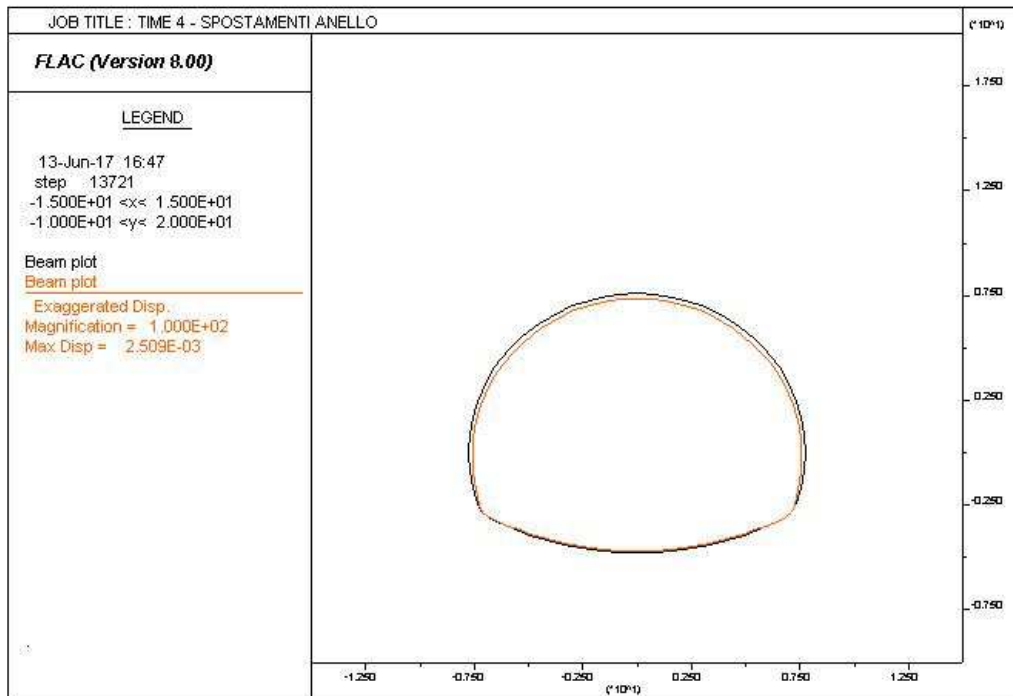
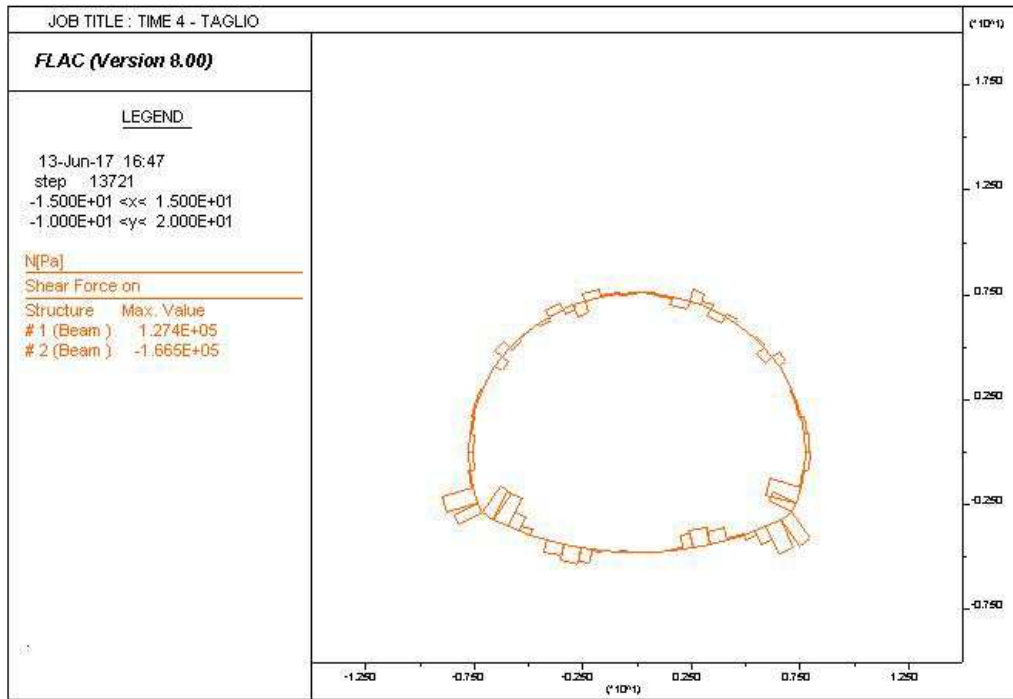
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



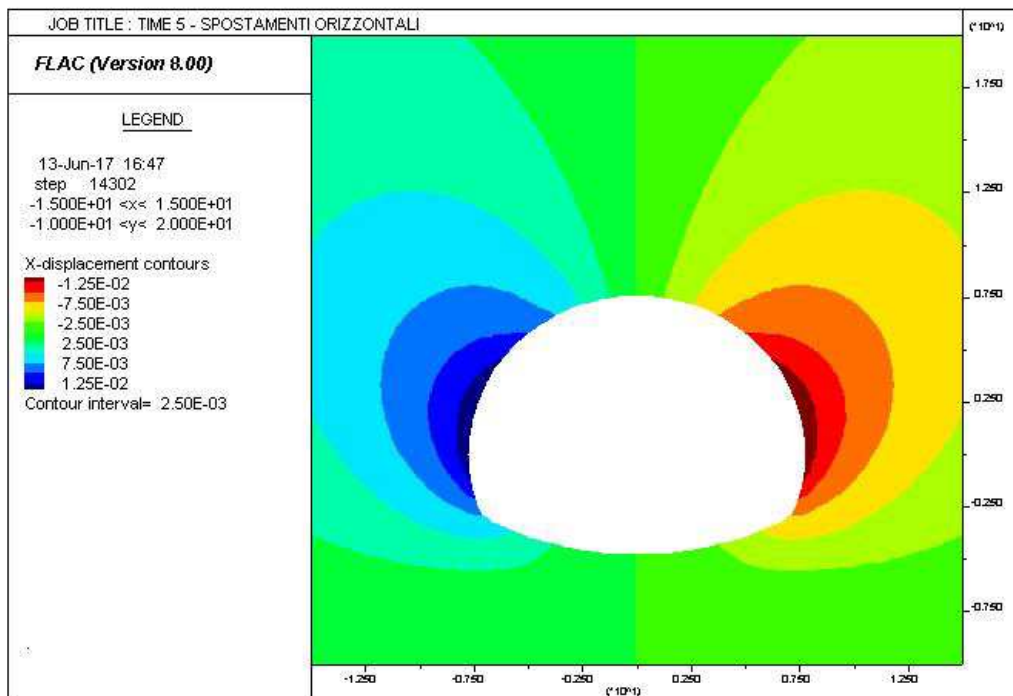
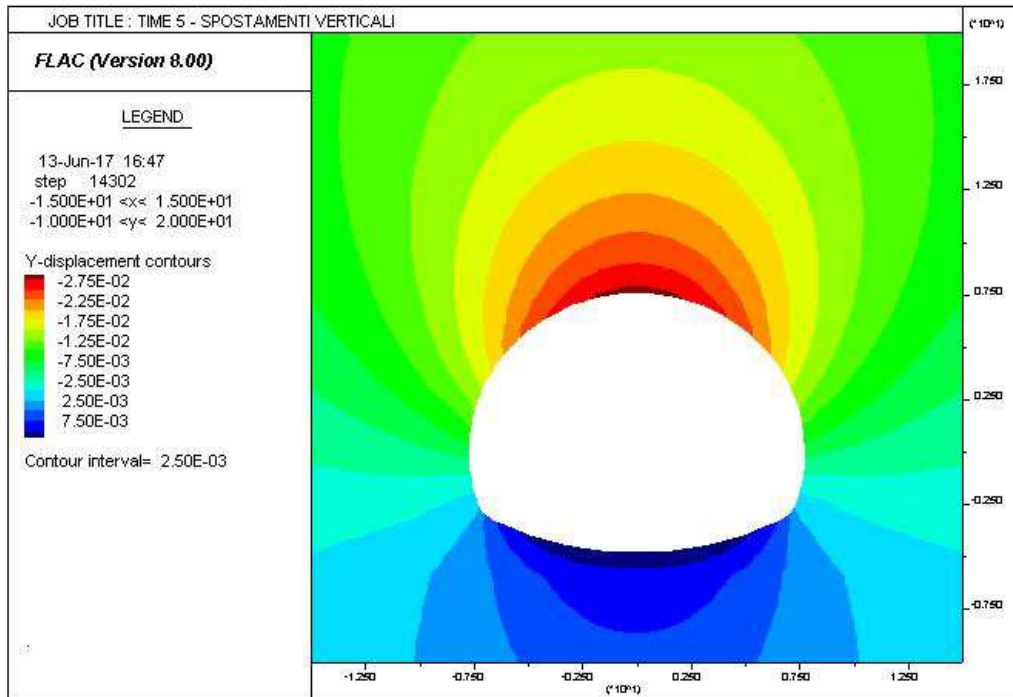
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



