

AUTOSTRADA VALDASTICO

A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

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

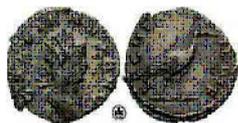
COMMITTENTE



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 COGOLLO
GALLERIE NATURALI - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Progressivo Rev.
07 02 04 001 02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA: --
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	NOME FILE: J16L1_07_02_04_001_0101_OPD_02.doc
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	CM. PROGR. FG. LIV. REV. J16L1_07_02_04_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 Cogollo

Gallerie naturali – Relazione Tecnica e di calcolo

I N D I C E

1	INTRODUZIONE	12
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	14
3	BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO	15
3.1	Inquadramento geologico-ideogeologico e profilo di previsione	15
3.2	Esame del contesto geomeccanico	16
4	ANALISI DELLE PROBLEMATICHE DI SCAVO E CARATTERISTICHE DELLA TBM	17
4.1	Analisi del contesto di intervento e delle problematiche esecutive	17
4.2	Scelta delle caratteristiche della TBM	18
4.2.1	<i>TBM: specifiche tecniche</i>	19
4.2.2	<i>Principio di funzionamento della EPB (settore in detrito)</i>	20
4.2.3	<i>Sistema di guida e di gestione dei dati</i>	21
4.2.4	<i>Limitazione delle subsidenze</i>	22
4.3	Modalità costruttive delle gallerie	22
4.4	Indicazioni circa la fresabilità	23
4.4.1	<i>Criteri di determinazione degli indici di fresabilità</i>	23
4.4.2	<i>Determinazione degli indici di fresabilità</i>	27
5	INDAGINI ED INTERVENTI INTEGRATIVI IN CORSO D’OPERA	29
5.1	Indagini da eseguirsi in avanzamento	29
5.2	Interventi integrativi in corso d’opera	29
6	TIPOLOGIA DI RIVESTIMENTO DEFINITIVO	31
6.1	Layout anello di rivestimento	31
6.2	Tipologia strutturale dei conci in cls armato	32
6.2.1	<i>CALCESTRUZZO</i>	32
	CONCIO TIPO 1 (primi 100m da imbocco)	33
	CONCIO TIPO 1 (oltre 100m da imbocco)	33
	CONCIO TIPO 2	33
6.2.2	<i>ACCIAIO</i>	34
6.3	Dettagli costruttivi	34
6.4	Riempimento a tergo dei conci	34
6.4.1	<i>Backfilling per EPB</i>	34
6.4.2	<i>Miscela cementizia e pea-gravel per scavo in open mode</i>	35
6.5	Sistemi di impermeabilizzazione	36

7	CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE SECONDO D.M. 14/01/2008	37
8	SOFTWARE UTILIZZATI	40
8.1	FLAC 8.0	40
8.1.1	<i>Analisi alle differenze finite</i>	40
8.1.2	<i>Leggi di comportamento e parametri del materiale</i>	41
8.1.3	<i>Rivestimento</i>	42
8.2	GV4	43
9	CRITERI DI VERIFICA DEI CONCI E DELL’ANELLO	48
9.1	CRITERI DI VERIFICA PER GLI SLE	48
9.1.1	<i>Verifica a Pressoflessione</i>	48
9.1.2	<i>Verifica a Fessurazione</i>	49
	Stato limite di apertura delle fessure	50
9.2	CRITERI DI VERIFICA PER GLI SLU	51
9.2.1	<i>Verifica a Pressoflessione</i>	52
9.2.2	<i>Verifica al Taglio</i>	52
10	ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEL FRONTE DI SCAVO	54
10.1	Categoria di comportamento secondo l’Approccio Adeco-RS	54
10.2	I cedimenti durante lo scavo	55
10.3	Descrizione degli interventi previsti	56
10.4	Determinazione della pressione di contenimento del fronte	57
10.4.1	<i>Analisi delle condizioni geostatiche e di spinta attiva</i>	58
10.4.2	<i>Condizioni di stabilità del fronte secondo Anagnostou-Kovari</i>	59
10.4.3	<i>Metodo di Tamez (1997)</i>	61
10.5	Calcolo della pressione di supporto	62
10.6	Calcolo della pressione di iniezione della miscela a tergo dei conci	70
10.7	Calcolo del volume di iniezione della miscela a tergo dei conci	70
10.8	Calcolo del peso del materiale scavato	70
11	PRESSIONI E SPINTE IN FASE DI SCAVO	71
11.1	Pressioni al contorno dello scudo	71
11.2	Spinte per l’avanzamento della TBM	74
12	VERIFICHE IN FASE TRANSITORIA	78
12.1	FASE 1: SCASSERATURA E PRIMA MOVIMENTAZIONE	78
12.2	FASE 2: STOCCAGGIO	81
12.3	FASE 3: MOVIMENTAZIONE E TRASPORTO	84
12.4	FASE 4: MONTAGGIO IN GALLERIA	85

12.5	FASE 5: SPINTA TBM	86
12.5.1	<i>Verifiche in condizioni di spinta eccezionale</i>	86
13	VERIFICHE IN FASE DEFINITIVA	88
13.1	Premessa	88
13.2	Criteri di scelta delle sezioni di calcolo	88
13.3	Descrizione dei modelli di calcolo	89
13.4	Modello geotecnico del sottosuolo e parametri geotecnici	95
13.5	Simulazione delle fasi di scavo	96
13.6	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CONCI PREFABBRICATI	98
13.7	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	99
13.8	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	105
13.8.1	<i>Verifiche a Pressoflessione</i>	105
13.8.2	<i>Verifiche a Taglio</i>	121
13.9	Verifica dei giunti	125
13.9.1	<i>VERIFICHE DELLE PRESSIONI DI CONTATTO</i>	126
13.9.2	<i>VERIFICA ALLE TRAZIONI INDOTTE</i>	129
13.10	Valutazione dello spalling	131
14	ANALISI SISMICA	133
14.1	SOLUZIONI PER LA VERIFICA SISMICA DELLE GALLERIE	133
14.1.1	<i>RISPOSTA DELLA GALLERIA A DEFORMAZIONI IN DIREZIONE LONGITUDINALE</i>	134
14.1.2	<i>RISPOSTA DELLA GALLERIA A DEFORMAZIONI IN DIREZIONE TRASVERSALE</i>	138
14.2	VERIFICHE STRUTTURALI	141
14.2.1	<i>Direzione trasversale</i>	142
14.2.1	<i>Direzione longitudinale</i>	150
15	VERIFICA AL FUOCO	156
15.1	Software di calcolo	157
15.2	Schematizzazione del problema	158
15.3	Proprietà termiche dei materiali	160
15.4	Output del programma	164
15.5	Verifica strutturale	164
16	COLLEGAMENTI LONGITUDINALI, TRASVERSALI E GUARNIZIONI DI TENUTA	166
16.1	Guarnizioni per la tenuta stagna dei conchi	166
16.1.1	<i>Requisiti di tenuta</i>	167
16.1	Connettori longitudinali	167

16.1.1	Resistenza al peso del concio	169
16.1.2	Verifiche alla reazione della guarnizione	170
16.2	Barre Guida	172
16.3	Vacuum	172
17	TOLLERANZE GEOMETRICHE DEI CONCI	173
17.1	TOLLERANZE IN FASE DI MONTAGGIO DEI CONCI	173
18	SUBSIDENZA	175
18.1	Cedimenti indotti dallo scavo scavo della zona di imbocco (delimitato da palificata)	175
18.2	Cedimenti indotti dallo scavo della galleria	177
18.3	Calcolo dei cedimenti dovuti allo scavo dell’imbocco	180
18.4	Calcolo dei cedimenti dovuti allo scavo della TBM	181
18.5	Combinazione dei cedimenti	187
18.1	Analisi del danno	188
18.1.1	<i>Edifici affetti dallo scavo dell’imbocco</i>	<i>191</i>
18.1.2	<i>Edifici affetti dallo scavo della galleria</i>	<i>194</i>
18.1.3	<i>Edificio 3</i>	<i>202</i>
19	ALLEGATI FLAC	205
19.1	SEZIONE 1	205
19.2	SEZIONE 2	223
19.3	SEZIONE 3	241
19.4	SEZIONE 4	259
19.5	SEZIONE 5	277
19.6	SEZIONE 6	295

Indice delle tabelle

Tabella 1: Classificazione per categoria del valore di S_I - Dahl et al. (2012)	25
Tabella 2: Classificazione per categoria dell’indice di fragilità S_{20} - Dahl et al. (2012)	25
Tabella 3: Classificazione per categorie dell’indice CLI.....	26
Tabella 4: Classificazione per categorie dell’indice CAI	27
Tabella 5: Risultati delle prove eseguite.....	27
Tabella 6: Valori medi.....	28
Tabella 7 - coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni per gli SLE.....	48
Tabella 8 - coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno	48
Tabella 9: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 1	64

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

Tabella 10: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 2	65
Tabella 11: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 3	66
Tabella 12: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 4	67
Tabella 13: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 5	68
Tabella 14: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 6	69
Tabella 15 – Condizioni geostatiche	71
Tabella 16 – Valutazione Spinte necessarie all’avanzamento della TBM	76
Tabella 17: Sezioni di calcolo	89
Tabella 18 - Parametri geotecnici di calcolo.....	96
Tabella 19 - Principali fasi della modellazione numerica.....	97
Tabella 20: Taratura modelli flac.....	97
Tabella 21 - Principali fasi della modellazione numerica.....	98
Tabella 22: classi di armatura previste per i conci prefabbricati.....	98
Tabella 23: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 - Step 4.....	100
Tabella 24: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 - Step 5.....	100
Tabella 25: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 4.....	101
Tabella 26: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 5.....	101
Tabella 27: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - Step 4.....	101
Tabella 28: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - Step 5.....	101
Tabella 29: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step 4.....	102
Tabella 30: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step 5.....	102
Tabella 31: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5 - Step 4.....	102
Tabella 32: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5 - Step 5.....	103
Tabella 33: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - Step 2 – Canna Nord	103
Tabella 34: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - Step a – Canna Nord	103
Tabella 35: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - Step b – Canna Nord	103
Tabella 36: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - Step 33 – Canna Nord	104
Tabella 37: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - Step b – Canna Sud	104
Tabella 38: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - Step 33 – Canna Sud	104
Tabella 39 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 1 - Step 4	105
Tabella 40 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 1 - Step 5	106
Tabella 41 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 4	107
Tabella 42 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 5	108
Tabella 43 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 4	109
Tabella 44 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 5	110

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

Tabella 45 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 4	111
Tabella 46 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 5	112
Tabella 47 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 5 - Step 4	113
Tabella 48 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 5 - Step 5	114
Tabella 49 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step 2 – Canna Nord.....	115
Tabella 50 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step a – Canna Nord.....	116
Tabella 51 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step b – Canna Nord	117
Tabella 52 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step 33 – Canna Nord.....	118
Tabella 53 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step b – Canna Sud.....	119
Tabella 54 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step 33 – Canna Sud.....	120
Tabella 55: Verifica a taglio SLU – Sezione 1 - Step 4	121
Tabella 56: Verifica a taglio SLU – Sezione 1 - Step 5	121
Tabella 57: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 4	121
Tabella 58: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 5	122
Tabella 59: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - Step 4	122
Tabella 60: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - Step 5	122
Tabella 61: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step 4	122
Tabella 62: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step 5	123
Tabella 63: Verifica a taglio SLU – Sezione 5 - Step 4	123
Tabella 64: Verifica a taglio SLU – Sezione 5 - Step 5	123
Tabella 65: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step 2 – Canna Nord	123
Tabella 66: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step a – Canna Nord	124
Tabella 67: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step b – Canna Nord	124
Tabella 68: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step 33 – Canna Nord	124
Tabella 69: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step b – Canna Sud	124
Tabella 70: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step 33 – Canna Sud	125
Tabella 71: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 1 - Step 5	128
Tabella 72: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 2 - Step 5	128
Tabella 73: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 3 - Step 5	128
Tabella 74: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 4 - Step 5	129
Tabella 75: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 5 - Step 5	129
Tabella 76: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 6 - Step 33 – Canna Nord	129
Tabella 77: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 6 - Step 33 – Canna Sud	129
Tabella 78: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 1 - Step 5	130
Tabella 79: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 2 - Step 5	130

Tabella 80: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 3 - Step 5	130
Tabella 81: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 4 - Step 5	130
Tabella 82: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 5 - Step 5	130
Tabella 83: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 6 - Step 33 – Canna Nord	130
Tabella 84: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 6 - Step 33 – Canna Sud.....	130
Tabella 85: Valutazione dello spalling	132
Tabella 86 – Parametri sismici – concio tipo 1	143
Tabella 87 – Parametri a quota galleria – Sezione 2	143
Tabella 88 – Parametri sismici – concio tipo 2	144
Tabella 89 – Parametri a quota galleria – Sezione 1	144
Tabella 90 – Parametri a quota galleria – Sezione 3	145
Tabella 91 – Parametri a quota galleria – Sezione 4	145
Tabella 92 – Parametri a quota galleria – Sezione 5	145
Tabella 93 – Parametri a quota galleria – Sezione 6	146
Tabella 94 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1	147
Tabella 95 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2	147
Tabella 96 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3	148
Tabella 97 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 4	148
Tabella 98 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 5	149
Tabella 99 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 6	149
Tabella 100 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1	150
Tabella 101 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2	151
Tabella 102 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3	152
Tabella 103 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 4	153
Tabella 104 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 5	154
Tabella 105 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 6	155
Tabella 106: Sezioni di analisi e carichi a metro di galleria	159
Tabella 107 – Analisi al fuoco – sezione 1	165
Tabella 108 – Analisi al fuoco – sezione 2	165
Tabella 109: Dati di input per calcolo bacini di subsidenza	182
Tabella 110: Boscardin e Cording, 1989	190
Tabella 111: Boscardin e Cording, 1989	191

Indice delle figure

Figura 1 - Campi di applicazione della TBM Dual mode.....	18
--	-----------

Figura 2 - Configurazione della TBM in modalità aperta e chiusa	19
Figura 3 - Abaco per la determinazione dell'indice DRI (a sinistra) e classificazione per categorie (a destra) – Bruland (1998)	24
Figura 4 - Range di variazione tipici di S_j e di S_{20} in funzione della litologia del campione	24
Figura 5 - Range di variazione tipici del CLI e di AVS in funzione della litologia del campione	26
Figura 6 - Fasi di computazione del codice di calcolo FLAC	41
Figura 7 - Criterio di rottura di Mohr-Coulomb nello spazio delle tensioni	42
Figura 8 - Progressivo di confinamento del bordo di scavo per simulare l'avanzamento della galleria	44
Figura 9 - Curve caratteristiche.....	44
Figura 10 - Rappresentazione schematica elementi geometrici considerati per l'implementazione del metodo delle Curve Caratteristiche nel caso di gallerie scavate con fresa.....	47
Figura 11 –schema del cinematismo critico al fronte di scavo di Anagnostou e Kovari (1996)	60
Figura 12 – Grafici per la scelta dei coefficienti adimensionali	60
Figura 13 – Schema del metodo di Tamez.....	61
Figura 14 – Analisi a 100m di copertura.....	73
Figura 15 – Analisi a 50m di copertura.....	74
Figura 16 – Esempio del particolare cutting edge.....	77
Figura 17 – Esempio del particolare spazzole	77
Figura 18 – FASE 1: Scasseratura	78
Figura 19 – Momento flettente	79
Figura 20 – Taglio	79
Figura 21 – FASE 1: Prima movimentazione.....	80
Figura 22 – Momento flettente	80
Figura 23 – Taglio	80
Figura 24 – Esempio di FASE 2: Stoccaggio.....	81
Figura 25 – Dimensioni geometriche concio	82
Figura 26 – Schema di calcolo delle sollecitazioni	82
Figura 27 – Combinazioni di carico.....	83
Figura 28 – Momento flettente	83
Figura 29 – Taglio	83
Figura 30 – FASE 3: Movimentazione e trasporto.....	84
Figura 31 – FASE 4: schema di calcolo delle sollecitazioni.....	85
Figura 32 – Momento flettente	85
Figura 33 – Taglio	85
Figura 34 – Griglia di calcolo “Sezione 1”	90

Figura 35 – Griglia di calcolo “Sezione 2”	90
Figura 36 – Griglia di calcolo “Sezione 3”	91
Figura 37 – Griglia di calcolo “Sezione 4”	91
Figura 38 – Griglia di calcolo “Sezione 5”	92
Figura 39 – Griglia di calcolo “Sezione 6”	92
Figura 40 – Particolare della griglia di calcolo.....	93
Figura 41 – Particolare della griglia di calcolo – sezione 6.....	93
Figura 42 – Schema del meccanismo di funzionamento a “guscio” dell’anello	95
Figura 43 – Schema di riferimento per il calcolo delle pressioni di contatto.....	125
Figura 44 – Eccentricità dell’azione assiale	126
Figura 45 – Altezza di contatto effettiva	127
Figura 46 – Diffusione del carico per aree parzialmente caricate (EuroCode 2 – par 6.7, figure 6.29)	128
Figura 47 – Tipi di deformazione in condizioni sismiche (Owen e Scholl, 1981).....	134
Figura 48 – Interazione fra onda armonica semplice e galleria (Wang, 1993).....	135
Figura 49 – Deformazione distorsionale in condizioni di free-field nel caso di terreno indisturbato (Wang, 1993).....	138
Figura 50 – Convenzione dei segni utilizzata nelle formule di Penzien (2000)	140
Figura 51 – Ovalizzazione della galleria.....	141
Figura 52 – Sezione di calcolo.....	158
Figura 53 – Mesh di calcolo	159
Figura 54 – Conduttività termica del calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.4 – fig.3.7)	160
Figura 55 – Calore specifico per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.3.2 – fig.3.6a)	161
Figura 56 –Fattore di riduzione del valore di resistenza f_{ck} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.4.2.4.2 – fig.4.1)	161
Figura 57 –Fattore di riduzione del valore di ϵ_{c1} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)	162
Figura 58 – Fattore di riduzione del valore di ϵ_{cu} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1).....	162
Figura 59 – 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)	163
Figura 60 – 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).....	163
Figura 61 – Analisi termica – sezioni 1 e 2.....	164
Figura 62 – Diagramma gap – tenuta idraulica, in funzione dell’offset	168
Figura 63 – Schema di carico per l’appendimento.....	170
Figura 64 – Diagramma gap – forza di divaricamento	171
Figura 65 – Gap ed Offset	174
Figura 66 – Stima dei cedimenti nel terreno in funzione della deformata della paratia.....	176

Figura 67 – Stima degli spostamenti orizzontali nel terreno in funzione della deformata della paratia.....	176
Figura 68 – Curva di distribuzione gaussiana	177
Figura 69 – Cedimenti sul tunnel in avanzamento (Attewell et al; 1986)	178
Figura 70 – Bacino di subsidenza – Cogollo sud 1	180
Figura 71 – Bacino di subsidenza – Cogollo sud 2	181
Figura 72 – Bacino di subsidenza – Cogollo sud 3	181
Figura 73 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 2 a pk. 4890	183
Figura 74 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 5 a pk. 4965	183
Figura 75 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 10 a pk. 5090	184
Figura 76 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 15 a pk. 5215	184
Figura 77 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 20 a pk. 5340	185
Figura 78 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 25 a pk. 5465	185
Figura 79 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 30 a pk. 5590	186
Figura 80 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 35 a pk. 5715	186
Figura 81 – Bacino di subsidenza totale	187
Figura 82 – Zone di Hogging e Sagging	189
Figura 83 – Analisi del danno per l’edificio 1	192
Figura 84 – Analisi del danno per l’edificio 2	193
Figura 85 – Analisi del danno per l’edificio 4 – scenario di progetto	194
Figura 86 – Analisi del danno per l’edificio 4 – condizione eccezionale.....	195
Figura 87 – Analisi del danno per l’edificio 5 – scenario di progetto	196
Figura 88 – Analisi del danno per l’edificio 5 – condizione eccezionale.....	197
Figura 89 – Analisi del danno per l’edificio 6 – scenario di progetto	198
Figura 90 – Analisi del danno per l’edificio 6 – condizione eccezionale.....	199
Figura 91 – Analisi del danno per l’edificio 9 – scenario di progetto	200
Figura 92 – Analisi del danno per l’edificio 9 – condizione eccezionale.....	201
Figura 93 – L’edificio	202
Figura 94 – Analisi del danno per l’edificio 3 – scenario di progetto	203
Figura 95 – Analisi del danno per l’edificio 3 – condizione eccezionale.....	204

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto la galleria autostradale Cogollo, il cui scavo è previsto con TBM, 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 riportare le principali verifiche statiche eseguite per il dimensionamento dei conci prefabbricati costituenti i rivestimenti delle gallerie. Le verifiche eseguite riguardano sia la “fase transitoria” sia la “fase definitiva”. Per la fase transitoria vengono presi in considerazione i carichi legati al trasporto, allo stoccaggio ed alle spinte esercitate dai martinetti dello scudo sui conci. Per la fase definitiva, in esercizio, 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.
- Il secondo è quello di analizzare le problematiche relative all’avanzamento della TBM con particolare riferimento alle pressioni agenti sullo scudo al contorno dello scavo, alle condizioni di stabilità del fronte di scavo e alle eventuali pressioni necessarie al fronte, al fine di valutare se è necessario operare in modo chiuso (con camera piena di materiale scavato, condizionato e pressurizzato) o in modo aperto (camera parzialmente piena di materiale scavato, condizionato, ma non pressurizzato).

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. Sulla base delle condizioni geomeccaniche e delle analisi e verifiche riportate nella presente relazione di calcolo, verrà analizzata la scelta della tipologia di macchina che si intende adottare, con le relative argomentazioni di tipo tecnico relativamente ai vantaggi e agli svantaggi delle diverse possibili scelte.

Per la galleria Cogollo si è scelto lo scavo in meccanizzato, considerando la lunghezza della galleria e la necessità di contenere i cedimenti al contorno e le subsidenze nella prima parte del tracciato, passante in detrito sotto zona abitata, nonché la capacità della TBM di adattarsi a scavare in contesti geomeccanici differenti.

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, identificando le possibili condizioni difficili connesse alla presenza o all'afflusso di acqua; avendo altresì individuato 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 opterà per un avanzamento a fronte aperto, fermo restando che le condizioni idrauliche lo consentano, per la categoria C si dovrà prevedere un avanzamento a fronte chiuso con adeguate pressioni al fronte, per la categoria B si dovrà valutare di volta in volta esaminando lo sviluppo delle deformazioni in campo plastico in corrispondenza del fronte.

A questo riguardo nella presente relazione di calcolo dedicata allo scavo meccanizzato, sono riportate, per la progettazione definitiva delle gallerie, le analisi tensio-deformative effettuate sia mediante opportune calcolazioni aventi soluzione in forma chiusa sia con analisi numeriche mediante le quali è stato possibile definire chiaramente:

- la convergenza in prossimità e a distanza dal fronte;
- il carico residuo gravante sui conci prefabbricati di rivestimento a fine costruzione e nel lungo termine.

Tali informazioni sono state anche correlate alla pressione in camera di scavo qualora si preveda un avanzamento a fronte chiuso. Il rivestimento definitivo delle gallerie è realizzato in conci prefabbricati, posti in opera dalla macchina immediatamente dopo lo scavo, ad una ridotta distanza dal fronte.

Lo schema di anello del rivestimento è di tipo universale, costituito cioè da una sequenza di anelli opportunamente ruotati attorno al proprio asse, ciascuno rispetto al precedente già installato. La conicità del singolo anello consente, senza l'impiego di elementi speciali, di seguire l'andamento plano-altimetrico del tracciato con una serie continua di approssimazioni e correzioni delle deviazioni della macchina in fase di avanzamento, ottenute semplicemente sfalsando le posizioni relative dei conci tra anelli successivi.

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 e profilo di previsione

Lo scavo della galleria Cogollo interessa principalmente ammassi appartenenti alla Formazione della Dolomia Principale, costituiti da dolomie e calcari dolomitici, talora saccaroidi, generalmente ben stratificati, ma localmente massivi. Alla base della Formazione delle Dolomie è presente la Formazione delle Vulcaniti indifferenziate, costituite da andesiti, rioliti e daciti. In corrispondenza del versante su cui si imposta l’imbocco sud è presente un importante accumulo di materiale sciolto, di natura detritica, costituito da ghiaia eterometrica, in parte di natura alluvionale, in parte quale detrito di versante; l’esame degli affioramenti a piano campagna evidenziano localmente una buona cementazione del materiale.

I sondaggi condotti, ed in particolare le verticali S4, S5, S7, S7D ed S7Dbis, hanno permesso di definire la successione stratigrafica nel settore a sud della galleria, laddove è presente la transizione dapprima tra i depositi e le vulcaniti e poi tra le vulcaniti e le dolomie. Partendo dall’imbocco sud gli scavi interesseranno dapprima i depositi sciolti per circa 700 m; all’interno di questo settore si segnala un possibile rialzo del tetto delle vulcaniti ad interessare il fronte di scavo, come desumibile dallo stendimento sismico TSD02bis, che evidenzia elevate velocità sismiche a quote decisamente superiori alla quota progetto della galleria. Il contatto tra i depositi e le vulcaniti presenta un andamento molto blando così che è presumibile un lungo tratto di galleria a fronte misto, dove nella parte bassa del fronte sono presenti vulcaniti con materiali sciolti nel settore di calotta della galleria. Per i successivi 2 km circa il fronte degli scavi interesserà le vulcaniti; anche il passaggio tra questa formazione e la successiva formazione della dolomia risulterà particolarmente esteso, stante la modesta pendenza del piano di contatto tra le due formazioni. Una volta entrati all’interno della formazione della dolomia non si avranno più cambi litologici fino all’imbocco nord.

Dal punto di vista strutturale, si segnala la presenza di faglie ad andamento pressoché verticale; le principali, di estensione decametrica, si collocano in corrispondenza delle Progr. 8500 circa, 9100 ed in corrispondenza dell’imbocco nord della galleria.

Gli studi idrogeologici condotti evidenziano la presenza di battenti idrici generalmente inferiori ai 50 m; le letture piezometriche ad oggi condotte segnalano quote di falda generalmente inferiori alla calotta della galleria, fino ad un massimo di qualche decina di metri (ad esempio in corrispondenza del sondaggio S7Dbis, ubicato al passaggio tra i detriti e le vulcaniti). Non si può comunque escludere che in corrispondenza delle faglie principali si

riscontrino battenti idrici più elevati, considerando che il sistema di frattura ad andamento verticale delle faglie possa mettere in comunicazione la galleria con il sistema idrogeologico dei calcari grigi, all’interno dei quali è riconosciuta la presenza di significative circolazioni di acqua sotterranee.

Per un approfondimento di dettaglio delle tematiche geologiche ed idrogeologiche si rimanda agli elaborati specifici di inquadramento generale.

3.2 Esame del contesto geomeccanico

Dal punto di vista geomeccanico gli ammassi da attraversare sono appartenenti alle classi di Bieniaswki III e IV, con valori quindi di RMR compresi tra i 20 ed i 60 punti e corrispondenti valori di GSI nel range 30-65. In corrispondenza delle faglie principali ci si può aspettare, in considerazione di una più diffusa fratturazione, una classe V, con valori di RMR nel range 15-35.

Le prove di laboratorio condotte sui provini prelevati dai sondaggi eseguiti hanno permesso di definire, per le due formazioni principali (vulcaniti e dolomie), le principali caratteristiche geomeccaniche, come riportato nelle tabelle seguenti e come più in dettaglio illustrato nella relazione geomeccanica.

Per le vulcaniti si è determinato un peso di volume medio pari a 25.11 KN/m³ con trascurabile contenuto d’acqua (0.10%). Le prove a rottura condotte hanno evidenziato resistenza della roccia intatta comprese tra 28 e 75 MPa, con valore medio pari a 59 MPa e deviazione di 26.2 MPa (il valore presumibile è dell’ordine dei 70 MPa). I valori derivati dalle prove finalizzate a valutare l’abrasività degli ammassi, indicano valori di CAI (Cerchar Index) pari a 3.50, SJ (Siever’s miniature test) pari a 161 ed indice DRI pari a 68.

Per le dolomie si è determinato un peso di volume medio pari a 26.8 KN/m³ con trascurabile contenuto d’acqua (0.08%). Le prove a rottura condotte hanno evidenziato resistenza della roccia intatta comprese tra 19 e 113 MPa, con valore medio pari a 65 MPa e deviazione di 29.3 MPa (il valore presumibile è dell’ordine degli 80-85 MPa). I valori derivati dalle prove finalizzate a valutare l’abrasività degli ammassi, indicano valori di CAI (Cerchar Index) pari a 2.47, SJ (Siever’s miniature test) nel range 22-100, con valore medio pari a 46, ed indice DRI pari a 47.

4 ANALISI DELLE PROBLEMATICHE DI SCAVO E CARATTERISTICHE DELLA TBM

4.1 Analisi del contesto di intervento e delle problematiche esecutive

Il contesto geologico-geomeccanico presente lungo il tracciato della galleria Cogollo presenta due scenari principali, il primo riferibile ai depositi sciolti, localizzati in corrispondenza dell’imbocco sud, il secondo agli ammassi rocciosi. Occorre quindi individuare uno strumento di scavo sufficientemente flessibile così da gestire, in sicurezza e con adeguata efficienza, i due contesti geotecnici. Considerata la lunghezza della galleria si è ritenuto preferibile adottare un sistema di scavo meccanizzato, così da industrializzare il più possibile il processo costruttivo a riduzione dei tempi complessivi di scavo. La necessità di gestire i due scenari presenti richiede però una tipologia di TBM particolare, in grado di operare con due modalità di avanzamento: la prima a “fronte chiuso”, ovvero con la possibilità di esercitare una pressione di confinamento del fronte di scavo a garantire condizioni di stabilità del nucleo-fronte e di contenimento della risposta deformativa allo scavo, alla quale sono associati i possibili cedimenti e risentimenti a piano campagna. La seconda a “fronte aperto”, con un sistema di scavo e smarino adeguato a gestire importanti volumi di roccia fratturata a seguito dello scavo. Tipologicamente si tratta di due differenti tipologie di TBM, la prima tipica di macchine del tipo EPB o Hydroshield, operanti con fronte in pressione o mediante introduzione di schiume condizionanti il materiale o mediante fanghi bentonitici, la seconda di macchine da roccia, mono o doppio scudate, quest’ultima con la possibilità di operare importanti produzioni avanzando mediante sistema a “gripper” contestualmente alla posa dei conci prefabbricati.

Alcuni recenti applicazioni hanno però evidenziato la possibilità di costruire specifiche TBM, denominate “dual-mode”, pensate per passare, durante il corso d’opera, da un funzionamento all’altro con modeste modifiche alle attrezzature della TBM, operabili direttamente in galleria in poche settimane di lavoro. Questa specifica tipologia di TBM, che va costruita con chiare indicazioni progettuali circa le sue modalità di funzionamento, presenta infatti la massima flessibilità operativa avendo la possibilità di allontanare il materiale scavato dalla testa fresante sia mediante un sistema di smarino a “coclea”, come avviene in una usuale TBM del tipo EPB, sia mediante un sistema a “nastro”, operando la raccolta del materiale frantumato dalla testa fresante mediante l’impiego di tazze e di una tramoggia da posizionarsi all’interno della testa di scavo. Durante la fase di estrazione con coclea è possibile regolare la quantità di materiale estratto, opportunamente condizionato con schiume ed agenti polimerici, così da determinare all’interno della camera stessa una pressione di confinamento del fronte.

Si è anche valutata la possibilità di gestire lo scavo del primo tratto dall’imbocco sud, all’interno dei depositi sciolti, con metodo “tradizionale” eseguendo interventi di consolidamento o in avanzamento, dal fronte di scavo stesso, o preventivamente allo scavo da piano campagna; questo nell’ottica di permettere successivamente lo scavo della galleria impiegando direttamente una TBM da roccia. Tale soluzione è apparsa meno competitiva, nei riguardi dei tempi e costi, rispetto all’impiego di una TBM del tipo “dual-mode”, considerata soprattutto l’estensione significativa della tratta interessata dai depositi sciolti. L’adozione di uno scavo meccanizzato con fronte in pressione nel settore dei depositi sciolti è anche finalizzato ad ottenere le massime garanzie di minimizzazione dell’interferenza con le pre-esistenze presenti in superficie sul versante dell’imbocco: si evidenzia infatti la presenza di un centro abitato, cosa che ha sconsigliato l’ipotesi di procedere comunque a fronte aperto nei depositi, contando sulla possibile cementazione dei depositi osservata sugli affioramenti a piano campagna.

4.2 Scelta delle caratteristiche della TBM

In funzione di quanto analizzato in precedenza, per lo scavo della galleria Cogollo si è individuata, come tecnologia più efficace, lo scavo tramite una TBM “dual mode”, che è un sistema di scavo meccanizzato che fornisce la flessibilità di passare da una modalità aperta, definita con il termine “open-mode”, ad un’altra, “chiusa” del tipo “EPB”, in base alle condizioni del terreno incontrate lungo il tracciato.

La modalità “Open mode” della TBM si applica in condizioni di scavo in ammassi rocciosi o terreni a bassa permeabilità (argilla e limo) mentre la modalità “chiusa con sistema EPB” si applica in condizioni di terreno soffice o, generalmente, ad elevata permeabilità mantenendo una contropressione al fronte pari almeno alla pressione idrostatica.

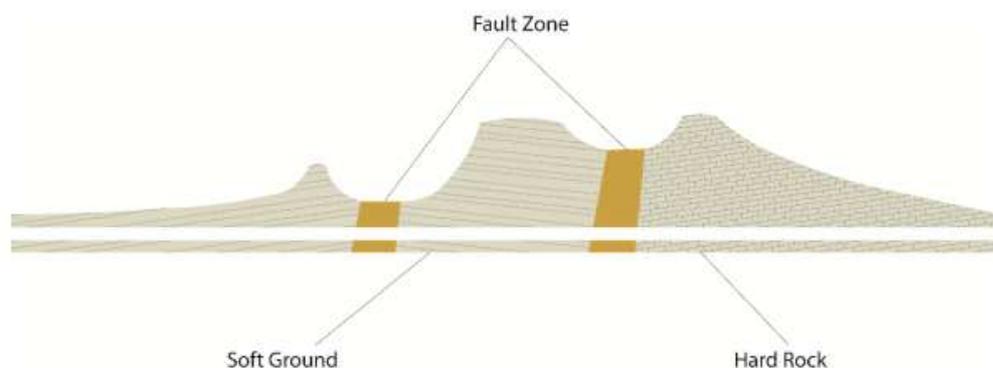


Figura 1 - Campi di applicazione della TBM Dual mode

Questo tipo di macchina presenta una coclea per funzionamento in modalità “EPB” che garantisce appunto il sistema “chiuso”. Il passaggio da una modalità all’altra avviene attraverso una serie di operazioni; nel dettaglio le principali fasi prevedono la:

- Chiusura del gate della coclea e suo arretramento
- Disinstallazione del “rotary seal” dell’EPB mode
- Sconnessione dei sistemi di iniezione delle schiume
- Installazione del “rotary seal” per l’open mode
- Posizionamento delle tazze di raccolta materiale all’interno della testa
- Modifica delle aperture della testa mediante posa di barre
- Posizionamento del trasportatore a nastro per la testa della TBM.

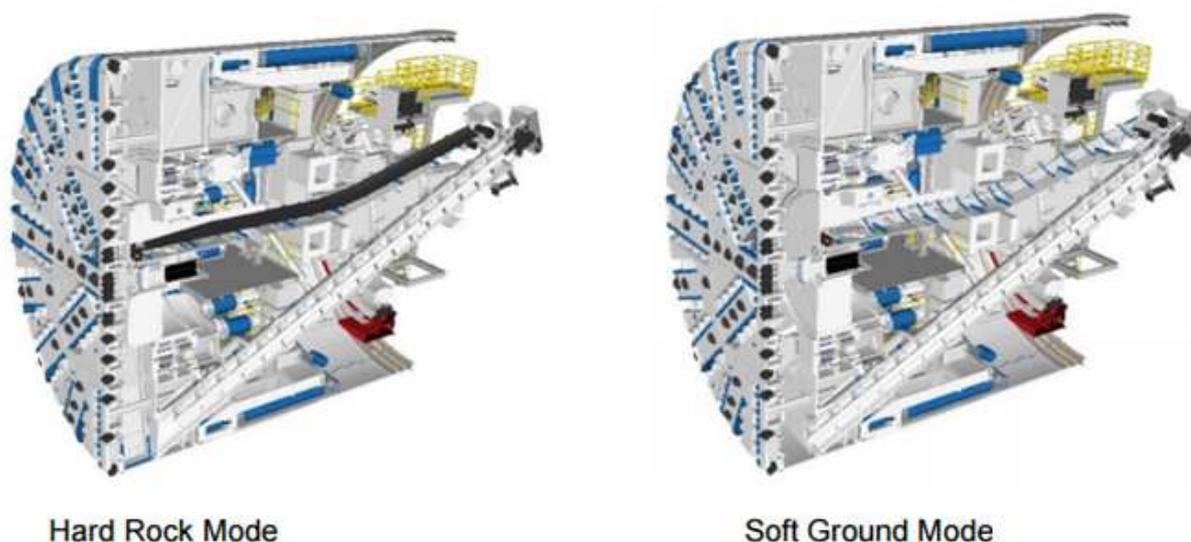


Figura 2 - Configurazione della TBM in modalità aperta e chiusa

Esistono in letteratura già diversi esempi di macchine del tipo “dual-mode”, costruite da diverse case specialistiche del settore: ad esempio le applicazioni sulla Metro di Madrid, Linea 4 e 7, con diametri sui 9.50 m circa, la Metro di Barcellona, con diametro 11.95 m, la Linea metropolitana di Rio.

4.2.1 TBM: specifiche tecniche

Nel seguito si riportano le principali specifiche tecniche della TBM a carattere progettuale (che dovranno essere meglio dettagliate nelle successive fasi di progettazione):

- Tipologia DUAL-MODE: EPB-Open
- Diametro di scavo 14750 - 14850 mm

conci prefabbricati già in opera, scaricano la necessaria spinta sul materiale fluidificato mediante il diaframma posteriore della camera di scavo. Il materiale fluidificato reagirà in modo idrostatico, trasferendo al pressione al terreno sul fronte di scavo. Nel caso in cui la macchina incontri zone con rigidzze del terreno sensibilmente differenti (per caratteristiche naturali del terreno o per eventuali trattamenti con miscele cementizie), si può intervenire sul sistema di controllo di pressione dei martinetti in modo da compensare tale differenza di resistenza all’avanzamento onde evitare scostamenti dal tracciato teorico previsto e problemi di instabilità eventuale del fronte.

4.2.3 Sistema di guida e di gestione dei dati

La macchina TBM deve essere dotata di un sistema di controllo dell’avanzamento e del posizionamento del rivestimento.

Tale sistema di guida deve fornire in tempo reale, e in maniera visionabile, una misura della posizione assoluta della fresa, con le seguenti informazioni (indicative e non esaustive):

- posizione della macchina rispetto alla sezione di scavo teorica, ad una distanza di qualche metro dal fronte di avanzamento (“present position”);
- posizione della macchina in corrispondenza della testa (“predicted position”);
- inclinazione verticale e orizzontale rispetto all’asse teorico,
- rullaggio dello scudo attorno al proprio asse;
- planarità dell’anello;

Sulla base dei dati raccolti, il sistema calcolerà le sequenze di installazione dei conci idonee per i successivi avanzamenti, individuando le correzioni di guida da apportare.

Devono inoltre essere registrati in modo continuo (o con frequenza idonea per ogni tipo di dato) ed in tempo reale, i dati relativi almeno ai seguenti parametri:

- velocità di rotazione della testa;
- coppia applicata all’albero motore della testa;
- spinta applicata sulla testa (totale e per gruppi di martinetti);
- spinta dei martinetti sui conci (totale e per gruppi di martinetti);
- pressione all’interno della camera di scavo, misurata su almeno tre livelli;
- velocità della coclea e coppia applicata;

- quantità di smarino;
- quantità di additivi fluidificanti aggiunti;
- pressione per ogni punto di iniezione di intasamento.

I dati devono poter essere elaborati in tempo reale e messi a disposizione degli operatori della macchina per verificarne la congruenza con i valori di progetto ed eventualmente apportare le necessarie azioni correttive, tenendo conto di opportune soglie di attenzione e di allarme. Successivamente, per ogni spinta, i dati verranno elaborati sotto forma di grafico non editabile e pubblicati settimanalmente in una apposita piattaforma di monitoraggio.

4.2.4 Limitazione delle subsidenze

La tecnologia EPBS è in grado, se applicata correttamente, di contenere entro valori molto bassi i cedimenti indotti a piano campagna, in maniera che risultino compatibili con l’ambiente fortemente urbanizzato e le basse coperture presenti in alcuni punti. I punti critici da tenere sotto controllo per minimizzare il rischio di cedimenti indesiderati sono i seguenti:

- intasamento a tergo dei conci, in termini di omogeneità del riempimento di controllo continuo delle pressioni di iniezione;
- pressione all’interno della camera di scavo;
- pressione di spinta.

4.3 Modalità costruttive delle gallerie

Le operazioni di scavo meccanizzato hanno inizio dall’imbocco sud della Galleria Cogollo; le geometrie dell’imbocco sono state studiate per alloggiare le strutture necessarie alla messa in linea della TBM (testa +back-up), mediante apposite selle in c.a. e telai di spinta. L’area dell’imbocco prevede inoltre gli spazi per l’ubicazione della logistica necessaria al funzionamento dello scavo meccanizzato.

Propedeutico all’avvio delle fasi di scavo in sotterraneo è la realizzazione di un tampone a tergo delle paratie di imbocco e di due dime in cls. Il tampone, realizzato mediante jet grouting da piano campagna con sistema “bi-fluido”, ha la funzione di consentire la progressiva messa in pressione della testa della TBM, con funzionamento EPB, in un settore di terreno stabile, così da evitare rifluimenti o sovrascavi. Inoltre, in presenza di acqua, evita l’instaurarsi di moti di filtrazione nel regime transitorio in cui si determina la progressiva messa in pressione del terreno al fronte, in camera di scavo. Le dime avranno una funzione

dapprima di confinamento delle paratie di imbocco e successivamente, nella fase di avvio degli scavi, consentiranno di guidare di inquadrare le geometrie di scavo.

Si opererà dapprima lo scavo di una canna, dall’imbocco sud fino all’imbocco nord. Successivamente il back-up verrà riportato, dall’interno della canna scavata, all’imbocco sud, mentre si procederà al parziale smontaggio della testa-scudo della TBM presso il rilevato predisposto all’imbocco nord. Le componenti della TBM saranno riportate quindi all’imbocco sud per essere rimontate ed affrontare lo scavo della seconda canna.

4.4 Indicazioni circa la fresabilità

Nel seguito si forniscono le prime indicazioni sul tema della fresabilità dei materiali lapidei riconducibili alla Dolomia Principale attraversata dallo scavo in meccanizzato, argomento di notevole importanza per quanto riguarda le valutazioni economiche legate all’utilizzo della TBM.

4.4.1 Criteri di determinazione degli indici di fresabilità

La fresabilità di una roccia indica la proprietà del materiale a consumare gli utensili di una macchina di scavo come una TBM; essa dipende dalla durezza della roccia, dalla composizione mineralogica e dall’orientazione delle discontinuità dell’ammasso. Comunemente la stima della fresabilità è condotta tramite la determinazione all’indice DRI (Drilling Rate Index), dell’indice CLI (Cutter Life Index) e dell’Indice CAI (Cerchar Abrasivity Index). L’indice DRI e l’indice CLI sono misure indirette della fresabilità dell’ammasso roccioso. Esperienze condotte (Bruland 1998) mostrano che gli indici DRI e CLI forniscono una buona e riproducibile misura della fresabilità della roccia. Un secondo metodo, specifico per la stima della abrasività della roccia, è possibile tramite il parametro CAI.

Ci sono inoltre altri metodi di prova internazionalmente riconosciuti per determinare parametri geomeccanici, che influenzano la fresabilità dei materiali lapidei, quali la resistenza a compressione monoassiale (UCS) e l’indice Point Load ($I_{s,50}$).

L’**indice DRI** può essere descritto come il valore di resistenza alla frantumazione S_{20} , corretto tramite il Sievers’ J-value (S_J) per tenere in conto della durezza superficiale della roccia. La correlazione tra DRI, S_{20} e S_J è fornita dall’abaco in figura seguente, alla destra del quale sono specificate la classificazione del DRI e la variabilità per differenti tipi di roccia. La variabilità per differenti tipi di roccia di S_J e di S_{20} sono riportate nel seguito.

La correlazione tra DRI, S_{20} e S_J è fornita dall’equazione seguente:

se $S_j \leq 50$, $DRI = (0.13 \cdot S_j + 2.33) + S_{20}$ (Equazione 1)

se $S_j \geq 50$, $DRI = [5.84 \cdot \ln(S_j) - 14] + S_{20}$ (Equazione 2)

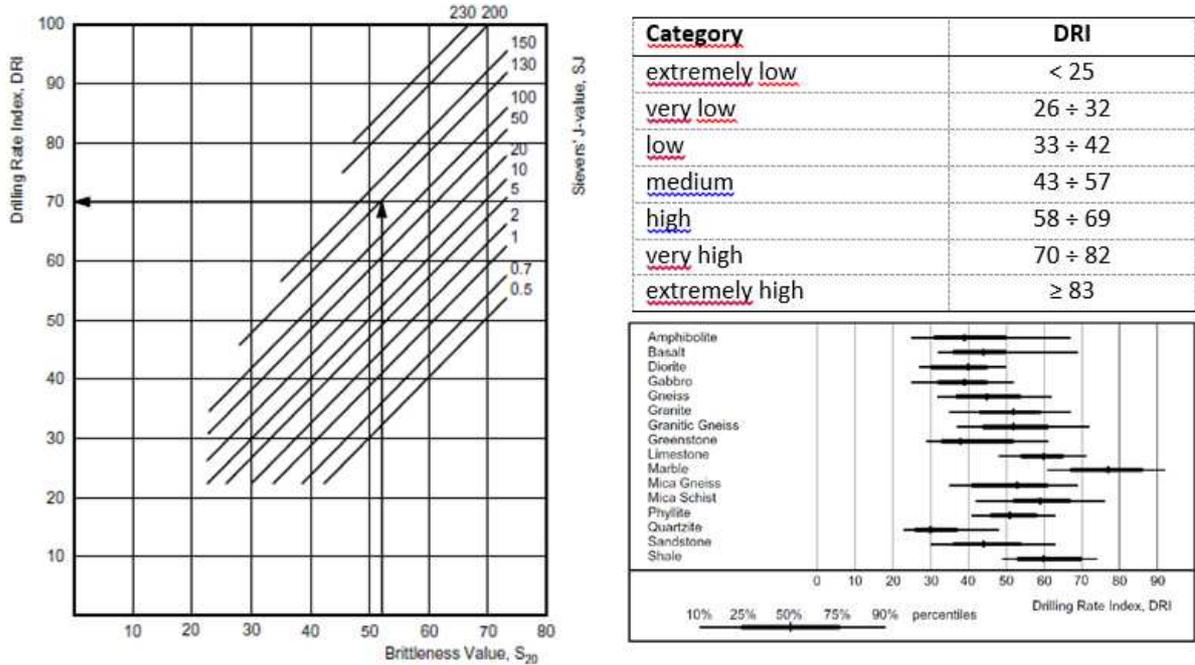


Figura 3 - Abaco per la determinazione dell'indice DRI (a sinistra) e classificazione per categorie (a destra) – Bruland (1998)

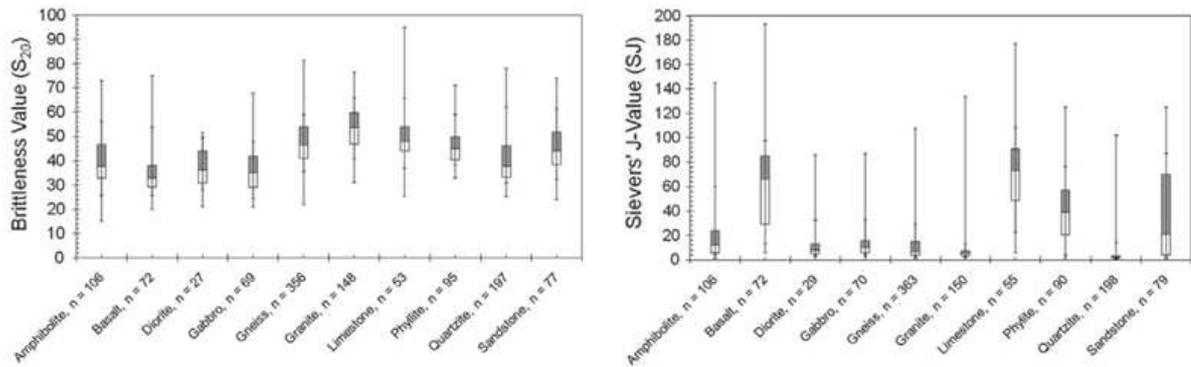


Figura 4 - Range di variazione tipici di S_j e di S_{20} in funzione della litologia del campione

La classifica di S_j è basata sulla distribuzione dei risultati di prove Sievers eseguite su campioni:

CATEGORY – SURFACE HARDNESS	S_J (MM/10)
EXTREMELY HIGH	≤ 2
VERY HIGH	$2.1 \div 3.9$
HIGH	$4.0 \div 6.9$
MEDIUM	$7.0 \div 18.9$
LOW	$19.0 \div 55.9$
VERY LOW	$56.0 \div 85.9$
EXTREMELY LOW	≥ 86

Tabella 1: Classificazione per categoria del valore di S_J - Dahl et al. (2012)

La classificazione di S_{20} è basata sulla distribuzione dei risultati ottenuti dall’esecuzione di prove Brittleness su 3001 campioni.

CATEGORY - BRITTLNESS	S_{20} (%)
EXTREMELY HIGH	≥ 66.0
VERY HIGH	$60.0 \div 65.9$
HIGH	$51.0 \div 59.9$
MEDIUM	$41.0 \div 50.9$
LOW	$35.0 \div 40.9$
VERY LOW	$29.1 \div 34.9$
EXTREMELY LOW	≤ 29.0

Tabella 2: Classificazione per categoria dell’indice di fragilità S_{20} - Dahl et al. (2012)

L’**indice CLI** è stimato sulla base del valore di S_J e dell’indice AVS (Abrasion Value Steel). CLI fornisce una stima del consumo dei cutter durante l’avanzamento della TBM, espressa in ore di scavo per cutter. La correlazione tra CLI, AVS e S_J è fornita dall’equazione seguente:

$$CLI = 13.84 \cdot \left(\frac{S_J}{AVS} \right)^{0.3847} \quad \text{(Equazione 3)}$$

La variabilità per differenti tipi di roccia del CLI e di AVS sono riportate nella seguente figura:

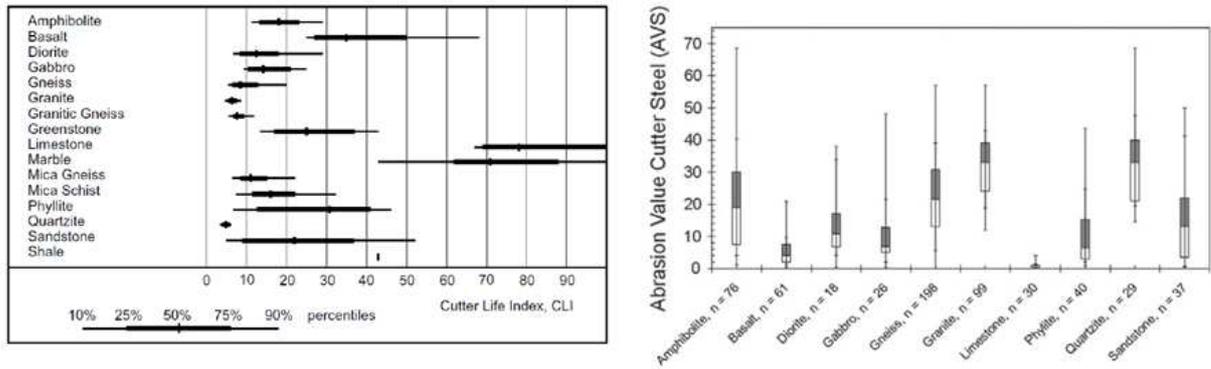


Figura 5 - Range di variazione tipici del CLI e di AVS in funzione della litologia del campione

La classificazione del CLI è riportata di seguito:

CATEGORY	CLI
EXTREMELY LOW	< 5
VERY LOW	5.0 ÷ 5.9
LOW	6.0 ÷ 7.9
MEDIUM	8.0 ÷ 14.9
HIGH	15.0 ÷ 34.0
VERY HIGH	35.0 ÷ 74.0
EXTREMELY HIGH	≥ 75

Tabella 3: Classificazione per categorie dell'indice CLI

L'indice CAI si ottiene dalla prova Cerchar, che permette di valutare l'abrasività della rocce misurando l'usura della punta di un cono in acciaio fatta sfregare contro la superficie di un provino appositamente formato. Il valore dell'indice CAI è calcolato tramite la media dell'usura espressa in mm su 5 diverse determinazioni condotte sullo stesso provino. Cautelativamente l'usura di ogni determinazione è maggiorata di 0.48 mm per tenere conto che la superficie dei provino possa essere inadatta rispetto agli standard definiti per la prova (Plinninger, 2003). Di seguito è indicata la classificazione di abrasività in funzione del valore dell'indice CAI (Cerchar, 1986):

CATEGORY	CAI
NOT VERY ABRASIVE	0.3 ÷ 0.5
SLIGHTLY ABRASIVE	0.5 ÷ 1.0
MIDLY ABRASIVE	1.0 ÷ 2.0
VERY ABRASIVE	2.0 ÷ 4.0
EXTREMELY ABRASIVE	4.0 ÷ 6.0

Tabella 4: Classificazione per categorie dell’indice CAI

Per approfondimenti, si rimanda a:

- Dahl F., Bruland A., Jakobsen P., Nilsen b., Grov E., 2012. Classifications of properties influencing the drillability of rocks, based on the NTNU/SINTEF test method. Tunnelling and Underground Space technology 28 150-158.
- Plinninger R., Kasling H., Thuro K., Spaun G., 2003. Technical note - Testing conditions and geomechanical properties influencing the cerchar abrasiveness index (CAI) value. International Journal of Rock mechanics & Mining Sciences, 40(2):259.263.
- Bruland A., 1998. Hard rock tunnel boring Vol.3 - advanced rate an cutter wear. NTU Trondheim.
- Cerchar - Centre d’Études et des Recherches des Charbonages de France. 1986. The Cerchar abrasiveness index. Verneuil.

4.4.2 Determinazione degli indici di fresabilità

La seguente tabella riporta i risultati delle indagini eseguite sui campioni di roccia appartenenti alla formazione della Vulcanite e della Dolomia Principale.

Sondaggio	Campione	Profondità	Litologia	Prove di perforabilità	DRI	AVS	CLI	Cerchar test
				SJ a 20 kg				CAI index (HRC 55)
-	-	-	-	mm/10	-	-	-	mm/10
SD8	C5	34,30-35,10	Vulcanite					3.5
SD8	C6	36,20-36,50	Vulcanite					3.3
SD8	C10	46,60-46,90	Vulcanite	161.7	68	15.5	34.1	
SD8	C11	49,60-49,82	Vulcanite					3.4
SD8	C13	66,40-66,75	Vulcanite					3.8
SD9	C2	11,10-11,60	Dolomia	53.8	46	16	22.1	
SD9	C4	18,80-19,00	Dolomia					1.70
SD9	C12	39,50-40,00	Dolomia					2.60
SD10	C5	20,20-20,80	Dolomia	22.8	40	14	16.7	2.40
SD10	C7	27,00-27,85	Dolomia	36.9	38	17	18.6	2.30
SD10	C10	34,00-34,60	Dolomia	32.4	36	15.5	18.4	3.40
SD11	CR7	19,30-19,70	Dolomia	100.5	71	16.5	27.7	2.40
SD11	CR15	42,00-42,45	Dolomia	33.1	52	17.5	17.7	2.50

Tabella 5: Risultati delle prove eseguite

I valori medi relativi alle due litologie sono riportati nel seguito:

	DRI	CLI	CAI
Vulcanite	68.0	34.1	3.5
Dolomia	47.2	20.2	2.5

Tabella 6: Valori medi

Le 2 formazioni rientrano nella categoria medio-alta per quanto riguarda l'indice DRI, quindi difficili da scavare, con durezza maggiore della vulcanite.

Il risultato è in linea con quanto risulta dall'indice CLI, che prevede un alto consumo dei cutter durante lo scavo, ed è confermato dall'indice CAI, che classifica le 2 rocce come molto abrasive.

5 INDAGINI ED INTERVENTI INTEGRATIVI IN CORSO D’OPERA

5.1 Indagini da eseguirsi in avanzamento

Il contesto geologico ed idrogeologico in cui si inserisce l’opera da costruire pone alcune problematiche che è opportuno vengano identificate in anticipo rispetto al passaggio della TBM; nel dettaglio gli elementi di possibile criticità sono:

- Presenza di faglie lungo il tracciato, caratterizzate da ammassi molto fratturati e presenza d’acqua
- Presenza di settori di galleria con importanti circolazioni d’acqua, da minimizzare ai fini ambientali per le quantità d’acqua drenate
- Possibile presenza di cavità carsiche, legate a fenomeni di dissoluzione delle dolomie e dei calcari.

Al fine di individuare in anticipo queste possibili criticità si prevede che la TBM sia dotata di un sistema di indagine in avanzamento del tipo geoelettrico, tipo sistema BEAM o similare, in grado di valutare, in funzione dei valori di resistività e di porosità relativa rilevati in avanzamento, la presenza di cambi litologici, presenza di vuoti o di serbatoi di acqua. Si determina infatti in questi casi una brusca variazione dei valori rilevati; tale attività dovrà essere svolta continuativamente durante lo scavo.

In aggiunta si prevede la possibilità di operare indagini in avanzamento mediante perforazioni a distruzione di nucleo; tali indagini dovranno essere condotte laddove nel profilo di previsione geomeccanica si individuino elementi di criticità ed ogniqualvolta l’indagine di tipo geoelettrico, eseguita sistematicamente, rilevi anomalie o elementi di dubbia interpretazione. Infine nei casi in cui si rilevi la necessità di ulteriori approfondimenti (ad esempio nel caso di debba valutare più accuratamente la geometria di cavità carsiche) si adotterà un sistema di indagine tomografica che prevede l’esecuzione di cinque perforazioni, una in avanzamento, lungo l’asse della galleria, di lunghezza pari a 50 m, e quattro in direzione radiale di lunghezza pari a 20 m.

5.2 Interventi integrativi in corso d’opera

In progetto sono quindi previsti specifiche misure integrative da adottare qualora si riscontrino le problematiche sopra descritte:

- Nel caso si individuino significative presenza d’acqua (con portate valutate > 10 lt/sec per 10 m di galleria) si adotterà un intervento di impermeabilizzazione in

avanzamento, mediante esecuzione di perforazioni sub-orizzontali eseguite attraverso lo scudo ed attrezzate con tubi in PVC dotati di 3 vlv/ml da iniettare in più passate con miscele cementizie ed impermeabilizzanti. Si è previsto un numero minimo di 22 perforazioni, di lunghezza pari a 15 m, da adeguare in funzione delle caratteristiche specifiche della TBM.

- Nel caso di riscontri la presenza di cavità carsiche, dopo avere accertato in dettaglio la geometria della cavità, si procederà al riempimento con miscela a base cementizia. In funzione delle geometrie della cavità e della sua posizione rispetto alla sagoma di scavo si dovranno eseguire specifiche verifiche di stabilità prima di procedere allo scavo ed alla posa del rivestimento in conci prefabbricati.

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 (e contatto litologico vulcaniti\dolomia),, mentre il sistema di impermeabilizzazione TIPO 2 è stato previsto in tutte le “damage zone” relative alle faglie principali (e contatto litologico vulcaniti\dolomia).

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 TIPOLOGIA DI RIVESTIMENTO DEFINITIVO

6.1 *Layout anello di rivestimento*

Il rivestimento definitivo della galleria TBM è costituito da conci in calcestruzzo prefabbricato disposti in modo da formare anelli di larghezza media pari a 2 m.

Si adotta un sistema ad “anello universale” che consente, mediante la semplice rotazione attorno al proprio asse di un anello rispetto al precedente, di seguire l’andamento plano-altimetrico del tracciato e di apportare le eventuali correzioni che si rendessero necessarie in corso d’opera, senza ricorrere ad elementi speciali.

Le caratteristiche geometriche di tale anello sono le seguenti:

- Diametro esterno = 14.3 m
- Diametro interno = 13.3 m
- Spessore = 0.50 m
- Lunghezza media = 2.00 m
- Numero di conci = 10 (9+1 di chiave)

La suddivisione dell’anello in un certo numero di conci è dettata da considerazioni relative al diametro della galleria, alla lunghezza dell’anello, alla potenzialità dell’erettore e alle possibilità di movimentazione e trasporto. Tramite una serie di anelli ruotati in 19 posizioni possibili, assegnata una posizione iniziale di partenza, è possibile ottenere un tracciato plano-altimetrico reale.

La conicità del singolo anello, infatti, consente di seguire l’andamento plano-altimetrico del tracciato senza l’impiego di elementi speciali, ma semplicemente con una serie continua di approssimazioni e correzioni delle deviazioni della macchina in fase di avanzamento, ottenute sfalsando le posizioni relative dei conci tra anelli successivi. È necessario avere cura di evitare il ripetersi di sequenze di installazione uguali tra anelli contigui, per non formare giunti tra conci allineati longitudinalmente. In progetto si è adottato un Raggio minimo teorico pari a 800 m.

Assume un ruolo fondamentale il corretto studio di impostazione del software di gestione del sistema di guida da parte del costruttore della macchina, che, in corso d’opera, sulla base delle risultanze del controllo topografico dell’effettivo andamento plano-altimetrico tenuto dalla macchina, dovrà fornire al sistema di controllo dell’erettore la più adeguata sequenza di installazione dei conci del singolo anello.

Per quanto concerne la successione di posa dei vari anelli consecutivi, si dovrà prevedere uno sfasamento angolare minimo pari a 400g/19, corrispondente ad una posizione dei

connettori meccanici. Si dovrà inoltre evitare di procedere nella posa di un anello utilizzando le medesime posizioni reciproche dell’anello appena posato; in generale saranno ammesse posizioni “A” e “B” tali che:

$$\left[\frac{|A-B|-2}{3} \right] = n$$

con n = numero intero.

In questo modo il complesso dei conci sfalsati ha un comportamento globale a “guscio” e ciascun anello può essere considerato come un involucro continuo cilindrico. Ciò risulta in accordo con le verifiche statiche eseguite che si riferiscono ad uno schema costituito da due conci adiacenti in corrispondenza di un giunto.

6.2 Tipologia strutturale dei conci in cls armato

Sono previste 2 tipologie di conci, il tipo “1” con calcestruzzo C35/45 a completa maturazione e il tipo “2” con calcestruzzo C40/50, mentre in fase di scasseratura, prima movimentazione e stoccaggio è richiesto Rck almeno pari a 15 MPa.

Il mix-design dovrà essere individuato mediante idonee prove opportunamente seguite ed approvate. Per evitare un ritiro prematuro del calcestruzzo con fessurazione sono da prevedere misure di “curing” del calcestruzzo. Nell’impianto di prefabbricazione i conci dovranno essere protetti contro l’asciugamento della superficie del calcestruzzo. La maturazione del getto dovrà essere eseguita a vapore, nel rispetto della normativa vigente, per ritenere il calore e l’acqua nel calcestruzzo. Durante la maturazione la temperatura non deve superare i 50°C al centro del concio con incrementi di temperatura inferiori a 10 °C/ora. Prima di procedere alla scasseratura, si dovrà verificare che il calcestruzzo abbia raggiunto la resistenza richiesta per questa operazione.

6.2.1 CALCESTRUZZO

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).

CONCIO TIPO 1 (primi 100m da imbocco)

Classe di resistenza	C35/45
Classe di esposizione	XD1+XC3+XF2
Classe minima di consistenza	S4
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 45$ MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 2.2$ 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

CONCIO TIPO 1 (oltre 100m da imbocco)

Classe di resistenza	C35/45
Classe di esposizione	XC3
Classe minima di consistenza	S4
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 45$ MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 2.2$ 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	22 mm

CONCIO TIPO 2

Classe di resistenza	C40/50
Classe di esposizione	XC3
Classe minima di consistenza	S4
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 50$ MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 2.5$ 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 22 mm

6.2.2 ACCIAIO

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

6.3 Dettagli costruttivi

Il sistema di rivestimento costituito dai conci sarà di massima completato dai seguenti elementi:

- Connettori meccanici byblock system o equivalenti, con valori di pull-out > 160 KN e taglio >130 KN;
- Insetto per erettore con sistema vacuum;
- Barra guida di diametro 50 mm, L=800 mm: al fine di consentire il miglior allineamento possibile al momento della posa in opera, i conci sono dotati di barre guida disposte sui lati corti, che facilitano l’inserimento del nuovo concio.
- Guarnizioni in EPDM con predisposizioni per essere annegate nel getto del calcestruzzo per assicurare il mantenimento della posizione in fase di posa e conseguentemente la tenuta idraulica (tenuta 10 bar con fattore di sicurezza pari a 2 in presenza di offset di 20 mm).
- Predisposizioni varie, tra cui fori per la posa in opera del pea-gravel e delle successive iniezioni, targhetta di riconoscimento, riscontri per puntatori laser ...

6.4 Riempimento a tergo dei conci

6.4.1 Backfilling per EPB

In ogni scavo meccanizzato dove si preveda la posa in opera immediata del rivestimento definitivo in conci prefabbricati all’interno del mantello rimane uno spazio anulare tra l’estradosso dei conci stessi ed il profilo di scavo, dell’ordine di alcuni centimetri. Considerando le caratteristiche geotecniche dei terreni, la chiusura di tale spazio porterebbe ad aumentare la zona detensionata al contorno dello scavo, portando ad un incremento delle sollecitazioni sul rivestimento stesso. Tale fenomeno deve essere contrastato, onde evitare anche ripercussioni in superficie in termini di cedimenti. A tal fine la macchina TBM è

dotata di un sistema in grado di colmare il gap anulare nel momento stesso in cui si origina. La metodologia che si ritiene offra le migliori garanzie prevede il pompaggio di una apposita miscela attraverso punti di iniezioni, posti lungo la circonferenza della coda dello scudo, costituiti da doppie canne di iniezione, che consentono di colmare lo spazio anulare tra lo scavo ed il rivestimento immediatamente dietro lo scudo. La miscela al momento del pompaggio è mantenuta in pressione grazie alla presenza di una serie di spazzole. Con un set di pressostati controllati da un computer è continuamente misurato l’andamento delle pressioni di iniezione ed i quantitativi iniettati. La pressione di iniezione deve essere mantenuta entro limiti prefissati determinati dalla copertura e dalla natura del terreno. Questo lo si ottiene variando la corsa dei pistoni che governano il cassero di testata e variando la portata della pompa. Se lo scudo dovesse interrompere le operazioni di scavo per un breve periodo (qualche ora), si potrà pompare una certa quantità di miscela con presa fortemente ritardata in modo da evitare il giunto freddo.

Si ipotizza una malta di tipo bi-componente a presa rapida con classe di resistenza C15/20.

6.4.2 Miscela cementizia e pea-gravel per scavo in open mode

Nel caso di scavo con sistema open-mode, nei settori della galleria in ammassi rocciosi, il riempimento dello spazio anulare tra profilo di scavo ed estradosso conci viene realizzato in più fasi. Dapprima viene eseguito il riempimento con malta cementizia di un settore di circa 100 gradi in corrispondenza della base dell’anello di rivestimento, così da consentirne l’allettamento ed il sostegno una volta posato. Successivamente si procederà, a seguito della posa di qualche anello, al riempimento sulla restante parte del profilo di scavo mediante pea-gravel (ghiaietto monogranulare diametro 3-6 mm); la distanza di posa in opera del pea-gravel, attraverso predisposizioni nei conci, dovrà tenere conto dell’angolo di deposito del ghiaietto stesso. Infine si provvederà all’iniezione del ghiaietto mediante miscele cementizia. In presenza di elevati battenti idraulici non si provvederà alla fase di iniezione del pea-gravel ma si porranno in opera tubi di drenaggio/scarico, di diametro 160 mm, utilizzando il riempimento in pea-gravel quale sistema di drenaggio al contorno del cavo. I tubi di drenaggio/scarico saranno dotati di valvola a tenuta tarata su 6-7 bar, ovvero il drenaggio avverrà per valori di pressione superiori a quanto sostenibile dai rivestimenti in opera, volendo comunque limitare il più possibile il drenaggio delle acque di circolazione sotterranea.

6.5 Sistemi di impermeabilizzazione

Per la Galleria Cogollo realizzata con scavo meccanizzato si sono previsti due sistemi di impermeabilizzazione e drenaggio. L’impermeabilizzazione tipo 1 prevede totale assenza di drenaggio, in quanto il sistema di rivestimento in anelli di conci prefabbricati prevede un sistema di tenuta idraulica mediante predisposizione di guarnizioni in EPDM sul contorno di ciascun concio. Il riempimento a tergo dell’anello di rivestimento viene eseguito con pea-gravel iniettato mediante miscela cementizia quale ulteriore elemento di tenuta.

L’impermeabilizzazione tipo 2, prevede invece di non iniettare il pea-gravel posizionato a tergo dell’anello di rivestimento, ponendo in opera drenaggi/tubi di scarico in corrispondenza del tubo di raccolta di acqua bianche posizionato al di sotto del profilo ridirettivo. Il tubo sarà attrezzato con valvole di ritegno, come già descritto.

Si evidenzia il fatto che per separare settori di galleria con impermeabilizzazione tipo 2 da settori con impermeabilizzazione tipo 1 si adotteranno schermi di tenuta radiali eseguiti mediante perforazioni radiali di lunghezza pari a 6.00 m iniettati mediante miscele cementizie ed impermeabilizzanti.

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. Nel caso in esame di scavo meccanizzato 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 cinematiso di collasso e l’interazione terreno-struttura dalla quale è possibile derivare il campo degli spostamenti e le condizioni di sollecitazione negli elementi strutturali. Tale modo di procedere è in conformità a quanto indicato nelle *“Recommandations de l’AFTES-Compatibilité des recommandations AFTES relatives aux revêtements des tunnels en béton avec le Eurocodes”* (2007).

8 SOFTWARE UTILIZZATI

Nella presente relazione di calcolo si è fatto uso dei seguenti codici di calcolo:

- FLAC 8.0. Programma per il calcolo dell’interazione opere-terreno.
- GV4. Programma per il calcolo delle linee caratteristiche.

8.1 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..

8.1.1 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.

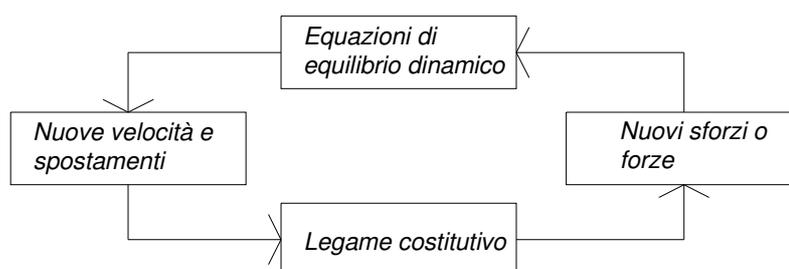


Figura 6 - Fasi di computazione del codice di calcolo FLAC

8.1.2 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 σ_1 , σ_2 , σ_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:

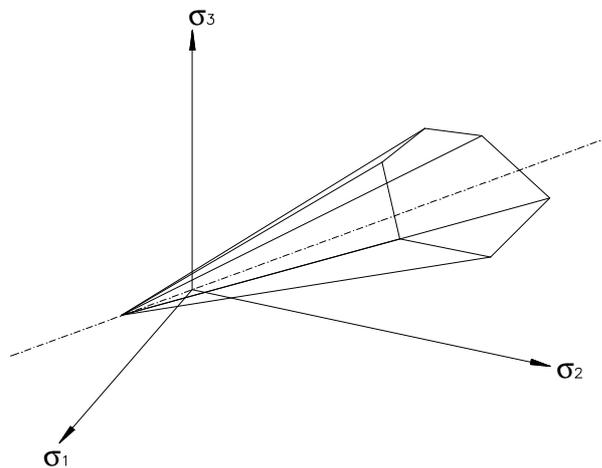


Figura 7 - Criterio di rottura di Mohr-Coulomb nello spazio delle tensioni

8.1.3 Rivestimento

I rivestimenti sono stati simulati tramite l’attivazione di zone con caratteristiche strutturali assimilabili a quelle del calcestruzzo, come meglio descritto nel seguito, e con legge costitutiva elastico lineare.

8.2 GV4

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.

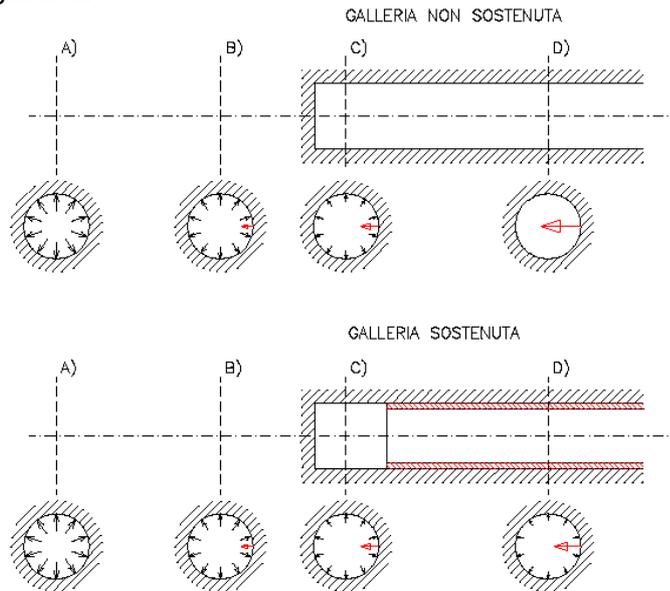


Figura 8 - Progressivo di confinamento del bordo di scavo per simulare l'avanzamento della galleria

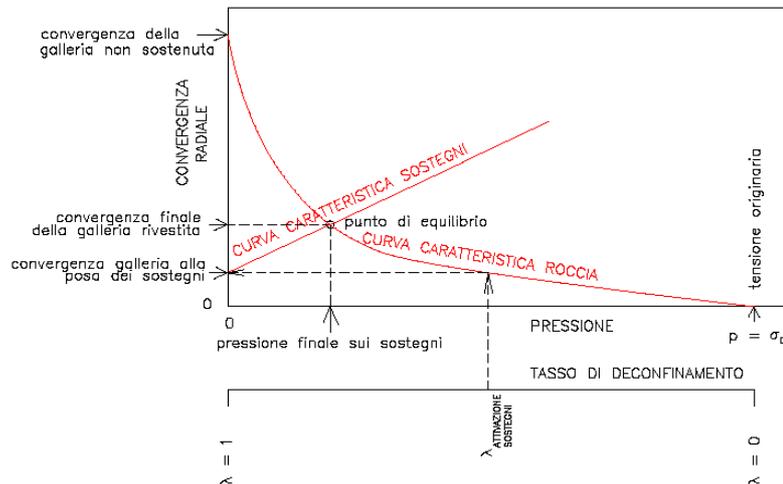


Figura 9 - Curve caratteristiche

Il valore della convergenza alla distanza di posa in opera del rivestimento, u_{d0} , 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 :

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

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

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 subito 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 lo scudo della fresa e l'anello di conci prefabbricati.

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

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

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

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

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

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

In questo modo, in corrispondenza di una variazione 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.

La valutazione del comportamento del fronte e del cavo, nonché delle azioni agenti sullo scudo e sull’anello in conci prefabbricati, nell’ambito della fase di terapia, è sviluppata, come detto, implementando, nella soluzione semi-analitica del software GV4, specifiche opzioni di calcolo/modellazione, capaci di considerare e/o riprodurre l’effetto dei seguenti aspetti tecnici connessi all’esecuzione dello scavo con fresa:

- introduzione del gap radiale presente fra il profilo nominale della testa di scavo e l’estradosso dello scudo costituente la fresa, per effetto della conicità data al medesimo;
- introduzione del gap radiale fra estradosso dello scudo e l’estradosso dell’anello e simulazione dell’iniezione a tergo dello scudo della malta di riempimento del vuoto anulare anello-profilo di scavo;
- implementazione di un profilo di convergenza in direzione longitudinale al tunnel (Longitudinal Displacement Profile) in grado di considerare l’effetto irrigidente imposto dall’installazione del rivestimento anulare immediatamente a seguito della fresa TBM, e determinare quindi di conseguenza l’azione agente sull’anello in conci.

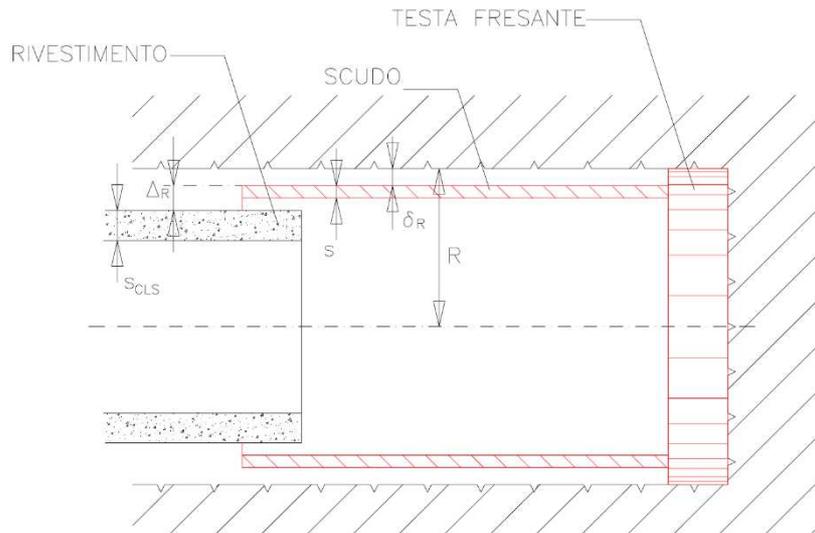


Figura 10 - Rappresentazione schematica elementi geometrici considerati per l'implementazione del metodo delle Curve Caratteristiche nel caso di gallerie scavate con fresa.

La procedura operativa simulata dal software prevede nello specifico:

1. Determinazione della pre-convergenza al fronte di scavo;
2. Definizione del punto di mobilitazione dello scudo quale elemento interagente con il cavo, aggiungendo alla pre-convergenza al fronte di scavo lo spostamento radiale del cavo stesso pari al gap esistente fra profilo di scavo ed estradosso scudo
3. Introduzione della curva caratteristica dello scudo, la cui rigidezza è calcolata secondo la formulazione seguente (E_s , R , s , ν_s rispettivamente modulo elastico, raggio, spessore e coefficiente di poisson propri dei materiali e della geometria dello scudo)

$$K_S = \frac{E_s[R^2 - (R-s)^2]}{(1+\nu_s)[(1-2\nu_s)R^2 + (R-s)^2]}$$

4. Determinazione del punto di equilibrio scudo-roccia, qualora sussistano le condizioni perché il cavo interagisca con scudo stesso;
5. Mantenimento della condizione deformativa del cavo restituita dal precedente stato di equilibrio scudo-roccia, per la presenza della malta di intasamento del gap anulare, contestualmente alla fuoriuscita dell'anello dallo scudo in fase di avanzamento, e determinazione del seguente stato di equilibrio fra l'anello in conci ed il cavo.

9 CRITERI DI VERIFICA DEI CONCI E DELL’ANELLO

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”.

9.1 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 7 - 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 8 - coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

9.1.1 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:

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

9.1.2 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.

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.

9.2 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 a 1.3.

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

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} * \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 15.8 MPa$$

Dove:

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica del materiale (28 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.

9.2.1 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 ($M_{Rd} / M_{Ed} > 1$), il quale deve risultare maggiore all'unità affinché la verifica risulti soddisfatta.

9.2.2 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 ($V_{Rd}/V_{Ed} > 1$), il quale deve risultare maggiore all'unità affinché la verifica risulti soddisfatta.

Si sottolinea che N_{Ed} e A_c sono riferiti ad un solo concio, mentre data la discontinuità del rivestimento posto in opera, dovuta alla presenza dei giunti tra gli anelli, le verifiche sono state svolte considerando il taglio resistente di un solo concio ma le sollecitazioni agenti relative a 2 conci consecutivi.

10 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEL FRONTE DI SCAVO

10.1 *Categoria di comportamento secondo l’Approccio Adeco-RS*

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 dei terreni attraversati;
- i carichi litostatici corrispondenti alla copertura;
- le pressioni idrostatiche connesse alla quota di falda;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- le modalità di avanzamento (per scavi mediante EPB, la pressione al fronte).

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”

Al fine di garantire condizioni di stabilità nelle zone scavate in detrito, occorre prevedere la messa in opera di interventi di “confinamento” del fronte e del cavo, in grado di esercitare pressioni di entità tale da mantenere il terreno in condizioni pressoché indisturbate, in termini tensionali e deformativi.

L’entità degli interventi di “confinamento” deve inoltre essere in grado di minimizzare le “perdite di volume” in fase di scavo, così da evitare allentamenti nel terreno al contorno del cavo ed i conseguenti risentimenti in superficie.

10.2 *I cedimenti durante lo scavo*

Il parametro rappresentativo legato ai cedimenti indotti in superficie dalla realizzazione di un galleria è costituito dal “volume perso” prodotto durante lo scavo (inteso come rapporto tra la differenza di volume di terreno scavato e volume teorico della galleria, e volume teorico della galleria ed espresso in percentuale: $(V_S - V_T)/V_T$). Esso risulta dalla sommatoria di tre componenti principali:

- **il volume perso al fronte**, derivante dai valori di pre-convergenza ed estrusione al fronte (interessanti il nucleo a monte del fronte di scavo della galleria); esso viene contenuto mantenendo un adeguato valore di pressione di confinamento tale da bilanciare le pressioni agenti del terreno e dell’acqua;
- **il volume perso al contorno dello scudo**, nel tratto di galleria dove è presente la macchina EPB-S; esso deriva dalla possibile chiusura del profilo di scavo (convergenza) verso l’estradosso dello scudo metallico;
- **il volume perso a tergo dell’anello di rivestimento**, nel tratto di galleria dove si procede alla messa in opera dei conci prefabbricati; esso deriva dalla convergenza del cavo. Viene contrastato mediante iniezioni a tergo dell’anello, in coda alla macchina e immediatamente a seguito della posa dei conci, che garantisca un perfetto intasamento e il confinamento della convergenza del cavo. Pertanto esso si registra qualora venga posta in opera una malta cementizia in maniera non idonea a garantire il perfetto intasamento a tergo dell’anello di rivestimento (pressioni di iniezione insufficienti, malta a presa eccessivamente ritardata, fenomeni di dilavamento, procedure operative anomale tali da generare vuoti).

Risulta evidente che, mediante la pressione al fronte di scavo, è possibile agire direttamente sul primo dei tre elementi. E nella stima della pressione di avanzamento sarà necessario tenerne conto.

Occorre comunque sottolineare che controlli sistematici del volume perso totale ed, in particolare, della somma del volume perso al fronte ed in corrispondenza dello scudo, dovranno comunque essere condotti durante gli avanzamenti, mediante analisi a ritroso partendo dai cedimenti (curva di subsidenza) monitorati in superficie, almeno nella tratta iniziale in detrito. Tale procedura sarà necessaria, non solo come verifica del corretto esito di tutte le fasi di scavo, ma anche per verificare e, se necessario, ritrarre con maggior precisione, i valori di pressione determinati attraverso le analisi di seguito riportate, al fine di migliorare l’efficienza e la sicurezza dello scavo.

10.3 Descrizione degli interventi previsti

Allo scopo di garantire le condizioni di stabilità, si è scelto di operare mediante l’impiego di una macchina TBM scudata del tipo EPB-S nel tratto in detrito, con bilanciamento del fronte mediante pressione di terra. In questo caso gli interventi di confinamento sono operati:

- **Al fronte** mediante il mantenimento di un prefissato valore di pressione di confinamento. Il terreno scavato e condizionato, in entrata nella macchina attraverso le aperture previste sulla testa fresante, è tenuto in pressione nella camera di scavo. Allo scopo di essere impiegato quale fluido di supporto deve presentare idonee caratteristiche di plasticità, liquidità, basso valore di permeabilità: per tal motivo, deve essere opportunamente condizionato mediante additivi, quali schiume poliuretatiche e/o bentonite. La spinta della macchina, esercitata sul fronte dai martinetti che contrastano sul rivestimento in conci prefabbricati, permette di compattare il materiale in camera di scavo (pressione interna), bilanciando le pressioni agenti del terreno e dell’acqua (pressione esterna); la condizione “bilanciata” si ha quando il materiale in camera di scavo non può più essere ulteriormente compattato dalla pressione esterna. In questo caso, aumentando la pressione interna in camera di scavo, si producono sovrappressioni al fronte, che possono determinare, in considerazione delle condizioni di copertura, innalzamenti del piano campagna. Diminuendo invece la pressione interna si producono perdite di volume, generando cedimenti a piano campagna. Operativamente la pressione interna alla camera di scavo viene determinata controllando, in primo luogo, la velocità di avanzamento della macchina e la quantità di materiale scavato estratto dalla camera di scavo attraverso la coclea, in secondo luogo, controllando le

caratteristiche di plasticità e fluidità del materiale scavato (tipologia del condizionamento). Quando il materiale viene estratto in quantità superiore al volume in ingresso (velocità della macchina) la pressione in camera di scavo decresce, diversamente, quanto viene estratto in misura minore, la pressione aumenta. Il controllo della pressione in camera di scavo viene effettuato mediante sensori installati a diverse quote nella camera e remotizzati nella cabina di controllo.

- **Al contorno** il confinamento del cavo viene effettuato dapprima dallo scudo metallico, successivamente dall’anello di rivestimento in conci prefabbricati reso solidale al terreno attraverso il riempimento dello spazio anulare, esistente tra l’estradosso dell’anello ed il profilo di scavo, con malta cementizia iniettata in pressione dalla coda dello scudo. Nel lungo termine è l’anello di rivestimento in c.a. che supporta, con adeguati fattori di sicurezza, le pressioni del terreno e dell’acqua. Non essendo il terreno, con ogni probabilità, in grado di mantenere l’originario profilo di scavo, una quota parte di tale valore di convergenza si trasforma in perdita di volume al contorno della cavità, di cui occorre tener conto per la stima dei cedimenti attesi in superficie. Non dovrebbero verificarsi ulteriori perdite di volume al contorno del cavo, e quindi incrementi di convergenza del cavo stesso, considerando che il riempimento a tergo dell’anello in conci avviene in coda alla macchina, immediatamente a seguito della posa dei conci, e che anelli di spazzole e grasso impediscono che la malta iniettata fluisca all’interno dello scudo, causando cali di pressione della malta. L’immissione in pressione delle malte di riempimento, infatti, permette di bilanciare le pressioni esercitate dal terreno e dall’acqua e, se opportunamente sovradimensionata, consente di fornire un’azione di precontenimento del cavo stesso. In ogni caso, data la delicatezza dell’operazione, controlli sistematici dovranno essere condotti in corso d’opera allo scopo di verificare che si raggiunga un bilanciamento fra volume da riempire e quantità di malta cementizia iniettata.

10.4 Determinazione della pressione di contenimento del fronte

Durante lo scavo delle gallerie TBM devono essere garantite, in camera di scavo, pressioni di terra in grado di bilanciare la spinta del terreno e dell’acqua davanti al fronte, al fine di impedire fenomeni di collasso del fronte e di contenere il quadro deformativo indotto dallo scavo, limitando i cedimenti in superficie.

La determinazione delle pressioni di contenimento del fronte parte dall’esame dello stato tensionale geostatico, in termini di sforzi efficaci e di pressioni idrostatiche connesse alla quota di falda.

Per la galleria in esame sono state determinate le pressioni del terreno, calcolando la spinta a riposo e la spinta attiva, secondo la formulazione classica di Rankine.

Sono state svolte valutazioni analitiche per la determinazione della spinta secondo le formulazioni proposte da Anagnostu-Kovari e valutazioni analitiche, in forma chiusa, con il Metodo delle Linee Caratteristiche.

Le formulazioni di Anagnostu-Kovari consentono di determinare la pressione di equilibrio, considerando il carico di un solido di terreno in corrispondenza del fronte ed esteso fino in superficie (cuneo di spinta).

Il valore di pressione definito in questa fase per lo scavo in detrito verrà utilizzato nella fase successiva per la determinazione dei valori di spinta massima della TBM e per tarare accuratamente i tassi di deconfinamento che determinano la quota parte di carico geostatico gravante sul rivestimento definitivo in conci prefabbricati. Si fa presente che le analisi svolte mediante il Metodo delle Linee Caratteristiche presuppongono una distribuzione uniforme di pressioni radiali al contorno del cavo (distribuzione di tipo idrostatico) e possono essere applicate in maniera affidabile per gallerie profonde in presenza di coperture elevate.

Nei paragrafi successivi sono illustrate nel dettaglio le varie metodologie di calcolo sopra descritte.

10.4.1 Analisi delle condizioni geostatiche e di spinta attiva

Le pressioni sono state valutate secondo il “Principio degli Sforzi Efficaci”, utilizzando come coefficiente di spinta a riposo il valore riferito a terreni sciolti in condizioni di normal-consolidazione ($K_0=1-\text{sen}(\varphi)$):

$$\sigma'_h = (\gamma_{nat} H - \gamma_w H_f) \times K_0$$

$$\sigma_h = \sigma'_h + u$$

dove:

- γ_{sat} e γ_w sono i pesi del terreno scavato e dell’acqua;
- H è la copertura rispetto al centro della macchina;
- H_f è la quota di falda rispetto al centro della macchina.

In egual modo si calcolano le pressioni in condizioni di spinta attiva, impiegando per il calcolo del coefficiente K_a :

$$K_A = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi}$$
$$\sigma'_{kA} = K_A \cdot (\gamma_{sat} H - \gamma_w H_f) - 2c' \cdot \sqrt{K_A}$$
$$\sigma_{kA} = \sigma'_{kA} + u$$

10.4.2 Condizioni di stabilità del fronte secondo Anagnostou-Kovari

La condizione di stabilità del fronte di scavo e la relativa pressione di confinamento possono essere determinate mediante il metodo di equilibrio limite riportato e discusso in Anagnostou e Kovari (1996), relativo a scavi con TBM del tipo EPB. Tale metodo, che ha ricevuto diverse conferme sperimentali, risulta molto utile anche se, in considerazione della condizione di equilibrio limite assunta quale ipotesi base del calcolo, non fornisce indicazioni circa il valore di estrusione e di convergenza al fronte, e quindi sui valori attesi dei cedimenti in superficie, ma fornisce unicamente il valore di pressione minima al fronte per evitare situazioni di collasso del nucleo in avanzamento.

I valori di pressione calcolati con tale metodo rappresentano pertanto un limite inferiore dell’intervallo delle plausibili pressioni da applicare.

La pressione efficace al fronte viene valutata, in condizioni drenate, attraverso la seguente formula compatta ricavata attraverso metodi di analisi dimensionale del problema di stabilità:

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D}$$

dove:

- $\Delta h = h_o - h_f$ (h_o = quota asse galleria = $h_f + D$, h_f = altezza piezometrica nella camera di scavo)
- s' è la pressione efficace al fronte,
- F_i sono coefficienti adimensionali che dipendono dall’angolo di attrito, dalle caratteristiche geometriche “H” (copertura) e “D” (diametro di scavo), dal rapporto $(h_o - D)/D$ e dal rapporto tra peso di volume secco ed immerso (i coefficienti vengono individuati mediante diagrammi);
- c è la coesione.

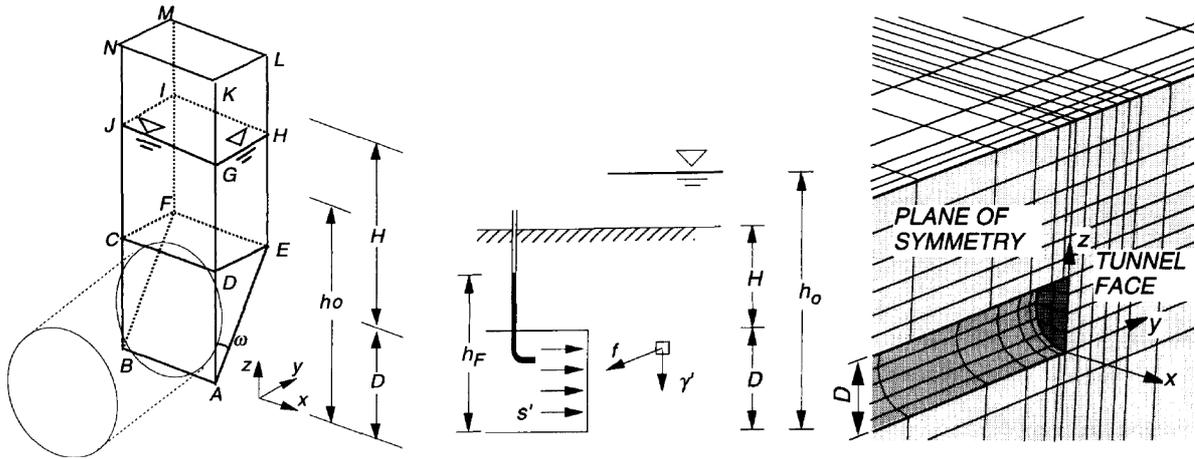


Figura 11 –schema del cinematismo critico al fronte di scavo di Anagnostou e Kovari (1996)

Al fine di evitare fenomeni di aggotamento e di filtrazione, che rivestono particolare importanza sul prodursi di subsidenze in superficie, si è considerato $\Delta h = 0$ e si è sommata la pressione idrostatica u , conseguente all'altezza piezometrica $h_o = h_f + D$, alla pressione efficace, ottenendo la pressione totale da mantenere in camera di scavo della EPB-S:

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c$$

$$s = s' + u$$

con $u = h_o \gamma_w =$ pressione idrostatica alla base della galleria.

E' da sottolineare che la principale quota parte del valore della spinta così calcolata è data dal bilanciamento della pressione di falda, tanto che l'andamento dei valori segue qualitativamente quello dell'altezza della falda sulla galleria.

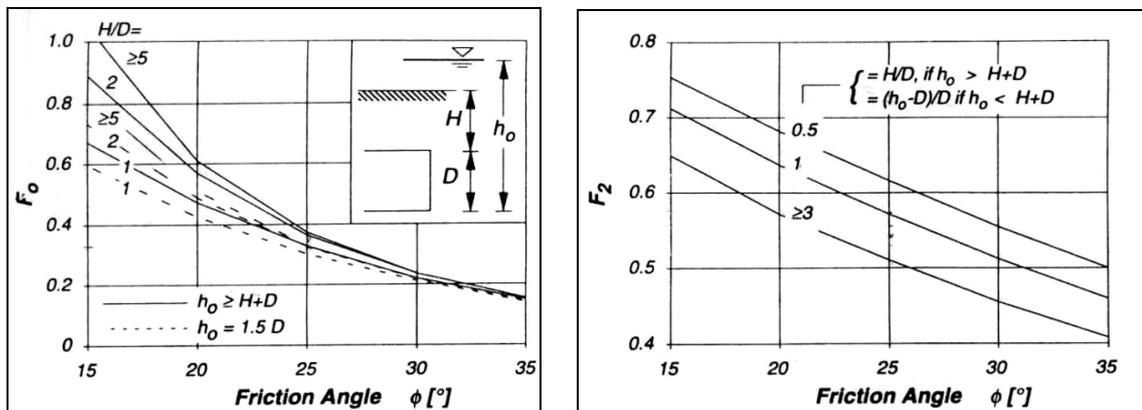


Figura 12 – Grafici per la scelta dei coefficienti adimensionali

10.4.3 Metodo di Tamez (1997)

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} .

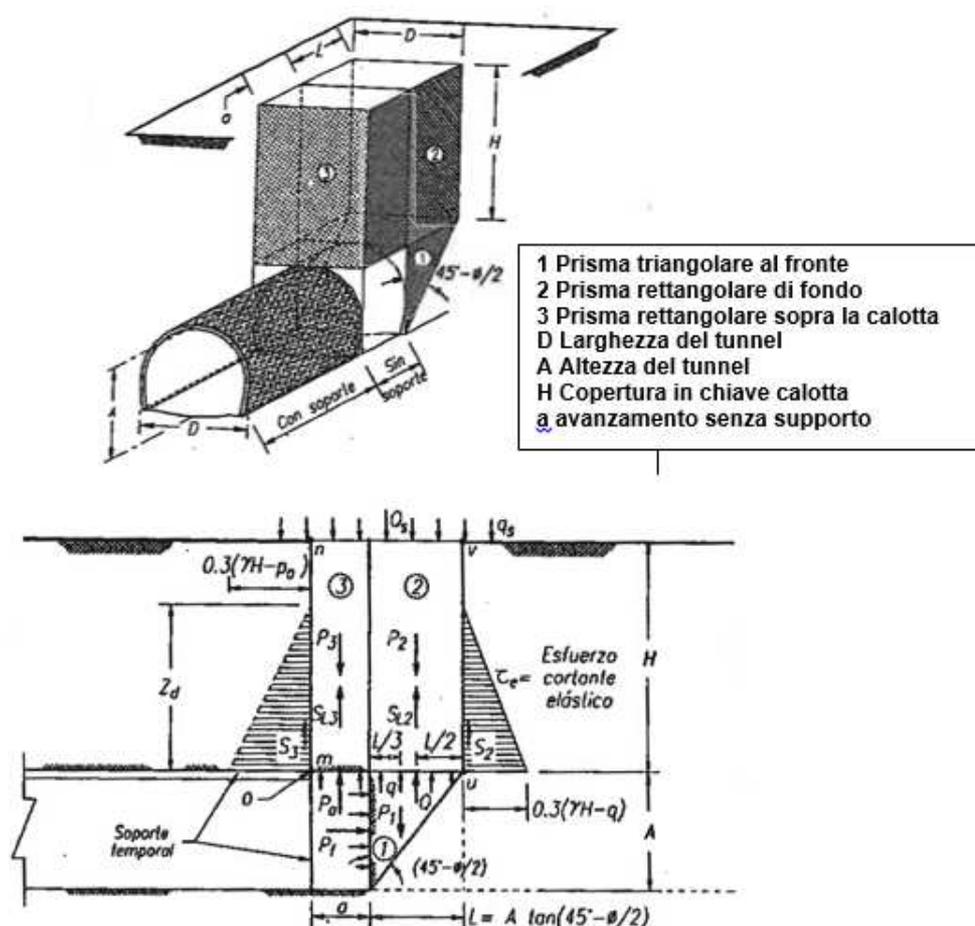


Figura 13 – Schema del metodo di Tamez

10.5 Calcolo della pressione di supporto

In questa fase progettuale si definisce il massimo valore di spinta necessaria al supporto del fronte, quando lo scavo risulta tutto in detrito.

La copertura massima arriva a 125m e si considera un battente idraulico in testa TBM pari a 30m in fase di scavo, seppure si preveda un livello di falda significativamente inferiore.

Il criterio generale utilizzato per la definizione del range di operatività consiste in generale nel considerare il limite superiore tendente alla spinta a riposo e nel mantenere il limite inferiore almeno pari alla spinta attiva: questa procedura viene utilizzata soprattutto in ambito urbano con scavo a bassa copertura.

I parametri del terreno utilizzati per la definizione della pressione al fronte sono di seguito riportati e sono gli stessi utilizzati per la sezione di calcolo 1, relativa allo scavo in detrito ad alte coperture, descritta nel seguito nel par. 13.3, in accordo con quanto definito nella relazione geomeccanica J16L1_03_08_01_002_0101_OPD:

Strato	Peso terreno γ [kN/m ³]	Coesione c [kpa]	Angolo d'attrito ϕ [°]	F_0 - Kovari	F_1 - Kovari	K_0	K_a
Detriti	23	50	37	0.18	2.00	0.40	0.25

Come è già risultato in altri progetti, all'aumentare della profondità, ci si allontana da condizioni di scavo in cui la stabilità del fronte è descrivibile con il contenimento almeno della spinta attiva, che, in caso di alte copertura e una parametrizzazione conservativa delle caratteristiche del terreno, porta a valori di spinta della TBM oltre i valori limite di operatività della TBM stessa.

Come risulta dalle tabelle sottostanti, a 125m di profondità, per bilanciare la spinta efficace in condizioni di spinta attiva sono necessari più di 6bar, che salgono sopra a 10bar in caso di bilanciamento della spinta efficace a riposo. A questa va sommata la spinta dell'acqua, per la quale è necessaria una pressione di 3.74bar in asse alla TBM, arrivando ad una spinta totale di 10 bar e 14.5 bar, in condizioni di spinta attiva e a riposo rispettivamente.

Con la trattazione di Kovari, invece, il contributo per la spinta efficace $s' = F_0 \gamma' D - F_1 c$ risulta praticamente nullo, in quanto la coesione (cementazione) del terreno è sufficiente a sostenere la spinta dello scheletro solido. L'unica pressione da bilanciare rimane quindi quella idraulica.

Tenuto anche conto che ad alte coperture i parametri di resistenza per i detriti saranno probabilmente superiori a quelli considerati, in questo caso, il valore della pressione totale calcolato con Kovari, pari a circa 4 bar in asse TBM, risulta più realistica.

Per la fase di scavo si può quindi considerare in queste condizioni una pressione al fronte di 4-5bar in asse TBM.

A queste conclusioni si arriva anche analizzando i risultati della linea caratteristica per la sezione 1, definita nel par. 13.2, in cui si è considerato 1bar di pressione al fronte per l’analisi in sforzi totali (senza carico idraulico).

Strato		Copertura	Profondità falda	Pressione idraulica u
		H [m]	h ₁ [m]	σ_w [bar]
Detriti		132.4	95.0	3.74

Spinta efficace [bar]									
Kovari			At-rest pressure			Active pressure			
F ₀	F ₁	s' [bar]	K ₀	σ'_v [bar]	σ'_{h0} [bar]	K _A	c' [kPa]	σ'_v [bar]	σ'_{hA} [bar]
0.18	2.00	0.00	0.40	26.72	10.64	0.25	50.00	26.72	6.14

Copertura	Battente idraulico	Pressione idraulica u	Strato	Pressione al fronte totale [bar]		
H [m]	H _w [m]	σ_w [bar]	-	s [bar]	σ_{h0} [bar]	σ_{hA} [bar]
132.4	37.4	3.74	Detriti	3.74	14.40	9.90

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).

Come mostrato nella seguente tabella, con 1bar di pressione al fronte la stabilità del fronte secondo Tamez è verificata per la sezione 1 in detrito, definita nel par. 13.2.

Per completezza, si riportano anche le verifiche per le restanti 4 sezioni in roccia, in questo caso con lo scopo di dimostrare che lo scavo può procedere con la TBM in open mode, a patto di gestire venute d’acqua localizzate con un adeguato sistema di drenaggio e smaltimento e/o con interventi di impermeabilizzazione localizzati in zona di faglia.