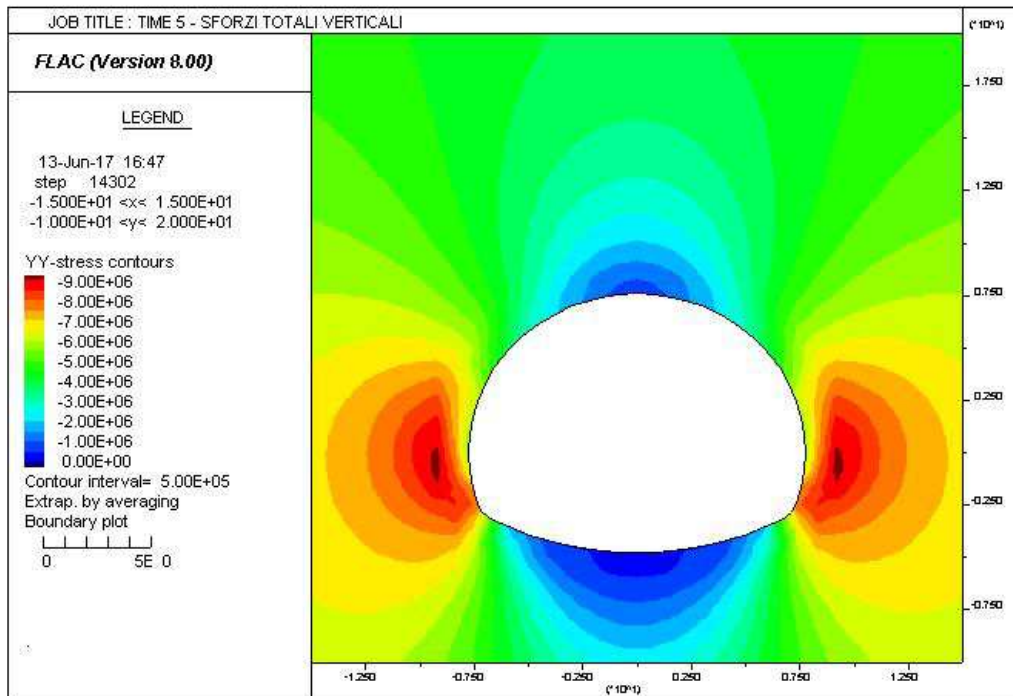
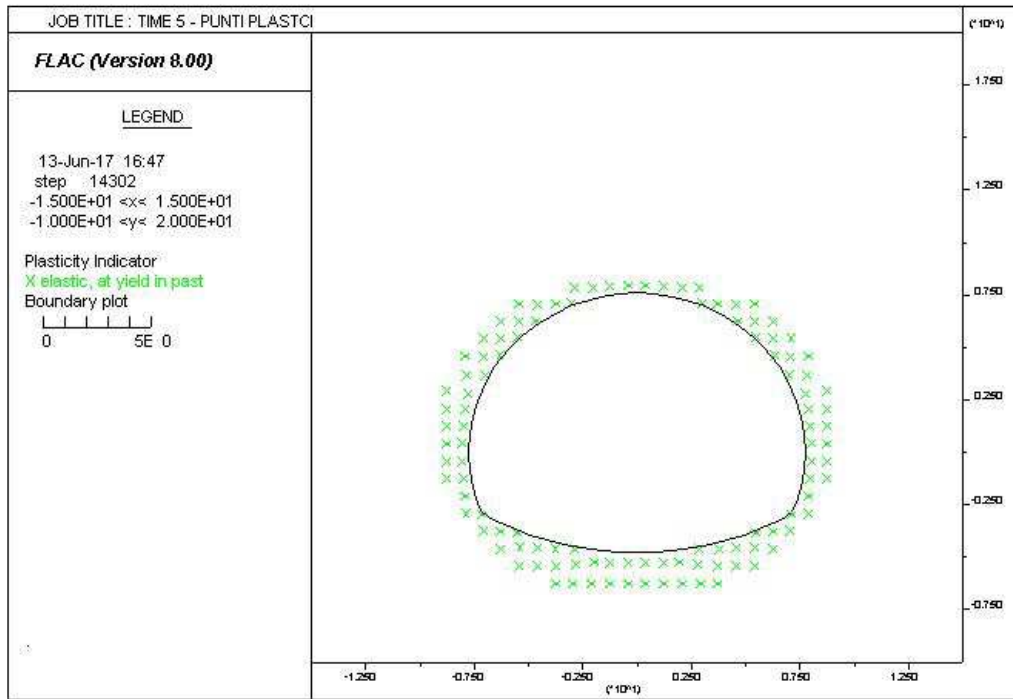
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



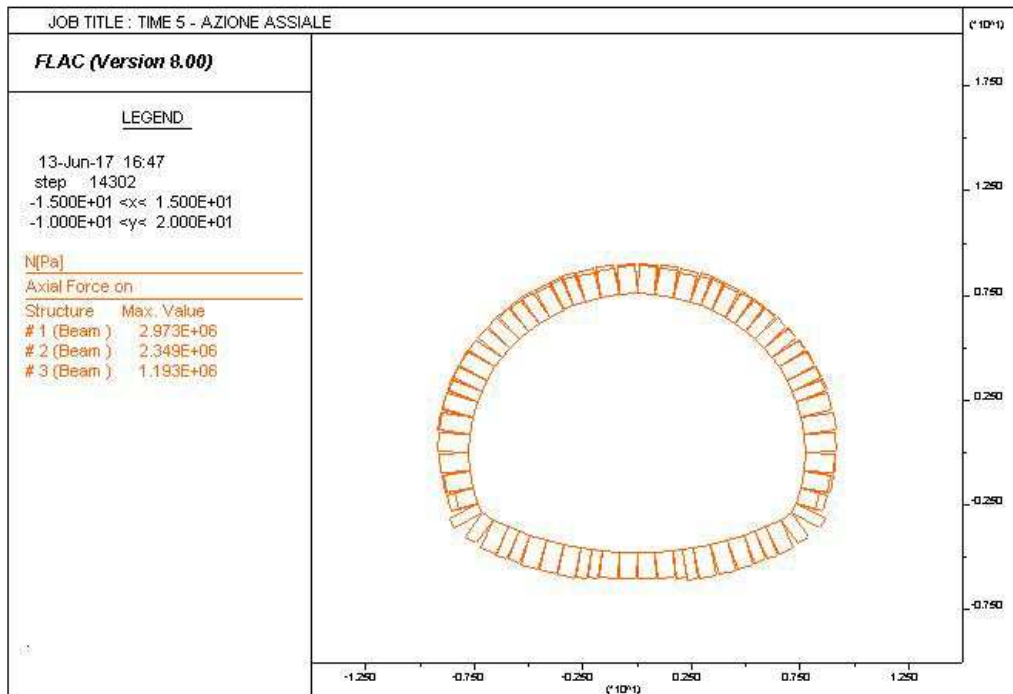
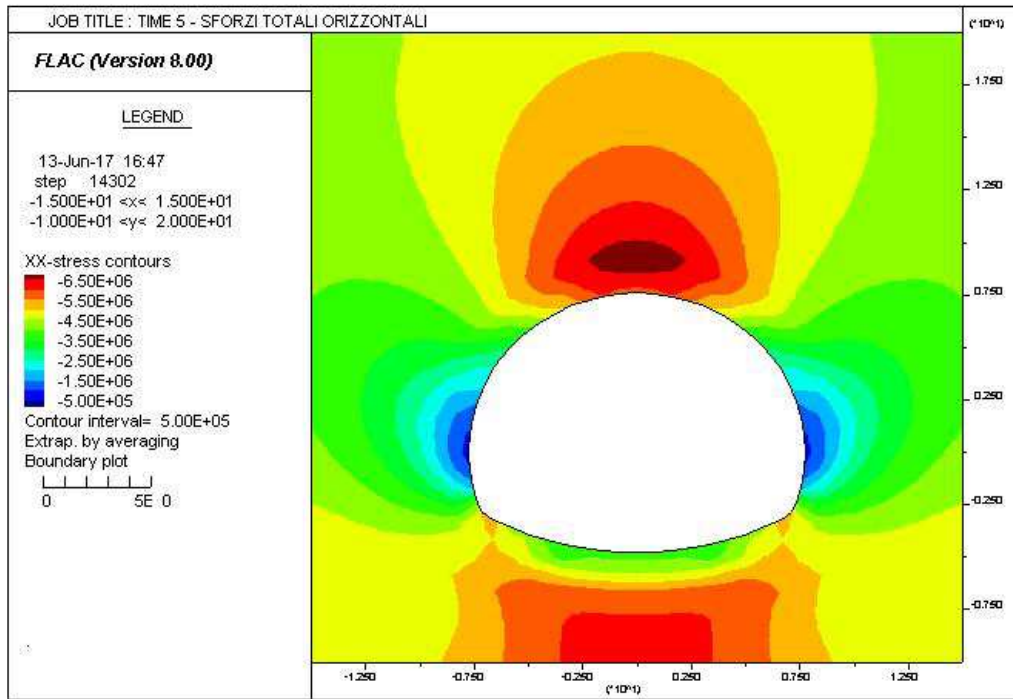
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



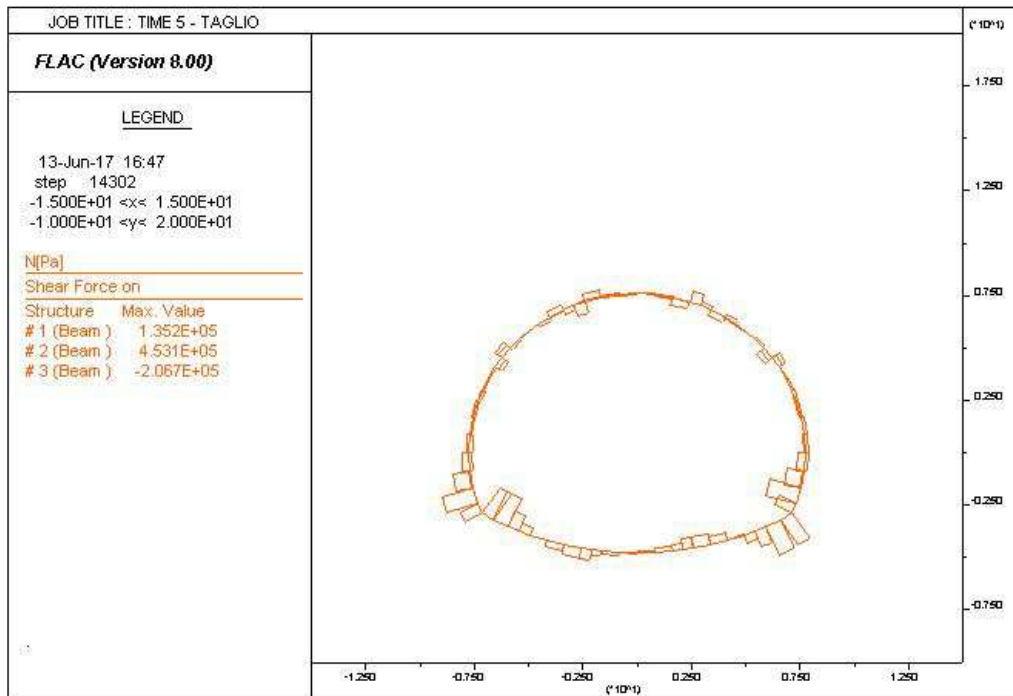
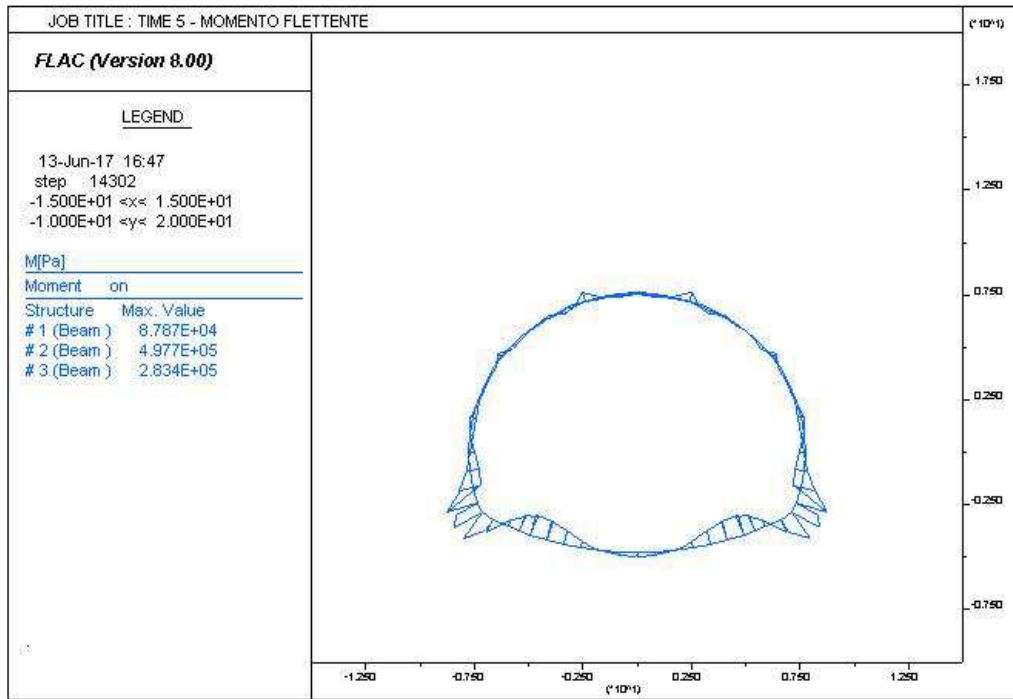
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



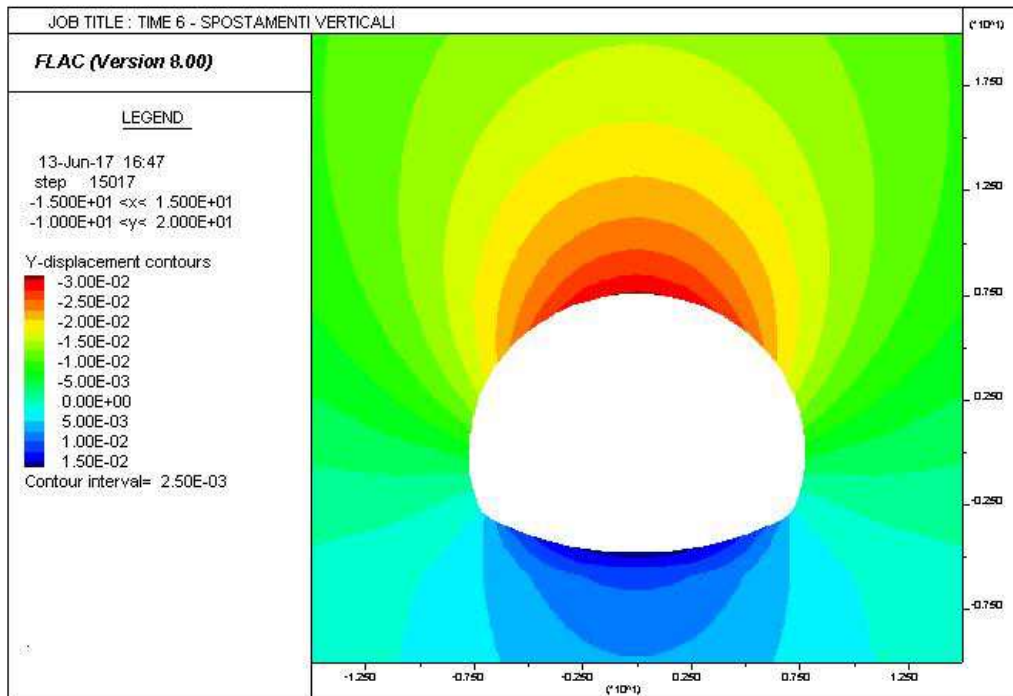