Si riporta anche la verifica dell’ultima sezione in detrito a bassa copertura.

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

Enrique Tamez Gonzàles - Diseño Geotécnic de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
Detrito	125.0	23.0	50	37.0

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
Detrito	14.3	23.0	50	37.0

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Total Overburden	H [m]	125.0
Surface load	qs [kPa]	0.0
water table level above tunnel invert	H _w [m]	30.00
Tunnel full face area	A _{EXCAV} [m ²]	160.5
Tunnel face height	A [m]	14.30
Tunnel face width	D [m]	14.30

Equivalent tunnel diameter	D _{eq} [m]	14.30
Free span length	a [m]	13.0

139.30

Failure Mechanism geometry

Discharge zone height	Z _d [m]	24.31
Length of prisms in advance	L _p [m]	7.13

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm ⁻³]	13.2
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	23.0
Average cohesion	cu [kPa]	50.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	37.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	4.02

Prisms 2-3

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm ⁻³]	21.8
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	23.0
Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	50.0
Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_P [°]	37.0
Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.47

Therapy phase

Mechanized Excavation

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	400
-------------------------------------	----------	-----

Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	400
---------------------------------	----------	-----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Effective stresses

Eff. vert. stress at discharge-zone top	σ'_{vd} [kPa]	2316
Eff. vertical stress at 1/3 discharge zone	σ'_{vd} [kPa]	1677
Eff. vertical stress at 2/3 discharge zone	σ'_{vd} [kPa]	1039
Undist. eff. vertical stress at crown	σ'_v [kPa]	2721
Undist. eff. vert. stress at tunnel springline	σ'_{v0} [kPa]	2815

Pore Pressure distribution

pore pressure at discharge-zone top	u _d [kPa]	0
pore pressure at 1/3 discharge-zone	u _{d1/3} [kPa]	0
pore pressure at 2/3 discharge-zone	u _{d2/3} [kPa]	75
pore pressure at tunnel springline	u _o [kPa]	224
pore pressure at tunnel invert	u _f [kPa]	294

Failure Mechanism wedges - Unit strengths

Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	1786
Unit shear strength (prisms 2)	s _{m2} [kPa]	584.0
Unit shear strength (prism 3)	s _{m3} [kPa]	502.5

Tunnel-face global stability (M _{ΣFR} /M _{ΣFA})	FS _g	1.56
--	-----------------	------

ible Safety Factors : 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile beh

Crown prism stress-field check (lateral boundaries)

$k_r c / 0.3(\gamma H - p_a) =$	0.0	plastic deformations
---------------------------------	-----	----------------------

Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect) σ_{vp} [kPa]

zt: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =	0.01	400.25
---	------	--------

Crown-wedge stability (vertical sliding) (Shear stresses)	FS _c	1.55
---	-----------------	------

Crown wedge local stability (against plasticization):	verified
---	----------

Tabella 9: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 1

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

Enrique Tamez Gonzàles - Diseño Geotécnic de Túneles (1997)																			
Stratigraphy and geotechnical properties																			
Overburden layers	ΔH [m]	γ _n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	φ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ _n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	φ' [°]										
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>					<i>layers ordering: invert-crown</i>														
Vulcanite 1B	1000.0	27.0	2500	33.5	Vulcanite 1B	14.3	27.0	2500	33.5										
Excavation cross section and Failure Mechanism geometry																			
Total Overburden			H [m]	1000.0	Equivalent tunnel diameter			D _{eq} [m]	14.30										
Surface load			q _s [kPa]	0.0	Free span length			a [m]	13.0										
water table level above tunnel invert			H _w [m]	0.00	1014.30														
Tunnel full face area			A _{EXCAV} [m ²]	160.5	<i>Failure Mechanism geometry</i>														
Tunnel face height			A [m]	14.30	Discharge zone height			Z _d [m]	24.31										
Tunnel face width			D [m]	14.30	Length of prisms in advance			L _p [m]	7.68										
Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties																			
<i>Prisms 1</i>					<i>Prisms 2-3</i>														
Average buoyant unit weight		γ _b [kNm ⁻³]	27.0		Average buoyant unit weight		γ _b [kNm ⁻³]	27.0											
Average saturated unit weight		γ _n [kNm ⁻³]	27.0		Average saturated unit weight		γ _n [kNm ⁻³]	27.0											
Average cohesion		c _u [kPa]	2500.0		Average cohesion within Discharge Zone		c _u [kPa]	2500.0											
Average friction angle		φ' _E [°]	33.5		Average friction angle within Discharge Zone		φ' _P [°]	33.5											
Coefficient of passive earth pressure		K _p [-]	3.46		Friction Coefficient within Discharge Zone		K _f [-]	0.53											
Therapy phase																			
Mechanized Excavation																			
Applied pressure at tunnel boundary			pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face			pf [kPa]	0										
Prismatic volumes shear resistance and Safety factors																			
<i>Failure Mechanism wedges - Effective stresses</i>					<i>Pore Pressure distribution</i>														
Eff. vert. stress at discharge-zone top		σ' _{vd} [kPa]	26344		pore pressure at discharge-zone top		u _d [kPa]	0											
Eff. vertical stress at 1/3 discharge zone		σ' _{vd} [kPa]	17562		pore pressure at 1/3 discharge-zone		u _{d1/3} [kPa]	0											
Eff. vertical stress at 2/3 discharge zone		σ' _{vd} [kPa]	8781		pore pressure at 2/3 discharge-zone		u _{d2/3} [kPa]	0											
Undist. eff. vertical stress at crown		σ' _v [kPa]	27000		pore pressure at tunnel springline		u _o [kPa]	0											
Undist. eff. vert. stress at tunnel springline		σ' _{v0} [kPa]	27193		pore pressure at tunnel invert		u _f [kPa]	0											
<i>Failure Mechanism wedges - Unit strenghts</i>					<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2">Tunnel-face global stability</td> <td>FS_g</td> <td colspan="2" style="background-color: #ffff00;">1.67</td> </tr> <tr> <td colspan="5"><small>(M_{ΣFR}/MS_{FA})</small></td> </tr> </table> <p><i>able Safety Factors : 2.0 (rockmass brittle behaviour)/ 1.6 (rockmass ductile beh</i></p>					Tunnel-face global stability		FS _g	1.67		<small>(M_{ΣFR}/MS_{FA})</small>				
Tunnel-face global stability		FS _g	1.67																
<small>(M_{ΣFR}/MS_{FA})</small>																			
Face wedge unit strength (prism 1)		q [kPa]	12369																
Unit shear strength (prisms 2)		s _{m2} [kPa]	6706.6																
Unit shear strength (prism 3)		s _{m3} [kPa]	5979.3																
<i>Crown prism stress- field check (lateral boundaries)</i>																			
k _r c/0.3(γH-p _a) =		0.2	plastic deformations																
<i>Crown prism vertical- stress field (Terzaghi's arching effect σ_{vp}[kPa])</i>																			
z: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =		0.01	3.65																
<i>Crown-wedge stability (vertical sliding)</i>																			
		(Shear stresses)	FS _c	1.58															
<i>Crown wedge local stability (against plasticization):</i>																			
				verified															

Tabella 10: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 2

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

Enrique Tamez Gonzàles - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)																			
Stratigraphy and geotechnical properties																			
Overburden layers	ΔH [m]	γ _n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	φ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ _n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	φ' [°]										
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>					<i>layers ordering: invert-crown</i>														
Vulcanite 2B	1000.0	27.0	1950	30.0	Vulcanite 2B	14.3	27.0	1950	30.0										
Excavation cross section and Failure Mechanism geometry																			
Total Overburden			H [m]	1000.0	Equivalent tunnel diameter			D _{eq} [m]	14.30										
Surface load			qs [kPa]	0.0	Free span length			a [m]	13.0										
water table level above tunnel invert			H _w [m]	0.00	1014.30														
Tunnel full face area			A _{EXCAV} [m ²]	160.5	<i>Failure Mechanism geometry</i>														
Tunnel face height			A [m]	14.30	Discharge zone height			Z _d [m]	24.31										
Tunnel face width			D [m]	14.30	Length of prisms in advance			L _p [m]	8.26										
Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties																			
<i>Prisms 1</i>					<i>Prisms 2-3</i>														
Average buoyant unit weight			γ _b [kNm ⁻³]	27.0	Average buoyant unit weight			γ _b [kNm ⁻³]	27.0										
Average saturated unit weight			γ _n [kNm ⁻³]	27.0	Average saturated unit weight			γ _n [kNm ⁻³]	27.0										
Average cohesion			c _u [kPa]	1950.0	Average cohesion within Discharge Zone			c _u [kPa]	1950.0										
Average friction angle			φ' _E [°]	30.0	Average friction angle within Discharge Zone			φ' _P [°]	30.0										
Coefficient of passive earth pressure			K _p [-]	3.00	Friction Coefficient within Discharge Zone			K _f [-]	0.60										
Therapy phase																			
Mechanized Excavation																			
Applied pressure at tunnel boundary			pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face			pf [kPa]	0										
Prismatic volumes shear resistance and Safety factors																			
<i>Failure Mechanism wedges - Effective stresses</i>					<i>Pore Pressure distribution</i>														
Eff. vert. stress at discharge-zone top			σ' _{vd} [kPa]	26344	pore pressure at discharge-zone top			u _d [kPa]	0										
Eff. vertical stress at 1/3 discharge zone			σ' _{vd} [kPa]	17562	pore pressure at 1/3 discharge-zone			u _{d1/3} [kPa]	0										
Eff. vertical stress at 2/3 discharge zone			σ' _{vd} [kPa]	8781	pore pressure at 2/3 discharge-zone			u _{d2/3} [kPa]	0										
Undist. eff. vertical stress at crown			σ' _v [kPa]	27000	pore pressure at tunnel springline			u _o [kPa]	0										
Undist. eff. vert. stress at tunnel springline			σ' _{v0} [kPa]	27193	pore pressure at tunnel invert			u _f [kPa]	0										
<i>Failure Mechanism wedges - Unit strenghts</i>					<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="3">Tunnel-face global stability</td> <td>FS_g</td> <td style="background-color: yellow;">1.50</td> </tr> <tr> <td colspan="5"><small>(M_{ΣFR}/MS_{FA})</small></td> </tr> </table> <p><small>admissible Safety Factors : 2.0 (rockmass brittle behaviour)/ 1.6 (rockmass ductile beh</small></p>					Tunnel-face global stability			FS _g	1.50	<small>(M_{ΣFR}/MS_{FA})</small>				
Tunnel-face global stability			FS _g	1.50															
<small>(M_{ΣFR}/MS_{FA})</small>																			
Face wedge unit strength (prism 1)			q [kPa]	8926															
Unit shear strength (prisms 2)			s _{m2} [kPa]	6248.2															
Unit shear strength (prism 3)			s _{m3} [kPa]	5732.9															
<i>Crown prism stress- field check (lateral boundaries)</i>																			
k _r c/0.3(γH-p _a) =			0.1	plastic deformations															
<i>Crown prism vertical- stress field (Terzaghi's arching effect σ_{vp}[kPa])</i>																			
zt: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =			0.01	3.17															
<i>Crown-wedge stability (vertical sliding)</i>					<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="3">Crown-wedge stability (vertical sliding)</td> <td>FS_c</td> <td style="background-color: yellow;">1.52</td> </tr> <tr> <td colspan="5"><small>(Shear stresses)</small></td> </tr> </table>					Crown-wedge stability (vertical sliding)			FS _c	1.52	<small>(Shear stresses)</small>				
Crown-wedge stability (vertical sliding)			FS _c	1.52															
<small>(Shear stresses)</small>																			
<i>Crown wedge local stability (against plasticization):</i>					verified														

Tabella 11: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 3

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

Enrique Tamez Gonzàles - Diseño Geotécnic de Túneles (1997)																			
Stratigraphy and geotechnical properties																			
Overburden layers	ΔH [m]	γ _n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	φ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ _n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	φ' [°]										
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>					<i>layers ordering: invert-crown</i>														
Dolomia 3A	800.0	27.0	2100	32.5	Dolomia 3A	14.3	27.0	2100	32.5										
Excavation cross section and Failure Mechanism geometry																			
Total Overburden			H [m]	800.0	Equivalent tunnel diameter			D _{eq} [m]	14.30										
Surface load			q _s [kPa]	0.0	Free span length			a [m]	13.0										
water table level above tunnel invert			H _w [m]	0.00	814.30														
Tunnel full face area			A _{EXCAV} [m ²]	160.5	<i>Failure Mechanism geometry</i>														
Tunnel face height			A [m]	14.30	Discharge zone height			Z _d [m]	24.31										
Tunnel face width			D [m]	14.30	Length of prisms in advance			L _p [m]	7.85										
Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties																			
<i>Prisms 1</i>					<i>Prisms 2-3</i>														
Average buoyant unit weight			γ _b [kNm ⁻³]	27.0	Average buoyant unit weight			γ _b [kNm ⁻³]	27.0										
Average saturated unit weight			γ _n [kNm ⁻³]	27.0	Average saturated unit weight			γ _n [kNm ⁻³]	27.0										
Average cohesion			c _u [kPa]	2100.0	Average cohesion within Discharge Zone			c _u [kPa]	2100.0										
Average friction angle			φ' _E [°]	32.5	Average friction angle within Discharge Zone			φ' _P [°]	32.5										
Coefficient of passive earth pressure			K _p [-]	3.32	Friction Coefficient within Discharge Zone			K _f [-]	0.55										
Therapy phase																			
Mechanized Excavation																			
Applied pressure at tunnel boundary			pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face			pf [kPa]	0										
Prismatic volumes shear resistance and Safety factors																			
<i>Failure Mechanism wedges - Effective stresses</i>					<i>Pore Pressure distribution</i>														
Eff. vert. stress at discharge-zone top			σ' _{vd} [kPa]	20944	pore pressure at discharge-zone top			u _d [kPa]	0										
Eff. vertical stress at 1/3 discharge zone			σ' _{vd} [kPa]	13962	pore pressure at 1/3 discharge-zone			u _{d1/3} [kPa]	0										
Eff. vertical stress at 2/3 discharge zone			σ' _{vd} [kPa]	6981	pore pressure at 2/3 discharge-zone			u _{d2/3} [kPa]	0										
Undist. eff. vertical stress at crown			σ' _v [kPa]	21600	pore pressure at tunnel springline			u _o [kPa]	0										
Undist. eff. vert. stress at tunnel springline			σ' _{v0} [kPa]	21793	pore pressure at tunnel invert			u _f [kPa]	0										
<i>Failure Mechanism wedges - Unit strenghts</i>					<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="3">Tunnel-face global stability</td> <td>FS_g</td> <td style="background-color: #90ee90;">1.69</td> </tr> <tr> <td colspan="5"><small>(M_{ΣFR}/M_{ΣFA})</small></td> </tr> </table> <p><small>admissible Safety Factors : 2.0 (rockmass brittle behaviour)/ 1.6 (rockmass ductile beh</small></p>					Tunnel-face global stability			FS _g	1.69	<small>(M_{ΣFR}/M_{ΣFA})</small>				
Tunnel-face global stability			FS _g	1.69															
<small>(M_{ΣFR}/M_{ΣFA})</small>																			
Face wedge unit strength (prism 1)			q [kPa]	10142															
Unit shear strength (prisms 2)			s _{m2} [kPa]	5435.8															
Unit shear strength (prism 3)			s _{m3} [kPa]	4841.4															
<i>Crown prism stress-field check (lateral boundaries)</i>																			
k _r c/0.3(γH-p _a) =			0.2	plastic deformations															
<i>Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect σ_{vp}[kPa])</i>																			
z: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =			0.01	3.14															
<i>Crown-wedge stability (vertical sliding)</i>					<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="3">Crown-wedge stability (vertical sliding)</td> <td>FS_c</td> <td style="background-color: #ffff00;">1.60</td> </tr> <tr> <td colspan="5"><small>(Shear stresses)</small></td> </tr> </table>					Crown-wedge stability (vertical sliding)			FS _c	1.60	<small>(Shear stresses)</small>				
Crown-wedge stability (vertical sliding)			FS _c	1.60															
<small>(Shear stresses)</small>																			
<i>Crown wedge local stability (against plasticization):</i>					verified														

Tabella 12: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 4

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

Enrique Tamez Gonzàles - Diseño Geotécnic de Túneles (1997)									
Stratigraphy and geotechnical properties									
Overburden layers	ΔH [m]	γ _n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	φ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ _n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	φ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>					<i>layers ordering: invert-crown</i>				
Dolomia 3A	175.0	27.0	1200	39.0	Dolomia 3A	14.3	27.0	1200	39.0
Excavation cross section and Failure Mechanism geometry									
Total Overburden H [m]					Equivalent tunnel diameter D _{eq} [m]				
Surface load qs [kPa]					Free span length a [m]				
water table level above tunnel invert H _w [m]					189.30				
Tunnel full face area A _{EXCAV} [m ²]					<i>Failure Mechanism geometry</i>				
Tunnel face height A [m]					Discharge zone height Z _d [m]				
Tunnel face width D [m]					Length of prisms in advance L _p [m]				
Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties									
<i>Prisms 1</i>					<i>Prisms 2-3</i>				
Average buoyant unit weight γ _b [kNm ⁻³]					Average buoyant unit weight γ _b [kNm ⁻³]				
Average saturated unit weight γ _n [kNm ⁻³]					Average saturated unit weight γ _n [kNm ⁻³]				
Average cohesion cu [kPa]					Average cohesion within Discharge Zone cu [kPa]				
Average friction angle φ' _E [°]					Average friction angle within Discharge Zone φ' _P [°]				
Coefficient of passive earth pressure Kp [-]					Friction Coefficient within Discharge Zone Kf [-]				
Therapy phase									
Mechanized Excavation									
Applied pressure at tunnel boundary pa [kPa]					Applied pressure at tunnel face pf [kPa]				
0					0				
Prismatic volumes shear resistance and Safety factors									
<i>Failure Mechanism wedges - Effective stresses</i>					<i>Pore Pressure distribution</i>				
Eff. vert. stress at discharge-zone top σ' _{vd} [kPa]					pore pressure at discharge-zone top u _d [kPa]				
Eff. vertical stress at 1/3 discharge zone σ' _{vd} [kPa]					pore pressure at 1/3 discharge-zone u _{d1/3} [kPa]				
Eff. vertical stress at 2/3 discharge zone σ' _{vd} [kPa]					pore pressure at 2/3 discharge-zone u _{d2/3} [kPa]				
Undist. eff. vertical stress at crown σ' _v [kPa]					pore pressure at tunnel springline u _o [kPa]				
Undist. eff. vert. stress at tunnel springline σ' _{v0} [kPa]					pore pressure at tunnel invert u _f [kPa]				
<i>Failure Mechanism wedges - Unit strenghts</i>					Tunnel-face global stability FS _g				
Face wedge unit strength (prism 1) q [kPa]					(M _{ΣFR} /MS _{FA})				
Unit shear strength (prisms 2) s _{m2} [kPa]					2.55				
Unit shear strength (prism 3) s _{m3} [kPa]					<i>Safe Safety Factors : 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile beh</i>				
<i>Crown prism stress-field check (lateral boundaries)</i>					<i>Crown-wedge stability (vertical sliding)</i>				
k _r c/0.3(γH-p _a) = 0.4 plastic deformations					(Shear stresses) FS _c				
<i>Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect) σ_{vp} [kPa]</i>					1.86				
zt: Vertical dist. from tunnel boundary [m] = 0.01					<i>Crown wedge local stability (against plasticization):</i>				
					verified				

Tabella 13: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 5

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

Enrique Tamez Gonzàles - Diseño Geotécnic de Túneles (1997)									
Stratigraphy and geotechnical properties									
Overburden layers	ΔH [m]	γ _n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	φ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ _n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	φ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>					<i>layers ordering: invert-crown</i>				
Detrito	50.0	23.0	5	37.0	Detrito	14.3	23.0	5	37.0
Excavation cross section and Failure Mechanism geometry									
Total Overburden H [m] 50.0					Equivalent tunnel diameter D _{eq} [m] 14.30				
Surface load qs [kPa] 0.0					Free span length a [m] 13.0				
water table level above tunnel invert H _w [m] 30.00					64.30				
Tunnel full face area A _{EXCAV} [m ²] 160.5					<i>Failure Mechanism geometry</i>				
Tunnel face height A [m] 14.30					Discharge zone height Z _d [m] 24.31				
Tunnel face width D [m] 14.30					Length of prisms in advance L _p [m] 7.13				
Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties									
<i>Prisms 1</i>					<i>Prisms 2-3</i>				
Average buoyant unit weight γ _b [kNm ⁻³] 13.2					Average buoyant unit weight γ _b [kNm ⁻³] 19.9				
Average saturated unit weight γ _n [kNm ⁻³] 23.0					Average saturated unit weight γ _n [kNm ⁻³] 23.0				
Average cohesion cu [kPa] 5.0					Average cohesion within Discharge Zone cu [kPa] 5.0				
Average friction angle φ' _E [°] 37.0					Average friction angle within Discharge Zone φ' _P [°] 37.0				
Coefficient of passive earth pressure Kp [-] 4.02					Friction Coefficient within Discharge Zone Kf [-] 0.47				
Therapy phase									
Mechanized Excavation									
Applied pressure at tunnel boundary pa [kPa] 400					Applied pressure at tunnel face pf [kPa] 400				
Prismatic volumes shear resistance and Safety factors									
<i>Failure Mechanism wedges - Effective stresses</i>					<i>Pore Pressure distribution</i>				
Eff. vert. stress at discharge-zone top σ' _{vd} [kPa] 591					pore pressure at discharge-zone top u _d [kPa] 0				
Eff. vertical stress at 1/3 discharge zone σ' _{vd} [kPa] 527					pore pressure at 1/3 discharge-zone u _{d1/3} [kPa] 0				
Eff. vertical stress at 2/3 discharge zone σ' _{vd} [kPa] 464					pore pressure at 2/3 discharge-zone u _{d2/3} [kPa] 75				
Undist. eff. vertical stress at crown σ' _v [kPa] 996					pore pressure at tunnel springline u _o [kPa] 224				
Undist. eff. vert. stress at tunnel springline σ' _{v0} [kPa] 1090					pore pressure at tunnel invert u _f [kPa] 294				
<i>Failure Mechanism wedges - Unit strenghts</i>					Tunnel-face global stability FS _g 2.17 <small>(M_{ΣFR}/MS_{FA})</small>				
Face wedge unit strength (prism 1) q [kPa] 996					<i>Sliding Safety Factors</i> : 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile beh)				
Unit shear strength (prisms 2) s _{m2} [kPa] 212.2									
Unit shear strength (prism 3) s _{m3} [kPa] 177.2					Crown-wedge stability (vertical sliding) (Shear stresses) FS _c 2.12 <small>(plastic field)</small>				
<i>Crown prism stress-field check (lateral boundaries)</i>					Crown wedge local stability (against plasticization): verified				
k _r c/0.3(γH-p _a) = 0.0 plastic deformations									
<i>Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect) σ_{vp}[kPa]</i>									
zt: Vertical dist. from tunnel boundary [m] = 0.01					400.19				

Tabella 14: Verifica di stabilità del fronte con Tamez – Sezione 6

10.6 *Calcolo della pressione di iniezione della miscela a tergo dei conci*

Per la parte in detrito scavata con EPB, la pressione di iniezione della miscela a tergo dei conci è stata calcolata incrementando la pressione richiesta al fronte di 0.5bar e controllando che questo valore non superi lo sforzo geostatico medio in situ, ottenuto come:

$$\sigma_{medio} = \left(\frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} + \sigma_w \right)$$

A massima copertura, la pressione di iniezione dovrà essere almeno pari a 6.5bar, valore significativamente inferiore allo sforzo geostatico medio in situ, e le spazzole sullo scudo della TBM dovranno essere progettate in modo tale da evitare il refluitamento della miscela bicomponente tra lo scudo e i conci in fase di montaggio.

10.7 *Calcolo del volume di iniezione della miscela a tergo dei conci*

Il volume di iniezione della miscela bicomponente a tergo dei conci è stata calcolata come differenza tra il volume di scavo ($\varnothing=14.85m$ minimo) e il volume individuato dall'estradosso dei conci ($\varnothing=14.3m$). Per ogni avanzamento di 2m, pari alla lunghezza di un anello, il volume da intasare è pari a:

$$vol = (364.4m^2 - 321.2m^2) \cdot 2.0m = 25.18m^3$$

Nella zona dove lo scavo è in roccia ed in faglia, ed è previsto un extrascavo che aumenta il diametro di scavo a 14.9m, il gap anulare sale a 27.52m³, di cui, ¼ in arco rovescio, pari a 6.88m³ è riempito con miscela cementizia ed il restante con pea-gravel.

10.8 *Calcolo del peso del materiale scavato*

Il peso del materiale scavato è stato calcolato moltiplicando il volume di scavo relativo ad un avanzamento (2m) per il peso del terreno scavato.

$$smarino_{DETRITO} = Vol * \gamma_{DETRITO} = \left[\pi \cdot \left(\frac{14.85m}{2} \right)^2 \cdot 2m \right] \cdot 23 \frac{kN}{m^3} = 796t$$

$$smarino_{ROCCIA} = Vol * \gamma_{ROCCIA} = \left[\pi \cdot \left(\frac{14.9m}{2} \right)^2 \cdot 2m \right] \cdot 27 \frac{kN}{m^3} = 941t$$

11 PRESSIONI E SPINTE IN FASE DI SCAVO

Al fine di definire la spinta della TBM in fase di avanzamento della macchina all’interno della galleria, condizione che risulta essere il carico dimensionante dell’armatura di frettaggio dei conci, è necessario studiare i fenomeni tenso-deformativi nell’ammasso al contorno del cavo e le pressioni da esercitare al fronte.

In prima fase si valutano le pressioni al contorno della TBM in fase di scavo, necessarie per un corretto dimensionamento dello scudo metallico, e successivamente le pressioni che si ritiene di dovere prevedere in corrispondenza del fronte di scavo, al fine di garantire il contenimento dei fenomeni deformativi del nucleo in avanzamento e le ripercussioni in superficie. Quindi l’esame di tutte le forze in gioco consentirà di determinare la spinta massima da prevedersi per l’avanzamento della TBM.

11.1 Pressioni al contorno dello scudo

Al fine di determinare le pressioni nell’ammasso al contorno dello scudo, si riportano nella tabella seguente, per le formazioni considerate nei calcoli successivi per le verifiche dei conci, le condizioni geostatiche, valutate a partire dal peso di volume dei materiali e dai livelli di ricoprimento presenti lungo il tracciato, applicando le note formulazioni:

$$\sigma_v = \gamma \cdot H$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$$

Il coefficiente di spinta a riposo (K_0), date le alte coperture, è preso pari all’unità.

In favore di sicurezza si è operato in sforzi totali.

Geologia	γ [kN/m ³]	H [m]	σ_v [kPa]
DETRITO	23	125	2875
VULCANITE	27	1000	27000
DOLOMIA IN FAGLIA	27	800	21600

Tabella 15 – Condizioni geostatiche

Come si può osservare dalla tabella predisposta, gli stati tensionali in situ risultano assai elevati, tali da non potere essere assorbiti interamente dello scudo metallico della TBM, come invece spesso avviene per scavi in ambito urbano od in presenza di più ridotte coperture.

Vi è però da osservare che, in considerazione della presenza al contorno della TBM di un gap anulare dovuto alla geometria conica dello scudo, nonché alla possibilità di operare un extra-scavo rispetto al diametro teorico, il profilo di scavo potrà subire spostamenti durante gli avanzamenti (convergenze) determinando una redistribuzione delle tensioni nell’ammasso, con riduzione delle pressioni radiali al profilo di scavo ed incremento delle tensioni tangenziali (“effetto arco”).

Si sono quindi prese in esame le relazioni esistenti tra le pressioni radiali al contorno del cavo e le deformazioni del profilo di scavo, le quali risultano - secondo la filosofia del metodo “convergenza-confinamento” – funzioni delle caratteristiche di resistenza dei materiali interessati dagli scavi, al fine di determinare le pressioni effettive che agiranno sullo scudo metallico.

Nel par. 13 vengono riportate le curve “convergenza-confinamento” per le cinque sezioni di calcolo analizzate. Risulta che:

- per la sezione di calcolo in detrito a massima copertura, considerando un raggio di scavo di 7.425m e un gap raggio di scavo-scudo di 7.5cm, non si ha contatto terreno scudo;
- per la sezione di calcolo in vulcanite compatta a massima copertura, considerando un raggio di scavo di 7.425m e un gap raggio di scavo-scudo di 7.5cm, non si ha contatto roccia-scudo;
- per la sezione di calcolo in vulcanite in faglia secondaria a massima copertura, considerando un raggio di scavo di 7.45m e un gap raggio di scavo-scudo di 10cm, la roccia tocca la coda dello scudo, trasferendo una pressione massima di 0.64MPa.

Per la sezioni di calcolo in dolomia in faglia a massima e minima copertura, considerando un raggio di scavo di 7.45m e un gap raggio di scavo-scudo di 10cm, non si ha contatto roccia-scudo.

Dalle analisi condotte con GV4, risulta quindi che, utilizzando un extrascavo di 2.5cm, il terreno e la roccia non vanno mai a contatto con lo scudo, ad esclusione del caso della vulcanite in faglia secondaria ad alta copertura. In quest’ultimo caso, considerando una distribuzione di pressione di tipo triangolare, che ipotizza quindi il contatto della roccia lungo tutto lo scudo, risulta una pressione media cautelativa di 0.32kPa.

Con riferimento allo scavo in detrito, si sono eseguite delle analisi aggiuntive, al fine di valutare scenari peggiori rispetto a quelli di progetto. Nello specifico, si sono analizzate 2 situazioni a medie e alte coperture, con riferimento alla coperture in detrito, in cui si prevede una coesione nulla e moduli elastici ridotti rispetto a quelli calcolabili in funzione

della profondità. Sono queste valutazioni conservative che tengono conto di zone localmente alterate.

Mantenendo 1bar di pressione al fronte e il gap testa TBM – estradosso scudo pari a 7.5cm, si osserva che il terreno entra in contatto con la coda dello scudo e la pressione di contatto supera i 100kPa.

Copertura	E [MPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	Pressione su scudo [MPa]
50	200	35	0	0.12
100	500	37	0	0.10

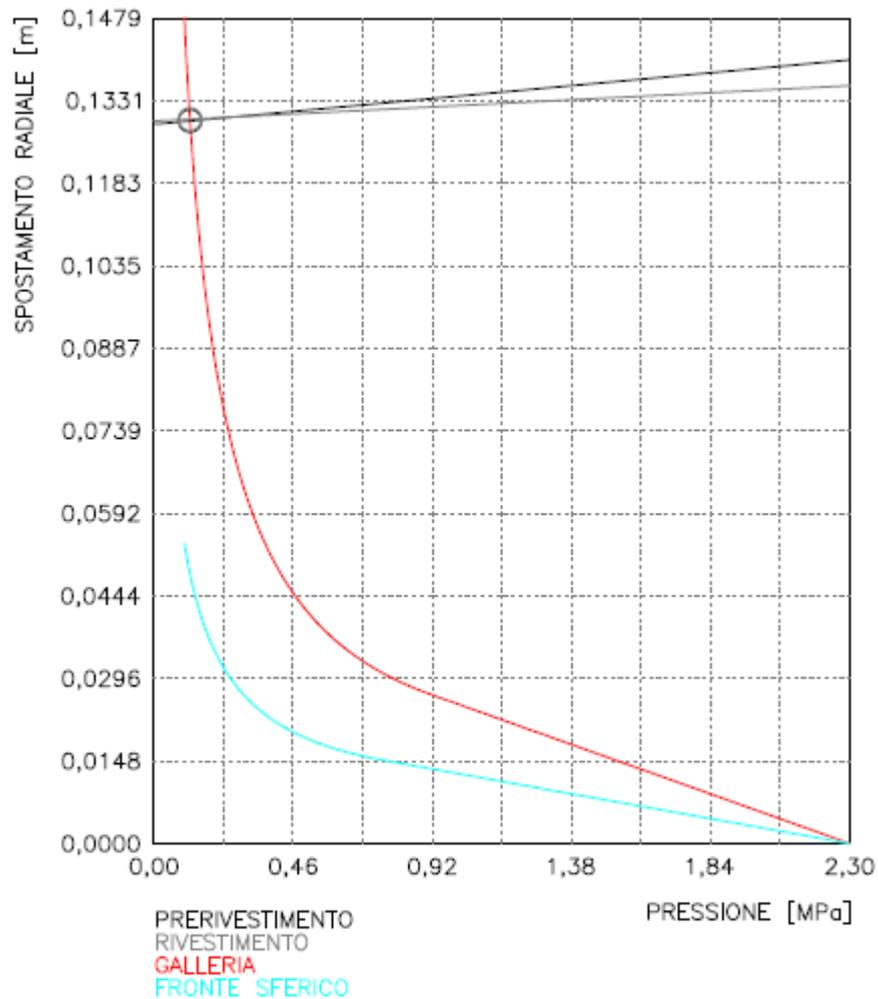


Figura 14 – Analisi a 100m di copertura

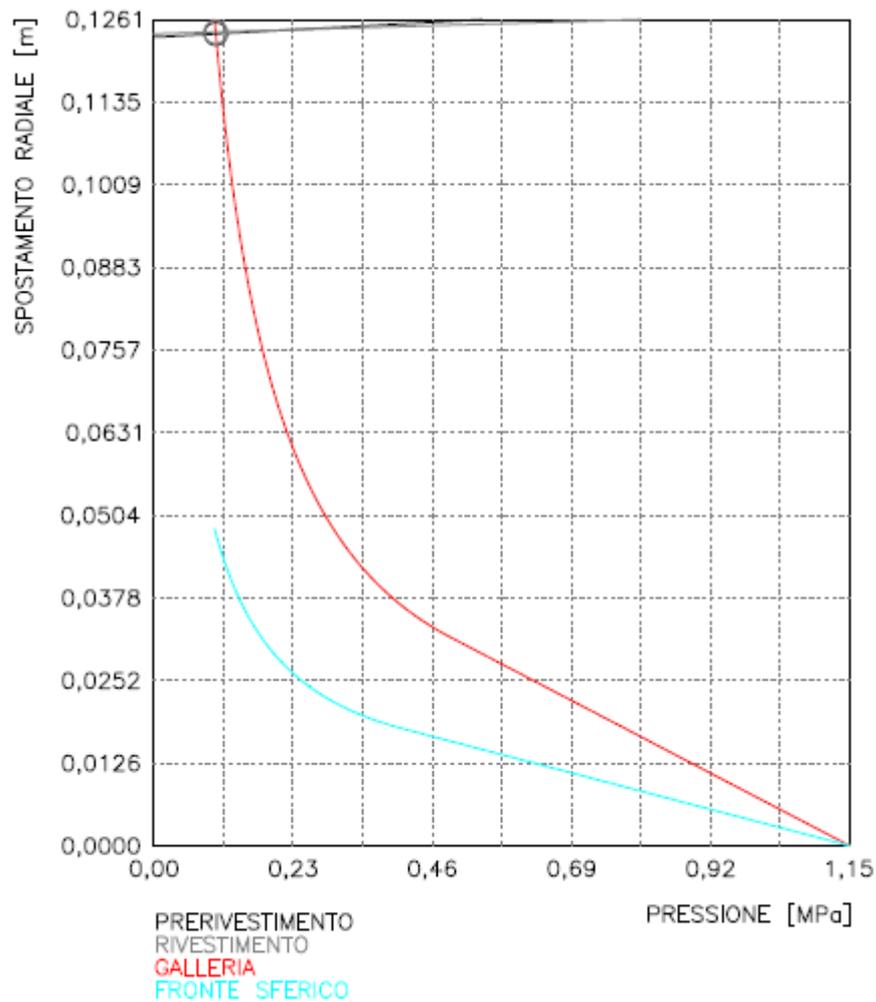


Figura 15 – Analisi a 50m di copertura

11.2 Spinte per l'avanzamento della TBM

Le considerazioni dei paragrafi precedenti sulla relazione “convergenza-forza di scavo”, hanno permesso di esaminare l’entità delle pressioni che si produrranno al contorno dello scudo tendendo ad ostacolare l’avanzamento della macchina in virtù dell’attrito scudo-ammasso al contorno.

Ad essa sono poi da aggiungere una serie di altre componenti, legate al peso proprio della TBM, alla pressione da operare al fronte di scavo, alle forze necessarie per la frantumazione dell’ammasso al fronte, quali le forze connesse ai cutters, ai picchi ed al contorno della testa fresante.

Nel seguito si riportano le formulazioni adottate per la valutazione della spinta complessiva per il dimensionamento della TBM (si è fatto riferimento alle formulazioni proposte in “Mechanised Shield Tunneling” B. Miadl, M. Herrenknecht, L. Anheuser). Va inoltre

considerato, un fattore di sicurezza per tenere conto di aspetti non quantificabili (ad esempio le sovraspinte in curva...).

Nel dettaglio la spinta complessiva deve tenere conto di quattro singoli termini:

$$\Sigma W = W_{sh} + W_{sk} + W_{exc} + W_{sup}$$

- Forza dovuta all’attrito macchina-terreno W_{sk}
- Forza di pressione da applicare al fronte W_{sup}
- Forza necessaria allo scavo W_{exc}
- Forza dovuta alla presenza delle spazzole e del cutting edge W_{sh}

In particolare la forza dovuta all’attrito macchina terreno è data dalla formula:

$$W_{sk} = \mu [2\pi \cdot R \cdot L (\sigma_{media}) + F_{sh}]$$

Dove:

μ è il coefficiente di attrito metallo/terreno, pari a 0,35

R è il raggio di scavo, pari a 7,425 m

L è la lunghezza dello scudo, pari a 13m

σ_{media} è la pressione del terreno sullo scudo (si considera la pressione di 320kPa trovata con le curve “convergenza-confinamento”, pari a circa l’1% del carico geostatico a massima copertura, ossia 270kPa)

F_{sh} è il peso della macchina, assunto pari a 30.000 kN

La forza di pressione da applicare al fronte è data da:

$$W_{sup} = A_{exc} \cdot P_{fronte}$$

dove:

P_{fronte} è la pressione applicata al fronte, assunta al massimo pari a 600 KPa (pressione che verrà utilizzata per lo scavo in detrito a massima copertura, mentre in roccia si scaverà in open mode)

A_{exc} è l’area di scavo pari a 173,1 m²

La forza necessaria allo scavo è data da:

$$W_{exc} = n^{\circ}Cutter \cdot P_{cutter}$$

dove:

n° Cutter assunti pari a 100 da progetti di TBM simili

P_{cutter} è la forza sviluppata da ciascun cutter, assunta pari a 200 kN/cutter

La forza data dalla presenza delle spazzole e del cutting edge (rappresentati in dettaglio nelle figure seguenti) è data da:

$$W_{sh} = 2\pi \cdot R \cdot (p_{sh} \cdot t + p_{sp})$$

dove:

p_{sh} è la forza sul cutting edge, assunta pari a 10 kN/m²

t è lo spessore del cutting edge, ipotizzato pari a 1.2 m

p_{sp} è la forza dovuta alle spazzole, assunta pari a 1 kN/m

Si osserva che l’assunzione di un coefficiente di attrito pari a 0.35 risulta prudente; confronti tecnici con la casa produttrice Herrenknecht per scavi in contesti simili hanno infatti evidenziato la possibilità di ridurre tale valore adottando speciali lubrificanti al contorno dello scudo metallico finalizzati a ridurre l’attrito rispetto al profilo di scavo.

Nella tabella seguente si riportano le spinte totali da considerare per il dimensionamento della macchina.

Si sottolinea che per il calcolo si sono considerati i contributi della massima pressione al fronte, relativa a scavo in detrito, e la massima pressione sul rivestimento, relativa alla zona scavata in roccia. Inoltre nella spinta di progetto si è considerato un ulteriore fattore di sicurezza pari a 1.1, al fine di avere un’indicazione cautelativa sulla spinta che la TBM deve sviluppare e per dimensionare correttamente l’armatura di frettaggio dei conci.

Σ Spinte [KN]	Spinta di Progetto [KN]
202893	223182

Tabella 16 – Valutazione Spinte necessarie all’avanzamento della TBM

Questi parametri saranno più in dettaglio definiti in corso d’opera, anche a seguito di quanto osservato nei primi tratti di scavo della galleria.

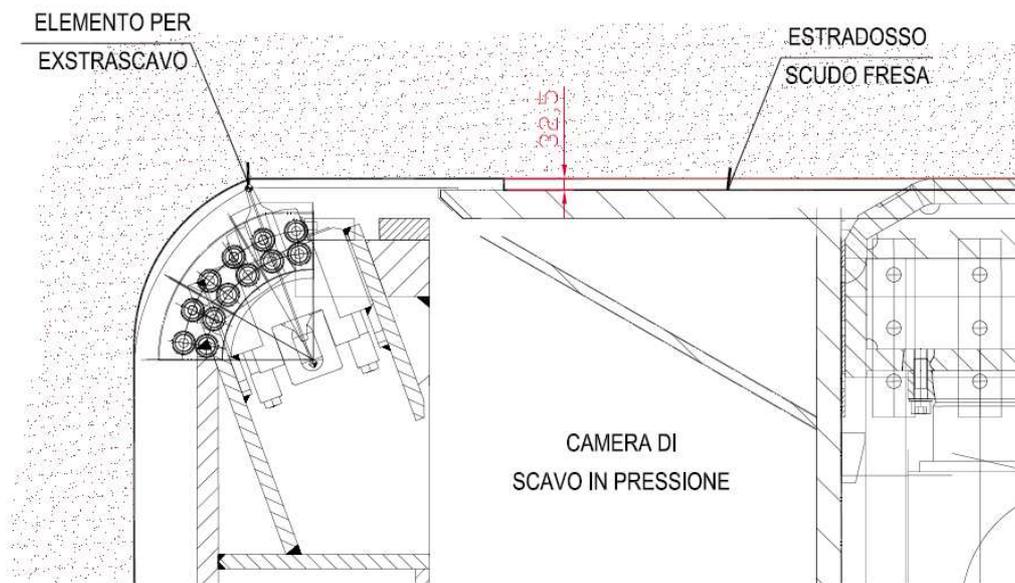


Figura 16 – Esempio del particolare cutting edge

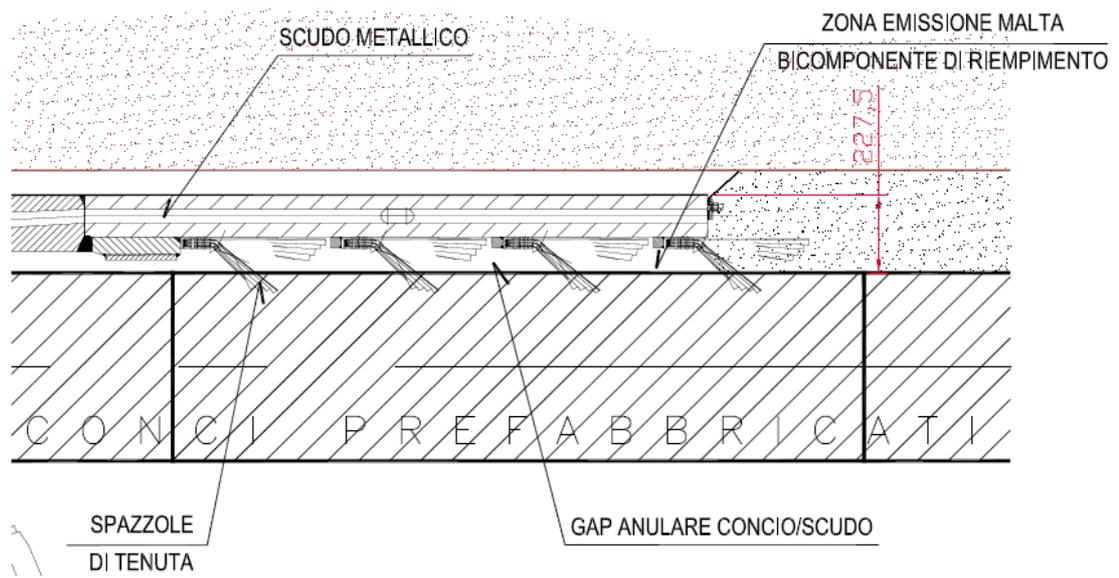


Figura 17 – Esempio del particolare spazzole

12 VERIFICHE IN FASE TRANSITORIA

Il dimensionamento dei conci costituenti il rivestimento definitivo deve essere condotto prendendo in considerazione due macrofasi diverse, quella transitoria e quella definitiva:

- la fase di produzione, stoccaggio, movimentazione e posa in opera dei conci all’interno dello scudo, con annessa fase di spinta della TBM;
- la fase di esercizio a rivestimento completato.

Le fasi esecutive per la macrofase produttiva si sviluppano nell’ordine in questo modo:

- Fase 1: Scasseratura (fase 1A) e prima movimentazione (fase 1B);
- Fase 2: Stoccaggio su due appoggi posti in posizione intermedia;
- Fase 3: Trasporto;
- Fase 4: Montaggio in galleria;
- Fase 5: Spinta TBM.

12.1 FASE 1: SCASSERATURA E PRIMA MOVIMENTAZIONE

In questa fase è prevista la scasseratura (fase 1A) e la prima movimentazione che potrà prevedersi mediante sollevamento con una fune agganciata agli spigoli superiori del conco (fase 1B).

Nella fase di scasseratura i conci sono soggetti all’azione del peso proprio ed alla forza di adesione del cassero secondo lo schema statico illustrato nella figura sottostante, dove $L_{trasv}=4.5m$.

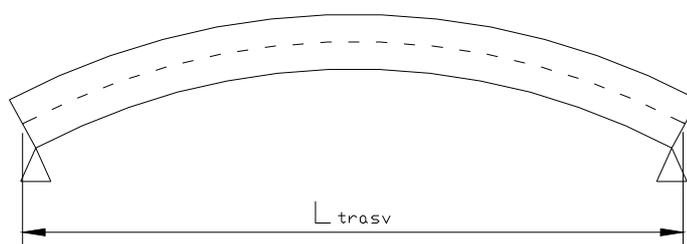


Figura 18 – FASE 1: Scasseratura

Tale schema corrisponde ai più sfavorevoli tra i possibili schemi di movimentazione che possono essere effettivamente adottati durante la prefabbricazione, quali ad esempio la

scasseratura con “vacuum system” o altro schema di sollevamento con vincoli ad interasse minore.

E’ previsto in questa fase che la resistenza minima del calcestruzzo risulti pari a $R_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$.

I materiali dovranno essere movimentati in modo che si eviti qualsiasi danneggiamento.

Data la mancanza di indicazioni più precise riguardo le azioni agenti al momento della scasseratura, si assume che gli sforzi siano dovuti al peso proprio maggiorato del 30%.

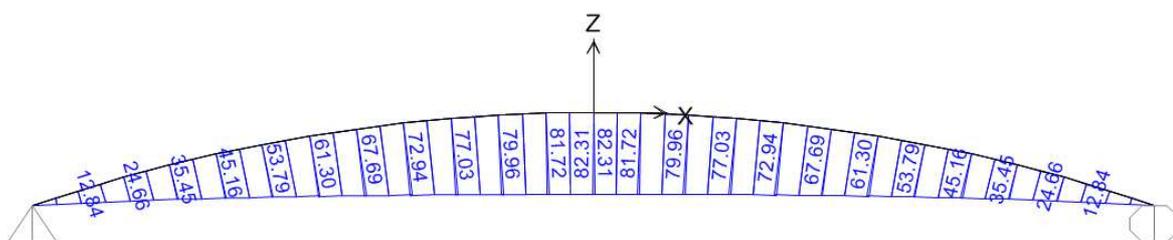


Figura 19 – Momento flettente

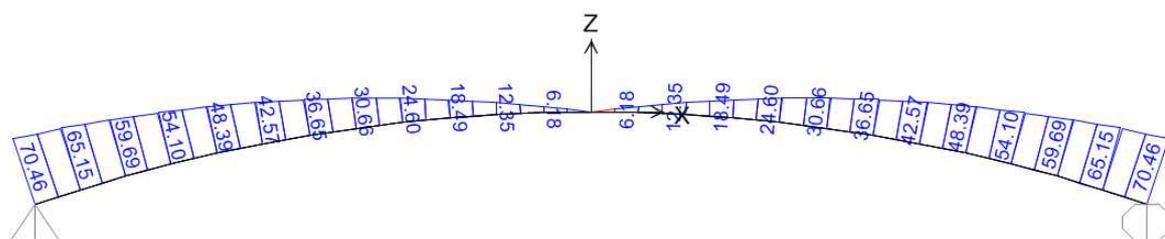


Figura 20 – Taglio

Risulta:

Momento flettente massimo: $M = 82.31 \text{ kNm}$

Sforzo di taglio massimo: $T = 70.46 \text{ kN}$

$M_d = M \times 1.5 = 123.5 \text{ kNm}$ $M_d < M_{res}$ (valore minimo 270.9 kNm)

$T_d = T \times 1.5 = 105.7 \text{ kN}$ $T_d < T_{res}$ (valore minimo 231.8 kN)

Per la fase di movimentazione viene fatta l’ipotesi che il concio venga sollevato per le estremità e soggetto al peso proprio incrementato del 50% per tenere conto degli effetti dinamici.

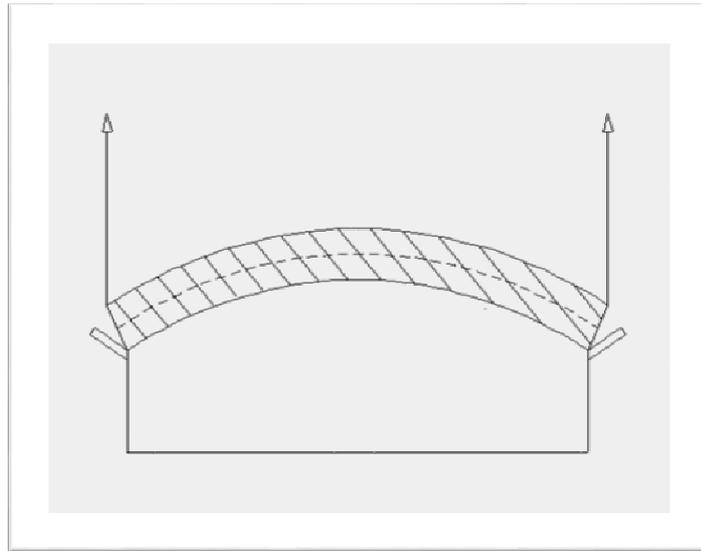


Figura 21 – FASE 1: Prima movimentazione

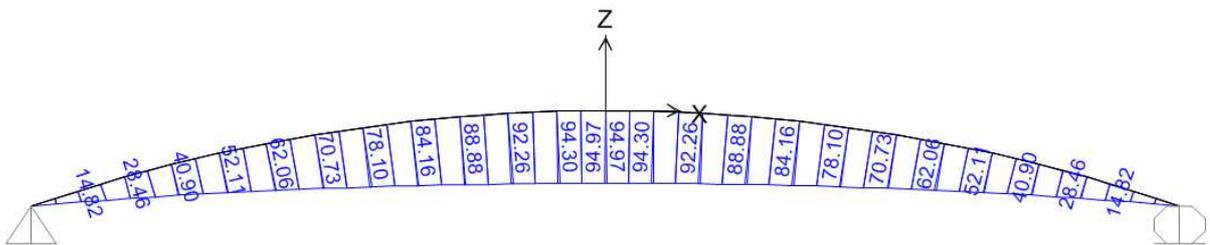


Figura 22 – Momento flettente

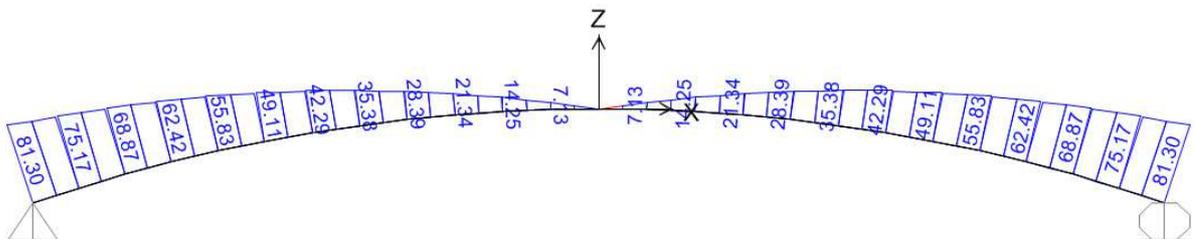


Figura 23 – Taglio

Risulta:

Momento flettente massimo: $M = 94.97 \text{ kNm}$

Sforzo di taglio massimo: $T = 81.3 \text{ kN}$

$M_d = M \times 1.5 = 142.5 \text{ kNm}$ $M_d < M_{res}$ (valore minimo 270.9 kNm)

$T_d = T \times 1.5 = 122 \text{ kN}$ $T_d < T_{res}$ (valore minimo 231.8 kN)

12.2 FASE 2: STOCCAGGIO

Lo stoccaggio è previsto dopo la scasseratura fino alla completa maturazione a 28gg.

E' previsto in questa fase che la resistenza minima del calcestruzzo risulti pari a $R_{ck} > 15 \text{ MPa}$.

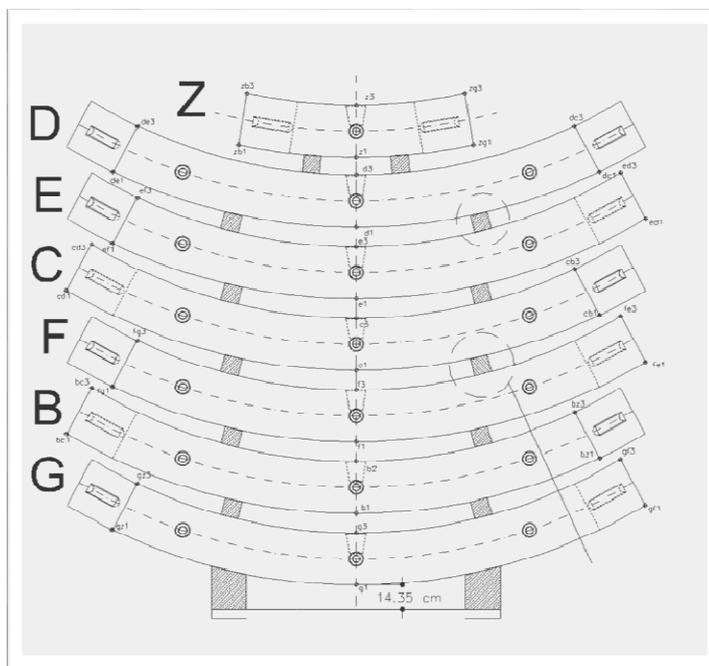


Figura 24 – Esempio di FASE 2: Stoccaggio

I materiali dovranno essere movimentati in modo che si eviti qualsiasi danneggiamento ed essere disposti in modo che si eviti la costante esposizione di una parte del manufatto a condizioni sistematicamente diverse della rimanente (esposizione al sole, ecc.).

E' previsto che vengano sovrapposti 5 conci (in modo tale da avere un anello su 2 pile) mediante appoggi di legno di dimensioni ad esempio pari a 30 cm x 30 cm x 200 cm.

I supporti, in legno di castagno per le selle di base ed in legno di castagno o faggio per gli appoggi intermedi, dovranno avere idonea resistenza e rigidità tenendo conto che il materiale in questione può presentare dei difetti naturali ed una variabilità delle caratteristiche nelle varie direzioni; inoltre bisogna tener conto dell'eventuale degrado ambientale a fronte della durata di applicazione dei carichi.

Si dovrà evitare che si verifichi un disallineamento fra gli appoggi, in modo tale che il peso dei conci sovrastanti non gravi come carico concentrato sui conci inferiori.

Come risulta dalle tavole di progetto, la forma dei conci in proiezione è un rettangolo/trapezio, dello spessore di $s_p = 50 \text{ cm}$, con una conicità che permette un raggio di

curvatura minimo di 800m. La dimensione longitudinale L_{long} media dei conci è pari a circa 2m e l’ampiezza angolare dell’arco vale $=37.9^\circ$.

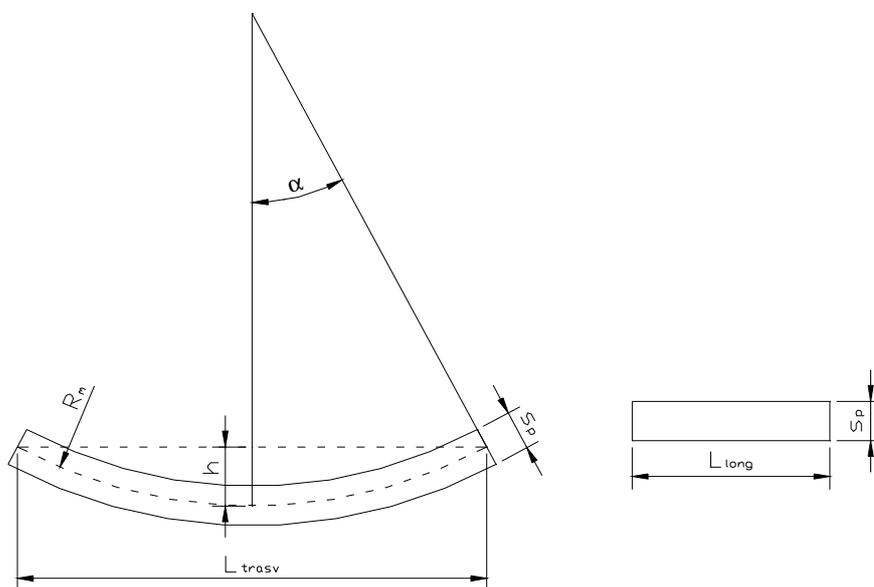


Figura 25 – Dimensioni geometriche concio

Con L_{trasv} pari a circa 4.5m, la posizione degli appoggi indicata nella seguente figura ($l_1=L_{trasv}/4=1.125m$; $l_2= L_{trasv}/2=2.25m$) è tale da rendere quasi uguali i massimi momenti positivi e i massimi momenti negativi:

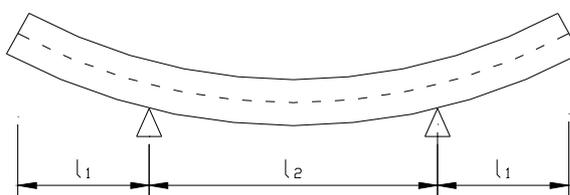


Figura 26 – Schema di calcolo delle sollecitazioni

Sul concio inferiore grava il peso dei 4 conci sovrastanti, pari a 2 forze di 225kN ciascuno, calcolate a partire dal peso di 1 concio ($P_p = 25 \times 0.5 \times 2.0 \times 4.5 = 112.5 \text{ kN}$)

Si ipotizza una eccentricità di carico dei conci sovrastanti di 20cm rispetto agli appoggi sottostanti (eccentricità elevata da evitare, mantenendo le pile di conci il più possibile allineate verticalmente) e si generano quindi 3 combinazioni di carico:

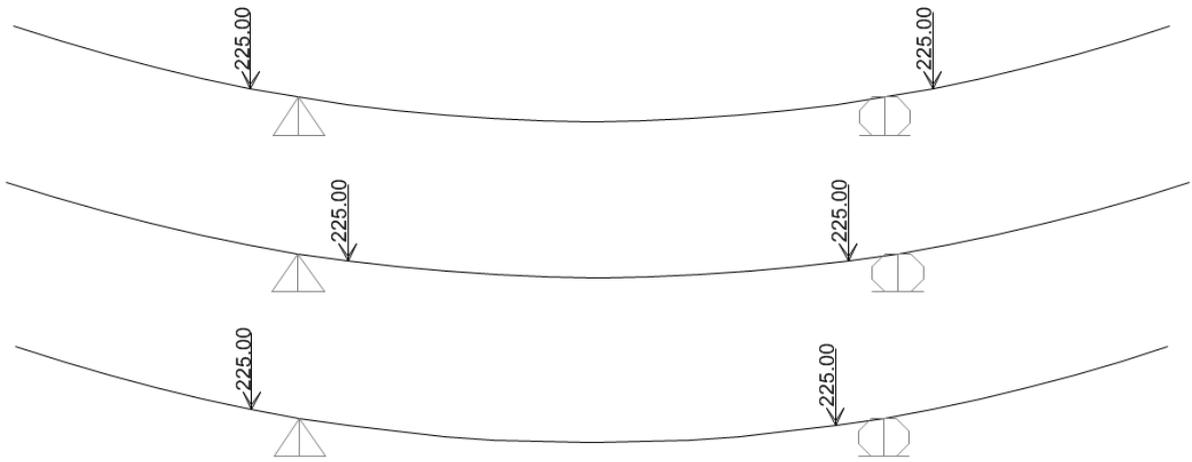


Figura 27 – Combinazioni di carico

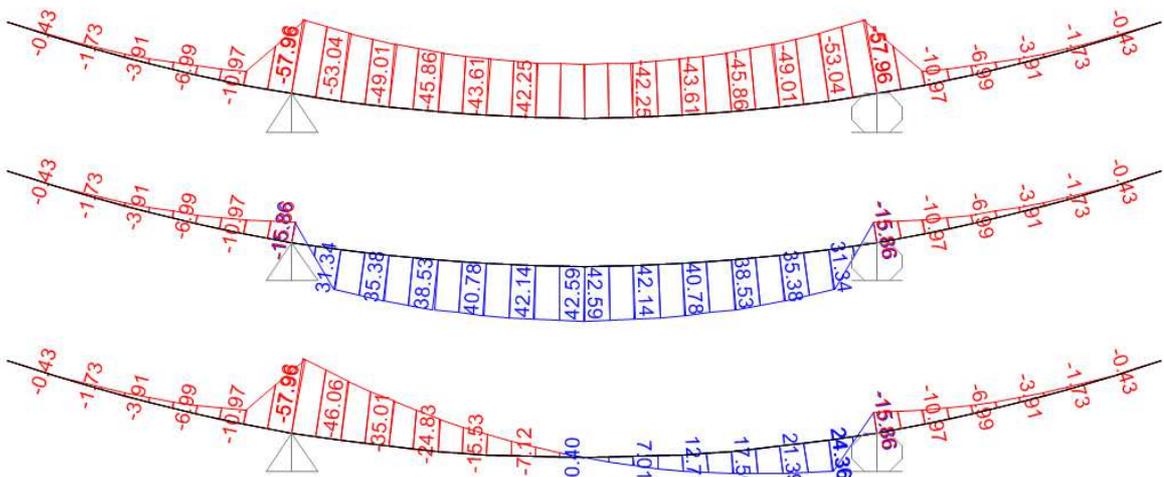


Figura 28 – Momento flettente

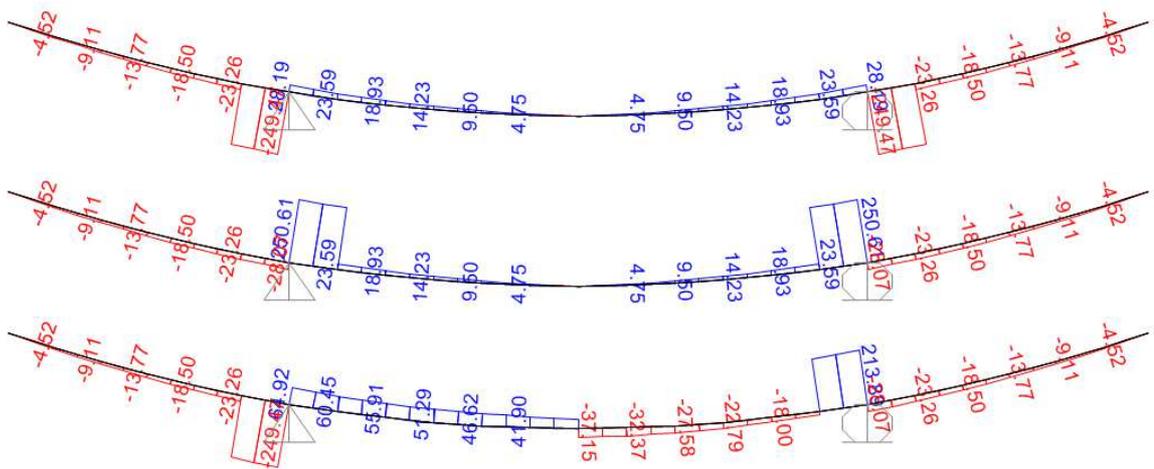


Figura 29 – Taglio

Risulta:

Momento flettente massimo: $M = 57.96 \text{ kNm}$

Sforzo di taglio massimo: $T = 250.62 \text{ kN}$

$M_d = M \times 1.5 = 87 \text{ kNm}$

$M_d < M_{res}$ (valore minimo 270.9 kNm)

$T_d = T \times 1.5 = 376 \text{ kN}$

$T_d > T_{res}$ (valore minimo 231.8 kN)

Per quanto riguarda il taglio, considerando 2 staffe $\varnothing 12$ sulla larghezza del concio, a passo 250mm, risulta $V_{rs,d}=393\text{kN}$ e $V_{rc,d}=1243\text{kN}$, e anche la verifica a taglio risulta soddisfatta.

12.3 FASE 3: MOVIMENTAZIONE E TRASPORTO

E' previsto la movimentazione ed il trasporto a gruppi di massimo tre pezzi, sollevati con una fune agganciata in posizione intermedia, oppure con idoneo mezzo meccanico (sollevatore a forche). Per l'elemento in posizione inferiore, soggetto al peso dei due conci soprastanti, lo schema statico è simile a quello della fase di stoccaggio, ma con carico ridotto, e per questo motivo non viene riverificato. Inoltre in questa fase il calcestruzzo ha raggiunto una resistenza $R_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$.

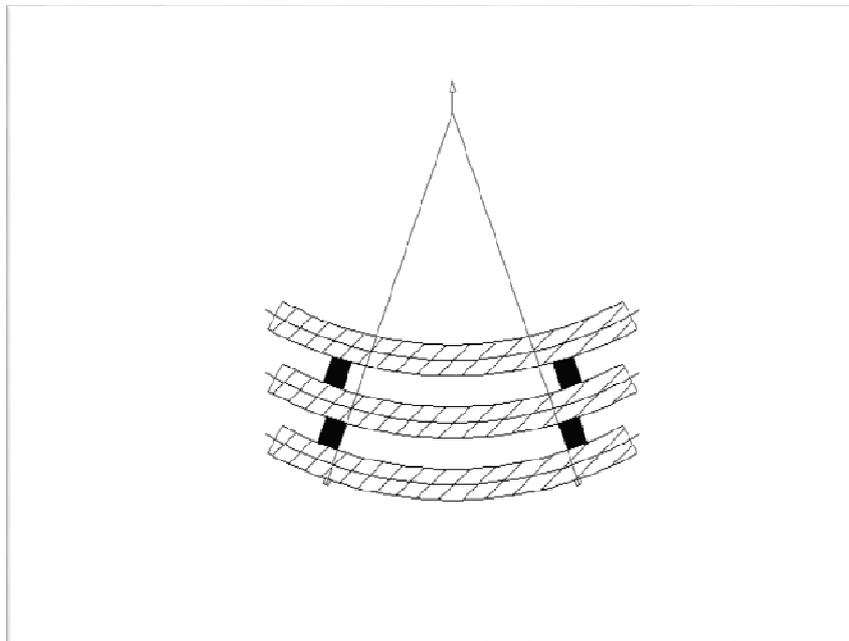


Figura 30 – FASE 3: Movimentazione e trasporto

12.4 FASE 4: MONTAGGIO IN GALLERIA

E' stata esaminata la situazione con erettore verticale tipo vacuum e concio sollecitato dal peso proprio incrementato del 50%. (effetto dinamico). Tale verifica è stata condotta tenendo in conto un $R_{ck} \geq 50$ MPa.

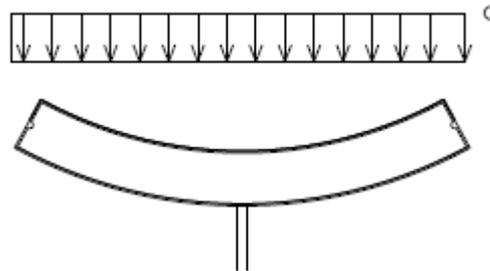


Figura 31 – FASE 4: schema di calcolo delle sollecitazioni

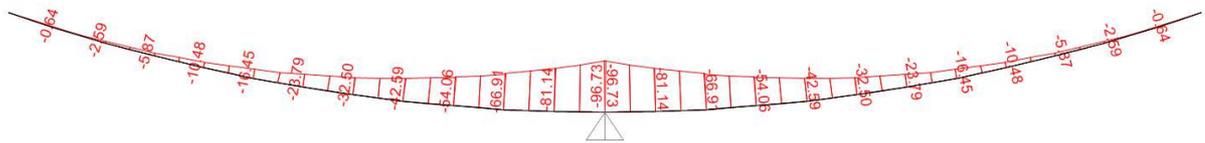


Figura 32 – Momento flettente

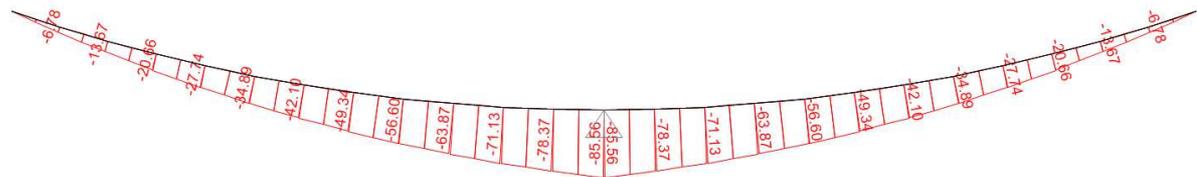


Figura 33 – Taglio

Risulta:

Momento flettente massimo: $M = 96.73$ kNm

Sforzo di taglio massimo: $T = 85.56$ kN

$M_d = M \times 1.5 = 145.1$ kNm $M_d < M_{res}$ (valore minimo 270.9 kNm)

$T_d = T \times 1.5 = 128.4$ kN $T_d > T_{res}$ (valore minimo 231.8 kN)

12.5 FASE 5: SPINTA TBM

Le verifiche di spinta dei martinetti riguardano le fasi in cui i conci posti in opera sono soggetti alla spinta esercitata dai martinetti nella fase di avanzamento dello scudo.

Come condizione critica va considerata la fase di avanzamento dello scudo, in cui viene esercitata dai martinetti la spinta sui conci dell'ultimo anello di rivestimento posto in opera. Tale verifica di dettaglio è stata redatta sulla base delle caratteristiche specifiche relative alle spinte che in genere sono previste in macchine del tutto simili (massima spinta possibile, numero dei martinetti e loro ubicazione rispetto ai conci, numero e dimensione delle scarpe ecc.)

Da quanto descritto in precedenza riguardo alle spinte per l'avanzamento della TBM, risulta che la forza massima prevista per la spinta dello scudo in fase di esercizio è di circa $N_{max}=223182$ kN e per i calcoli si assume $N_{max}=250000$ kN: la spinta è fornita da 19 terne di martinetti provvisti di piastra di ripartizione dalle dimensioni di 160x45 cm circa.

12.5.1 Verifiche in condizioni di spinta eccezionale

La massima pressione di schiacciamento al di sotto delle piastre, ipotizzando una superficie di contatto pari a 32.8 cm considerando una piastra larga 160 cm risulta:

$$\sigma_d = \gamma_g \times (N_{max}/19) / (a \times b) = 25.1 \text{ MPa}$$

con:

$$\gamma_g = 1.0$$

$$a = 32.8 \text{ cm}$$

$$b = 160 \text{ cm}$$

La tensione resistente a breve termine risulta pari ad:

$$\sigma_{res} = f_{ck}/\gamma_c = 26.92 \text{ MPa}$$

con:

$$\gamma_c = 1.3 \quad \text{e} \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

pertanto la verifica risulta soddisfatta in quanto $\sigma_d < \sigma_{res}$.

La spinta del martinetto determina una forza di divaricamento sul concio in direzione radiale che può essere stimata secondo l'espressione proposta da Leonhardt:

$$F_t = 0.3 (N_{max}/19) (1-a/h) = 850 \text{ kN} \quad F_{td} = F_t \times 1.0 = 850 \text{ kN}$$

(in cui $a = 32.8$ cm; $h = 41.8$ cm ipotizzando una diffusione del carico a 45°).

Tale forza risulta essere assorbibile da un’armatura presente costituita da staffe a 3 braccia appositamente previste per il frettaggio (\emptyset 12 a passo medio di 20cm); dal momento che ad ogni piastra di ripartizione di lunghezza 160 cm compete l’area di armatura:

$$A_s = (8 \times 1.13 \text{ cm}^2 \times 3) = 27.12 \text{ cm}^2$$

e la massima forza di trazione resistente:

$$F_{t, \text{res}} = A_s \times f_{yd} = 27.12 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times 391 \text{ MPa} = 1060 \text{ kN}$$

pertanto la verifica risulta soddisfatta in quanto $F_{td} < F_{t, \text{res}}$.

13 VERIFICHE IN FASE DEFINITIVA

13.1 Premessa

Nel presente capitolo vengono dettagliate l'origine e le caratteristiche dei modelli numerici impiegati per la determinazioni delle caratteristiche della sollecitazione agenti sui rivestimenti delle gallerie di linea. La modellazione numerica è stata condotta utilizzando un codice di calcolo alle differenze finite che permette di simulare le fasi costruttive previste per la realizzazione dell'opera.

In particolare per le verifiche strutturali si sono individuate cinque sezioni di calcolo ritenute le più significative sia per le condizioni geometriche (coperture disponibili) sia per le caratteristiche geologico – geotecniche: di seguito vengono date indicazioni circa la posizione delle sezioni di calcolo e le modalità con cui è stata svolta la modellazione numerica.

Il codice di calcolo alle differenze finite FLAC 2D permette di investigare il regime tenso-deformativo nei terreni al contorno del cavo e le caratteristiche della sollecitazione attese nei rivestimenti strutturali. Le analisi sono state svolte ipotizzando condizioni di deformazione piana (plane-strain) simulando le principali fasi esecutive, fino alla completa realizzazione dell'opera.

13.2 Criteri di scelta delle sezioni di calcolo

Nell'ambito delle tratte delle galleria di linea si sono individuate delle sezioni di calcolo rappresentative di situazioni critiche dal punto di vista geologico-geotecnico e topografico.

In particolare si sono individuate cinque sezioni di calcolo:

- **Sezione 1:** è rappresentativo della condizione di scavo in detriti e si considera la massima copertura per questa litologia; è previsto l'utilizzo dei conci di tipo 2;
- **Sezione 2:** si riferisce allo scavo in roccia compatta. Per le analisi si considera la vulcanite, di caratteristiche geotecniche inferiori a quelle della dolomia, prendendo la massima copertura di tutto il progetto, al fine di massimizzare i carichi agenti sul rivestimento, costituito da conci di tipo 1;
- **Sezione 3:** considera lo scavo a massima copertura considerando la vulcanite degradata, in faglia secondaria; è previsto l'utilizzo dei conci di tipo 2;

- **Sezione 4:** analizza il comportamento della dolomia in zona di faglia in corrispondenza della relativa copertura massima; è previsto l’utilizzo dei conci di tipo 2;
- **Sezione 5:** verifica il comportamento della dolomia in zona di faglia in corrispondenza della relativa copertura minima; è previsto l’utilizzo dei conci di tipo 2.
- **Sezione 6:** è rappresentativo della condizione di scavo in detriti a bassa copertura, considerando anche l’interazione tra le canne; è previsto l’utilizzo dei conci di tipo 2.

Sezione	Litotipo attraversato	Copertura [m]	Falda sopra calotta a lungo termine [m]
1 – Det - 125	Detrito	125	50
2 – Vul 1B – 1000	Vulcanite 1B	1000	50
3 – Vul 2B – 1000	Vulcanite 2B	1000	70
4 – Dol 3A – 800	Dolomia 3A	800	70
5 – Dol 3A –175	Dolomia 3A	175	70
6 – Det - 50	Detrito	50 (canna nord di monte) 40 (canna sud di valle)	20

Tabella 17: Sezioni di calcolo

Ai fini di una corretta e completa valutazione circa il dimensionamento strutturale dei conci si ritengono sufficienti, ed adeguate, le sezioni di calcolo di cui sopra.

13.3 *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 modelli sono larghi 1000m e terminano 200m al di sotto della galleria, ad esclusione del sesto, largo 150m e con il margine inferiore 100m al di sotto della galleria.

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

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

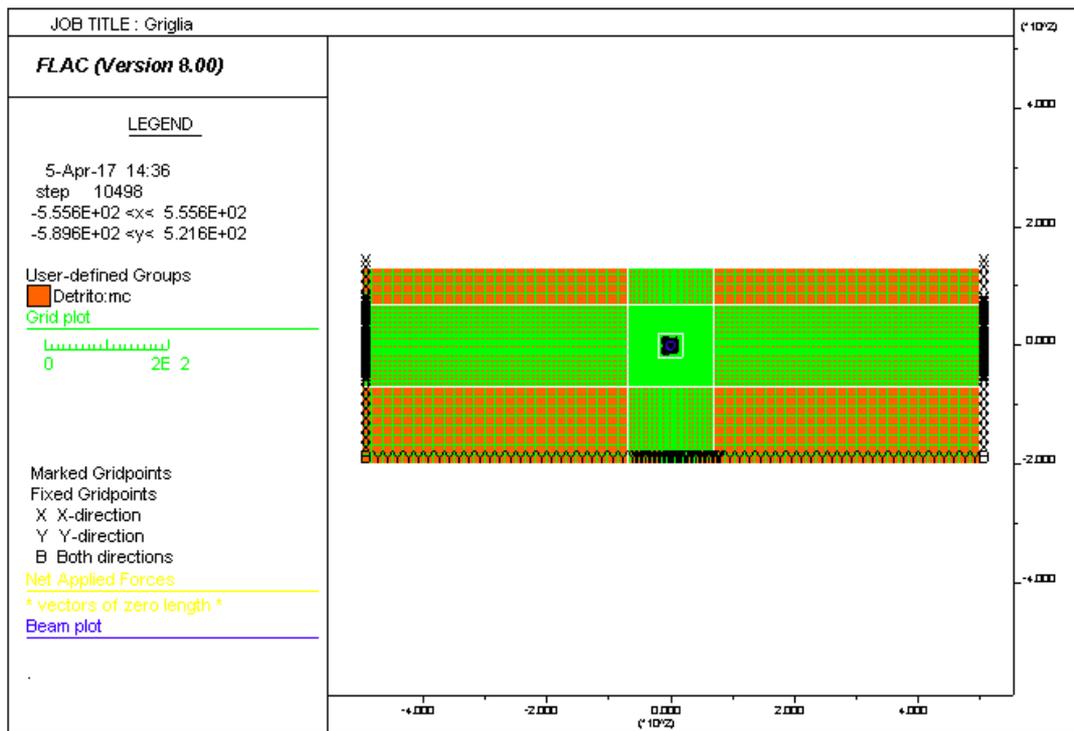


Figura 34 – Griglia di calcolo “Sezione 1”

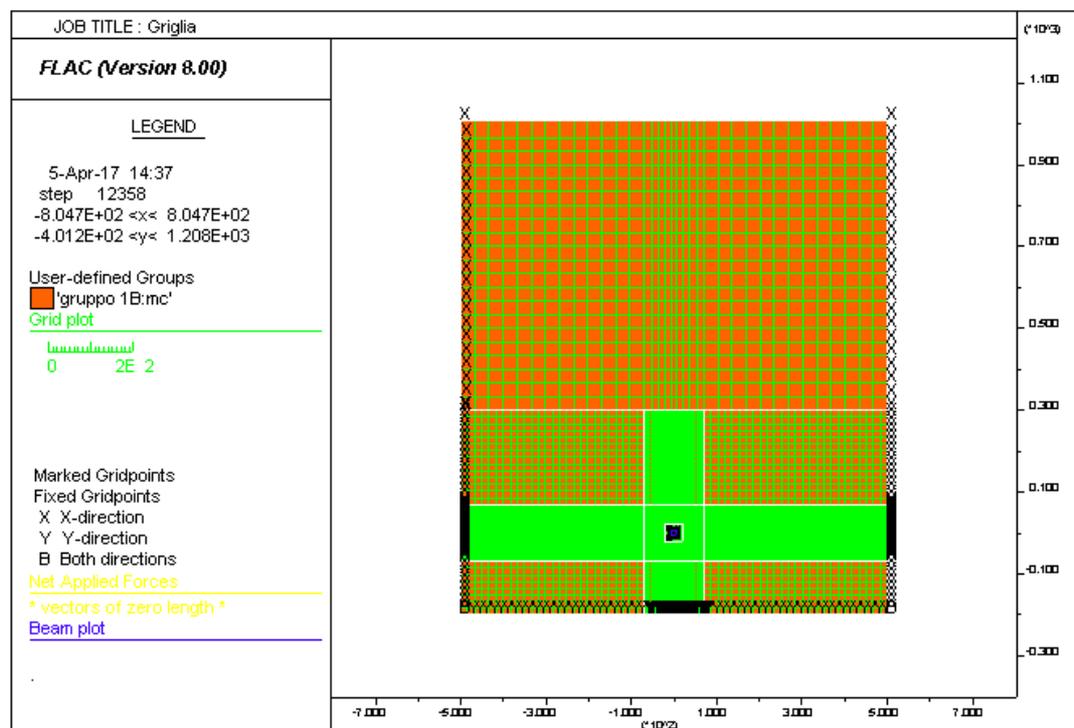


Figura 35 – Griglia di calcolo “Sezione 2”

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

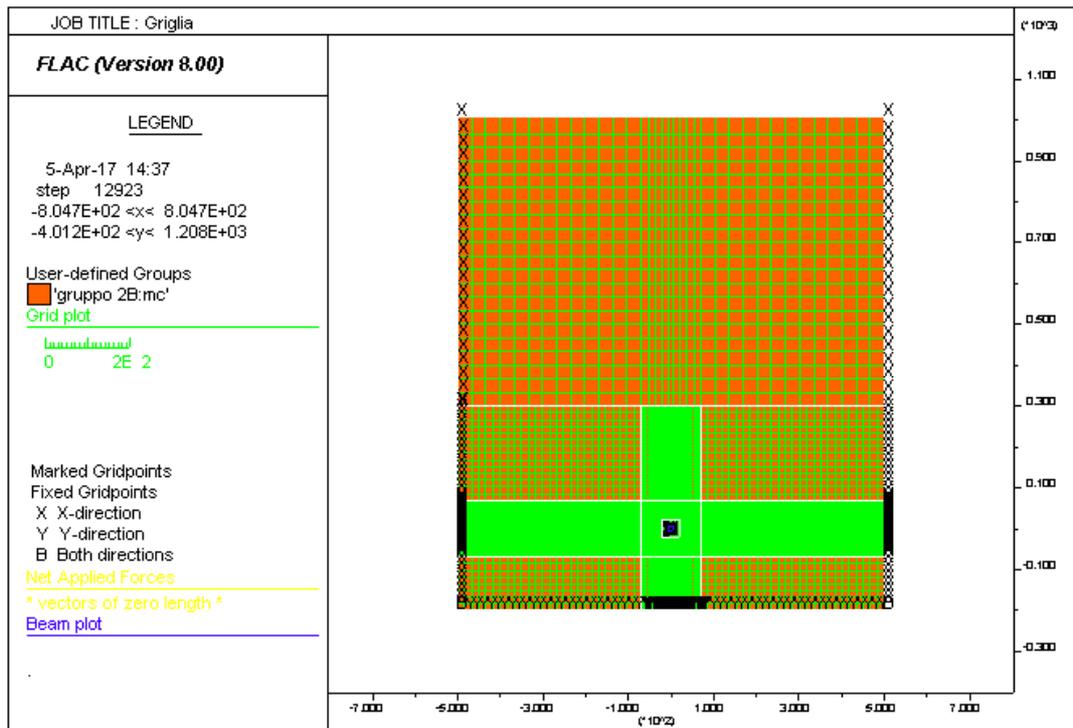


Figura 36 – Griglia di calcolo “Sezione 3”

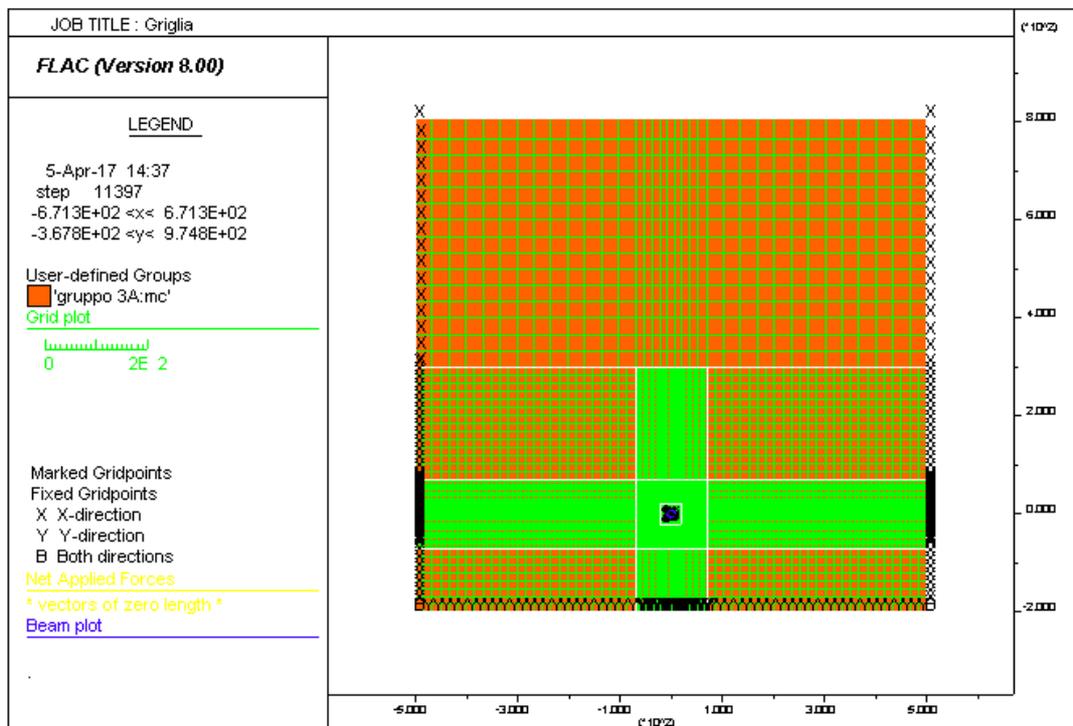


Figura 37 – Griglia di calcolo “Sezione 4”

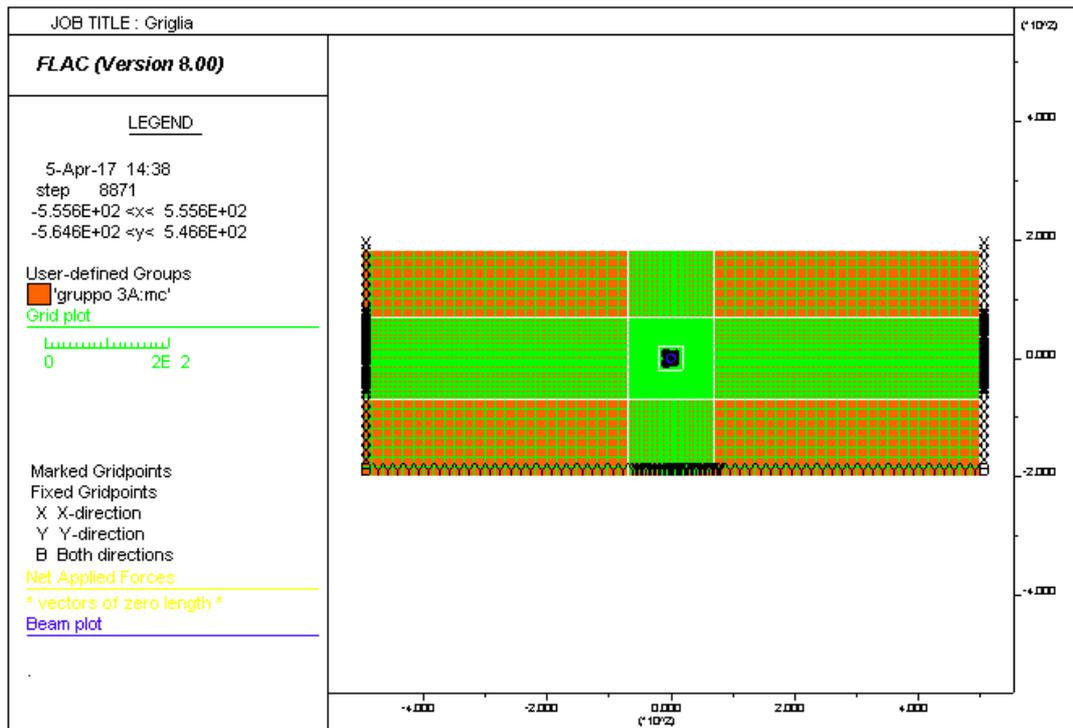


Figura 38 – Griglia di calcolo “Sezione 5”

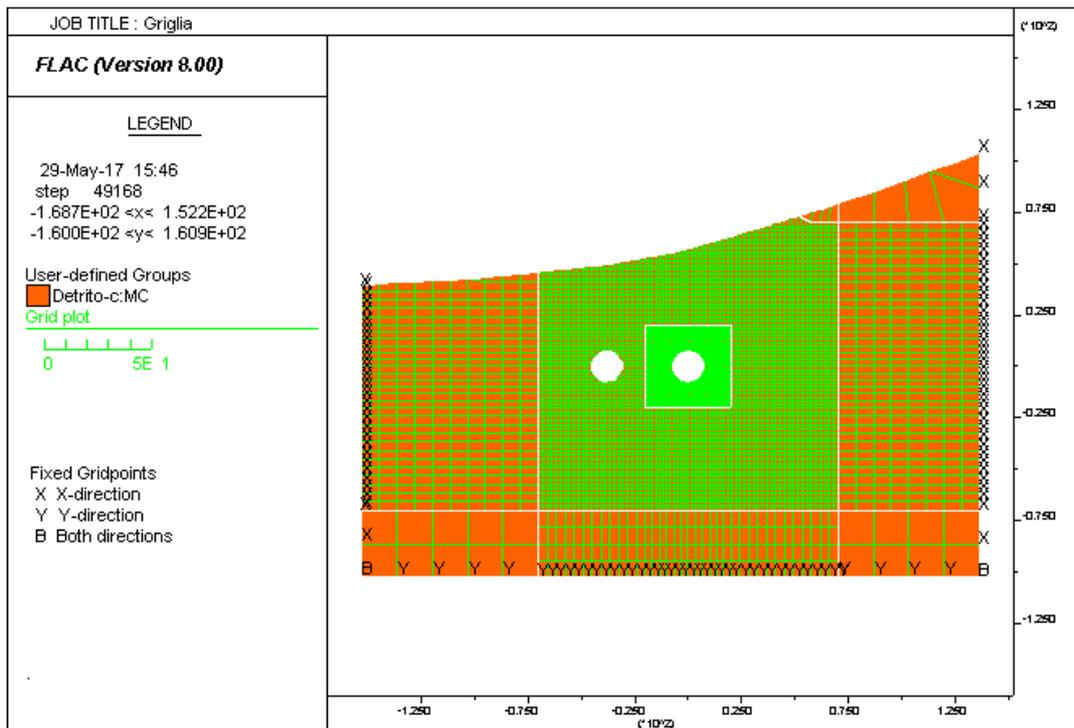


Figura 39 – Griglia di calcolo “Sezione 6”

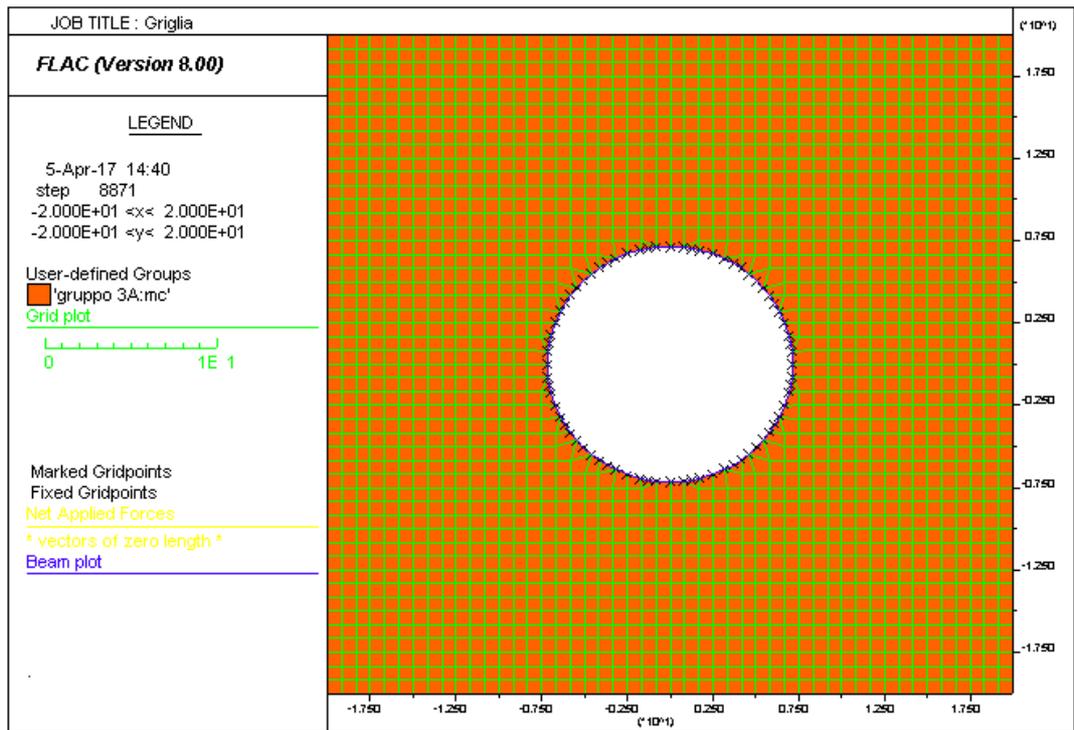


Figura 40 – Particolare della griglia di calcolo

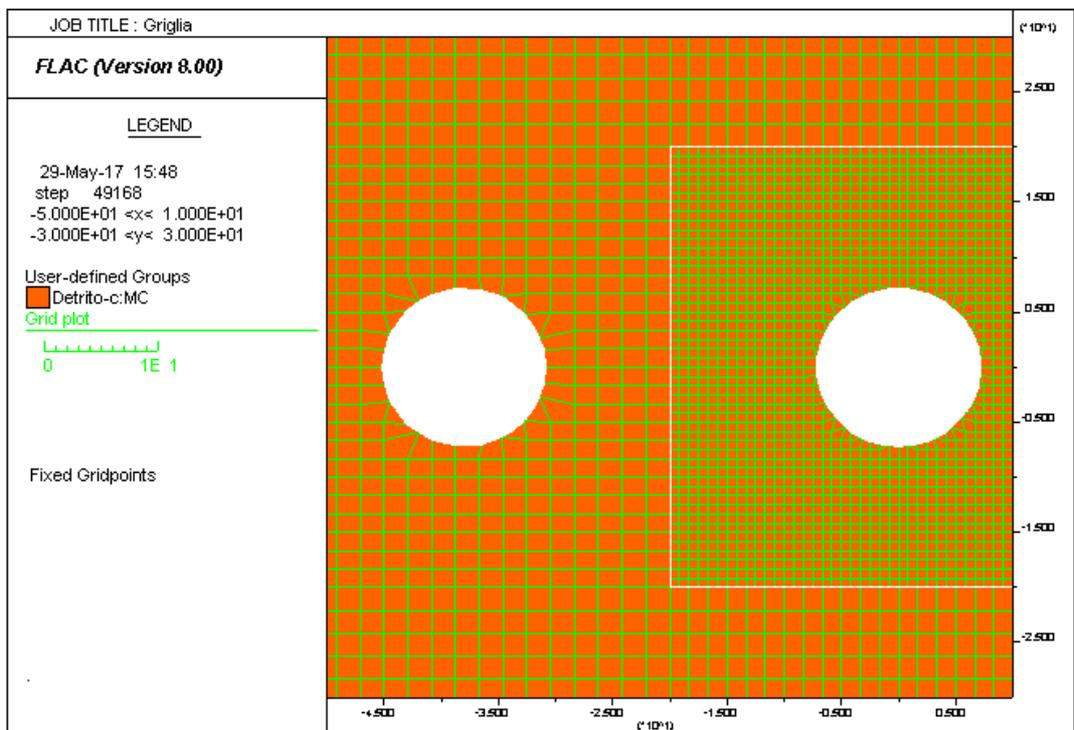


Figura 41 – Particolare della griglia di calcolo – sezione 6

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

Lo stato iniziale (geostatico) è stato riprodotto generando le tensioni verticali, date dal prodotto tra i pesi delle unità di volume delle diverse formazioni e la profondità del punto di riferimento misurata a partire dal piano campagna, ed orizzontali, ottenute dal prodotto delle prime per il coefficiente di spinta in quiete K_0 , assunto unitario dato le coperture elevate, ad esclusione della sezione 6, dove $K_0=0.4 (1-\text{sen}37^\circ)$.

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.

I rivestimenti sono stati modellati mediante elementi strutturali a comportamento elastico lineare (“beam”): le aste, inserite sui nodi della griglia al contorno dello scavo, sono state inserite quali “continue”, ossia in grado di trasferire momenti flettenti: i giunti tra concio e concio di due anelli contigui, infatti, sono sfalsati in modo che ciascun anello può essere considerato come un involucro continuo cilindrico.

La trasmissione delle sollecitazioni di taglio e flessione lungo le linee circolari tra anello e anello è assicurata dalla configurazione geometrica che caratterizza i giunti di contatto e dalla presenza di uno sforzo di compressione dovuto, in fase di montaggio, alla macchina e successivamente, in fase di esercizio, all’attrito con il terreno circostante. In mancanza di collegamento tra gli anelli, ciascuno di essi costituirebbe un sistema labile in grado di resistere solo a un sistema di forze radiale e assialsimmetrico. Grazie al posizionamento sfalsato degli elementi, la fascia risultante dall’accostamento solidarizzato di una coppia di anelli, unitamente ai connettori meccanici e alle spinte del terreno, fa sì che i conci abbiano un comportamento globale a “guscio”.

Nelle analisi, quindi, si è tenuto conto del fatto che il rivestimento definitivo è costituito da conci discontinui e sfalsati, utilizzando per tutte le aste le caratteristiche meccaniche relative ad una sezione di anello di lunghezza unitaria: per maggiori dettagli si rimanda ai paragrafi di seguito.

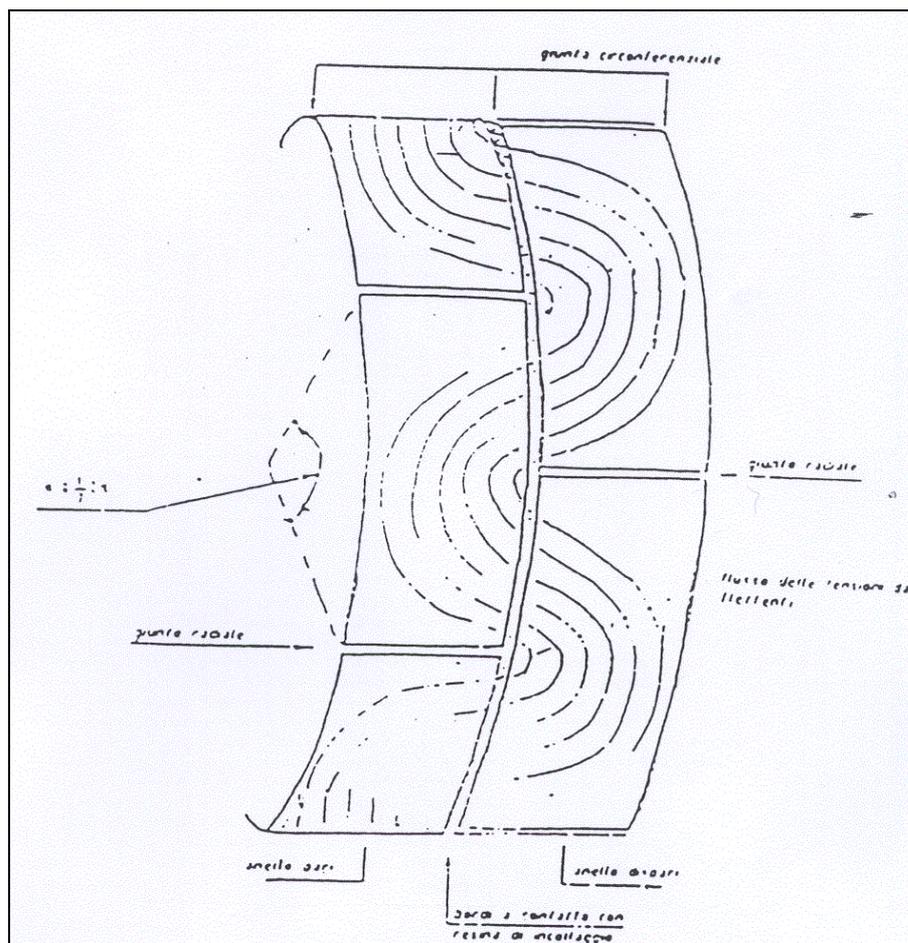


Figura 42 – Schema del meccanismo di funzionamento a “guscio” dell’anello

13.4 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.

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

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

Sezione	E [MPa]	Mohr-Coulomb		Hoek-Brown						
		c' [kPa]	ϕ [°]	σ_c [MPa]	GSI	m_i	E_i [MPa]	mb	s	a
1	1000	50	37							
2	9950	2500	33.5	73.184	45-55	8.821	32500	1.479	0.0039	0.506
3	4350	1950	30	73.184	35-40	8.821	32500	0.946	0.001	0.513
4	4050	2100	32.5	88.814	25-35	13.542	50000	1.112	0.0004	0.522
5	4050	1200	39	88.814	25-35	13.542	50000	1.112	0.0004	0.522
6	350	5	37							

Tabella 18 - Parametri geotecnici di calcolo

13.5 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). Al fine di simulare correttamente le diverse fasi costruttive del complesso strutturale, le analisi numeriche, ad esclusione della sesta, sono state sviluppate ripercorrendo diverse time di calcolo che di seguito si riassumono:

TIME	Descrizione
0	Geostatico
1	Scavo della galleria - fronte In questa fase è stata simulato l'avanzamento degli scavi, considerando la condizione al fronte.
2	Scavo della galleria – fine scudo Si simula la convergenza del cavo in corrispondenza della fine dello scudo, ipotizzando la testa della TBM lunga 13m.
3	Scavo della galleria – prima del riempimento del gap anulare Si simula la convergenza finale del cavo prima del riempimento del gap anulare. Per la sezione in detrito, in cui la miscela bicomponente viene iniettata direttamente da fondo scudo, si può assumere che il carico rimanente sia trasferito al rivestimento in conci e quindi non si riducono ulteriormente le forze di scavo in questa fase. Nelle sezioni rimanenti in roccia, il riempimento con malta e con pea gravel viene completato alcuni metri oltre la posa dell'anello e quindi il cavo ha possibilità di convergere ulteriormente. A livello di calcolo, si assume uno 0.5% di carico geostatico residuo gravante sul rivestimento.
4	Installazione del rivestimento definitivo in conci prefabbricati In questa fase è stata simulata l'istallazione del rivestimento definitivo in conci prefabbricati e le forze di scavo sono state rilasciate del 100%
5	Carico idraulico Si aggiunge il carico idraulico a lungo termine sul rivestimento, mettendo una pressione

	radiale sull’anello crescente con la profondità. Nelle prime due sezioni il carico idraulico in calotta equivale a 50 m e nelle 3 sezioni rimanenti è pari a 70m.
--	---

Tabella 19 - Principali fasi della modellazione numerica

Al fine di tarare i rilasci in fase 2 e 3 si sono considerati i valori di convergenza radiale calcolati con il programma GV4, utilizzato per analizzare le curve “convergenza-confinamento”.