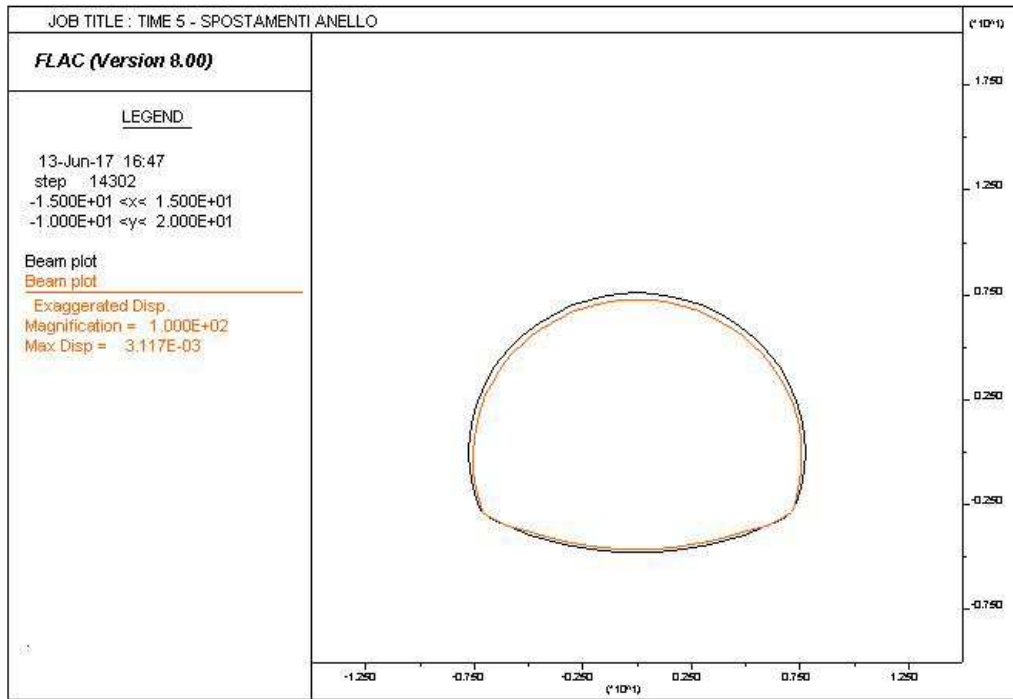
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



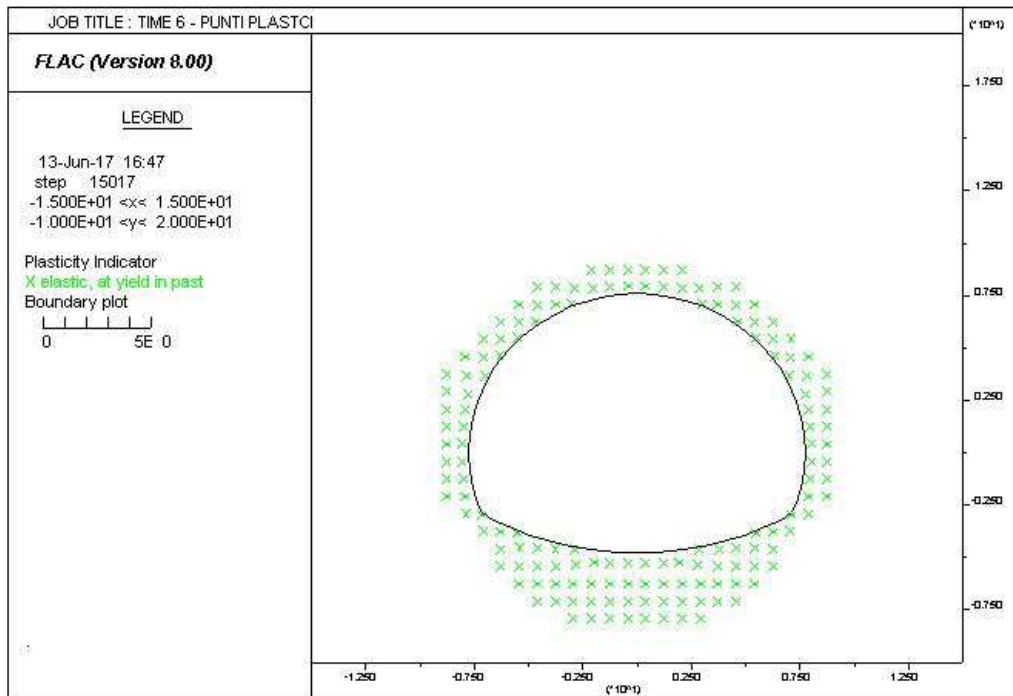
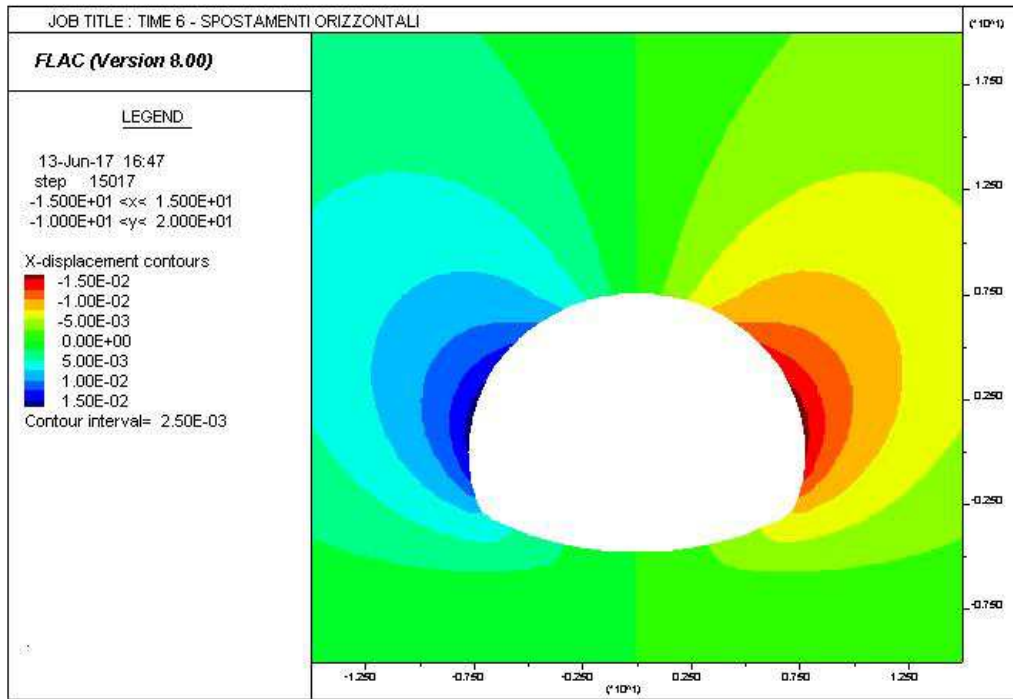
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



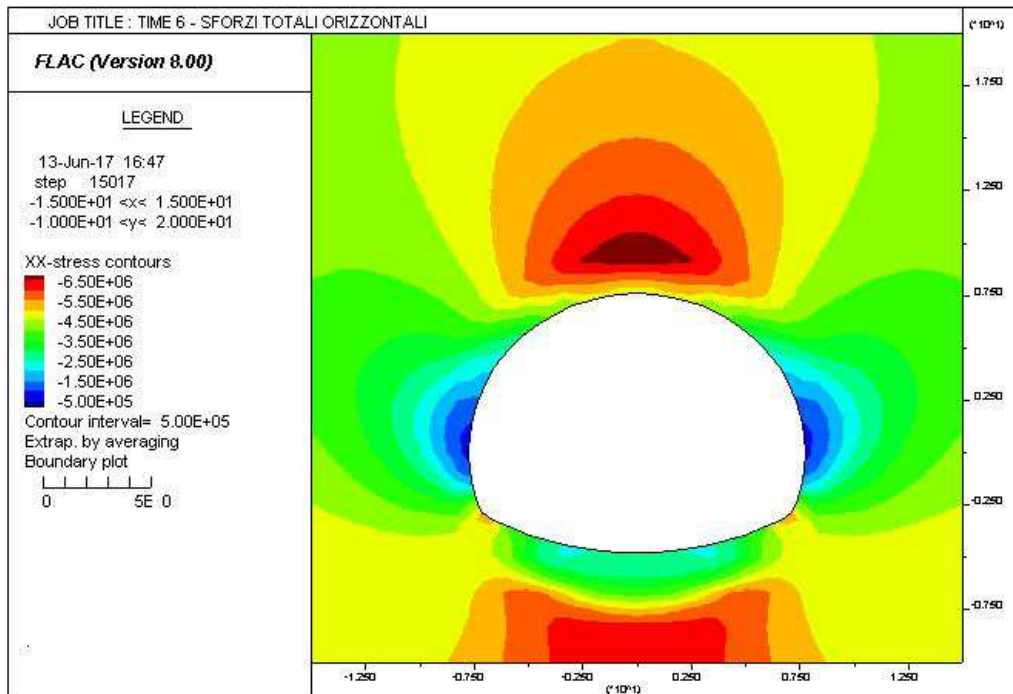
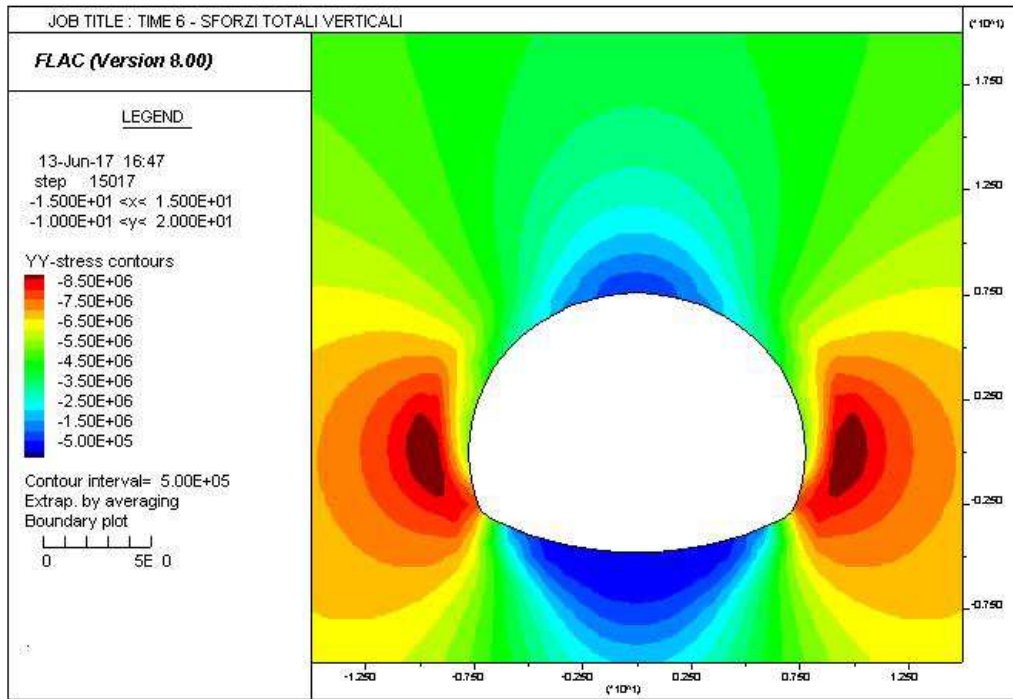
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



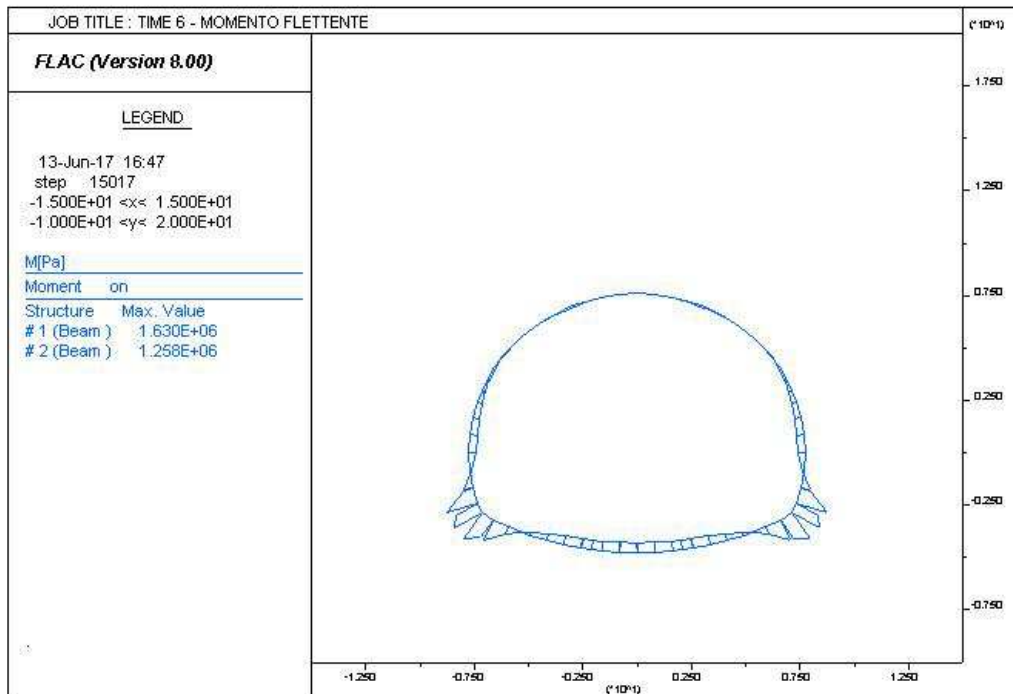
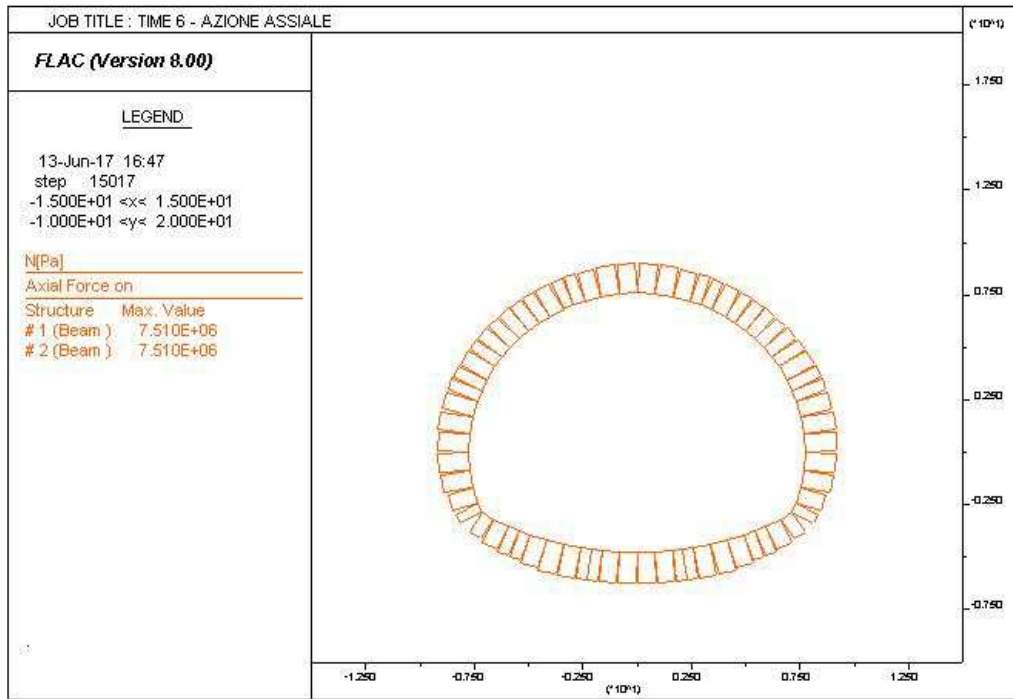
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