L’analisi considera la presenza dello scudo, con un gap tra il raggio di scavo e lo scudo pari a 7.5cm per le prime 2 sezioni di calcolo e pari a 10cm per le restanti 3 in faglia. L’estradosso dell’anello risulta di conseguenza di 27.5cm inferiore al raggio di scavo nelle prime 2 sezioni e di 30cm nelle restanti 3 analisi.

Nella prima analisi, l’unica in detrito, al fronte si è introdotta la pressione della TBM: ipotizzando cautelativamente 50m di battente idraulico e una pressione al fronte di 6bar, si è considerato il restante 1bar agente sullo scheletro solido.

La seguente tabella riassume le convergenze stimate da GV4 nelle varie sezioni di calcolo e ai diversi avanzamenti e i corrispondenti tassi di deconfinamento applicati nella modellazione Flac:

Sezione	r _{scavo} - gap _{scudo}	P _{TBM} [Bar]	TIME 1		TIME 2		Time 3	
			conv _{GV4} [m]	relax _{FLAC} [%]	conv _{GV4} [m]	relax _{FLAC} [%]	conv _{GV4} [m]	relax _{FLAC} [%]
1	7.425 - 0.075	1	0.046	90	0.075	95	0.075	95
2	7.425 - 0.075	0	0.016	67	0.041	96	0.052	99.5
3	7.45 - 0.1	0	0.056	78	0.145	97	0.184	99.5
4	7.45 - 0.1	0	0.032	67	0.093	98	0.104	99.5
5	7.45 - 0.1	0	0.003	35	0.011	98	0.011	99.5

Tabella 20: Taratura modelli flac

Nella analisi n° 3, il fatto che la roccia entri in contatto con lo parte finale dello scudo non influisce sulla convergenza e il deconfinamento finale, in quanto il riempimento a tergo dei conci con pea gravel verrà completato quando il cavo sarà detensionato completamente.

Per l’analisi 6, in cui si tiene conto dell’effetto dello scavo della canna di valle sul rivestimento della galleria di monte, date le coperture relativamente basse rapportate al diametro di scavo, si considera solo un relax pari al 28%, lasciando la restante parte del carico geostatico gravante sulla galleria. Il valore del tasso di deconfinamento prescelto è pari a quello della curva di Panet in corrispondenza del fronte per N_S=1 (Panet, M., and Guenot, A. 1982. Analysis of convergence behind the face of a tunnel).

TIME	Descrizione
0	Geostatico
1	Scavo della galleria nord - fronte In questa fase è stata simulato l’avanzamento degli scavi, considerando la condizione al fronte, imponendo un relax pari al 28%.
2	Installazione del rivestimento definitivo in conci prefabbricati In questa fase è stata simulata l’istallazione del rivestimento definitivo in conci prefabbricati e le forze di scavo sono state rilasciate del 100%
a	Scavo della galleria sud - fronte In questa fase è stata simulato l’avanzamento degli scavi, considerando la condizione al fronte, imponendo un relax pari al 28%.
b	Installazione del rivestimento definitivo in conci prefabbricati In questa fase è stata simulata l’istallazione del rivestimento definitivo in conci prefabbricati e le forze di scavo sono state rilasciate del 100%
33	Carico idraulico Si aggiunge il carico idraulico a lungo termine sul rivestimento, mettendo una pressione radiale sull’anello crescente con la profondità e corrispondente ad un carico idraulico in calotta di 20m.

Tabella 21 - Principali fasi della modellazione numerica

13.6 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CONCI PREFABBRICATI

Le analisi numeriche svolte in corrispondenza delle sezioni di calcolo individuate lungo la tratta hanno evidenziato la necessità di diversificare le armature principali dei conci e di definire le seguenti n° 2 classi di armatura principale:

Concio tipo	Calcestruzzo	Classi di armatura	Estradosso	Intradosso
1	C35/45	I	15 ϕ 14	15 ϕ 14
2	C40/50	II	15 ϕ 16	15 ϕ 16

Tabella 22: classi di armatura previste per i conci prefabbricati

La distribuzione delle classi di armatura dei conci lungo il tracciato è stata effettuata tenendo conto dei risultati provenienti dalle analisi numeriche nelle sezioni di calcolo rappresentative delle tratte omogenee.

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 rigidità (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 C35/45 e C40/50 impiegato per il rivestimento in conci è stato valutato mediante la formula suggerita dalla vigente normativa e di seguito richiamata:

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \cong 34GPa \quad \text{e} \quad E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \cong 35GPa$$

La verifica di sicurezza nei confronti delle sollecitazioni di pressoflessione (SLE e SLU) è stata svolta considerando reagente l’area di cls di due conci affiancati e l’armatura di un solo concio (le gabbie di armatura di fatto sono interrotte dalla presenza del giunto); le sollecitazioni di progetto sono riferite a due conci.

La presenza dei giunti comporta una riduzione di inerzia della sezione di galleria segmentata rispetto ad un guscio continuo, così come descritto nel lavoro di Muir Wood (1975, “*The circular tunnel in elastic round*” – Gèotechnique, 25 n°1 pp. 115-127) in cui il momento di inerzia effettivo della sezione in presenza di giunti viene determinato mediante la seguente espressione:

$$I_e = I_J + \left(\frac{4}{N} \right)^2 \cdot I = \frac{1 \cdot 0.328^3}{12} + \left(\frac{4}{10} \right)^2 \cdot \frac{1 \cdot 0.5^3}{12} = 0.004601m^4$$

Indicando con:

I_e = Momento di inerzia dell’anello equivalente;

I_J = Momento di inerzia del giunto;

n = numero di giunti;

I = momento di inerzia in assenza di giunti

La verifica di sicurezza nei confronti delle sollecitazioni taglienti invece sono state svolte con riferimento ad un singolo anello, considerando però la sollecitazione di taglio riferita a due conci.

13.7 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 (negativi gli sforzi di compressione).

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

$\sigma_c \leq 15.7 \text{ MPa}$ CONCIO TIPO 1 in C35/45 combinazione quasi permanente

$\sigma_c \leq 18 \text{ MPa}$ per CONCIO TIPO 1 in C40/50 combinazione quasi permanente

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

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 trazione) e l’apertura delle fessure risultano compatibili con quelli previsti dalla normativa di riferimento.

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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-4956.0	-40.4	-2.6	-33.1	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-5064.0	-39.1	-2.6	-34.0	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-5044.0	-35.0	-2.6	-34.1	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-4952.0	-36.3	-2.6	-33.3	0.00

Tabella 23: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 - Step 4

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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-22620.0	-169.0	-11.8	-152.1	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-24876.0	-180.4	-12.9	-167.6	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-23076.0	-155.8	-11.9	-156.1	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-22552.0	-149.6	-11.6	-152.8	0.00

Tabella 24: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 1 - 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]
Lato dx	0.5	23.09	23.09	6.9	6.9	-4124.0	9.7	-2.0	-29.3	0.00
AR	0.5	23.09	23.09	6.9	6.9	-4240.0	11.4	-2.1	-30.0	0.00

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

Lato sn	0.5	23.09	23.09	6.9	6.9	-4096.0	-5.3	-2.0	-29.4	0.00
Calotta	0.5	23.09	23.09	6.9	6.9	-4096.0	-8.4	-2.0	-29.2	0.00

Tabella 25: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 2 - Step 4

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]
Lato dx	0.5	23.09	23.09	6.9	6.9	-20324.0	66.0	-10.2	-143.2	0.00
AR	0.5	23.09	23.09	6.9	6.9	-23552.0	-92.7	-11.9	-165.0	0.00
Lato sn	0.5	23.09	23.09	6.9	6.9	-20204.0	-38.2	-10.0	-144.1	0.00
Calotta	0.5	23.09	23.09	6.9	6.9	-19368.0	-50.3	-9.6	-137.3	0.00

Tabella 26: 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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-4004.0	-52.8	-2.2	-25.5	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-4124.0	-61.2	-2.3	-25.9	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-4328.0	-52.1	-2.4	-27.9	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-4224.0	-51.1	-2.3	-27.2	0.00

Tabella 27: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - Step 4

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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-27560.0	-192.6	-14.3	-186.1	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-30368.0	-194.5	-15.6	-206.1	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-28116.0	-167.8	-14.4	-191.6	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-27700.0	-174.9	-14.2	-188.2	0.00

Tabella 28: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 3 - 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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-3597.6	-16.2	-1.8	-24.8	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-3754.8	-16.4	-1.9	-26.0	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-3623.6	-23.4	-1.9	-24.6	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-3501.6	-14.6	-1.8	-24.2	0.00

Tabella 29: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - Step 4

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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-25344.0	-129.5	-12.8	-174.0	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-28064.0	-126.9	-14.1	-193.7	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-25992.0	-135.8	-13.2	-178.3	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-25192.0	-130.3	-12.8	-172.9	0.00

Tabella 30: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 4 - 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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-686.4	1.6	-0.3	-4.8	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-708.8	-1.2	-0.3	-5.0	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-702.0	-1.4	-0.3	-5.0	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-696.8	3.4	-0.4	-4.8	0.00

Tabella 31: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5 - Step 4

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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-17072.0	98.6	-8.7	-116.5	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-18816.0	128.5	-9.7	-127.2	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-17420.0	104.8	-8.9	-118.7	0.00

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

Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-16264.0	88.7	-8.3	-111.3	0.00
---------	-----	-------	-------	---	---	----------	------	------	--------	------

Tabella 32: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 5 - 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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-15384.0	198.7	-8.5	-98.4	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-12932.0	457.6	-8.8	-65.1	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-15296.0	217.6	-8.5	-96.6	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-11564.0	369.7	-7.6	-60.6	0.00

Tabella 33: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - Step 2 – 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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-15512.0	198.3	-8.5	-99.3	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-13012.0	462.4	-8.8	-65.4	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-15440.0	224.7	-8.6	-97.2	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-11652.0	374.5	-7.7	-60.9	0.00

Tabella 34: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - Step a – 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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-15484.0	213.8	-8.6	-98.2	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-13456.0	444.4	-8.9	-69.6	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-15732.0	217.0	-8.7	-99.7	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-11984.0	367.4	-7.8	-63.7	0.00

Tabella 35: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - Step b – 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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-21556.0	239.9	-11.7	-140.2	0.00

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

AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-21228.0	434.4	-12.6	-126.0	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-23196.0	224.2	-12.4	-152.9	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-17980.0	358.7	-10.6	-107.3	0.00

Tabella 36: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - Step 33 – 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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-14024.0	27.6	-6.9	-99.0	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-12752.0	389.7	-8.3	-67.9	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-16480.0	-66.3	-8.3	-114.2	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-10904.0	293.7	-6.9	-60.5	0.00

Tabella 37: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - 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]
Lato dx	0.5	30.16	30.16	7	7	-20196.0	-3.1	-9.7	-144.7	0.00
AR	0.5	30.16	30.16	7	7	-20508.0	355.8	-11.8	-125.6	0.00
Lato sn	0.5	30.16	30.16	7	7	-25464.0	-268.8	-13.7	-166.4	0.00
Calotta	0.5	30.16	30.16	7	7	-16844.0	276.4	-9.6	-104.1	0.00

Tabella 38: Verifica a pressoflessione SLE – Sezione 6 - Step 33 – Canna Sud

13.8 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

13.8.1 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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-6443	-53	-1803	34.3
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-6583	-51	-1828	35.9
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-6718	-51	-1851	36.5
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-6495	-53	-1812	34.5

Tabella 39 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 1 - Step 4

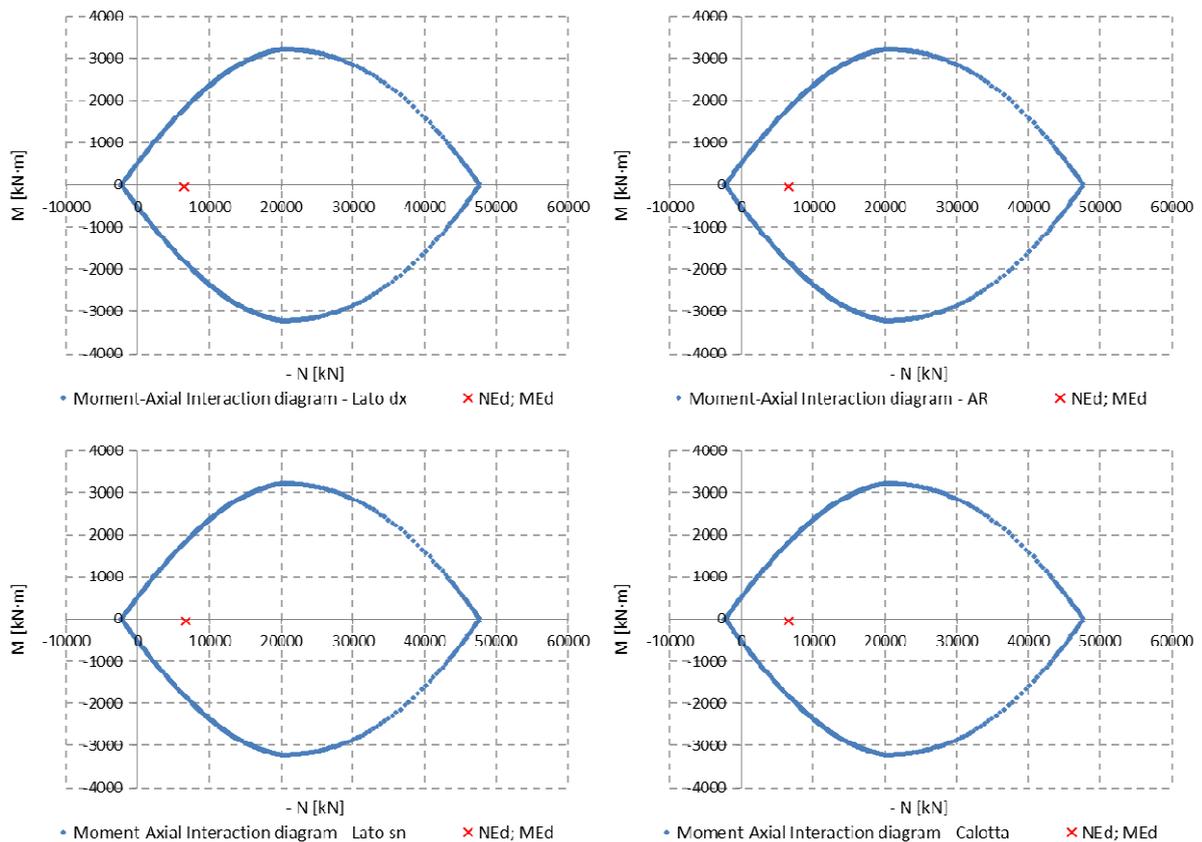


Figura 1 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 1 - Step 4

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-32552	-229	-2627	11.5
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-32339	-235	-2648	11.3
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-33051	-230	-2575	11.2
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-29572	-206	-2887	14.0

Tabella 40 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 1 - Step 5

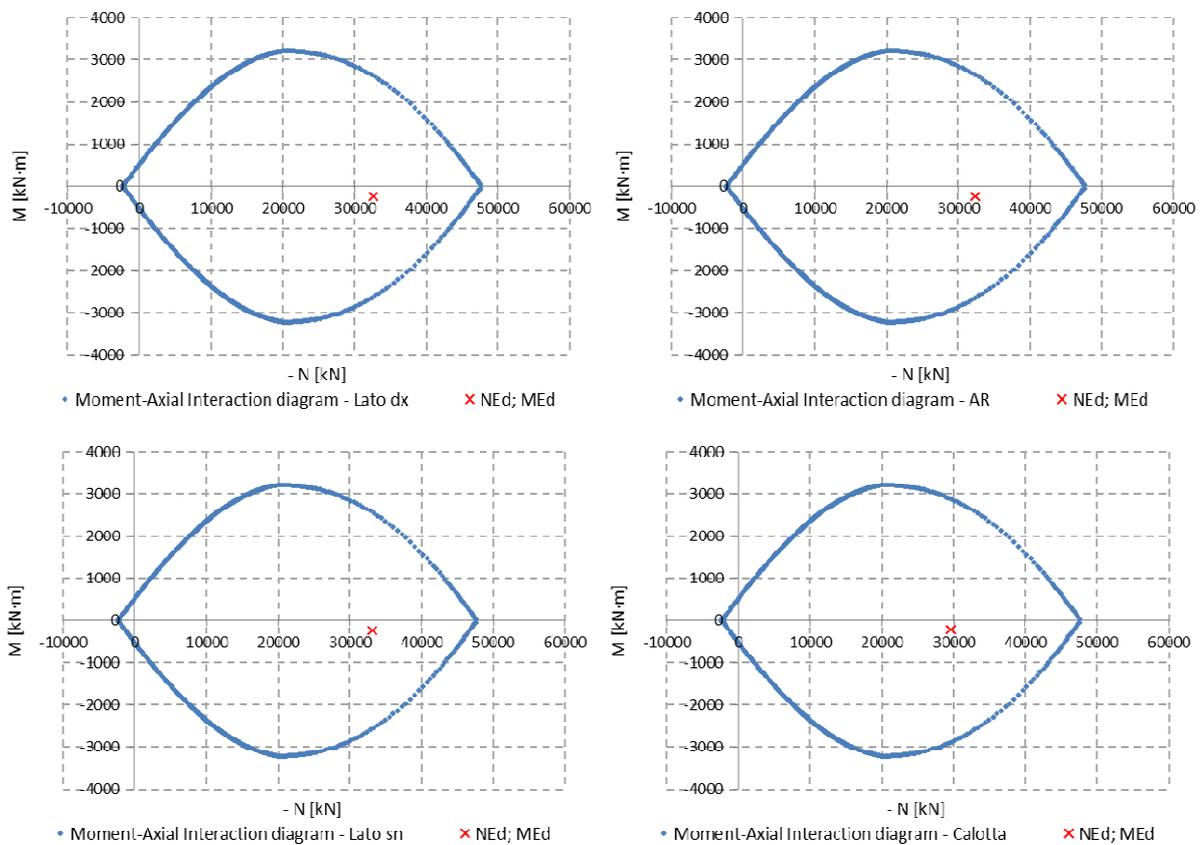


Figura 2 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 1 - Step 5

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]	[-]
Lato dx	0.50	23.09	23.09	6.90	6.90	-5928	16	1584	97.0
AR	0.50	23.09	23.09	6.90	6.90	-5798	-22	-1561	70.0
Lato sn	0.50	23.09	23.09	6.90	6.90	-5408	16	1493	94.7
Calotta	0.50	23.09	23.09	6.90	6.90	-5626	-24	-1531	65.1

Tabella 41 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 4

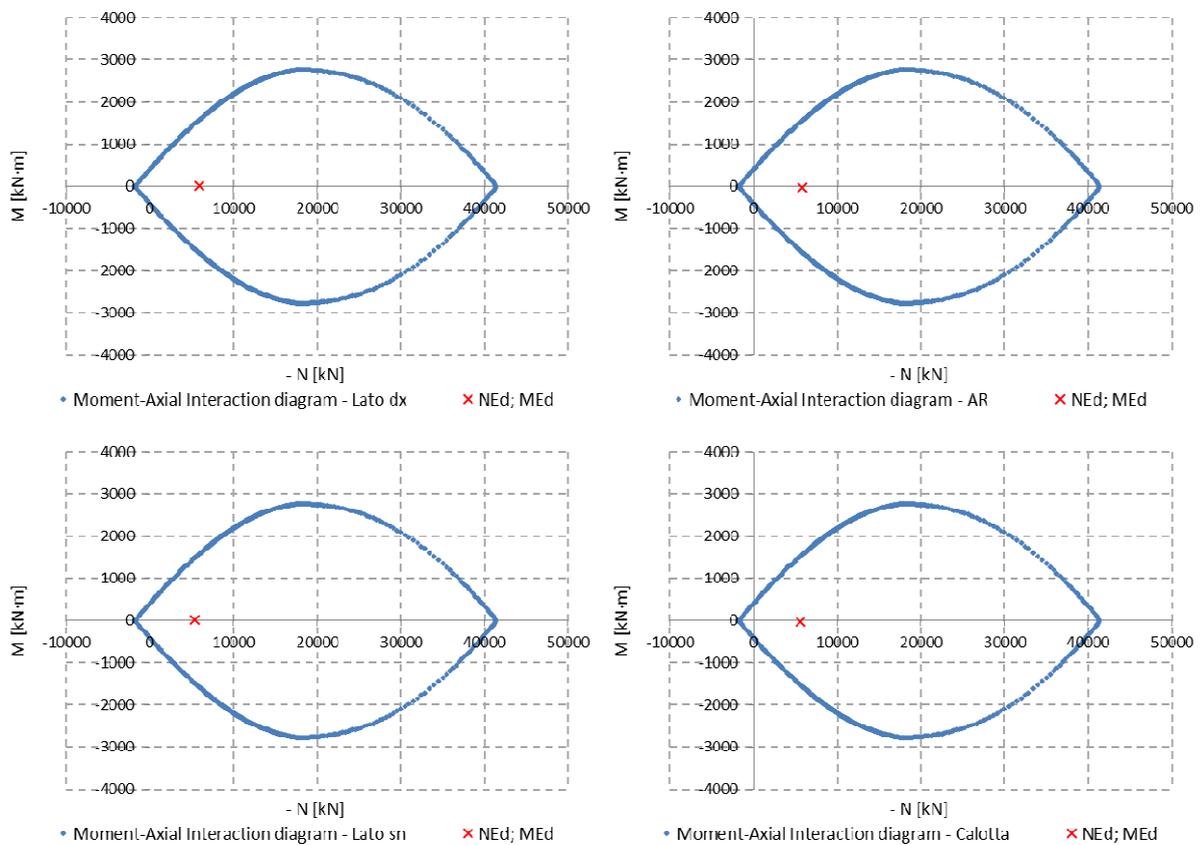


Figura 3 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 4

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]	[-]
Lato dx	0.50	23.09	23.09	6.90	6.90	-30607	110	2021	18.4
AR	0.50	23.09	23.09	6.90	6.90	-30618	-120	-2020	16.8
Lato sn	0.50	23.09	23.09	6.90	6.90	-30940	-105	-1979	18.8
Calotta	0.50	23.09	23.09	6.90	6.90	-26759	-90	-2423	27.0

Tabella 42 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 5

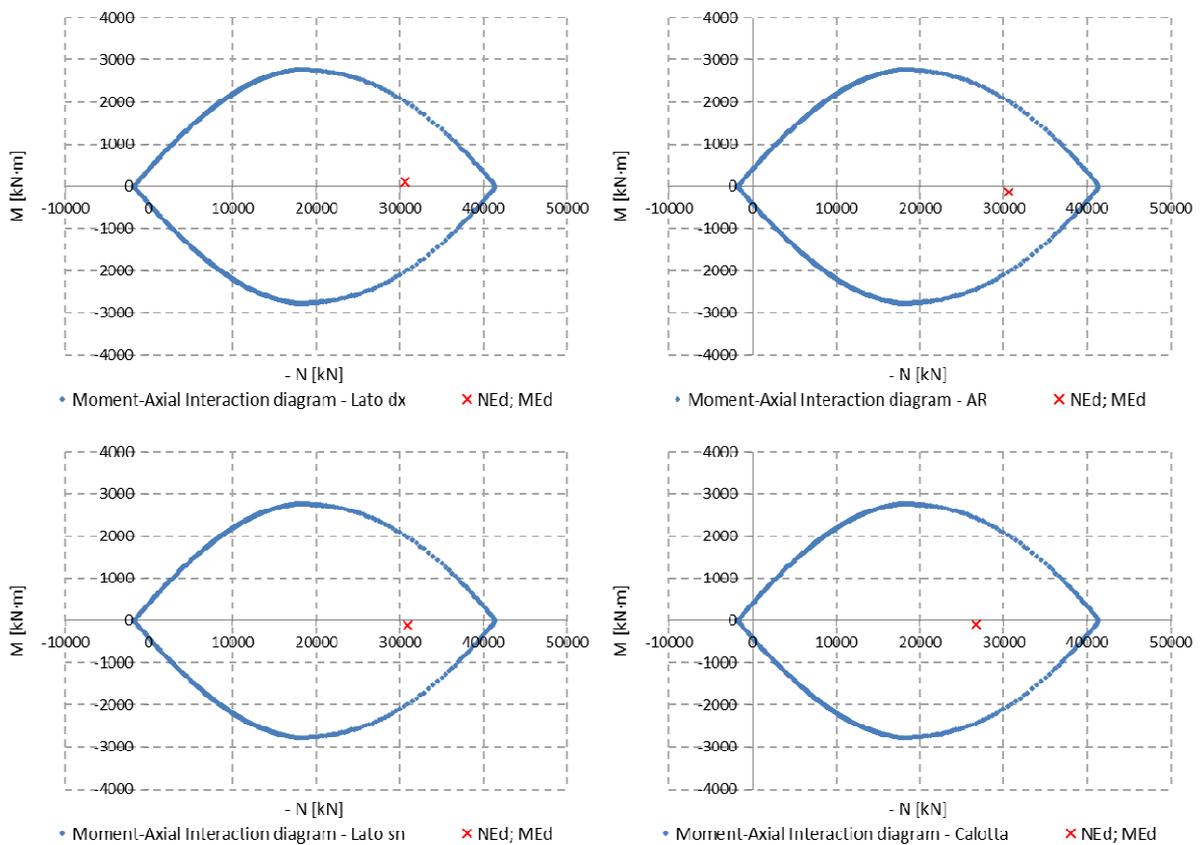


Figura 4 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 2 - Step 5

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-5205	-69	-1584	23.1
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-5361	-80	-1612	20.3
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-5626	-68	-1660	24.5
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-5611	-80	-1657	20.7

Tabella 43 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 4

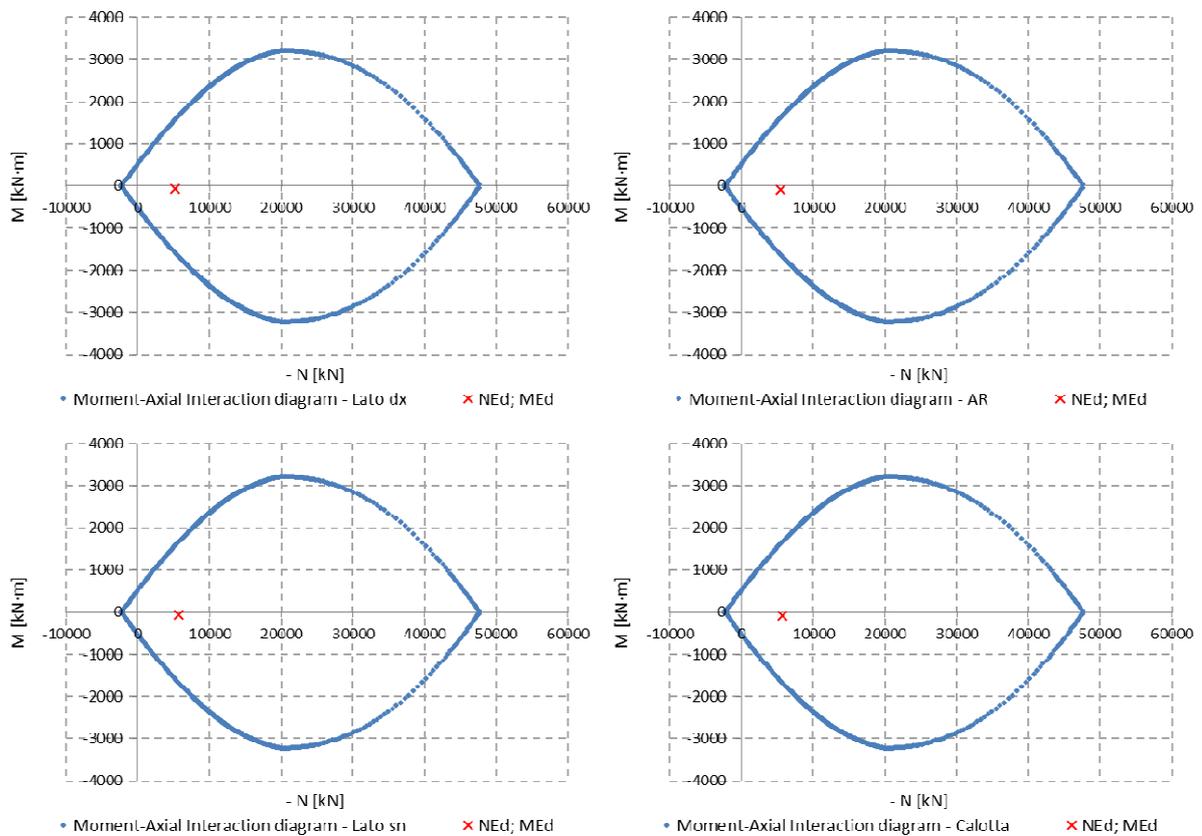


Figura 5 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 4

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-39744	-251	-1649	6.6
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-39478	-253	-1694	6.7
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-39952	-247	-1613	6.5
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-36010	-227	-2220	9.8

Tabella 44 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 5

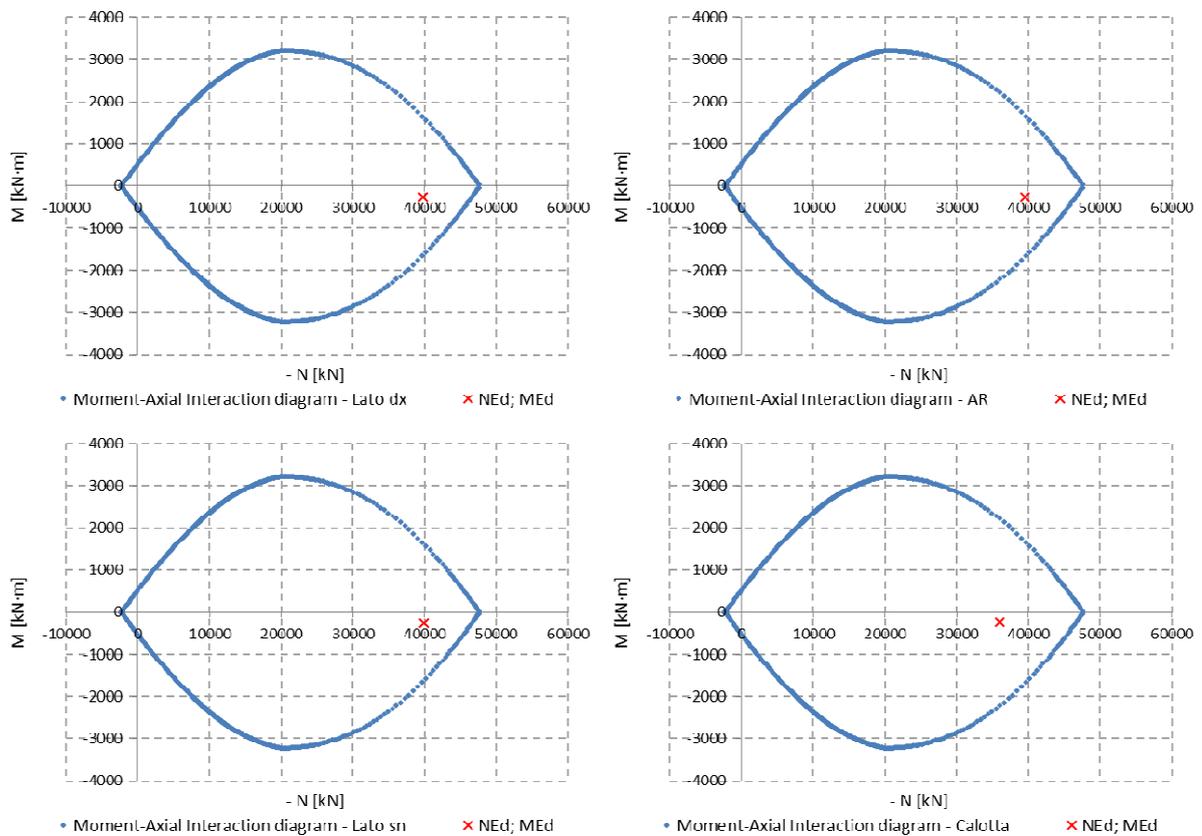


Figura 6 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 3 - Step 5

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-4677	-21	-1487	70.5
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-4881	-21	-1524	71.6
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-4711	-30	-1493	49.0
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-4773	-20	-1504	76.9

Tabella 45 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 4

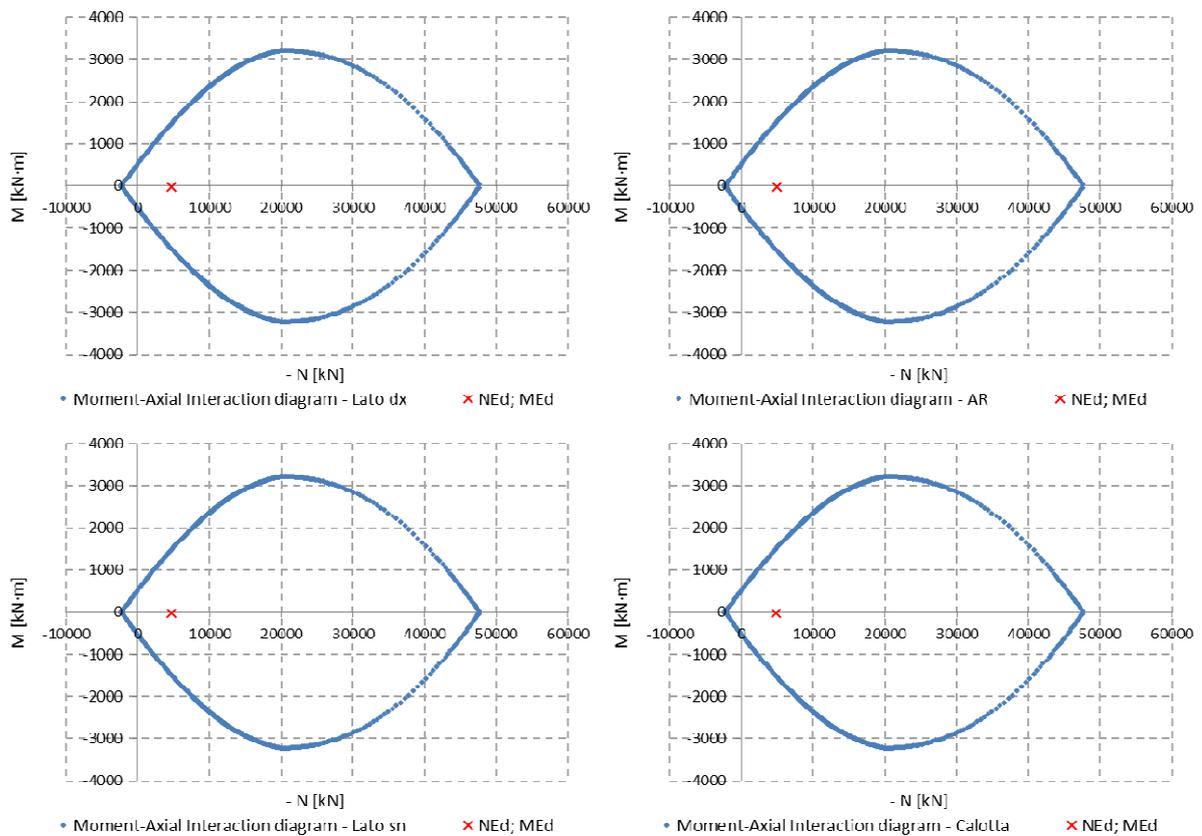


Figura 7 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 4

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-36816	-150	-2108	14.1
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-36483	-165	-2155	13.1
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-37331	-169	-2034	12.0
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-32750	-169	-2607	15.4

Tabella 46 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 5

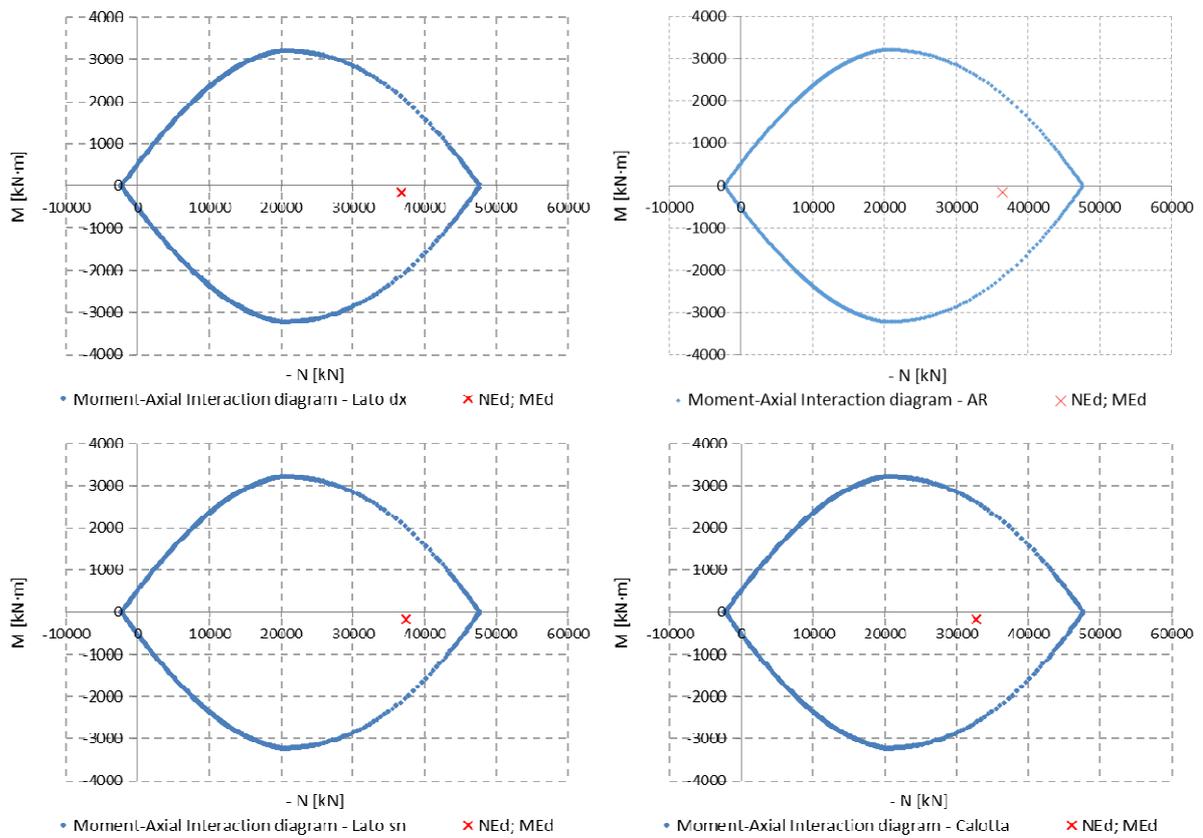


Figura 8 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 4 - Step 5

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-946	4	742	191.2
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-952	4	743	179.8
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-956	4	744	201.5
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-906	4	733	166.4

Tabella 47 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 5 - Step 4

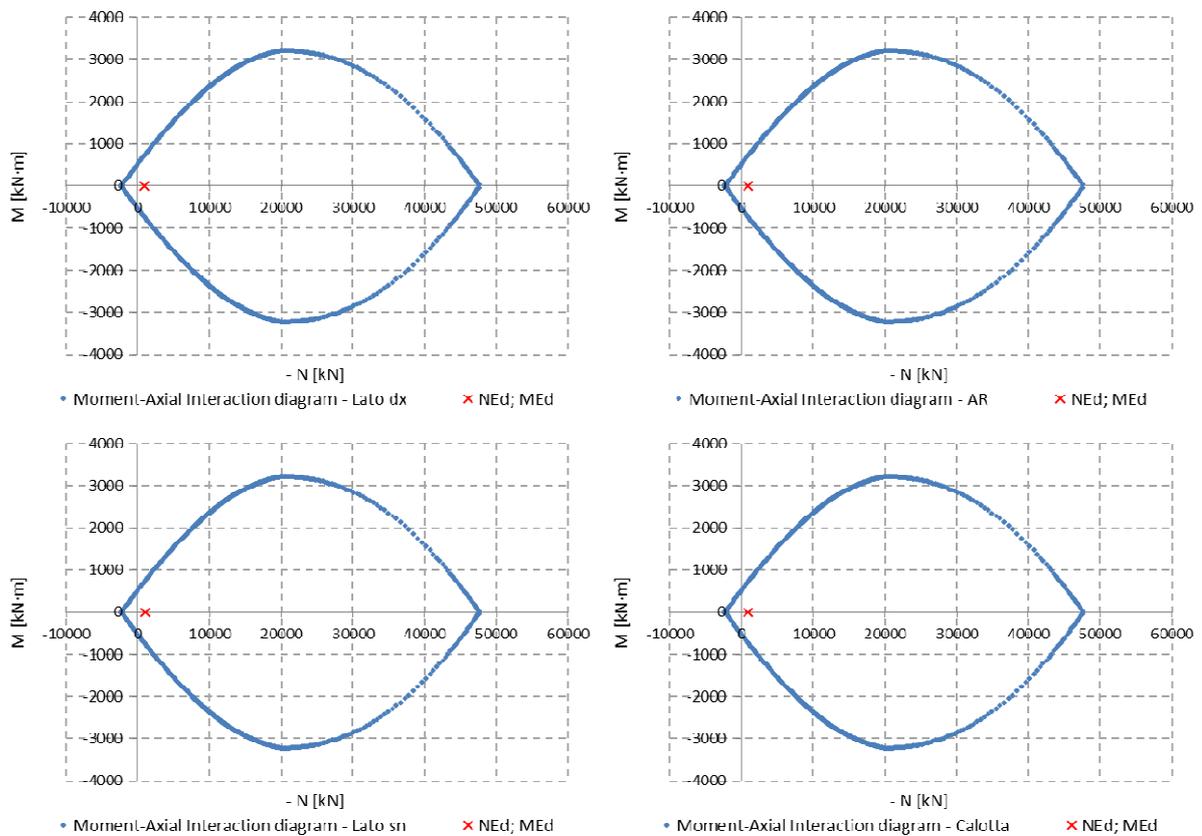


Figura 9 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 5 - Step 4

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-25600	-150	-3112	20.7
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-25064	176	3132	17.8
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-24206	-164	-3160	19.2
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-22006	-132	-3206	24.3

Tabella 48 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 5 - Step 5

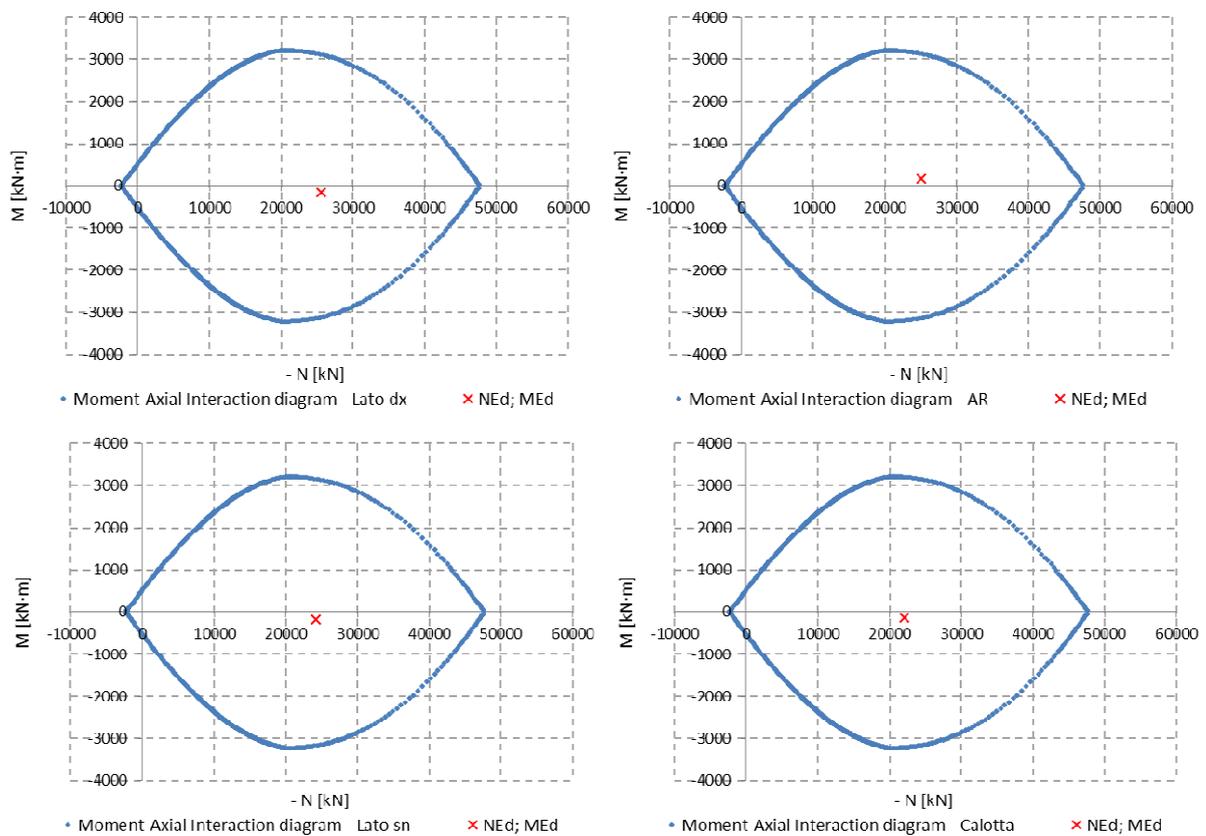


Figura 10 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 5 - Step 5

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-31902	-554	-2691	4.9
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-16812	595	3069	5.2
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-30893	-522	-2782	5.3
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-15033	481	2937	6.1

Tabella 49 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step 2 – Canna Nord

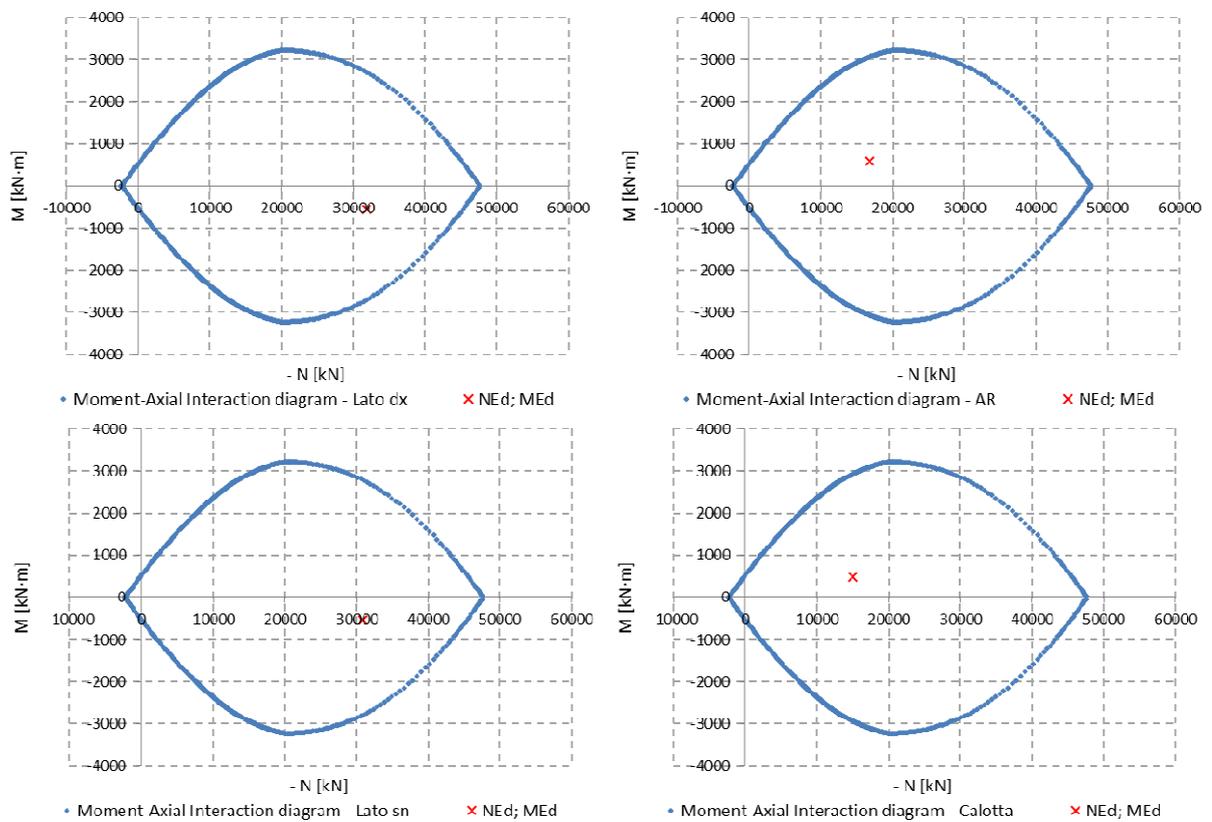


Figura 11 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step 2 – Canna Nord

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-32141	-560	-2667	4.8
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-16916	601	3076	5.1
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-31372	-531	-2740	5.2
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-15148	487	2946	6.1

Tabella 50 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step a – Canna Nord

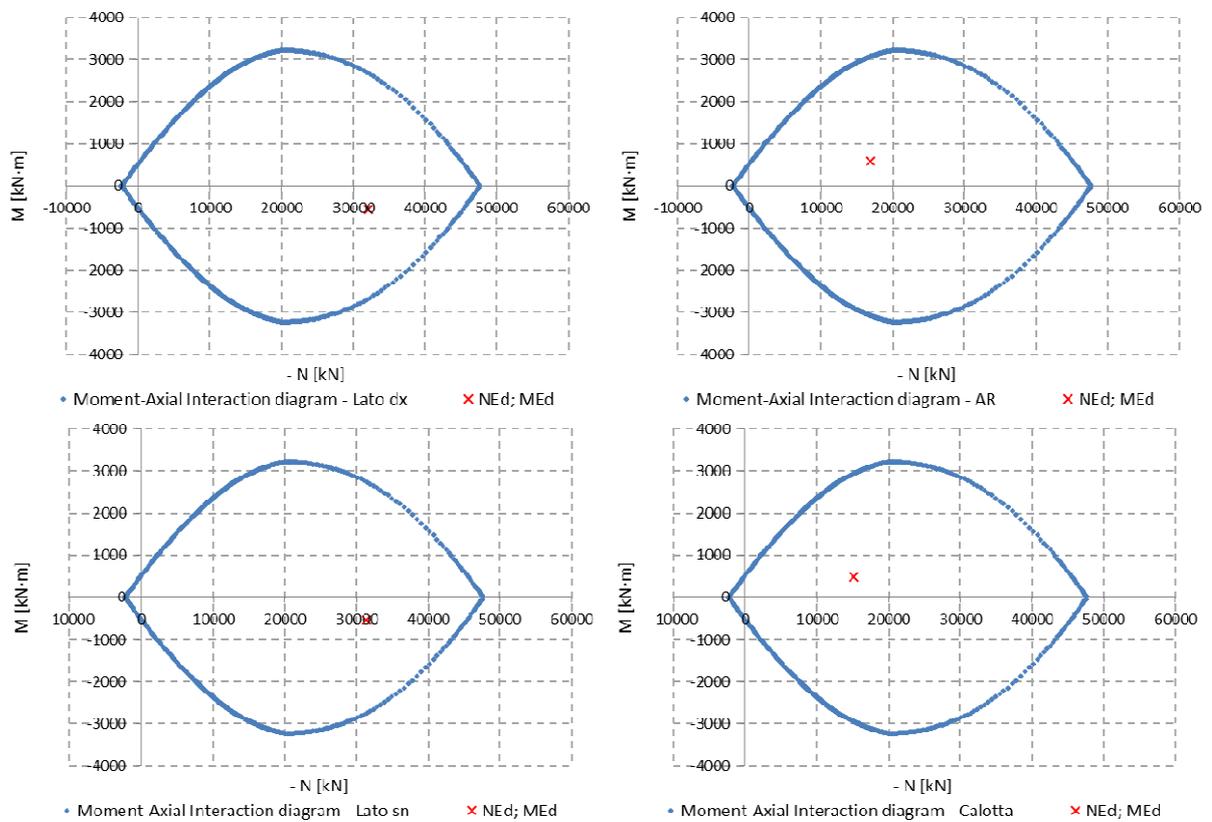


Figura 12 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step a – Canna Nord

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-32063	-549	-2675	4.9
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-17493	578	3111	5.4
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-31392	-491	-2738	5.6
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-17212	522	3094	5.9

Tabella 51 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step b – Canna Nord

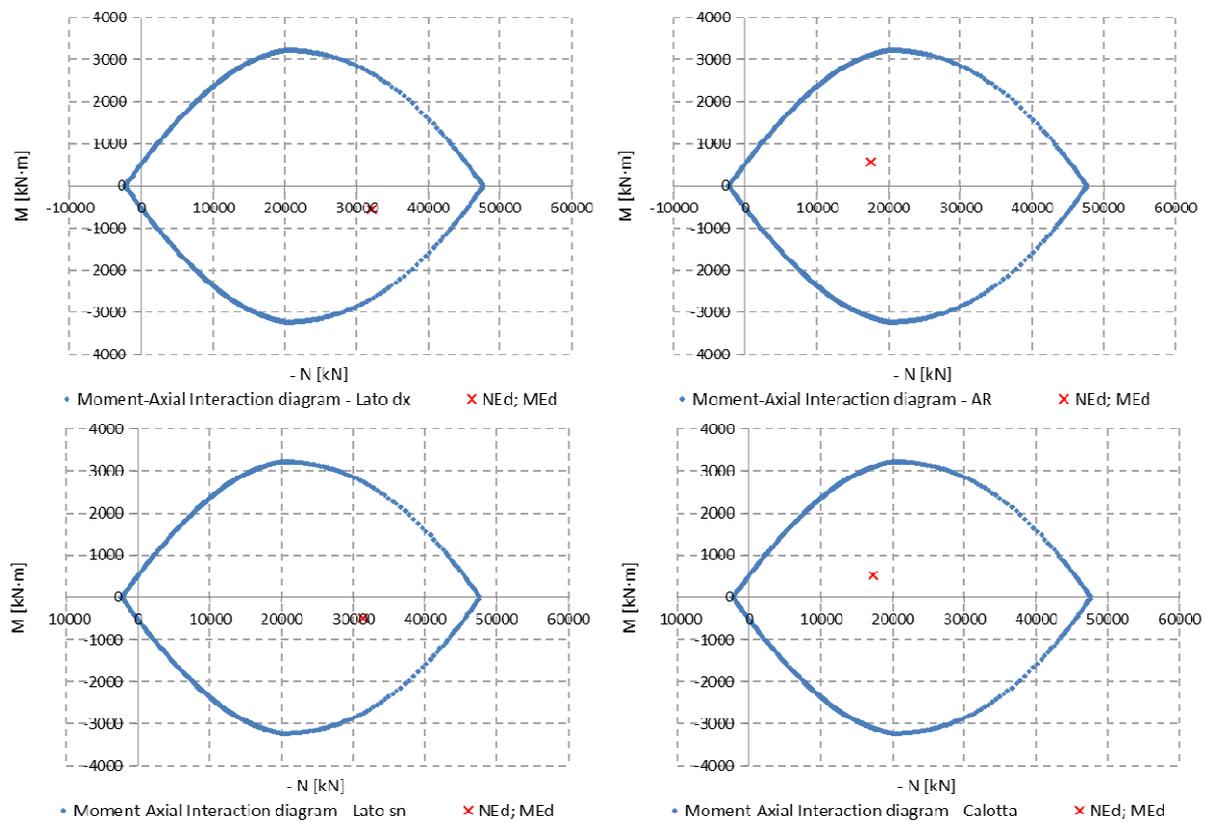


Figura 13 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step b – Canna Nord

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-41543	-524	-1325	2.5
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-27596	565	3016	5.3
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-39972	-484	-1610	3.3
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-25022	520	3134	6.0

Tabella 52 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step 33 – Canna Nord

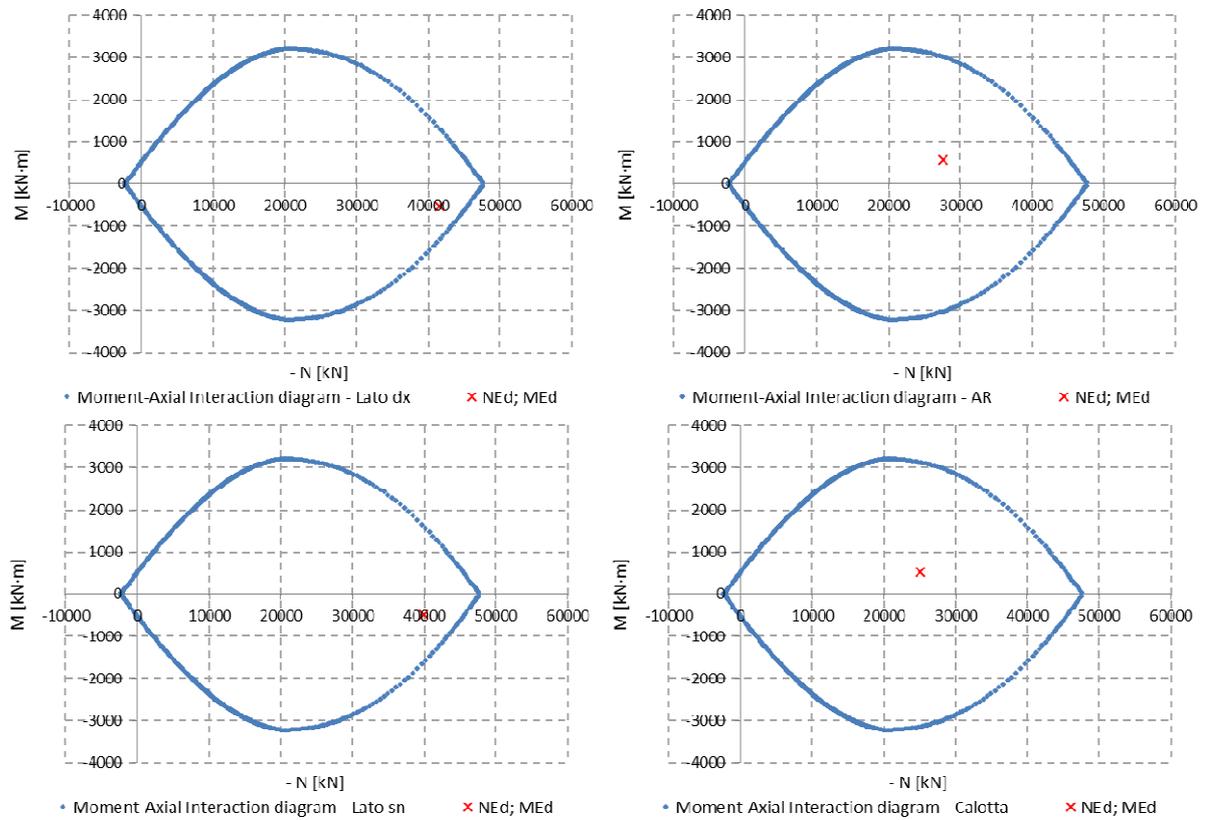


Figura 14 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step 33 – Canna Nord

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-27217	-431	-3037	7.0
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-16578	507	3054	6.0
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-24960	-357	-3136	8.8
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-14175	382	2861	7.5

Tabella 53 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step b – Canna Sud

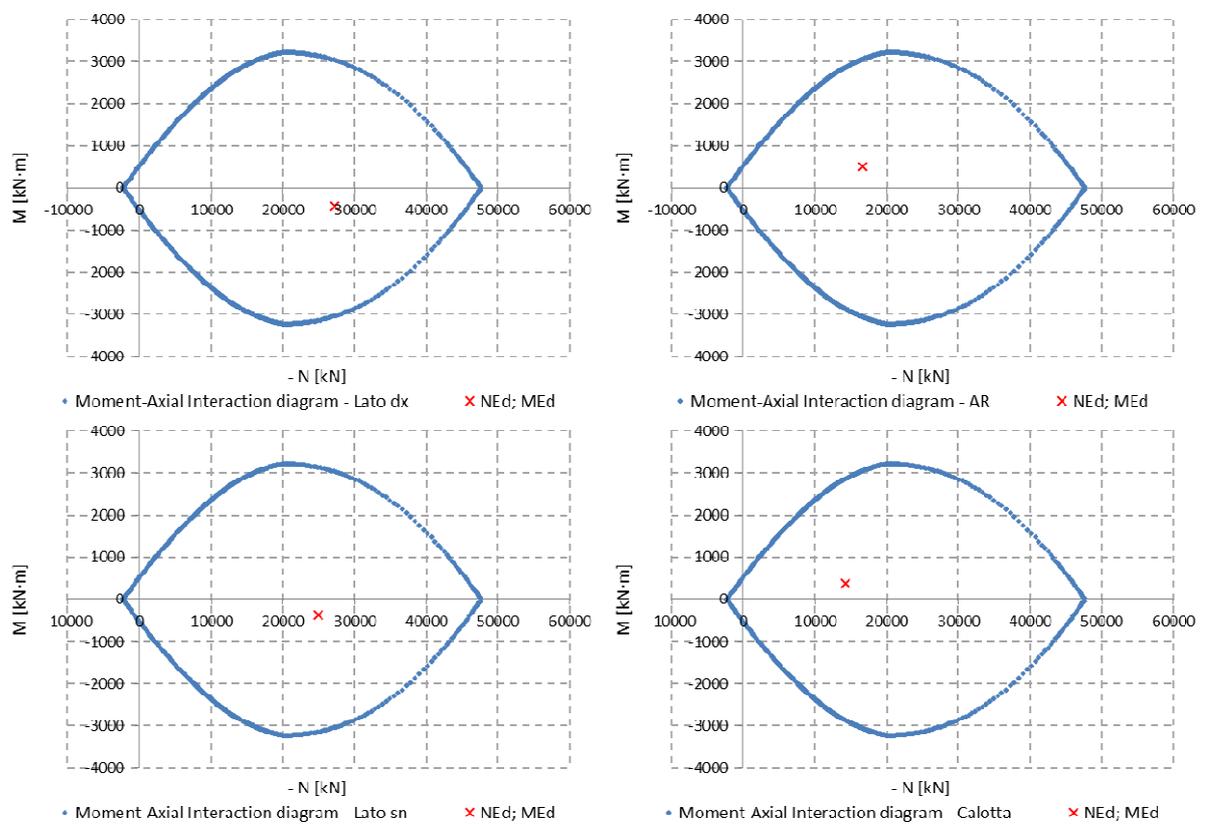


Figura 15 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step b – Canna Sud

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]	[-]
Lato dx	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-36036	-424	-2217	5.2
AR	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-28548	457	2958	6.5
Lato sn	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-35027	-331	-2347	7.1
Calotta	0.50	30.16	30.16	7.00	7.00	-21897	359	3208	8.9

Tabella 54 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step 33 – Canna Sud

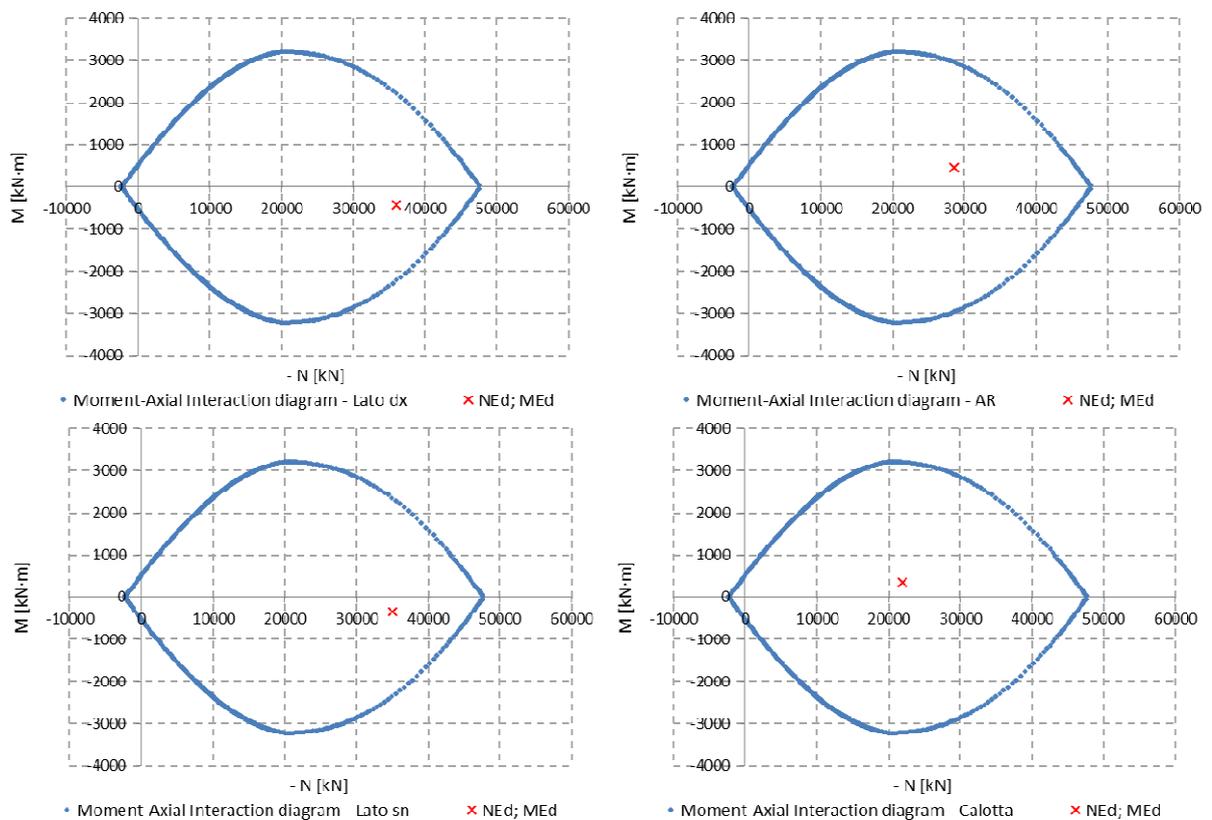


Figura 16 – Verifica a pressoflessione SLU – Sezione 6 - Step 33 – Canna Sud

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.

13.8.2 Verifiche a Taglio

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

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]	[-]
Lato dx	48	-6562	430	1.682	3015.9	10000	-3.281	842	839	17.37
AR	44	-6708	430	1.682	3015.9	10000	-3.354	851	848	19.36
Lato sn	-42	-6724	430	1.682	3015.9	10000	-3.362	852	849	20.25
Calotta	-47	-6495	430	1.682	3015.9	10000	-3.247	838	834	17.97

Tabella 55: Verifica a taglio SLU – Sezione 1 - Step 4

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]	[-]
Lato dx	197	-30103	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	5.09
AR	180	-32994	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	5.59
Lato sn	-179	-33098	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	5.61
Calotta	-159	-29510	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	6.30

Tabella 56: Verifica a taglio SLU – Sezione 1 - 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]	[-]
Lato dx	-34	-5377	431	1.681	2309.1	10000	-2.688	714	737	21.68
AR	-44	-5798	431	1.681	2309.1	10000	-2.899	742	764	17.54
Lato sn	40	-5408	431	1.681	2309.1	10000	-2.704	716	739	18.41
Calotta	-46	-5626	431	1.681	2309.1	10000	-2.813	730	753	16.24

Tabella 57: Verifica a taglio SLU – Sezione 2 - Step 4

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]	[-]
Lato dx	-220	-28194	431	1.681	2309.1	10000	-3.967	880	902	4.09
AR	-193	-30618	431	1.681	2309.1	10000	-3.967	880	902	4.67
Lato sn	232	-28220	431	1.681	2309.1	10000	-3.967	880	902	3.88

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

Calotta	-185	-25178	431	1.681	2309.1	10000	-3.967	880	902	4.87
---------	------	--------	-----	-------	--------	-------	--------	-----	-----	------

Tabella 58: 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]	[-]
Lato dx	94	-5153	430	1.682	3015.9	10000	-2.577	751	748	8.01
AR	-92	-5361	430	1.682	3015.9	10000	-2.681	764	761	8.32
Lato sn	-80	-5626	430	1.682	3015.9	10000	-2.813	782	778	9.73
Calotta	-102	-5611	430	1.682	3015.9	10000	-2.805	781	777	7.66

Tabella 59: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - Step 4

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]	[-]
Lato dx	340	-39302	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	2.95
AR	-344	-39478	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	2.92
Lato sn	349	-39520	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	2.87
Calotta	288	-36067	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.48

Tabella 60: Verifica a taglio SLU – Sezione 3 - 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]	[-]
Lato dx	-28	-4677	430	1.682	3015.9	10000	-2.338	720	717	25.34
AR	-32	-4881	430	1.682	3015.9	10000	-2.441	733	730	23.03
Lato sn	33	-4883	430	1.682	3015.9	10000	-2.441	734	730	22.45
Calotta	42	-4577	430	1.682	3015.9	10000	-2.288	714	710	16.86

Tabella 61: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - Step 4

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]	[-]
Lato dx	-267	-32947	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.76
AR	-270	-36483	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.71

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

Lato sn	278	-36551	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.61
Calotta	272	-32916	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.69

Tabella 62: Verifica a taglio SLU – Sezione 4 - 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]	[-]
Lato dx	-7	-954	430	1.682	3015.9	10000	-0.477	480	477	73.87
AR	-5	-939	430	1.682	3015.9	10000	-0.470	479	476	104.46
Lato sn	-4	-946	430	1.682	3015.9	10000	-0.473	480	476	112.98
Calotta	6	-906	430	1.682	3015.9	10000	-0.453	477	474	79.64

Tabella 63: Verifica a taglio SLU – Sezione 5 - Step 4

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]	[-]
Lato dx	590	-24206	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	1.70
AR	-672	-26114	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	1.49
Lato sn	-639	-24206	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	1.57
Calotta	-543	-22006	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	1.85

Tabella 64: 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]	[-]
Lato dx	-382	-21377	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	2.62
AR	301	-23598	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.33
Lato sn	-219	-23265	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	4.59
Calotta	248	-21216	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	4.04

Tabella 65: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step 2 – 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]	[-]
Lato dx	-389	-21554	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	2.58

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

AR	305	-23754	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.29
Lato sn	-230	-23530	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	4.37
Calotta	268	-21476	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.74

Tabella 66: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step a – Canna Nord

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σcp	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Lato dx	-389	-21471	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	2.58
AR	300	-24185	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.34
Lato sn	-216	-23717	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	4.65
Calotta	265	-22339	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.79

Tabella 67: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step b – Canna Nord

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σcp	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Lato dx	-367	-29416	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	2.74
AR	331	-34169	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.03
Lato sn	-214	-33129	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	4.69
Calotta	292	-30358	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	3.43

Tabella 68: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step 33 – Canna Nord

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σcp	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Lato dx	-178	-18231	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	5.64
AR	209	-23374	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	4.80
Lato sn	-193	-21424	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	5.19
Calotta	183	-21486	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	5.48

Tabella 69: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step b – Canna Sud

ELEMENT	VEk	NEk	d	k	Asl	Ac	σcp	VRd,c	VRd,c,min	VRd,c/Ved
[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]
Lato dx	-218	-26255	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	4.60
AR	244	-32900	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	4.11

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

Lato sn	-177	-31044	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	5.66
Calotta	222	-25449	430	1.682	3015.9	10000	-4.533	1003	1000	4.52

Tabella 70: Verifica a taglio SLU – Sezione 6 - Step 33 – Canna Sud

13.9 Verifica dei giunti

La trasmissione degli sforzi assiali in corrispondenza dei giunti tra conci successivi di un anello avviene su una superficie di contatto ridotta rispetto alla sezione effettiva, per la presenza degli smussi ai bordi. Su tali sezioni sono state svolte verifiche della pressione di contatto e delle trazioni indotte per effetto di un carico concentrato, facendo riferimento alla geometria dei giunti ed allo schema di diffusione delle pressioni di contatto nei giunti tra concio e concio riportato di seguito.

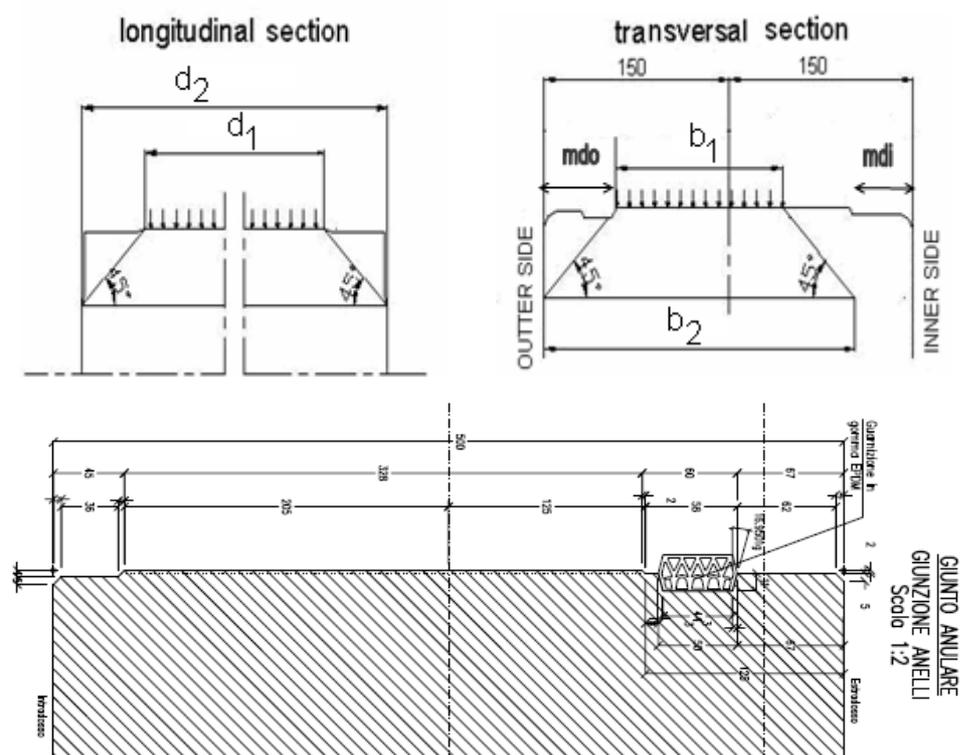


Figura 43 – Schema di riferimento per il calcolo delle pressioni di contatto

In cui risulta:

m_{di} = distanza della superficie di contatto all'intradosso (pari a 4.5cm);

m_{do} = distanza della superficie di contatto all'estradosso (pari a 12.7cm);

13.9.1 VERIFICHE DELLE PRESSIONI DI CONTATTO

La verifica delle pressioni, svolta in base al punto 5.4.8.1 dell’Eurocodice 2, è soddisfatta se risulta risultando:

$$N_d < F_{rd} \leq F_{max}$$

con:

$$F_{rd} = A_{c0} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{c0})^{0.5}$$

$$A_{c0} = b_1 * d_1$$

$$A_{c1} = b_2 * d_2$$

$$F_{max} = 3.0 * f_{cd} * A_{c0}$$

In Figura 44, risulta:

N = azione assiale agente su un singolo concio;

M = momento flettente agente su un singolo concio;

M_{joint} = momento flettente agente sul giunto, preso pari a quello agente sul concio, cautelativamente non ridotto;

N_d = $1.0 * N$ = azione assiale allo SLU (considerando che nelle sezioni di calcolo analizzate, i conci sono caricati dal carico idraulico, che non può salire oltre i 7 bar grazie alla presenza di specifiche valvole sui conci stessi, il coefficiente amplificativo è assunto unitario);

excen = eccentricità dell’azione assiale dovuta alla tolleranza costruttiva sul montaggio dei conci; si ipotizza un disassamento conci che porta ad incrementare l’eccentricità M_{joint}/N di 5mm (la presenza dei bulloni tra conci dello stesso anello limita normalmente il disallineamento delle facce)

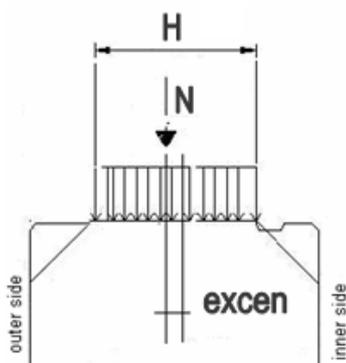


Figura 44 – Eccentricità dell’azione assiale

In Figura 45 sono messi in evidenza:

H = altezza della superficie di contatto massima = 32.8 cm;

$H/6$ = 1/6 dell’altezza della superficie di contatto massima = $1/6 * 32.8 \text{ cm} = 5.46 \text{ cm}$;

b_1 = altezza effettiva della superficie di contatto, dipendente dall’eccentricità:

- eccentricità $\leq H/6 \rightarrow b_1 = 5.46 \text{ cm}$ = altezza della superficie di contatto pari alla massima; in questo caso l’azione assiale cade nel nocciolo centrale di inerzia dell’area di contatto e tutta l’area è compressa (caso 1 nella figura seguente);
- eccentricità $> H/6 \rightarrow b_1 = 3(H/2 - \text{eccentricità})$ = riduzione dell’altezza della superficie di contatto; in questo caso l’azione assiale cade al di fuori del nocciolo centrale di inerzia dell’area di contatto e solo parte dell’area viene compressa (caso 2 nella figura seguente).

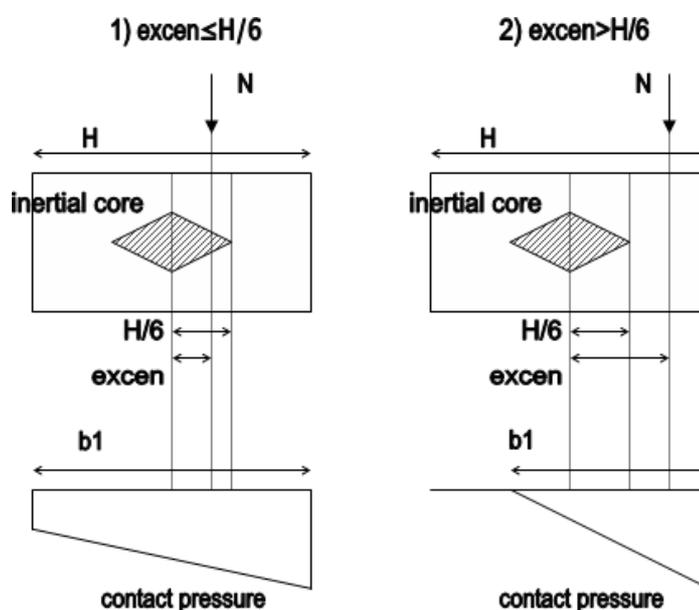


Figura 45 – Altezza di contatto effettiva

Nella Figura 46 sono rappresentati:

d_1 = larghezza della superficie di contatto = 180 cm;

d_2 = larghezza del concio = 200 cm;

b_1 = altezza effettiva della superficie di contatto;

b_2 = parametro geometrico che dipende dal livello di eccentricità dell’azione assiale; la verifica tiene conto di un angolo di diffusione della pressione nel calcestruzzo pari a 45° . In particolare risulta:

- $M > 0$ (compr. all’intradosso) $\rightarrow b_2 = b_1 + 2 * m_{di}$ (ecc. sia $\leq H/6$ or $> H/6$, essendo $m_{di} < m_{do}$);
- $M < 0$ (compr. all’estradosso) $\rightarrow \text{ecc.} \leq H/6 \rightarrow b_2 = b_1 + 2 * m_{di}$;
 $\text{ecc.} > H/6 \rightarrow m_{di} + H - b_1 > m_{do} \rightarrow b_2 = b_1 + 2 * m_{do}$;

$$\rightarrow m d_i + H - b_1 < m d_o \rightarrow b_2 = b_1 + 2 * (m d_i + H - b_1).$$

A_{c0} = area caricata = $b_1 * d_1$;

A_{c1} = area massima di distribuzione del carico = $b_2 * d_2$;

$F_{rd u}$ = forza concentrate resistente = $A_{c0} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{c0})^{0.5}$;

F_{max} = massima forza resistente = $3.0 * f_{cd} * A_{c0}$.

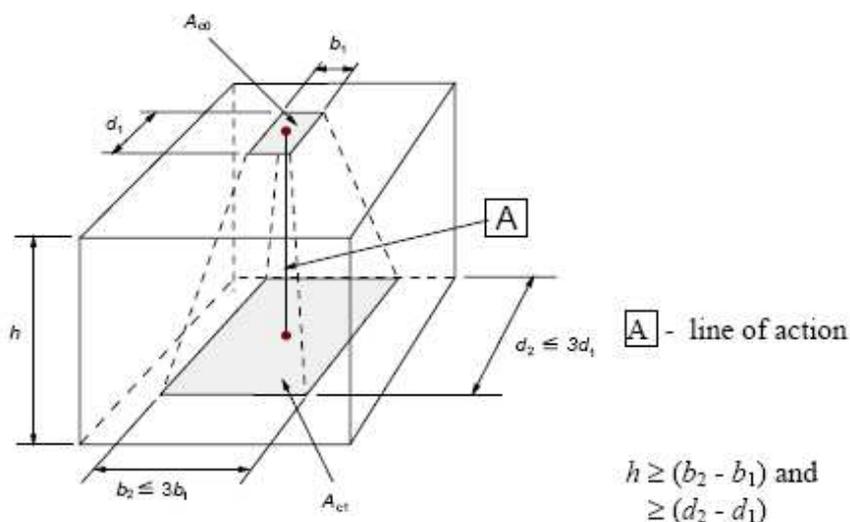


Figura 46 – Diffusione del carico per aree parzialmente caricate (EuroCode 2 – par 6.7, figure 6.29)

Le tabelle seguenti riportano i risultati delle verifiche delle pressioni di contatto, con riferimento ad un concio di 2m di larghezza, in accordo con le sollecitazioni trovate in precedenza.

	N	M	M_{joint}	N_d	excen.	H/6	b_1	d_1	A_{c0}	b_2	d_2	A_{c1}	$F_{rd u}$	F_{max}
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ²]	kN	kN
Lato dx	11310.0	84.5	84.5	11310.0	1.2	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
AR	12438.0	90.2	90.2	12438.0	1.2	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Lato sn	11538.0	77.9	77.9	11538.0	1.2	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Calotta	11276.0	74.8	74.8	11276.0	1.2	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2

Tabella 71: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 1 - Step 5

	N	M	M_{joint}	N_d	excen.	H/6	b_1	d_1	A_{c0}	b_2	d_2	A_{c1}	$F_{rd u}$	F_{max}
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ²]	kN	kN
Lato dx	10162.0	-33.0	-33.0	10162.0	0.8	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	13933.9	35128.8
AR	11776.0	46.3	46.3	11776.0	0.9	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	13933.9	35128.8
Lato sn	10102.0	19.1	19.1	10102.0	0.7	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	13933.9	35128.8
Calotta	9684.0	25.2	25.2	9684.0	0.8	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	13933.9	35128.8

Tabella 72: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 2 - Step 5

	N	M	M_{joint}	N_d	excen.	H/6	b_1	d_1	A_{c0}	b_2	d_2	A_{c1}	$F_{rd u}$	F_{max}
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ²]	kN	kN
Lato dx	13780.0	96.3	96.3	13780.0	1.2	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
AR	15184.0	97.3	97.3	15184.0	1.1	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Lato sn	14058.0	83.9	83.9	14058.0	1.1	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Calotta	13850.0	87.5	87.5	13850.0	1.1	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2

Tabella 73: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 3 - Step 5

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

	N	M	M _{joint}	N _d	excen.	H/6	b ₁	d ₁	A _{c0}	b ₂	d ₂	A _{c1}	F _{rd}	F _{max}
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ²]	kN	kN
Lato dx	12672.0	64.7	64.7	12672.0	1.0	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
AR	14032.0	63.4	63.4	14032.0	1.0	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Lato sn	12996.0	67.9	67.9	12996.0	1.0	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Calotta	12596.0	65.1	65.1	12596.0	1.0	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2

Tabella 74: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 4 - Step 5

	N	M	M _{joint}	N _d	excen.	H/6	b ₁	d ₁	A _{c0}	b ₂	d ₂	A _{c1}	F _{rd}	F _{max}
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ²]	kN	kN
Lato dx	8536.0	-49.3	-49.3	8536.0	1.1	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
AR	9408.0	-64.2	-64.2	9408.0	1.2	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Lato sn	8710.0	-52.4	-52.4	8710.0	1.1	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Calotta	8132.0	-44.4	-44.4	8132.0	1.0	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2

Tabella 75: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 5 - Step 5

	N	M	M _{joint}	N _d	excen.	H/6	b ₁	d ₁	A _{c0}	b ₂	d ₂	A _{c1}	F _{rd}	F _{max}
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ²]	kN	kN
Lato dx	10778.0	-119.9	-119.9	10778.0	1.6	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
AR	10614.0	-217.2	-217.2	10614.0	2.5	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Lato sn	11598.0	-112.1	-112.1	11598.0	1.5	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Calotta	8990.0	-179.3	-179.3	8990.0	2.5	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2

Tabella 76: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 6 - Step 33 – Canna Nord

	N	M	M _{joint}	N _d	excen.	H/6	b ₁	d ₁	A _{c0}	b ₂	d ₂	A _{c1}	F _{rd}	F _{max}
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ²]	kN	kN
Lato dx	10098.0	1.5	1.5	10098.0	0.5	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
AR	10254.0	-177.9	-177.9	10254.0	2.2	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Lato sn	12732.0	134.4	134.4	12732.0	1.6	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2
Calotta	8422.0	-138.2	-138.2	8422.0	2.1	5.5	32.80	180.00	5,904.00	41.80	200.00	8360.0	15924.4	40147.2

Tabella 77: Verifica pressione di contatto sui giunti – Sezione 6 - Step 33 – Canna Sud

13.9.2 VERIFICA ALLE TRAZIONI INDOTTE

Il carico concentrato determina anche una forza di divaricamento sul concio in direzione radiale che può essere stimata secondo la formula proposta da Leonhardt:

$$F_t = 0.3 \times (N_d) \times (1 - b_1/b_2)$$

in cui b_1 e b_2 sono rispettivamente l'altezza della superficie di contatto e la dimensione del prisma sostitutivo per carico eccentrico, precedentemente determinate.

Allo scopo di assorbire la forza di trazione indotta, sono disposte lungo la faccia del singolo concio armature (le C di chiusura dei ferri principali) per un'area complessiva pari a:

- Tipo I: $15\Phi 14 = 23.09 \text{ cm}^2$;
- Tipo II: $15\Phi 16 = 30.16 \text{ cm}^2$.

La massima forza di trazione resistente risulta pari a:

- Tipo I: $F_{t,res} = A_s \times f_{yk} / 1.15 = 0.002309 \text{ m}^2 \times 360 \text{ MPa} = 903 \text{ kN}$;
- Tipo II: $F_{t,res} = A_s \times f_{yk} / 1.15 = 0.003016 \text{ m}^2 \times 360 \text{ MPa} = 1180 \text{ kN}$.

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

		N	M	Mjoint	Nd	excen.	H/6	b1	d1	b2	d2	b1/b2	F _{td}
	frame	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[kN]
Lato dx	11	11310.00	84.50	84.50	11310.00	1.25	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	730.55
AR	67	12438.00	90.20	90.20	12438.00	1.23	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	803.41
Lato sn	50	11538.00	77.92	77.92	11538.00	1.18	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	745.28
Calotta	28	11276.00	74.78	74.78	11276.00	1.16	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	728.35

Tabella 78: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 1 - Step 5

		N	M	Mjoint	Nd	excen.	H/6	b1	d1	b2	d2	b1/b2	F _{td}
	frame	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[kN]
Lato dx	11	10162.00	-33.00	-33.00	10162.00	0.82	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	656.40
AR	67	11776.00	46.34	46.34	11776.00	0.89	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	760.65
Lato sn	50	10102.00	19.09	19.09	10102.00	0.69	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	652.52
Calotta	28	9684.00	25.16	25.16	9684.00	0.76	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	625.52

Tabella 79: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 2 - Step 5

		N	M	Mjoint	Nd	excen.	H/6	b1	d1	b2	d2	b1/b2	F _{td}
	frame	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[kN]
Lato dx	11	13780.00	96.28	96.28	13780.00	1.20	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	890.10
AR	67	15184.00	97.26	97.26	15184.00	1.14	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	980.78
Lato sn	50	14058.00	83.92	83.92	14058.00	1.10	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	908.05
Calotta	28	13850.00	87.46	87.46	13850.00	1.13	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	894.62

Tabella 80: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 3 - Step 5

		N	M	Mjoint	Nd	excen.	H/6	b1	d1	b2	d2	b1/b2	F _{td}
	frame	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[kN]
Lato dx	11	12672.00	64.74	64.74	12672.00	1.01	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	818.53
AR	67	14032.00	63.44	63.44	14032.00	0.95	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	906.37
Lato sn	50	12996.00	67.88	67.88	12996.00	1.02	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	839.45
Calotta	28	12596.00	65.14	65.14	12596.00	1.02	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	813.62

Tabella 81: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 4 - Step 5

		N	M	Mjoint	Nd	excen.	H/6	b1	d1	b2	d2	b1/b2	F _{td}
	frame	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[kN]
Lato dx	11	8536.00	-49.28	-49.28	8536.00	1.08	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	551.37
AR	67	9408.00	-64.24	-64.24	9408.00	1.18	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	607.69
Lato sn	50	8710.00	-52.40	-52.40	8710.00	1.10	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	562.61
Calotta	28	8132.00	-44.36	-44.36	8132.00	1.05	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	525.27

Tabella 82: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 5 - Step 5

		N	M	Mjoint	Nd	excen.	H/6	b1	d1	b2	d2	b1/b2	F _{td}
	frame	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[kN]
Lato dx	11	10778.00	-119.94	-119.94	10778.00	1.61	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	696.19
AR	67	10614.00	-217.20	-217.20	10614.00	2.55	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	685.59
Lato sn	50	11598.00	-112.08	-112.08	11598.00	1.47	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	749.15
Calotta	28	8990.00	-179.34	-179.34	8990.00	2.49	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	580.69

Tabella 83: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 6 - Step 33 – Canna Nord

		N	M	Mjoint	Nd	excen.	H/6	b1	d1	b2	d2	b1/b2	F _{td}
	frame	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[kN]
Lato dx	11	10098.00	1.54	1.54	10098.00	0.52	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	652.26
AR	67	10254.00	-177.90	-177.90	10254.00	2.23	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	662.34
Lato sn	50	12732.00	134.38	134.38	12732.00	1.56	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	822.40
Calotta	28	8422.00	-138.20	-138.20	8422.00	2.14	5.47	32.80	180.00	41.80	200.00	0.78	544.00

Tabella 84: Verifica delle tensioni di trazione ai giunti – Sezione 6 - Step 33 – Canna Sud

13.10 Valutazione dello spalling

In questo paragrafo si propone una stima dell’entità del possibile spalling ad alte coperture, un fenomeno di rottura fragile che si verifica in ammassi rocciosi di buona qualità soggetti a stati tensionali particolarmente gravosi. Questo pericolo è per lo più legato allo scavo meccanizzato, in quanto un’estesa area plasticizzata al contorno dello scavo può determinare deformazioni elevate ed un restringimento del cavo in concomitanza con il passaggio dello scudo. La valutazione dell’estensione delle zone soggette a rottura dovuta a detensionamento è realizzata attraverso due formulazioni:

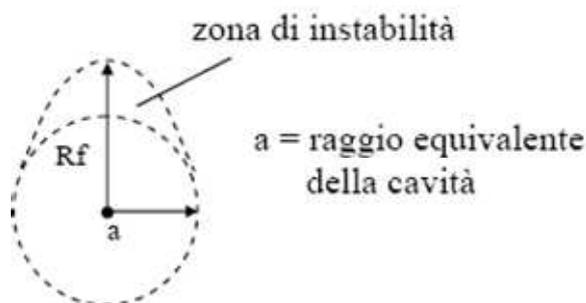
- calcolo del coefficiente $D_i = \sigma_{c \max} / \sigma_{ci}$, assumendo $\sigma_{c \max} = 3 \sigma_v$ per gallerie profonde con coefficiente k_0 unitario, e valutazione della gravità dello spalling previsto:

D_i	DESCRIZIONE	EFFETTO	DIMENSIONE MEDIA DELL’INSTABILITA’
< 0.4	Comportamento elastico della roccia	Nulla	
0.4 - 1	Splaccamenti decimetrici	Trascurabile	0 – 0.40 m
1 – 1.5	Splaccamenti da metrici a decametrici	Importante	0.40 m – 10 m
> 1.5	Splaccamenti con dimensione maggiore di 10 m	Intenso	> 10 m

- calcolo dell’estensione del fenomeno di detensionamento al contorno di scavo, mediante la formula:

$$\frac{R_f}{a} = 0.49(\pm 0.1) + 1.25 \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{ci}} \quad \text{con } \sigma_{\max} \geq 0.4 \cdot \sigma_{ci}$$

Come mostrato nella seguente tabella, le analisi eseguite per la vulcanite e per la dolomia indicano che il rischio di spalling è trascurabile in tutti i casi, ad eccezione del caso della vulcanite a massima copertura in cui il coefficiente D_i è di poco superiore al limite della trascurabilità, mentre la zona di instabilità ha un’estensione massima ($R_f \cdot a$) pari a 6.5m. Si osserva che 6.5m di cuneo di roccia gravante sullo scudo a fronte di 1000m di copertura equivalgono allo 0.65% del carico geostatico: questo carico risulta comunque inferiore allo 0.5% di carico geostatico considerato agente sul rivestimento definitivo nelle analisi bidimensionali, così come dichiarato in Tabella 20 per le diverse sezioni di calcolo.



VULCANITE			
Gruppo	GSI	σ_{ci} [MPa]	COPERTURA
1A	55-65	73.184	100-1000
1B	45-55		100-1000
2A	40-45		100-1000
2B	35-40		100-1000

VULCANITE					
COPERTURA	$\sigma_{c\max}$ [MPa]	D_i	Rischio spalling	R_f/a	R_f-a [m]
500	40.5	0.6	Trascurabile	1.2	1.3
600	48.6	0.7	Trascurabile	1.3	2.4
700	56.7	0.8	Trascurabile	1.5	3.4
800	64.8	0.9	Trascurabile	1.6	4.4
900	72.9	1.0	Trascurabile	1.7	5.4
1000	81	1.1	Importante	1.9	6.5

DOLOMIA			
Gruppo	GSI	σ_{ci} [MPa]	COPERTURA
1A	55-65	88.814	100-1000
1B	45-55		100-1000
2A	40-45		100-800
2B	35-40		100-800
3A	25-35		20-800

DOLOMIA					
COPERTURA	$\sigma_{c\max}$ [MPa]	D_i	Rischio spalling	R_f/a	R_f-a [m]
500	40.5	0.5	Trascurabile	1.1	0.4
600	48.6	0.5	Trascurabile	1.2	1.3
700	56.7	0.6	Trascurabile	1.3	2.1
800	64.8	0.7	Trascurabile	1.4	3.0
900	72.9	0.8	Trascurabile	1.5	3.8
1000	81	0.9	Trascurabile	1.6	4.7

Tabella 85: Valutazione dello spalling

14 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.

14.1 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).

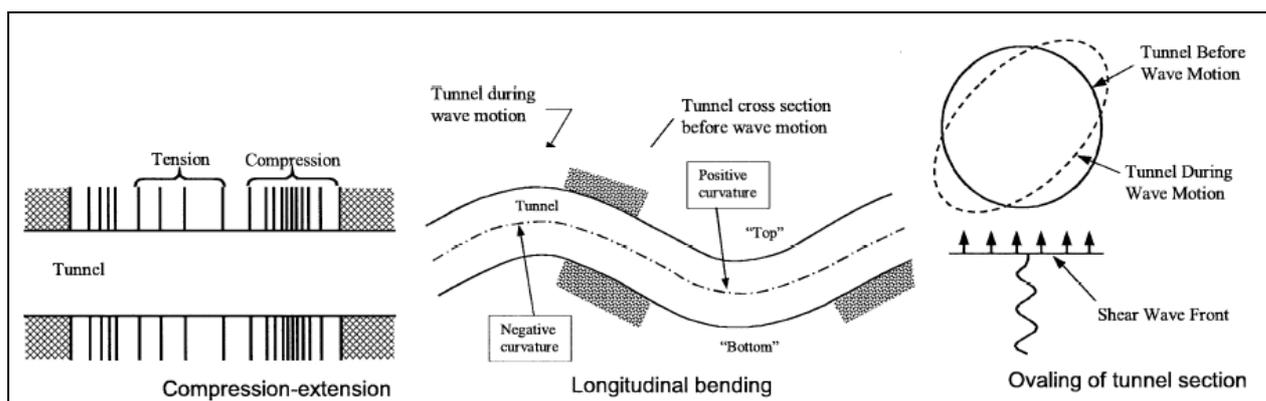


Figura 47 – Tipi di deformazione in condizioni sismiche (Owen e Scholl, 1981)

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.

14.1.1 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.

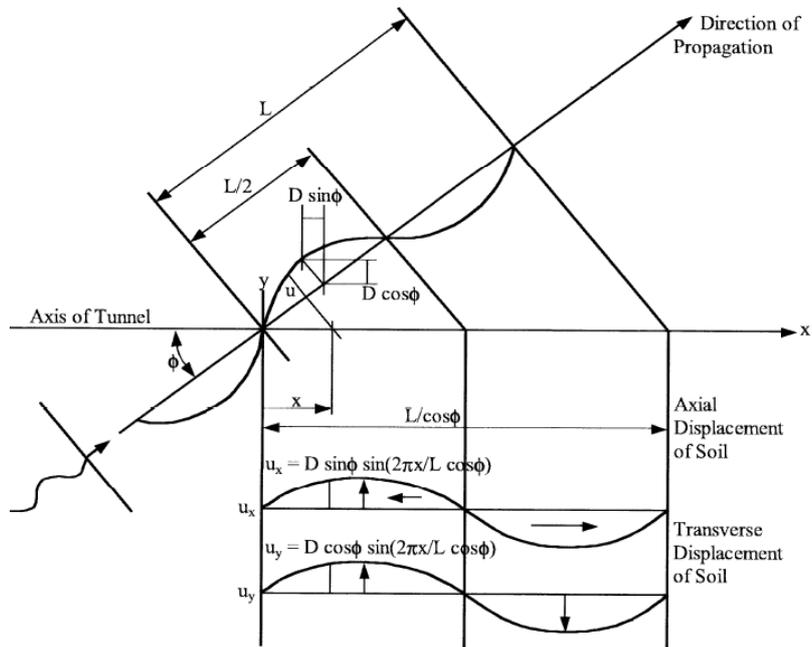


Figura 48 – Interazione fra onda armonica semplice e galleria (Wang, 1993)

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, $22000 \cdot [(f_{ck}+8)/10]^{0.3}$), con A_c ($=\pi/4 \cdot [d_e^2 - (d_e - 2t)^2]$) 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 ($=\pi/64 \cdot [d_e^4 - (d_e - 2t)^4]$). 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:

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

14.1.2 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):

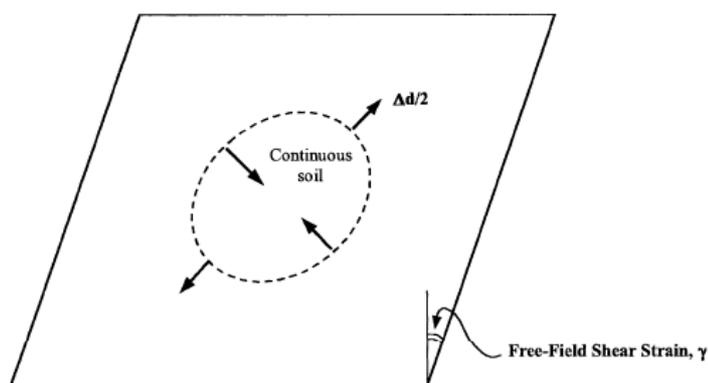


Figura 49 – Deformazione distorsionale in condizioni di free-field nel caso di terreno indisturbato (Wang, 1993)

Quindi la deformazione diametrica 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 ($=1.0\text{m} \cdot \text{t}^3/12$).

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:

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

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

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

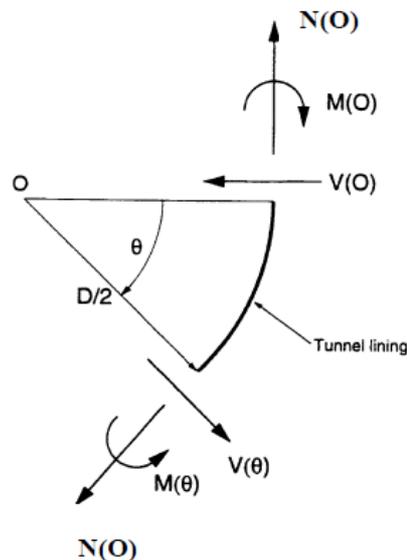


Figura 50 – Convenzione dei segni utilizzata nelle formule di Penzien (2000)

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 $\theta=90^\circ$.

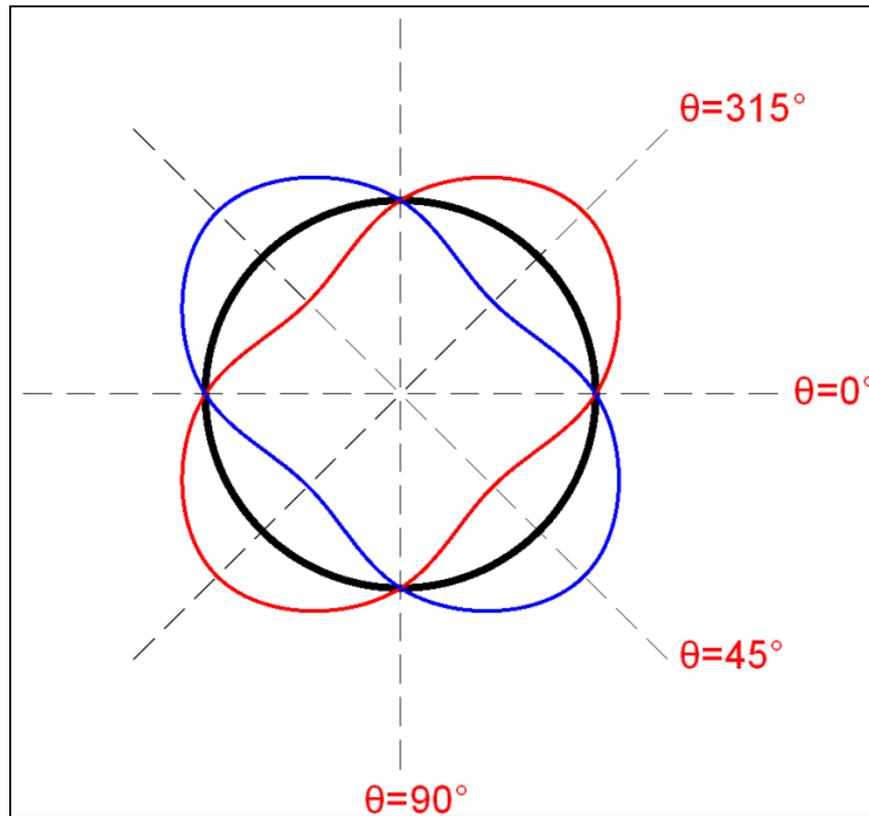


Figura 51 – Ovalizzazione della galleria

14.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Per determinare l'azione sismica, con riferimento alla galleria Cogollo che si sviluppa interamente nel comune di Cogollo del Cengio, 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 $a_g = 0.251$ g.