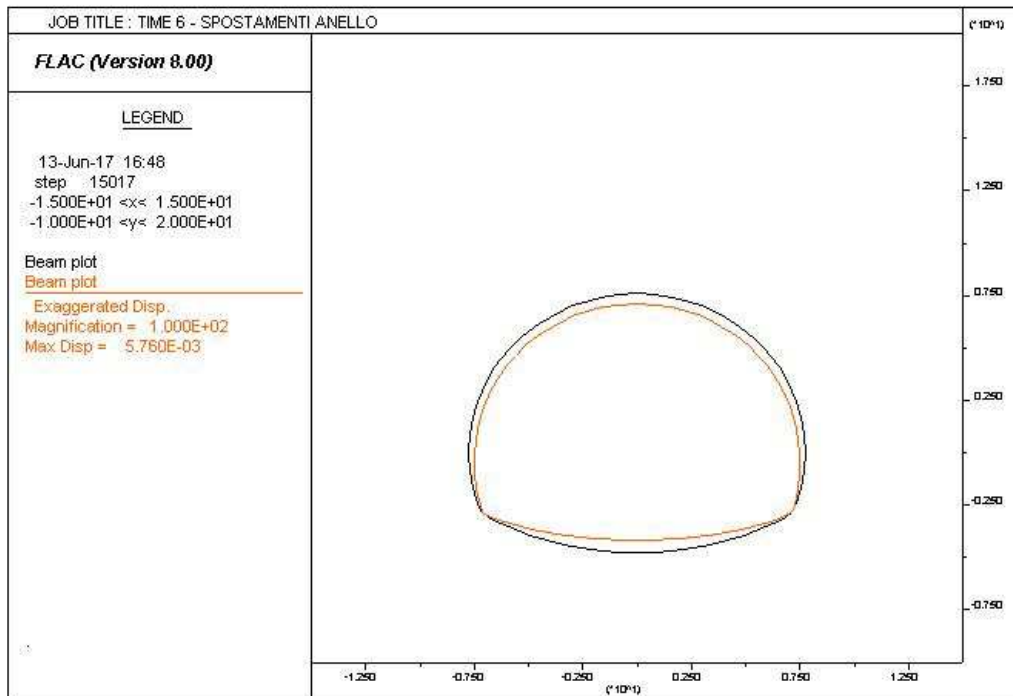
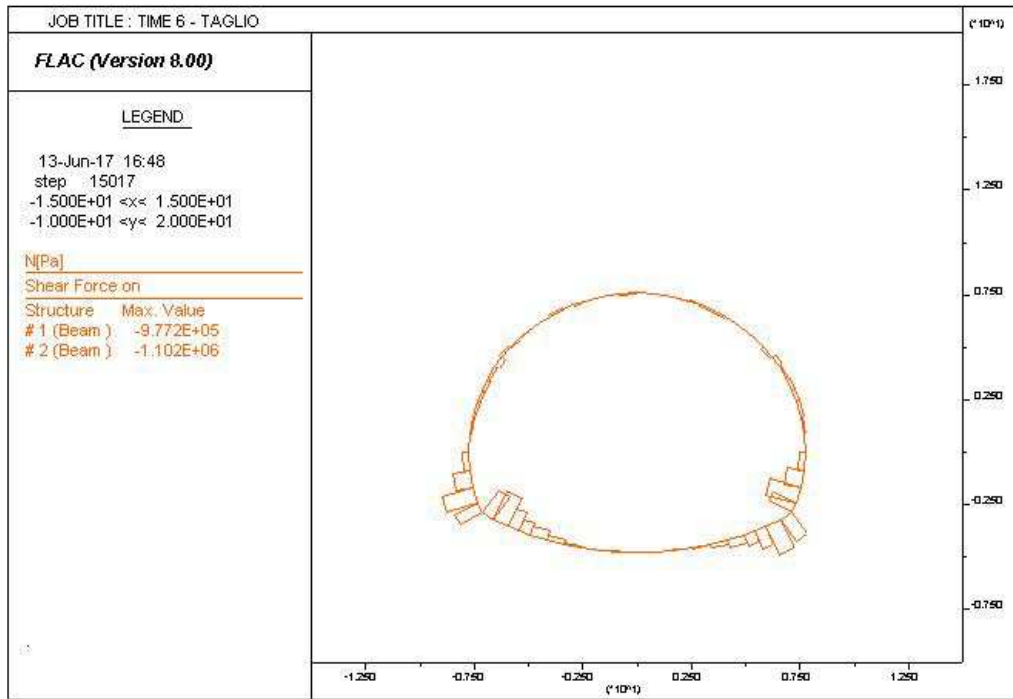
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



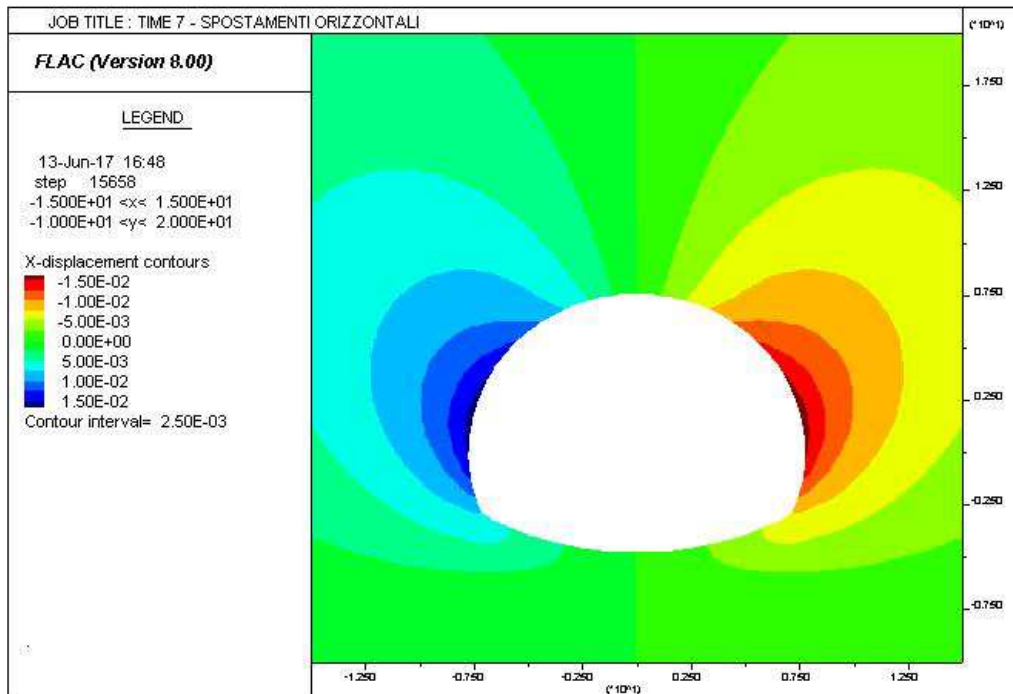
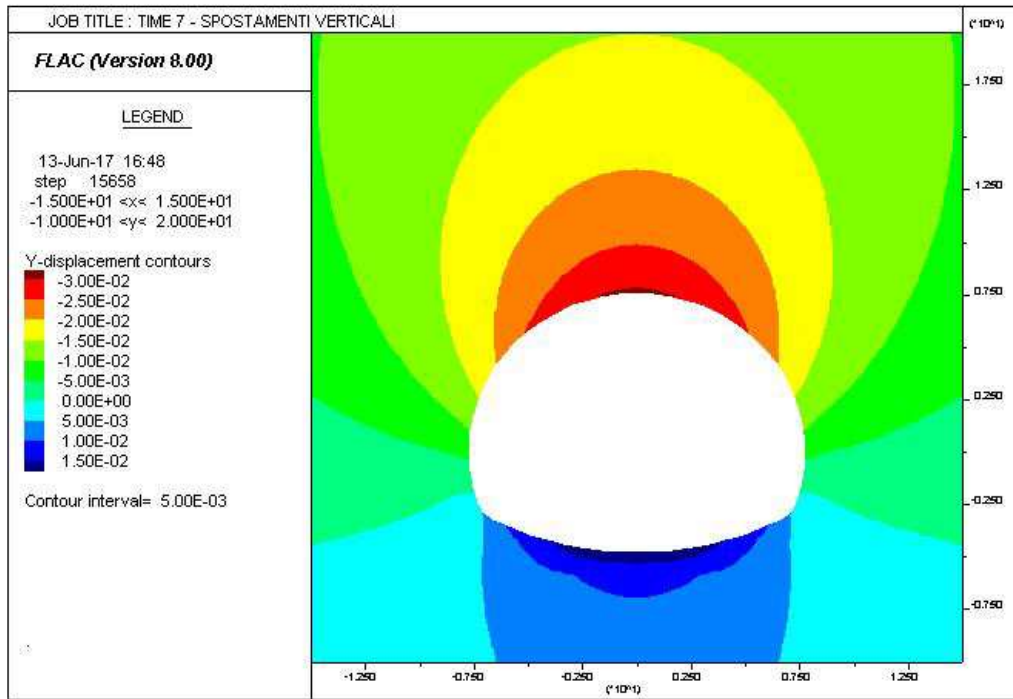
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