Considerando inoltre:

S_S = Coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione della categoria di sottosuolo, assunto pari ad 1 per tutte le sezioni di calcolo, anche per quella in detrito, in quanto ad oltre 100m di profondità il valore di V_s è significativamente superiore a 800m/s, così come mostrato nella relazione geomeccanica J16L1_03_08_01_002_0101, e non vi è quindi amplificazione stratigrafica; nella stessa relazione geomeccanica, dalla figura 15 risulta che anche per la sezione 6 in detrito con 50m di copertura, V_s è oltre i 1000m/s già da 20m di profondità, e quindi S_S per la galleria in esame risulta pari a 1;

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 0.251 g.

14.2.1 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).

Parametri Strutturali		
t [m]	0.50	spessore rivestimento
d _e [m]	14.30	diam. esterno rivest.
v _l	0.20	NTC2008
E _l [MPa]	34000	NTC2008 - C35/45
r _e [m]	.	raggio esterno rivest.
d [m]	13.80	diam. medio rivest.
I [m ⁴ /m]	0.010417	Inerzia rivest. long. a ml
A [m ² /m]	0.50	Area rivest. long. a ml
A _c [m ²]	21.68	Area rivest. sez. trasv.
I _c [m ⁴]	516.70	Inerzia rivest. sez. trasv.
0.5*I _c [m ⁴]	258.35	Inerzia di calcolo
Parametri sismici Normativa		
a _g [g]	0.251	SLV (Vr=200anni)
T _C [s]	0.297	
T _D [s]	2.362	
S _s	1.000	cat.A
S _t	1.000	cat. T1
S	1.000	S _s * S _t
a _{max} [g]	0.251	a _g * S
v _g [m/s]	0.117	NTC2008 par.3.2.3.3
d _g [m]	0.043	

Tabella 86 – Parametri sismici – concio tipo 1

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z ₀ [m]	1000.00	profondità galleria
γ [kN/m ³]	27	
v _m	0.20	
C _s [m/s]	3793	
G _m [MPa]	39597	
E _m [MPa]	95032	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a _s [g]	0.251	
V _s [m/s]	0.117	
γ _{max}	0.00003	V _s /C _s

Tabella 87 – Parametri a quota galleria – Sezione 2

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

Parametri Strutturali		
t [m]	0.50	spessore rivestimento
d _e [m]	14.30	diam. esterno rivest.
v _l	0.20	NTC2008
E _l [MPa]	35000	NTC2008 - C40/50
r _e [m]	.	raggio esterno rivest.
d [m]	13.80	diam. medio rivest.
I [m ⁴ /m]	0.010417	Inerzia rivest. long. a ml
A [m ² /m]	0.50	Area rivest. long. a ml
A _c [m ²]	21.68	Area rivest. sez. trasv.
I _c [m ⁴]	516.70	Inerzia rivest. sez. trasv.
0.5*I _c [m ⁴]	258.35	Inerzia di calcolo
Parametri sismici Normativa		
a _g [g]	0.251	SLV (Vr=200anni)
T _C [s]	0.297	
T _D [s]	2.362	
S _s	1.000	cat.A
S _t	1.000	cat. T1
S	1.000	S _s * S _t
a _{max} [g]	0.251	a _g * S
v _g [m/s]	0.117	NTC2008 par.3.2.3.3
d _g [m]	0.043	

Tabella 88 – Parametri sismici – concio tipo 2

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z ₀ [m]	125.00	profondità galleria
γ [kN/m ³]	23	
v _m	0.30	
C _s [m/s]	1281	
G _m [MPa]	3847	
E _m [MPa]	10003	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a _s [g]	0.251	
V _s [m/s]	0.117	
γ _{max}	0.00009	V _s /C _s

Tabella 89 – Parametri a quota galleria – Sezione 1

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

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z_0 [m]	1000.00	profondità galleria
γ [kN/m ³]	27	
ν_m	0.20	
C_s [m/s]	2566	
G_m [MPa]	18122	
E_m [MPa]	43493	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a_s [g]	0.251	
V_s [m/s]	0.117	
γ_{max}	0.00005	V_s/C_s

Tabella 90 – Parametri a quota galleria – Sezione 3

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z_0 [m]	800.00	profondità galleria
γ [kN/m ³]	27	
ν_m	0.20	
C_s [m/s]	2476	
G_m [MPa]	16873	
E_m [MPa]	40496	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a_s [g]	0.251	
V_s [m/s]	0.117	
γ_{max}	0.00005	V_s/C_s

Tabella 91 – Parametri a quota galleria – Sezione 4

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z_0 [m]	175.00	profondità galleria
γ [kN/m ³]	27	
ν_m	0.20	
C_s [m/s]	2476	
G_m [MPa]	16873	
E_m [MPa]	40496	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a_s [g]	0.251	
V_s [m/s]	0.117	
γ_{max}	0.00005	V_s/C_s

Tabella 92 – Parametri a quota galleria – Sezione 5

Parametri Geotecnici di progetto a quota galleria		
z_0 [m]	50.00	profondità galleria
γ [kN/m ³]	23	
ν_m	0.30	
C_s [m/s]	758	
G_m [MPa]	1347	
E_m [MPa]	3502	
Parametri Sismici di progetto a quota galleria		
a_s [g]	0.251	
V_s [m/s]	0.117	
γ_{max}	0.00015	

Tabella 93 – Parametri a quota galleria – Sezione 6

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

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

Come si può osservare nel seguito, gli incrementi di sollecitazioni dovuti al sisma sono insignificanti, risultando $N_{max}=10.3\text{kN/m}$, $M_{max}=35.5\text{kNm/m}$ e $V_{max}=10.3\text{kN/m}$, ossia $N_{max}=41.2\text{kN}$, $M_{max}=142\text{kNm}$ e $V_{max}=41.2\text{kN}$ su un concio di 2 metri di larghezza, su cui insistono le forze relative a 2 anelli.

Rispetto alle sollecitazioni riportate nei domini M-N nel par. 13.8.1, 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.

Condizioni di free-field		
$\Delta d_{\text{free-field}}/d$	0.00005	
$\Delta d_{\text{free-field}}$ [m]	0.00063	
Condizioni limite di full-slip		
α^n	0.001	
R^n	2.796	
$\Delta d_{\text{lining}}^n$ [m]	0.00176	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	3.1	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	21.1	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	6.1	forza max taglio
Condizioni limite di no-slip		
α	0.002	
R	2.795	
Δd_{lining} [m]	0.00176	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	6.1	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	21.1	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	6.1	forza max taglio

Tabella 94 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1

Condizioni di free-field		
$\Delta d_{\text{free-field}}/d$	0.00002	
$\Delta d_{\text{free-field}}$ [m]	0.00021	
Condizioni limite di full-slip		
α^n	0.000	
R^n	3.199	
$\Delta d_{\text{lining}}^n$ [m]	0.00068	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	1.1	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	7.9	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	2.3	forza max taglio
Condizioni limite di no-slip		
α	0.000	
R	3.199	
Δd_{lining} [m]	0.00068	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	2.3	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	7.9	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	2.3	forza max taglio

Tabella 95 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2

Condizioni di free-field		
$\Delta d_{\text{free-field}}/d$	0.00002	
$\Delta d_{\text{free-field}}$ [m]	0.00031	
Condizioni limite di full-slip		
α^n	0.000	
R^n	3.199	
$\Delta d_{\text{lining}}^n$ [m]	0.00101	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	1.7	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	12.0	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	3.5	forza max taglio
Condizioni limite di no-slip		
α	0.000	
R	3.199	
Δd_{lining} [m]	0.00101	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	3.5	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	12.0	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	3.5	forza max taglio

Tabella 96 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3

Condizioni di free-field		
$\Delta d_{\text{free-field}}/d$	0.00002	
$\Delta d_{\text{free-field}}$ [m]	0.00033	
Condizioni limite di full-slip		
α^n	0.000	
R^n	3.199	
$\Delta d_{\text{lining}}^n$ [m]	0.00104	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	1.8	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	12.5	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	3.6	forza max taglio
Condizioni limite di no-slip		
α	0.000	
R	3.199	
Δd_{lining} [m]	0.00104	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	3.6	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	12.5	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	3.6	forza max taglio

Tabella 97 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 4

Condizioni di free-field		
$\Delta d_{\text{free-field}}/d$	0.00002	
$\Delta d_{\text{free-field}}$ [m]	0.00033	
Condizioni limite di full-slip		
α^n	0.000	
R^n	3.199	
$\Delta d_{\text{lining}}^n$ [m]	0.00104	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	1.8	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	12.5	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	3.6	forza max taglio
Condizioni limite di no-slip		
α	0.000	
R	3.199	
Δd_{lining} [m]	0.00104	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	3.6	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	12.5	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	3.6	forza max taglio

Tabella 98 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 5

Condizioni di free-field		
$\Delta d_{\text{free-field}}/d$	0.00008	
$\Delta d_{\text{free-field}}$ [m]	0.00107	
Condizioni limite di full-slip		
α^n	0.004	
R^n	2.789	
$\Delta d_{\text{lining}}^n$ [m]	0.00297	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	5.2	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	35.5	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	10.3	forza max taglio
Condizioni limite di no-slip		
α	0.005	
R	2.787	
Δd_{lining} [m]	0.00297	
$N_{\text{max}} = N(\pi/4)$ [kN/m]	10.3	forza max circ.
$M_{\text{max}} = M(\pi/4)$ [kNm/m]	35.5	momento max
$V_{\text{max}} = V(\pi/2)$ [kN/m]	10.3	forza max taglio

Tabella 99 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 6

14.2.1 Direzione longitudinale

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

DATI DI INGRESSO		RISULTATI	
Terreno		SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE	
V_s (m/s) =	1281	approccio semplificato (Free field)	
V_{sL} (m/s) =	1281	ε_N =	4.6E-05
γ (kN/m ³) =	23	ε_M =	3.3E-06
ν =	0.3	ε_{tot} =	4.9E-05
E_0 (MPa) =	10003	σ (MPa) =	1.7
G_0 (MPa) =	3847	approccio con interazione	
Sisma		N_{max} (kN) =	105778
A_{picco} (m/s ²) =	2.25	σ_N (MPa) =	4.7
V_{picco} (m/s) =	0.117	M_{max} (kNm) =	34156
D_{picco} (m) =	0.043	σ_M (MPa) =	0.4
L (m) =	5916	σ (MPa) =	5.1
$L_{calcolo}$ (m) =	1000	T_{max} (kN) =	215
Rivestimento		τ (MPa) =	0.010
R_{medio} (m) =	6.9		
ν_{riv} =	0.2		
E_{riv} (MPa) =	35000		
s (m) =	0.5		
I_{riv} (m ⁴ /m) =	0.010		
$I_{riv,calcolo}$ (m ⁴ /m) =	0.005		
A (m ²) =	22.5		
I (m ⁴) =	574.9		

Tabella 100 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 1

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
Terreno	
V_s (m/s) =	3793
V_{sL} (m/s) =	3793
γ (kN/m ³) =	27
ν =	0.2
E_0 (MPa) =	95032
G_0 (MPa) =	39597
Sisma	
A_{picco} (m/s ²) =	2.25
V_{picco} (m/s) =	0.117
D_{picco} (m) =	0.043
L (m) =	17518
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
Rivestimento	
R_{medio} (m) =	6.9
ν_{riv} =	0.2
E_{riv} (MPa) =	34000
s (m) =	0.5
I_{riv} (m ⁴ /m) =	0.010
$I_{riv,calcolo}$ (m ⁴ /m) =	0.005
A (m ²) =	22.5
I (m ⁴) =	574.9
SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE	
approccio semplificato (Free field)	
ϵ_N =	1.5E-05
ϵ_M =	3.8E-07
ϵ_{tot} =	1.6E-05
σ (MPa) =	0.5
approccio con interazione	
N_{max} (kN) =	103131
σ_N (MPa) =	4.6
M_{max} (kNm) =	33180
σ_M (MPa) =	0.4
σ (MPa) =	5.0
T_{max} (kN) =	208
τ (MPa) =	0.009

Tabella 101 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 2

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
Terreno	
V_s (m/s) =	2566
V_{sL} (m/s) =	2566
γ (kN/m ³) =	27
ν =	0.2
E_0 (MPa) =	43493
G_0 (MPa) =	18122
Sisma	
A_{picco} (m/s ²) =	2.25
V_{picco} (m/s) =	0.117
D_{picco} (m) =	0.043
L (m) =	11851
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
Rivestimento	
R_{medio} (m) =	6.9
ν_{riv} =	0.2
E_{riv} (MPa) =	35000
s (m) =	0.5
I_{riv} (m ⁴ /m) =	0.010
$I_{riv,calcolo}$ (m ⁴ /m) =	0.005
A (m ²) =	22.5
I (m ⁴) =	574.9
SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE	
approccio semplificato (Free field)	
ϵ_N =	2.3E-05
ϵ_M =	8.3E-07
ϵ_{tot} =	2.4E-05
σ (MPa) =	0.8
approccio con interazione	
N_{max} (kN) =	106113
σ_N (MPa) =	4.7
M_{max} (kNm) =	34156
σ_M (MPa) =	0.4
σ (MPa) =	5.2
T_{max} (kN) =	215
τ (MPa) =	0.010

Tabella 102 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 3

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
Terreno	
V_s (m/s) =	2476
V_{sL} (m/s) =	2476
γ (kN/m ³) =	27
ν =	0.2
E_0 (MPa) =	40496
G_0 (MPa) =	16873
Sisma	
A_{picco} (m/s ²) =	2.25
V_{picco} (m/s) =	0.117
D_{picco} (m) =	0.043
L (m) =	11435
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
Rivestimento	
R_{medio} (m) =	6.9
ν_{riv} =	0.2
E_{riv} (MPa) =	35000
s (m) =	0.5
I_{riv} (m ⁴ /m) =	0.010
$I_{riv,calcolo}$ (m ⁴ /m) =	0.005
A (m ²) =	22.5
I (m ⁴) =	574.9
SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE	
approccio semplificato (Free field)	
ϵ_N =	2.4E-05
ϵ_M =	9.0E-07
ϵ_{tot} =	2.5E-05
σ (MPa) =	0.9
approccio con interazione	
N_{max} (kN) =	106107
σ_N (MPa) =	4.7
M_{max} (kNm) =	34156
σ_M (MPa) =	0.4
σ (MPa) =	5.2
T_{max} (kN) =	215
τ (MPa) =	0.010

Tabella 103 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 4

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
Terreno	
V_s (m/s) =	2476
V_{sL} (m/s) =	2476
γ (kN/m ³) =	27
ν =	0.2
E_0 (MPa) =	40496
G_0 (MPa) =	16873
Sisma	
A_{picco} (m/s ²) =	2.25
V_{picco} (m/s) =	0.117
D_{picco} (m) =	0.043
L (m) =	11435
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
Rivestimento	
R_{medio} (m) =	6.9
ν_{riv} =	0.2
E_{riv} (MPa) =	35000
s (m) =	0.5
I_{riv} (m ⁴ /m) =	0.010
$I_{riv,calcolo}$ (m ⁴ /m) =	0.005
A (m ²) =	22.5
I (m ⁴) =	574.9
SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE	
approccio semplificato (Free field)	
ϵ_N =	2.4E-05
ϵ_M =	9.0E-07
ϵ_{tot} =	2.5E-05
σ (MPa) =	0.9
approccio con interazione	
N_{max} (kN) =	106107
σ_N (MPa) =	4.7
M_{max} (kNm) =	34156
σ_M (MPa) =	0.4
σ (MPa) =	5.2
T_{max} (kN) =	215
τ (MPa) =	0.010

Tabella 104 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 5

DATI DI INGRESSO	RISULTATI
Terreno	
V_s (m/s) =	758
V_{sL} (m/s) =	758
γ (kN/m ³) =	23
ν =	0.3
E_0 (MPa) =	3502
G_0 (MPa) =	1347
Sisma	
A_{picco} (m/s ²) =	2.25
V_{picco} (m/s) =	0.117
D_{picco} (m) =	0.043
L (m) =	3501
$L_{calcolo}$ (m) =	1000
Rivestimento	
R_{medio} (m) =	6.9
ν_{riv} =	0.2
E_{riv} (MPa) =	35000
s (m) =	0.5
I_{riv} (m ⁴ /m) =	0.010
$I_{riv,calcolo}$ (m ⁴ /m) =	0.005
A (m ²) =	22.5
I (m ⁴) =	574.9
SISMA NEL PIANO LONGITUDINALE	
approccio semplificato (Free field)	
ϵ_N =	7.7E-05
ϵ_M =	9.6E-06
ϵ_{tot} =	8.7E-05
σ (MPa) =	3.0
approccio con interazione	
N_{max} (kN) =	104995
σ_N (MPa) =	4.7
M_{max} (kNm) =	34155
σ_M (MPa) =	0.4
σ (MPa) =	5.1
T_{max} (kN) =	215
τ (MPa) =	0.010

Tabella 105 – Risposta della galleria in direzione trasversale – sez. 6

15 VERIFICA AL FUOCO

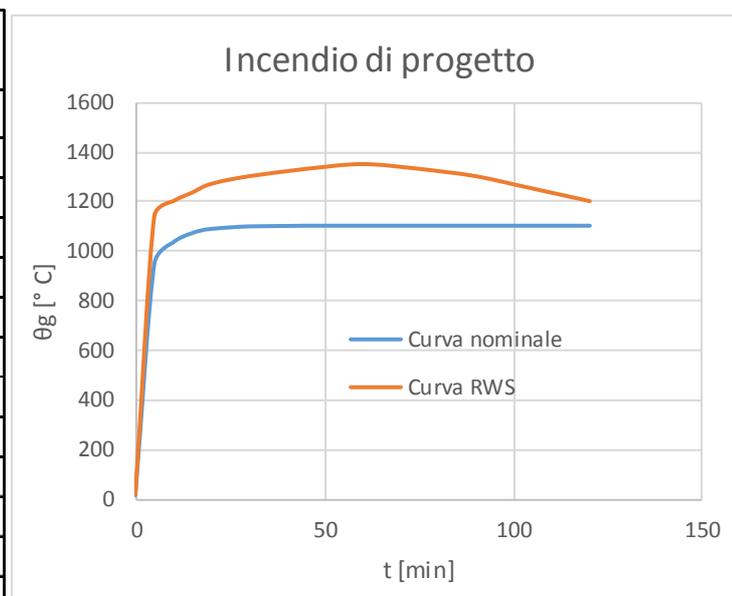
Il rivestimenti definitivi della galleria, ad esclusione dell’arco rovescio, può essere esposto ad un incendio durante la sua vita d’esercizio. Nel seguito si verifica che le strutture previste assicurino il necessario livello di sicurezza in questa combinazione di carico eccezionale.

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.

15.1 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.

15.2 Schematizzazione del problema

Per lo studio della resistenza al fuoco, come fatto per le analisi a freddo, si considera una sezione resistente costituita da due conci, con l’armatura di un concio. Per coerenza con le restanti modellazioni, si considera un modello largo 1 metro e quindi $\frac{1}{4}$ dell’armatura di un concio larga 2m (cautelativamente 3 barre).

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).

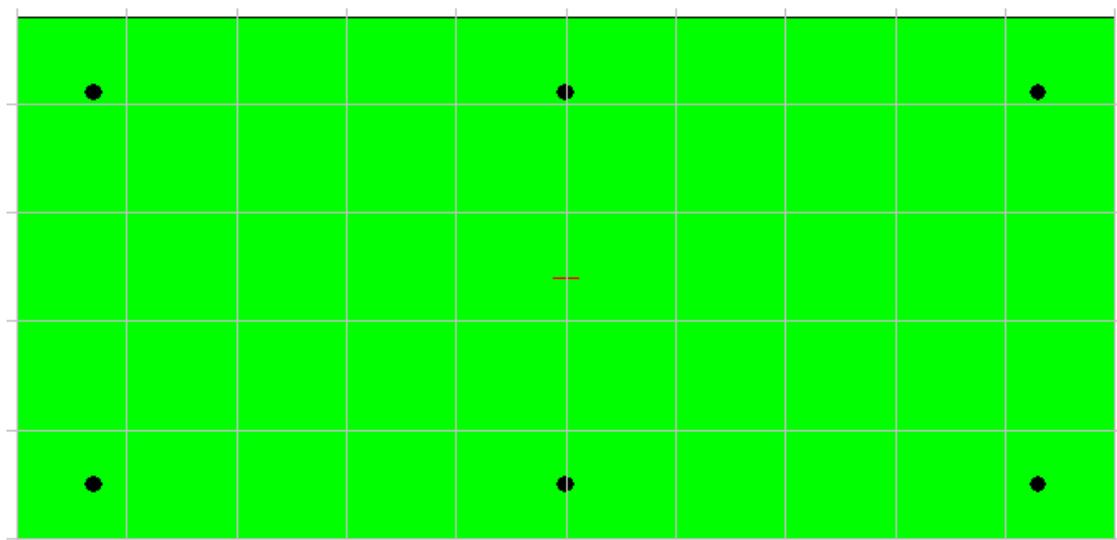


Figura 52 – Sezione di calcolo

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

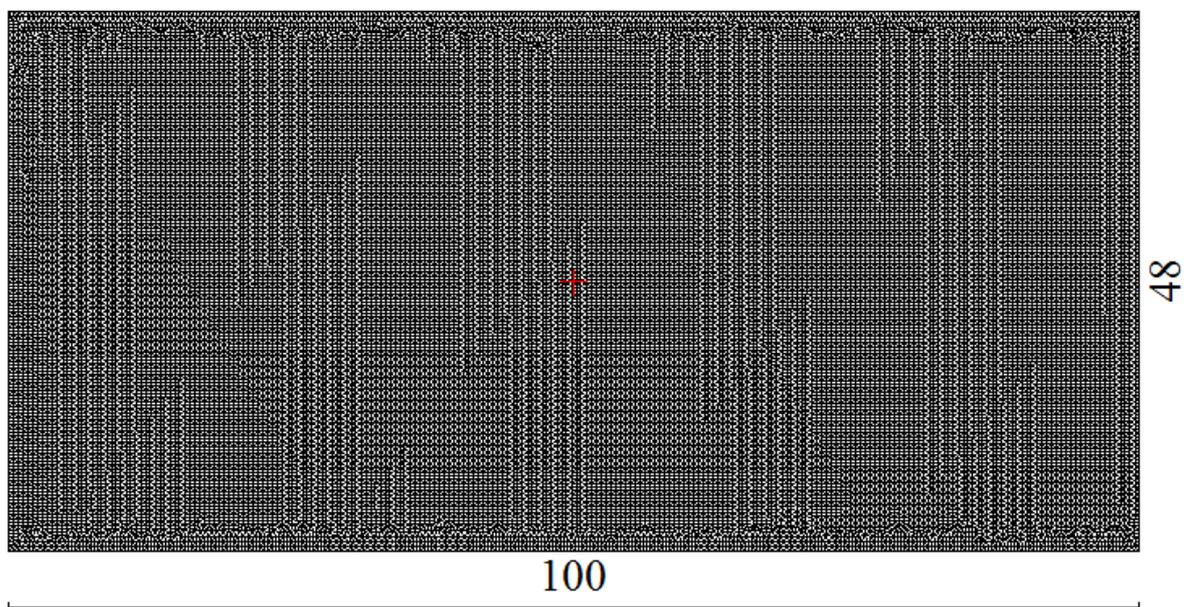


Figura 53 – Mesh di calcolo

Per i conci tipo 1 e 2 si analizzano le sezioni maggiormente sollecitate, in accordo a quanto risulta dalle verifiche pressoflessionali allo SLE nel par. 13.7 con riferimento allo step di calcolo 5 del lungo termine.

SEZIONE DI CALCOLO	H [cm]	2 conci		a metro	
		N_{ek} [kN]	M_{ek} [kNm]	N_{ek} [kN/m]	M_{ek} [kNm/m]
1 - Concio tipo 1	0.48	-20204	-38.2	-5051	-9.5
2 - Concio tipo 2	0.48	-28116	-167.8	-7029	-42

Tabella 106: Sezioni di analisi e carichi a metro di galleria

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

sicurezza relativi alle caratteristiche meccaniche dei materiali assumono valore unitario nelle condizioni di incendio.

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

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

15.3 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.

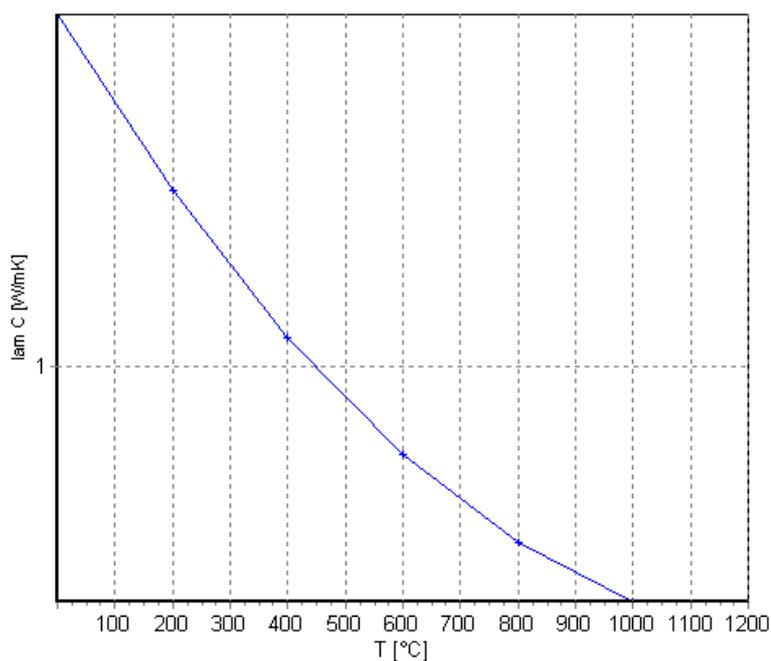


Figura 54 – Conduttività termica del calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.4 – fig.3.7)

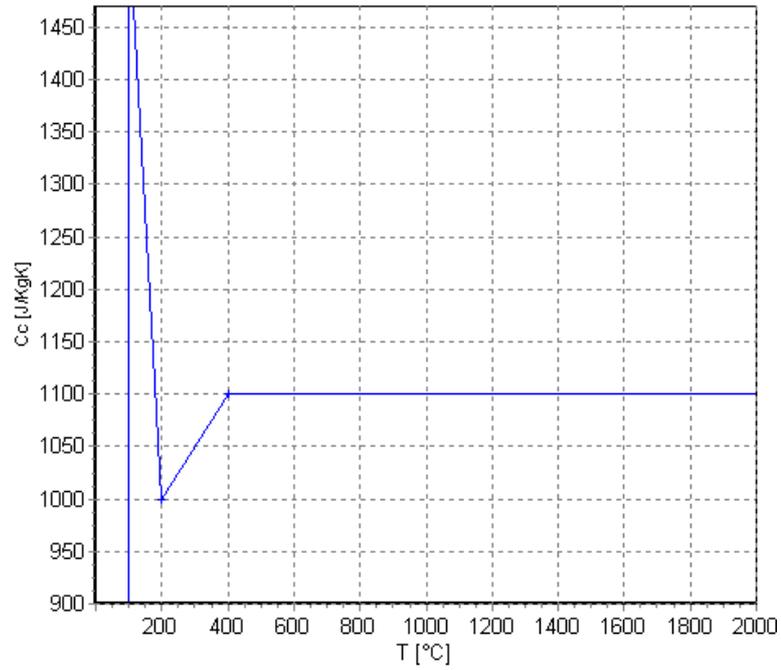


Figura 55 – Calore specifico per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.3.2 – fig.3.6a)

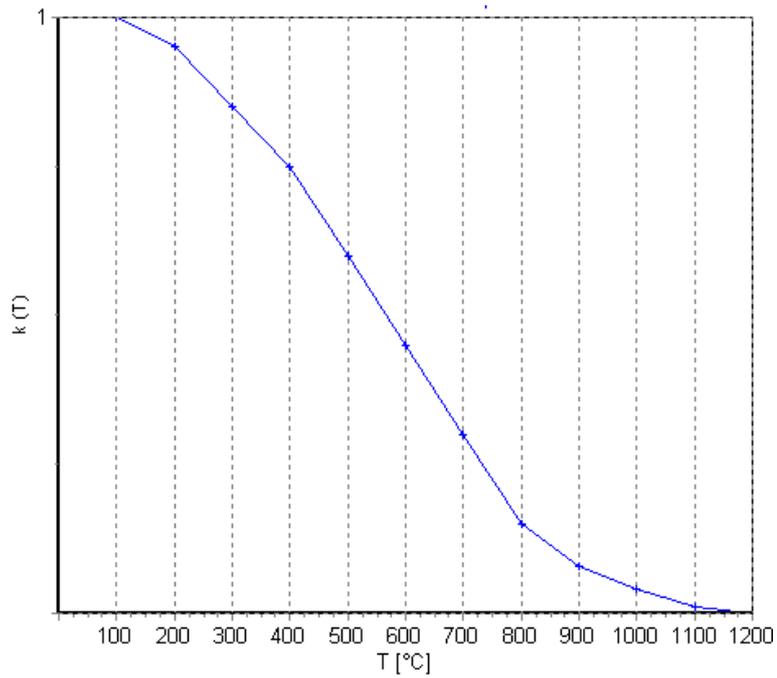


Figura 56 –Fattore di riduzione del valore di resistenza f_{ck} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.4.2.4.2 – fig.4.1)

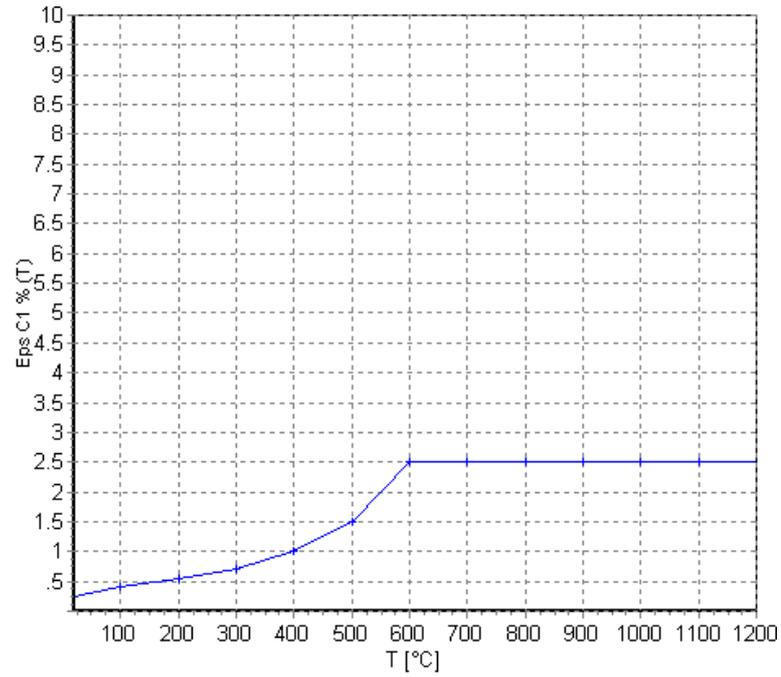


Figura 57 – Fattore di riduzione del valore di ϵ_{c1} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)

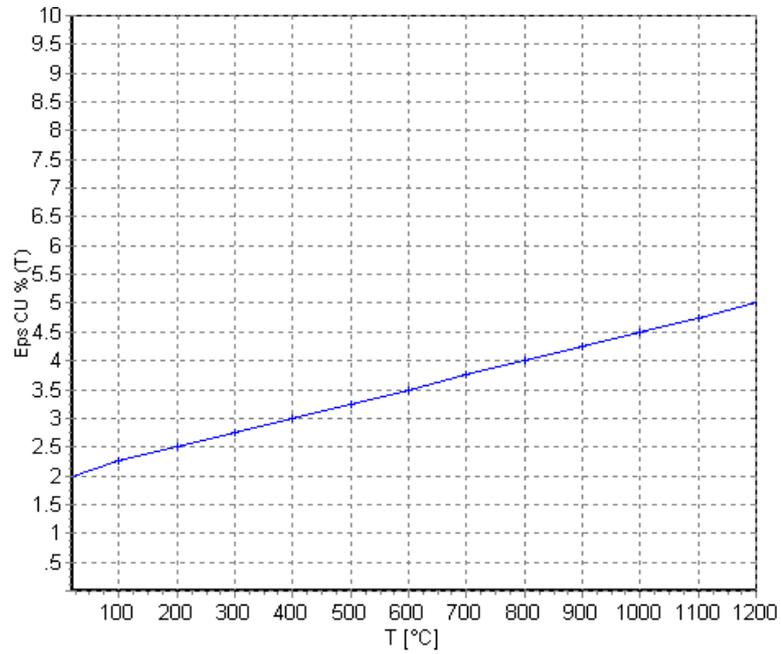


Figura 58 – Fattore di riduzione del valore di ϵ_{cu} per il calcestruzzo (EN 1992-1-2 p.3.2.2.1 – tab.3.1)

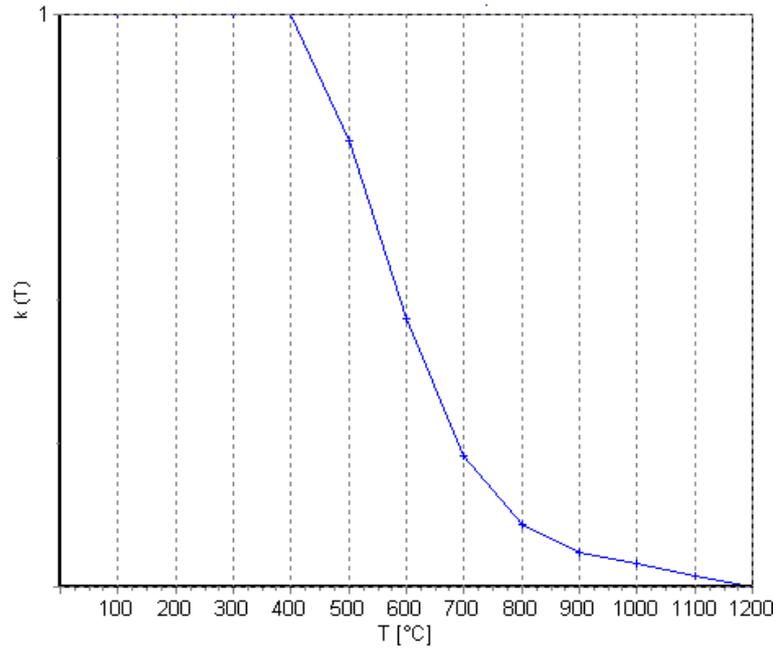


Figura 59 – Fattore di riduzione del valore di resistenza f_{yk} per le barre d'armatura (EN 1992-1-2 p.4.2.4.3 – fig.4.2a)

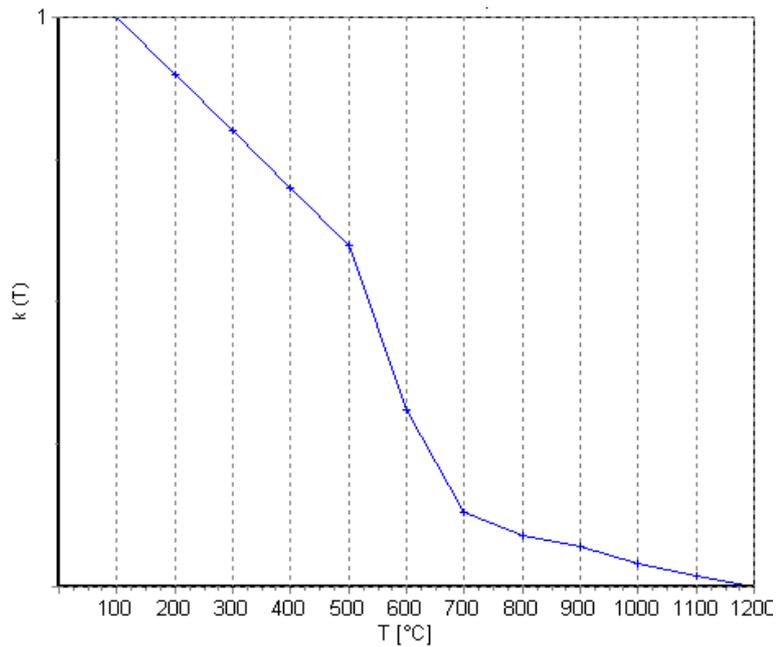


Figura 60 – Fattore di riduzione del valore del modulo elastico per le barre d'armatura (EN 1992-1-2 p.3.2.3 – tab.3.2.a)

15.4 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.

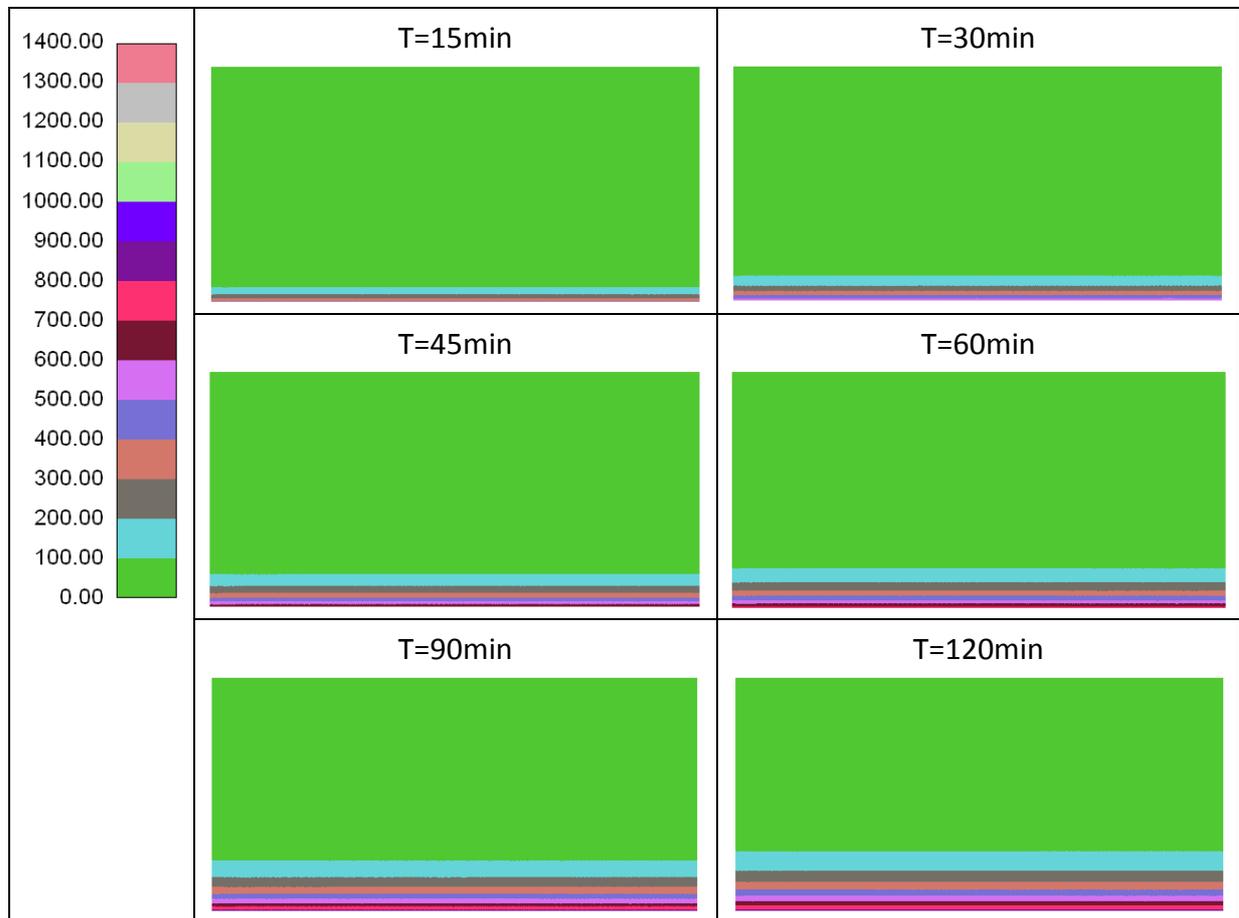


Figura 61 – Analisi termica – sezioni 1 e 2

15.5 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]

Mx momento in direzione X [kNm]

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

My 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	5051.00	0.00	928.45	0.003925	-0.005479	97.73
20	5051.00	0.00	928.45	0.003925	-0.005479	97.73
30	5051.00	0.00	928.45	0.003925	-0.005479	97.73
45	5051.00	0.00	928.30	0.003931	-0.005492	97.72
60	5051.00	0.00	925.30	0.004034	-0.005717	97.40
90	5051.00	0.00	922.55	0.004040	-0.005748	97.11
120	5051.00	0.00	918.07	0.004050	-0.005797	96.64

Tabella 107 – Analisi al fuoco – sezione 1

T	N	M _x	M _y	ϵ_{cls}	ϵ_{acc}	FS
15	7029.00	0.00	1157.45	0.003669	-0.003228	27.56
20	7029.00	0.00	1157.45	0.003669	-0.003228	27.56
30	7029.00	0.00	1157.45	0.003669	-0.003228	27.56
45	7029.00	0.00	1157.45	0.003669	-0.003227	27.56
60	7029.00	0.00	1152.14	0.003727	-0.003327	27.43
90	7029.00	0.00	1147.36	0.003780	-0.003419	27.32
120	7029.00	0.00	1139.78	0.003862	-0.003562	27.14

Tabella 108 – Analisi al fuoco – sezione 2

16 COLLEGAMENTI LONGITUDINALI, TRASVERSALI E GUARNIZIONI DI TENUTA

Il sistema di collegamento longitudinale tra gli anelli di rivestimento sarà realizzato mediante “elementi ad attrito”, quali i connettori tipo “Biblock-System”, disposti in numero di 4 per lato (2 per il concio di chiave). Invece, per quanto concerne il collegamento trasversale fra i diversi conci costituenti un singolo anello, verranno utilizzati i tradizionali bulloni metallici \varnothing 28.5 mm disposti in numero di 2 per lato. (Resistenza sistema di connessione: allo sfilamento (pull-out) ≥ 160 KN e a taglio ≥ 130 kN)

Le principali caratteristiche dei diversi accessori di connessione e tenuta idraulica dei conci sono riportate nella seguente tabella.

16.1 Guarnizioni per la tenuta stagna dei conci

I conci dovranno essere muniti di guarnizioni in etilene-diene (EPDM) per garantirne l'impermeabilità.

Il massimo battente idraulico supera i 200 m ma si prevede di inserire dei dreni nel rivestimento definitivo e di riempire parte del gap anulare con pea-gravel per permettere il drenaggio e l'abbassamento locale del carico idraulico a valori non superiori a 10bar.

Tale requisito deve essere garantito in condizioni di non perfetto montaggio dei conci, entro determinate tolleranze costruttive, e quindi in presenza di valori massimi di “gap” ed “offset” che verranno esplicitati nel seguito.

Le guarnizioni dovranno essere preformate in stabilimento e posizionate direttamente all'interno del getto dei conci durante la cassetatura, in modo da evitare il pericolo di scollamenti o disallineamenti in fase di montaggio dei conci.

Per quanto riguarda alcuni parametri della mescola si riportano di seguito alcuni range tipici delle caratteristiche fisiche e meccaniche come di seguito elencato:

- densità – DIN 53479 $\geq 1,1$ gr/cm³
- durezza – DIN 53505 65 ± 5 Shore A3
- carico a rottura – DIN 53504 ≥ 10 N/mm²
- allungamento a rottura – DIN 53504 ≥ 300 %

- deformazione residua a 24 h / 70 °C / 25 % di allungamento ≤ 15 % con variazioni dopo invecchiamento termico a 7 gg. / 70 °C – DIN 53508:
- durezza Shore A3 $\leq (+ 2)$
- carico a rottura $\leq (+ 3)$ %
- allungamento a rottura $\leq | - 8 |$ % (con variazione dopo permanenza a bassa temperatura a 7 gg. / -10 °C:
- durezza Shore A3 $\leq (+ 10)$

Non dovrà prodursi alcuna screpolatura dopo la permanenza di 48 h a 50 °C in atmosfera con 50 pphm di ozono e con il 20 % di allungamento. I requisiti precedentemente esposti corrispondono alle caratteristiche di una guarnizione tipo FAMA UG018A o analoga.

16.1.1 Requisiti di tenuta

Considerando un gap tra i conci di 4 mm e un offset massimo tra le due guarnizioni di 15mm, la guarnizione deve assicurare i 10bar di progetto, mantenendo un fattore di sicurezza pari a 2. Per esempio, come mostrato in Figura 62, la guarnizione T184 A prodotta dalla “FIP Industriale S.p.a”, per i valori di offset e gap di design, assicura in laboratorio una tenuta superiore ai 20bar richiesti.

16.1 Connettori longitudinali

I conci di 2 anelli consecutivi sono collegati per mezzo di connettori in numero di 4 per i conci ordinari e 2 per il concio di chiave. In fase di esercizio tali connettori, montati durante il posizionamento del concio, garantiranno un’adeguata continuità tra gli anelli, contrastando in particolare la reazione dovuta allo schiacciamento della coppia di guarnizioni sul bordo dei conci. Sulle facce dei conci è prevista per l’alloggiamento di queste guarnizioni un’opportuna cava, la cui profondità è fissata in funzione della richiesta tenuta idraulica e delle dimensioni della guarnizione scelta. Lo “schiacciamento” a cui sono sottoposte le due guarnizioni garantirà il contatto e, di conseguenza, l’impermeabilità sotto il carico idraulico previsto.

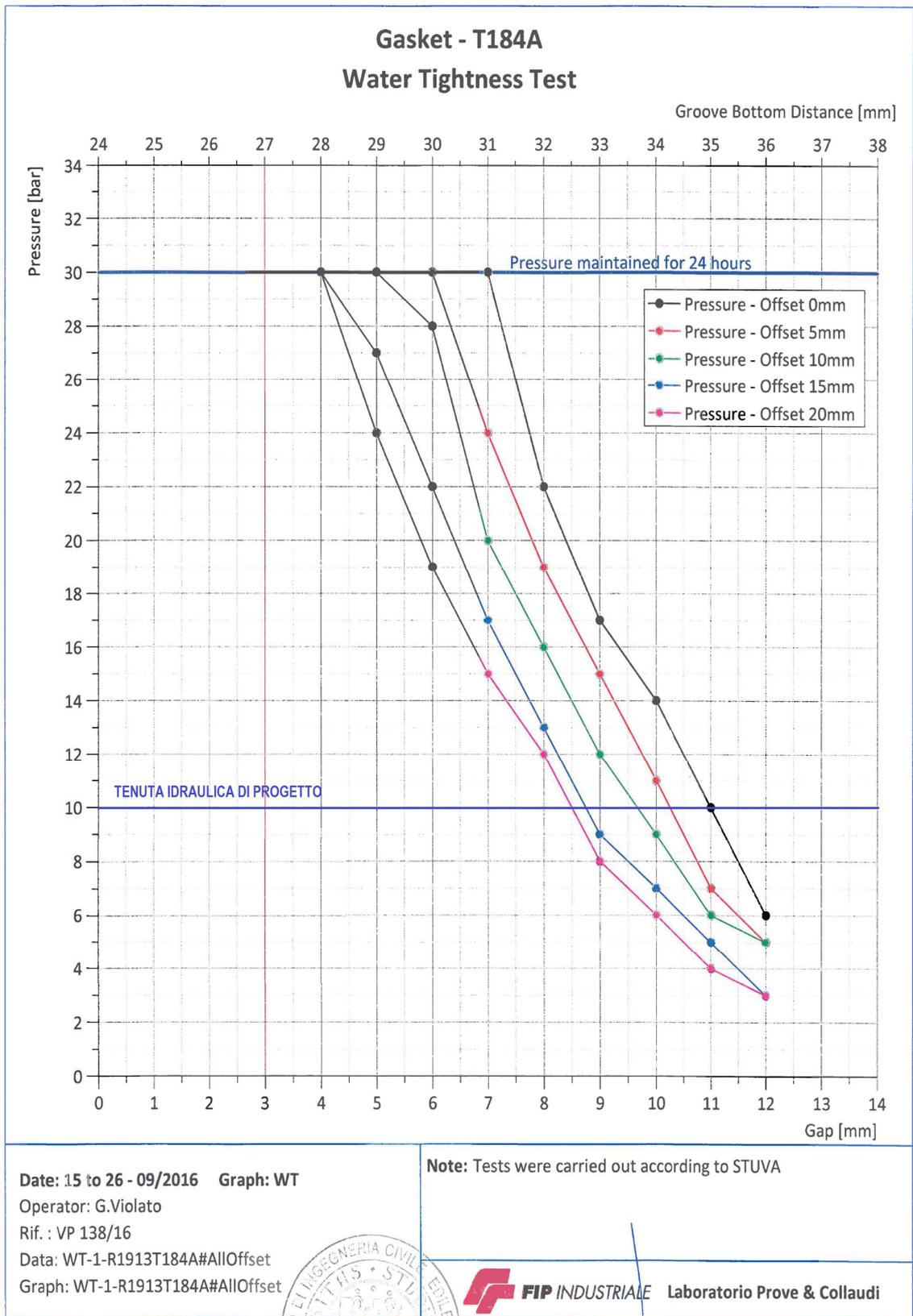


Figura 62 – Diagramma gap – tenuta idraulica, in funzione dell'offset

Con riferimento al sistema di connessione (Bi-block System BZ-160) già adottato in progetti di dimensioni paragonabili, si ha quanto segue. Il sistema di connessione presenta una lunghezza complessiva di 464 mm, costituiti da un perno centrale, con funzione di centratore e per supportare una parte di resistenza a taglio, della lunghezza di 70 mm e di diametro esterno di 119 mm, due cuffie di lunghezza pari a 197 mm ciascuna con funzione di boccola per il serraggio del connettore ed il perno in acciaio con diametro esterno pari a 57 mm (52 mm nella zona terminale di aggancio alla boccola) ed interno pari a 37 mm. Il perno in acciaio e la cuffia presentano una dentellatura con passo 5 mm.

Il sistema offre le seguenti resistenze:

- allo sfilamento (pull-out) $S \geq 195 \text{ KN}$
- a taglio $T \geq 130 \text{ kN}$

Vengono richiesti i seguenti requisiti:

- un connettore, da solo, di resistere ad una forza di taglio almeno uguale ad $\frac{1}{2}$ del peso di uno dei conci;
- due connettori devono resistere allo sfilamento per effetto del peso proprio del concio, qualora il concio stesso, in fase di montaggio, restasse accidentalmente collegato all’anello precedente, senza il sostegno dei martinetti di spinta ed isolato dagli altri conci dell’anello di appartenenza.
- i connettori devono mantenere la forza di serraggio necessaria a garantire la tenuta idraulica delle guarnizioni.

16.1.1 Resistenza al peso del concio

Si prende in considerazione la sollecitazione agente sui connettori a seguito di una temporanea sospensione del singolo concio (errata manovra dei martinetti).

Tale condizione di carico non è in alcun modo prevista nella normale procedura di montaggio. Risulta tuttavia opportuno verificare che, nel caso in cui un evento accidentale provochi la sospensione del concio, la resistenza dei connettori garantisca la sicurezza impedendo la caduta del concio stesso.

Il peso del concio di progetto è:

$$P=25 \text{ kN/m}^3 \times 0.5 \text{ m} \times 2.0\text{m} \times 4.5 \text{ m}=112.5 \text{ kN}$$

questo agisce con uno sforzo di taglio (ripartito su 2 connettori) pari a

$$T = P/2=56.3 \text{ kN}$$

$$T_d = T \times \gamma_{gtu} = 56.3 \text{ kN} \ (\gamma_{gtu} \text{ unitario, avendo considerate solo 2 connettori su 4})$$

Tale valore risulta inferiore alla resistenza al taglio del connettore, ottenuta dalle prove di laboratorio.

Nel contesto precedente al momento flettente si oppone la coppia di forze data dalla trazione sui connettori e dalla compressione sui punti più bassi dove il concio si appoggia all’anello adiacente. Considerando collaboranti due soli connettori, la condizione più sfavorevole si presenta per l’assenza dei 2 connettori centrali; in questo caso il braccio della coppia è il minimo possibile (37 cm):

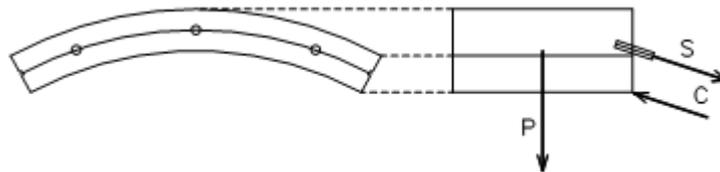


Figura 63 – Schema di carico per l’appendimento

$$M=P \times (2/2)=112.5 \text{ kN m}$$

$$M= 2 \times S \times b_{\min}$$

Si ricava quindi la forza di trazione che il singolo connettore dovrà sostenere:

$$S= M/(2 \times b_{\min})= 152 \text{ kN}$$

$$S_d=S \times \gamma_{gtu} =152 \text{ kN} \ (\gamma_{gtu} \text{ unitario, avendo considerate solo 2 connettori su 4})$$

16.1.2 Verifiche alla reazione della guarnizione

I connettori devono resistere anche alle reazioni delle guarnizioni che risultano compresse per garantire la necessaria tenuta idraulica.

Per la guarnizione tipo considerata in precedenza per la verifica della tenuta idraulica, la forza di compressione R è al massimo inferiore a 62kN/m quando il giunto è chiuso.

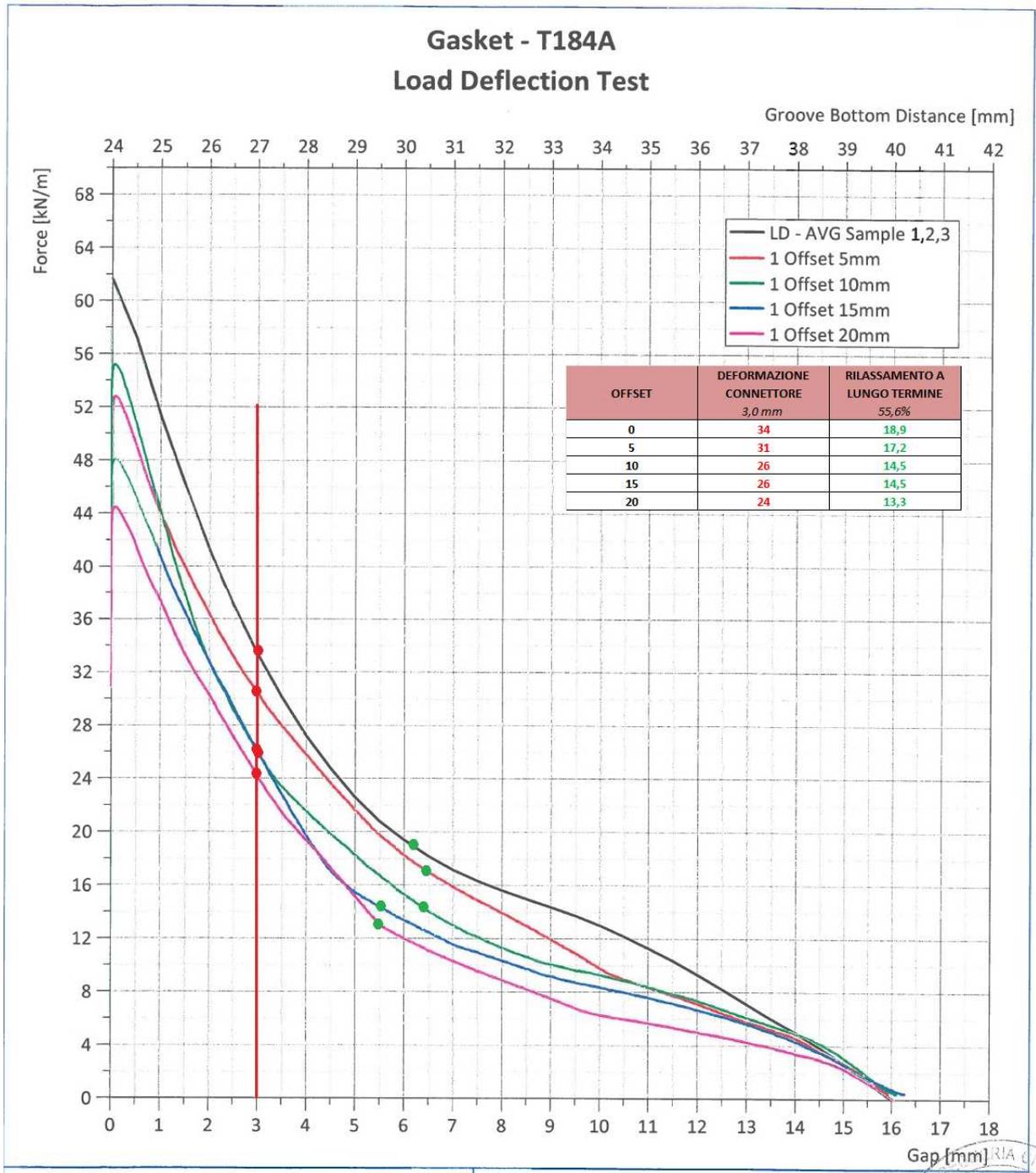


Figura 64 – Diagramma gap – forza di divaricamento

La forza di compressione R nella guarnizione si traduce in una reazione F lungo tutta la faccia trasversale del conico. Ipotizzando a favore di sicurezza una possibile rottura nel montaggio di due connettore, in fase di esercizio la forza di trazione dovuta si ripartirà sui due rimanenti e sarà pari a:

$$S = F / 2 = (62\text{kN/m} * 4.5\text{m}) / 2 = 139.5 \text{ kN}$$

$$S_d = S * \gamma_{gtu} = 139.5 \text{ kN} (\gamma_{gtu} \text{ unitario, avendo considerate solo 2 connettori su 4})$$

Le verifiche svolte precedentemente forniscono tutte valori compatibili con la normativa.

16.2 *Barre Guida*

La barra guida è un elemento di forma cilindrica in PVC riciclato avente generalmente diametro di 50 mm e lunghezza di circa 800 mm: questo elemento viene posizionato all'interno di una sede di lunghezza e larghezza maggiori di quelle della barra guida per consentirne l'alloggiamento. L'alloggiamento della barra guida si trova nella parte laterale del concio, parallelo alla direzione di avanzamento della galleria.

16.3 *Vacuum*

Sul concio verranno predisposti sistemi di sollevamento per erettore con metodo vacuum. Al fine di utilizzare questa tecnologia si dovranno, in fase di produzione, predisporre delle forature sulla superficie del concio prefabbricato, chiamate nelle tavole specialistiche "inserti per connettore".

17 TOLLERANZE GEOMETRICHE DEI CONCI

Per la geometria dei conci si considerano ammissibili tali scarti rispetto ai valori teorici:

- rialzo $\pm 0,5$ mm
- larghezza $\pm 0,5$ mm
- raggio, corda dell’arco $\pm 1,0$ mm
- lunghezza dell’arco $\pm 1,0$ mm
- posizione inserti $\pm 1,0$ mm
- spessore $\pm 2,0$ mm
- cave per guarnizioni $\pm 0,3$ mm lunghezza; + 0,3 mm larghezza.

17.1 TOLLERANZE IN FASE DI MONTAGGIO DEI CONCI

Le tolleranze costruttive ammissibili dei conci in fase di montaggio dipendono dalla necessità di:

- garantire l’impermeabilità dei rivestimenti con i dovuti margini di sicurezza secondo quanto ipotizzato in progetto (verifiche delle guarnizioni);
- garantire un contatto regolare fra i conci lungo i giunti circolari, soprattutto in fase di spinta della macchina al fine di evitare la presenza di “scalini” che possano sollecitare i conci in modo “anomalo” generando in essi delle micro-fessurazioni;
- limitare l’eccentricità dei carichi di spinta entro valori ammissibili;
- garantire un contatto regolare fra i conci lungo i giunti radiali, soprattutto in fase definitiva, al fine di consentire la corretta trasmissione degli sforzi di compressione secondo le ipotesi di progetto (verifiche alle pressioni di contatto);
- garantire la sagoma interna limite della galleria.

Infatti i requisiti richiesti alle opere in generale ricadono in:

- requisito di conformità geometrica alle dimensioni utili ed agli spessori del rivestimento alle previsioni di progetto;
- requisito d’impermeabilità che sarà soddisfatto se la galleria si presenterà asciutta, priva d’infiltrazioni d’acqua; il rispetto di questo requisito è fondamentale non solo per assicurare un maggior comfort agli operatori ed agli utenti, ma anche per evitare che le gallerie si trasformino in dreni con conseguente riduzione del livello di falda e quindi con conseguenze negative;

- requisito di durabilità;
- requisito di agevole manutenzione.

Se ci si riferisce alla figura di seguito riportata, per ogni giunto, si può definire un “gap” (distanza normale fra facce di conci in corrispondenza del ringrosso) ed un “offset” (distanza relativa parallela alle facce dei conci).

Le tolleranze ammissibili di montaggio dei conci quindi potrebbero essere fissate su valori minimi di queste due grandezze che garantiscano i requisiti precedentemente esposti. In realtà è sempre necessario evitare, sulla faccia circonferenziale di ciascun anello, la presenza di “scalini” (gap relativi) fra conci, al fine di evitare sollecitazioni “anomale” in fase di spinta sotto l’azione dei martinetti. E’ evidente che tale obiettivo si raggiunge ammettendo solo in circostanze eccezionali e localizzate al massimo un gap comunque piccolo pari a 2mm in corrispondenza dei giunti (con riferimento al ringrosso della faccia del concio come da figura).

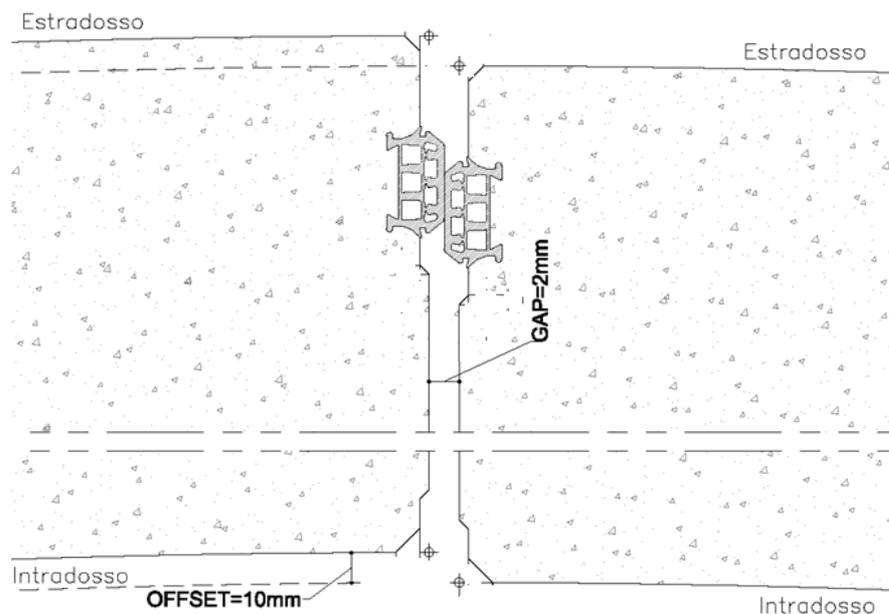


Figura 65 – Gap ed Offset

18 SUBSIDENZA

Nella zona dell’imbocco sud di Cogollo sono presenti dei fabbricati e nel seguito si stimano i cedimenti indotti dallo scavo dell’area di imbocco e dalla TBM.

Nel seguito, dopo aver fornito i necessari richiami teorici, si procede alla valutazione dei bacini di subsidenza indotti dalle due tipologie di scavo e si valuta poi la condizione degli edifici affetti dallo scavo.

La determinazione del quadro deformativo indotto dalla realizzazione di opere in sotterraneo costituisce lo studio propedeutico alla successiva fase di analisi di rischio dei fabbricati, volta alla valutazione dei potenziali danni indotti dagli scavi in sotterraneo alle preesistenze in superficie.

In una prima fase di studio è necessario valutare gli spostamenti verticali a piano campagna, al fine di tracciare le curve di isocedimento e di individuare, così, i fabbricati che ricadono all’interno del bacino, escludendo da ogni successiva analisi quelli esterni. Le curve di isocedimento a piano campagna sono riportate nella tavola J16L1_07_02_02_019_0101_OPD di monitoraggio delle tratte abitate a bassa copertura.

In una seconda fase si analizzano gli edifici soggetti ai cedimenti più importanti.

18.1 Cedimenti indotti dallo scavo scavo della zona di imbocco (delimitato da palificata)

Per il calcolo dei cedimenti indotti nella zona di imbocco si fa riferimento alla teoria di Bowles, nella versione proposta nell’articolo “Ground Movement Prediction and Building Damage Risk-Assessment for the Deep Excavations and Tunnelling Works in Bangkok Subsoil” (“International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling” 2-4 February 2006. Bangkok, Thailand), di Zaw Zaw Aye, Dhiraj Karki and Christian Schulz.

Secondo Bowles, i cedimenti indotti dallo scavo sono funzione del volume perso di terreno a causa della deformata della paratia; l’autore, assumendo per i cedimenti in superficie un andamento parabolico, stima i cedimenti all’interno dell’area di influenza.

Seguendo Zaw Zaw Aye, Dhiraj Karki and Christian Schulz, si individua la zona di influenza del bacino di subsidenza: come mostrato nella figura seguente, la zona di influenza decresce da D_0 in superficie a 0 alla base della paratia di altezza totale H_w . Assumendo una relazione lineare tra il volume dovuto alla deformazione della paratia ed il volume intercettato dai

cedimenti a qualunque profondità nella zona di influenza, i cedimenti del terreno possono essere calcolati a qualunque profondità.

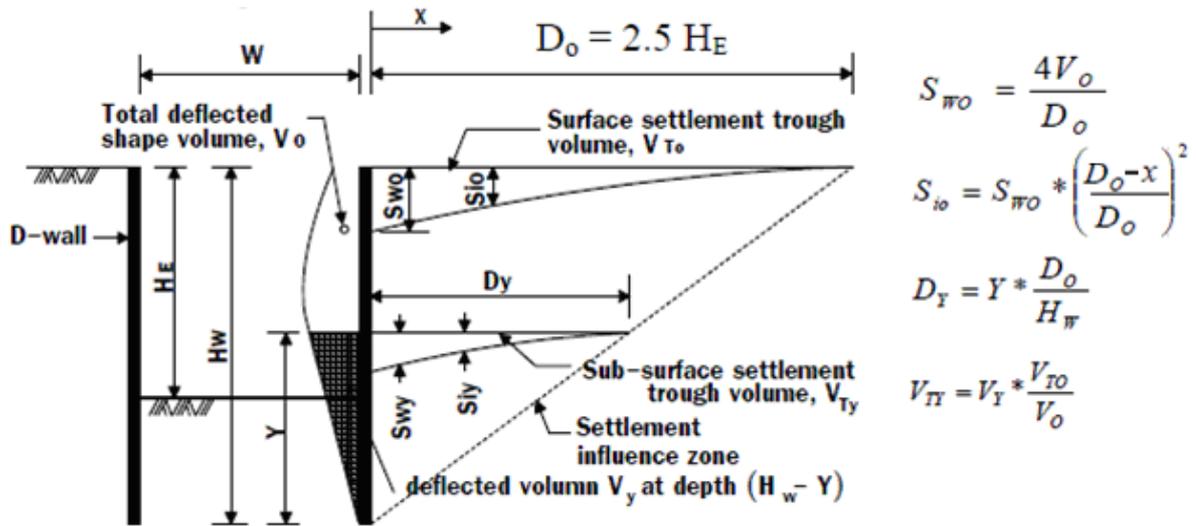


Figura 66 – Stima dei cedimenti nel terreno in funzione della deformata della paratia

Assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti orizzontali del terreno in funzione della distanza dalla paratia, è possibile stimare anche gli spostamenti orizzontali alle diverse profondità. A piano campagna, la distanza d’influenza dietro la paratia è assunta pari a 2.5 H_g, con H_g pari all’altezza di scavo, mentre è nulla a piede paratia. Gli spostamenti orizzontali decrescono linearmente aumentando la distanza dalla paratia.

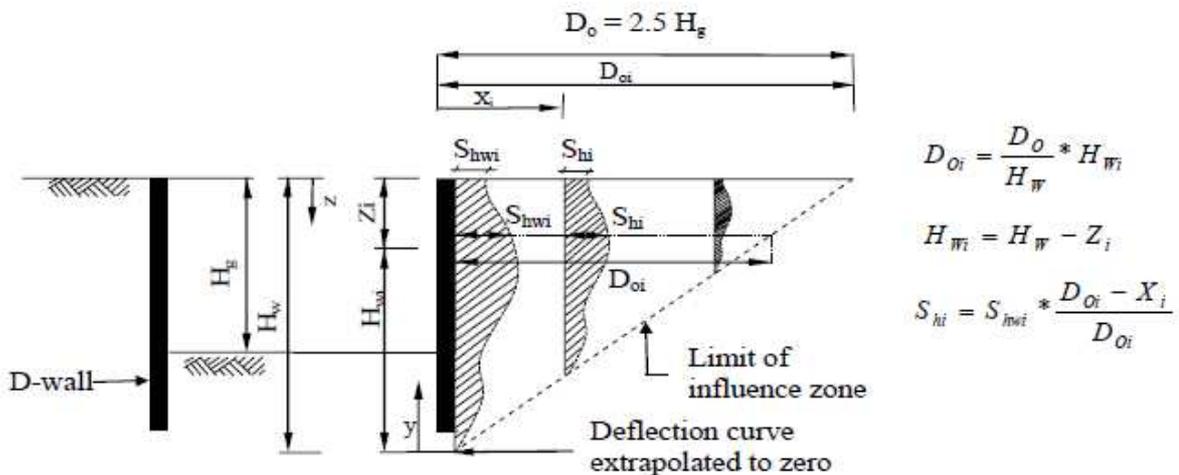


Figura 67 – Stima degli spostamenti orizzontali nel terreno in funzione della deformata della paratia

In funzione dei risultati ottenuti da progetti precedenti in contesti geologici simili, il Progettista ha verificato che questo tipo di analisi sovrastima significativamente i cedimenti a piano campagna a tergo della struttura. Il volume perso considerato per il calcolo dei

cedimenti viene ridotto quindi del 50%, mantenendo comunque un adeguato margine di sicurezza sulla stima dei cedimenti.

18.2 Cedimenti indotti dallo scavo della galleria

Per la determinazione del quadro deformativo indotto dagli scavi a foro cieco, comunemente, si utilizzano metodi empirici; questi si basano su una notevole quantità di dati raccolti relativi ad opere in vera grandezza; essi sono stati ampiamente collaudati in molte applicazioni pratiche, dando al progettista una certa garanzia di “sicurezza”: i risultati ottenuti, infatti, forniscono un quadro che mediamente risulta cautelativamente peggiore rispetto a quello reale. Con questi metodi sono stati calcolati i bacini di subsidenza su sezioni trasversali distanziate di 25m, tenendo conto del reale andamento plano-altimetrico del tracciato e dei livelli di copertura.

Numerose osservazioni sperimentali (Peck e Schmidt, 1969; Attewell e Farmer, 1974; Hurrel, 1985) mostrano che gli andamenti in superficie della curva di subsidenza in direzione trasversale rispetto all’asse di una galleria sono ben rappresentabili da una funzione normale di probabilità di tipo gaussiano, caratterizzata da due parametri: il cedimento massimo w_{max} (supposto in corrispondenza dell’asse della galleria) e la distanza i_0 tra i due punti di flesso della curva da cui dipende la larghezza della conca. La funzione di subsidenza può quindi essere espressa dalla relazione:

$$w(x) = w_{max} \cdot e^{-\left(\frac{x^2}{2i_0^2}\right)} \quad (1)$$

dove $w(x)$ è il generico spostamento verticale a distanza x dall’asse della galleria.



Figura 68 – Curva di distribuzione gaussiana

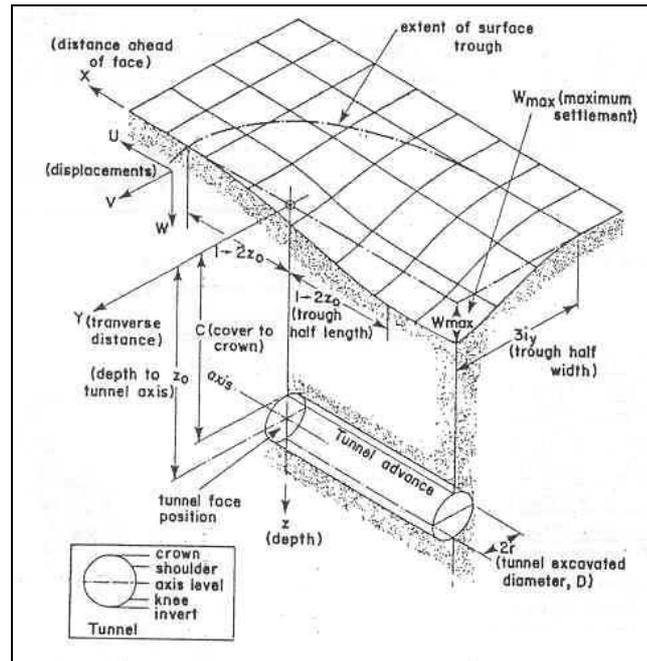


Figura 69 – Cedimenti sul tunnel in avanzamento (Attewell et al; 1986)

Il volume totale della conca di subsidenza per unità di lunghezza della galleria V_S può essere ottenuto dall'integrazione dell'equazione precedente e risulta pari a

$$V_S = \sqrt{2\pi} \cdot w_{\max} \cdot i_0 \quad (2)$$

La grandezza w_{\max} può essere quindi ricavata stabilendo a priori il valore di V_S atteso:

$$w_{\max} = \frac{V_S}{\sqrt{2\pi} \cdot i_0} \quad (3)$$

Il valore del volume della conca V_S viene assunto pari al volume perso allo scavo V_L , ovvero al volume di terreno scavato in eccesso rispetto alle dimensioni teoriche dello scavo (in genere espresso come frazione V' (%) del volume teorico della galleria V_{gall}).

$$V_S = V' \frac{\pi D^2}{4} \quad (4)$$

per cui

$$w_{\max} = \frac{\pi D^2 V'}{4\sqrt{2\pi} \cdot K z_0} = \frac{0.313 \cdot V' D^2}{K z_0} \quad (5)$$

Per la valutazione della distanza i_0 dall'asse della galleria dei punti di flesso in superficie nella letteratura sono state proposte diverse formulazioni (Schmidt, 1969; Peck, 1969). O'Reilly &

New (1982) hanno mostrato che, quando il valore della copertura è maggiore del diametro della galleria, si può adottare una relazione di proporzionalità diretta tra il parametro i_0 e la profondità dell’asse della galleria z_0 :

$$i_0 = K \cdot z_0 \quad (6)$$

in cui il coefficiente K dipende essenzialmente dalla natura del terreno. In particolare, $K = 0.2 \div 0.3$ per sabbie al di sopra della falda, $K = 0.4 \div 0.5$ per argille consistenti e $K = 0.6 \div 0.7$ per argille tenere (Ribacchi, 1993).

Detta x_0 l’ascissa dell’asse della galleria nel riferimento cartesiano $0, x, y$ scelto, il cedimento $w(x)$ alla generica ascissa x può quindi essere valutato mediante l’espressione:

$$w(x) = w_{\max} \cdot e^{\left(-\frac{(x_0-x)^2}{2i_0^2}\right)} = \frac{0.313V'D^2}{Kz_0} e^{\left(-\frac{(x_0-x)^2}{2K^2z_0^2}\right)} \quad (7)$$

In genere, purché la valutazione degli spostamenti non sia condotta nelle immediate vicinanze della galleria (O’Reilly & New, 1982; Grant & Taylor, 2000), si ammette che anche i profili degli spostamenti verticali dei punti al di sotto del piano campagna siano ben rappresentati da curve del tipo gaussiano. Le relazioni precedenti possono perciò ancora essere impiegate, una volta assegnata la legge di variazione $i(z)$ della distanza dei flessi dall’asse della galleria con la profondità.

La curva di subsidenza indotta dallo scavo di una galleria può essere suddivisa in tre zone:

- due zone aventi la concavità rivolta verso il basso (zone di “Hogging”) comprese negli intervalli $x \leq -i$ e $x \geq +i$;
- una zona avente la concavità rivolta verso l’alto (zona di “Sagging”) compresa nell’intervallo $-i \geq x \geq +i$.

In aggiunta ai cedimenti verticali, lo scavo del tunnel produce anche spostamenti orizzontali u diretti nella direzione dello scavo (O’Reilly & New, 1982) e legati agli spostamenti verticali dalla seguente relazione:

$$u(x, z) = \frac{w(x, z) \cdot (x_0 - x)}{(z_0 - z)} \quad (8)$$

Le deformazioni orizzontali si ottengono derivando la funzione degli spostamenti orizzontali

$$u'(x) = \varepsilon_h \quad (9)$$

18.3 *Calcolo dei cedimenti dovuti allo scavo dell’imbocco*

Per quanto riguarda i cedimenti indotti dallo scavo dell’imbocco, si considerano gli spostamenti della palificata analizzata nella relazione J16L1-070204003-0101-OPD; nel dettaglio, si calcolano i bacini di subsidenza per le 3 sezioni di calcolo dell’imbocco Cogollo Sud, che forniscono cedimenti massimi in corrispondenza dei pali inferiori ai 2cm:

V_0	m ³ /m	0.16
H_E	m	18.50
H_w	m	28.50
D_0	m	46.25
S_{w0}	cm	1.36

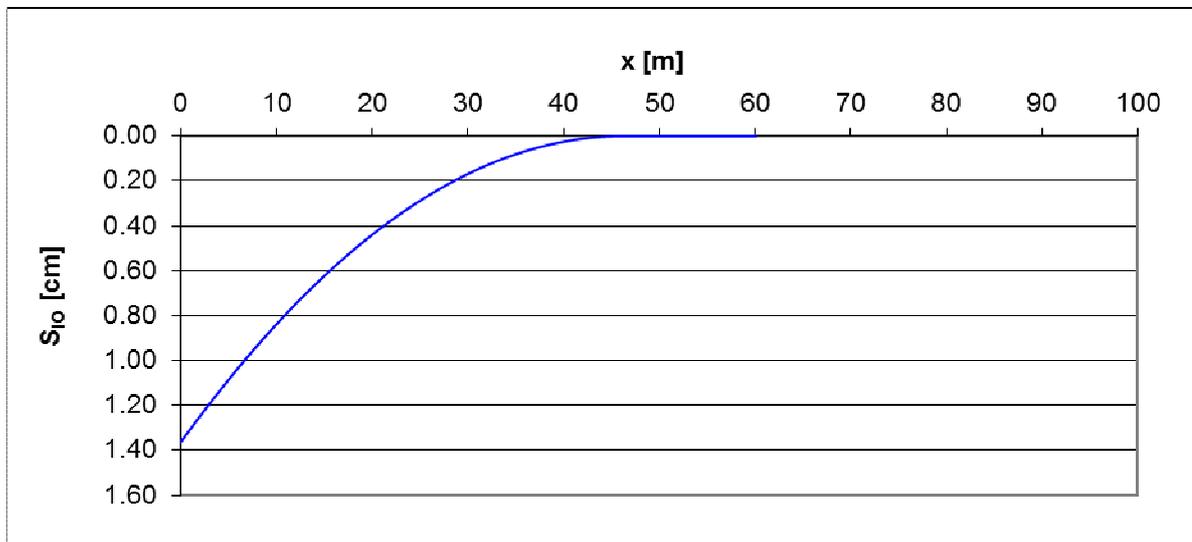


Figura 70 – Bacino di subsidenza – Cogollo sud 1

V_0	m ³ /m	0.22
H_E	m	21.00
H_w	m	30.00
D_0	m	52.50
S_{w0}	cm	1.69

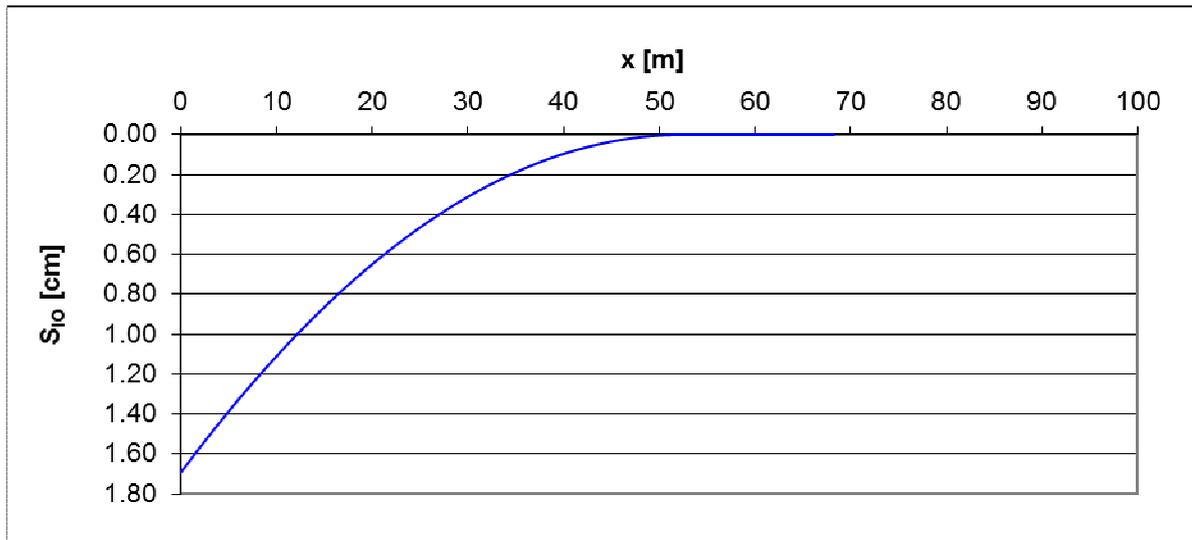


Figura 71 – Bacino di subsidenza – Cogollo sud 2

V_0	m ³ /m	0.16
H_E	m	17.00
H_w	m	25.00
D_0	m	42.50
S_{W0}	cm	1.47

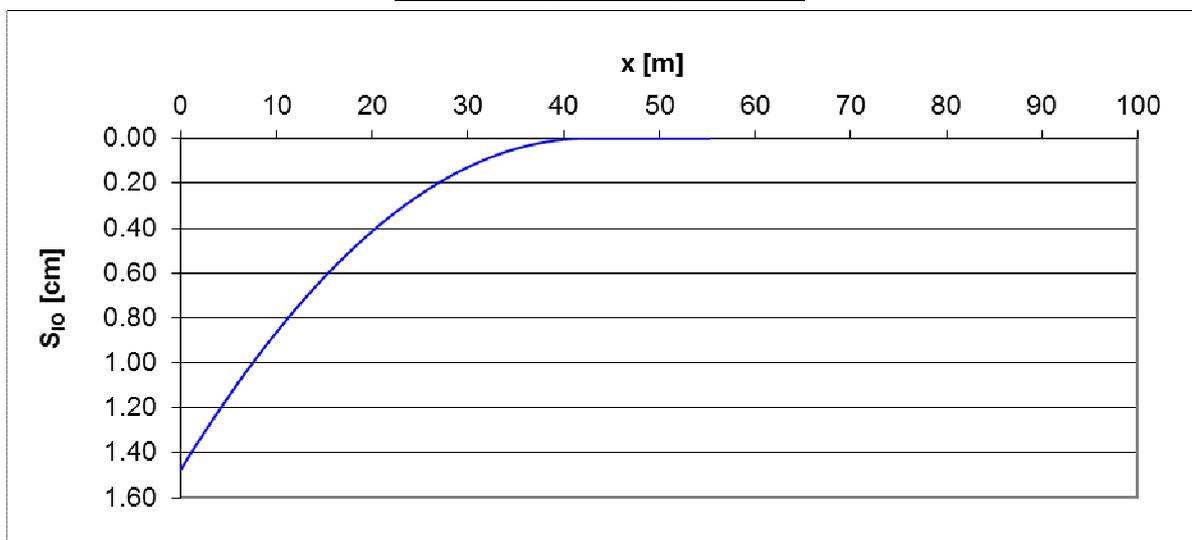


Figura 72 – Bacino di subsidenza – Cogollo sud 3

18.4 Calcolo dei cedimenti dovuti allo scavo della TBM

Le analisi sono state condotte considerando il diametro di scavo pari a 14.8m, la costante $K=0.35$ (essendo in materiale detritico granulare) ed il volume perso $V_s=0.5\%$, compatibile con la tecnologia TBM prescelta per lo scavo, al fine di limitare i cedimenti.

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

Punti	XP	YP	copertura
	m	m	
P1	186334.2	73329.0	5.5
P2	186322.3	73351.0	8.1
P3	186310.6	73373.1	9.1
P4	186299.1	73395.3	9.2
P5	186287.7	73417.6	10.4
P6	186276.6	73439.9	12.7
P7	186265.7	73462.4	14.4
P8	186255.0	73485.0	18.7
P9	186244.5	73507.7	24.9
P10	186234.2	73530.5	26.7
P11	186224.1	73553.4	31.6
P12	186214.2	73576.3	34.5
P13	186204.6	73599.4	34.6
P14	186195.1	73622.5	35.7
P15	186185.8	73645.8	37.1
P16	186176.7	73669.0	39.7
P17	186167.7	73692.4	44.4
P18	186158.9	73715.7	47.4
P19	186150.1	73739.2	56.7
P20	186141.5	73762.6	62.6
P21	186133.0	73786.1	66.6
P22	186124.5	73809.6	73.8
P23	186116.1	73833.2	79.7
P24	186107.7	73856.7	82.2
P25	186099.4	73880.3	84.0
P26	186091.1	73903.9	85.4
P27	186082.7	73927.5	92.3
P28	186074.4	73951.0	103.2
P29	186066.1	73974.6	107.0
P30	186057.8	73998.2	106.0
P31	186049.5	74021.8	102.5
P32	186041.2	74045.4	99.6
P33	186032.9	74068.9	97.4
P34	186024.5	74092.5	95.1
P35	186016.2	74116.1	93.9

Punti	XP	YP	copertura
	m	m	
P1	186359.0	73341.7	6.0
P2	186348.3	73364.3	8.3
P3	186337.8	73387.0	9.4
P4	186327.4	73409.7	10.4
P5	186317.1	73432.5	11.9
P6	186306.9	73455.3	16.8
P7	186296.9	73478.2	22.0
P8	186286.9	73501.1	27.8
P9	186277.1	73524.1	30.8
P10	186267.4	73547.2	32.3
P11	186257.8	73570.2	33.7
P12	186248.3	73593.4	36.5
P13	186239.0	73616.6	38.9
P14	186229.7	73639.8	41.5
P15	186220.5	73663.0	45.2
P16	186211.5	73686.3	46.4
P17	186202.5	73709.7	48.4
P18	186193.6	73733.0	55.0
P19	186184.8	73756.4	63.6
P20	186176.0	73779.8	66.9
P21	186167.3	73803.3	76.3
P22	186158.7	73826.8	81.2
P23	186150.2	73850.2	85.3
P24	186141.6	73873.7	89.6
P25	186133.2	73897.3	92.1
P26	186124.7	73920.8	95.5
P27	186116.3	73944.3	107.7
P28	186108.0	73967.9	116.8
P29	186099.6	73991.5	124.2
P30	186091.3	74015.0	125.5
P31	186083.0	74038.6	123.4
P32	186074.7	74062.2	120.6
P33	186066.3	74085.8	120.2
P34	186058.0	74109.3	116.4
P35	186049.7	74132.9	114.9

Tabella 109: Dati di input per calcolo bacini di subsidenza

A causa del diametro di scavo elevato, sebbene il volume perso ipotizzato sia contenuto, i cedimenti attesi non sono trascurabili. Nelle prime sezioni, dove la copertura è inferiore a 10m, il cedimento in asse calotta supera i 5-6 cm. Queste analisi non tengono conto della presenza del tampone in jet-grouting di 30m di lunghezza appena dopo la paratia di imbocco, previsto per limitare questi cedimenti in partenza.

Nel seguito si riportano i bacini di subsidenza per alcune sezioni di calcolo.

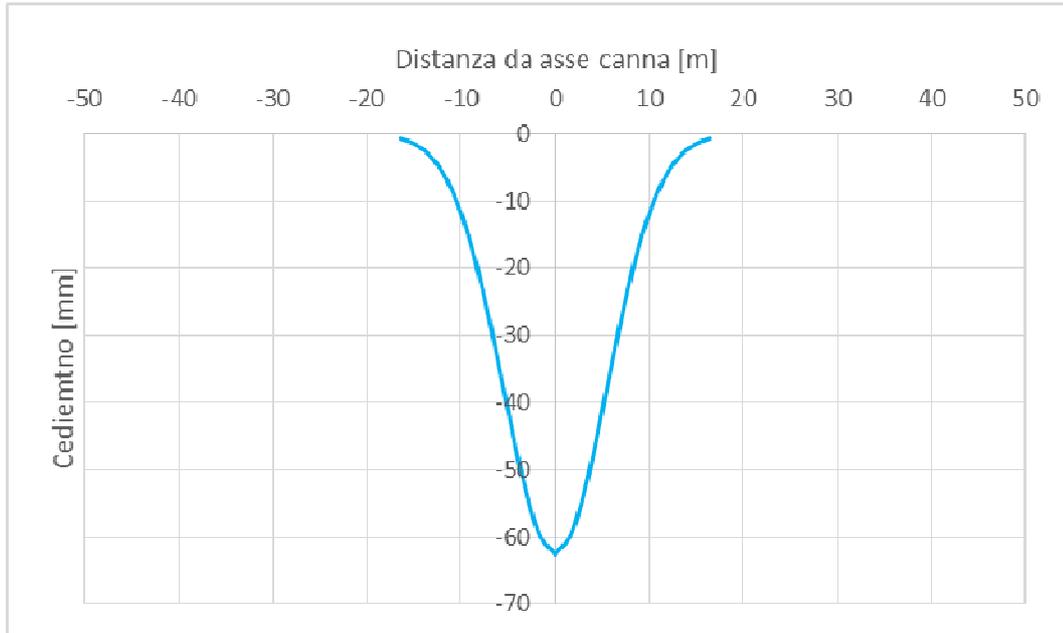


Figura 73 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 2 a pk. 4890

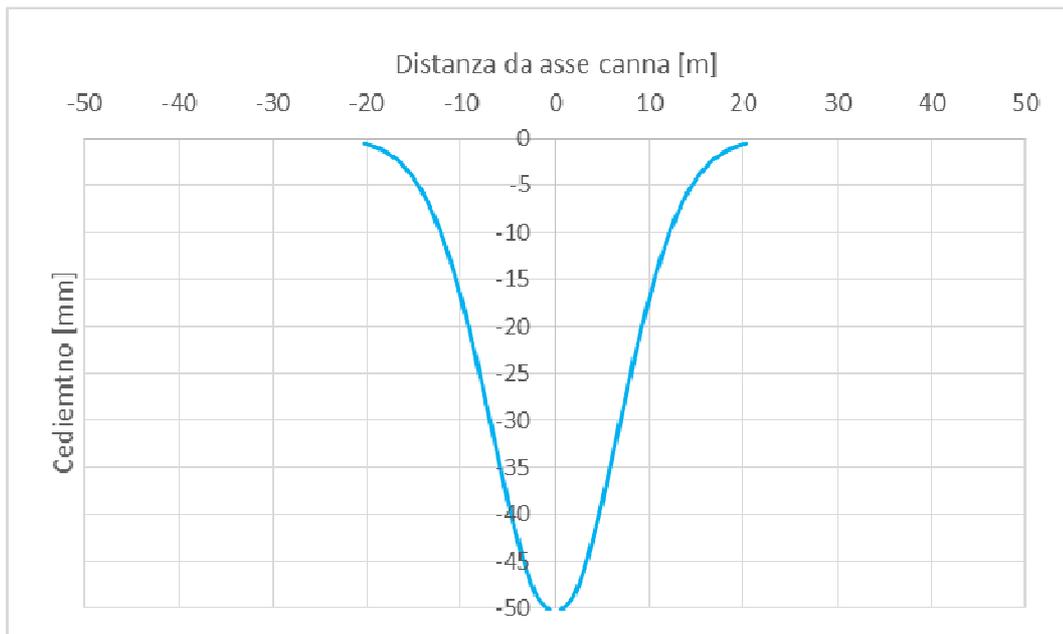


Figura 74 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 5 a pk. 4965

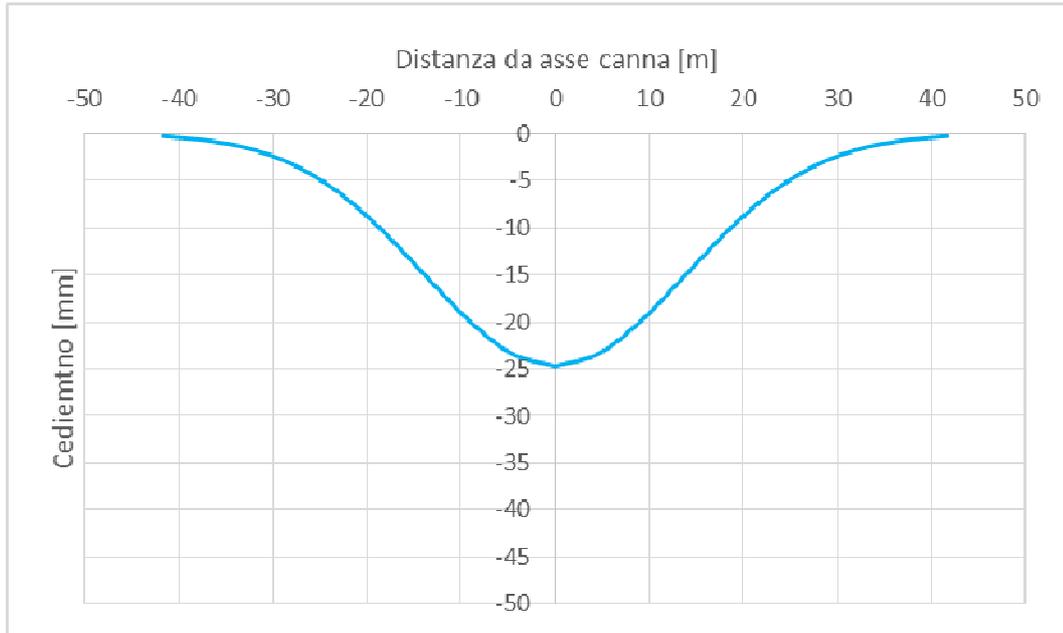


Figura 75 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 10 a pk. 5090

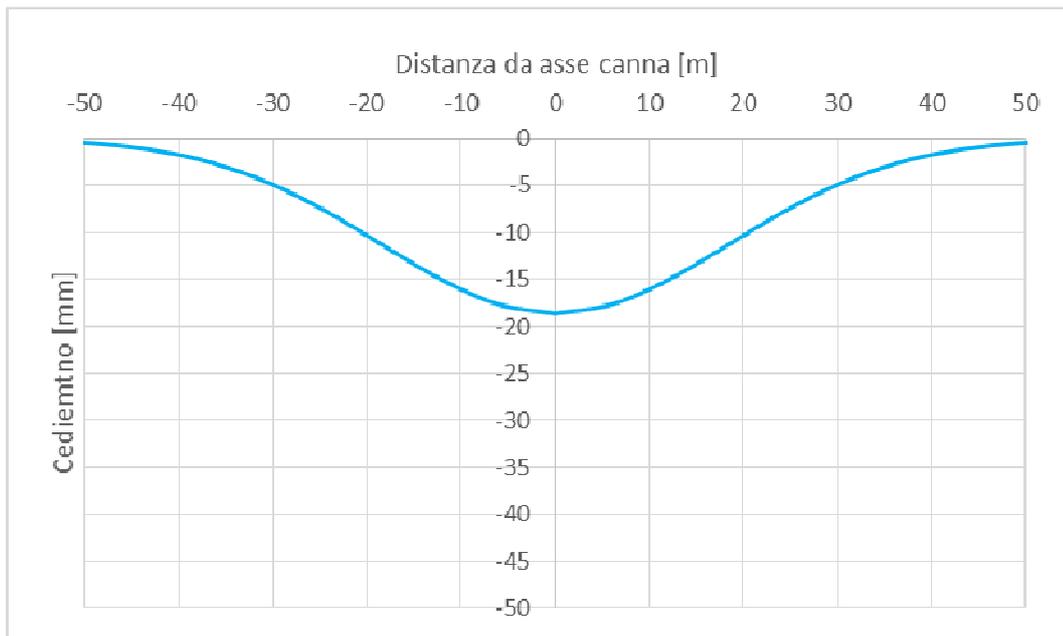


Figura 76 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 15 a pk. 5215

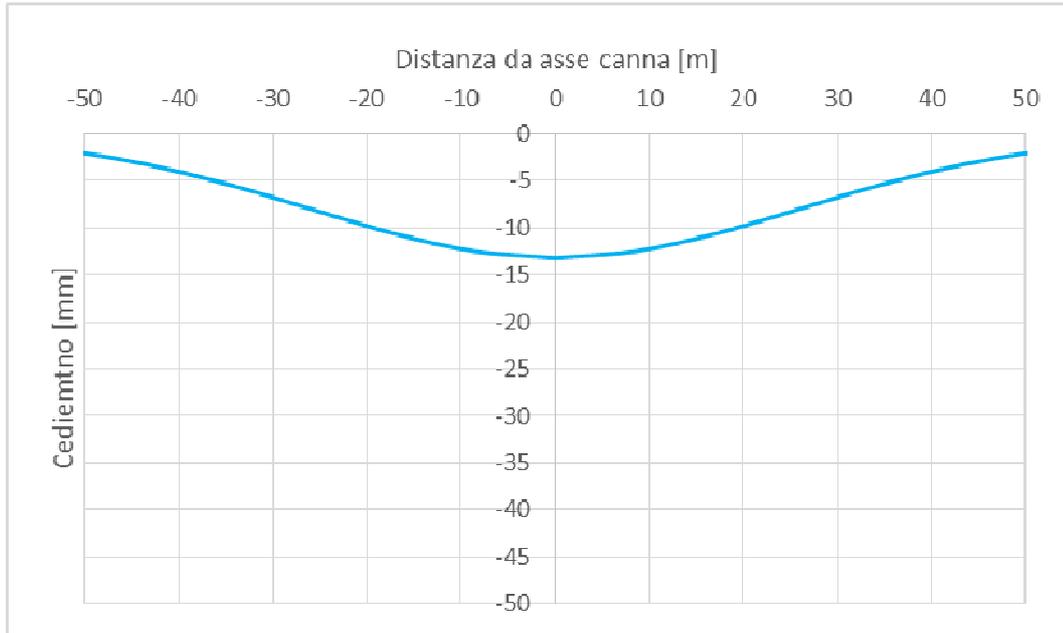


Figura 77 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 20 a pk. 5340

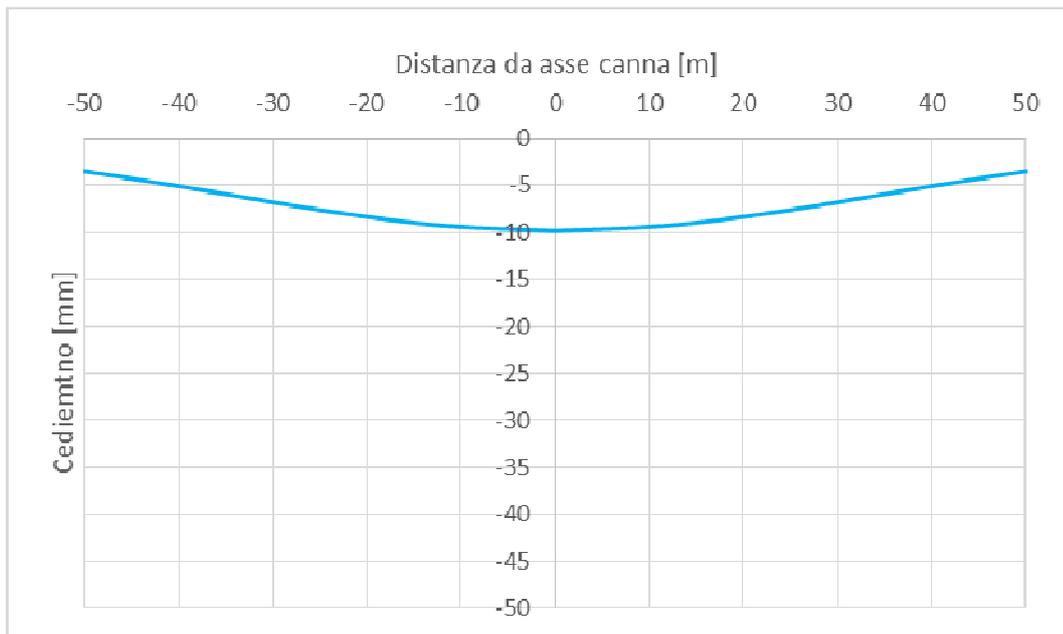


Figura 78 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 25 a pk. 5465

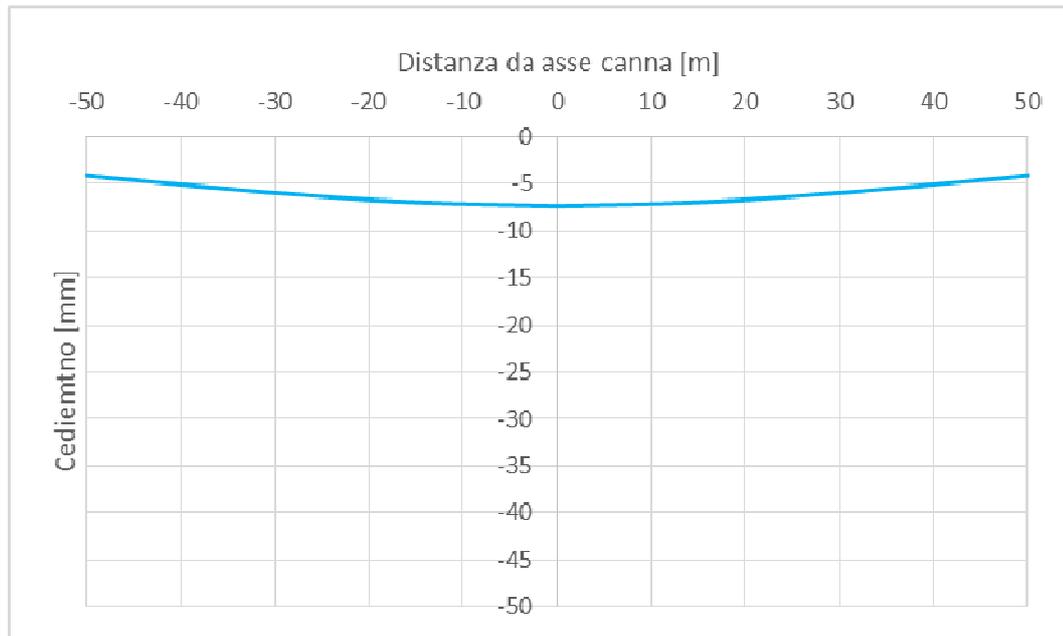


Figura 79 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 30 a pk. 5590

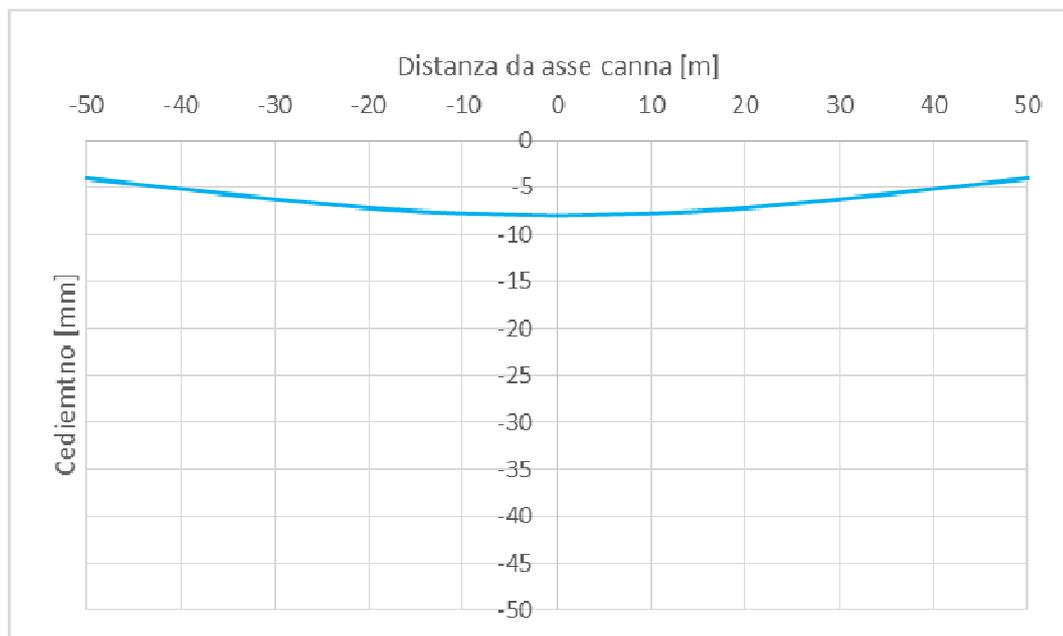


Figura 80 – Bacino di subsidenza – Canna nord – sezione 35 a pk. 5715

Per considerare l'interazione delle 2 canne, i cedimenti indotti dalle due canne a piano campagna vengono sommati linearmente, tenendo conto dell'interasse tra le due canne. Queste informazioni sono combinate automaticamente con il programma Surfer 8, che permette di creare le curve di subsidenza interpolando i dati delle successive sezioni di analisi.