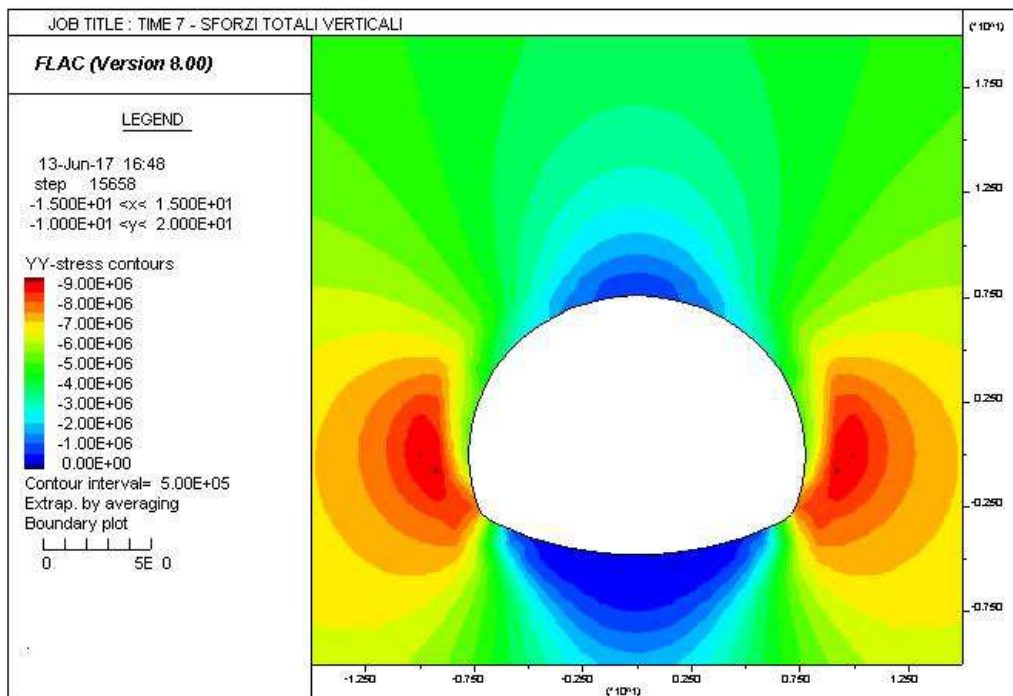
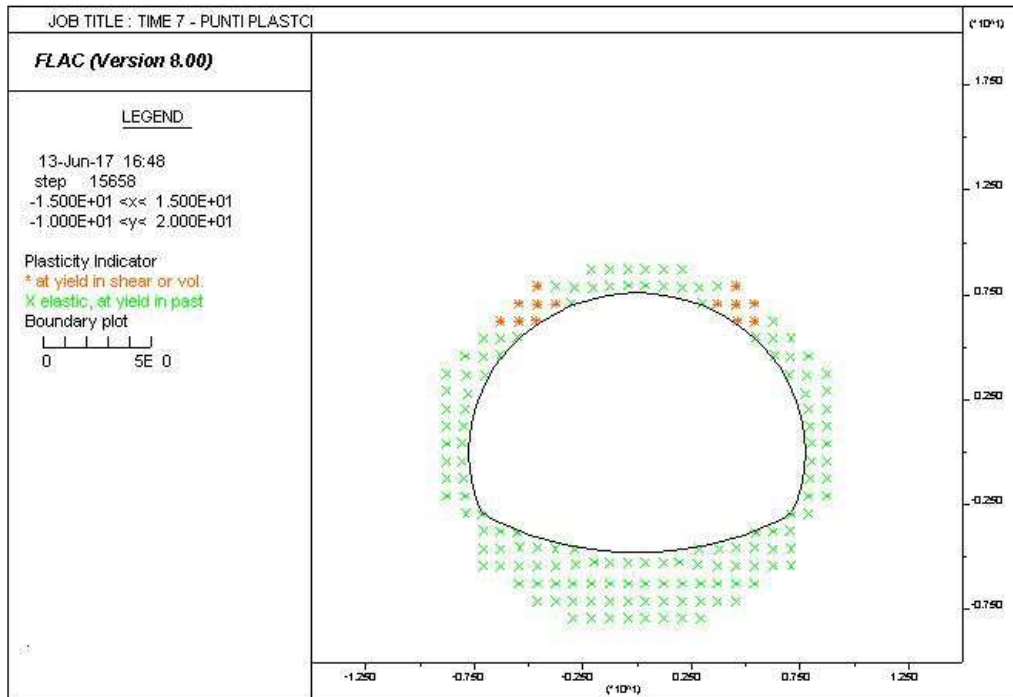
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



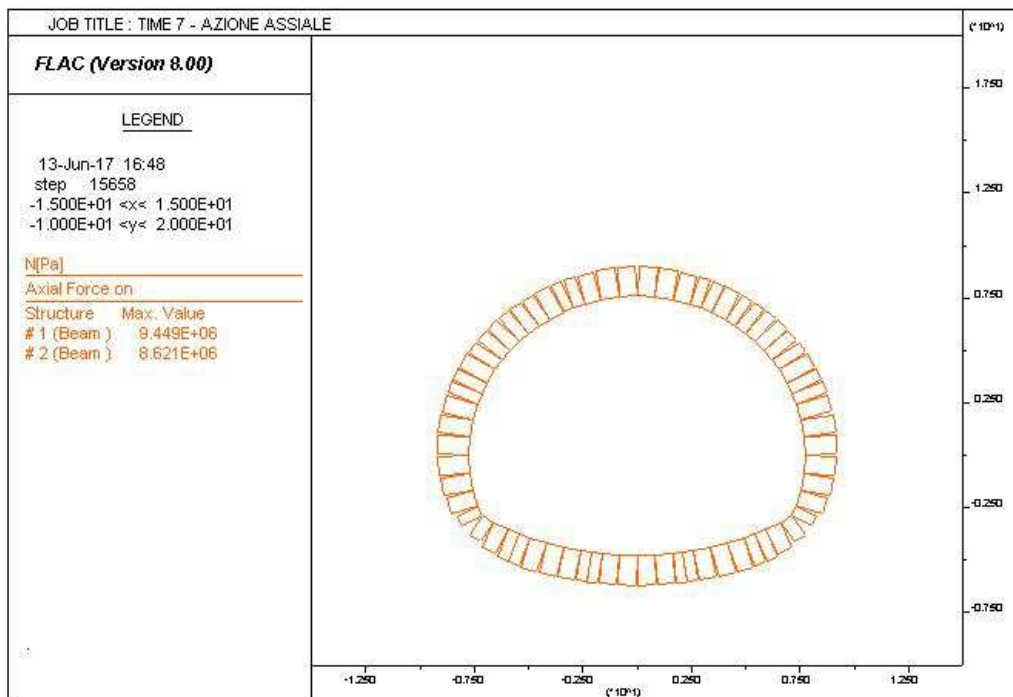
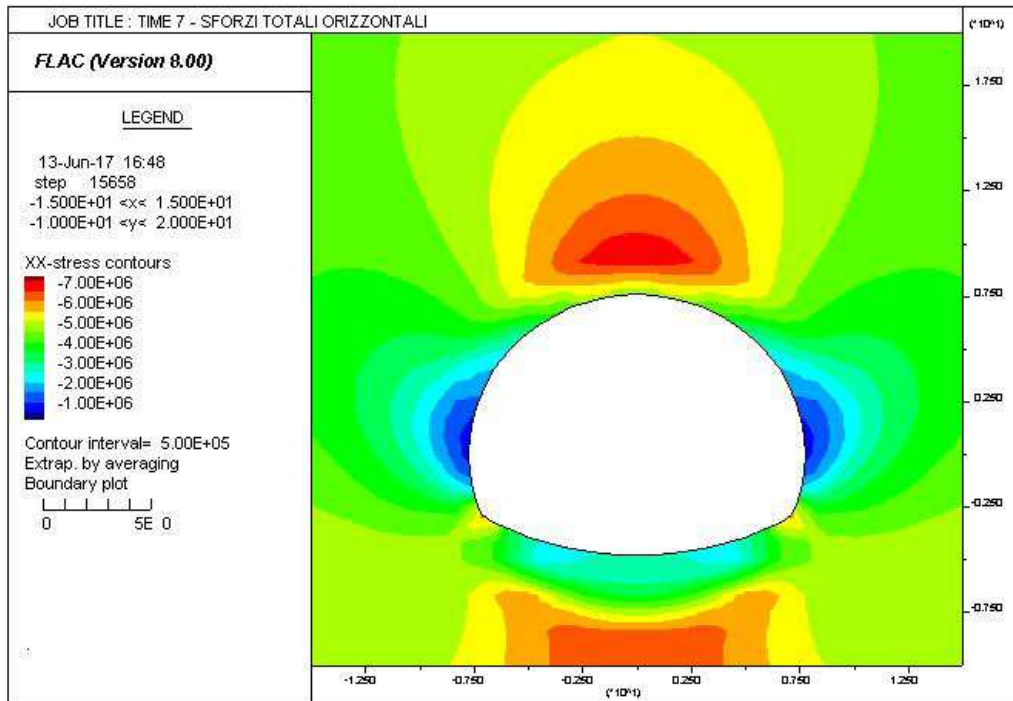