18.5 Combinazione dei cedimenti

Grazie al programma Surfer 8 è possibile sommare i cedimenti indotti a piano campagna dallo scavo della zona di imbocco con quelli indotti dallo scavo delle gallerie, al fine di avere il quadro complessivo del bacino di subsidenza. La figura seguente mostra il risultato dell'analisi, così come riportato nella tavola J16L1_07_02_02_019_0101_OPD.

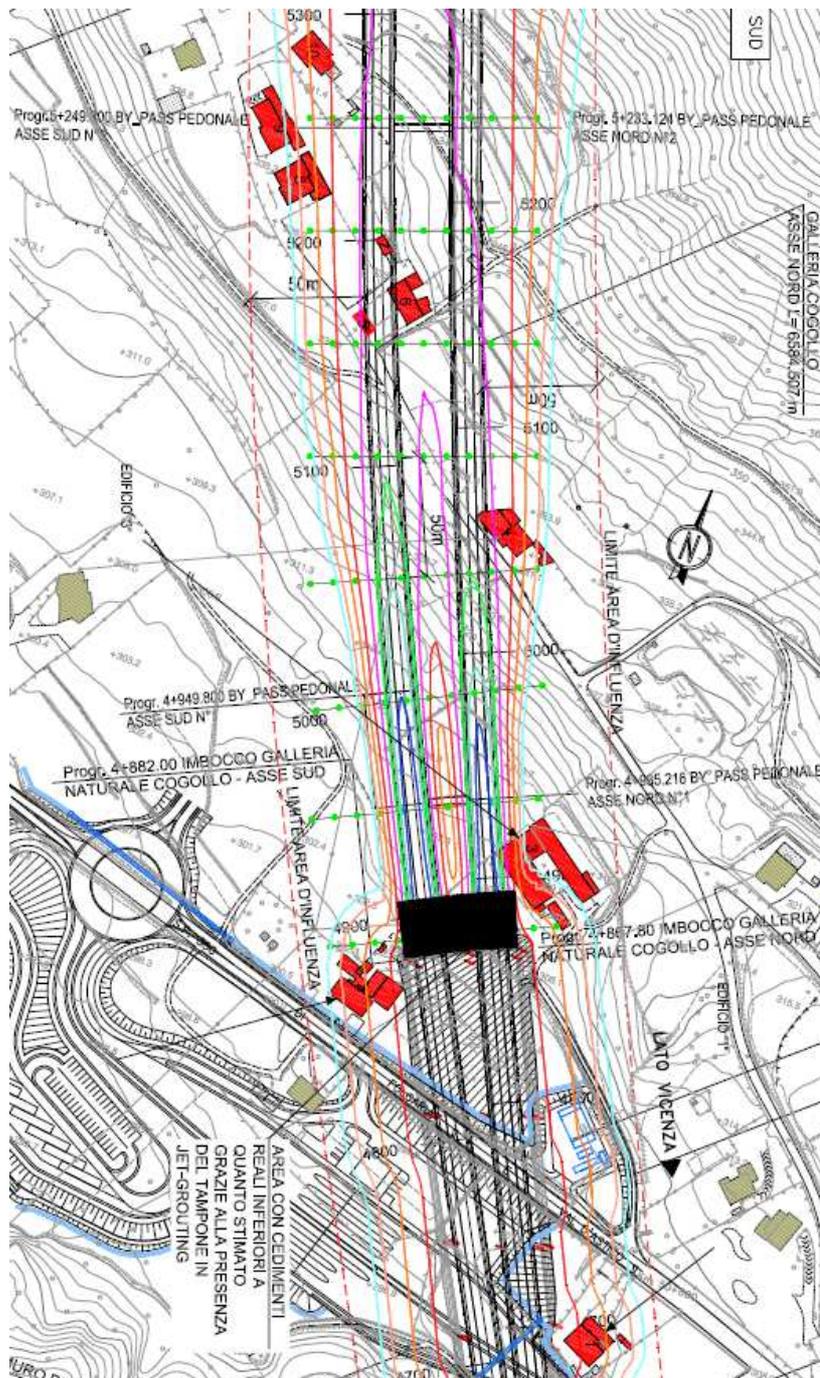


Figura 81 – Bacino di subsidenza totale

Dall’analisi svolta, risulta che gli edifici 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 9 ricadono nell’area in cui sono attesi cedimenti a piano campagna superiori al centimetro e quindi richiedono un’indagine più approfondita.

18.1 Analisi del danno

Per gli edifici per i quali è atteso un cedimento superiore al centimetro (limite normalmente supportabile da un fabbricato senza la comparsa di lesioni), viene eseguita un’analisi di dettaglio al fine di valutarne il possibile danno dovuto allo scavo.

Sulla base dello studio dei cedimenti indotti dallo scavo è possibile stimare l’entità dell’estensione del bacino di subsidenza, quindi, unitamente alle caratteristiche geometriche, strutturali e di conservazione degli edifici, si può conseguentemente effettuare una valutazione del probabile rischio di danno in merito ai risentimenti provocati sugli edifici dallo scavo delle gallerie.

Nel seguito si riassume il criterio di classificazione del danno basato sulla determinazione della distorsione limite e sulla stima delle deformazioni di trazione generate nelle strutture secondo la formulazione di Mair e Taylor e Burland, “Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunneling”, 1996.

Come indicato in Mair, Taylor e Burland, la categoria di danno è correlata con la deformazione unitaria massima di allungamento ϵ_{max} .

La determinazione di tale deformazione può essere individuata assimilando l’edificio ad un corpo elastico di altezza H, lunghezza L, momento d’inerzia I e rapporto tra moduli elastici E/G pari a 12.5 per il cemento armato e a 2.6 per la muratura. Nell’analisi svolta, cautelativamente gli edifici sono stati considerati con un valore di E/G pari a 2.6, assimilandoli quindi a edifici in muratura.

Il bacino di subsidenza può essere suddiviso in due zone distinte in base alle modalità di deformazione del piano campagna, come rappresentato nella figura seguente:

zona di hogging (concavità della deformata orientata verso il basso):

$$\text{momento d'inerzia edificio} \Rightarrow I = H^3/3$$

$$\text{distanza asse neutro dal lembo teso} = H$$

zona di sagging (concavità della deformata rivolta verso l’alto):

$$\text{momento d'inerzia edificio} \Rightarrow I = H^3/12$$

$$\text{distanza asse neutro dal lembo teso} = H/2$$

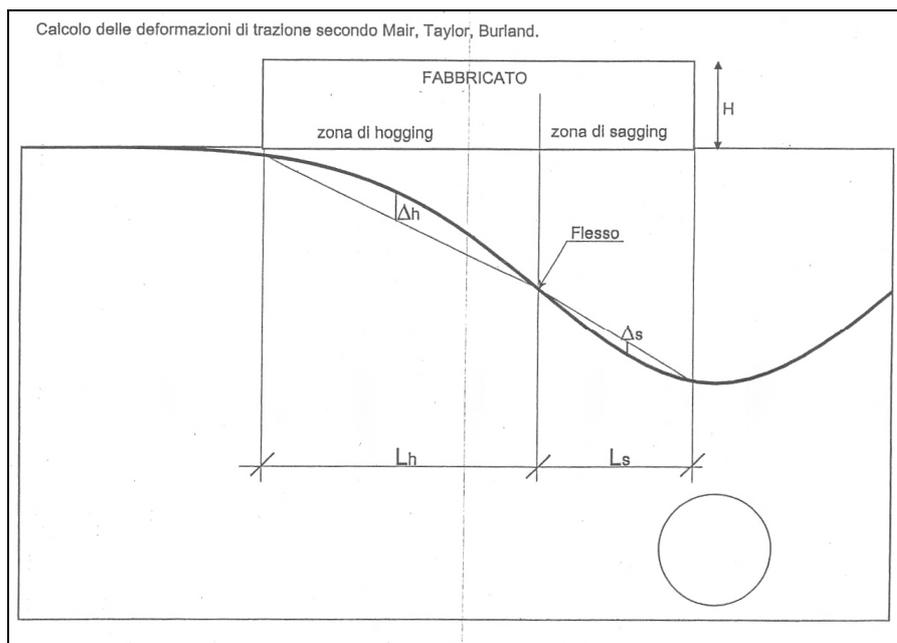


Figura 82 – Zone di Hogging e Sagging

Il punto di inflessione dello spostamento, (i), divide quindi l'edificio nelle due zone sopra indicate. Nella zona di hogging ($-i > y > i$) dove l'asse neutro è pari ad H, tutti gli sforzi dovuti alla flessione sono di trazione, mentre nella zona di sagging, dove l'asse neutro si assume pari ad H/2, la flessione induce sforzi sia di compressione che di trazione.

Definita l'inflessione massima Δ/L , così come indicato dagli Autori, è possibile risalire alle deformazioni unitarie massime per trazione. Per quanto dovuto a sollecitazioni di flessione, le deformazioni si sviluppano parallelamente all'asse dell'edificio e valgono:

$$\varepsilon_b = \left(\frac{\Delta}{L}\right) \times \frac{1}{\left[\left(\frac{L}{12t}\right) + \left(\frac{3EI}{2tLHG}\right)\right]}$$

dove $t = (H; H/2)$ secondo se ci si trova in zona Hogging o Sagging.

Invece per le deformazioni dovute taglio si ha:

$$\varepsilon_d = \left(\frac{\Delta}{L}\right) \times \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{HL^2G}{18EI}\right)\right]}$$

Si considera inoltre il contributo dovuto alle deformazioni orizzontali (ε_h) che verrà combinato con la deformazione di flessione e taglio.

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_h + \varepsilon_b$$

$$\varepsilon_{dt} = 0.35\varepsilon_h + \sqrt{\left((0.65\varepsilon_h)^2 + \varepsilon_d^2\right)}$$

Si ottiene quindi la massima deformazione di trazione ε_{max} pari al valore massimo tra ε_{bt} e ε_{dt} .
Si riportano nel seguito le tabelle di sintesi di Boscarding e Cording (1989).

Categoria del danno	Intensità del danno	Deformazione limite di trazione ε_{lim} (%)
0	Trascurabile	0÷0.05
1	Molto lieve	0.05÷0.075
2	Lieve	0.075÷0.15
3	Moderata	0.15÷0.3
4	Severa	0.3÷0.45
5	Molto severa	>0.45

Tabella 110: Boscardin e Cording, 1989

Categoria del danno	Intensità del danno	Descrizione
0	Trascurabile	Fessure capillari con aperture $\leq 0.1\text{mm}$.
1	Molto lieve	<u>Fessure sottili cui si rimedia facilmente con lavori di pitturazione.</u> Il danno è limitato agli intonaci delle pareti interne. Fessure alle parti esterne rilevabili con attento esame. Tipica apertura delle lesioni $\leq 1\text{mm}$.
2	Lieve	<u>Fessure facilmente stuccabili, ripittura necessaria. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti.</u> Fessure anche visibili all'esterno; può essere necessaria qualche ripresa della spillatura per garantire l'impermeabilità. Possibili difficoltà nell'apertura di porte e finestre. Tipica apertura delle lesioni $\leq 5\text{m}$.
3	Moderata	<u>Le fessure richiedono cucì e scuci della muratura.</u> Anche all'esterno necessari interventi sulla muratura. Possibile blocco di porte e finestre. Rottura di tubazioni. Spesso l'impermeabilità non è garantita. Tipica apertura delle lesioni $5 \div 15 \text{ mm}$, oppure molte lesioni ≤ 3 .

4	Severa	<u>Necessarie importanti riparazioni, compresa demolizione e ricostruzione di parti di muri, specie al di sopra di porte e finestre.</u> I telai di porte e finestre si distorcono; percepibile pendenza di pavimenti. Muri inclinati o spanciati; qualche perdita d'appoggio di travi. Tubazioni distrutte. Tipica apertura delle lesioni 15 ÷ 25 mm, dipendente anche dal numero di lesioni.
5	Molto severa	<u>Richiesti importanti lavori con parziale e totale demolizione e ricostruzione.</u> Le travi perdono l'appoggio, i muri si inclinano fortemente e richiedono puntellatura. Pericolo di instabilità. Tipica apertura delle lesioni superiori a 25 mm, dipendente anche dal numero di lesioni.

Tabella 111: Boscardin e Cording, 1989

La categoria di *danno ammissibile* per un fabbricato dipende dalle caratteristiche dell'edificio stesso, ovvero dalla metodologia costruttiva (strutture in ca.a/acciaio o muratura), dallo stato di conservazione (stato buono o precario) e dalla destinazione d'uso.

Particolare attenzione deve essere posta per gli edifici di pregio, specie quelli di natura storico-monumentale.

18.1.1 Edifici affetti dallo scavo dell'imbocco

Gli edifici 1 e 2 sono interessati dai cedimenti indotti dal solo scavo della zona di imbocco.

Per l'edificio 1 si considera la deformata della palificata nella sezione "Cogollo sud 2", mentre per l'edificio 2 quelli della sezione "Cogollo sud 1".

I cedimenti e gli spostamenti orizzontali vengono calcolati al piano di fondazione dell'edificio, preso cautelativamente a 3m al di sotto del piano campagna, aumentando la pendenza del bacino di subsidenza.

Si considera la sezione ortogonale alla massima pendenza dei cedimenti verticali, al fine di analizzare la sezione con la distorsione maggiore e quindi la più gravosa.

Dall'analisi, risulta che entrambi gli edifici ricadono in classe di danno 0 e non sono quindi necessarie opere di mitigazione.

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS

	SAGGING
Length L (m)	19.95
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	0.74
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0037%

ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE

Height, H (m)	10
E/G	2.6
	SAGGING
Neutral axis t (m)	5.00
Second moment of area I (m^4)	83.33
Maximum bending strain, ϵ_b	0.0056%
Maximum diagonal strain, ϵ_d	0.0018%
Horizontal ground strain, ϵ_h	0.0391%
Maximum tensile strain, ϵ_{max}	0.0447%
DAMAGE CATEGORY	0

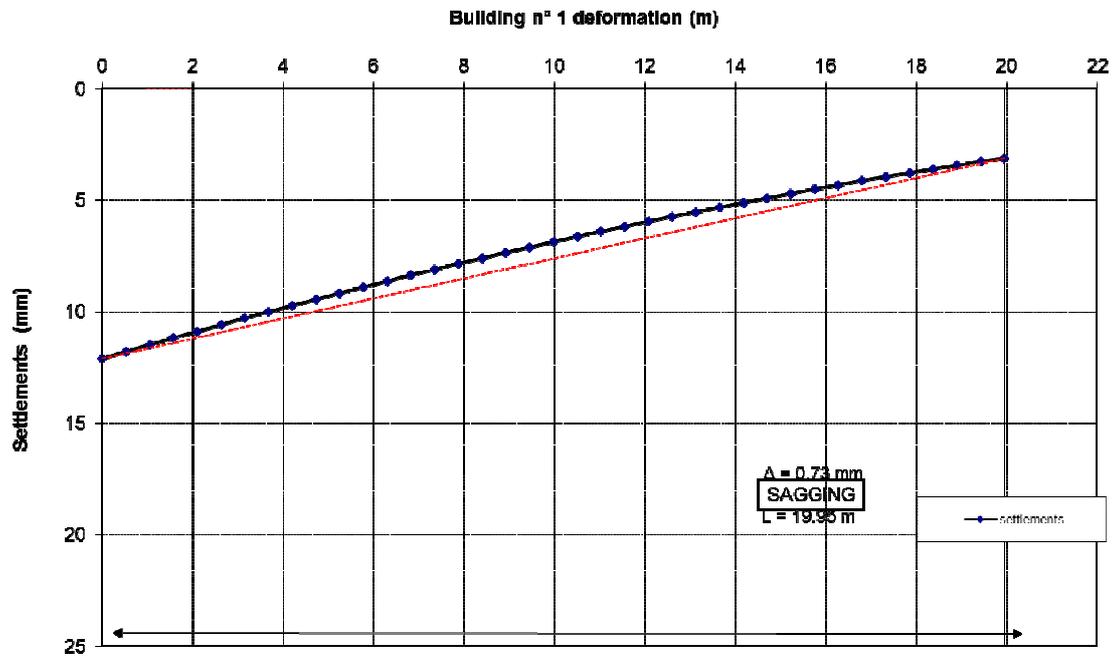


Figura 83 – Analisi del danno per l'edificio 1

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS

	SAGGING
Length L (m)	30.06
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	1.81
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0060%

ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE

Height, H (m)	10
E/G	2.6
	SAGGING
Neutral axis t (m)	5.00
Second moment of area I (m ⁴)	83.33
Maximum bending strain, ϵ_b	0.0084%
Maximum diagonal strain, ϵ_d	0.0018%
Horizontal ground strain, ϵ_h	0.0290%
Maximum tensile strain, ϵ_{max}	0.0374%
DAMAGE CATEGORY	0

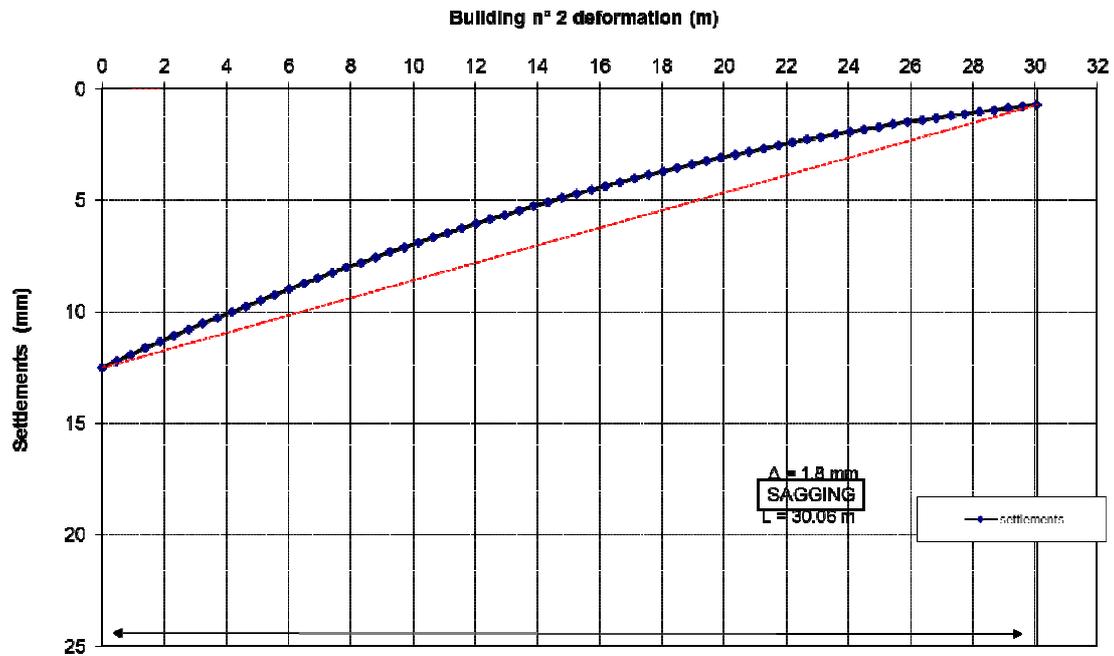


Figura 84 – Analisi del danno per l'edificio 2

18.1.2 Edifici affetti dallo scavo della galleria

Gli edifici 4, 5, 6 e 9 sono interessati dai cedimenti indotti dal solo scavo della TBM.

Per le analisi, come detto in precedenza si considera $V_s=0.5\%$ (scenario di progetto, tipico per scavo con TBM) e $V_s=0.7\%$ (condizione eccezionale, difficilmente raggiungibile). Le analisi vengono eseguite considerando il piano di fondazione a 3m al di sotto del piano campagna.

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS		
	SAGGING	HOGGING
Length L (m)	6.60	9.58
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	0.57	1.05
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0086%	0.0110%
ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE		
	SAGGING	HOGGING
Height, H (m)	12	12
E/G	2.6	2.6
Neutral axis t (m)	6.00	12.00
Second moment of area I (m ⁴)	144.00	576.00
Maximum bending strain, ϵ_b	0.0068%	0.0065%
Maximum diagonal strain, ϵ_d	0.0080%	0.0106%
Horizontal ground strain, ϵ_h	0.0000%	0.0323%
Maximum tensile strain, ϵ_{max}	0.0080%	0.0388%
DAMAGE CATEGORY	0	0

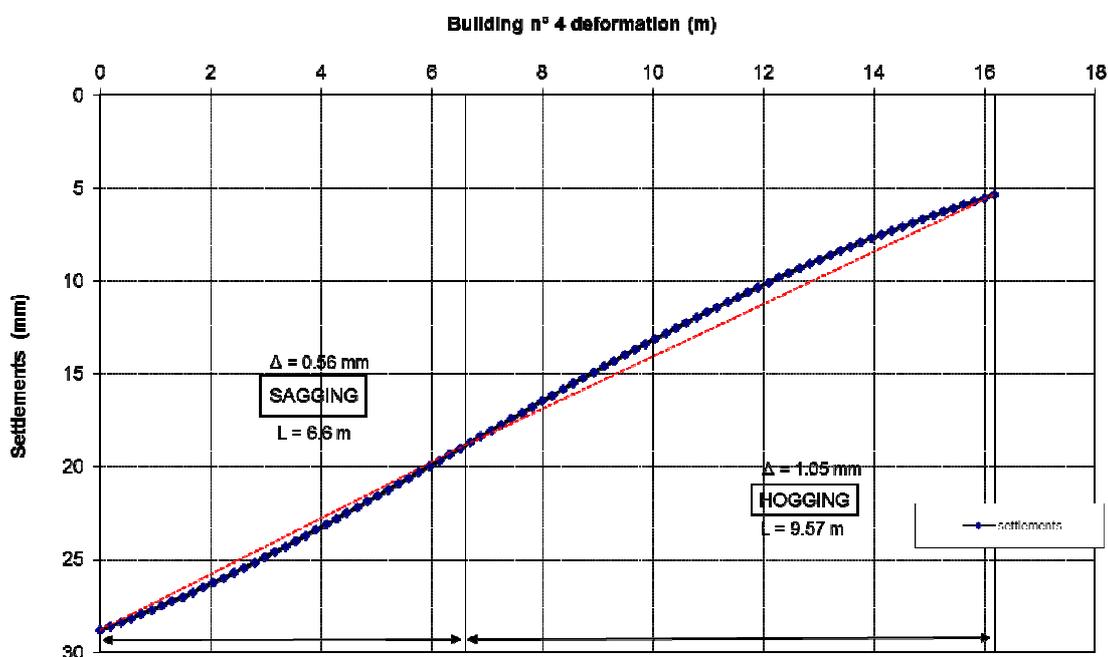


Figura 85 – Analisi del danno per l'edificio 4 – scenario di progetto

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS		
	SAGGING	HOGGING
Length L (m)	6.60	9.58
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	0.79	1.48
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0120%	0.0154%
ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE		
Height, H (m)	12	12
E/G	2.6	2.6
	SAGGING	HOGGING
Neutral axis t (m)	6.00	12.00
Second moment of area I (m ⁴)	144.00	576.00
Maximum bending strain, ε_b	0.0095%	0.0091%
Maximum diagonal strain, ε_d	0.0112%	0.0148%
Horizontal ground strain, ε_h	0.0000%	0.0453%
Maximum tensile strain, ε_{max}	0.0112%	0.0544%
DAMAGE CATEGORY	0	1

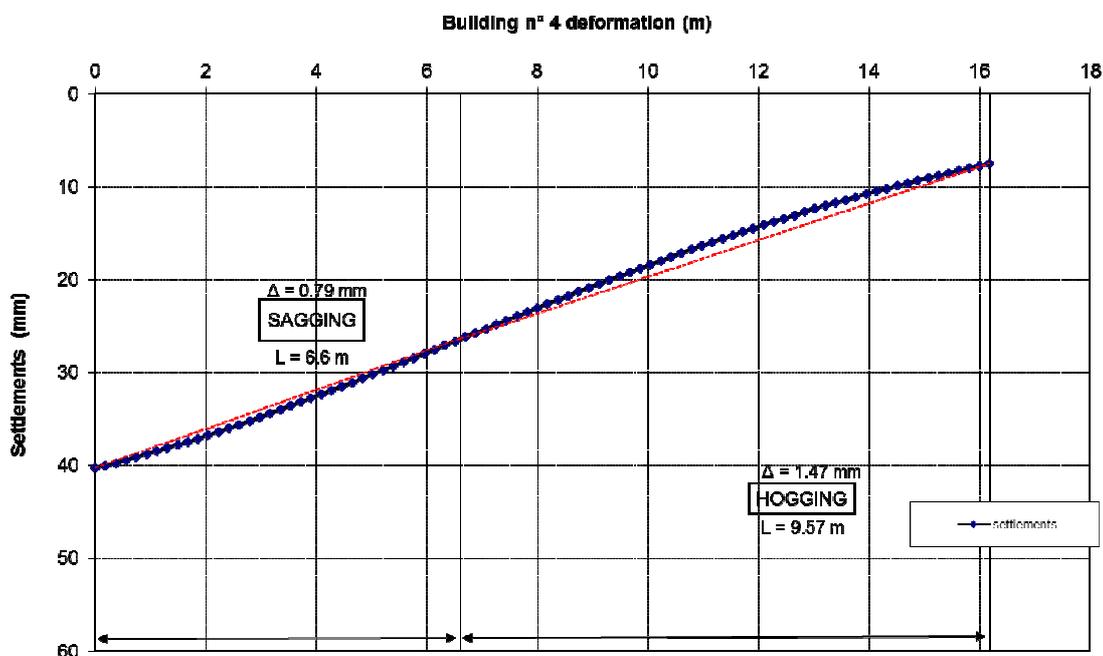


Figura 86 – Analisi del danno per l'edificio 4 – condizione eccezionale

L'edificio 4 ricade in classe di danno 0 nello scenario di progetto e in classe 1 nella condizione eccezionale. Non si prevedono interventi per limitare i cedimenti prima del passaggio della TBM.

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS

	SAGGING
Length L (m)	4.90
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	0.31
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0063%

ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE

Height, H (m)	12
E/G	2.6
	SAGGING
Neutral axis t (m)	6.00
Second moment of area I (m ⁴)	144.00
Maximum bending strain, ϵ_b	0.0038%
Maximum diagonal strain, ϵ_d	0.0060%
Horizontal ground strain, ϵ_h	0.0000%
Maximum tensile strain, ϵ_{max}	0.0060%
DAMAGE CATEGORY	0

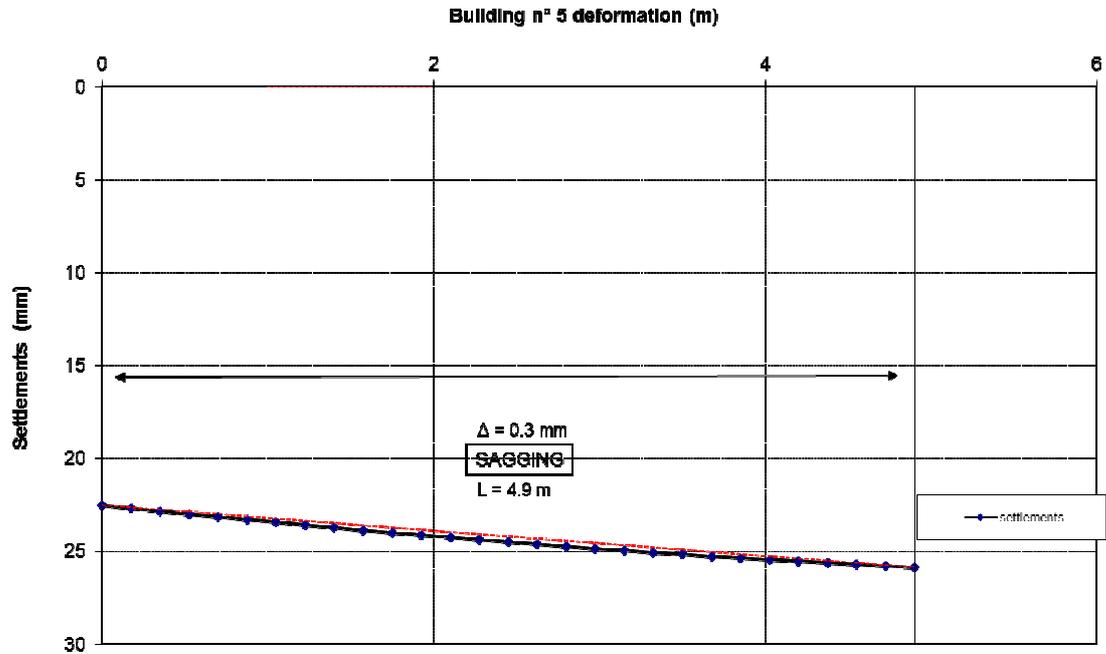


Figura 87 – Analisi del danno per l'edificio 5 – scenario di progetto

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS

	SAGGING
Length L (m)	4.90
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	0.43
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0088%

ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE

Height, H (m)	12
E/G	2.6
	SAGGING
Neutral axis t (m)	6.00
Second moment of area I (m ⁴)	144.00
Maximum bending strain, ϵ_b	0.0053%
Maximum diagonal strain, ϵ_d	0.0085%
Horizontal ground strain, ϵ_h	0.0000%
Maximum tensile strain, ϵ_{max}	0.0085%
DAMAGE CATEGORY	0

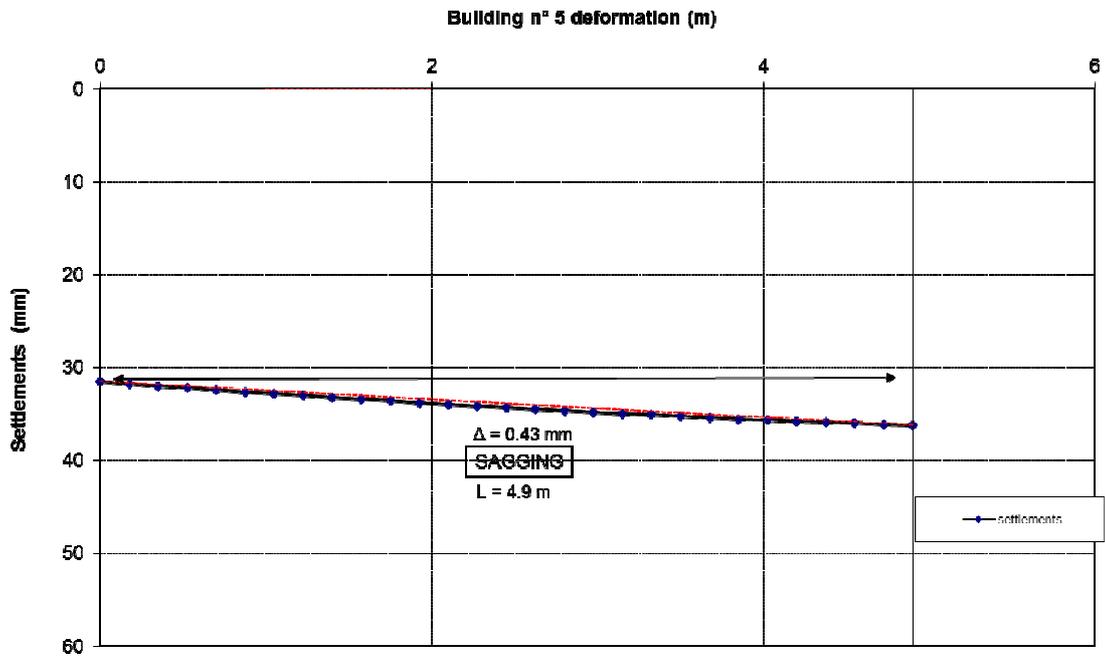


Figura 88 – Analisi del danno per l'edificio 5 – condizione eccezionale

L'edificio 5 ricade in classe di danno 0 anche nella condizione eccezionale.

Non si prevedono interventi per limitare i cedimenti prima del passaggio della TBM.

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS		
	SAGGING	HOGGING
Length L (m)	1.74	11.84
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	0.01	1.14
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0003%	0.0096%
ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE		
Height, H (m)	15	15
E/G	2.6	2.6
	SAGGING	HOGGING
Neutral axis t (m)	7.50	15.00
Second moment of area I (m ⁴)	281.25	1125.00
Maximum bending strain, ϵ_b	0.0001%	0.0056%
Maximum diagonal strain, ϵ_d	0.0003%	0.0092%
Horizontal ground strain, ϵ_h	0.0000%	0.0283%
Maximum tensile strain, ϵ_{max}	0.0003%	0.0339%
DAMAGE CATEGORY	0	0

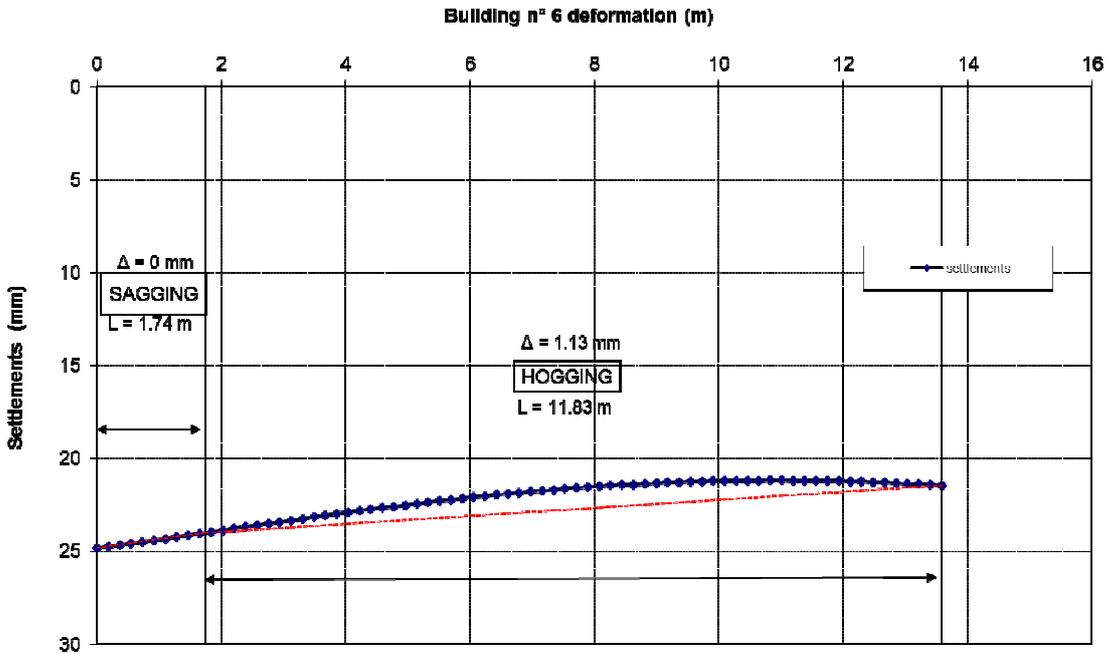


Figura 89 – Analisi del danno per l'edificio 6 – scenario di progetto

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS		
	SAGGING	HOGGING
Length L (m)	1.74	11.84
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	0.01	1.59
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0004%	0.0134%
ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE		
Height, H (m)	15	15
E/G	2.6	2.6
	SAGGING	HOGGING
Neutral axis t (m)	7.50	15.00
Second moment of area I (m^4)	281.25	1125.00
Maximum bending strain, ϵ_b	0.0001%	0.0078%
Maximum diagonal strain, ϵ_d	0.0004%	0.0129%
Horizontal ground strain, ϵ_h	0.0000%	0.0397%
Maximum tensile strain, ϵ_{max}	0.0004%	0.0475%
DAMAGE CATEGORY	0	0

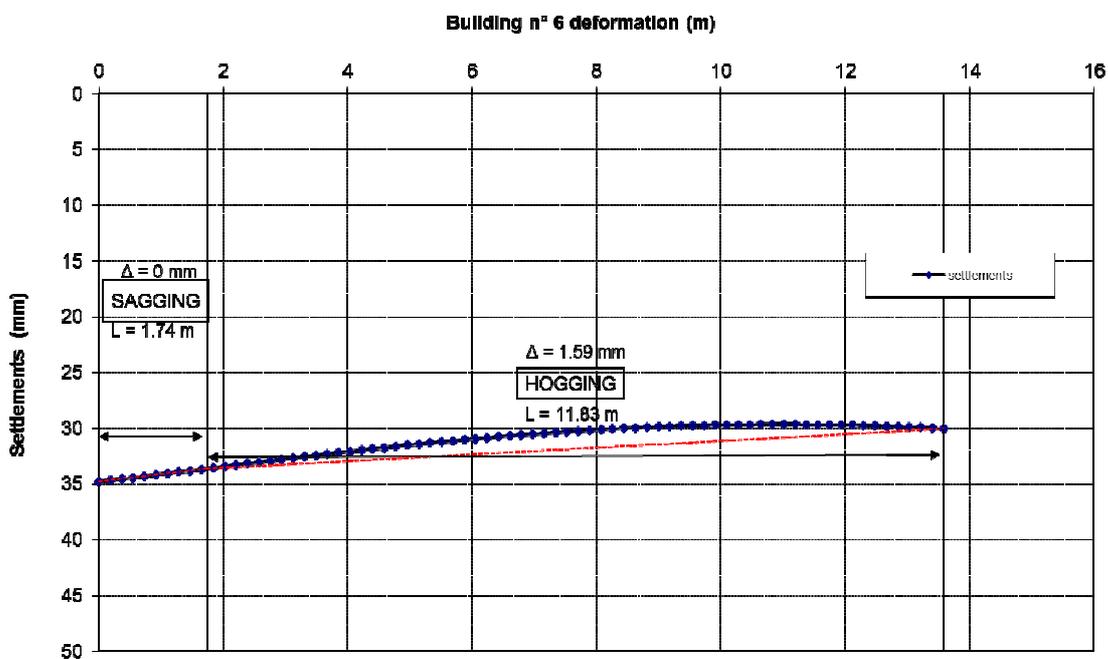


Figura 90 – Analisi del danno per l'edificio 6 – condizione eccezionale

L'edificio 6 ricade in classe di danno 0 nello scenario di progetti nella condizione eccezionale. Non si prevedono interventi per limitare i cedimenti prima del passaggio della TBM.

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS

	SAGGING
Length L (m)	10.08
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	0.26
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0026%

ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE

Height, H (m)	9
E/G	2.6
	SAGGING
Neutral axis t (m)	4.50
Second moment of area I (m ⁴)	60.75
Maximum bending strain, ϵ_b	0.0033%
Maximum diagonal strain, ϵ_d	0.0019%
Horizontal ground strain, ϵ_h	0.0000%
Maximum tensile strain, ϵ_{max}	0.0033%
DAMAGE CATEGORY	0

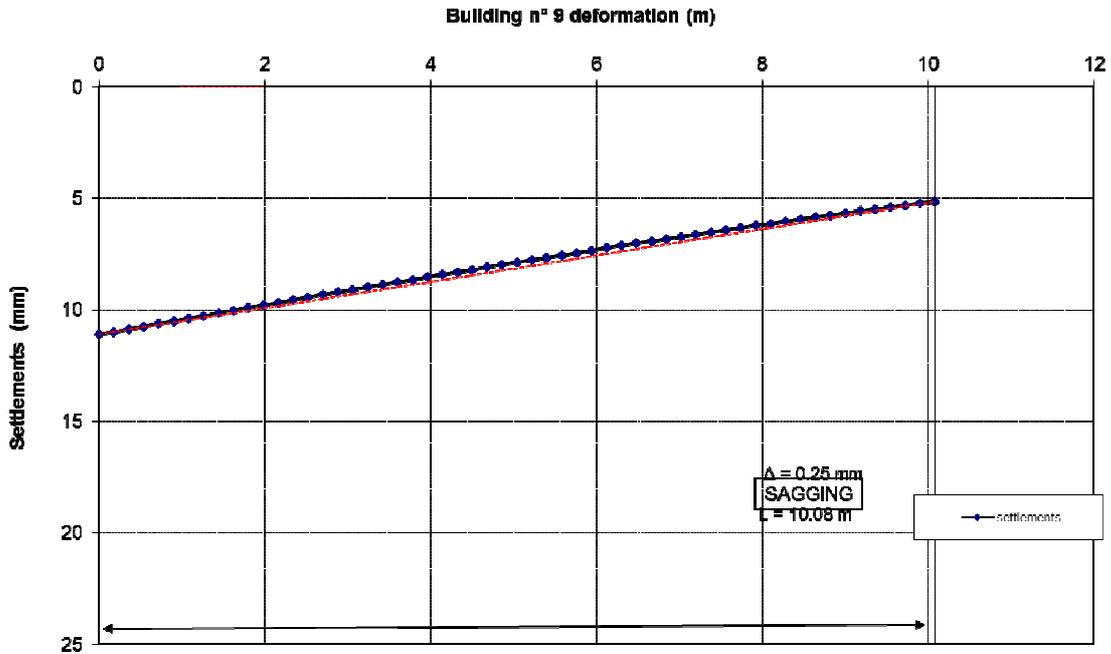


Figura 91 – Analisi del danno per l’edificio 9 – scenario di progetto

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS

	SAGGING
Length L (m)	10.08
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	0.36
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0036%

ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE

Height, H (m)	9
E/G	2.6
	SAGGING
Neutral axis t (m)	4.50
Second moment of area I (m ⁴)	60.75
Maximum bending strain, ϵ_b	0.0047%
Maximum diagonal strain, ϵ_d	0.0027%
Horizontal ground strain, ϵ_h	0.0000%
Maximum tensile strain, ϵ_{max}	0.0047%
DAMAGE CATEGORY	0

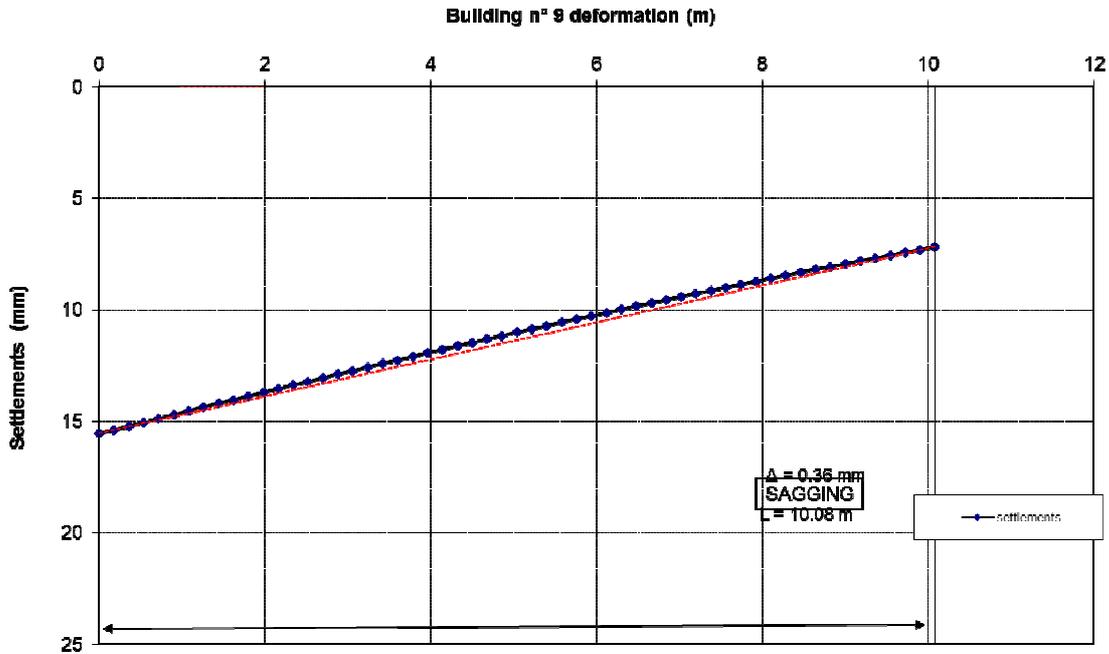


Figura 92 – Analisi del danno per l’edificio 9 – condizione eccezionale

L’edificio 9 ricade in classe di danno 0 in entrambi gli scenari.

Non si prevedono interventi per limitare i cedimenti prima del passaggio della TBM.

18.1.3 Edificio 3

L’edificio 3 è affetto sia dallo scavo della TBM che dallo scavo della zona di imbocco; in realtà, la zona più critica è quella che ha l’angolo dell’edificio sopra la canna nord, dove l’effetto dello scavo della zona di imbocco si è completamente esaurito. In questa zona non è più presente il tampone in jet-grouting, previsto nei primi 30 m dopo l’imbocco.

L’analisi ha come oggetto il capannone di 7/8m di altezza (stimato senza piano interrato) più vicino allo scavo, mentre l’edificio centrale ed il secondo di forma allungata risultano limitatamente affetti dallo scavo e non necessitano di ulteriore analisi.



Figura 93 – L’edificio

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS		
	SAGGING	HOGGING
Length L (m)	2.09	10.28
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	0.18	7.56
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0085%	0.0735%
ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE		
Height, H (m)	8	8
E/G	2.6	2.6
	SAGGING	HOGGING
Neutral axis t (m)	4.00	8.00
Second moment of area I (m ⁴)	42.67	170.67
Maximum bending strain, ϵ_b	0.0034%	0.0657%
Maximum diagonal strain, ϵ_d	0.0084%	0.0665%
Horizontal ground strain, ϵ_h	0.0000%	0.1056%
Maximum tensile strain, ϵ_{max}	0.0084%	0.1713%
DAMAGE CATEGORY	0	3

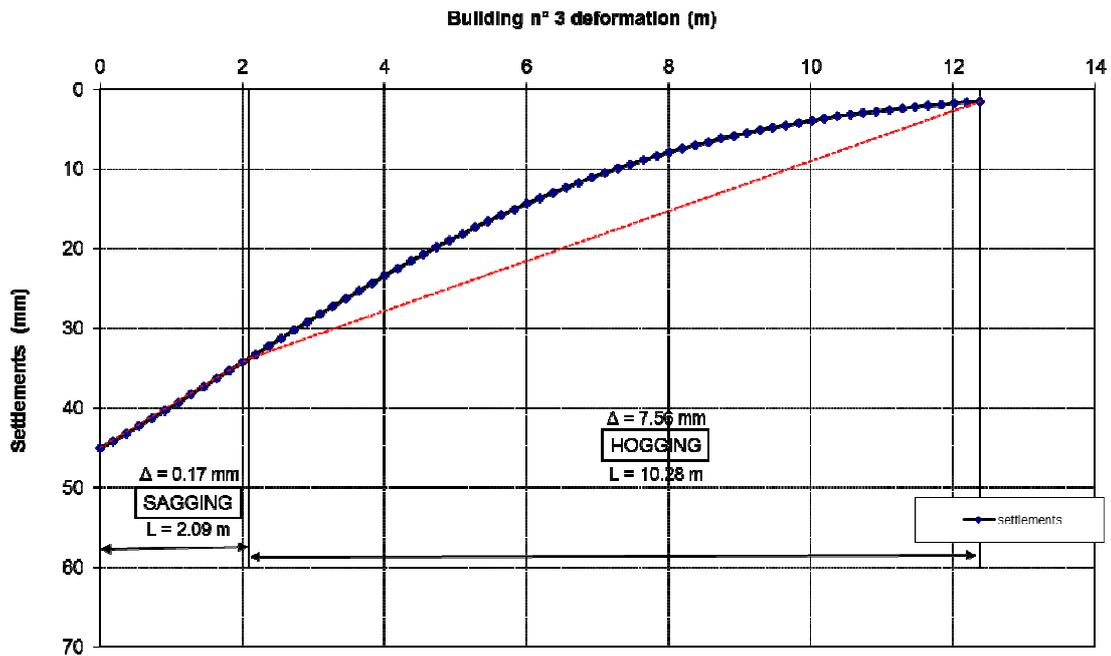


Figura 94 – Analisi del danno per l’edificio 3 – scenario di progetto

STRAINS DUE TO GROUND SETTLEMENTS		
	SAGGING	HOGGING
Length L (m)	2.09	10.28
Maximum deflection, Δ_{max} (mm)	0.25	10.59
Deflection ratio $(\Delta/L)_{max}$	0.0119%	0.1029%
ASSESSMENT OF POTENTIAL DAMAGE		
Height, H (m)	8	8
E/G	2.6	2.6
	SAGGING	HOGGING
Neutral axis t (m)	4.00	8.00
Second moment of area I (m^4)	42.67	170.67
Maximum bending strain, ϵ_b	0.0047%	0.0920%
Maximum diagonal strain, ϵ_d	0.0117%	0.0931%
Horizontal ground strain, ϵ_h	0.0000%	0.1478%
Maximum tensile strain, ϵ_{max}	0.0117%	0.2399%
DAMAGE CATEGORY	0	3

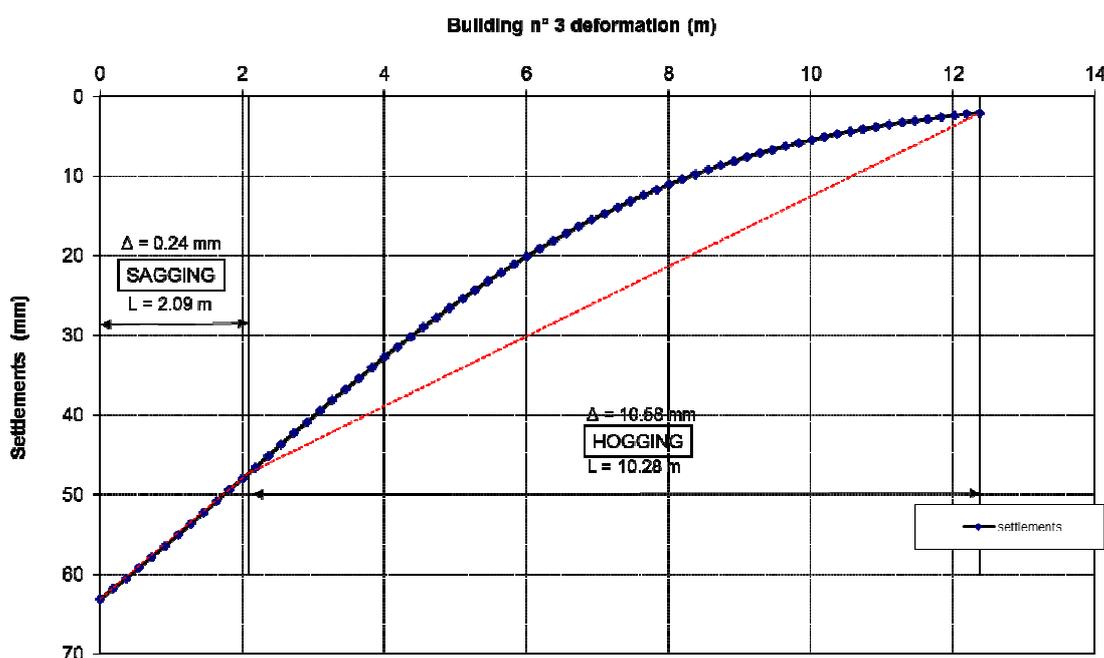


Figura 95 – Analisi del danno per l'edificio 3 – condizione eccezionale

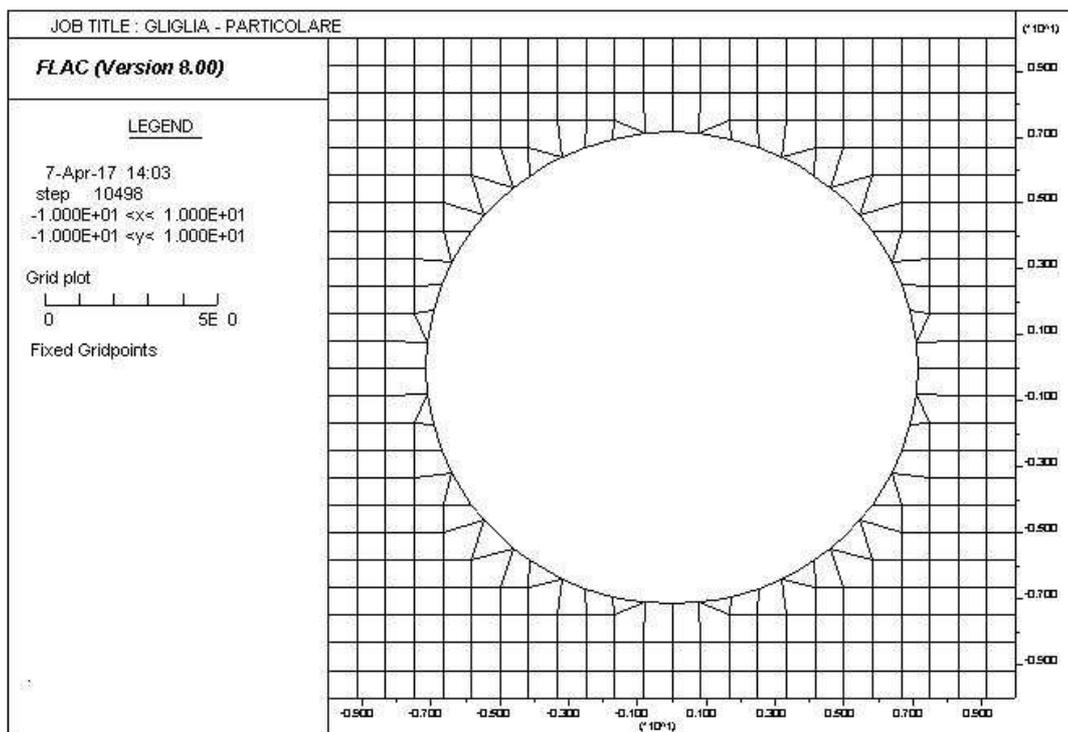
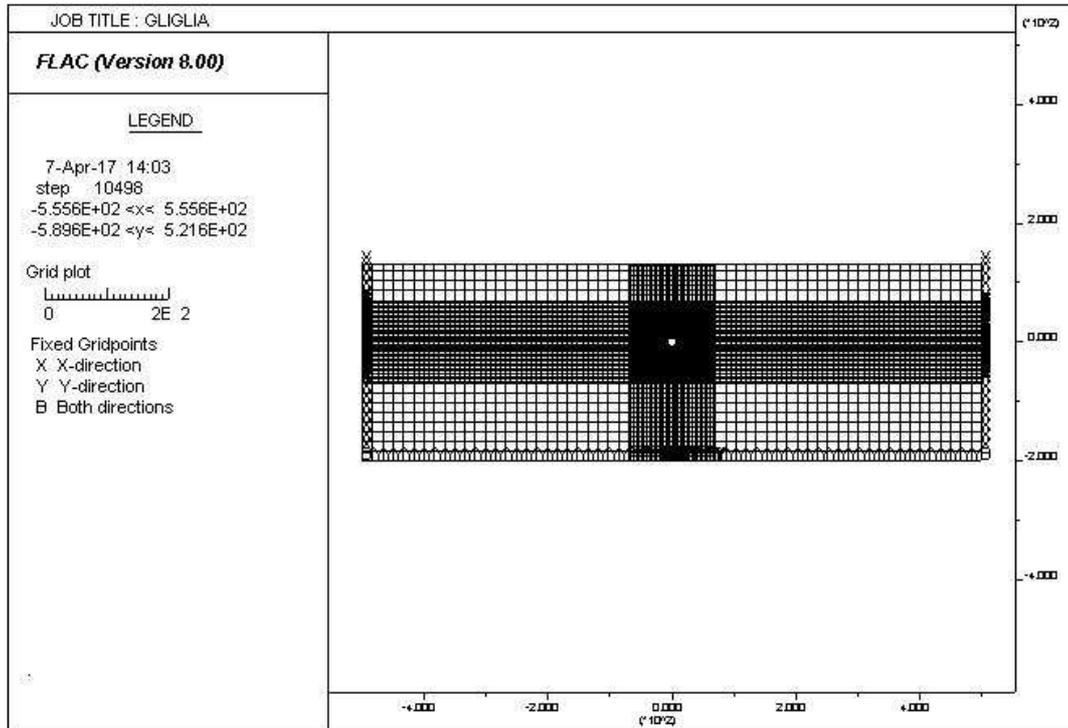
Dall'analisi eseguita, l'edificio 3 ricade in classe 3 già nello scenario di progetto e risulta in classe 4-5 nella condizione eccezionale. Con la copertura inferiore ad 1 diametro di scavo ed essendo nelle fasi di partenza della TBM, è probabile che si registrino effettivamente volumi persi almeno dello 0.5%.

Per questo motivo ed anche per ragioni di sicurezza, si provvederà all'esproprio dell'edificio 3, almeno dell'ala ricadente nel bacino di subsidenza.

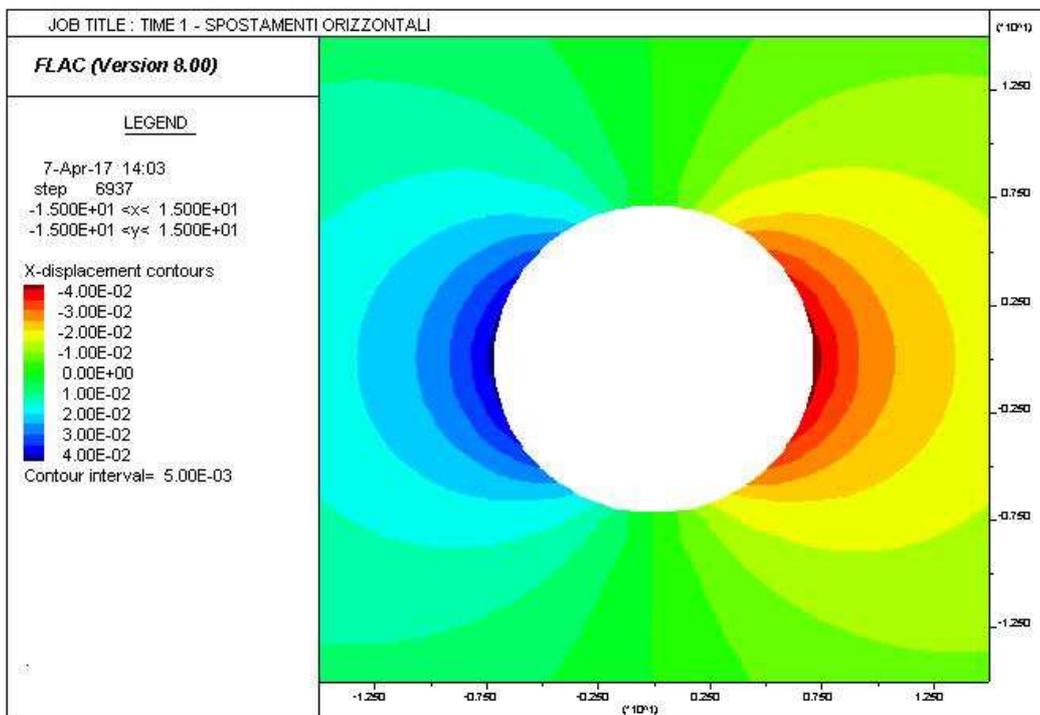
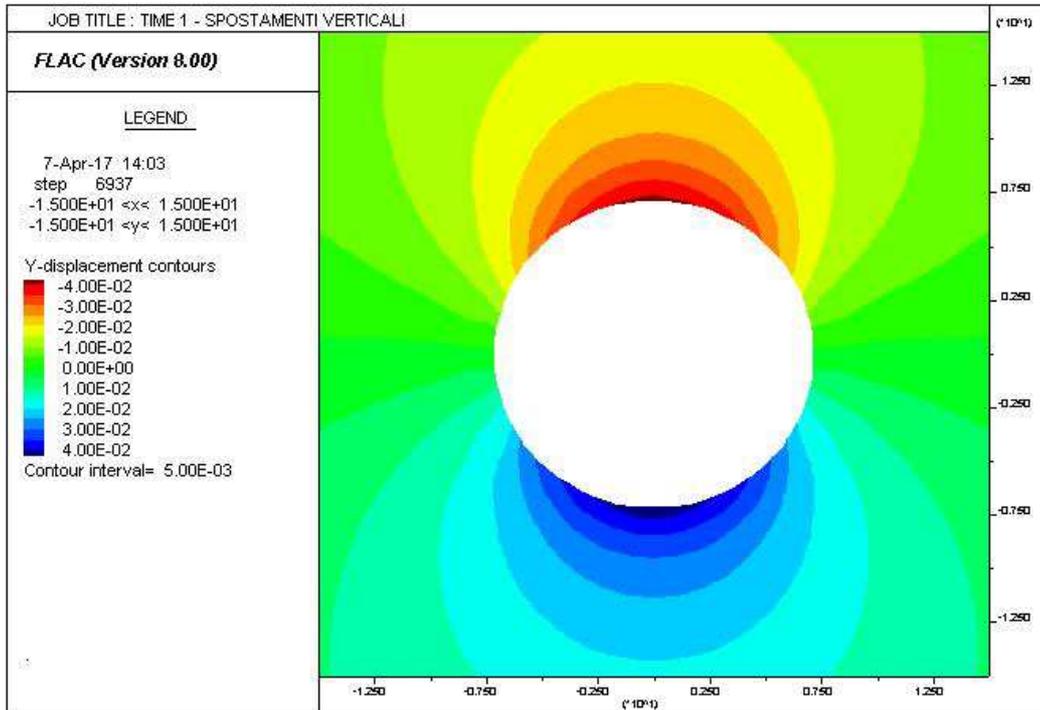
Dopo del passaggio delle 2 TBM si potrà valutare l'agibilità della struttura e nel caso riconsegnarla al proprietario, anche a seguito di interventi di ripristino localizzati.

19 ALLEGATI FLAC

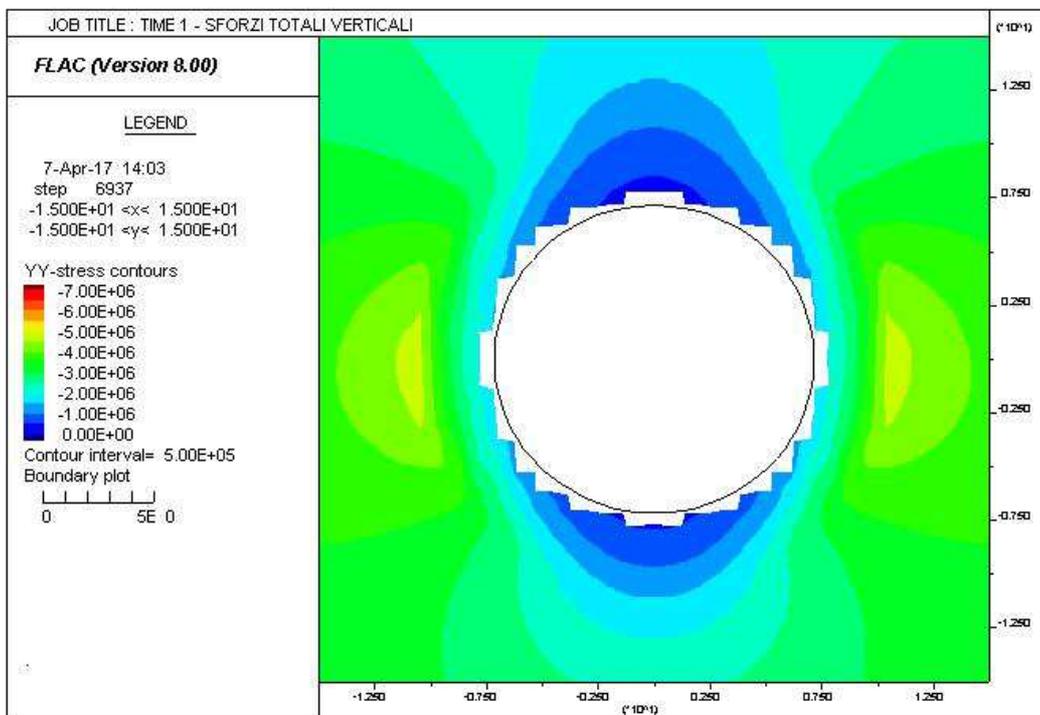
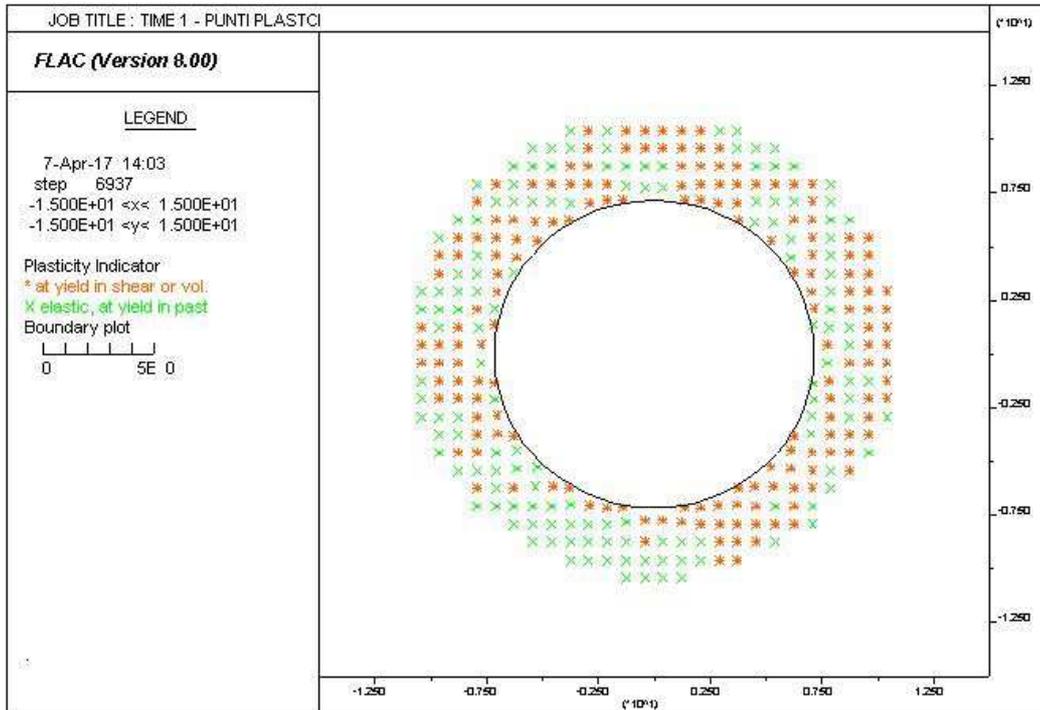
19.1 SEZIONE 1



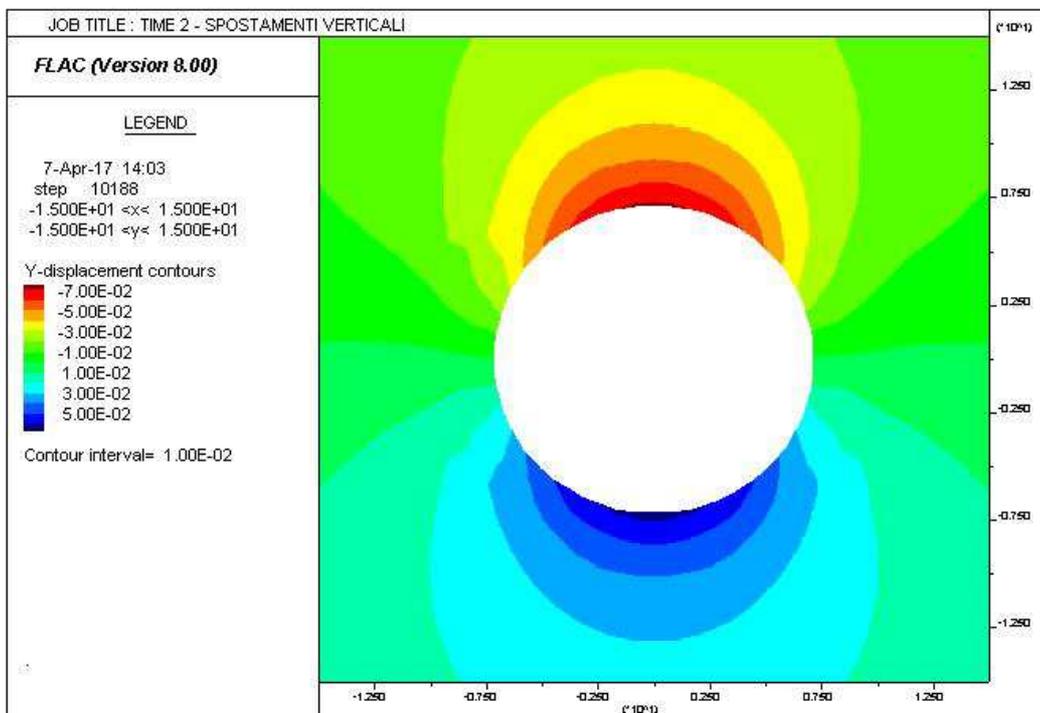
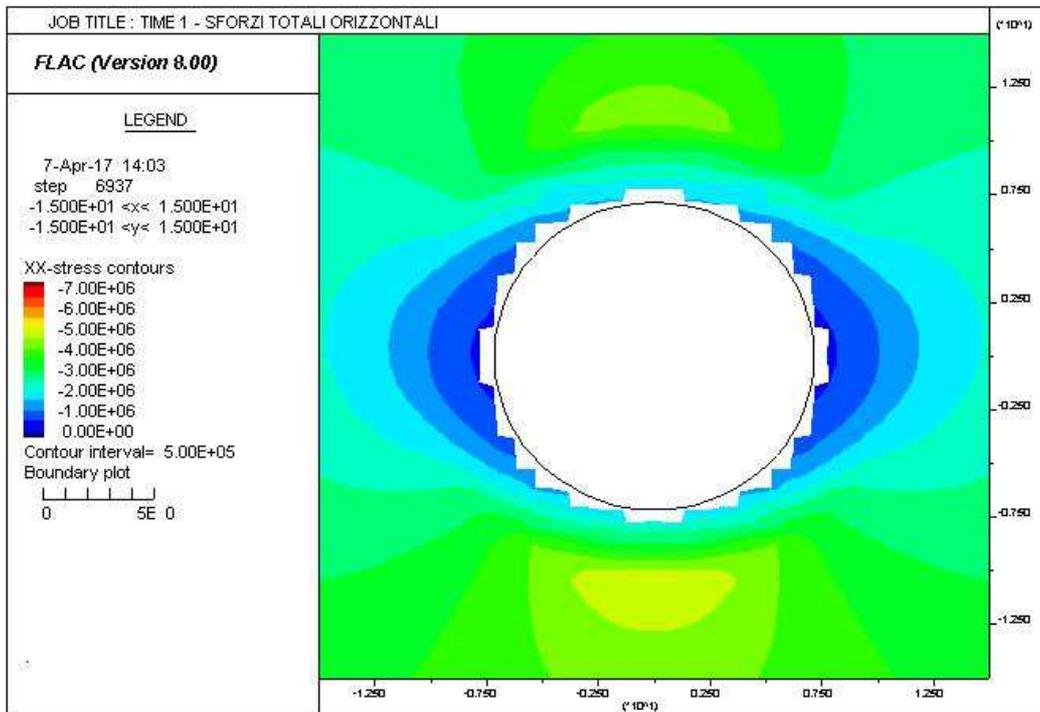
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



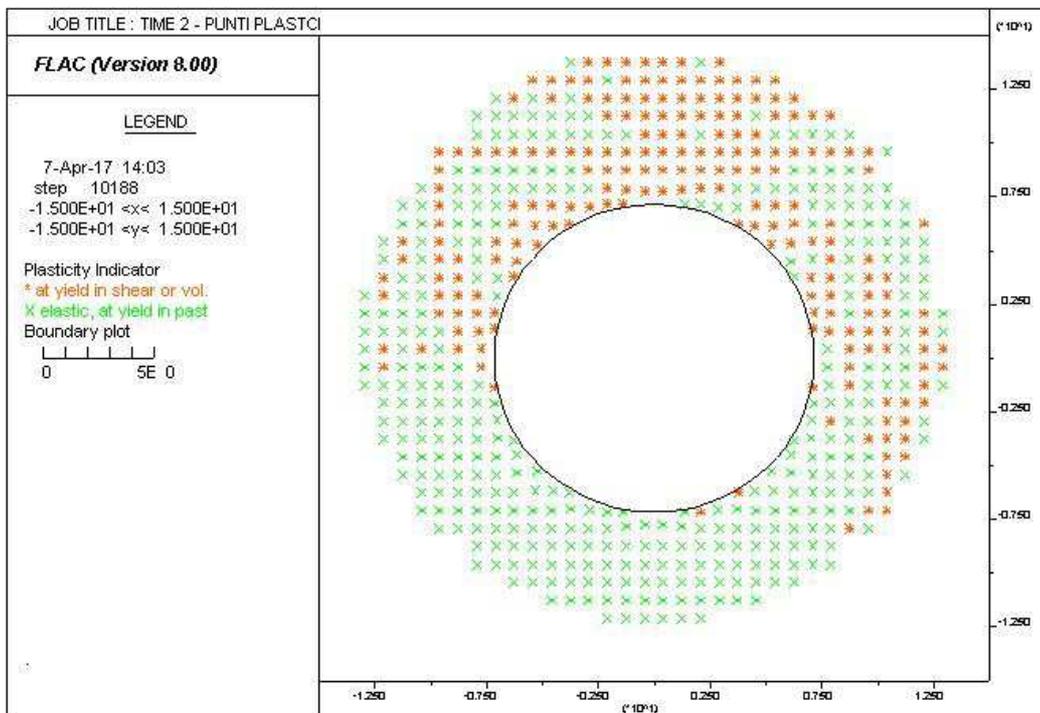
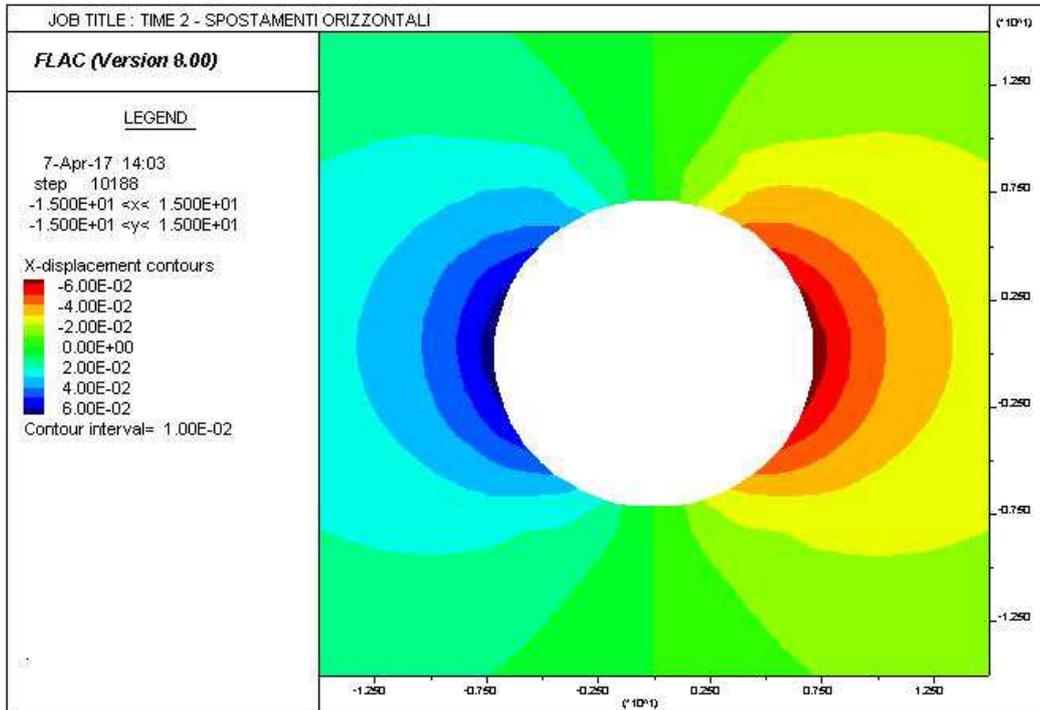
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



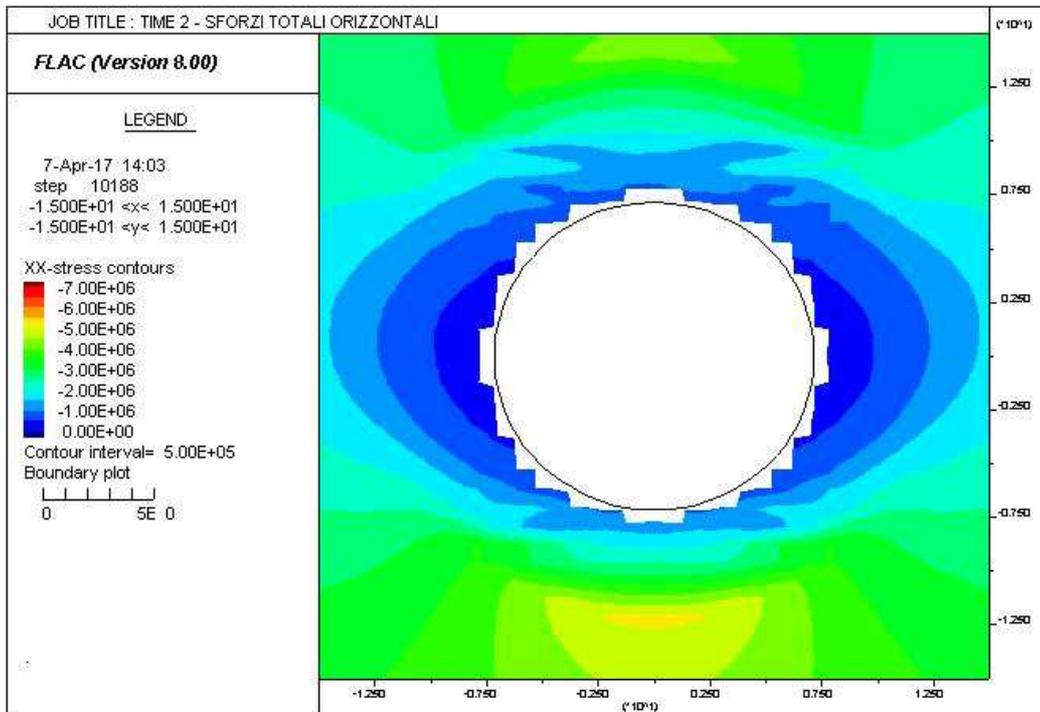
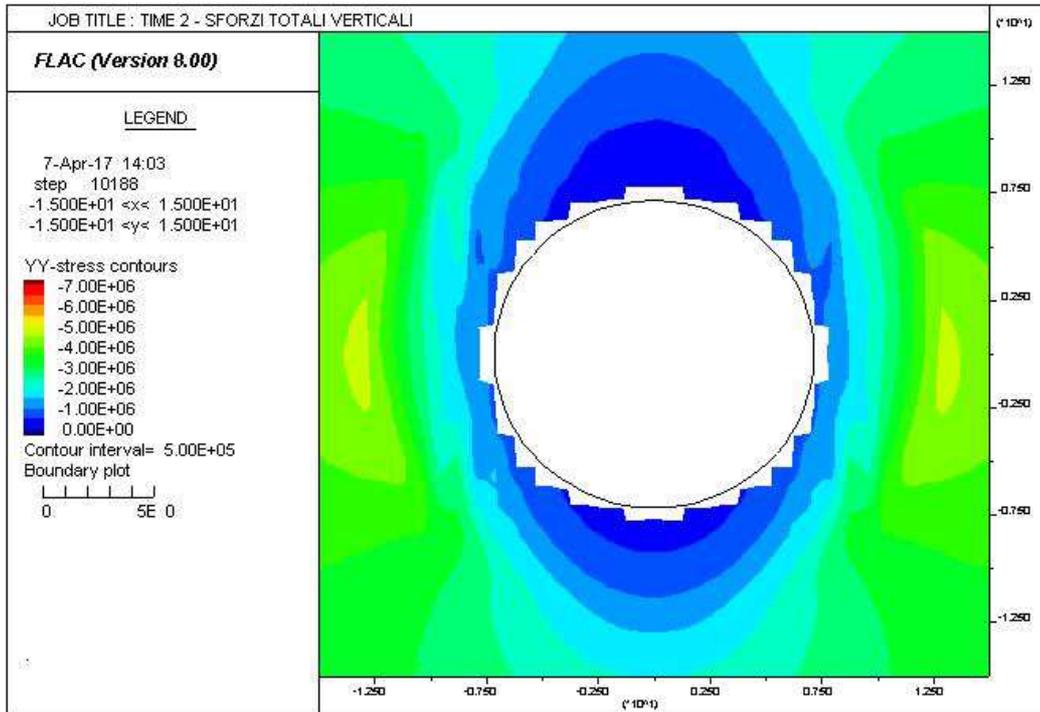
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



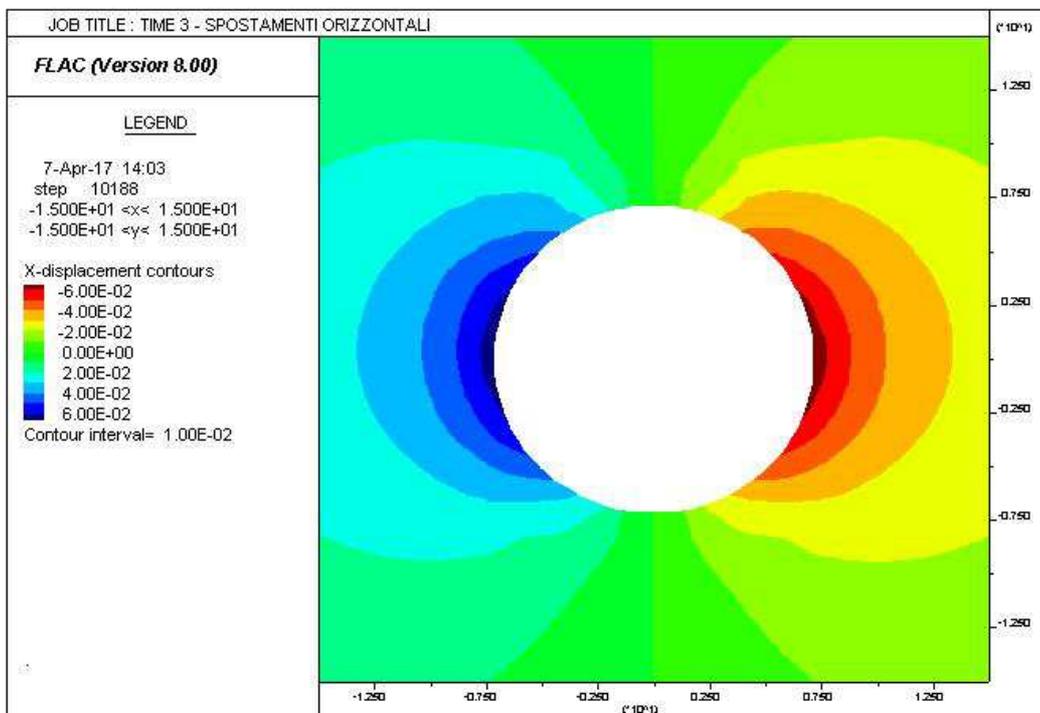
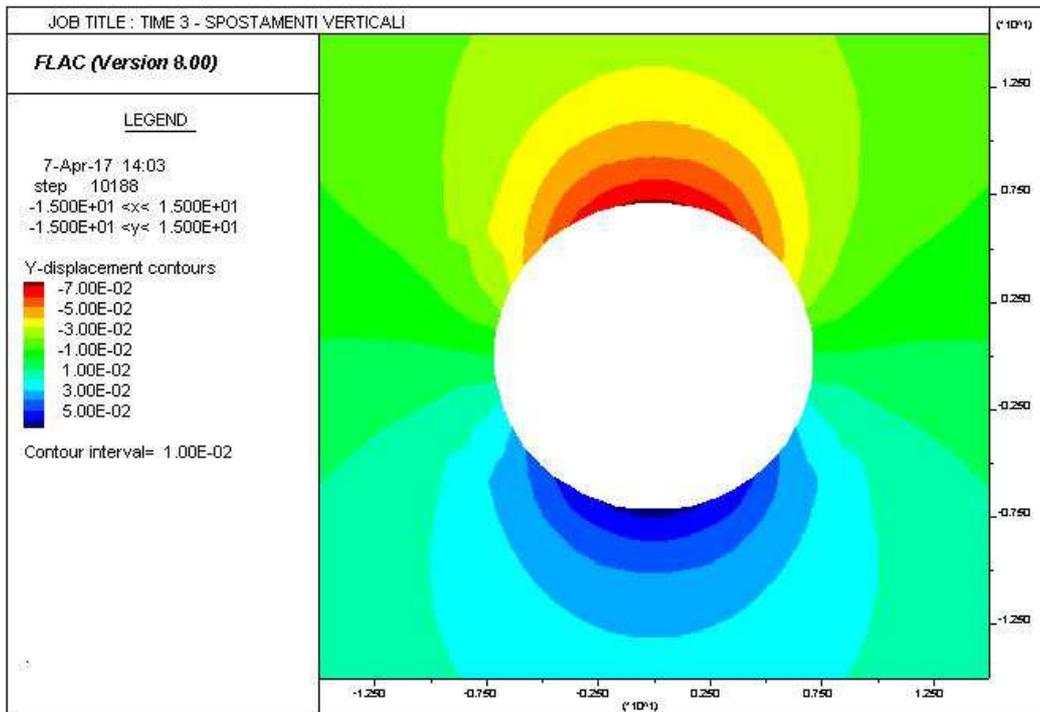
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



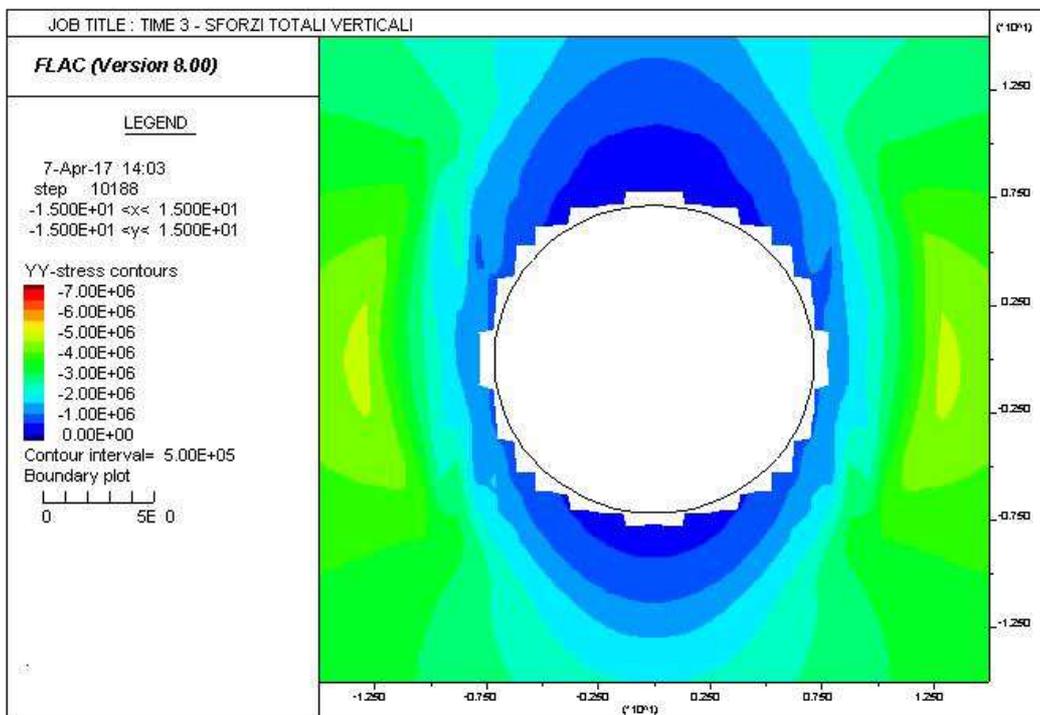
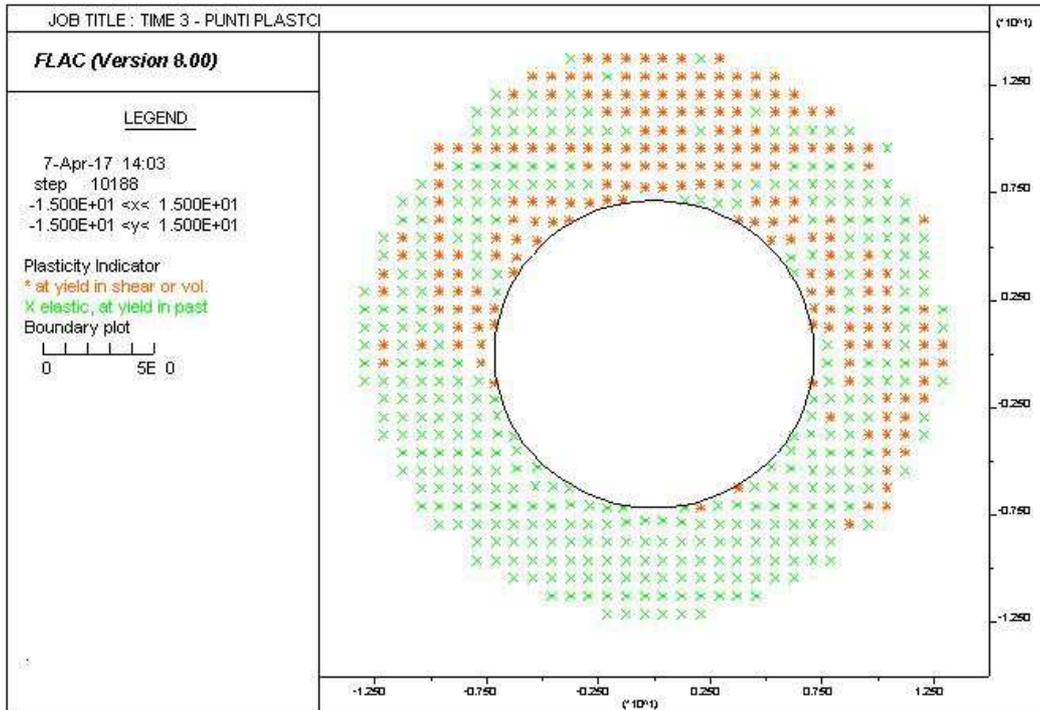
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



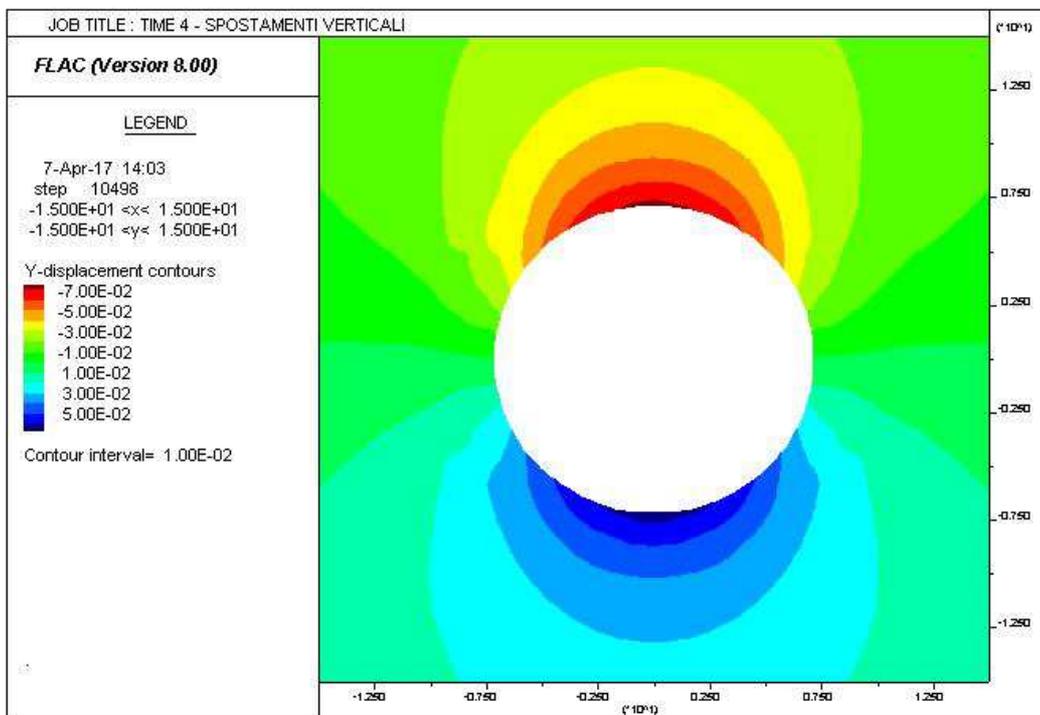
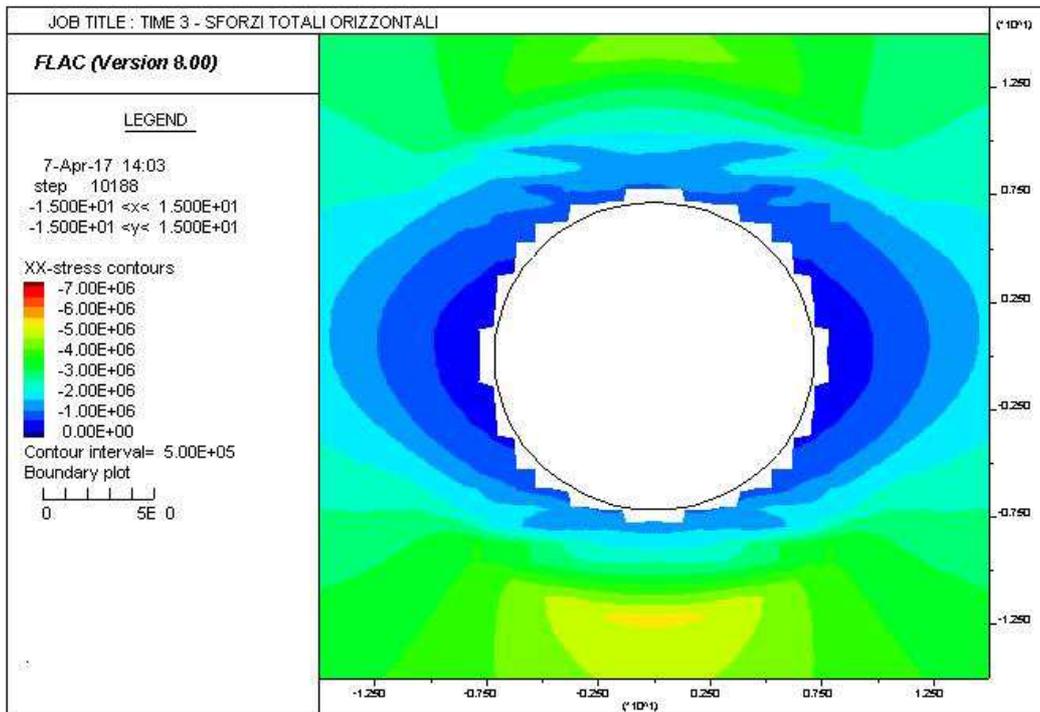
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



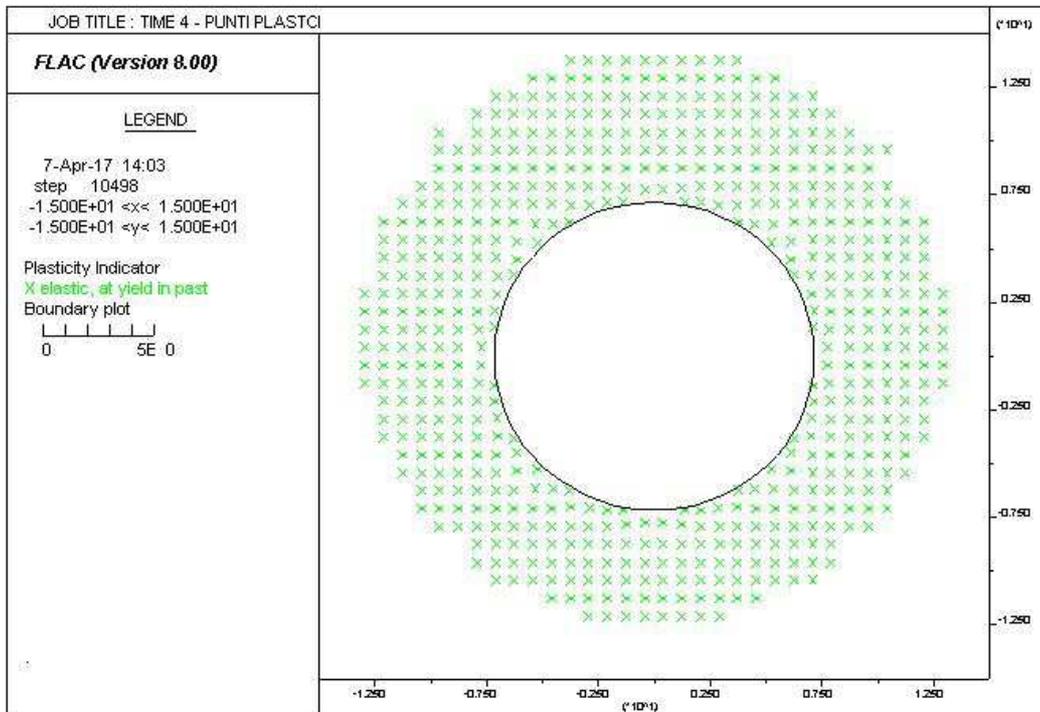
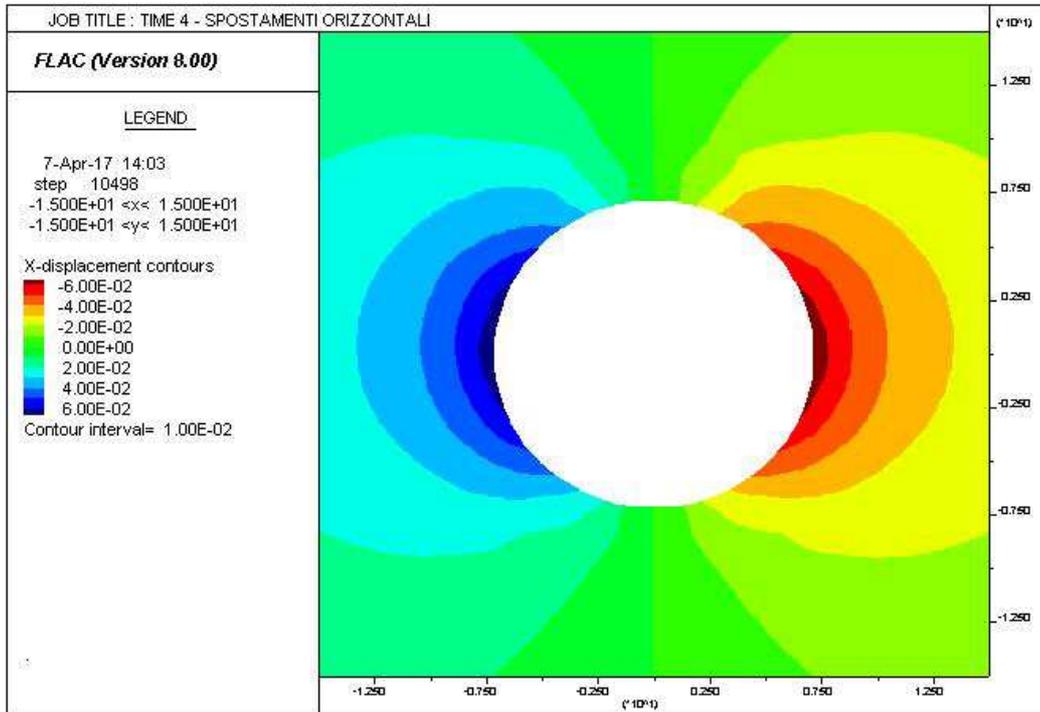
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