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



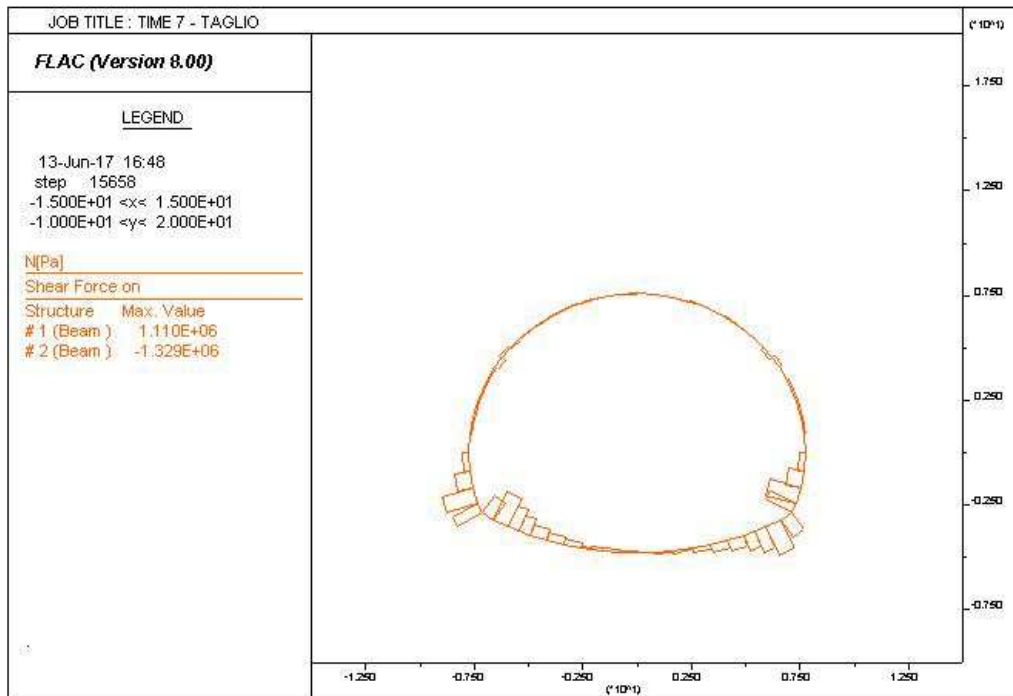
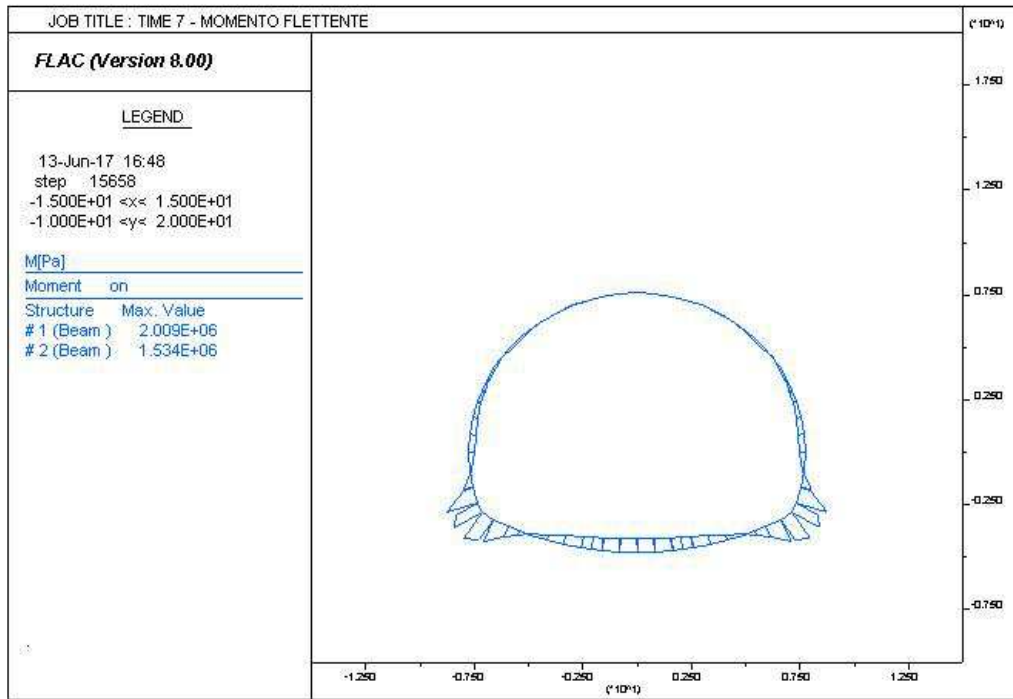
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



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