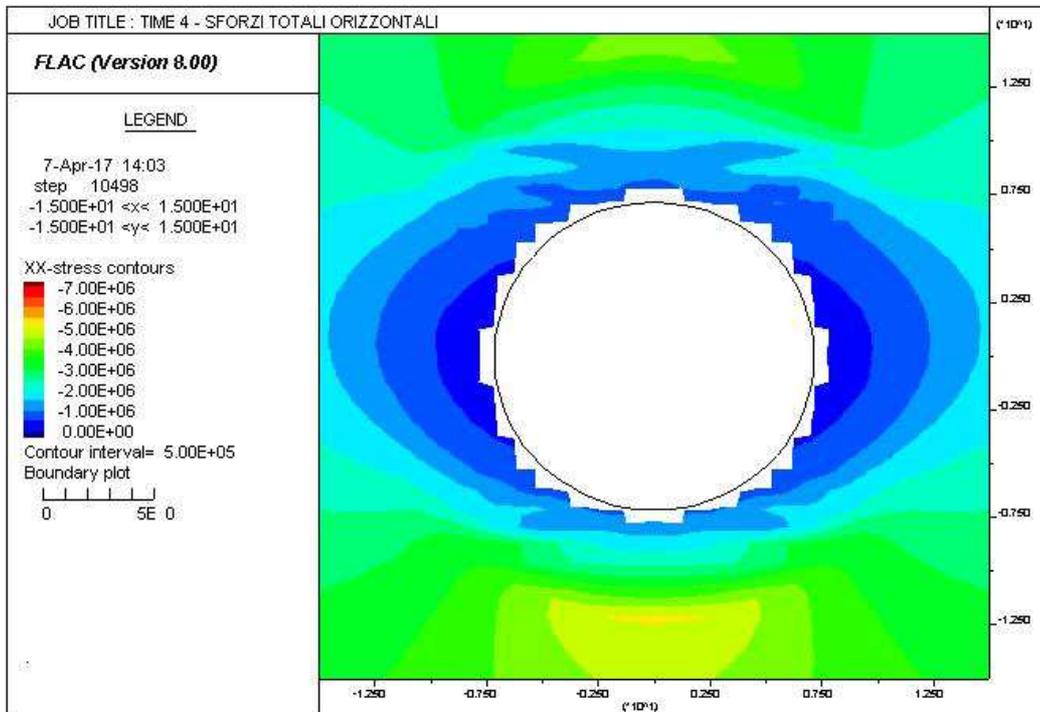
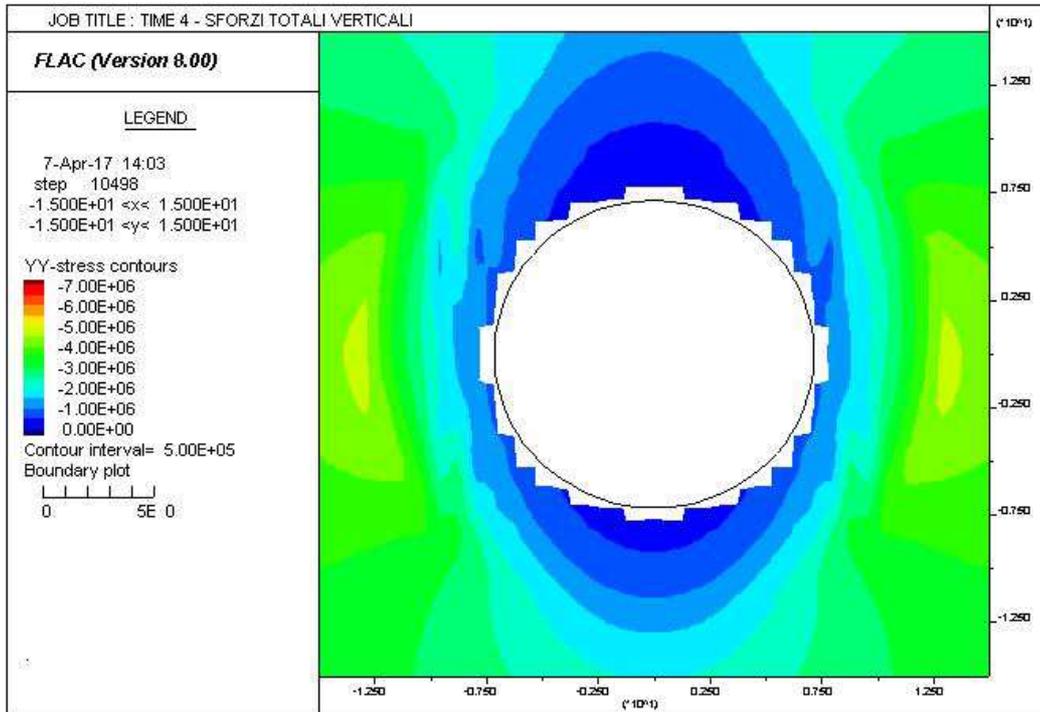
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



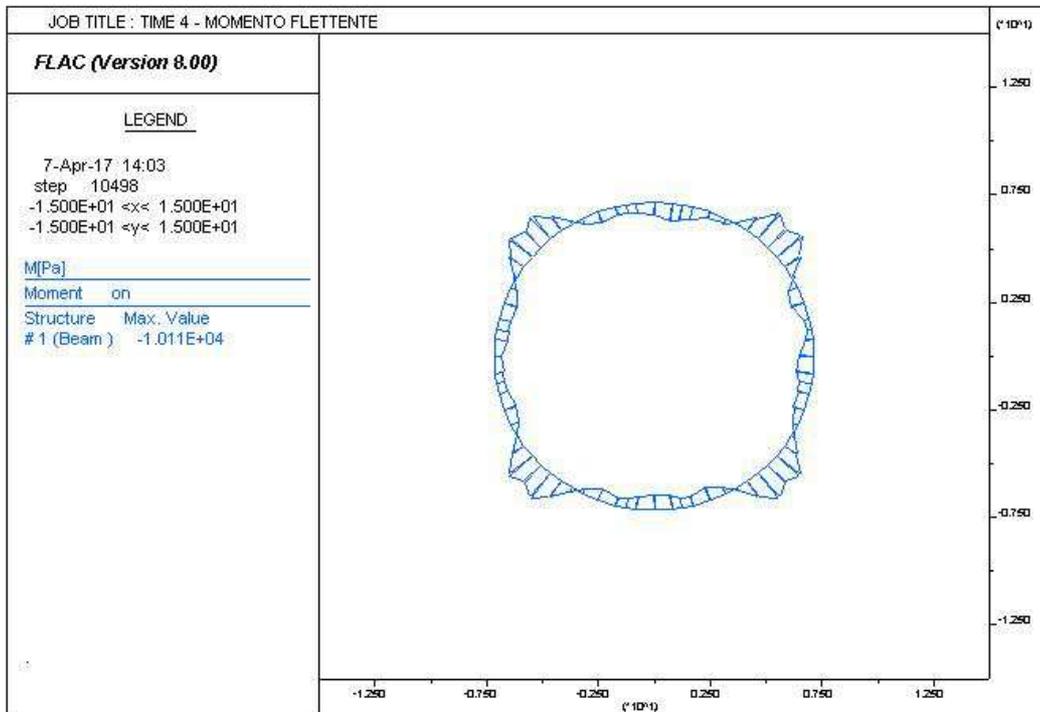
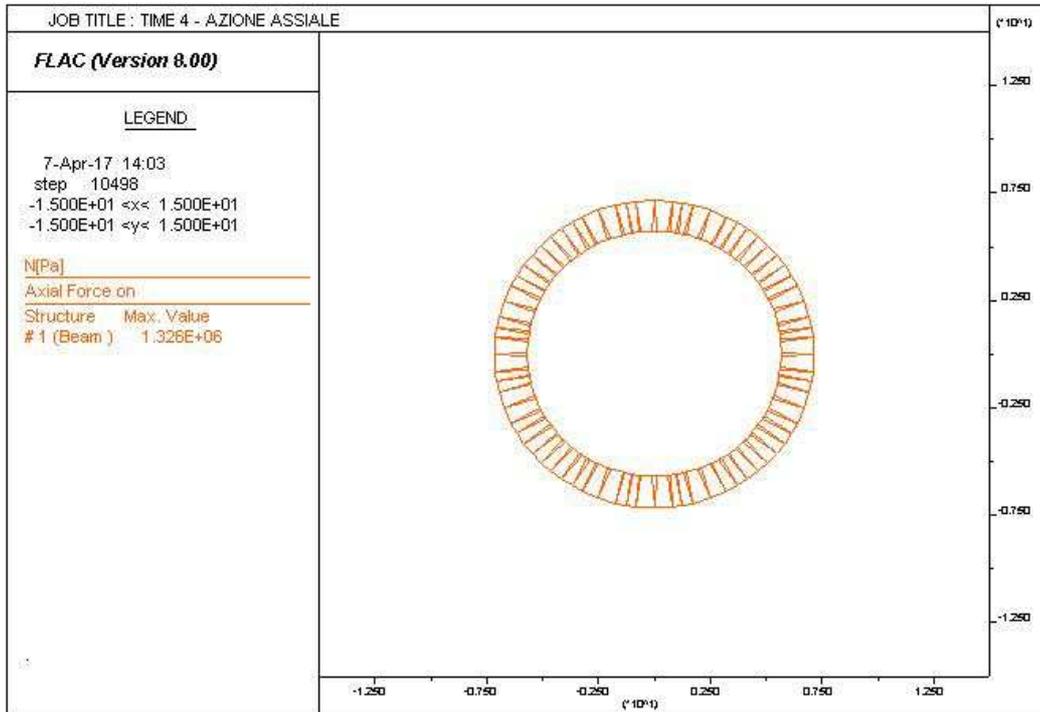
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



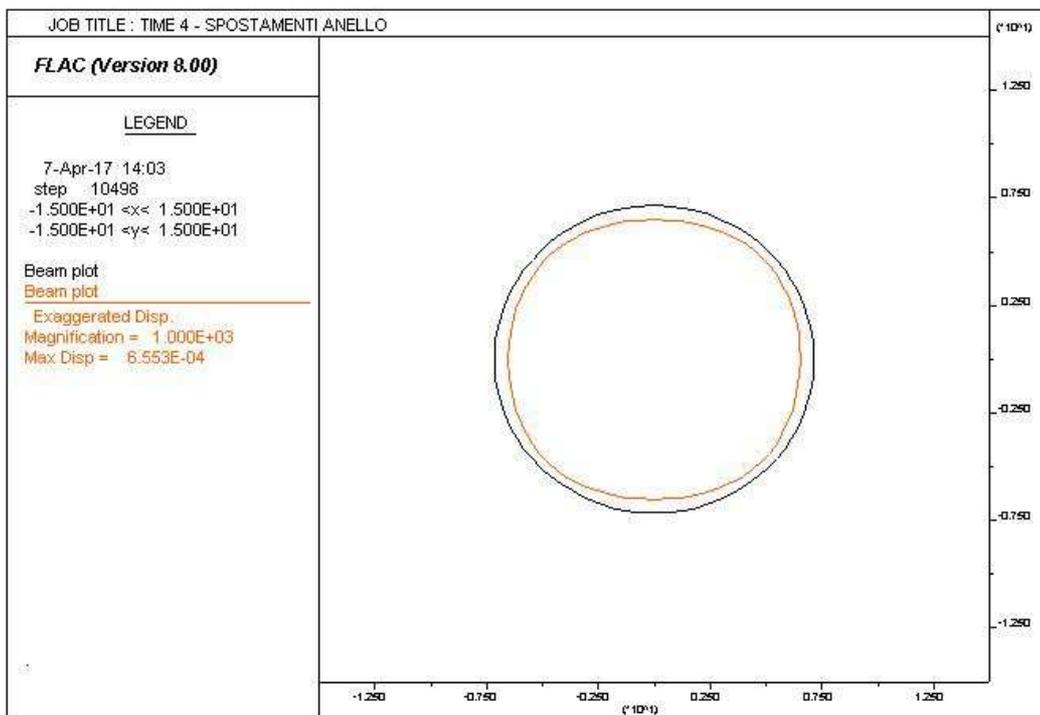
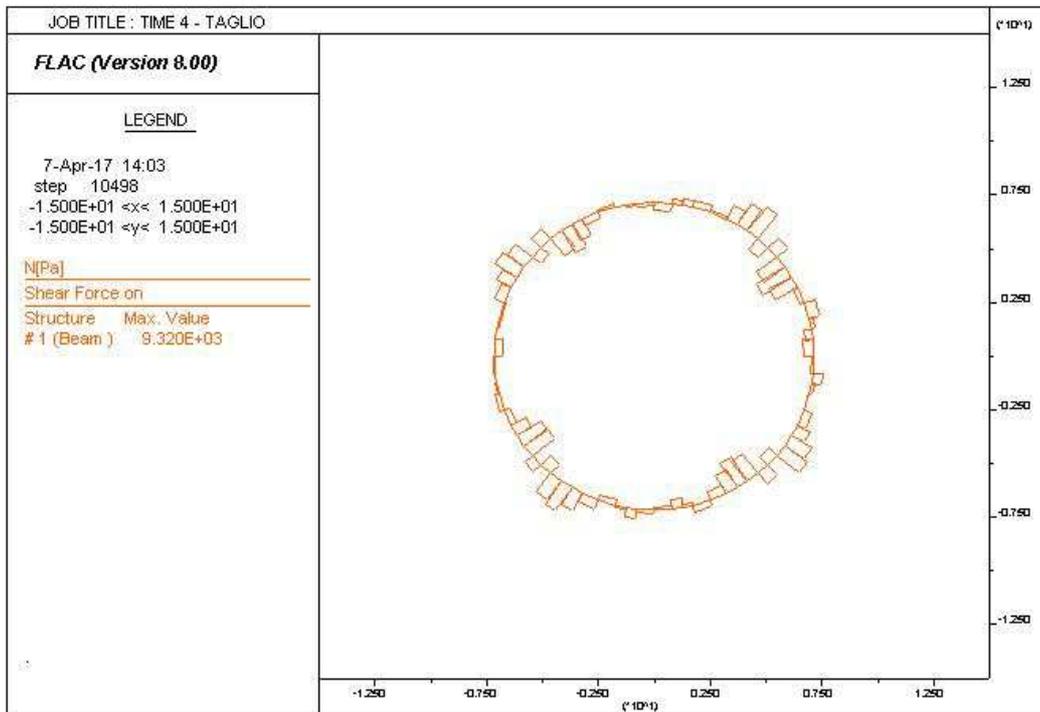
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



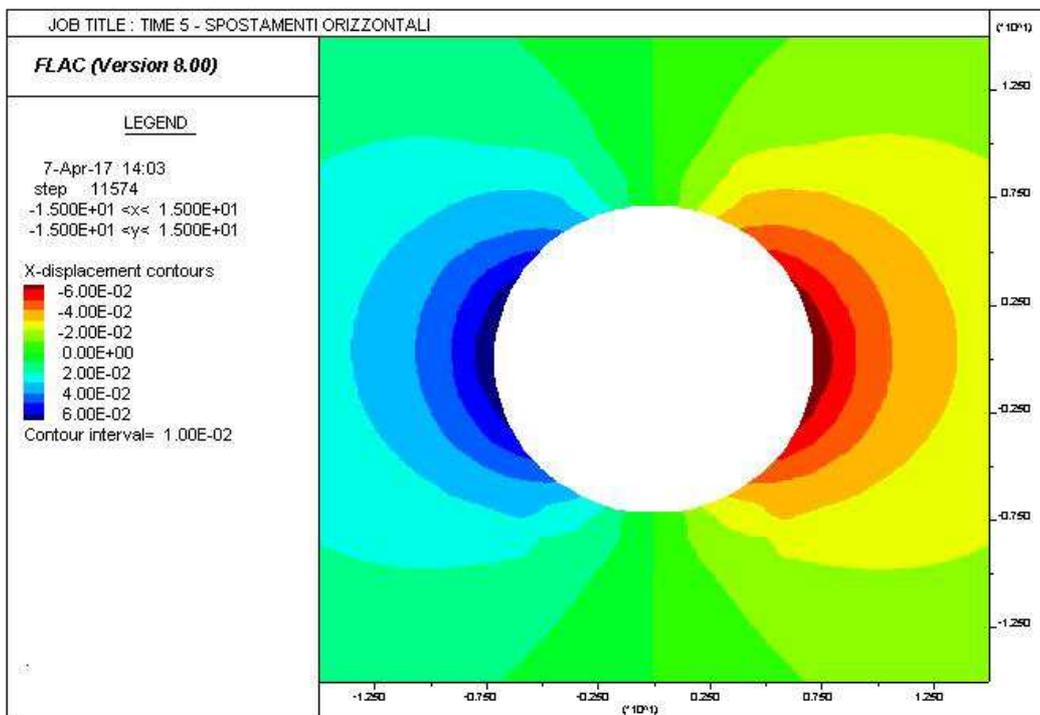
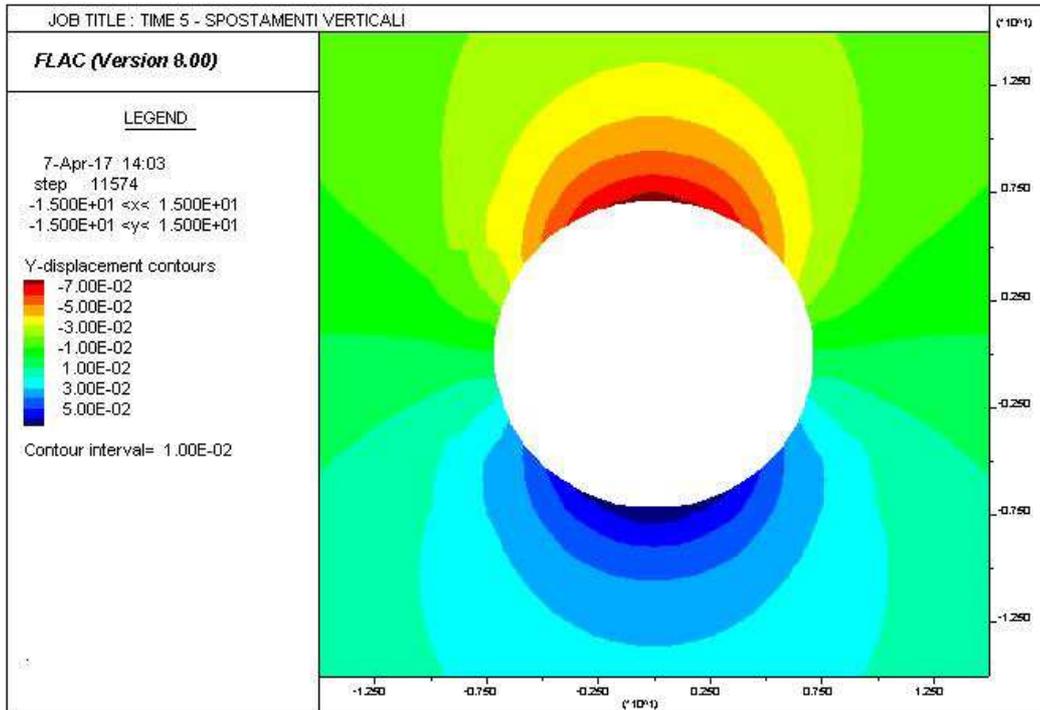
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



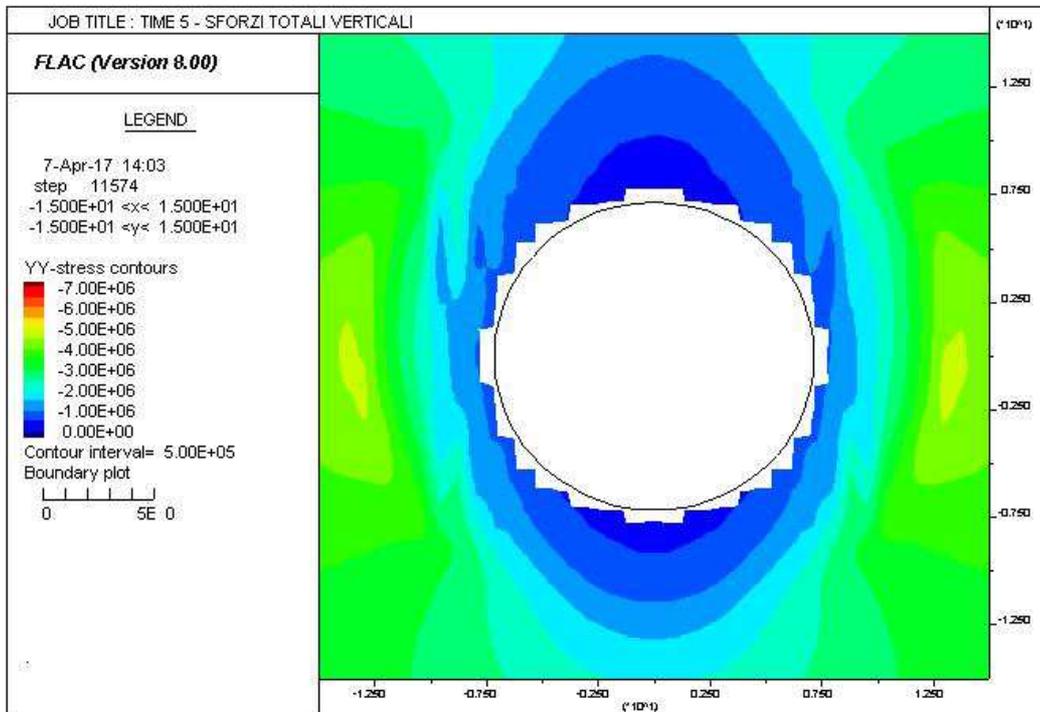
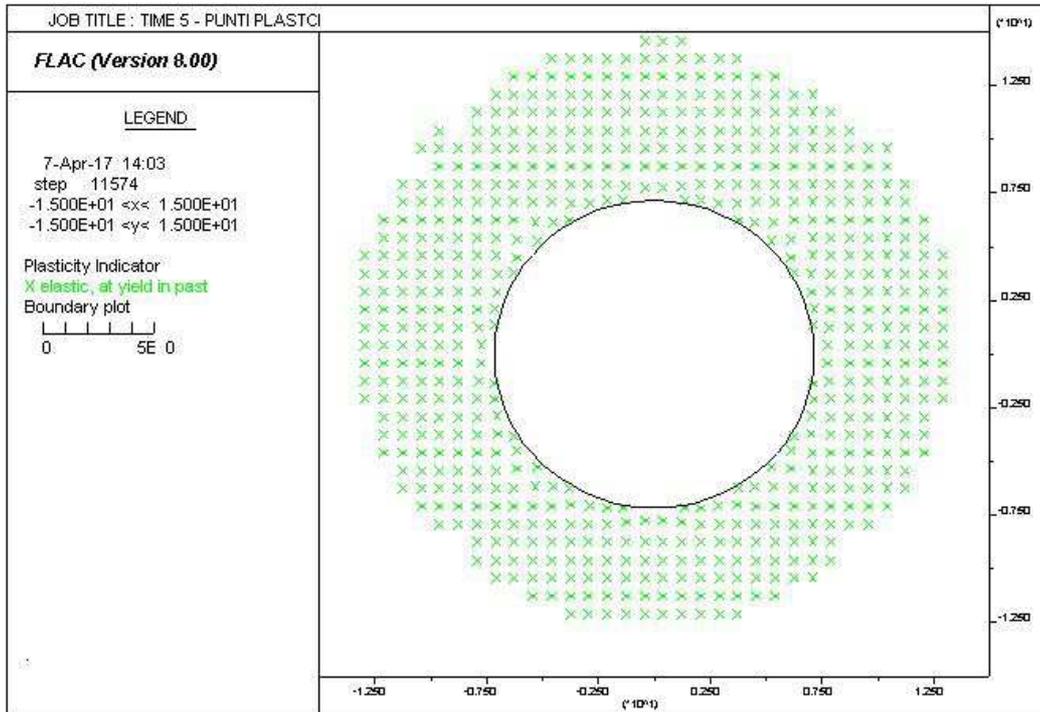
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



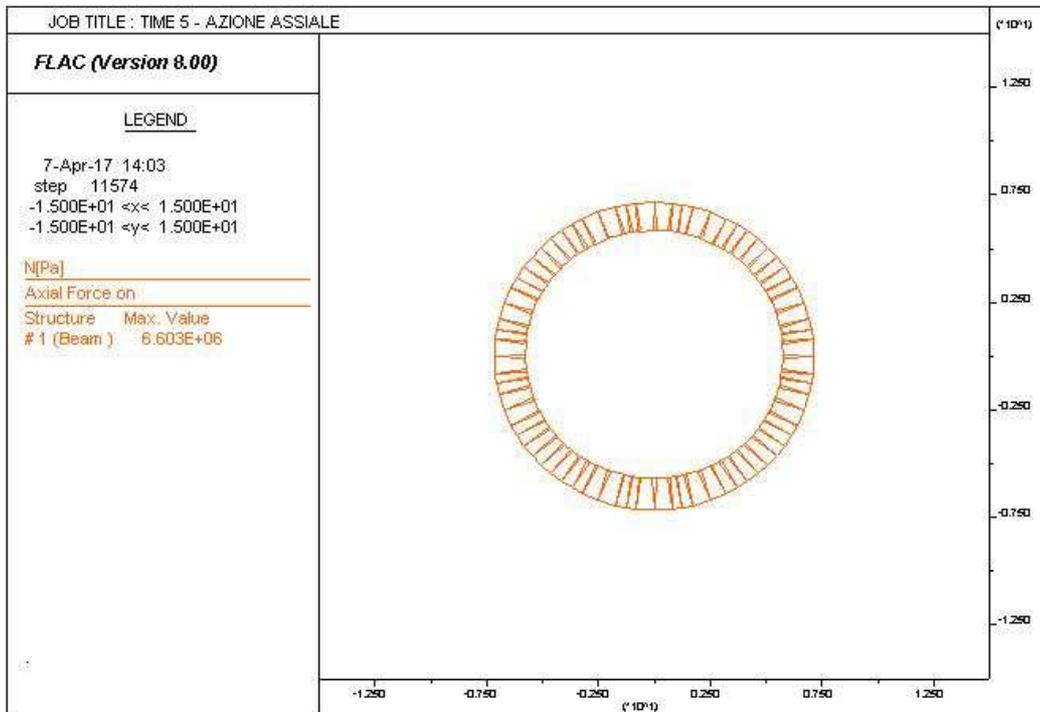
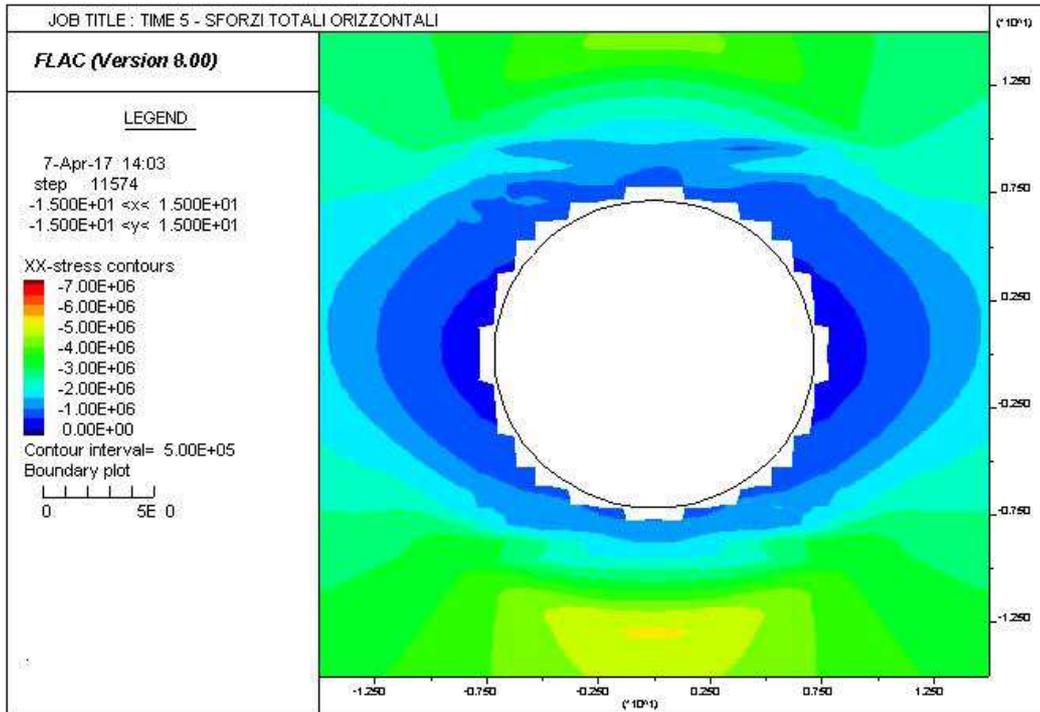
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



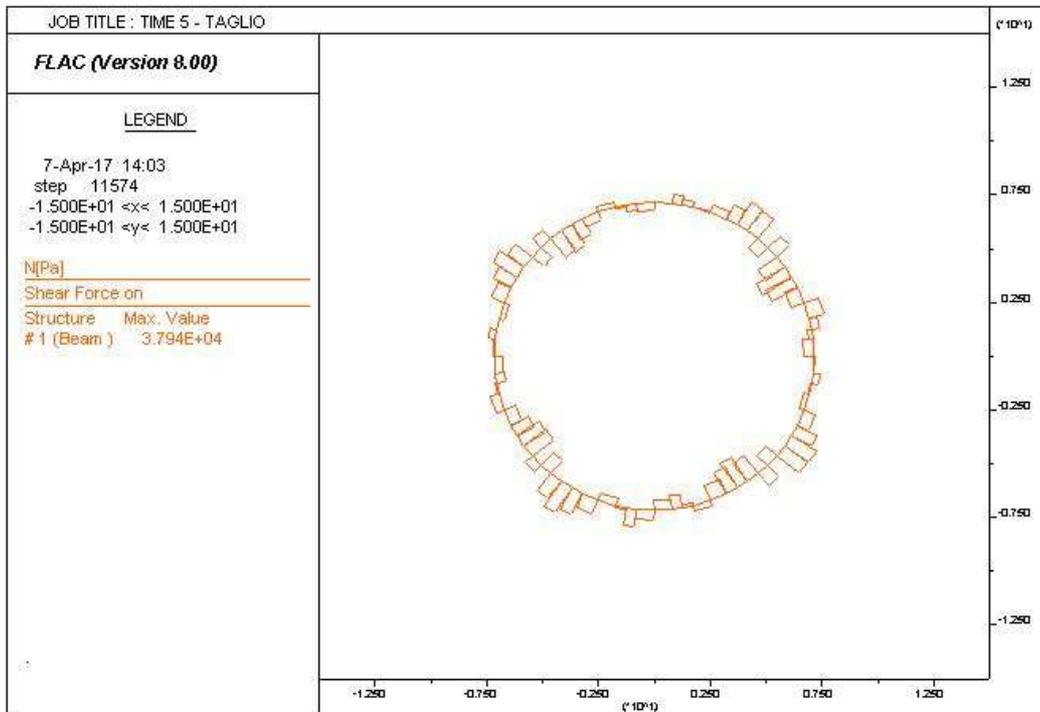
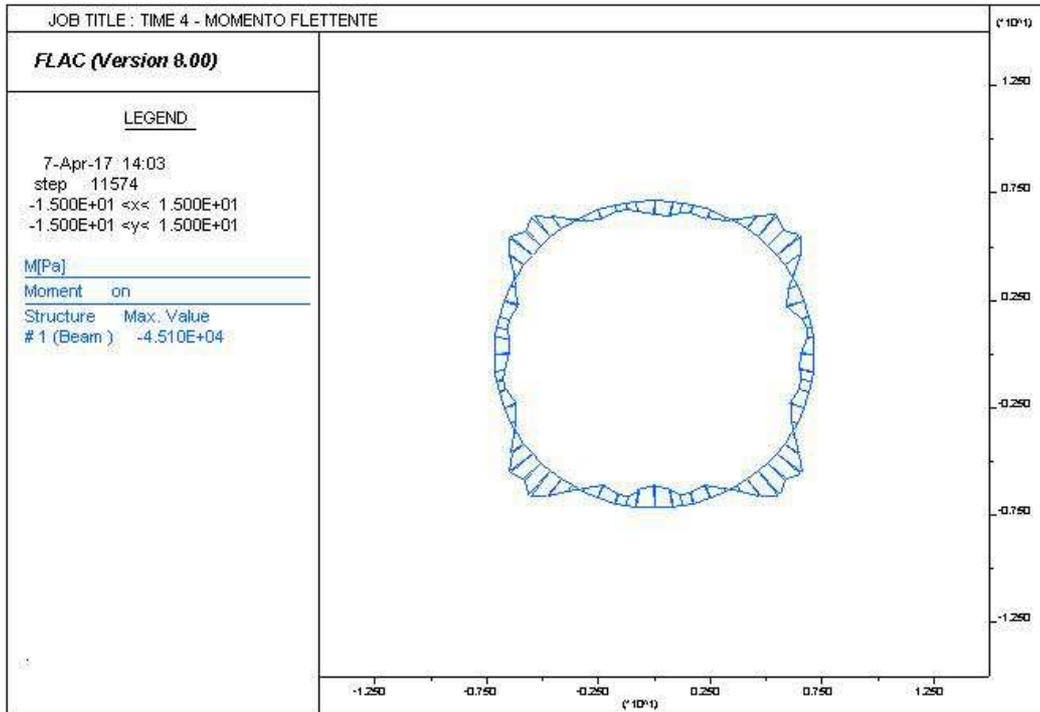
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



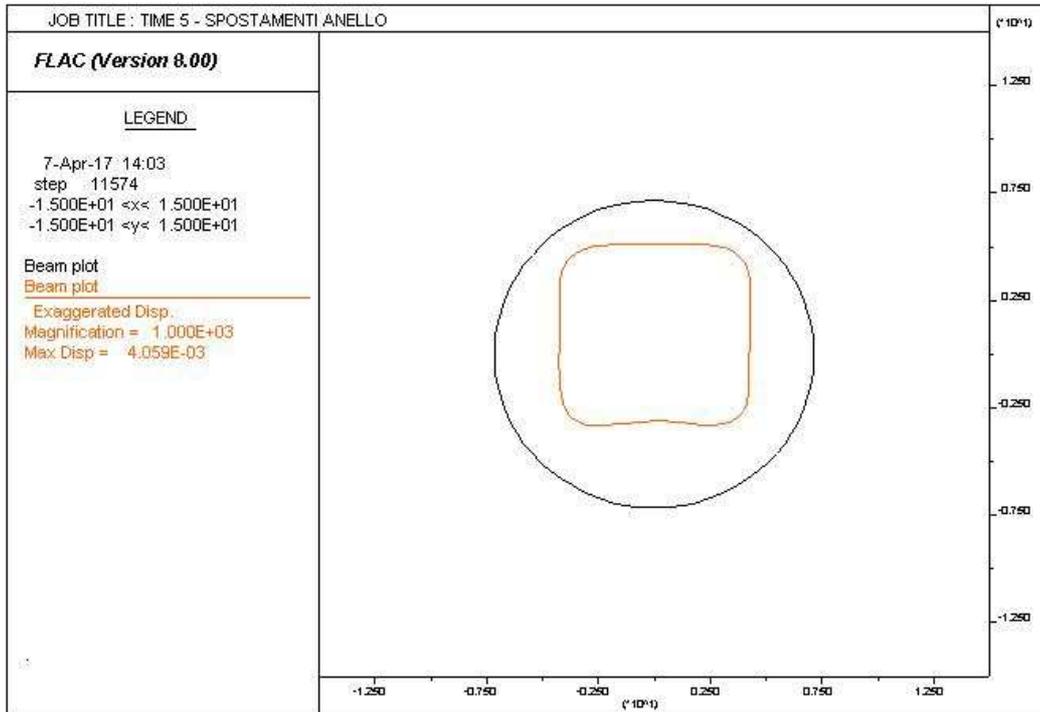
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



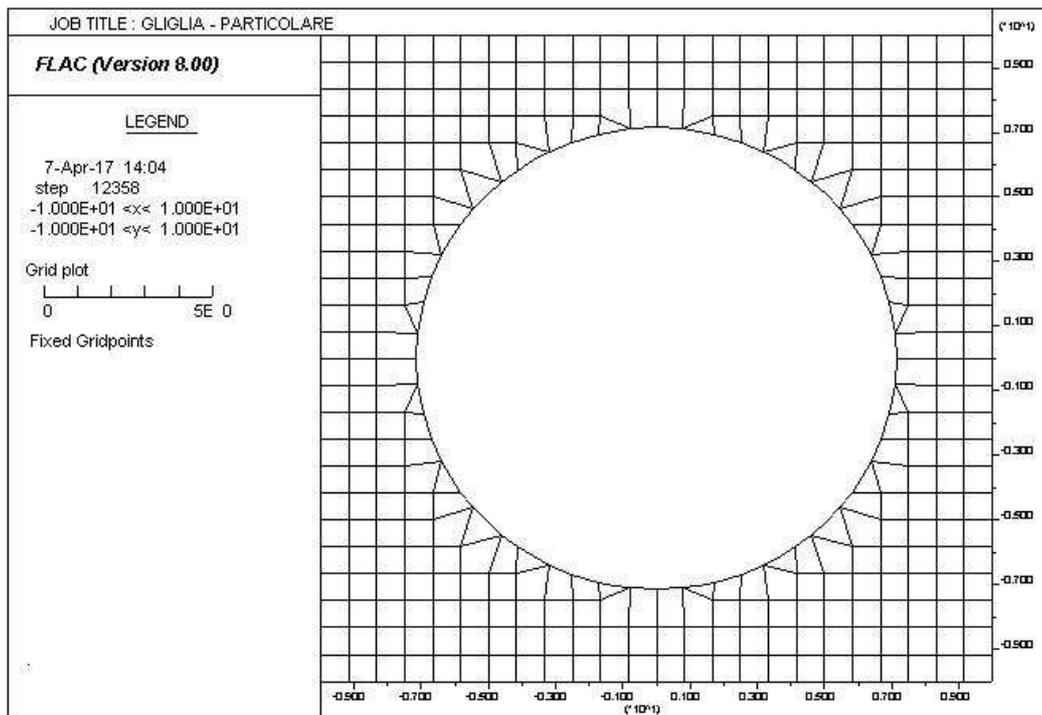
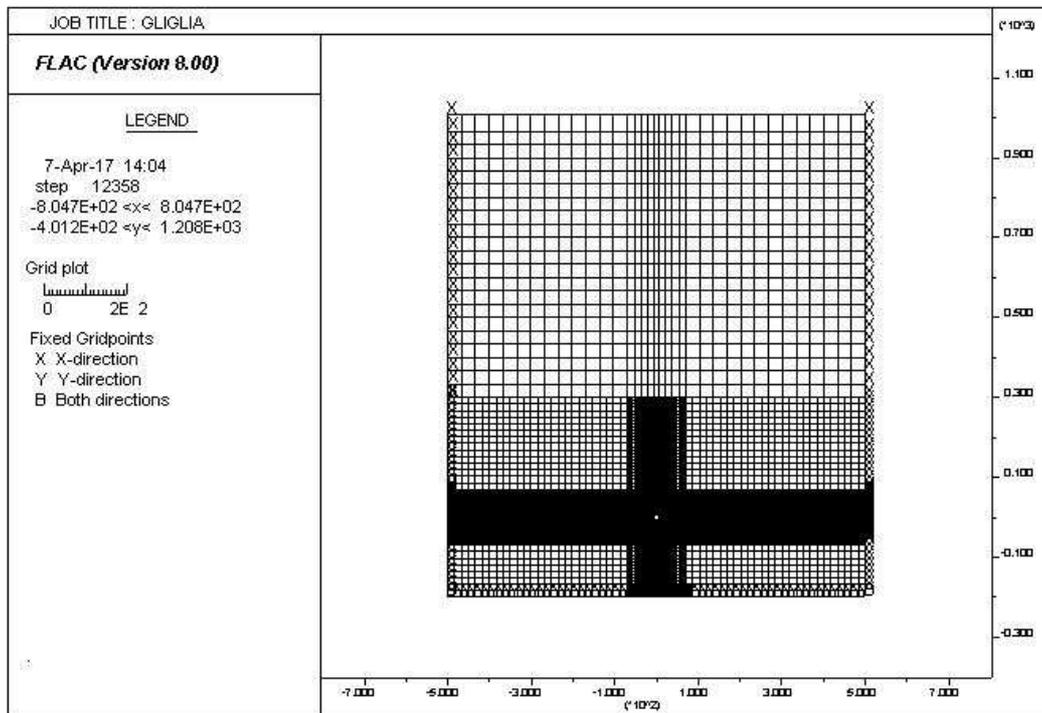
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



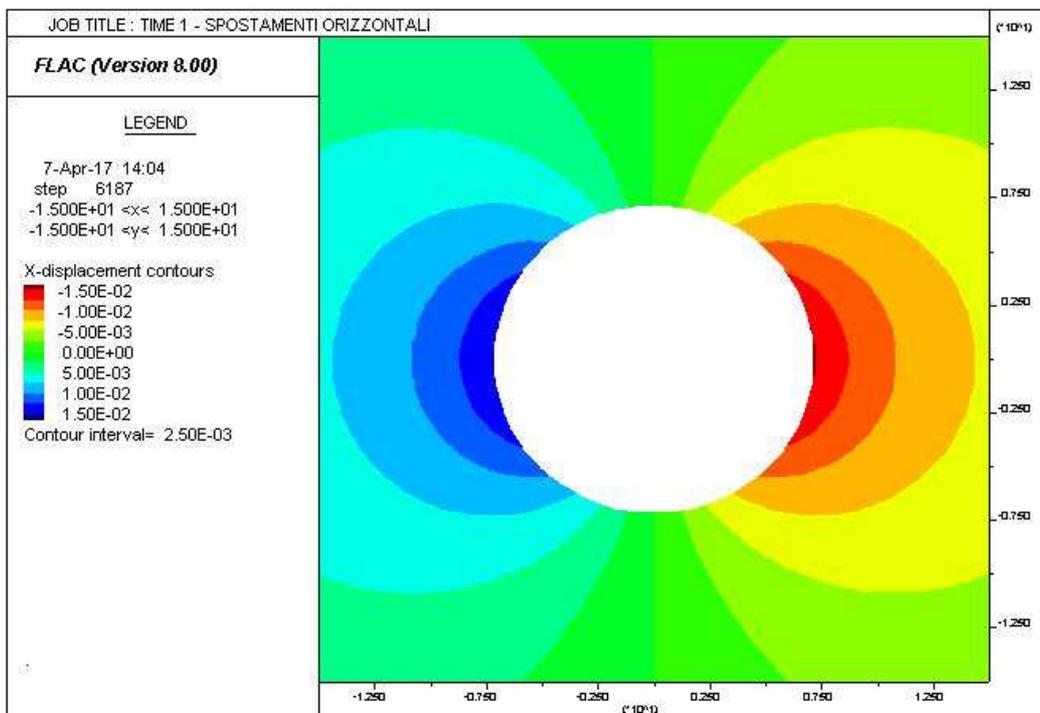
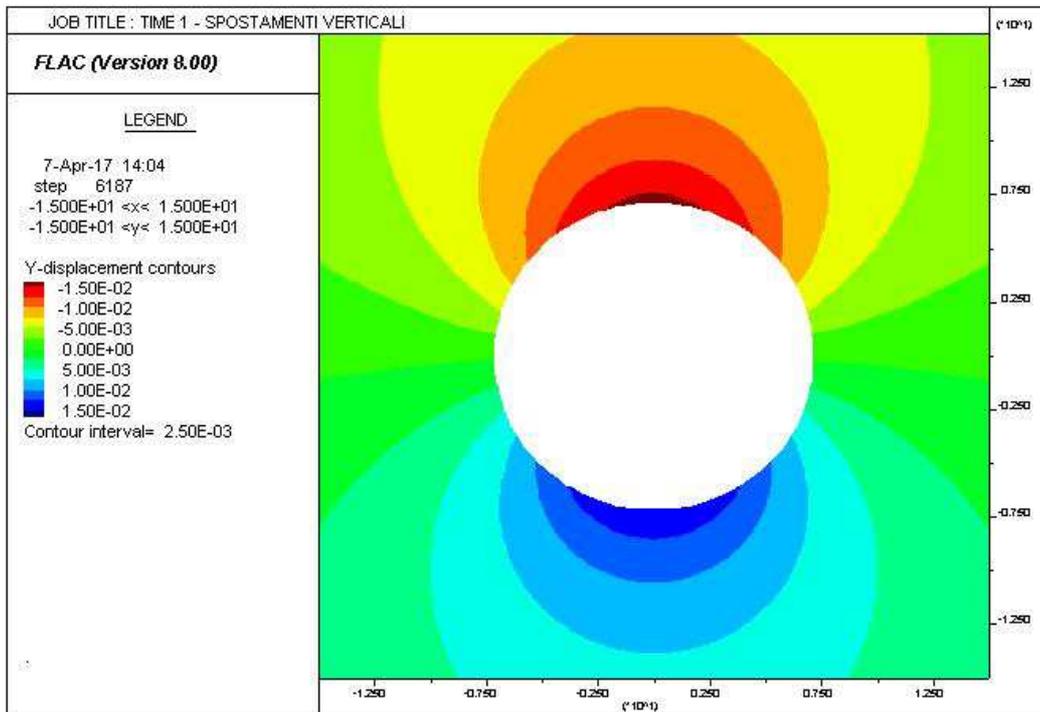
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



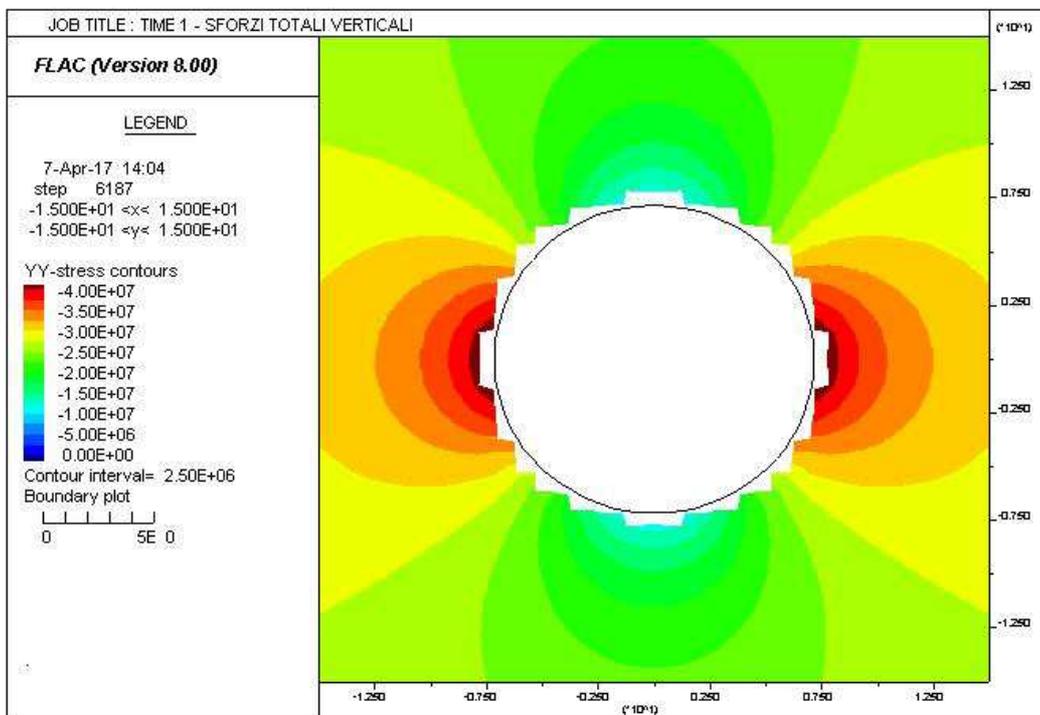
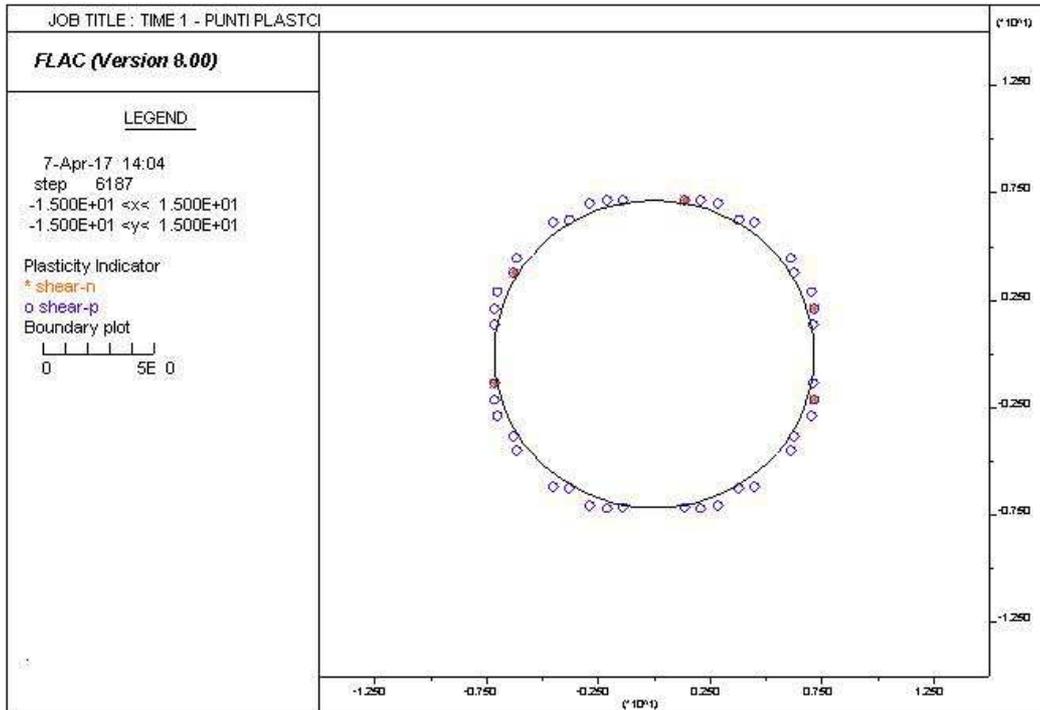
19.2 SEZIONE 2



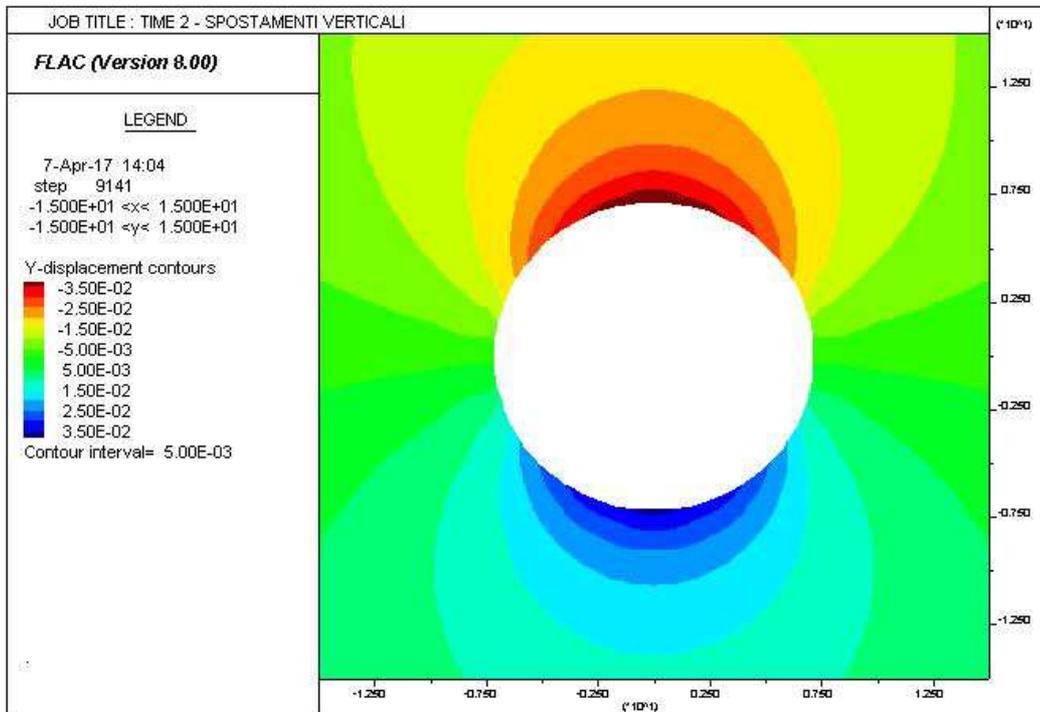
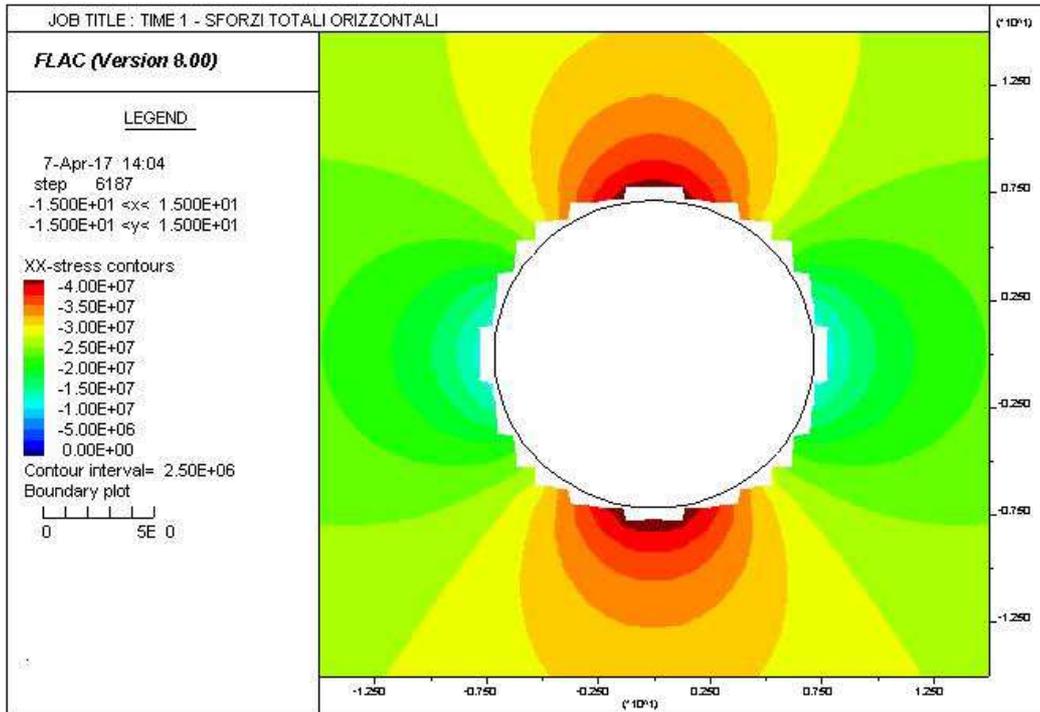
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



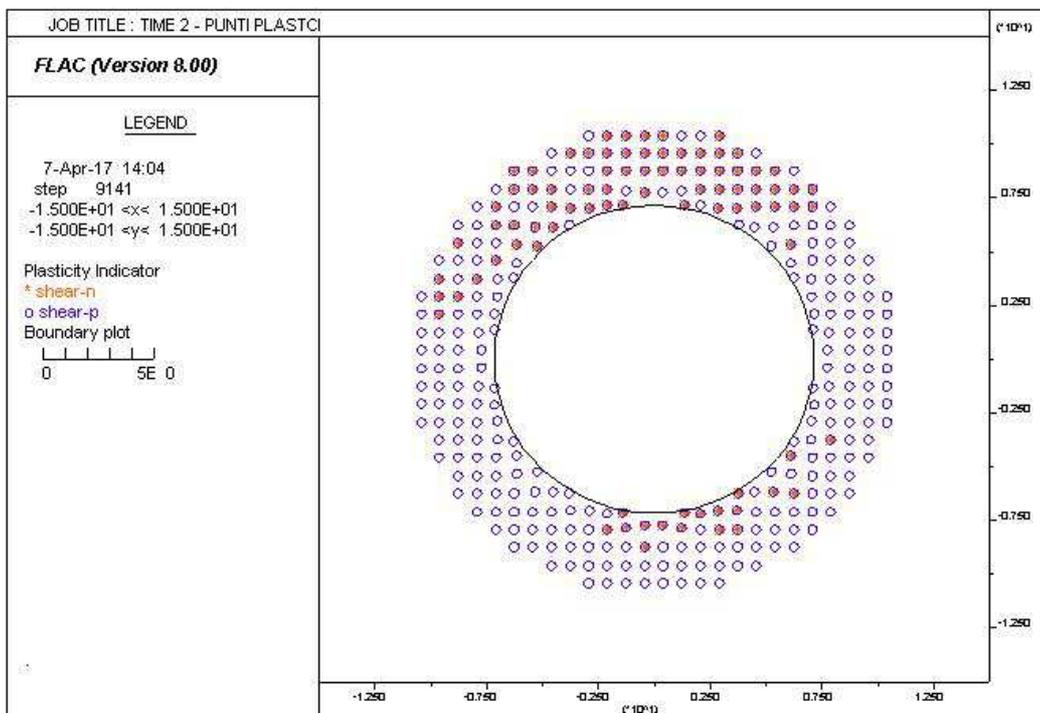
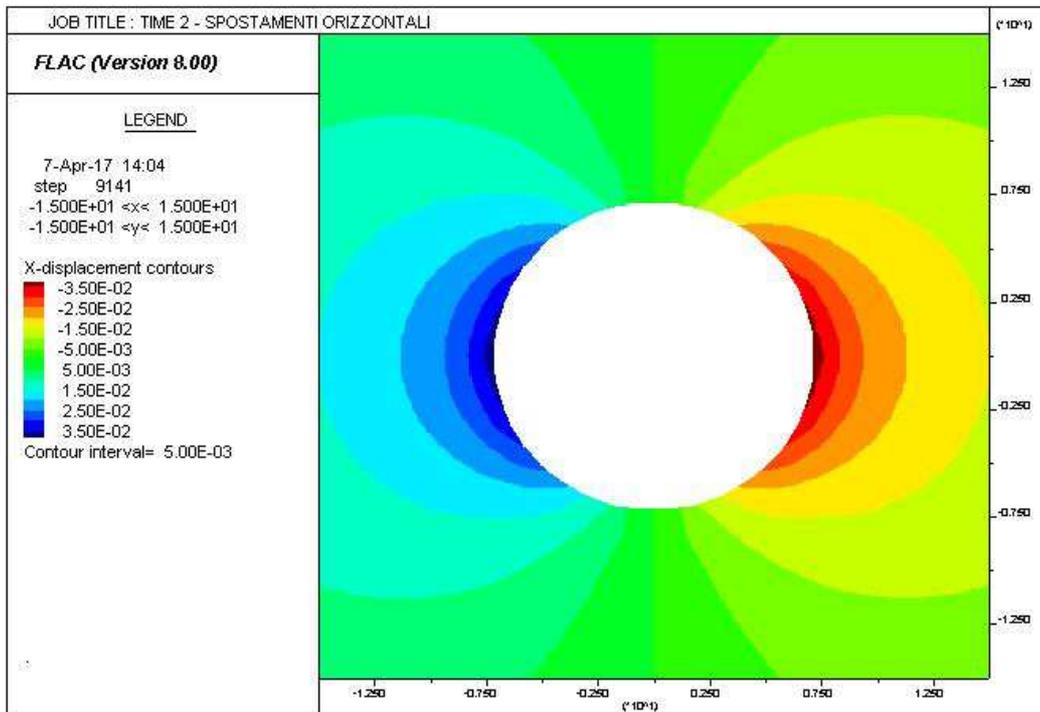
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



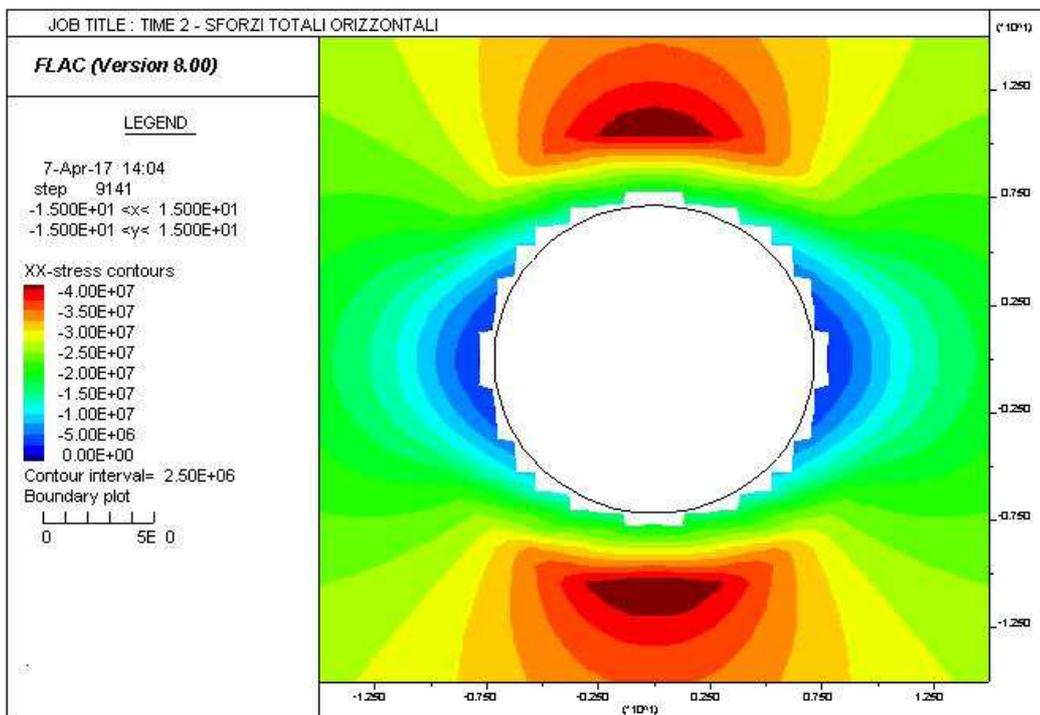
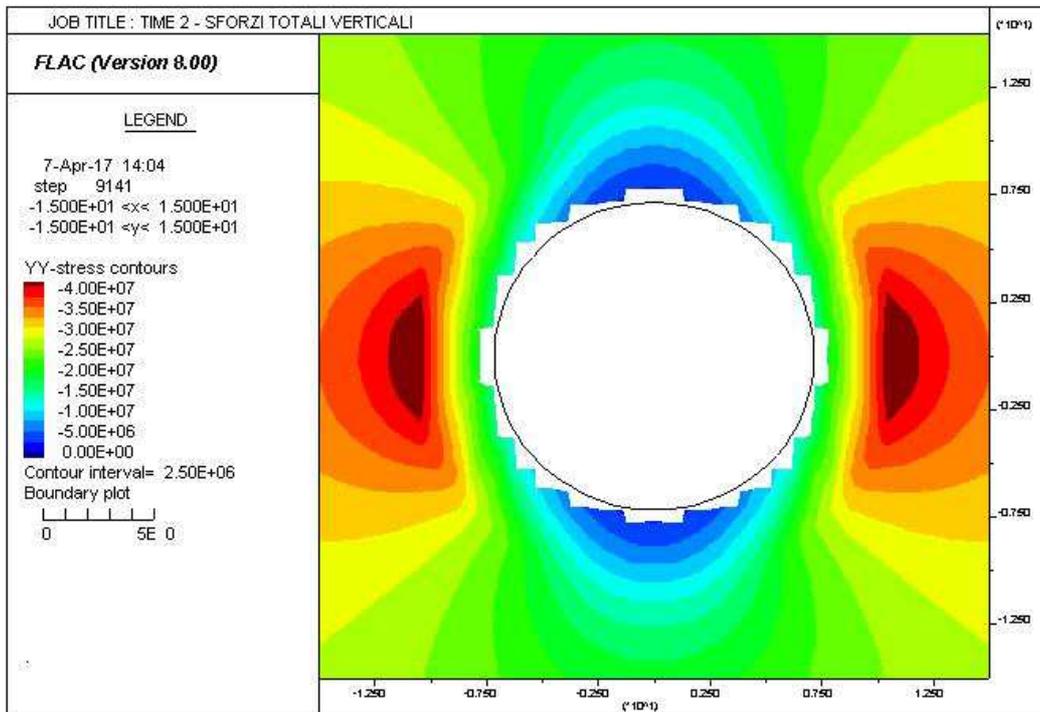
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



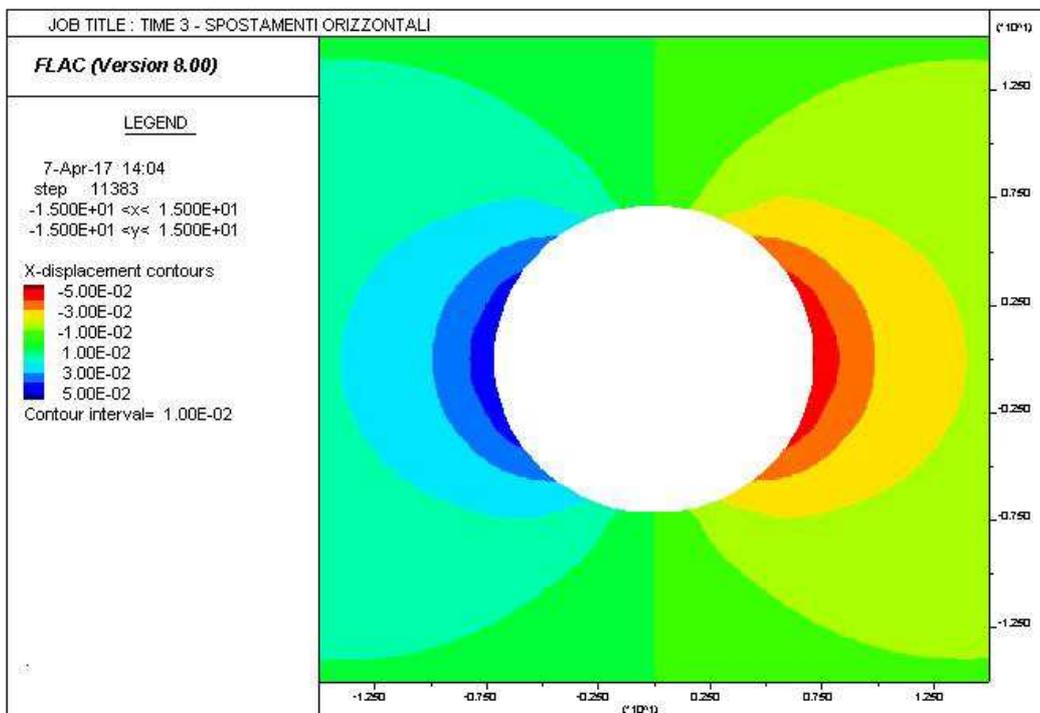
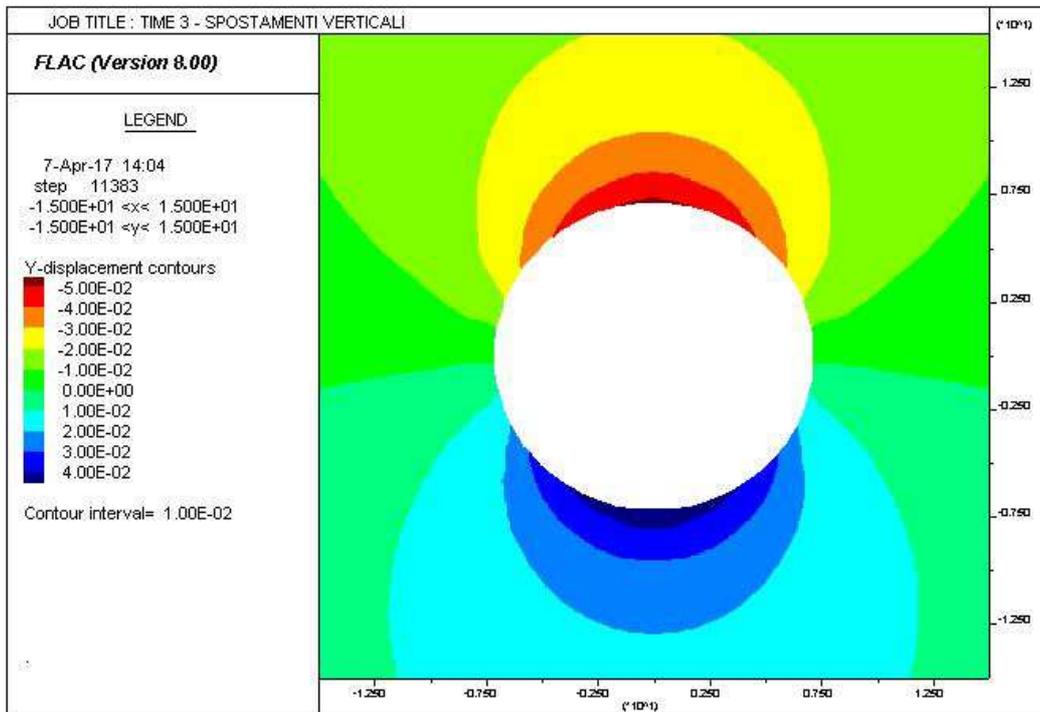
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



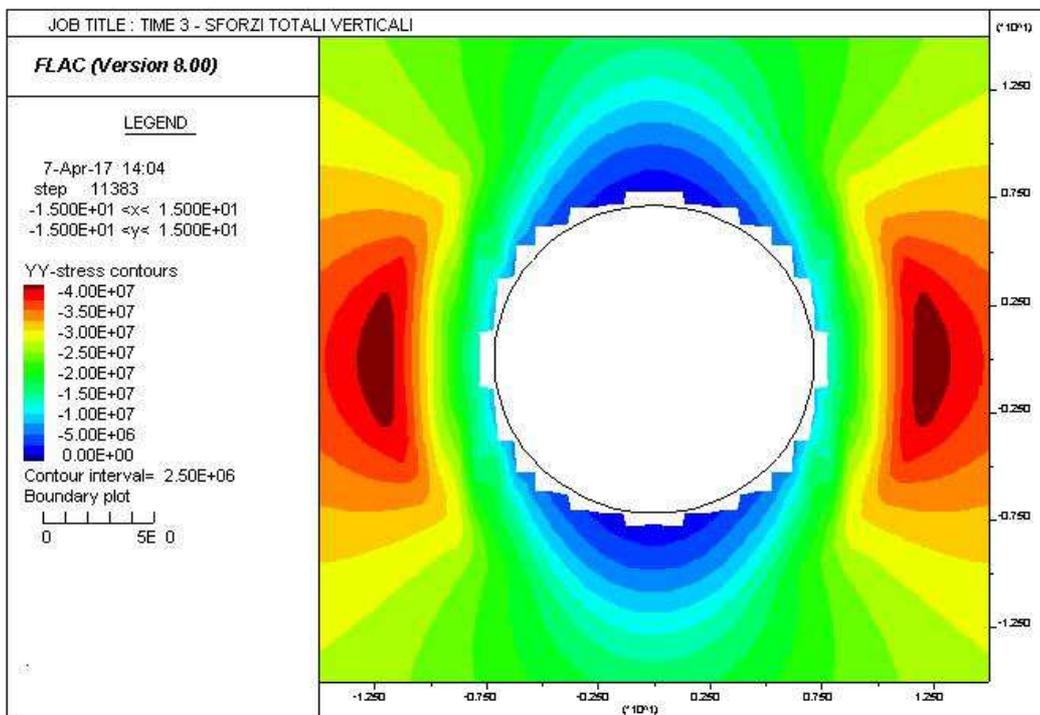
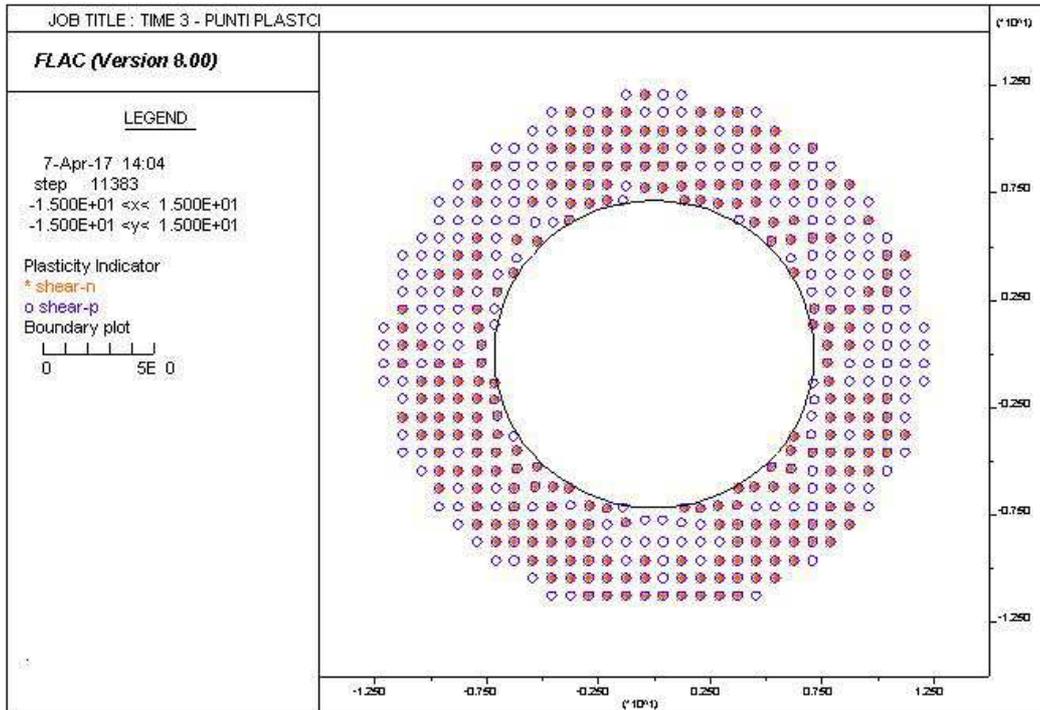
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



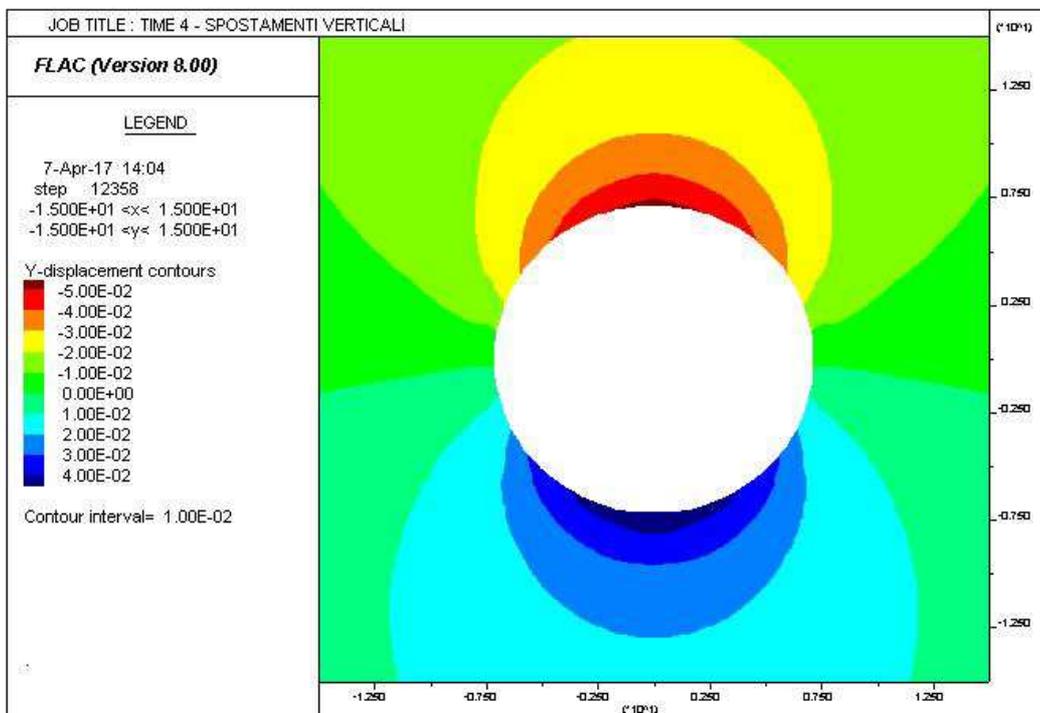
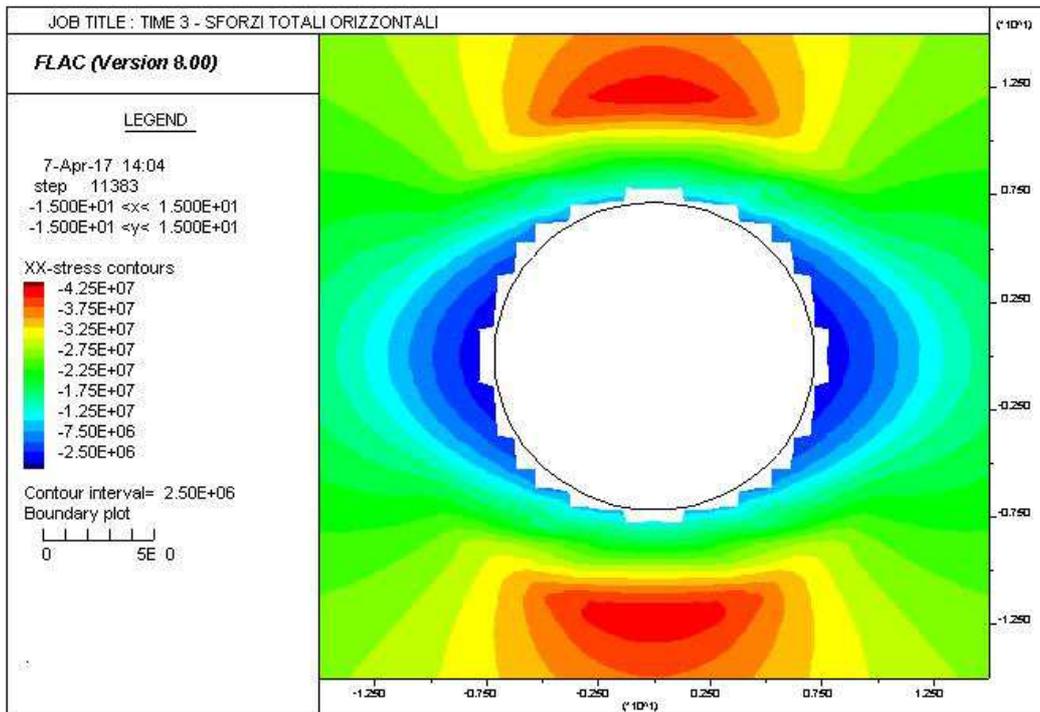
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



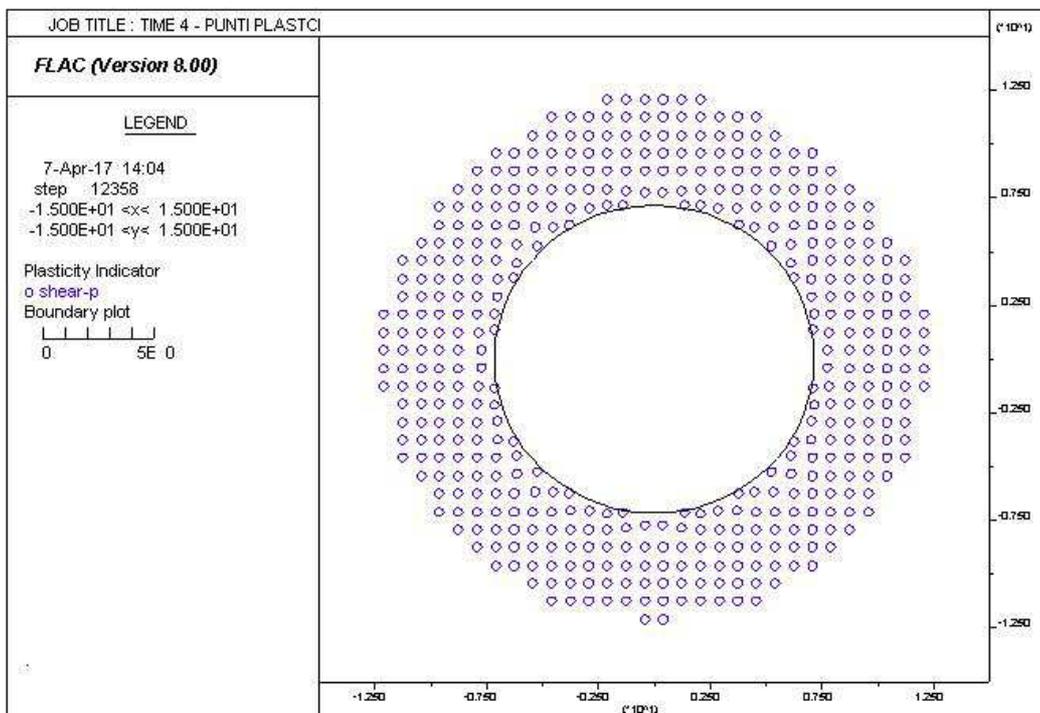
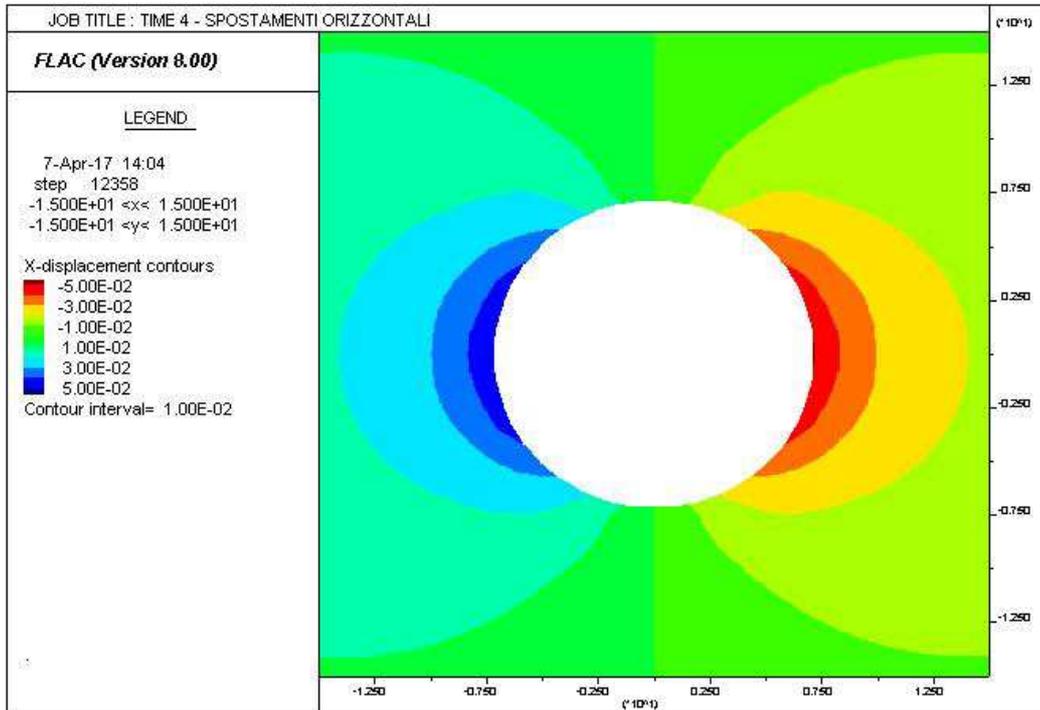
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



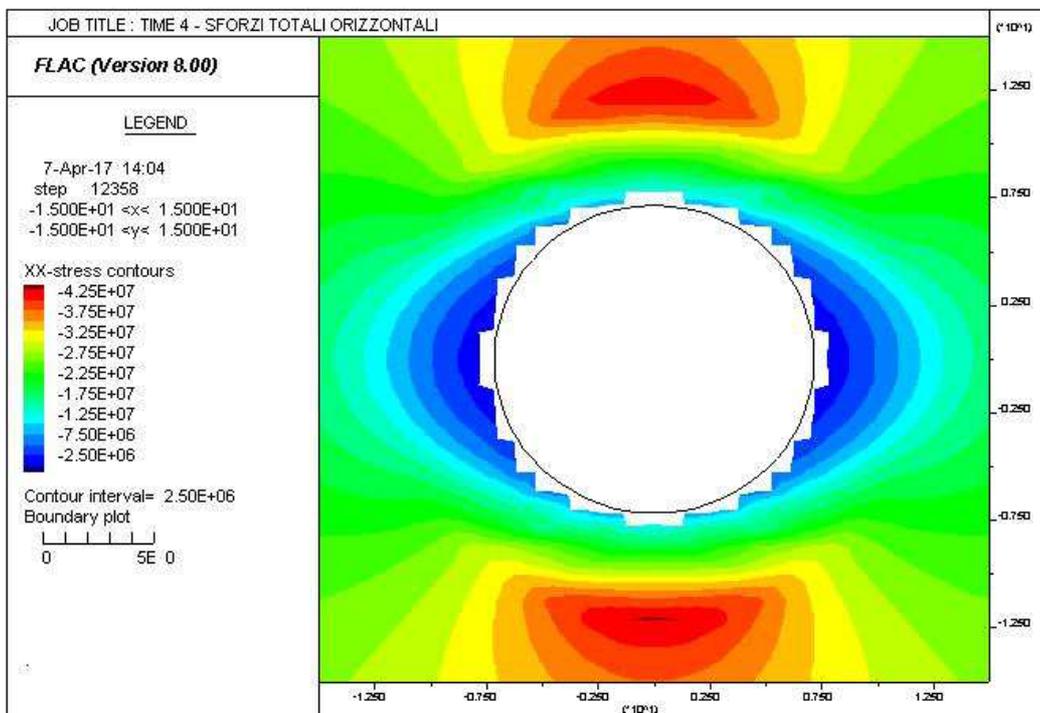
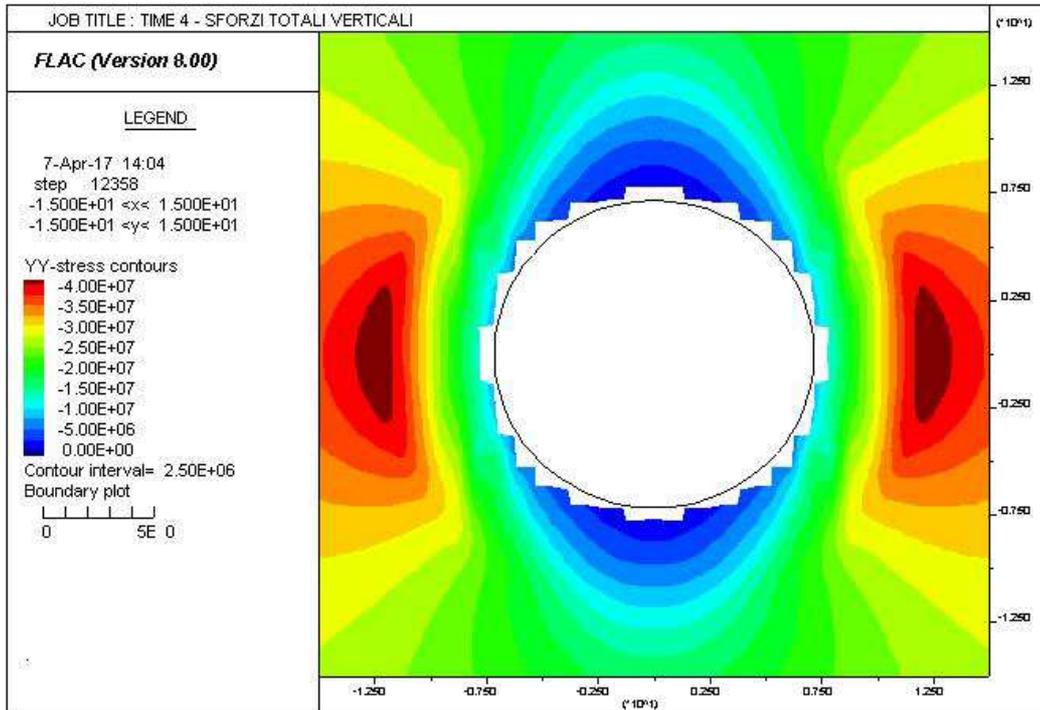
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



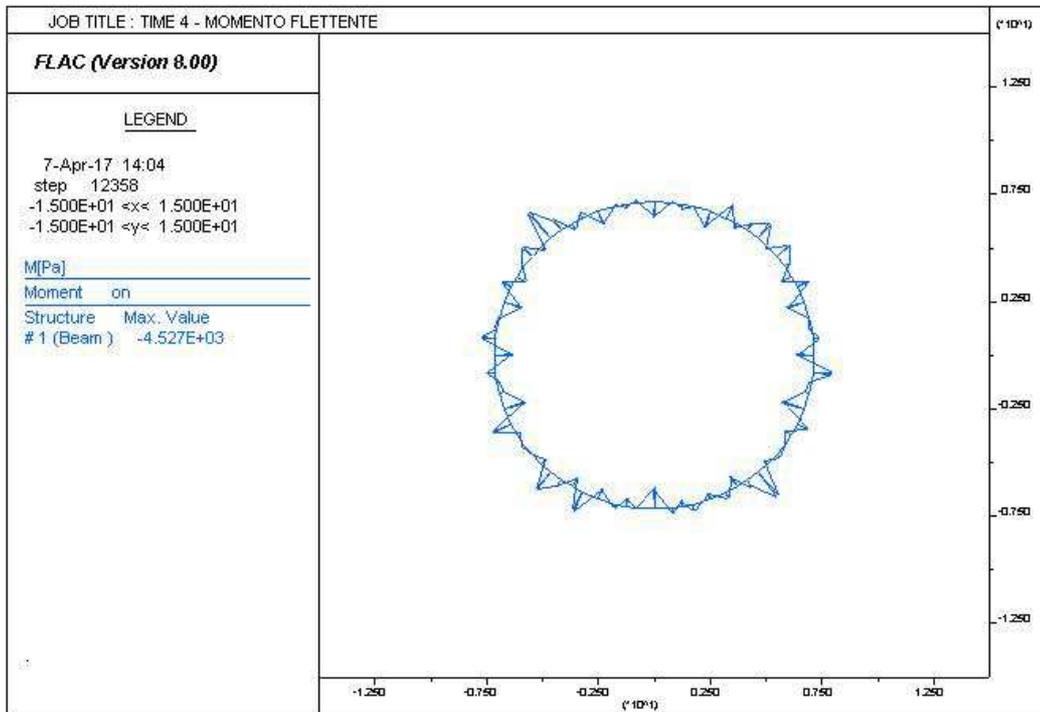
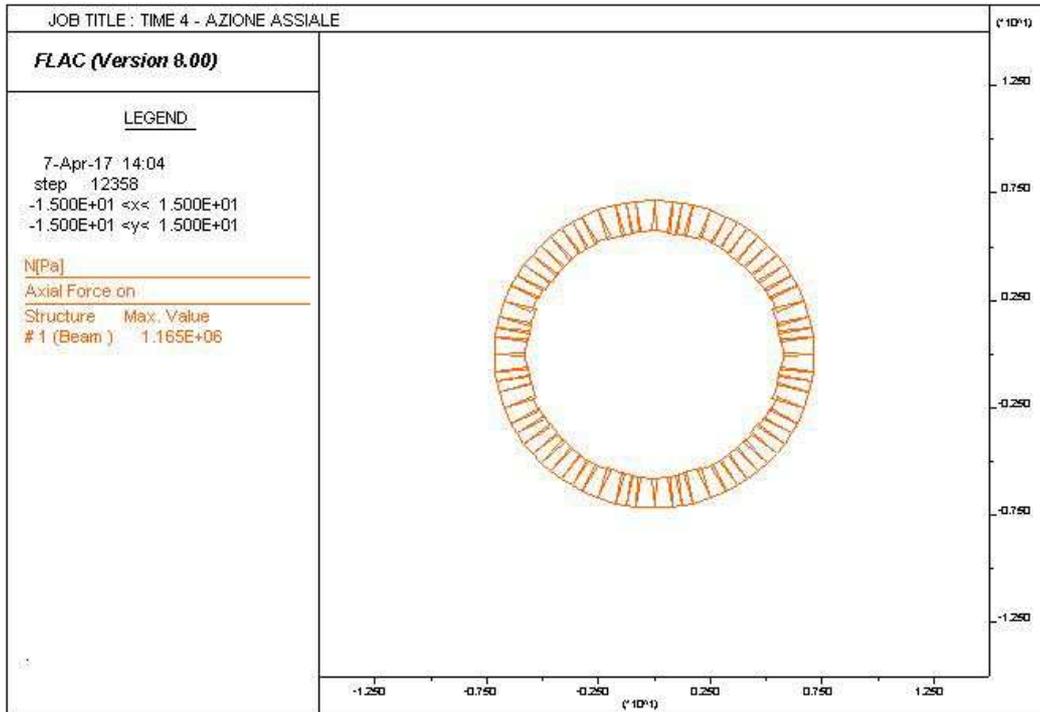
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



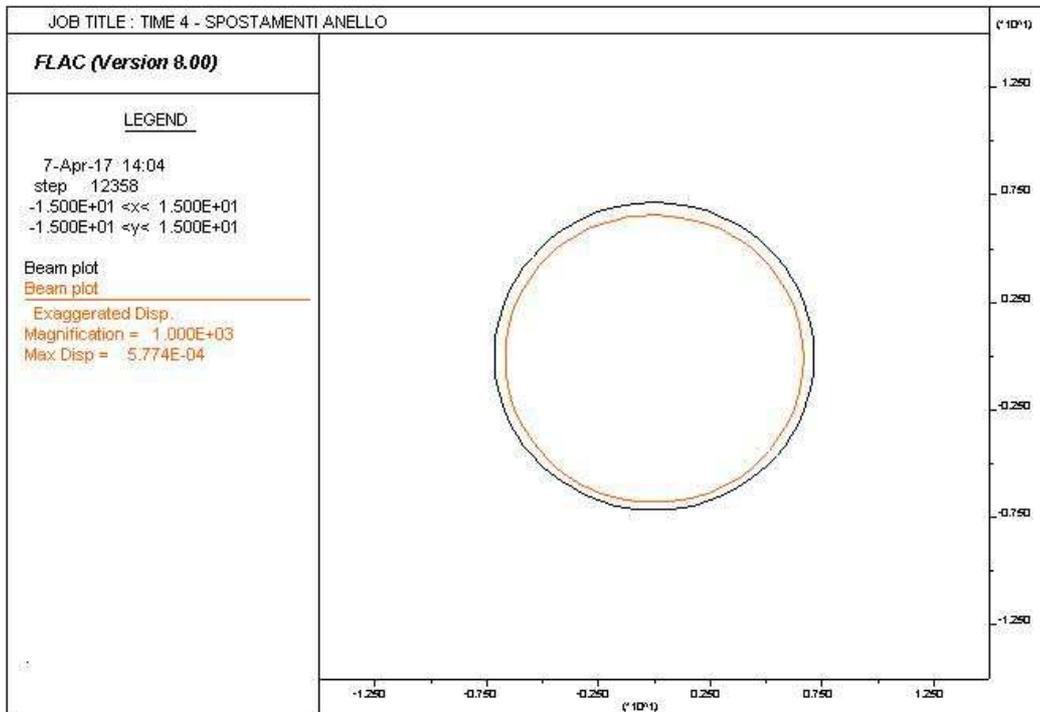
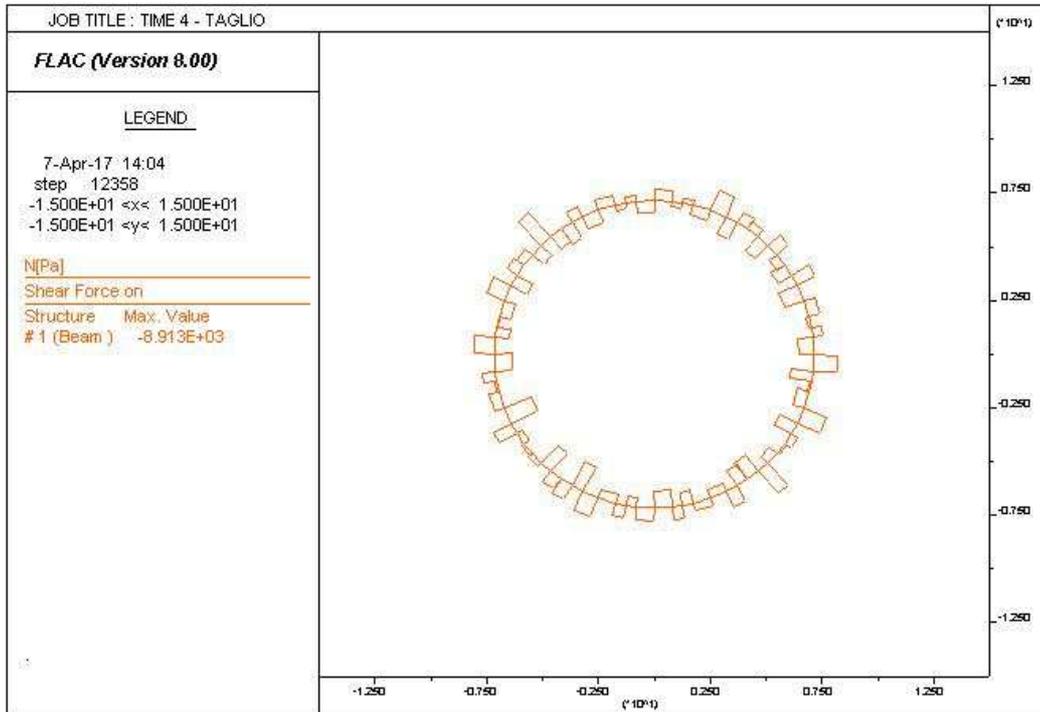
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



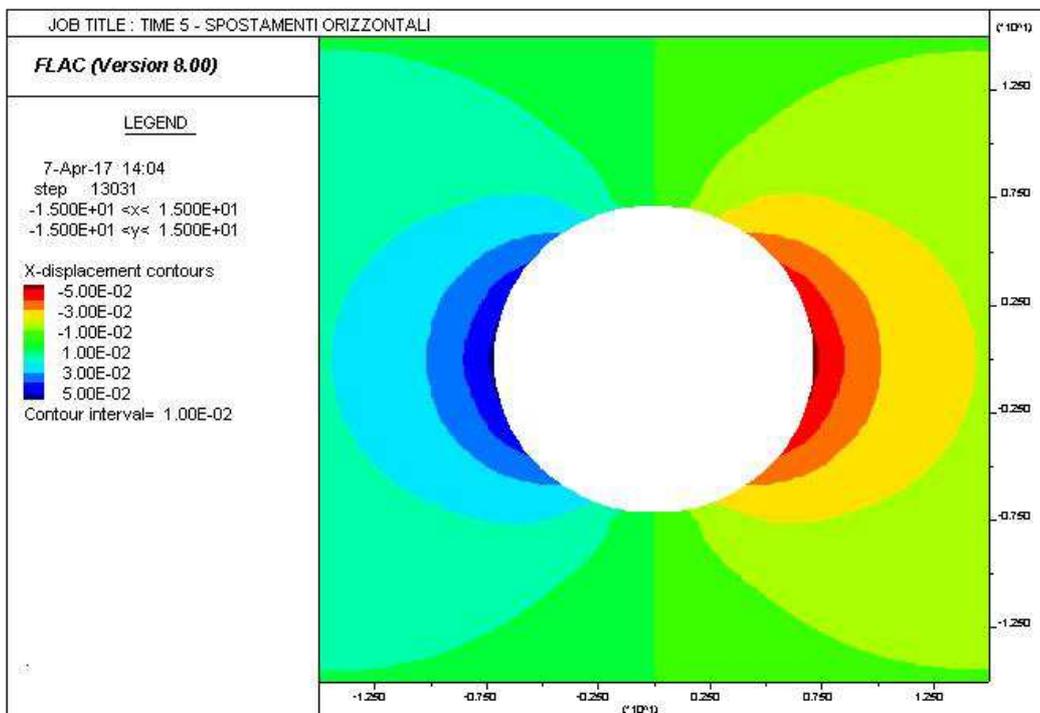
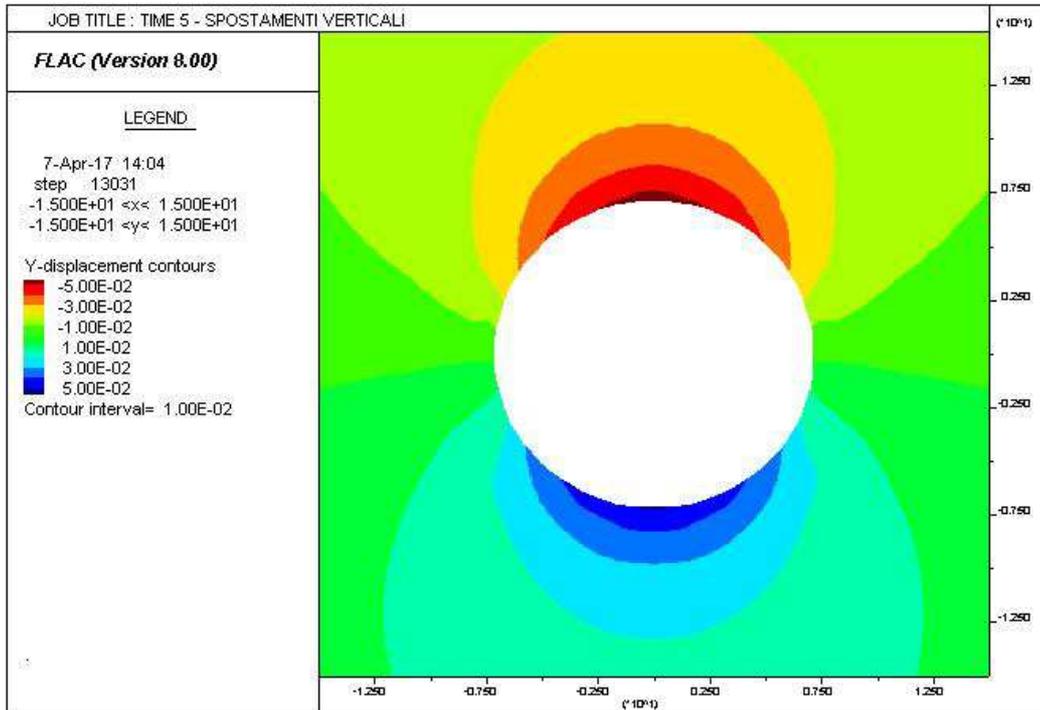
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



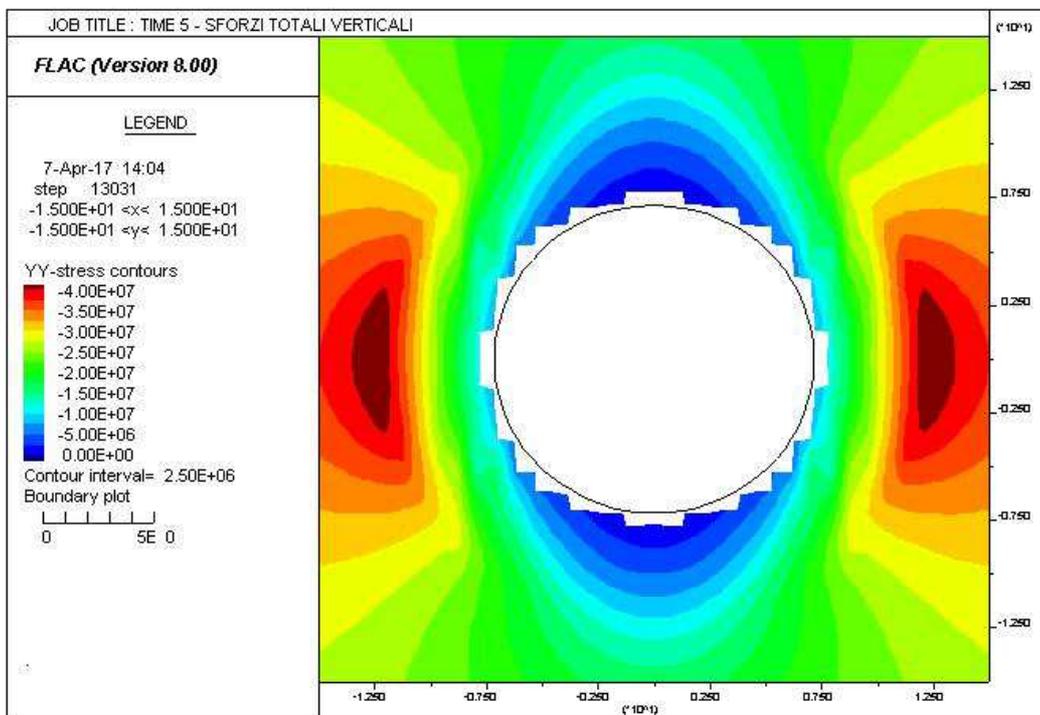
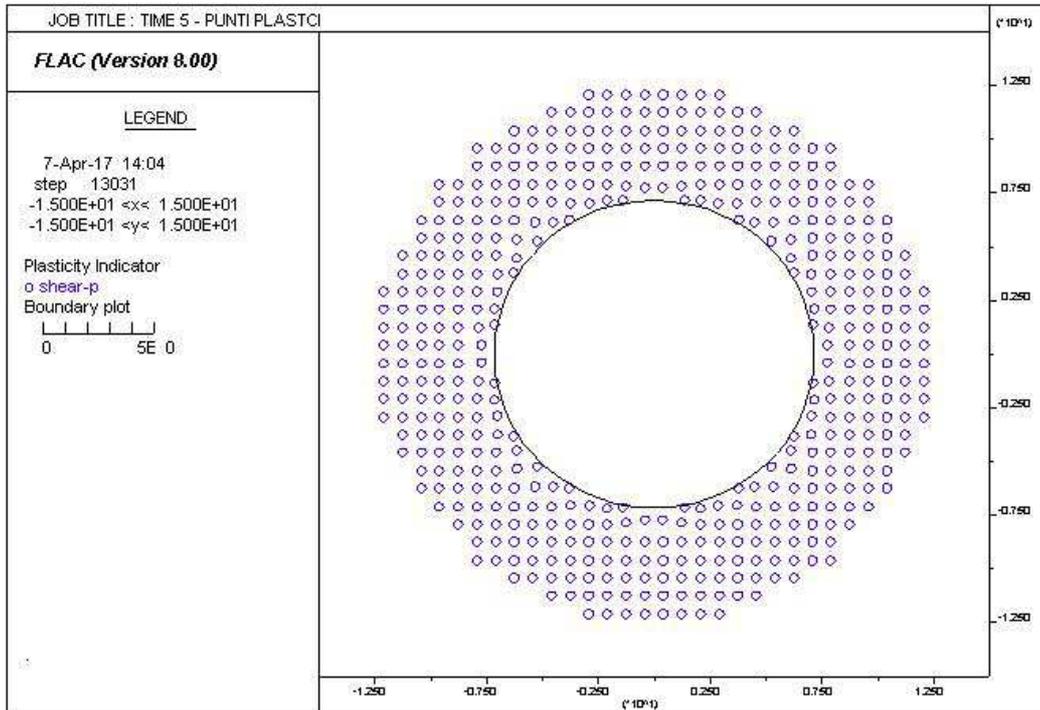
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



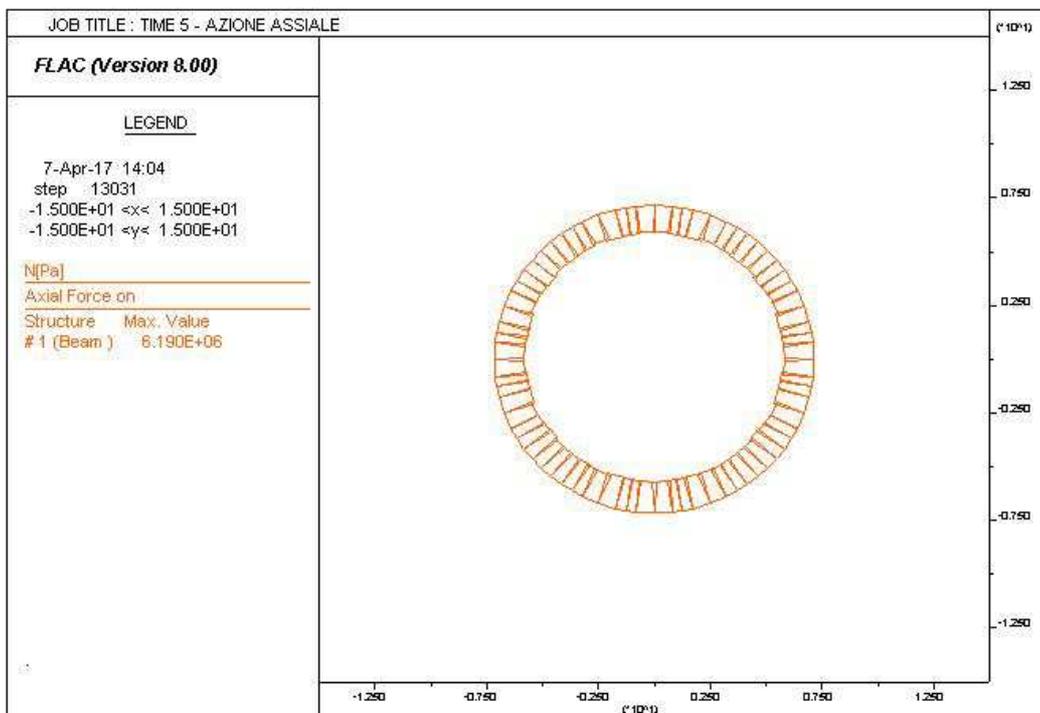
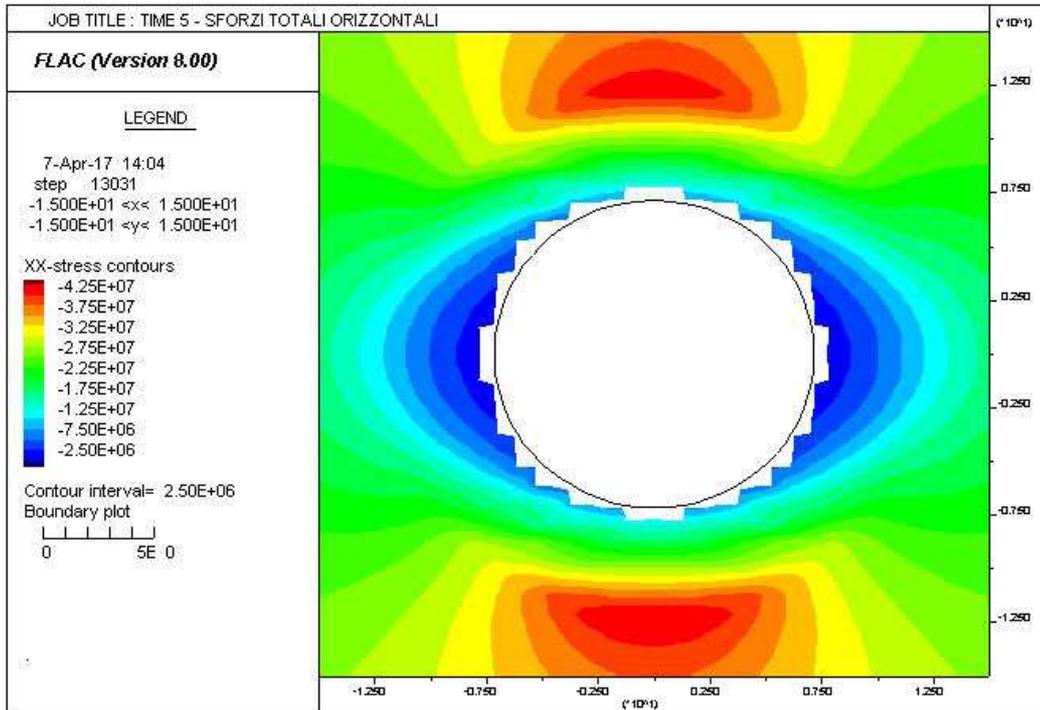
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



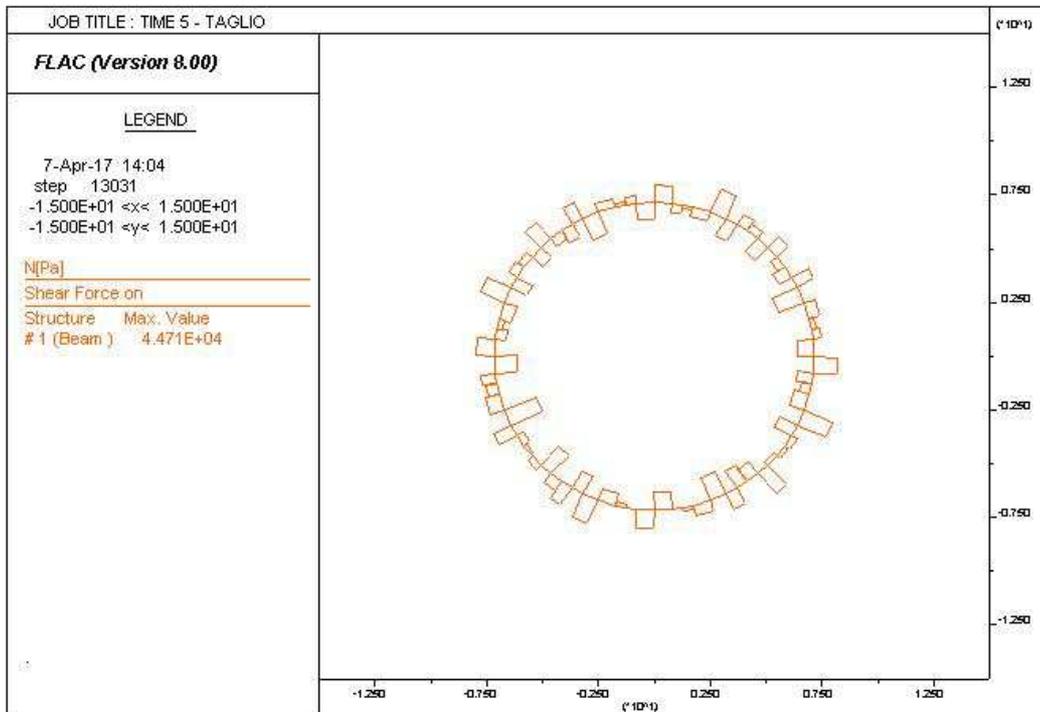
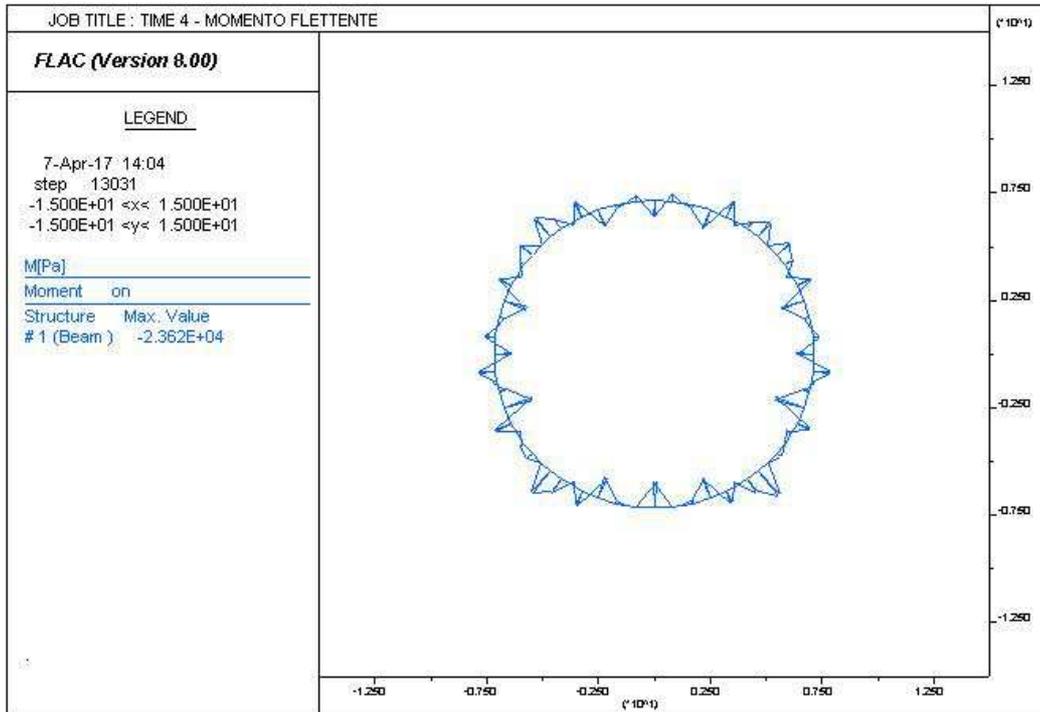
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



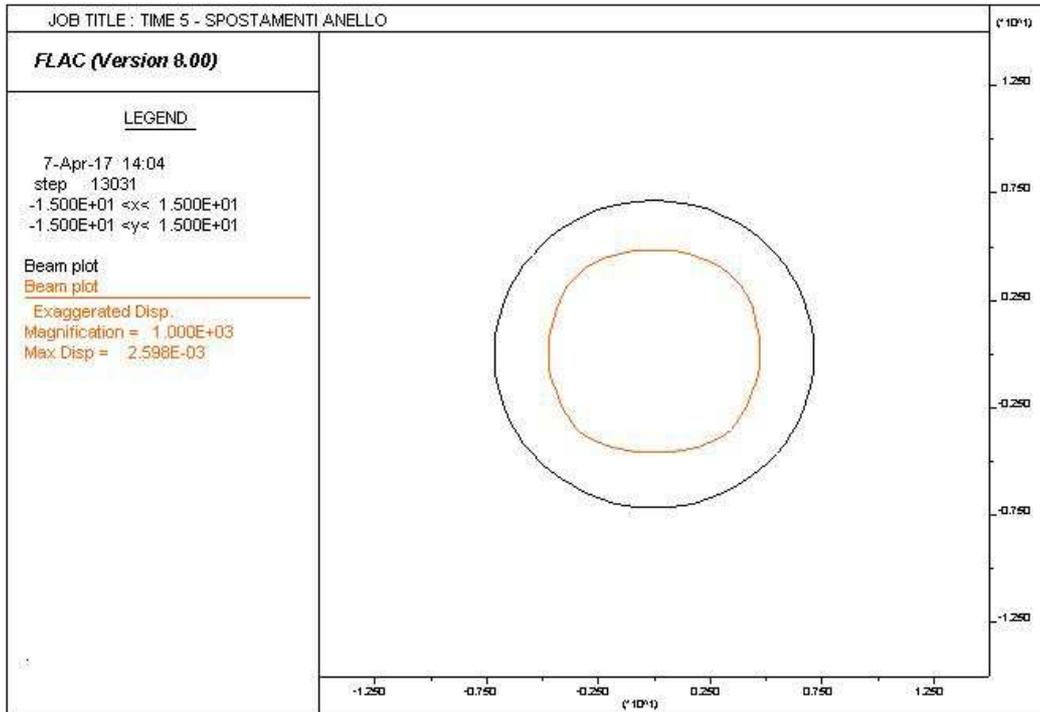
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



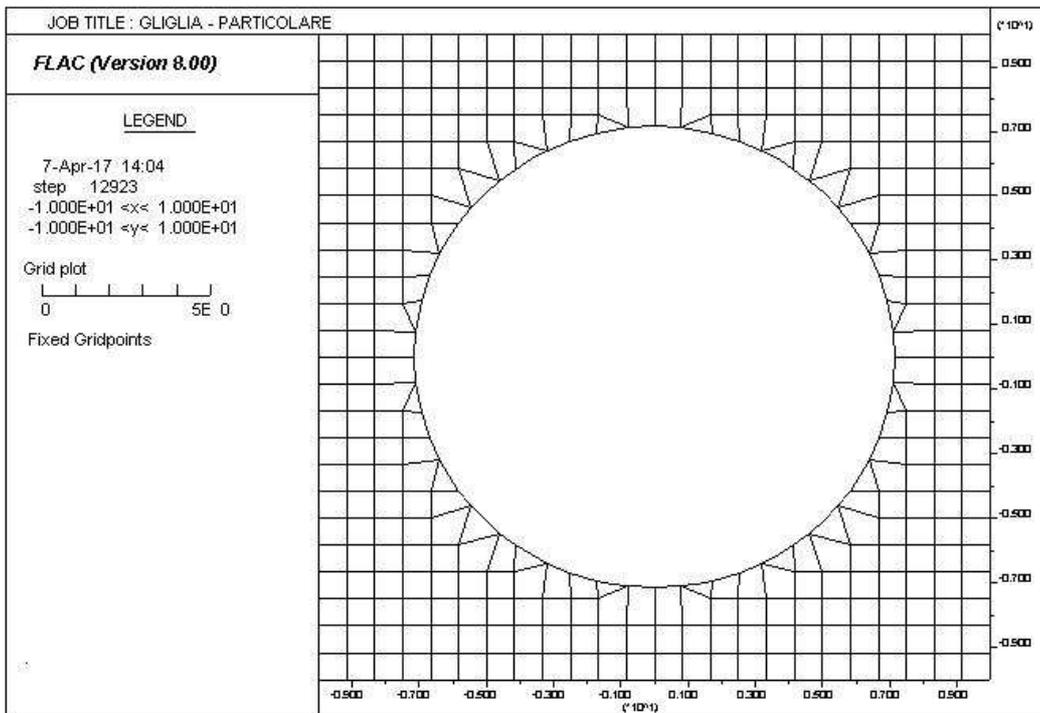
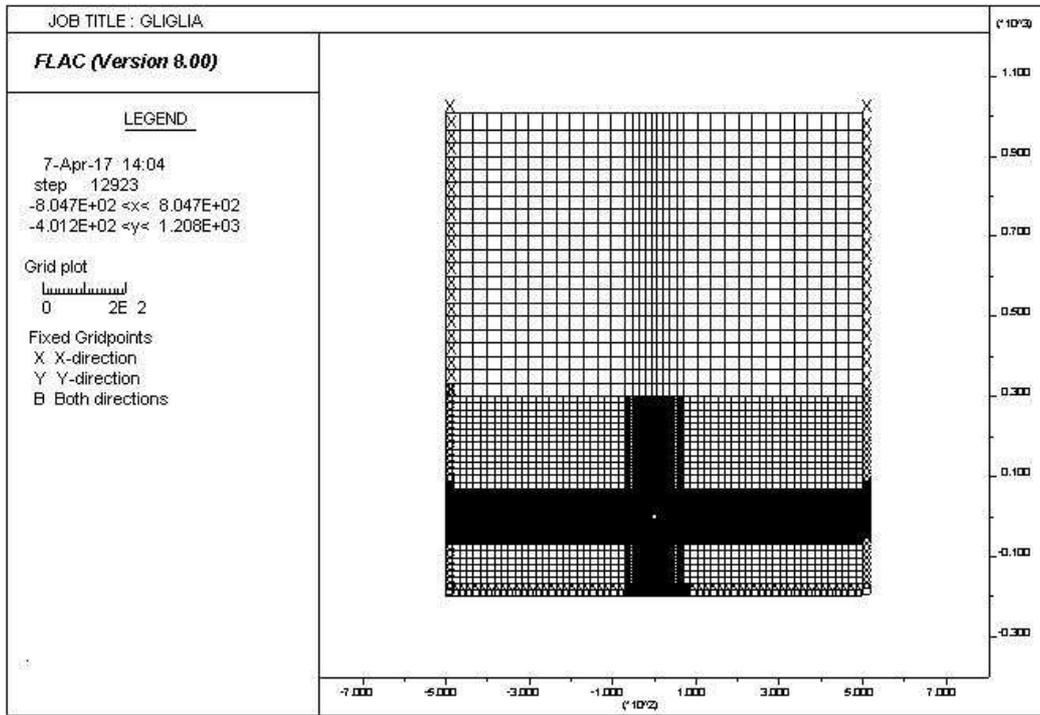
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



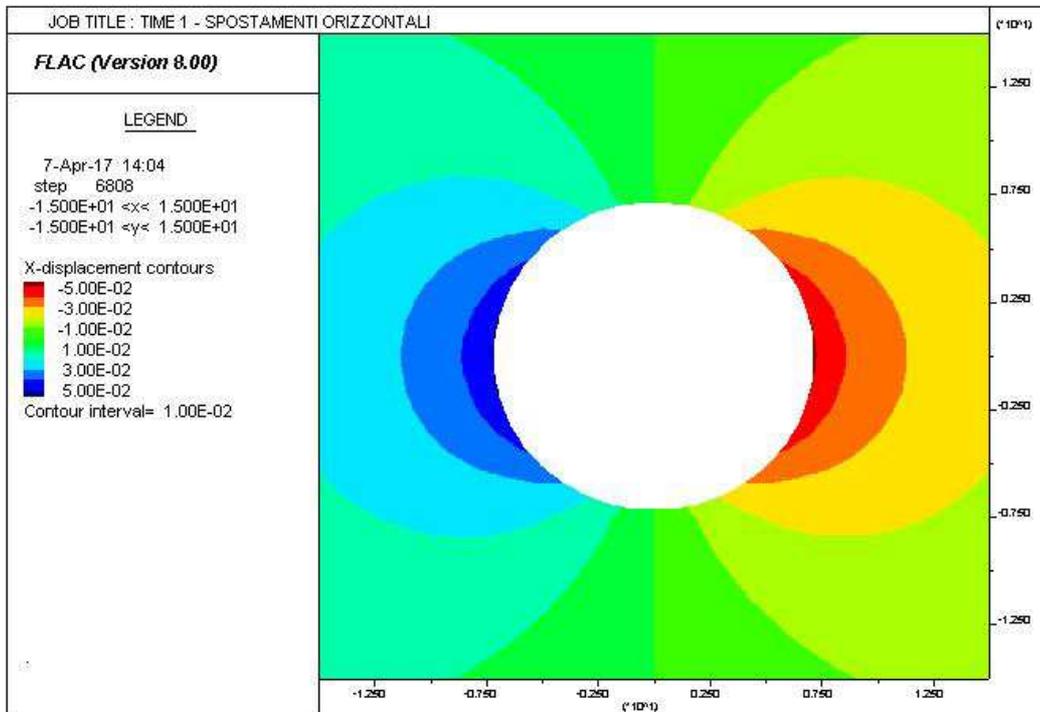
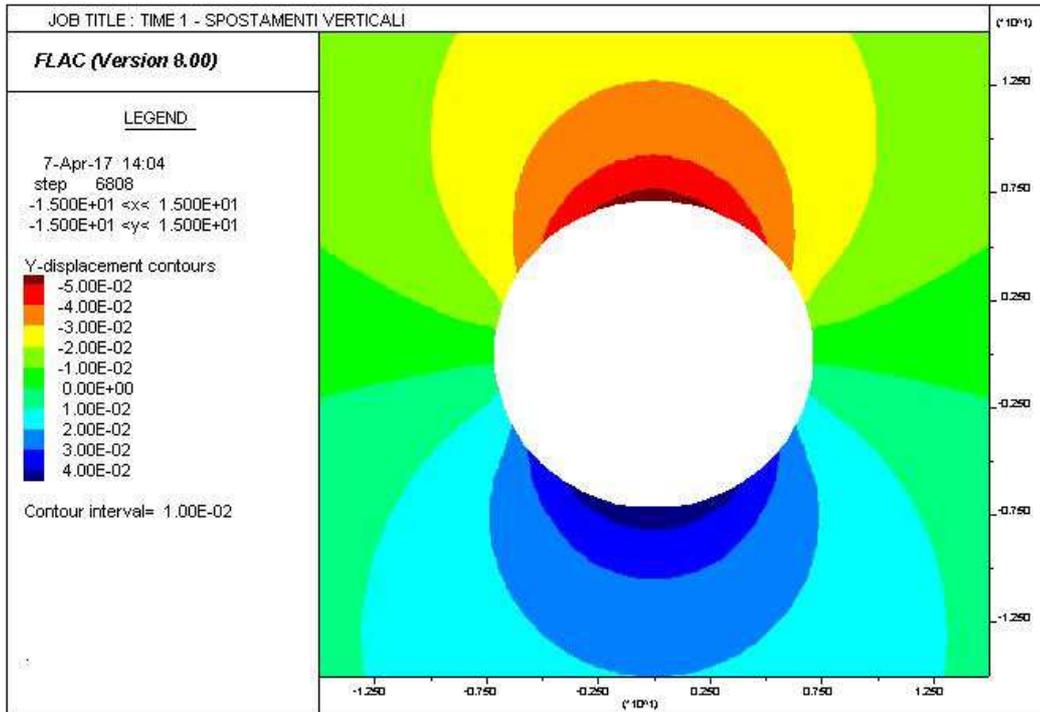
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



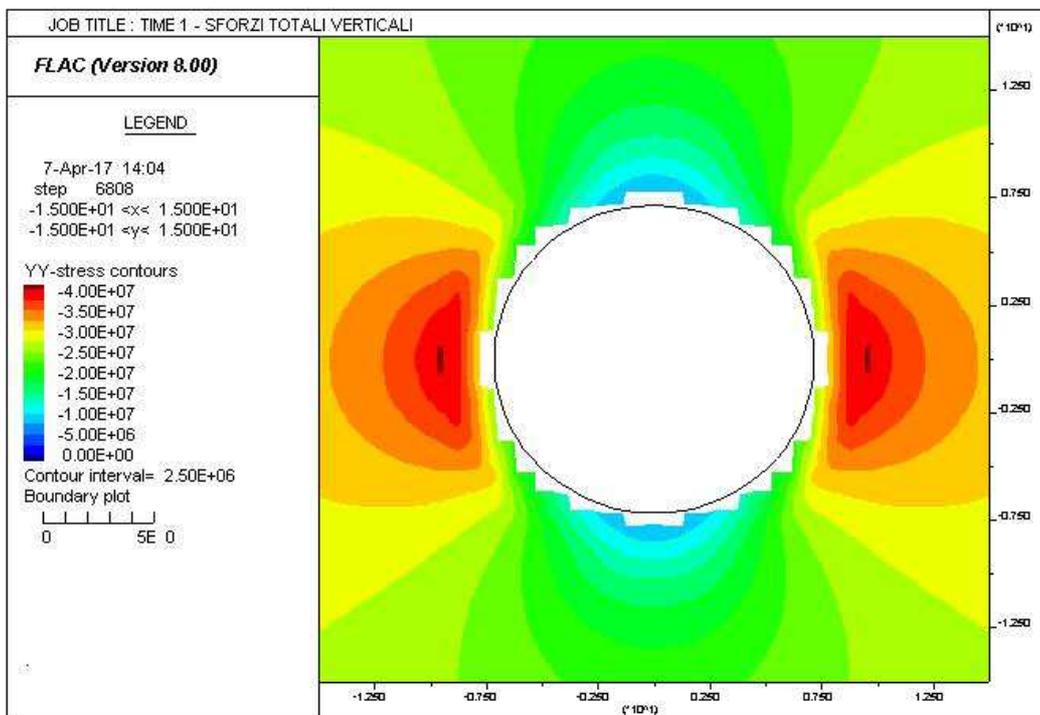
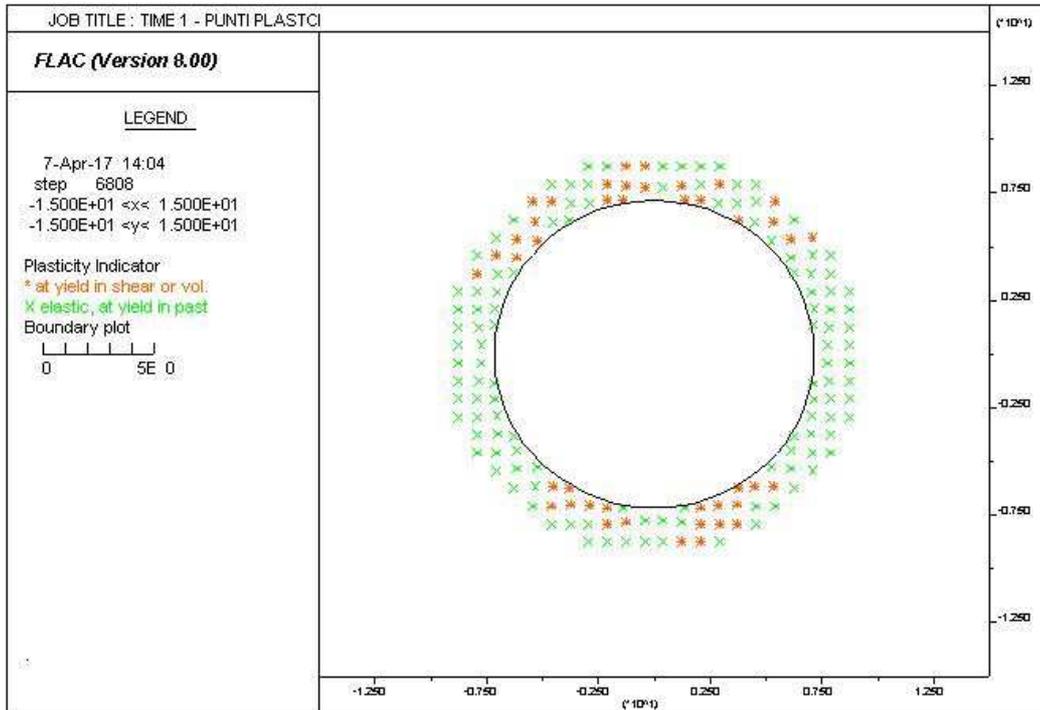
19.3 SEZIONE 3



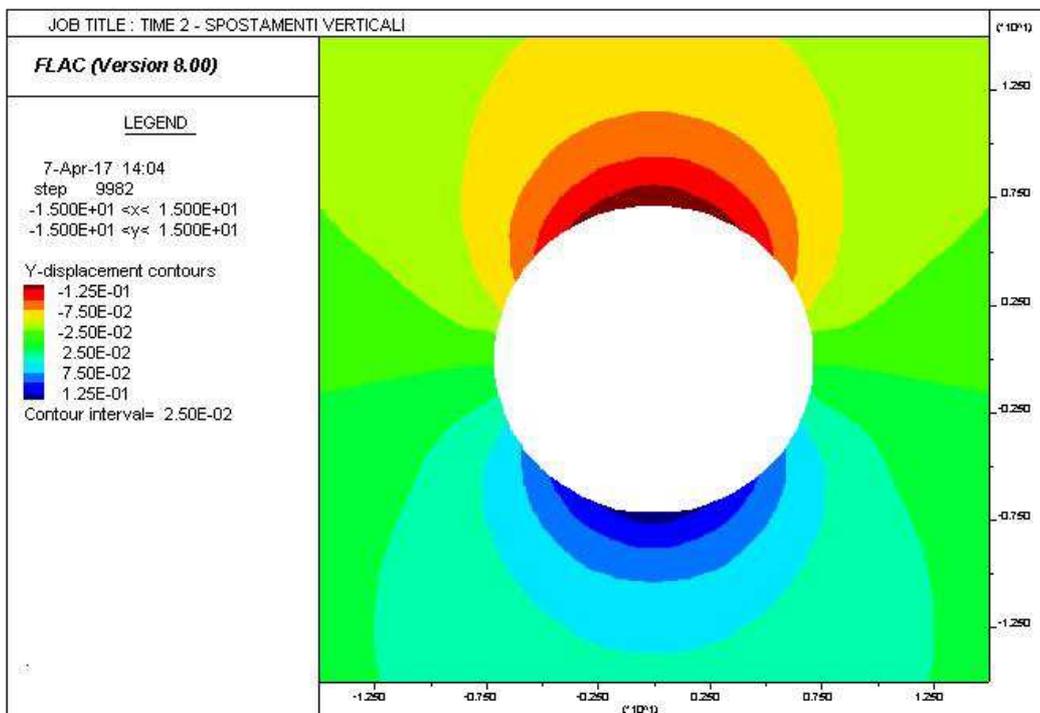
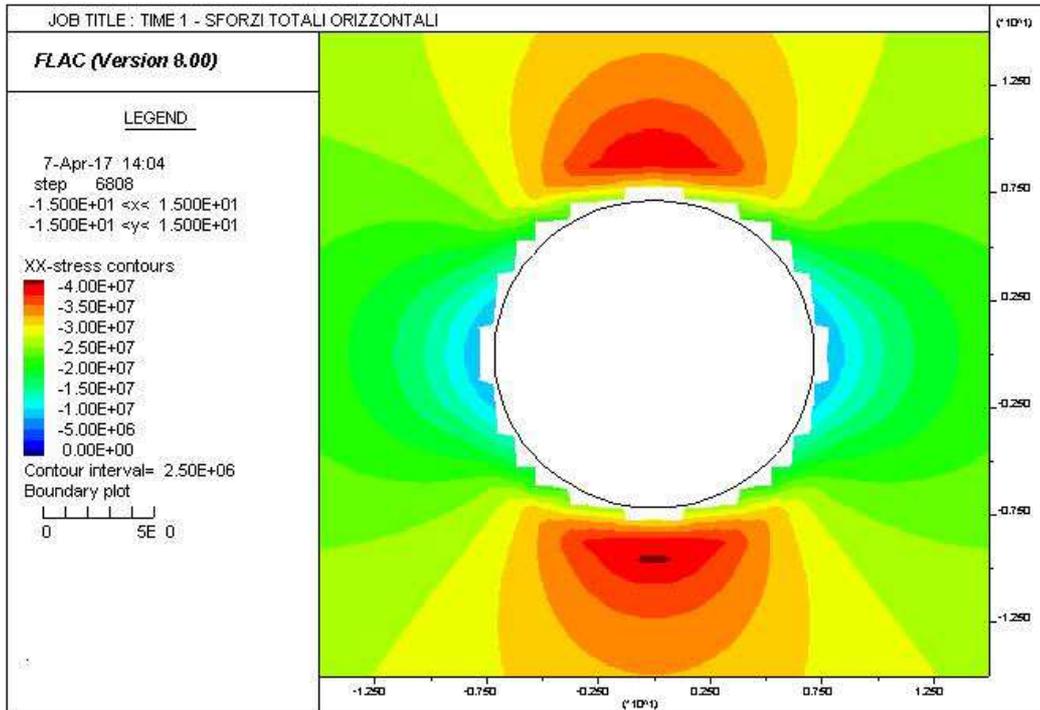
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



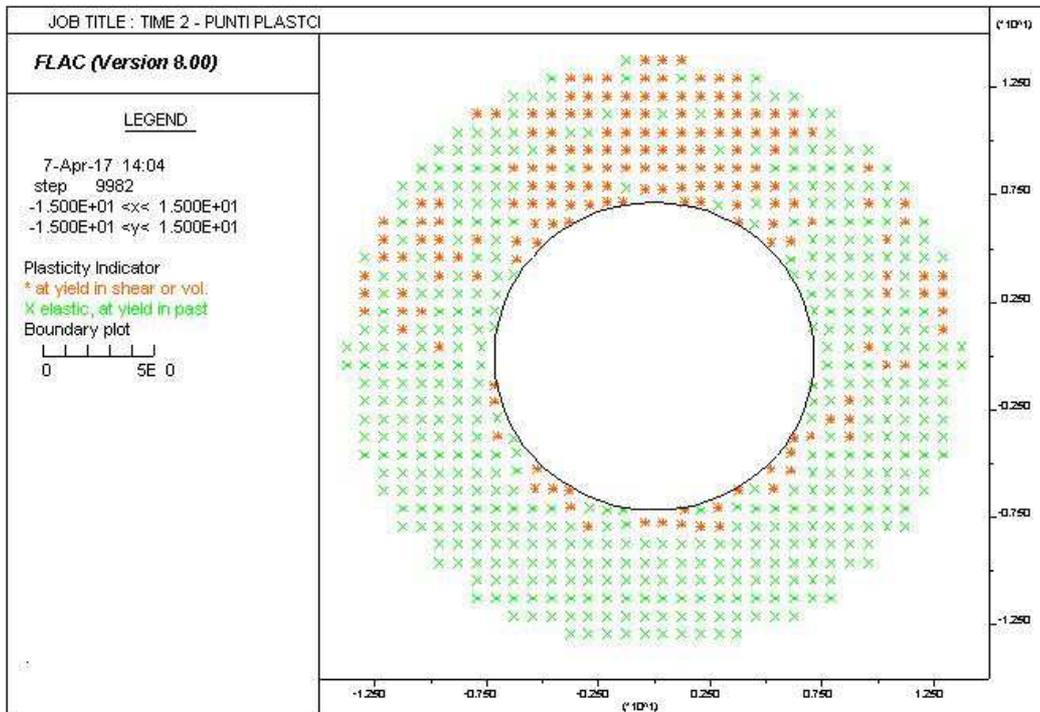
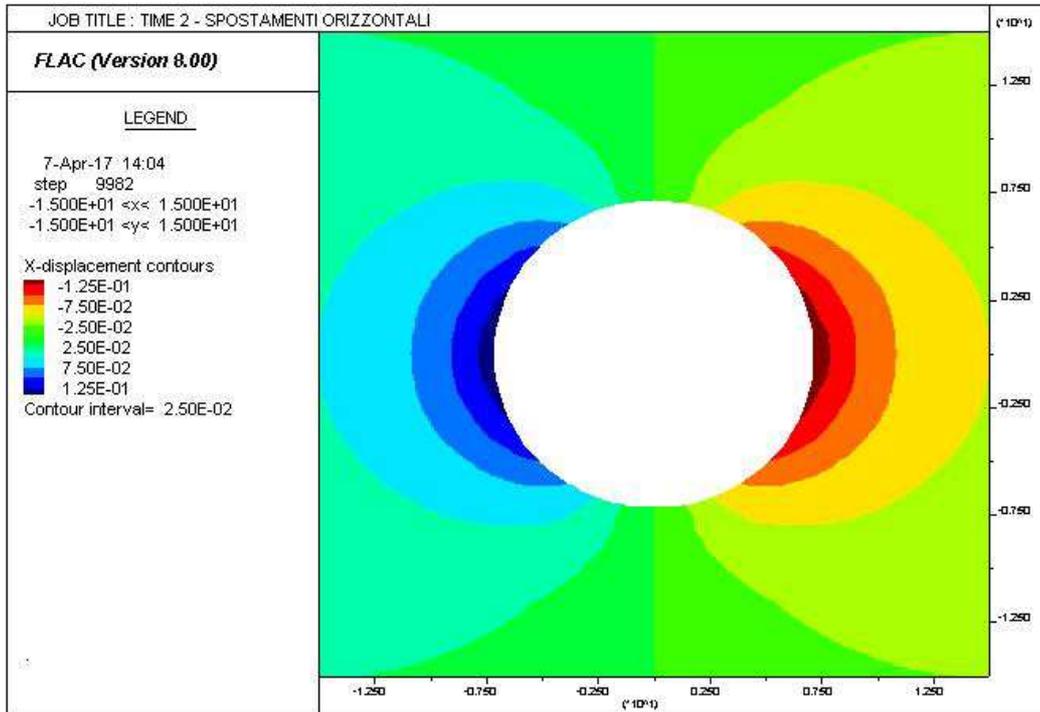
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



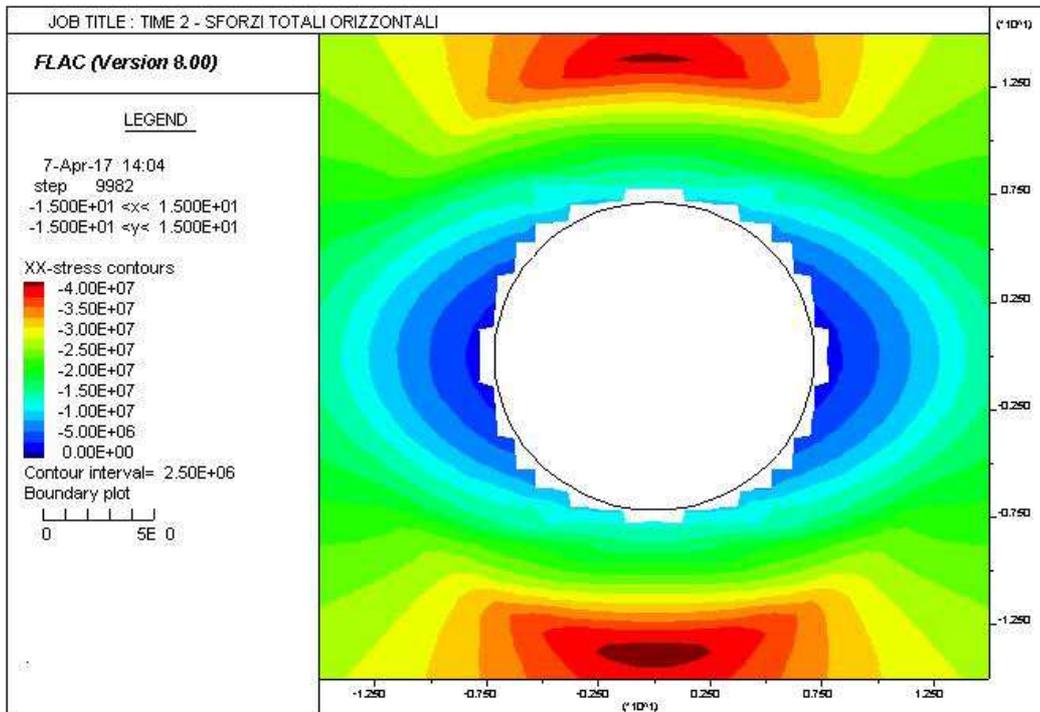
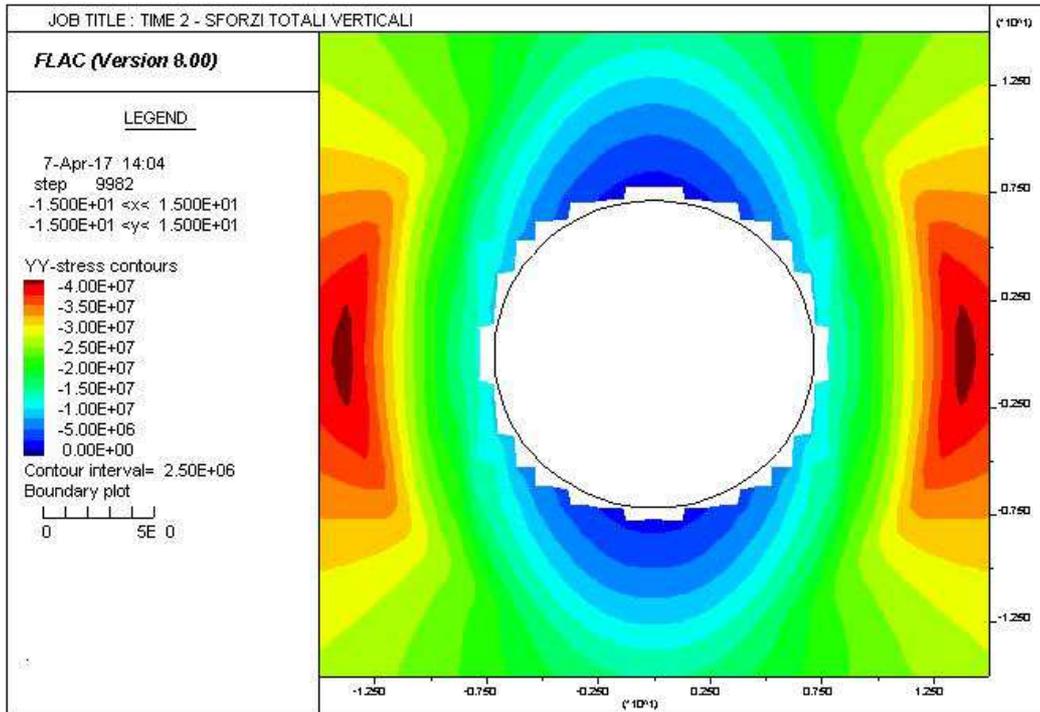
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



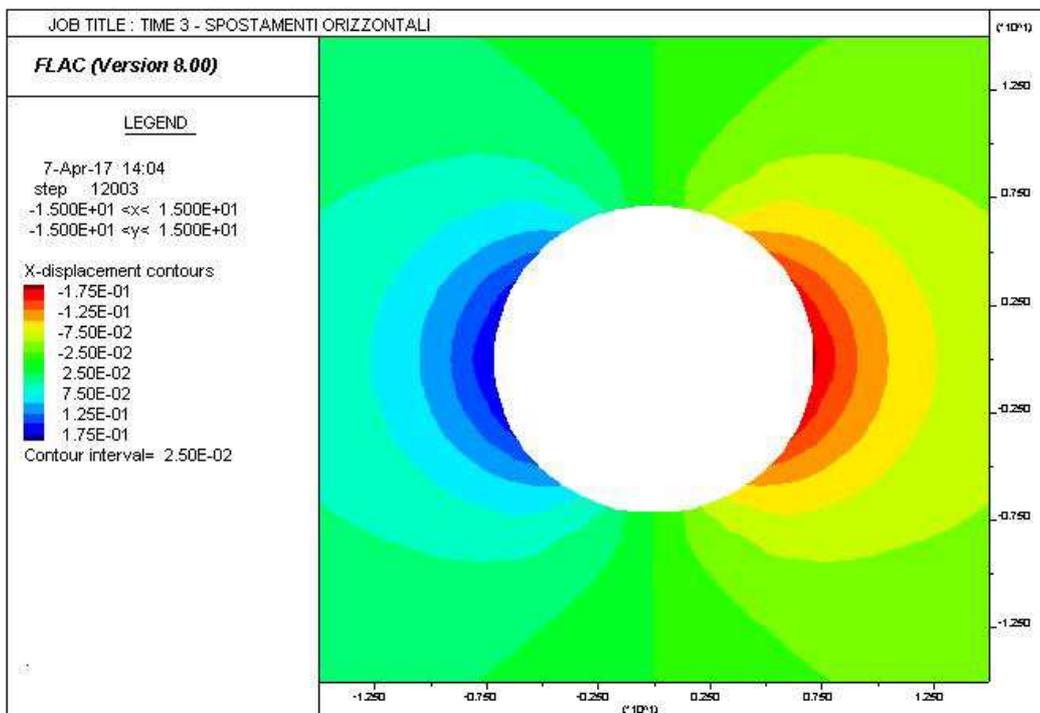
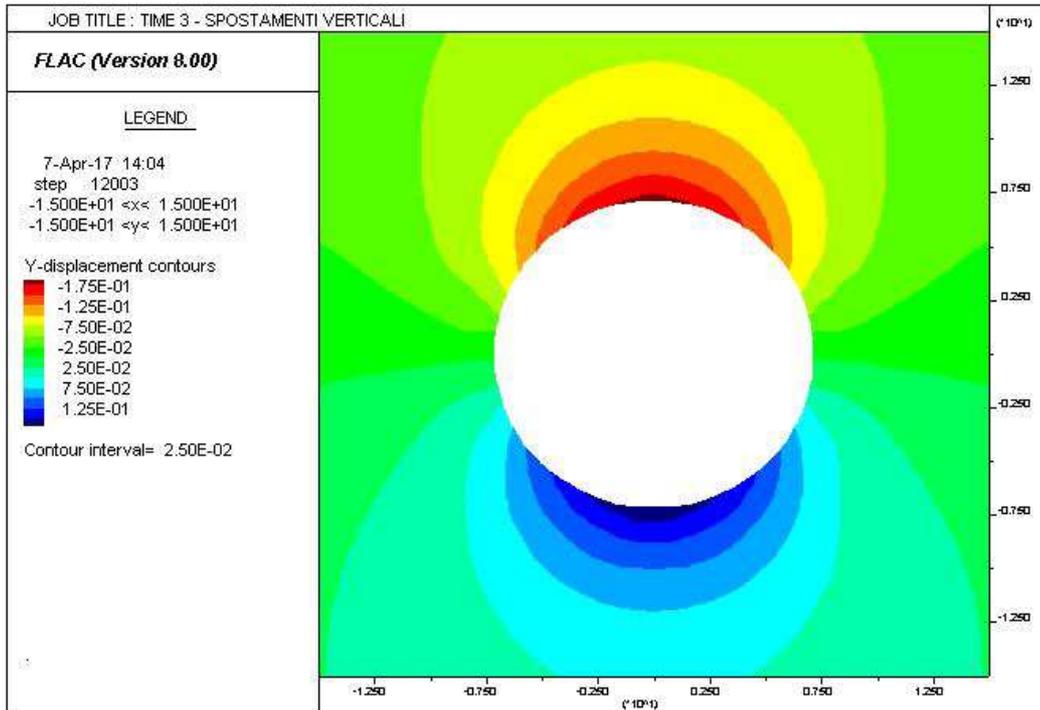
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



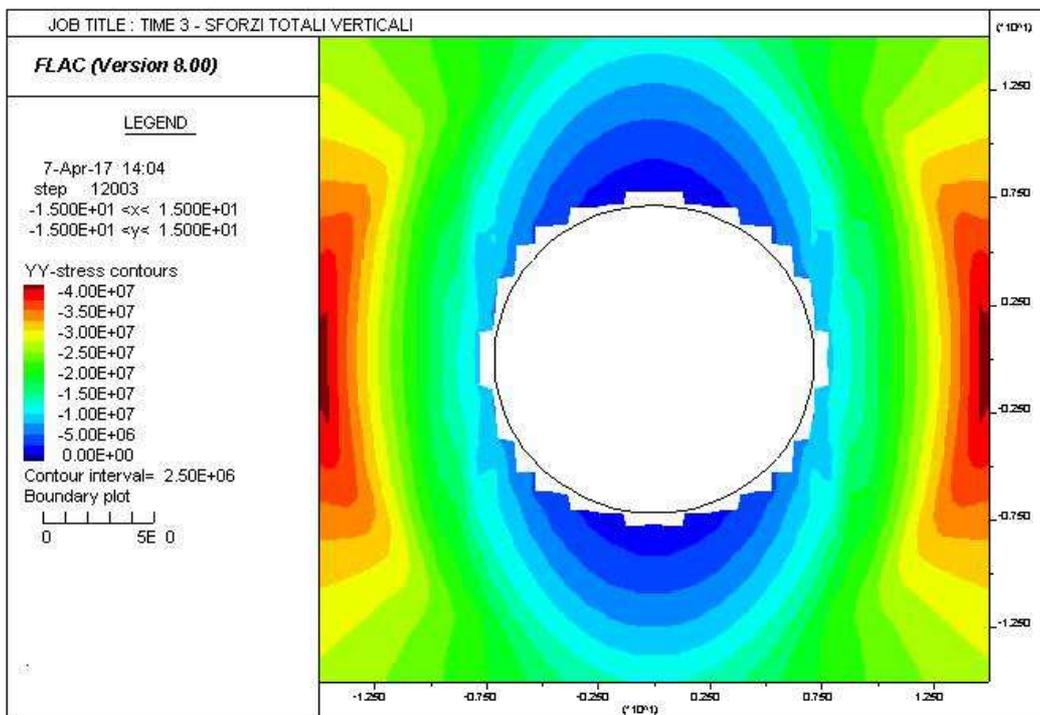
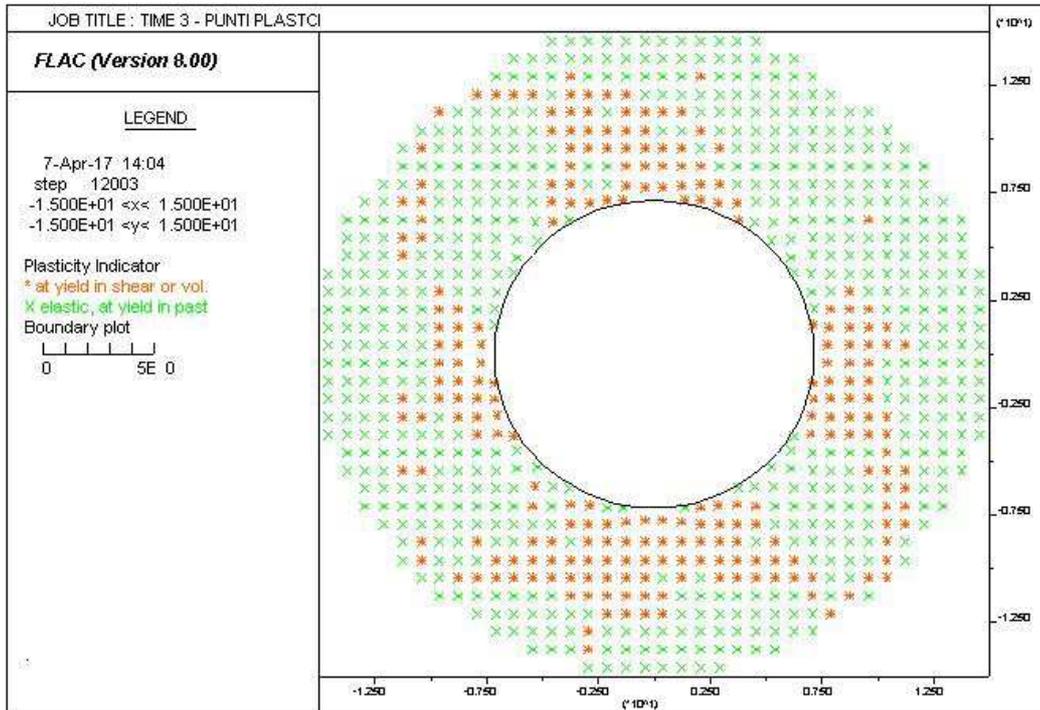
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



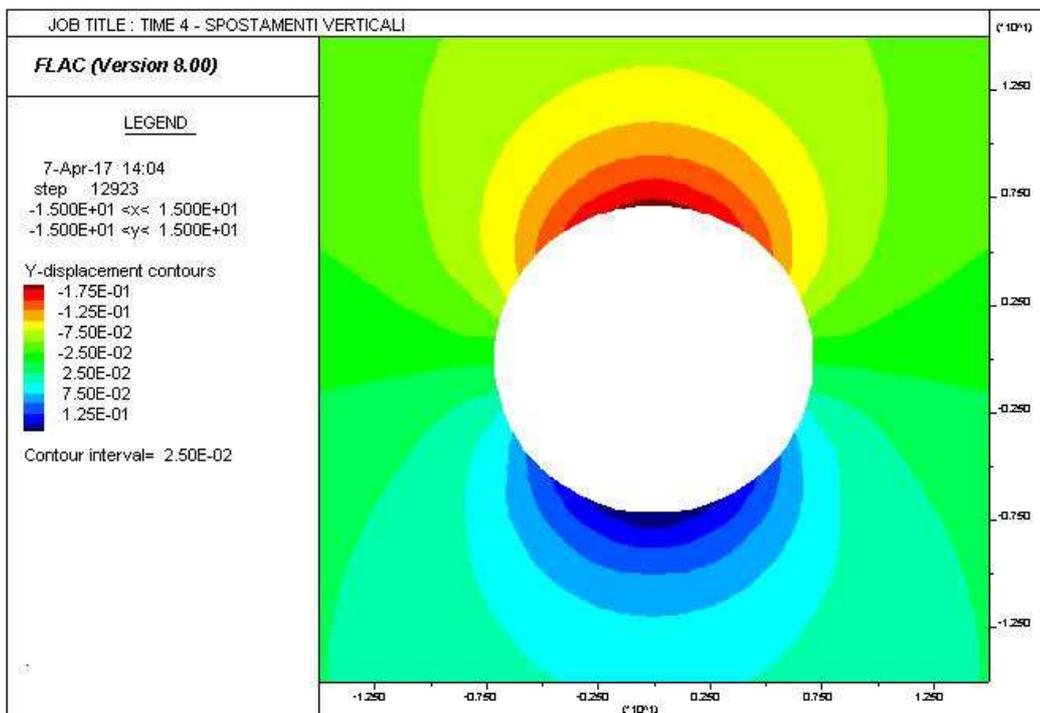
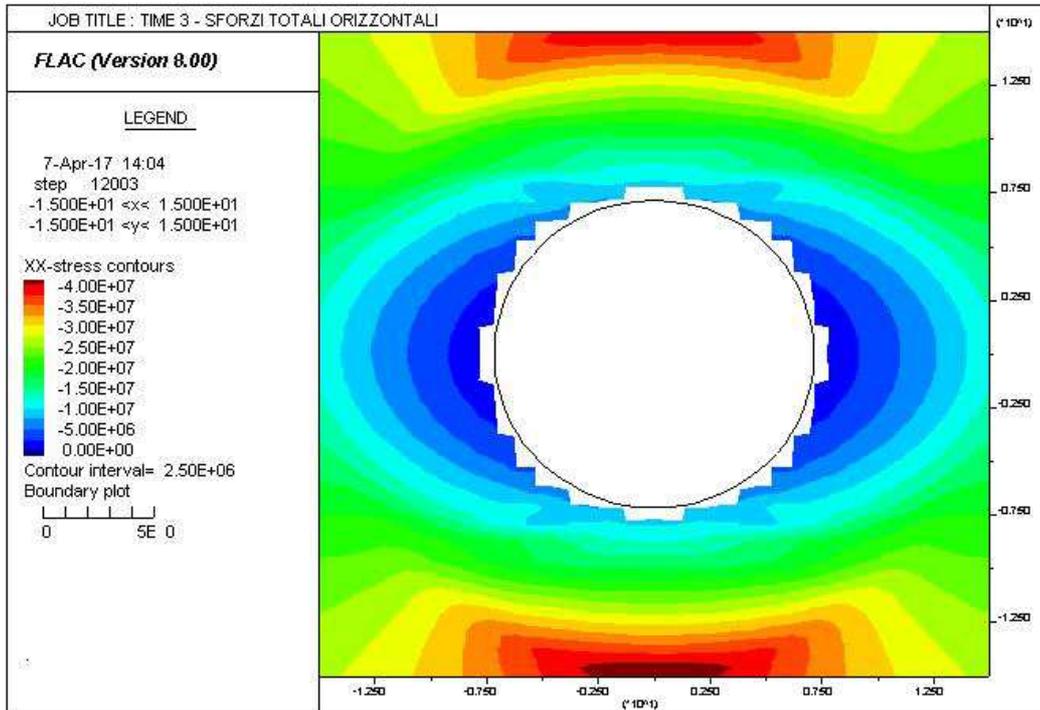
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



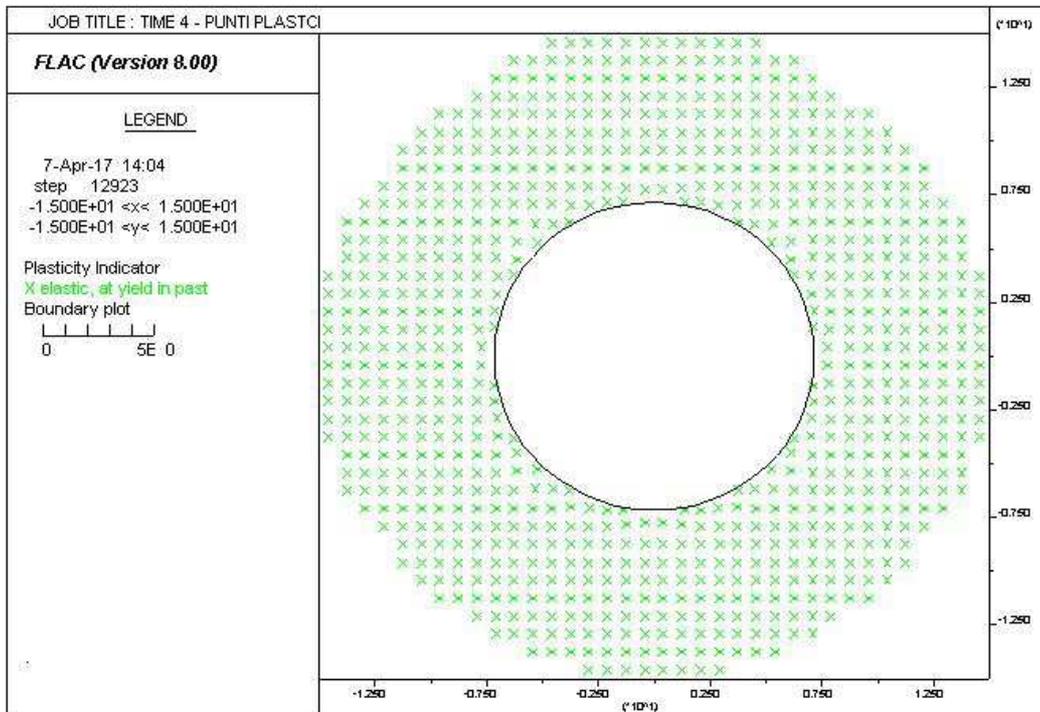
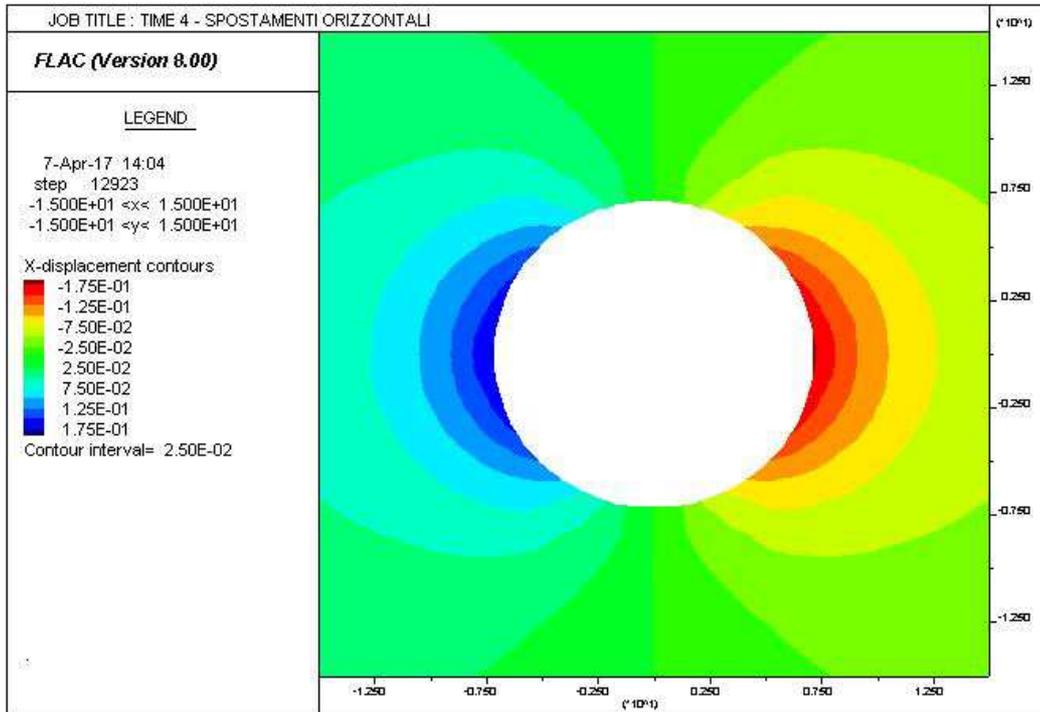
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



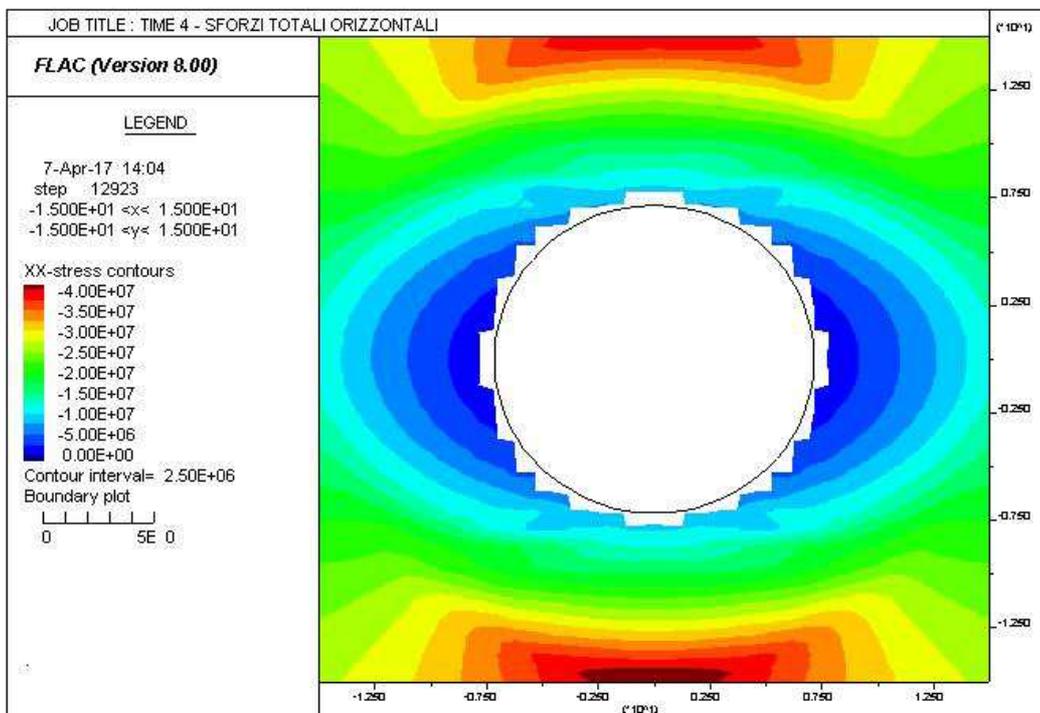
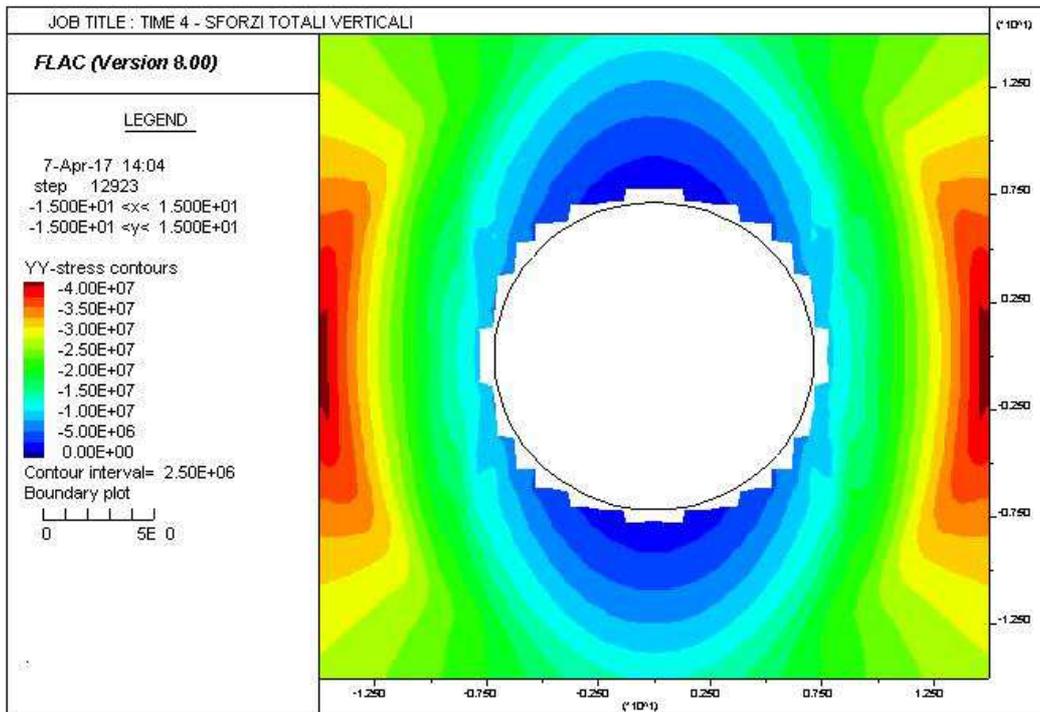
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



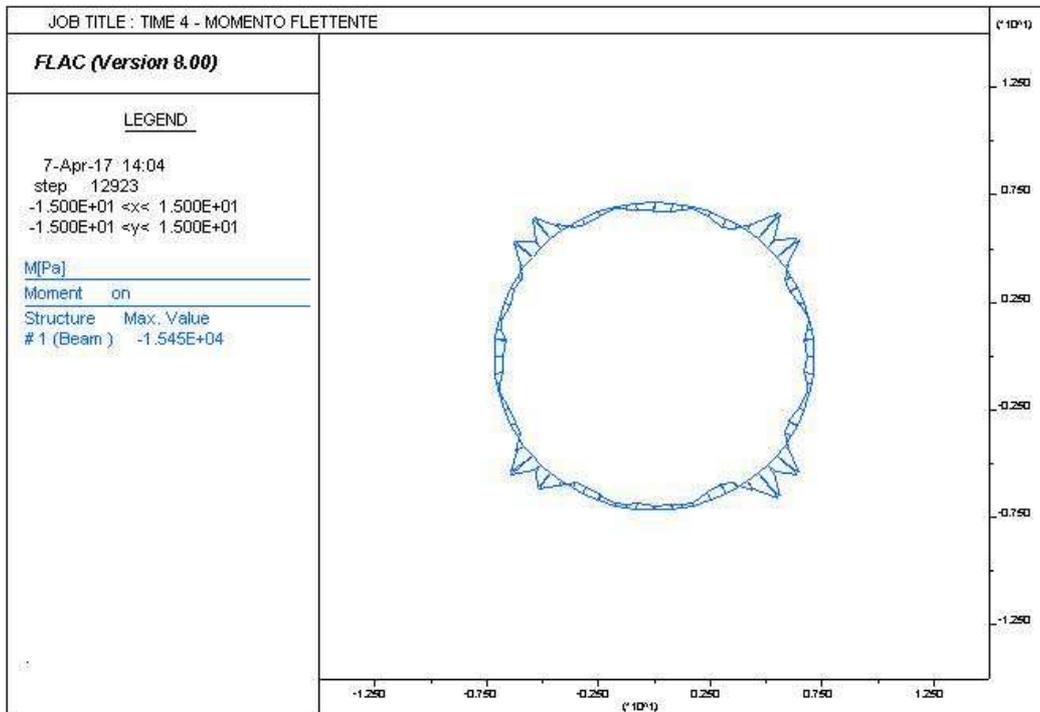
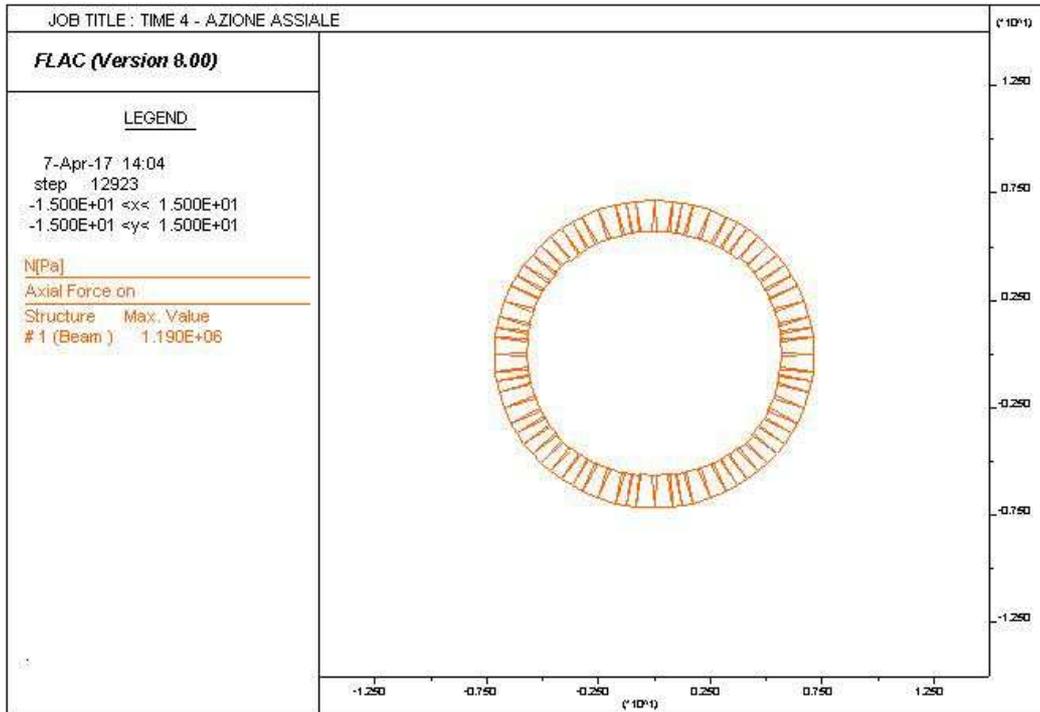
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



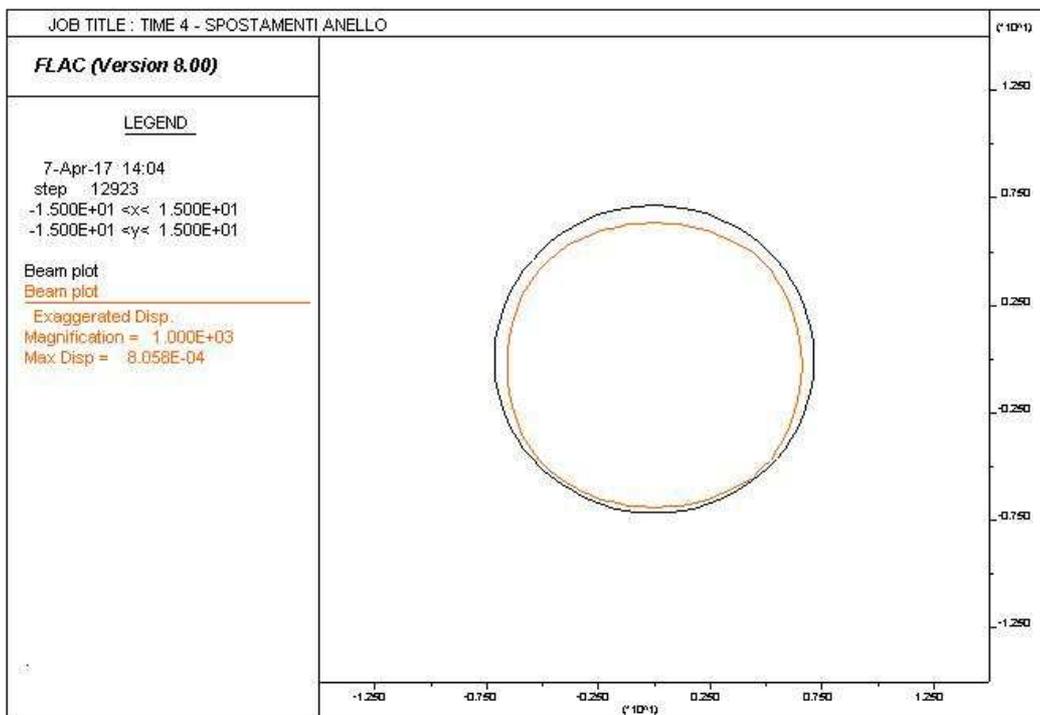
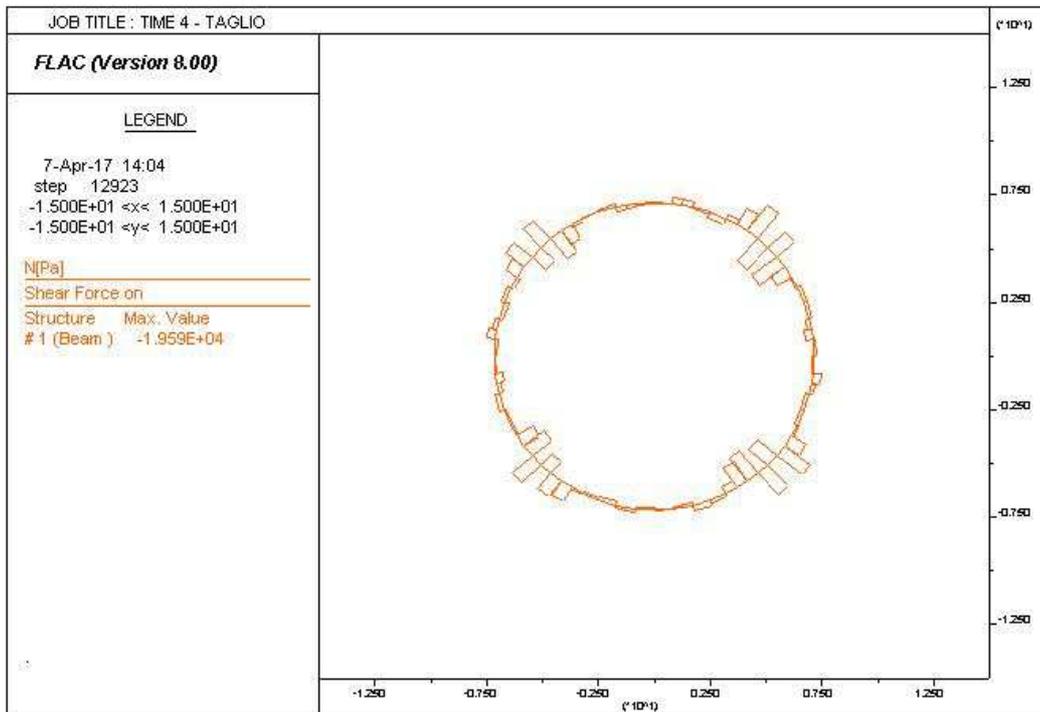
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



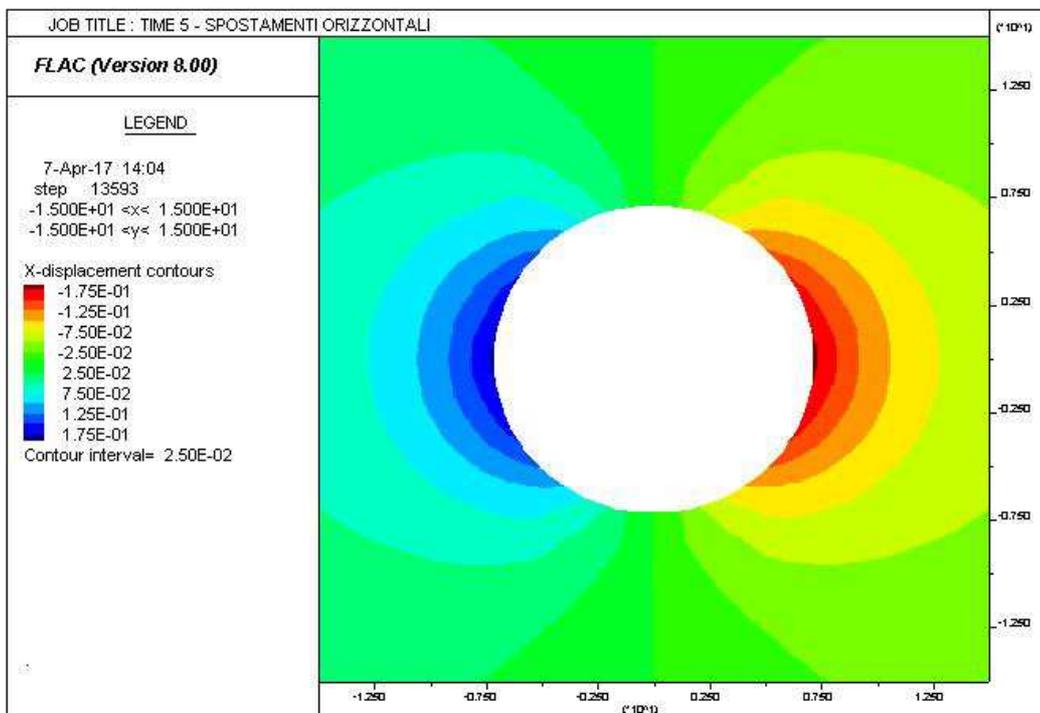
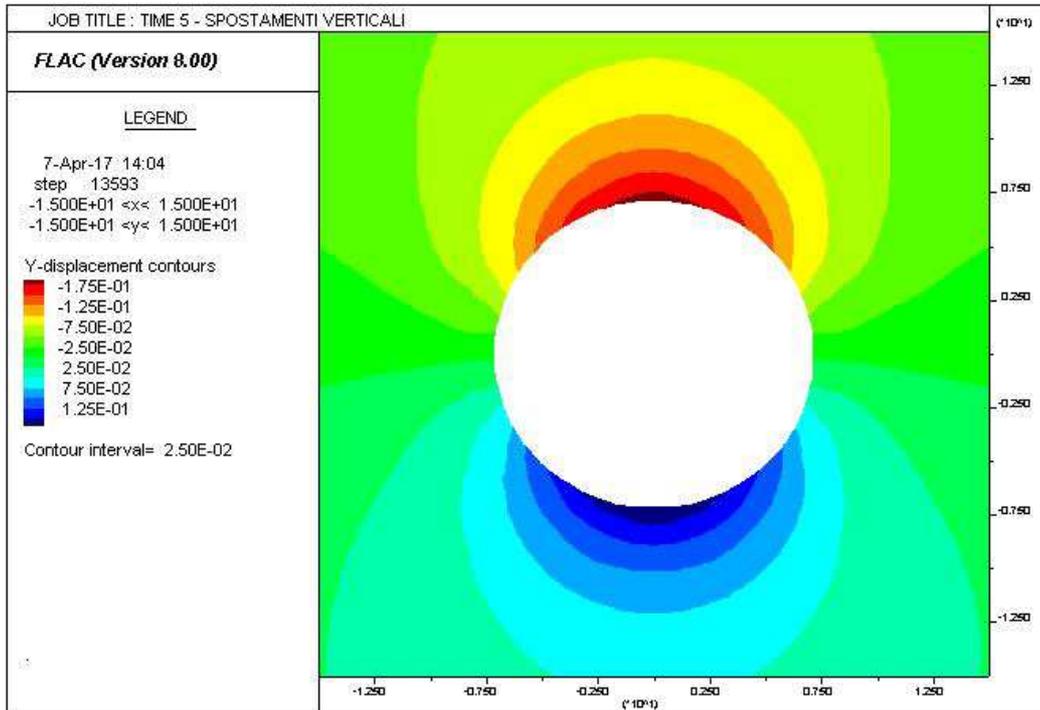
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



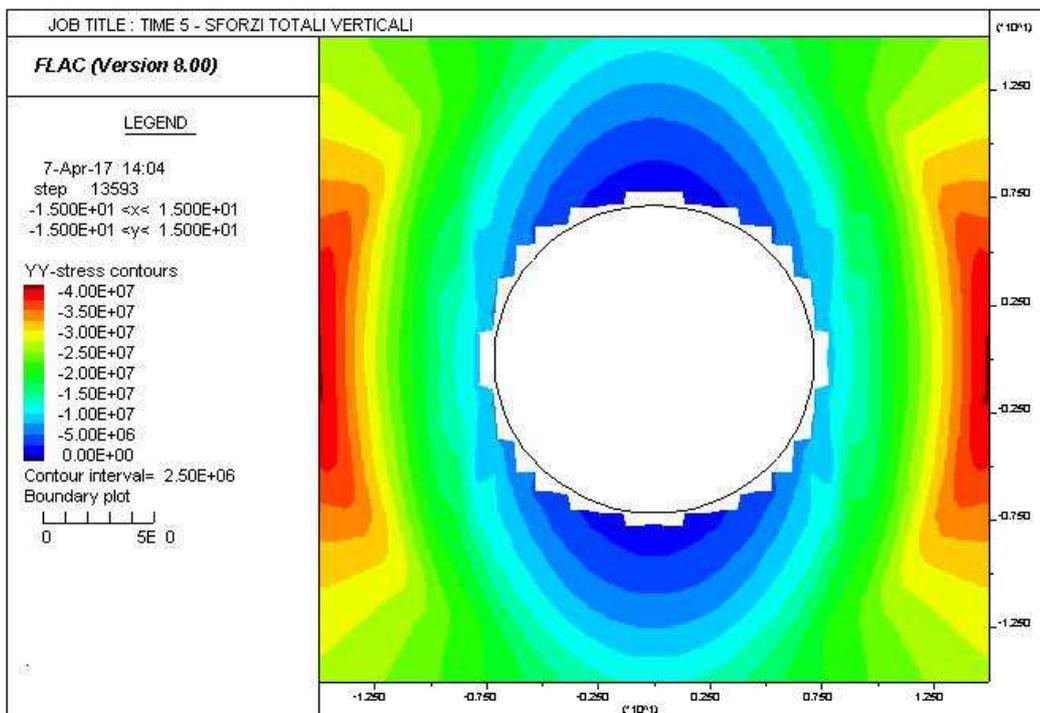
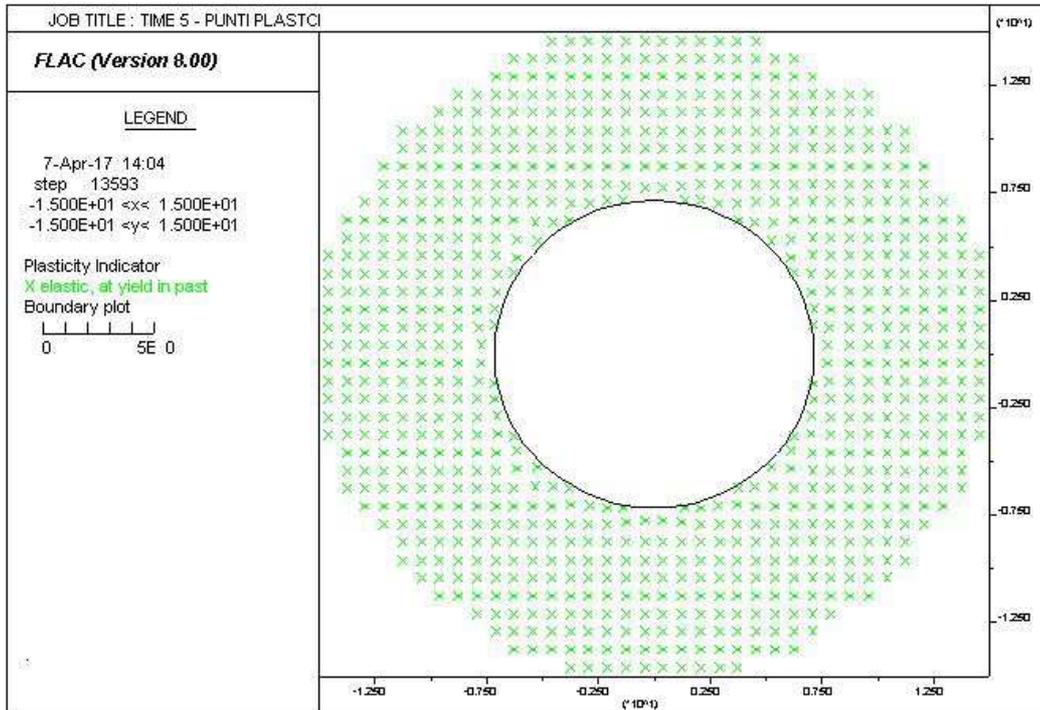
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



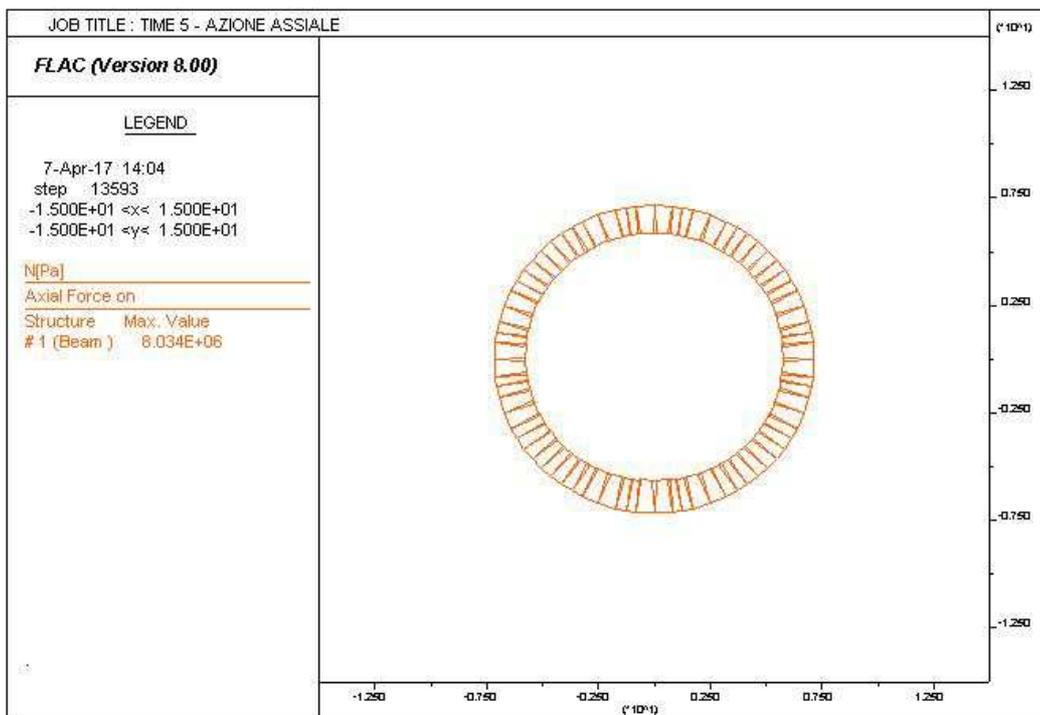
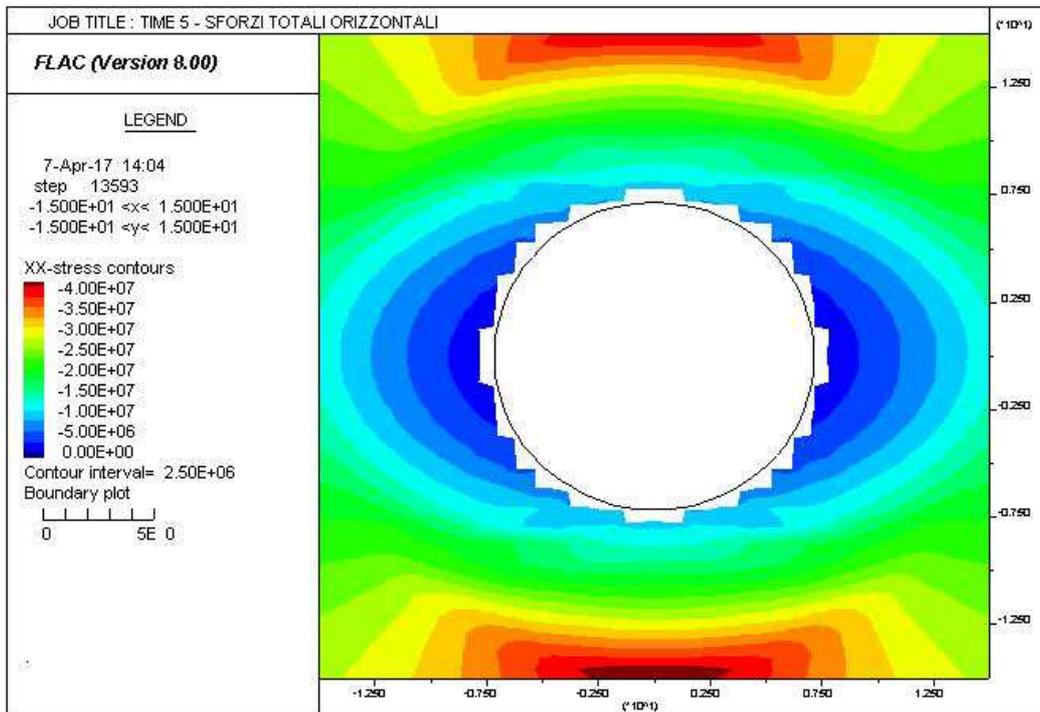
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



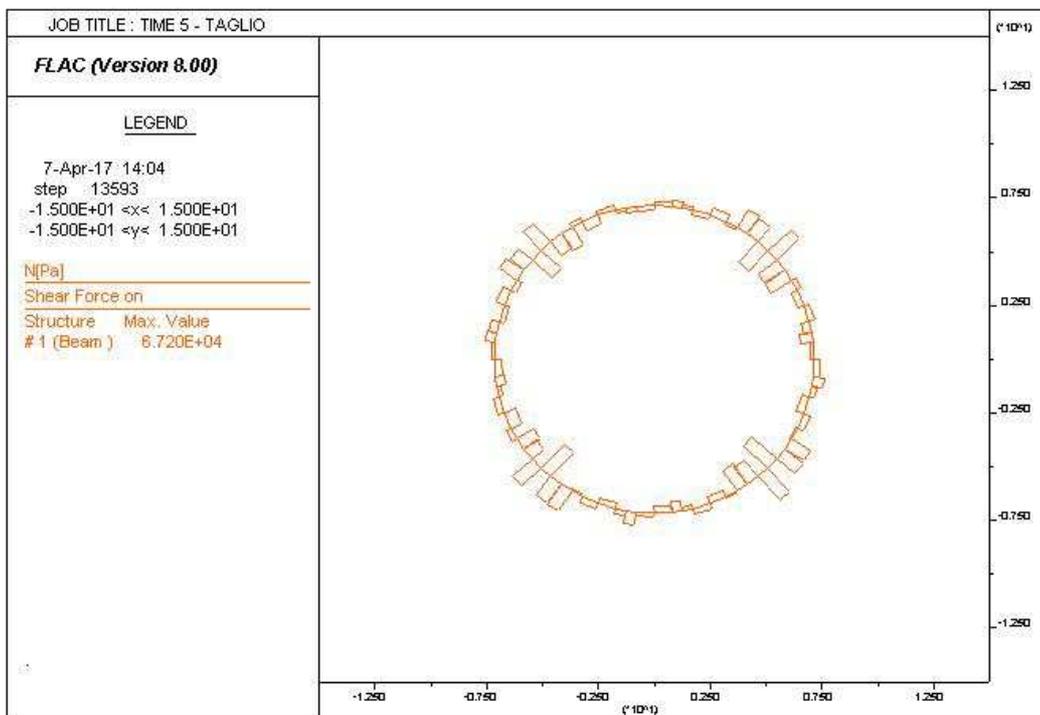
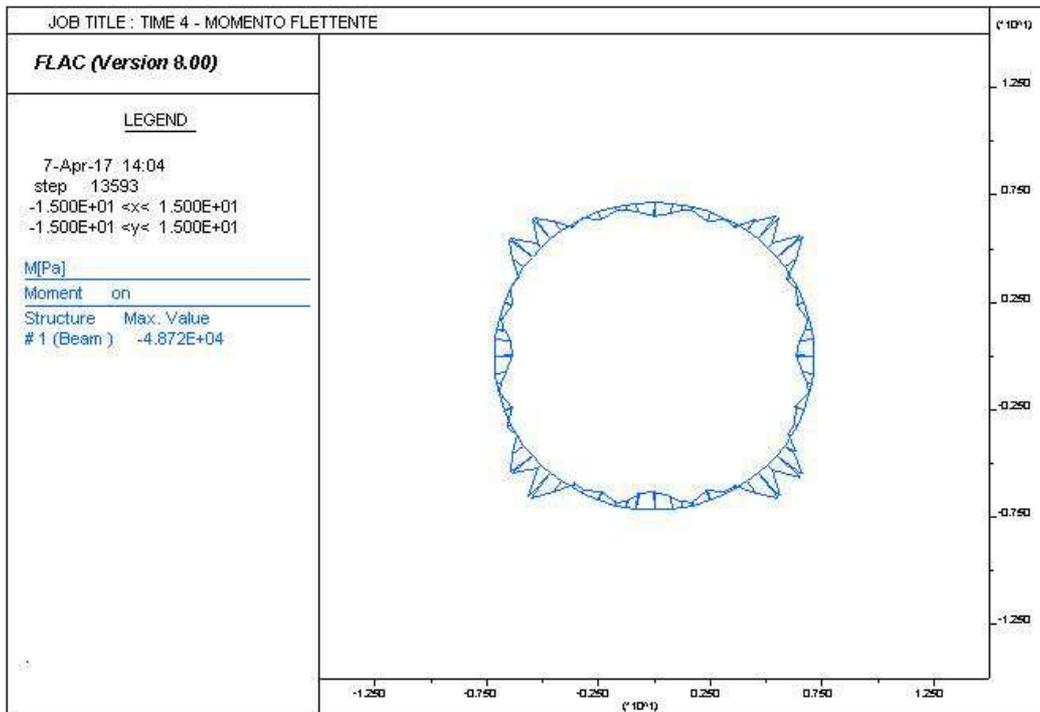
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



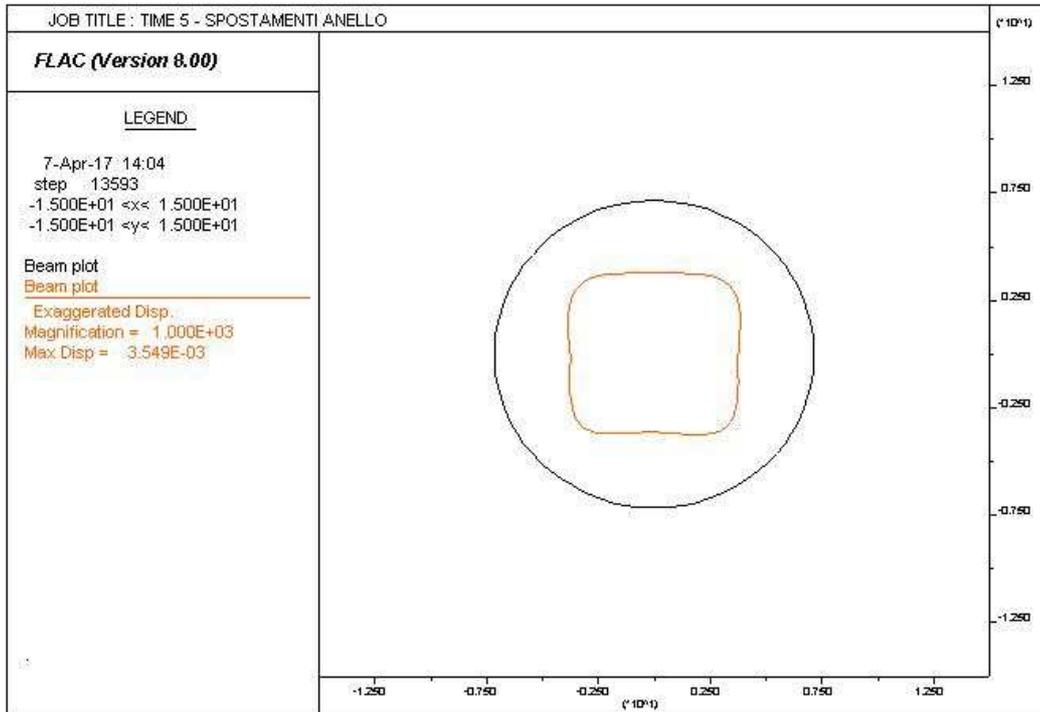
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



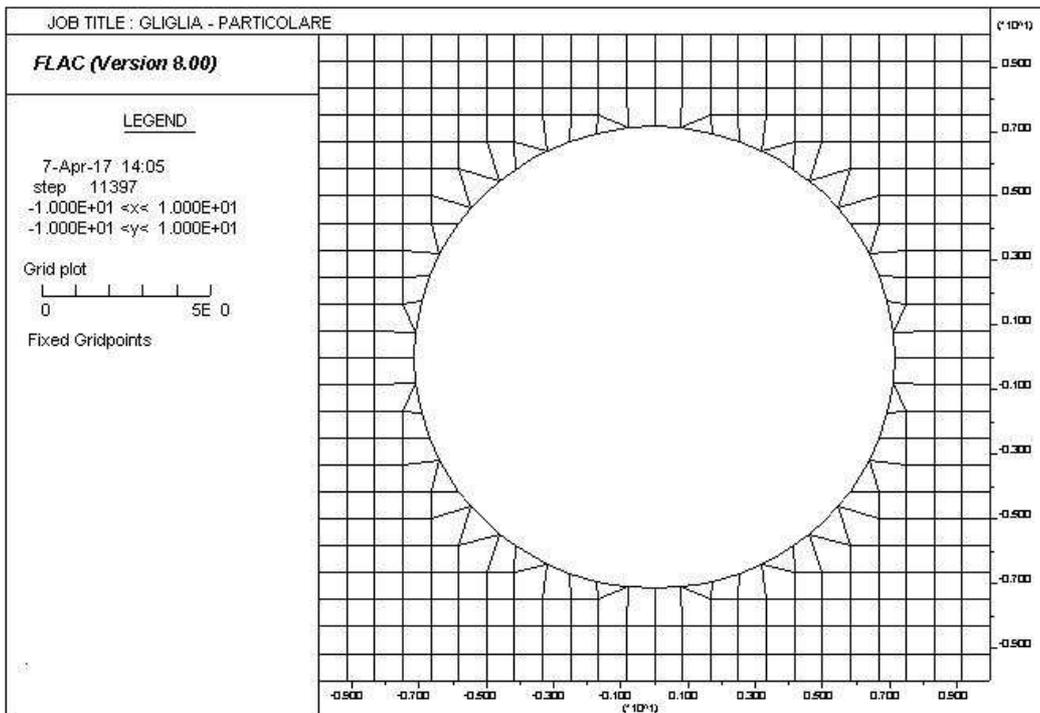
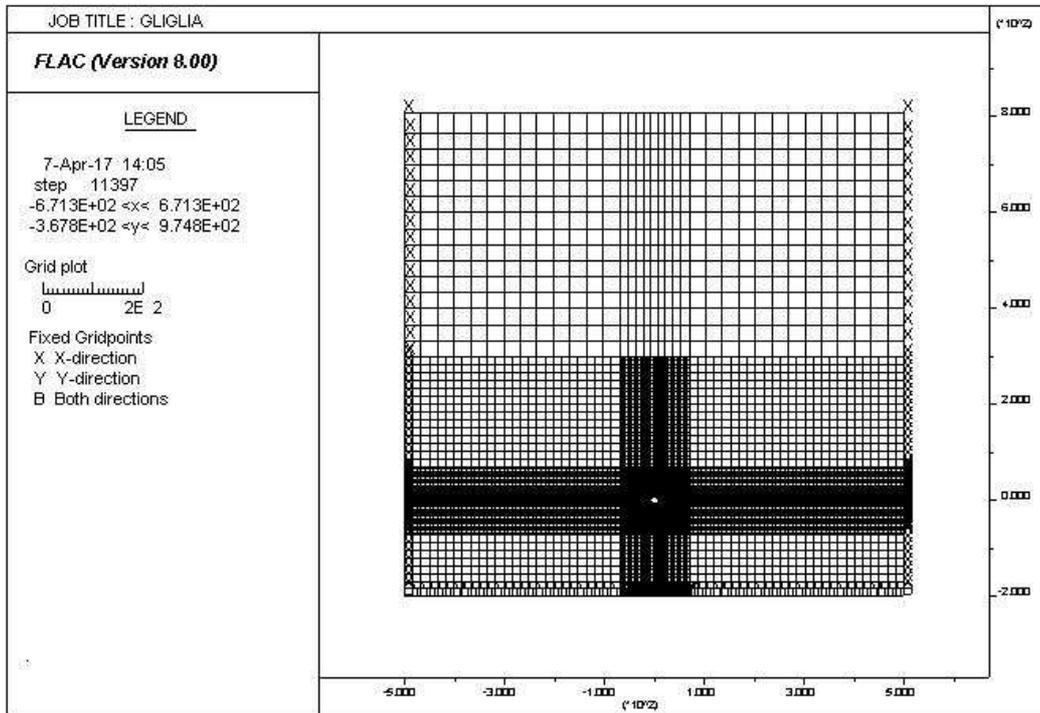
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



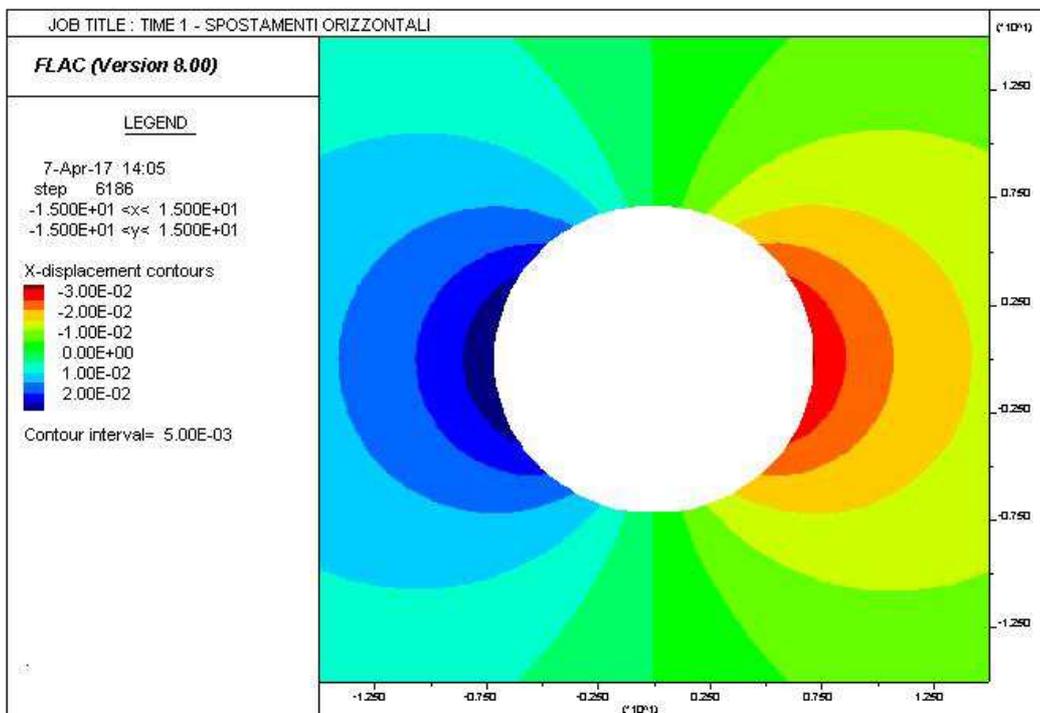
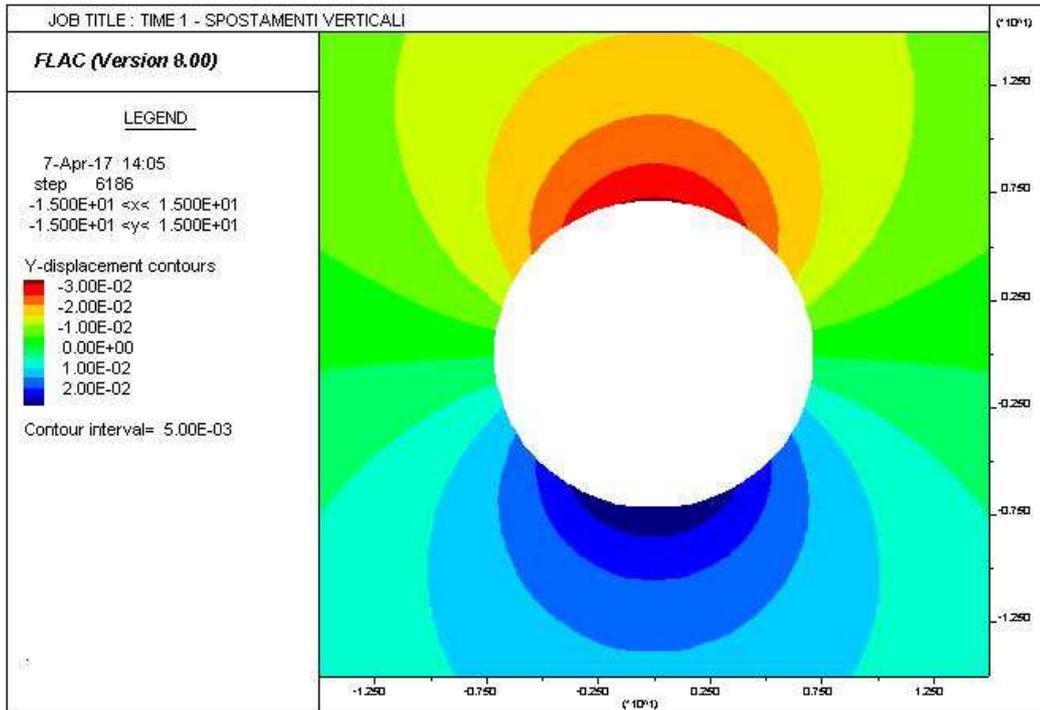
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



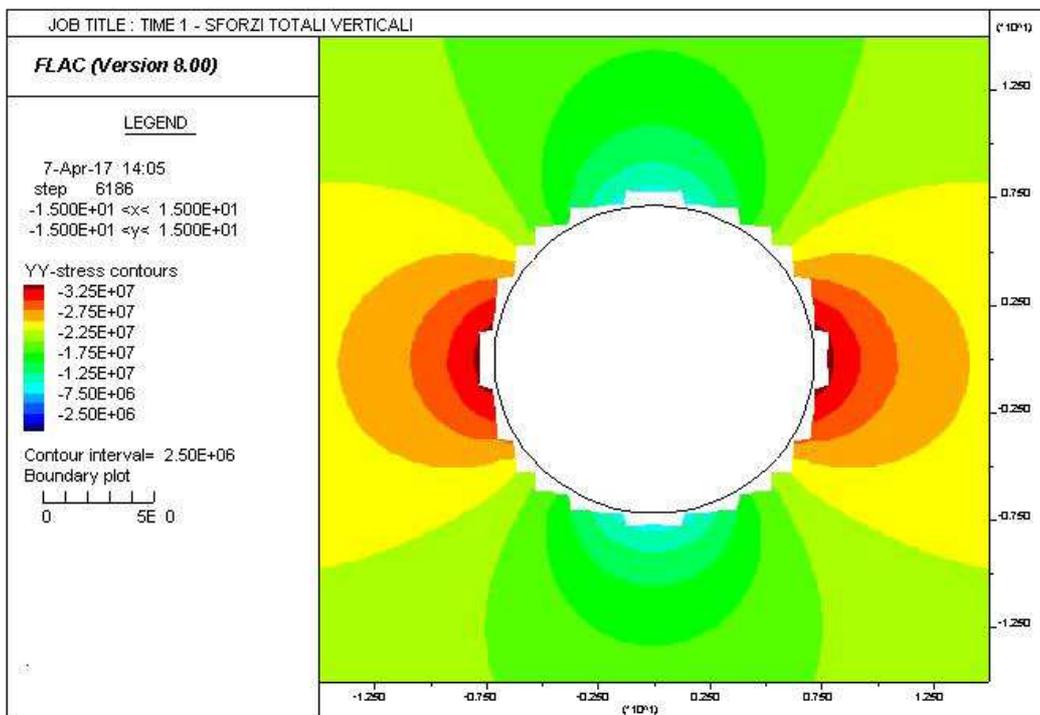
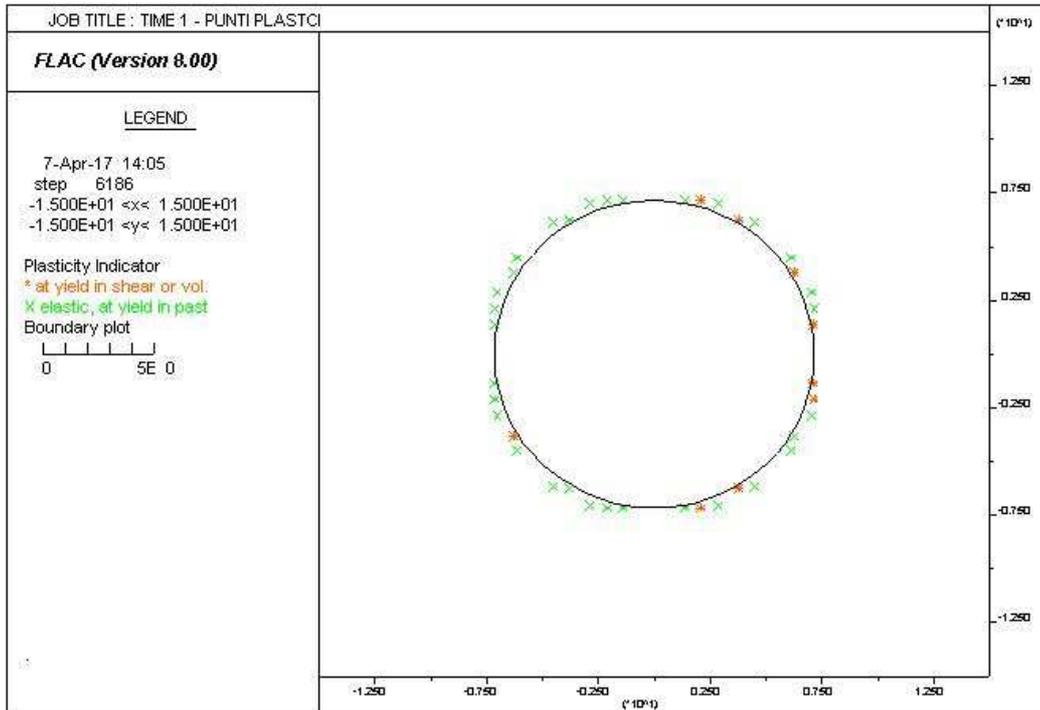
19.4 SEZIONE 4



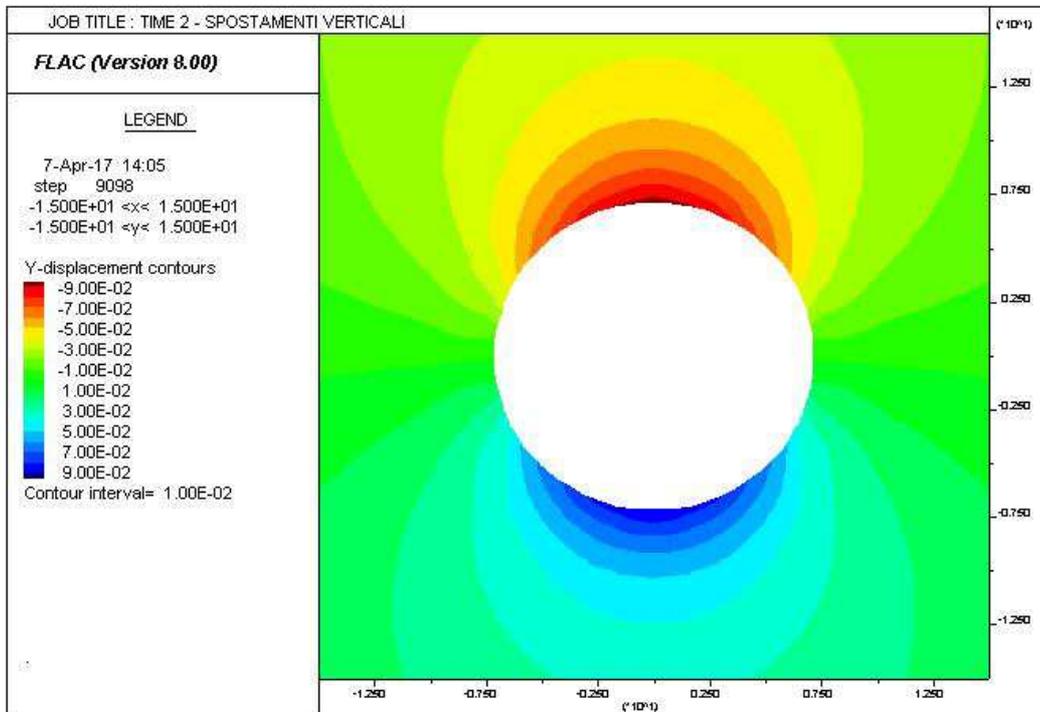
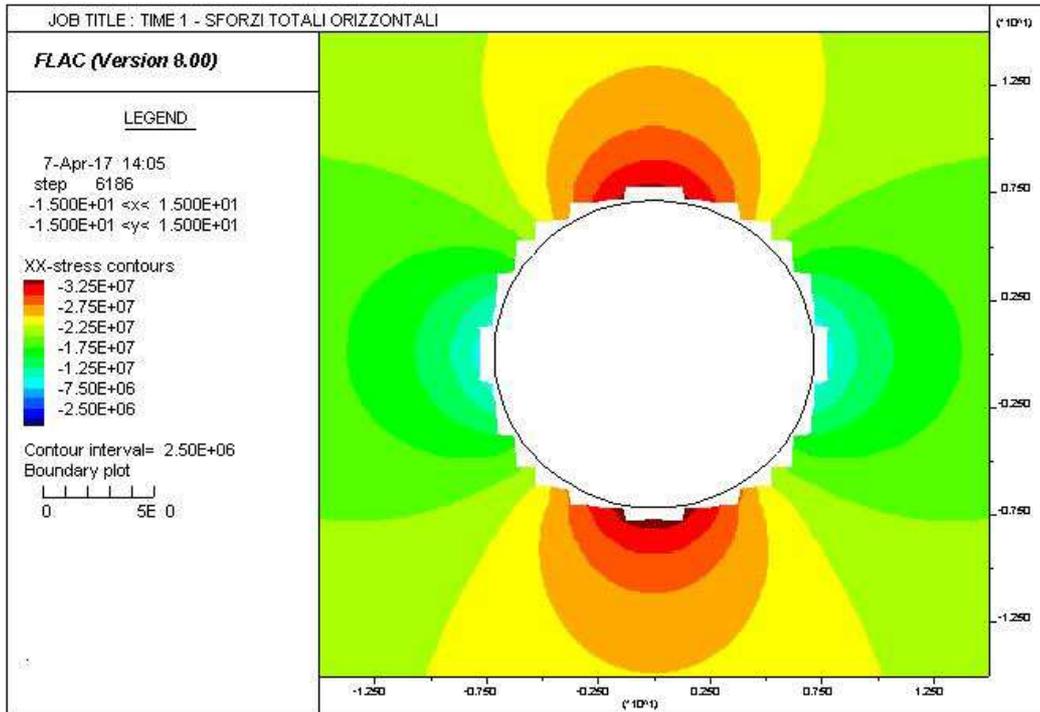
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



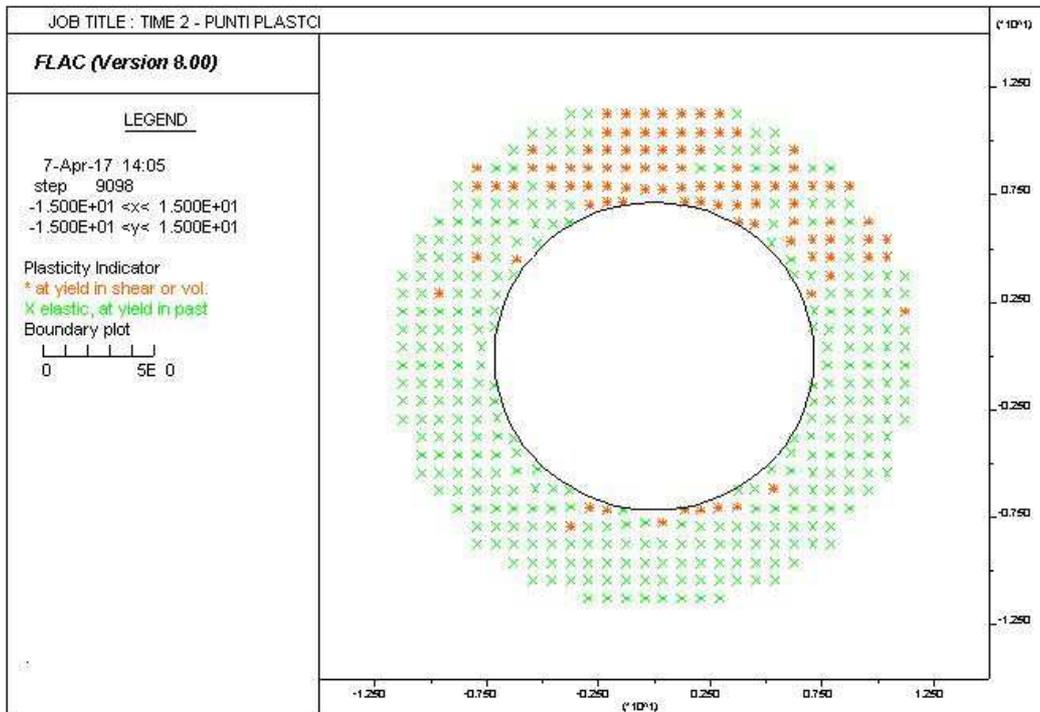
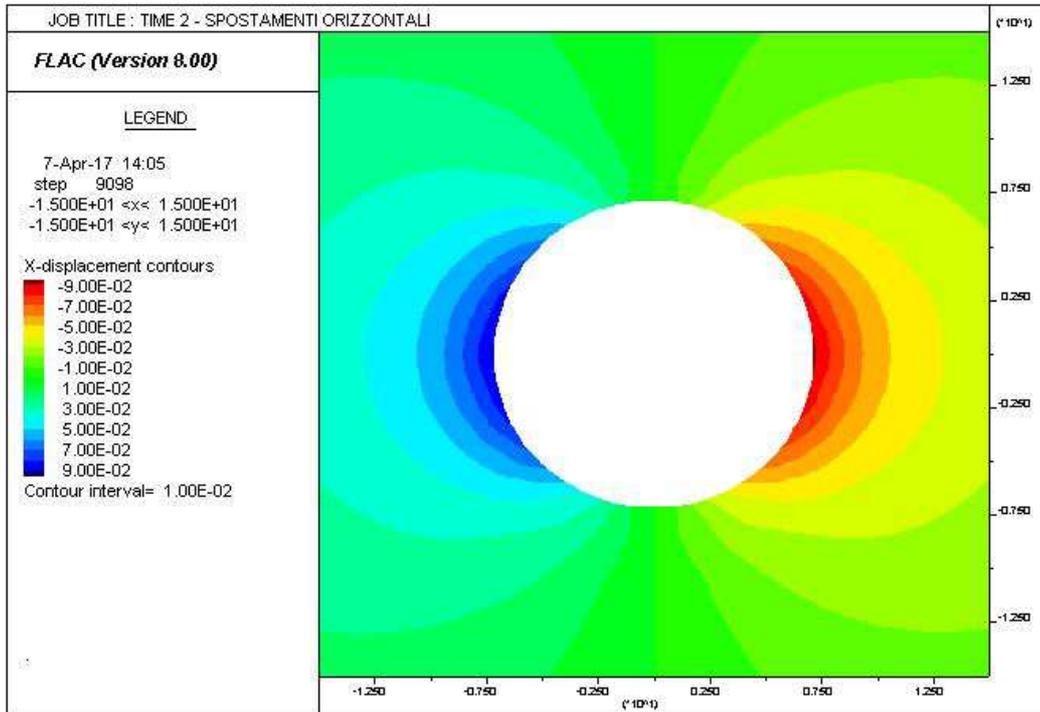
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



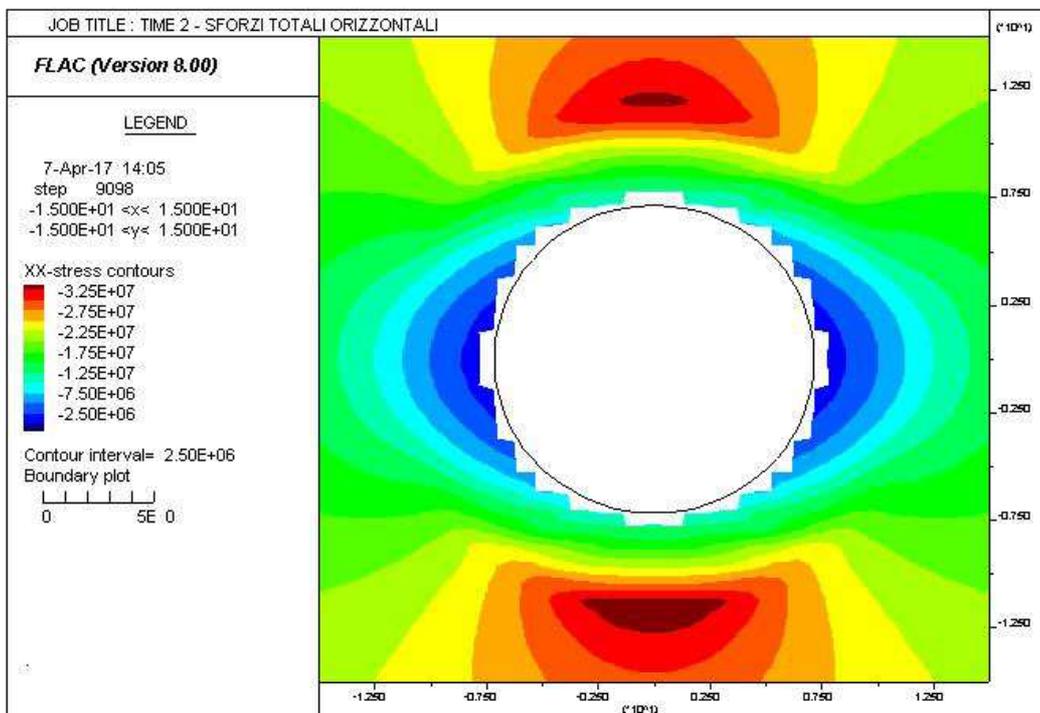
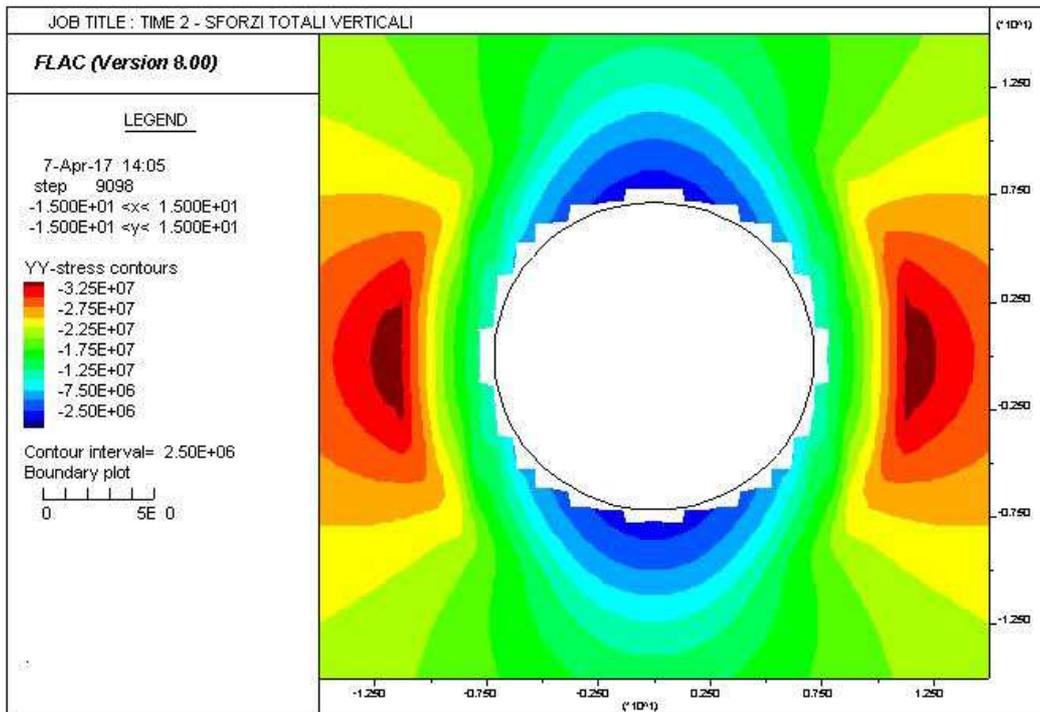
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



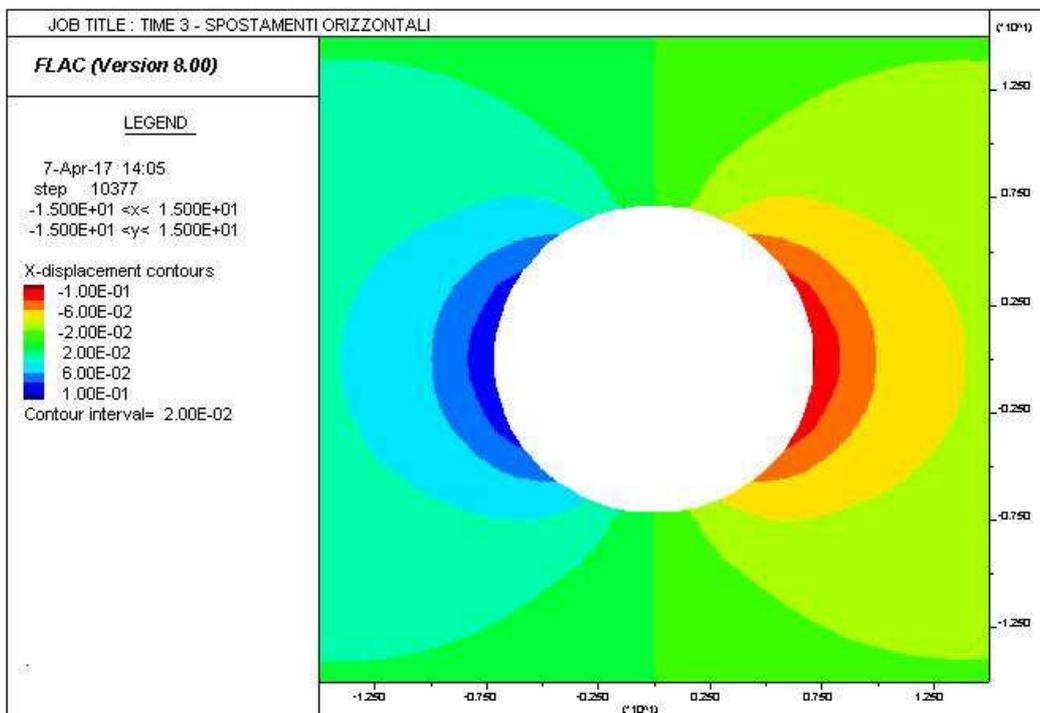
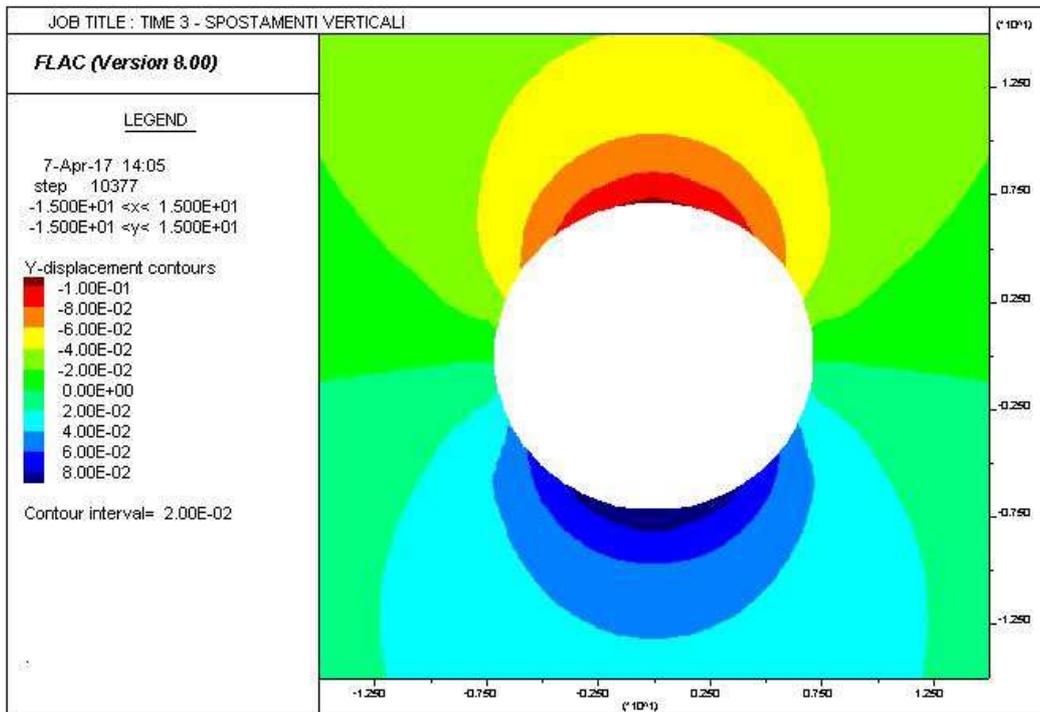
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



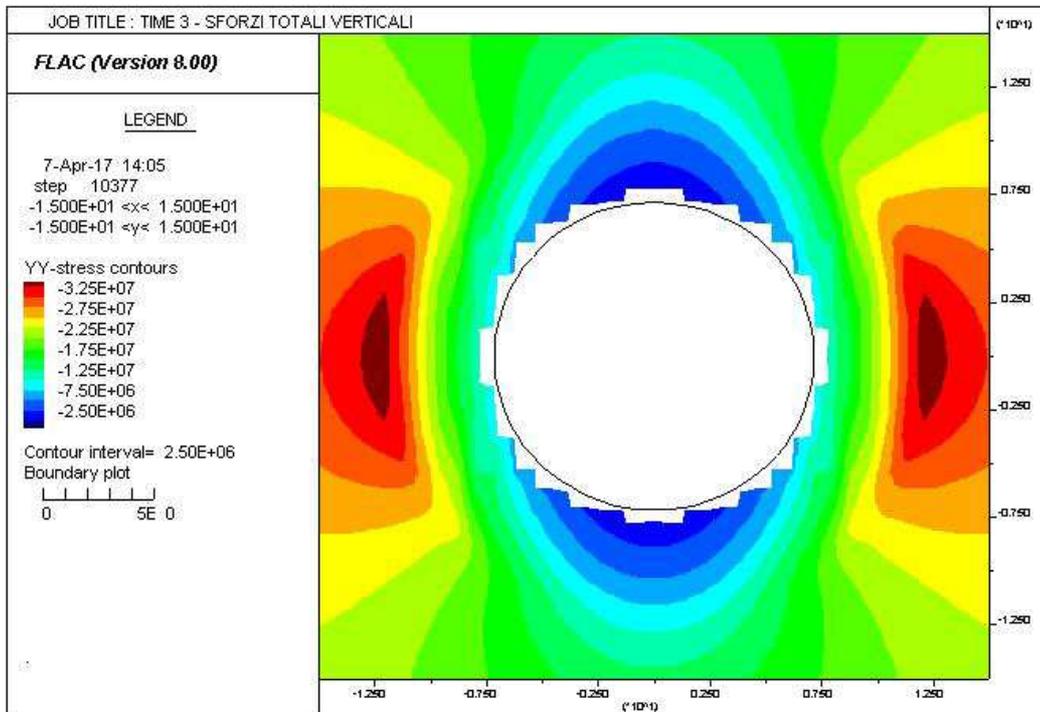
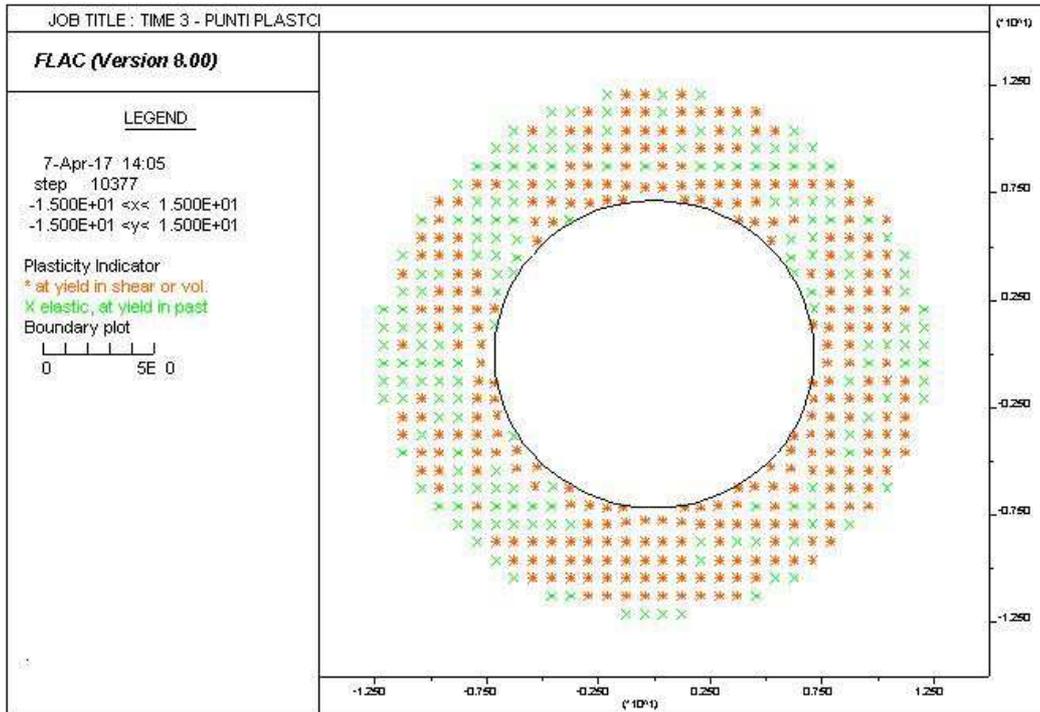
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



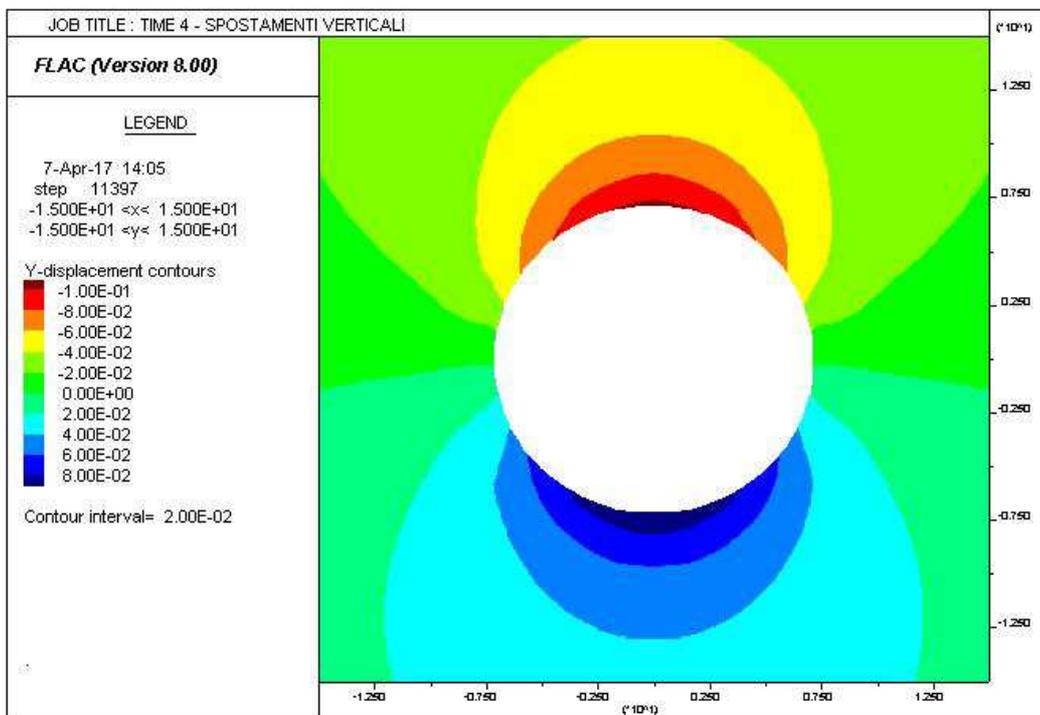
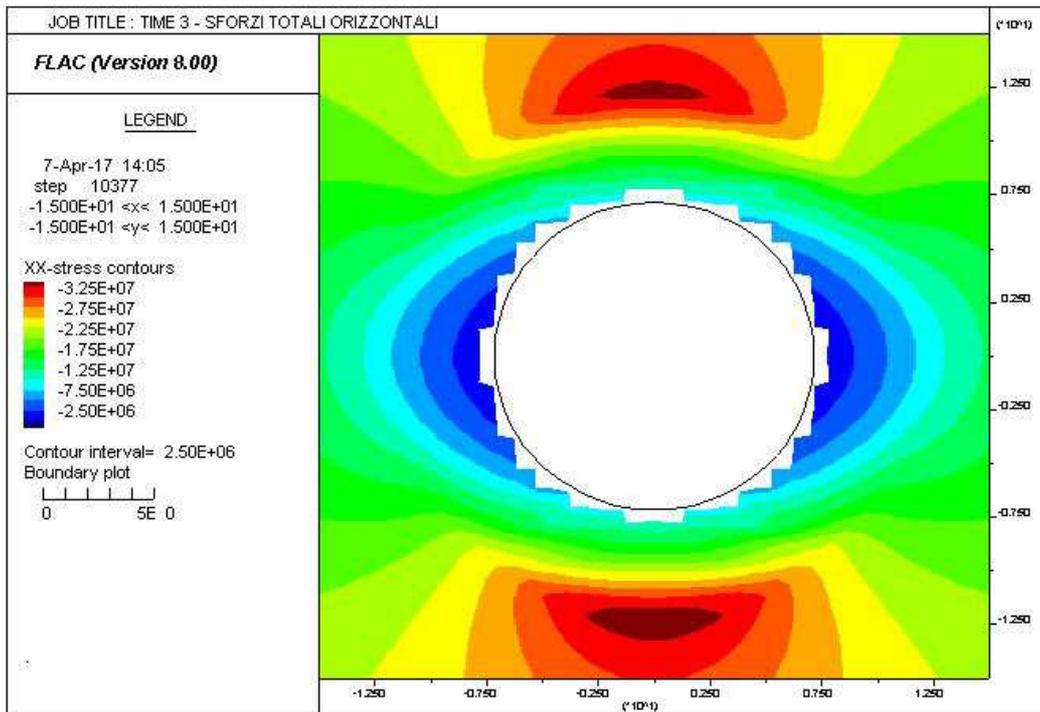
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



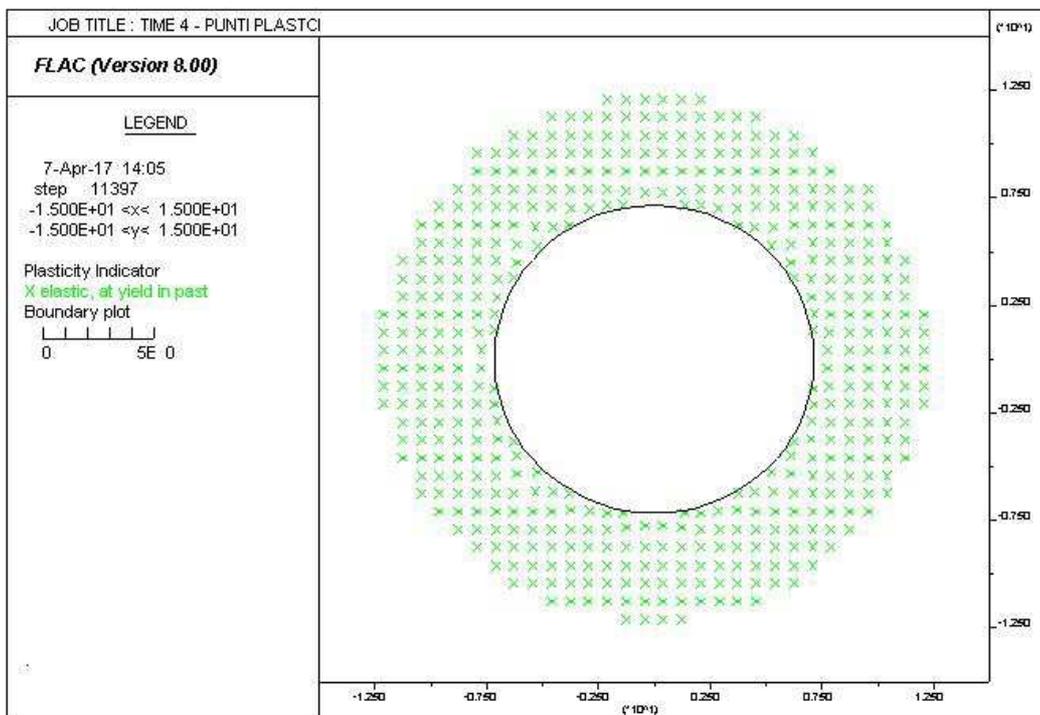
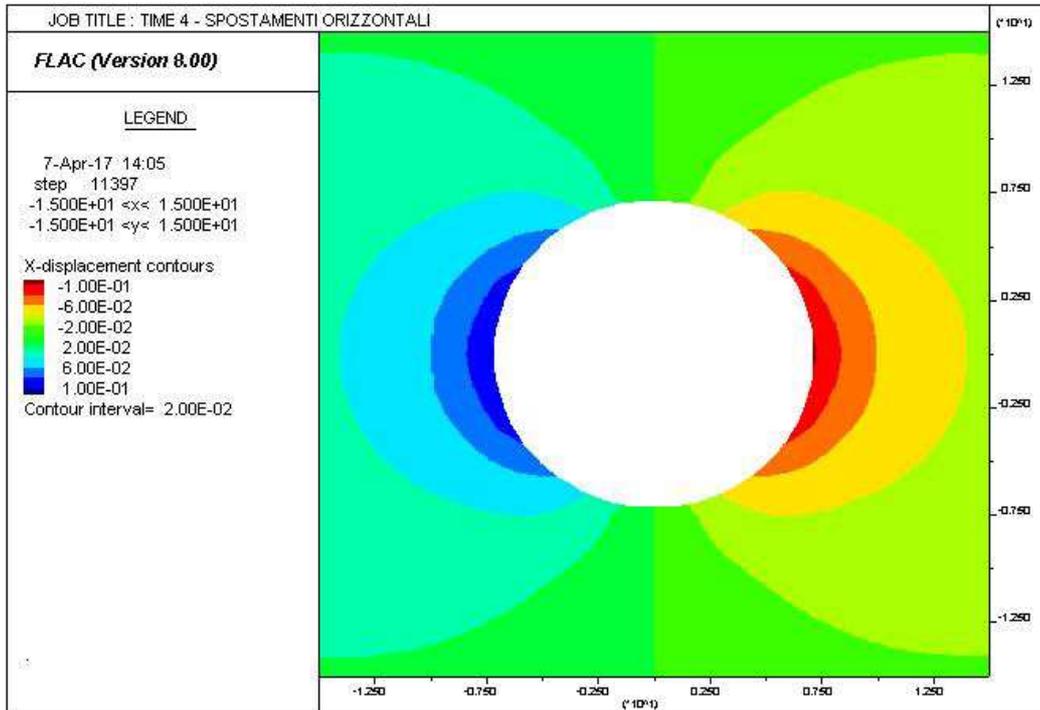
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



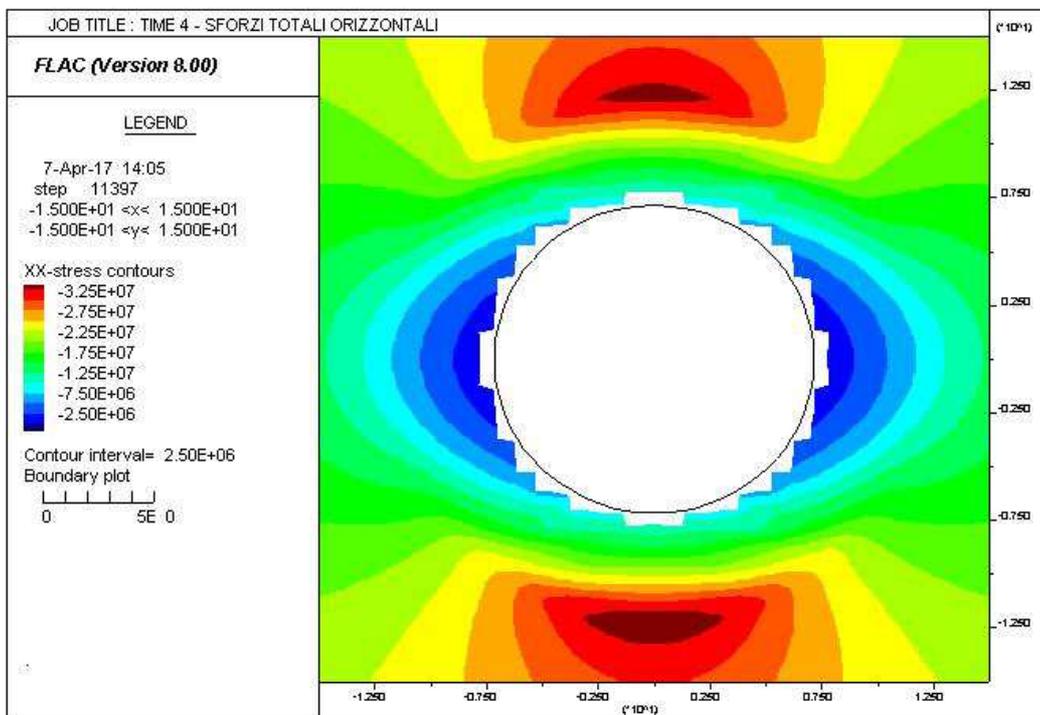
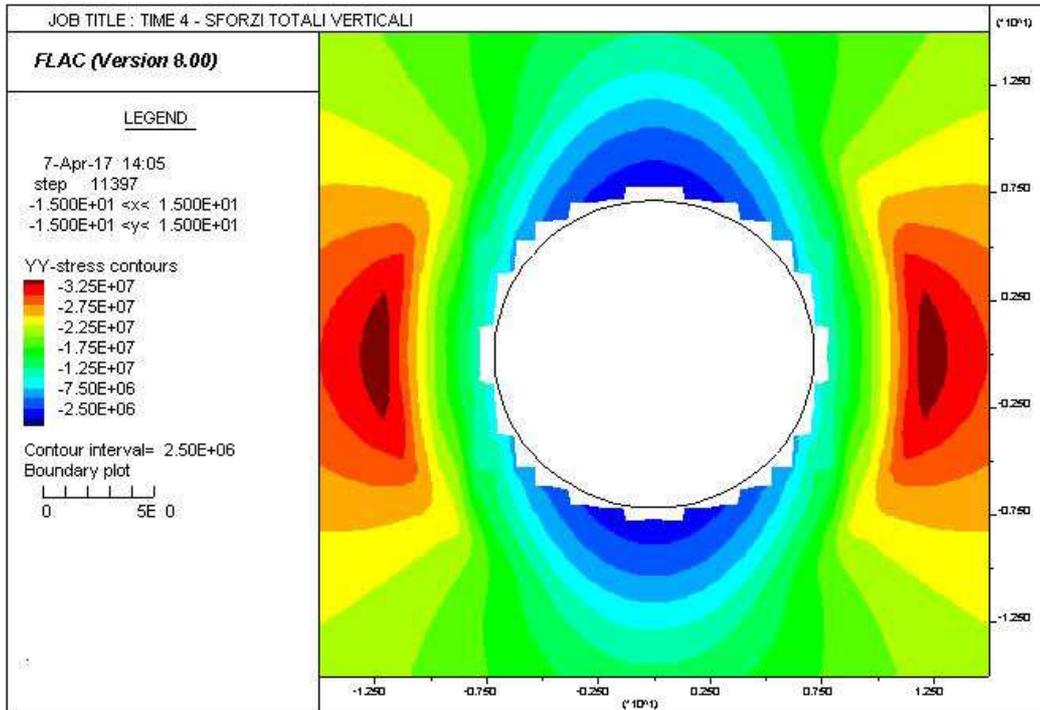
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



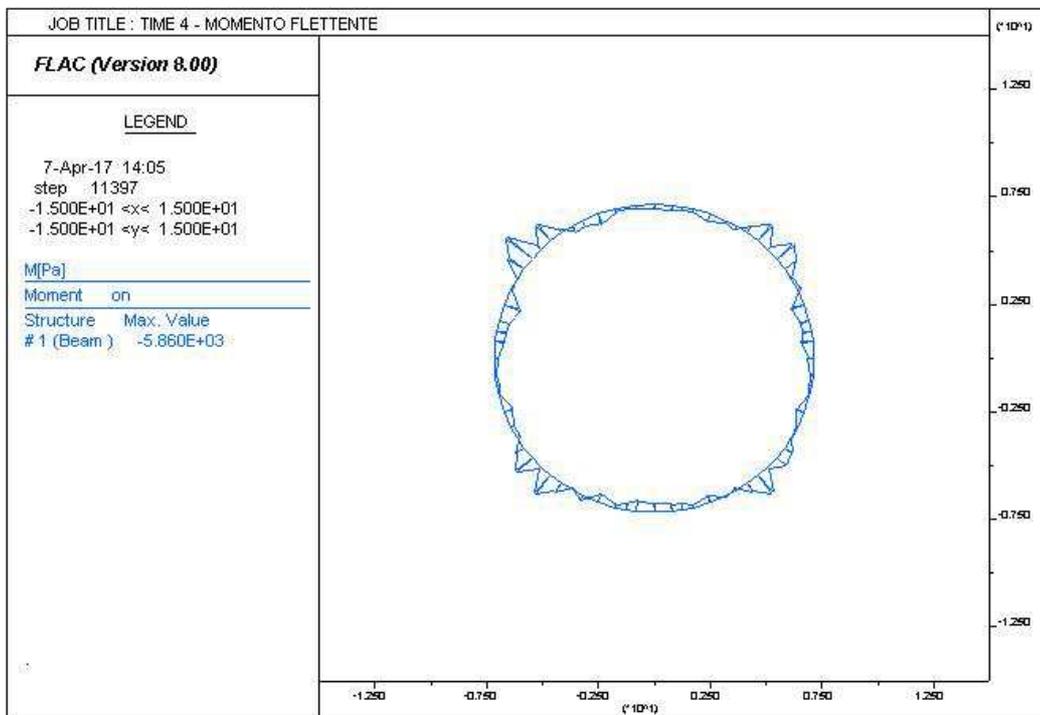
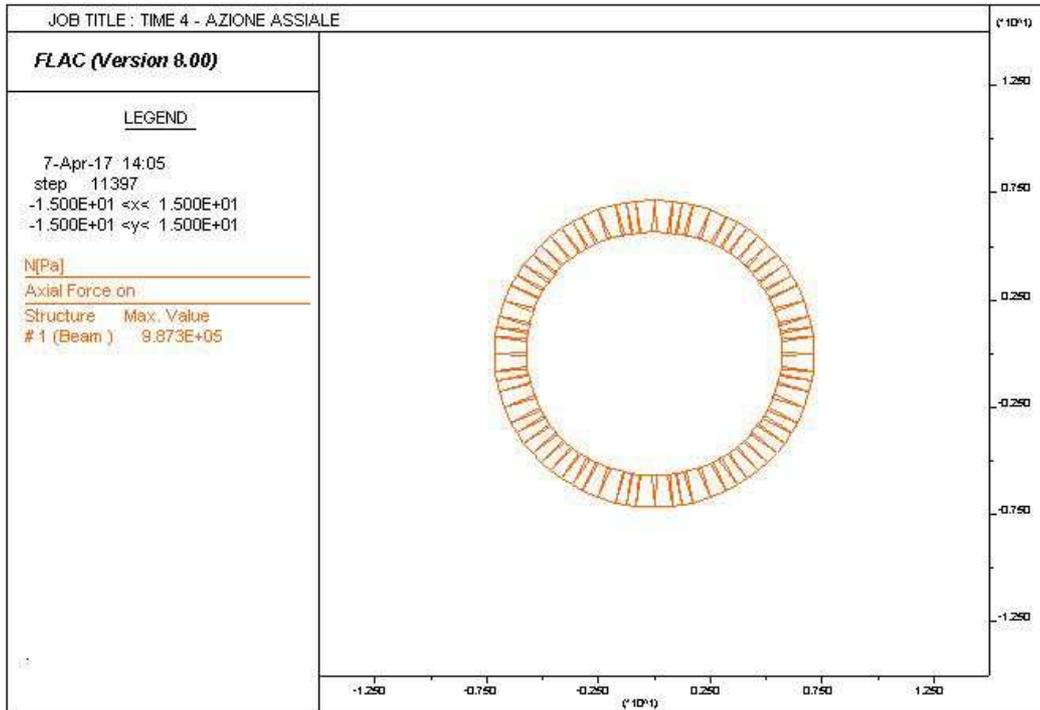
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



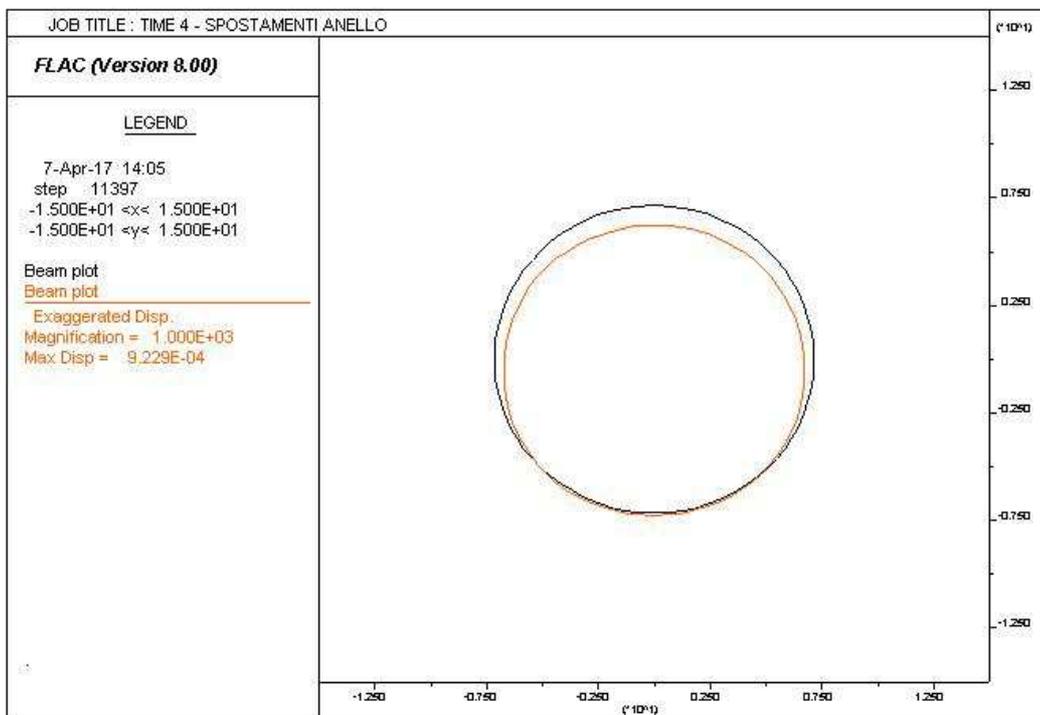
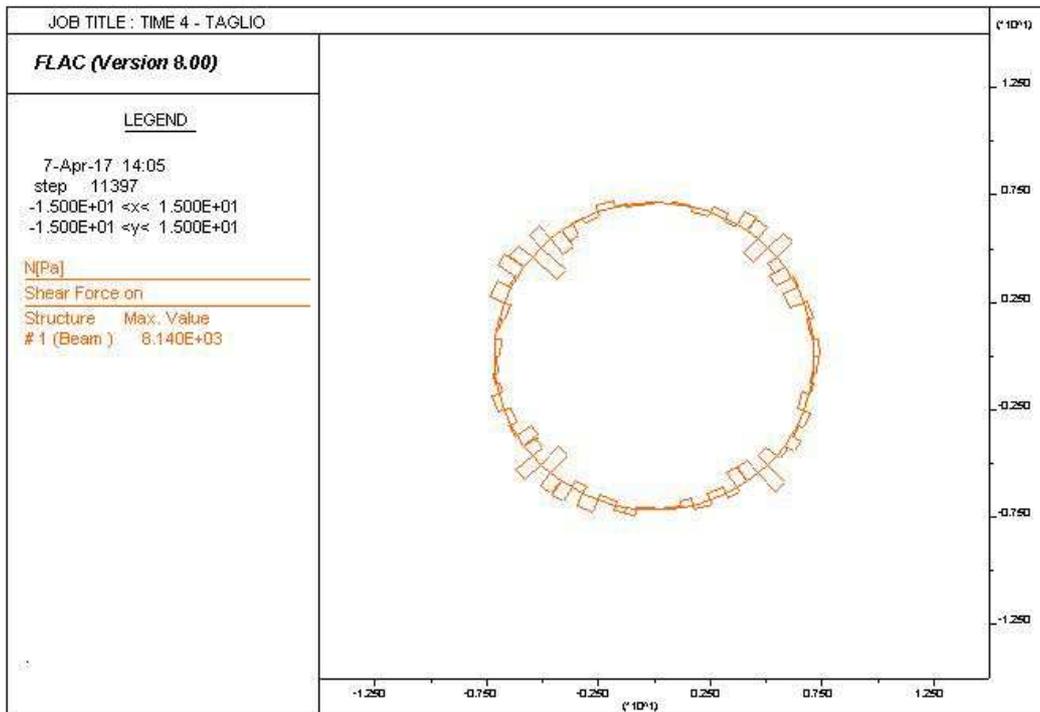
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



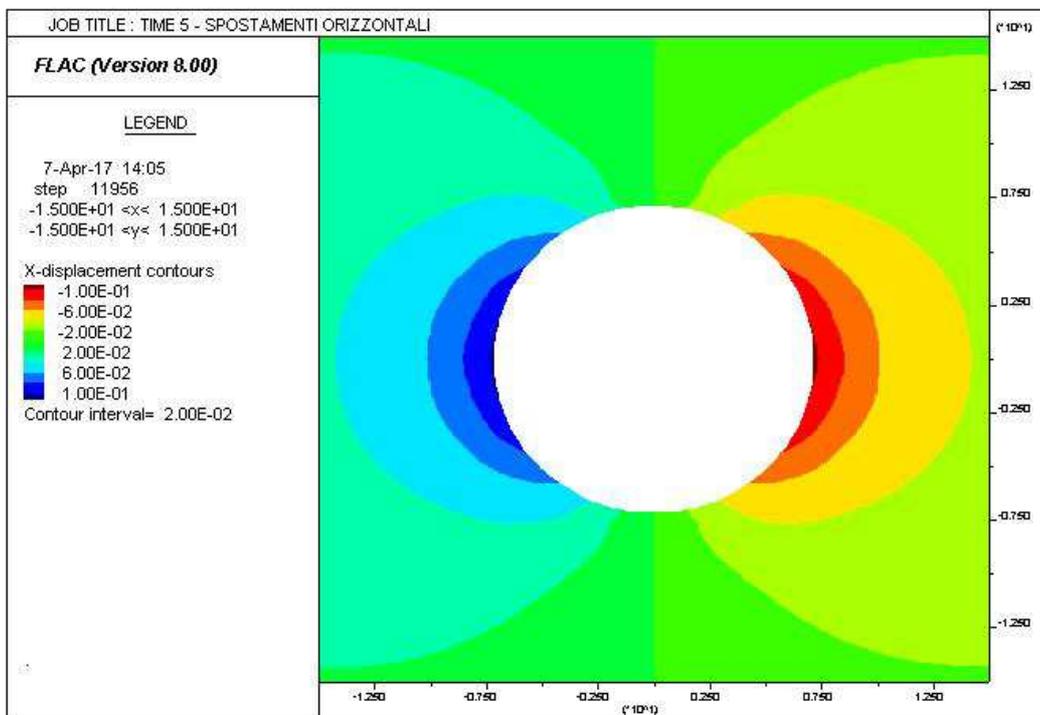
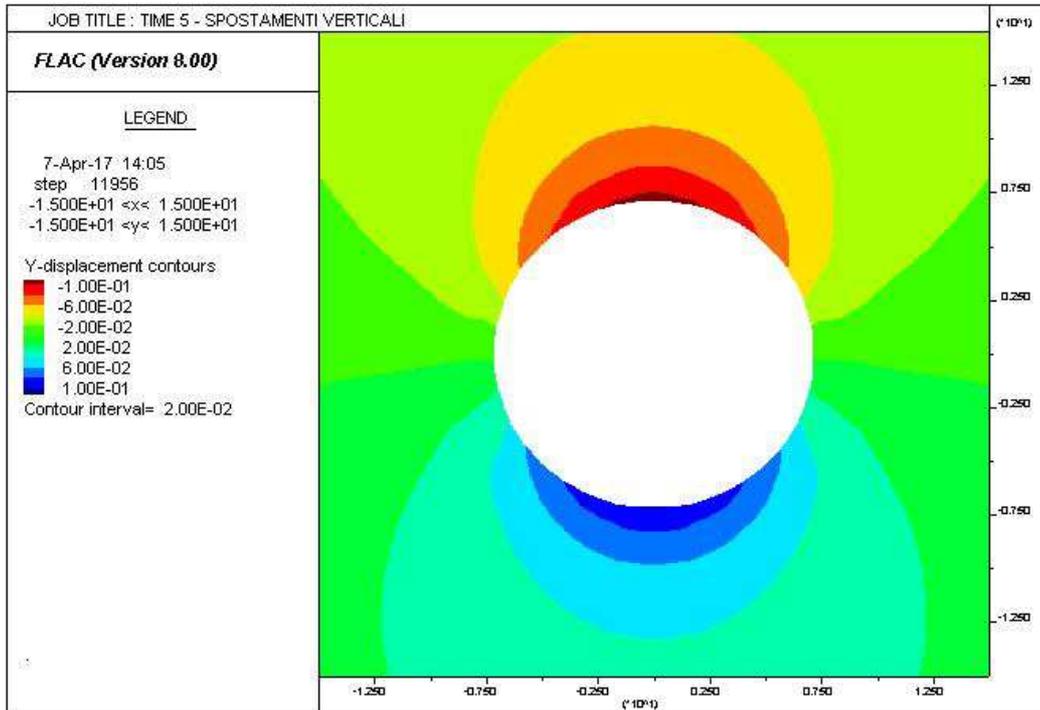
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



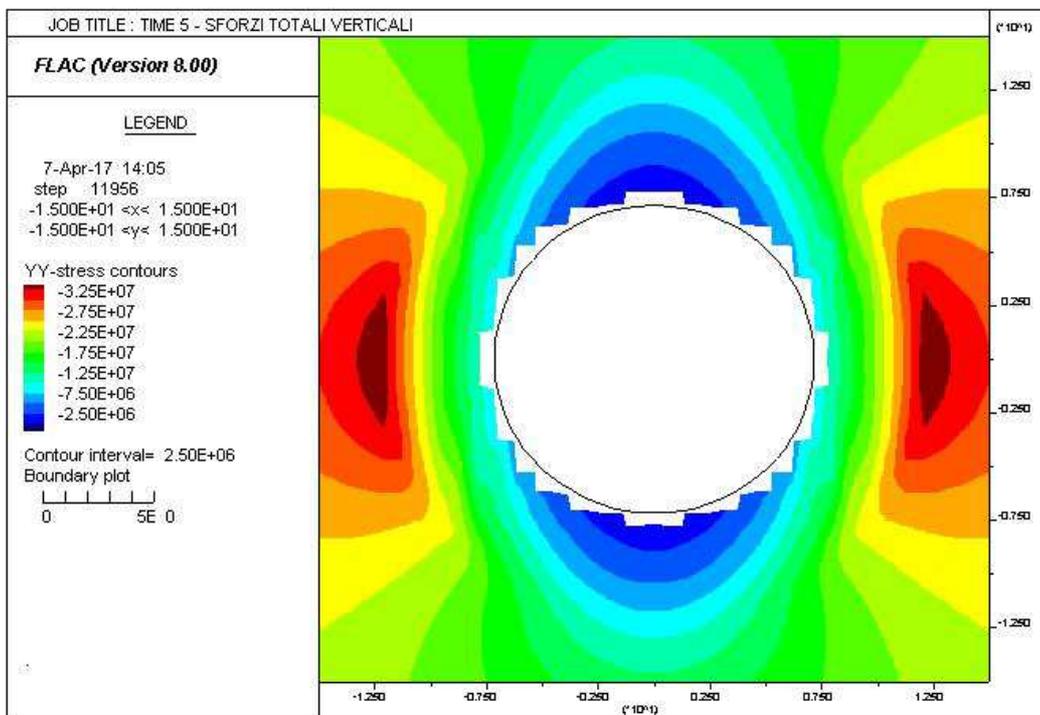
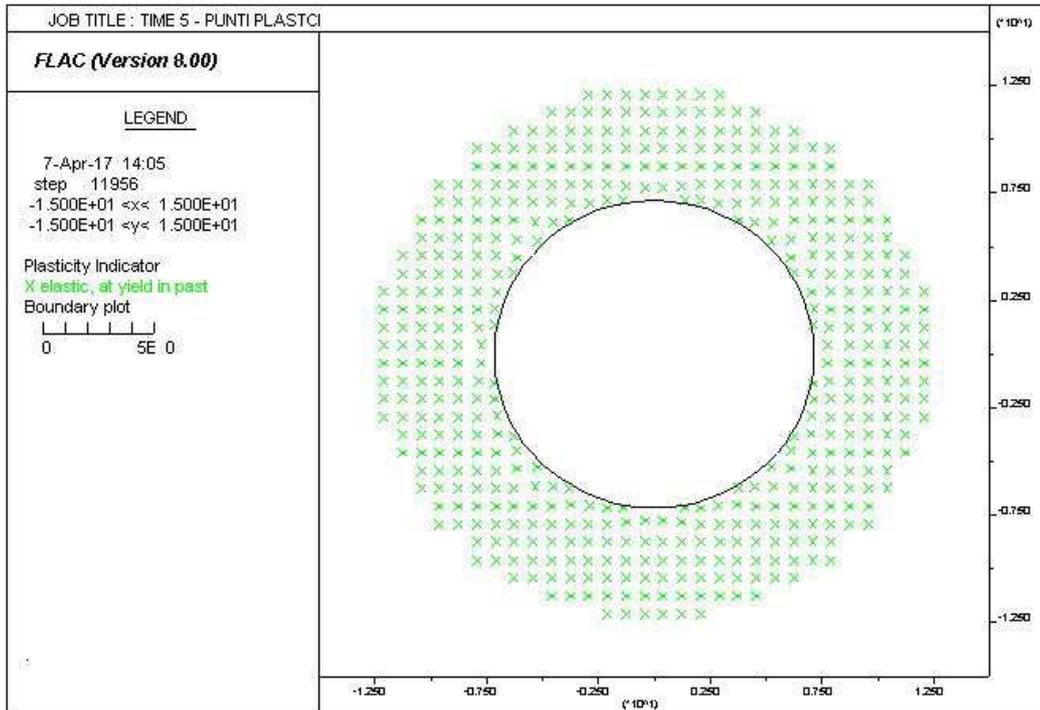
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



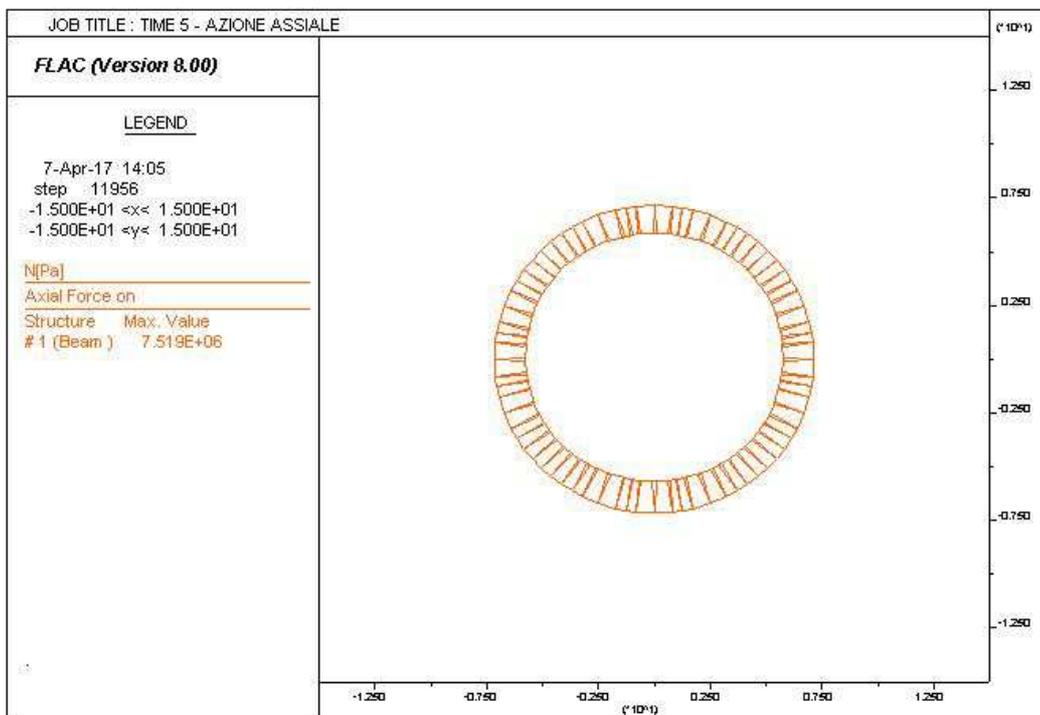
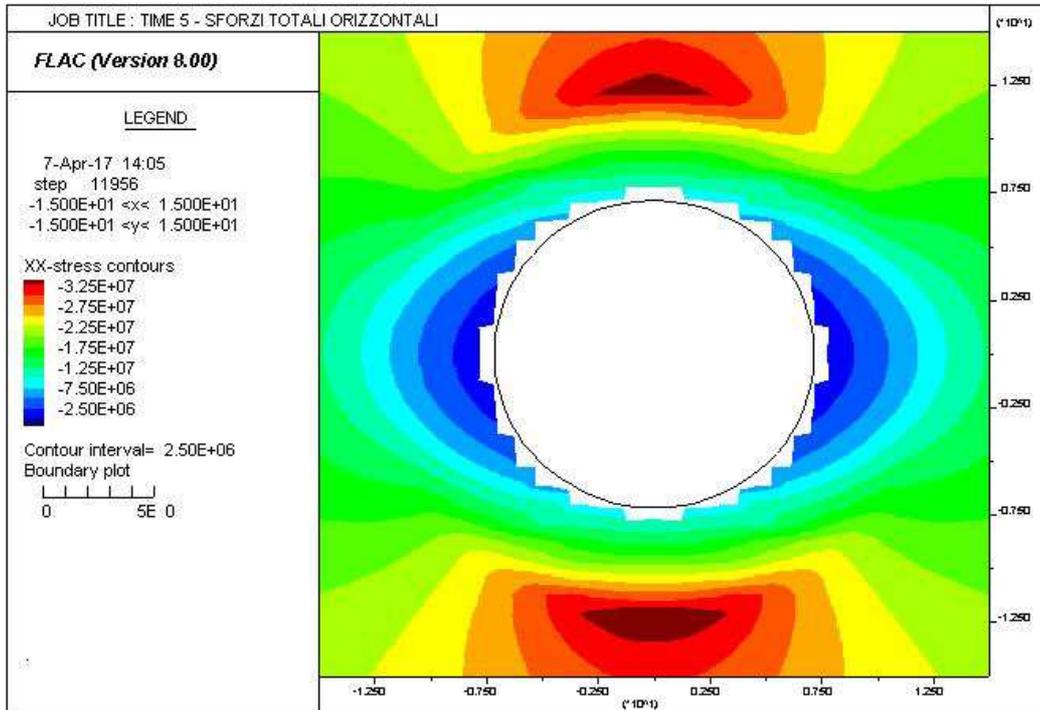
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



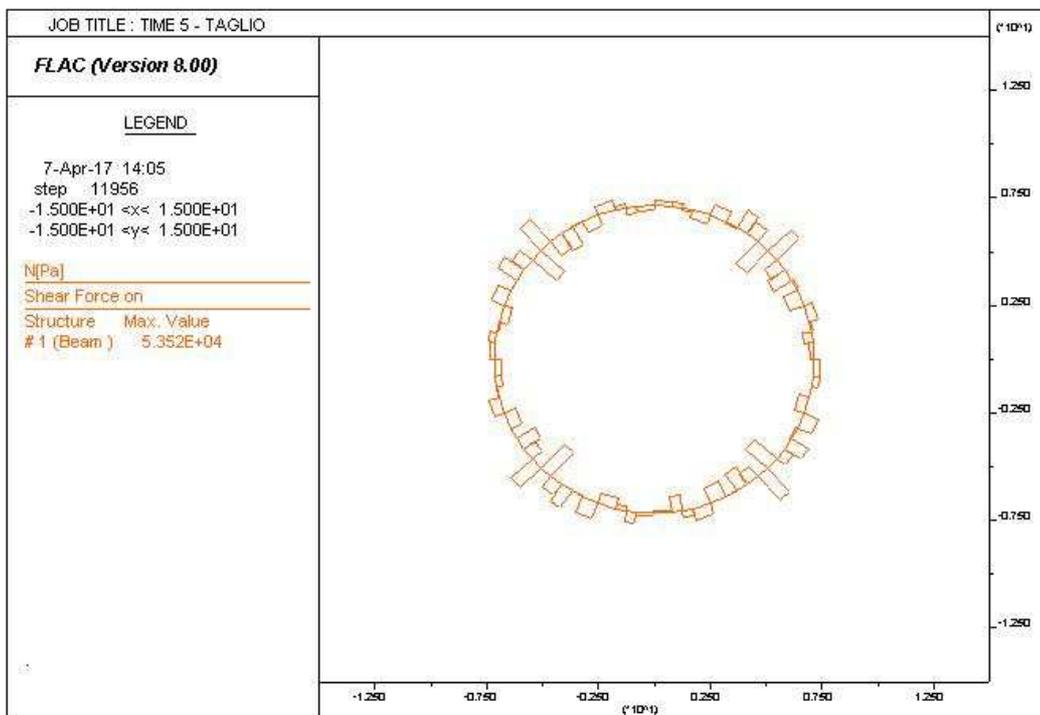
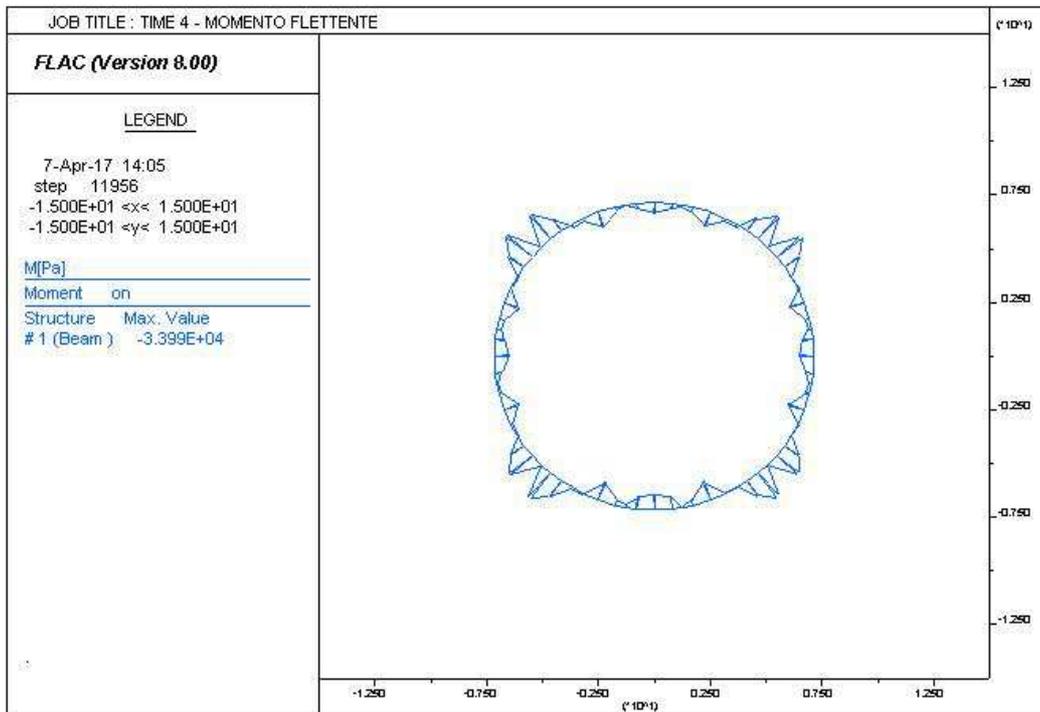
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



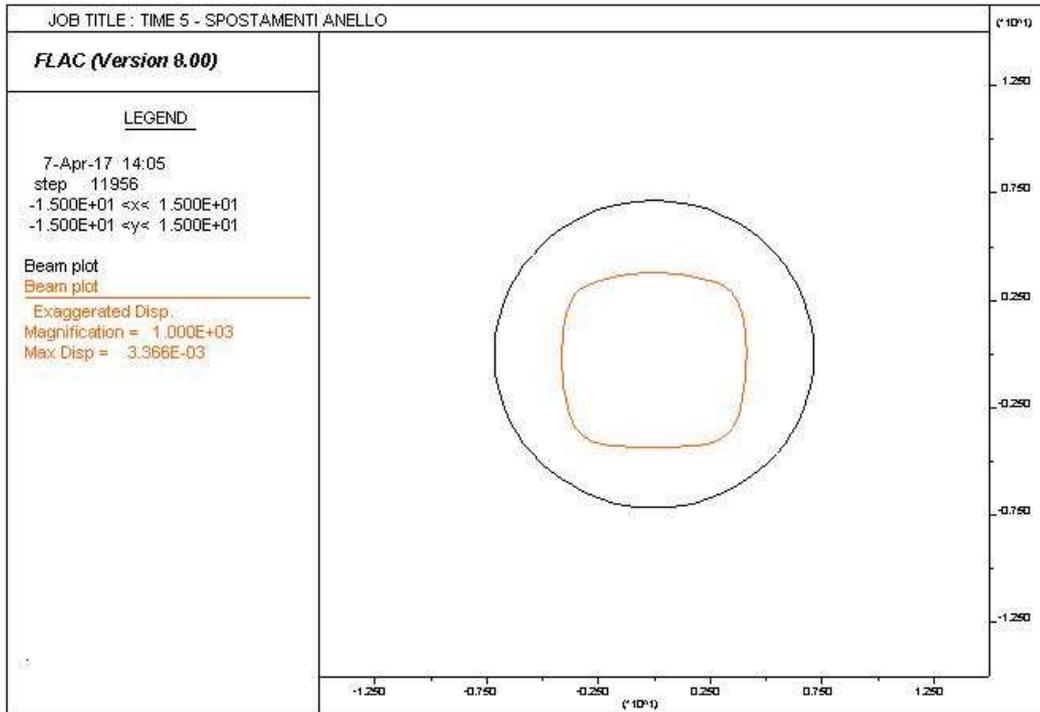
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



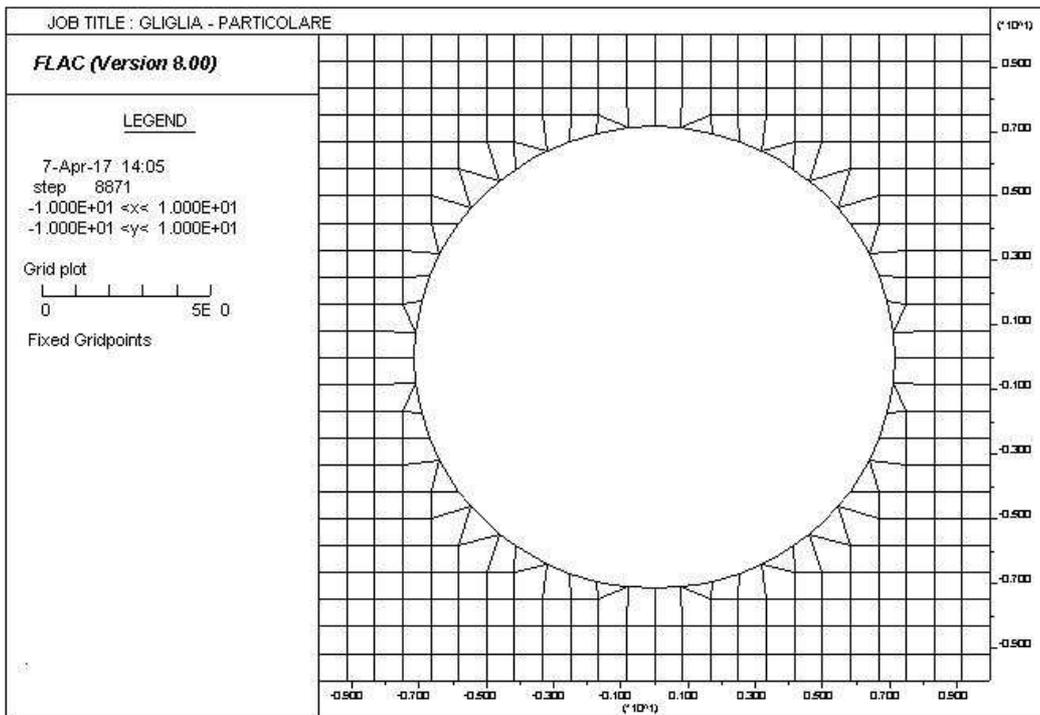
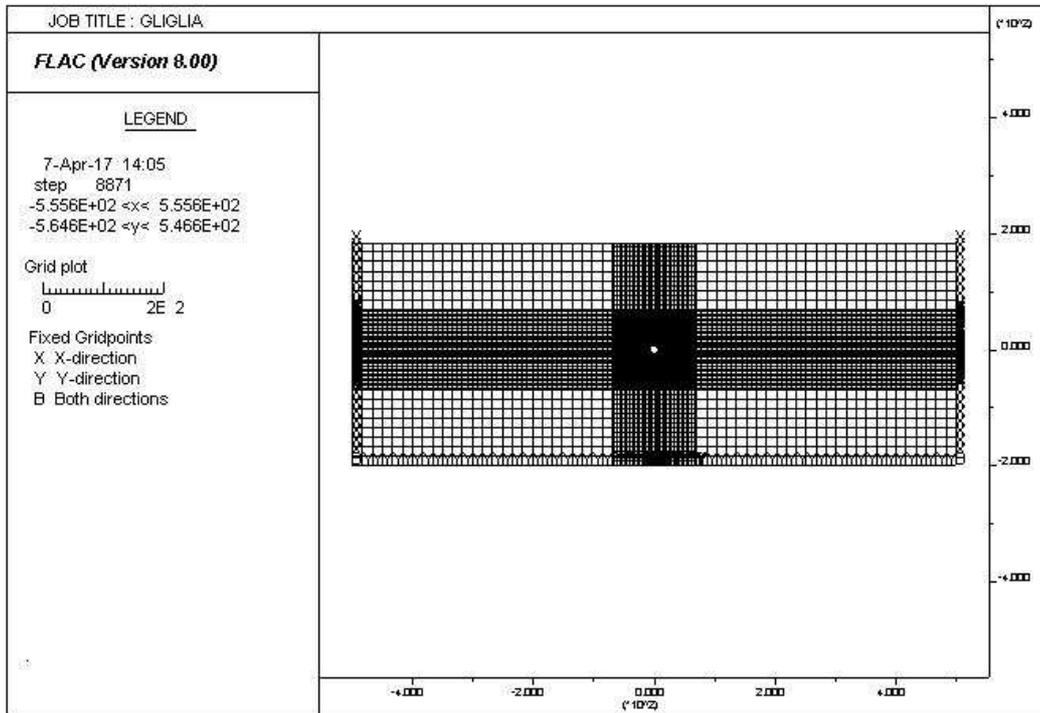
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



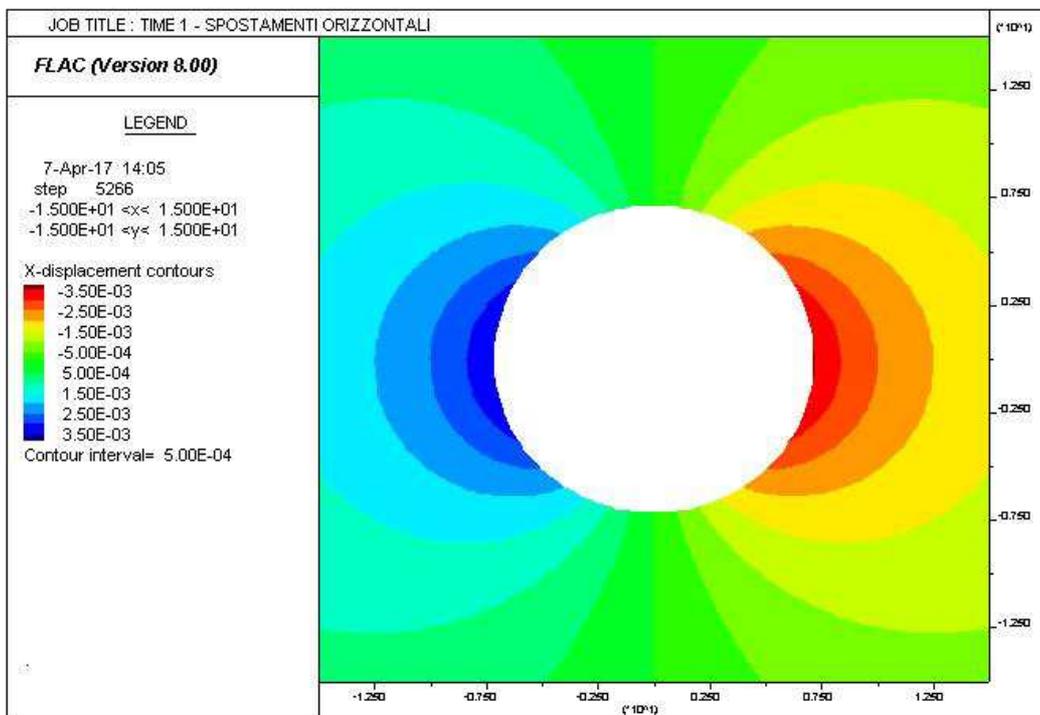
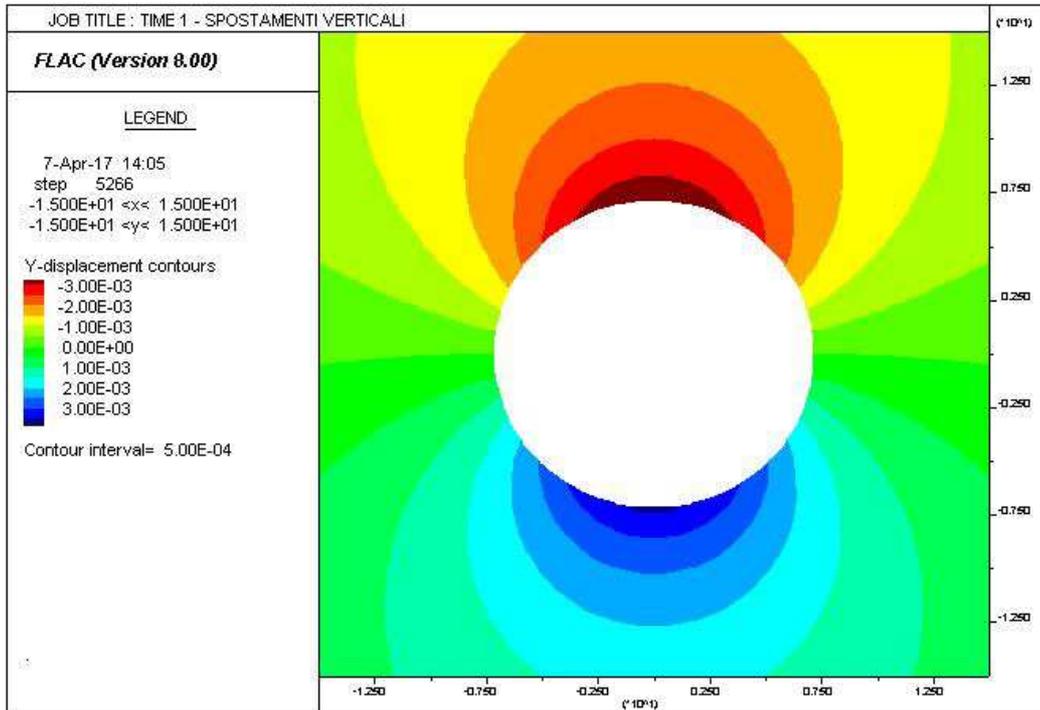
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



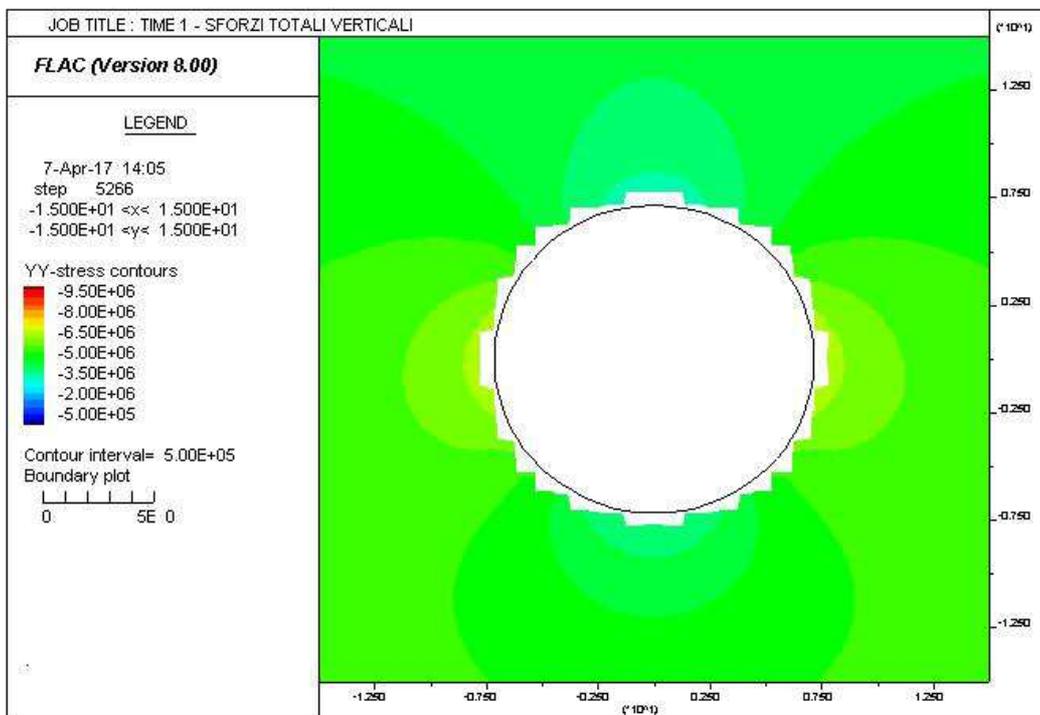
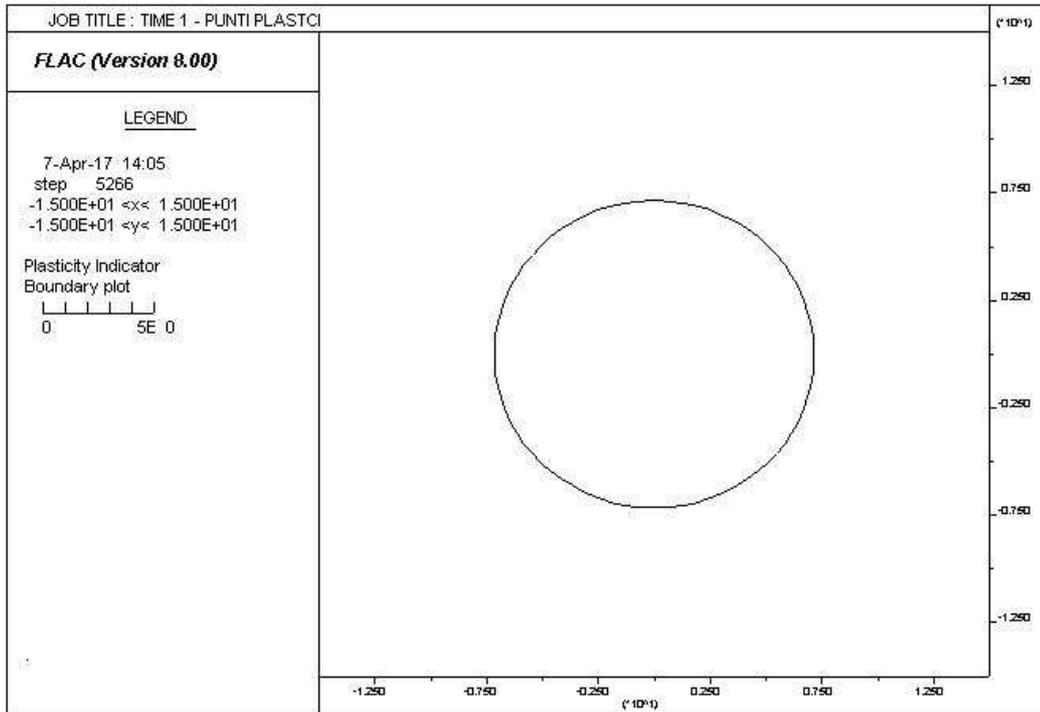
19.5 SEZIONE 5



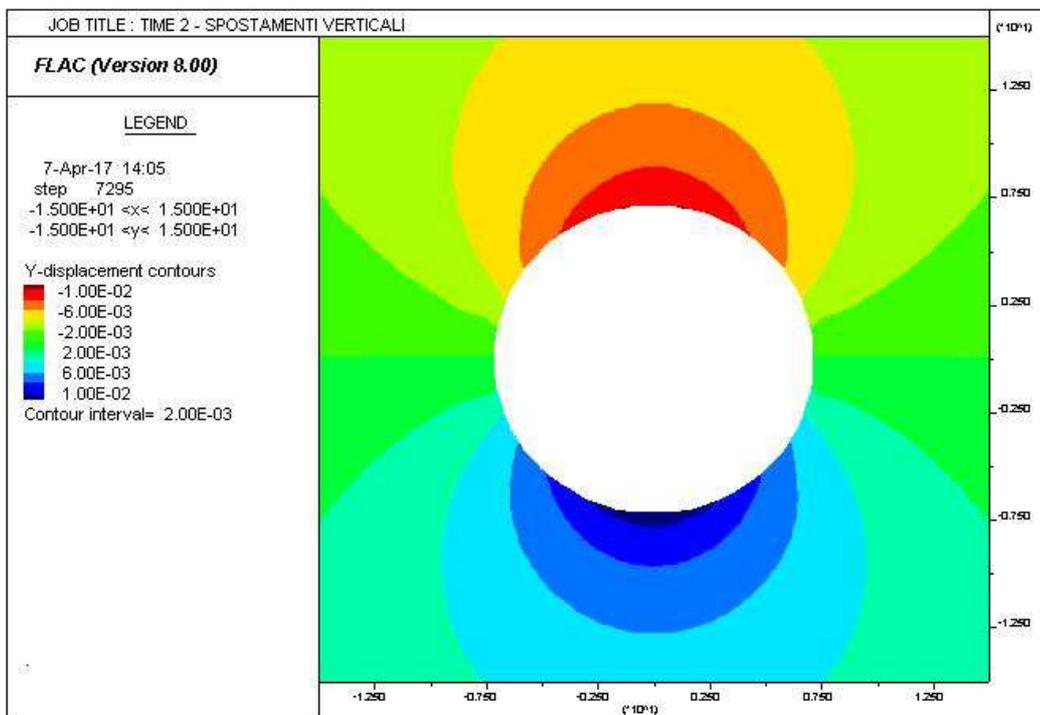
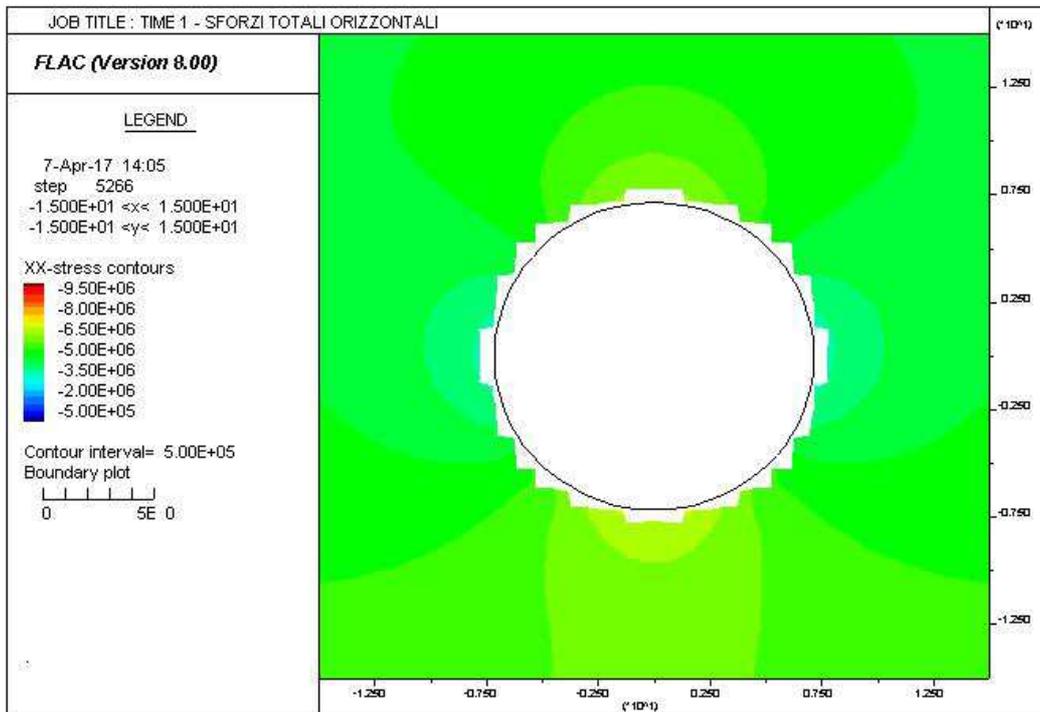
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



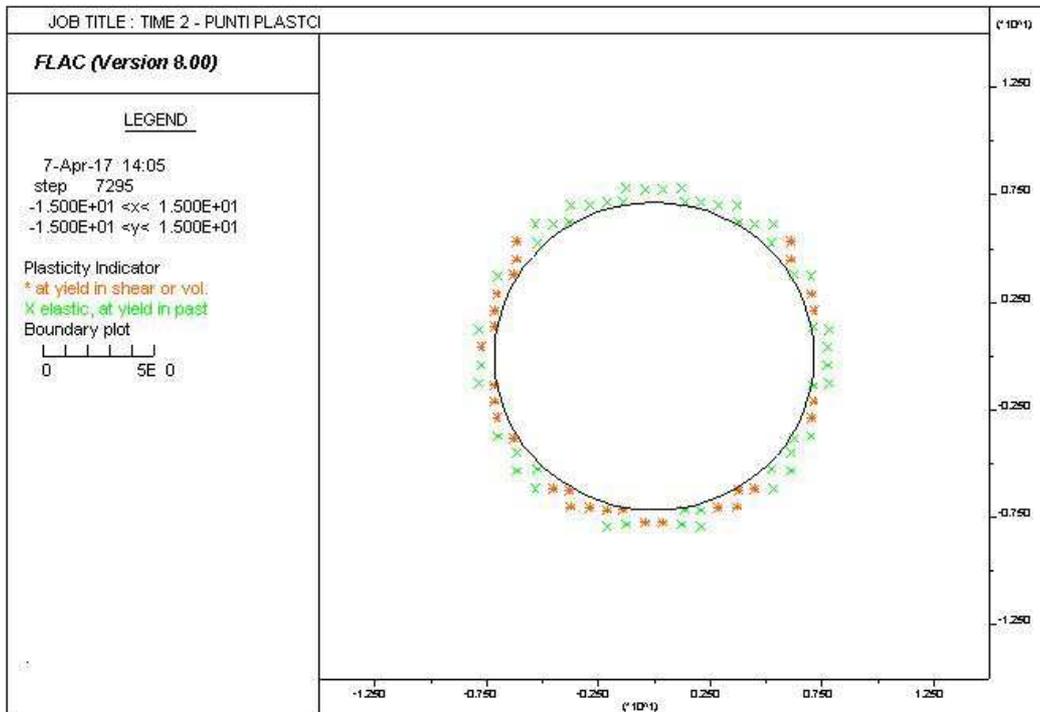
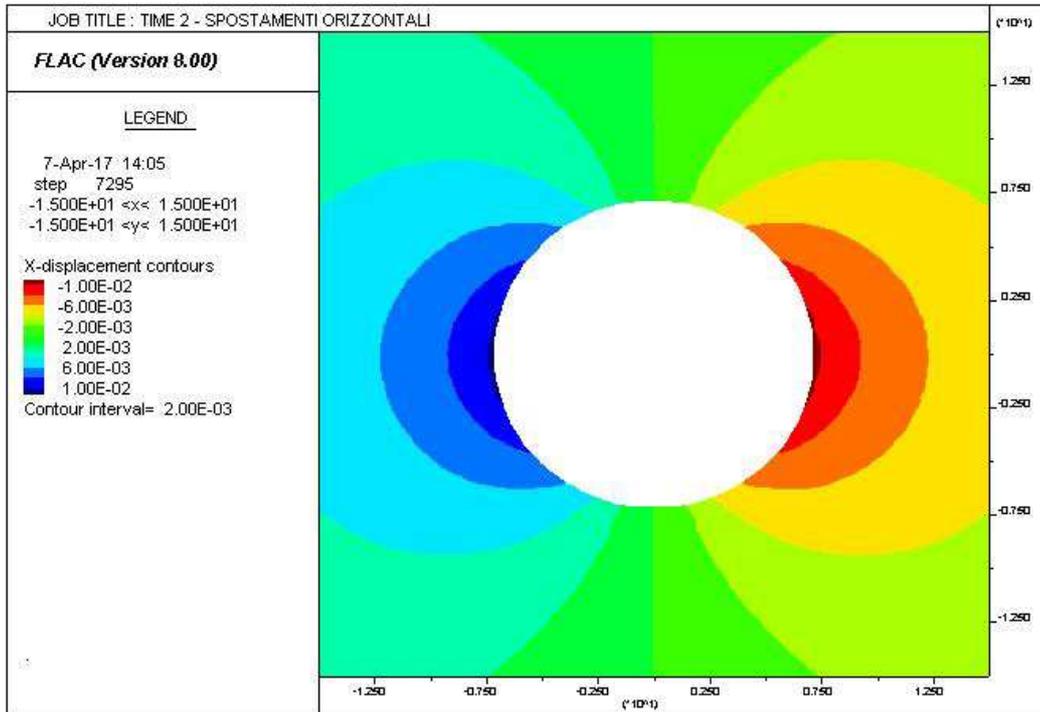
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



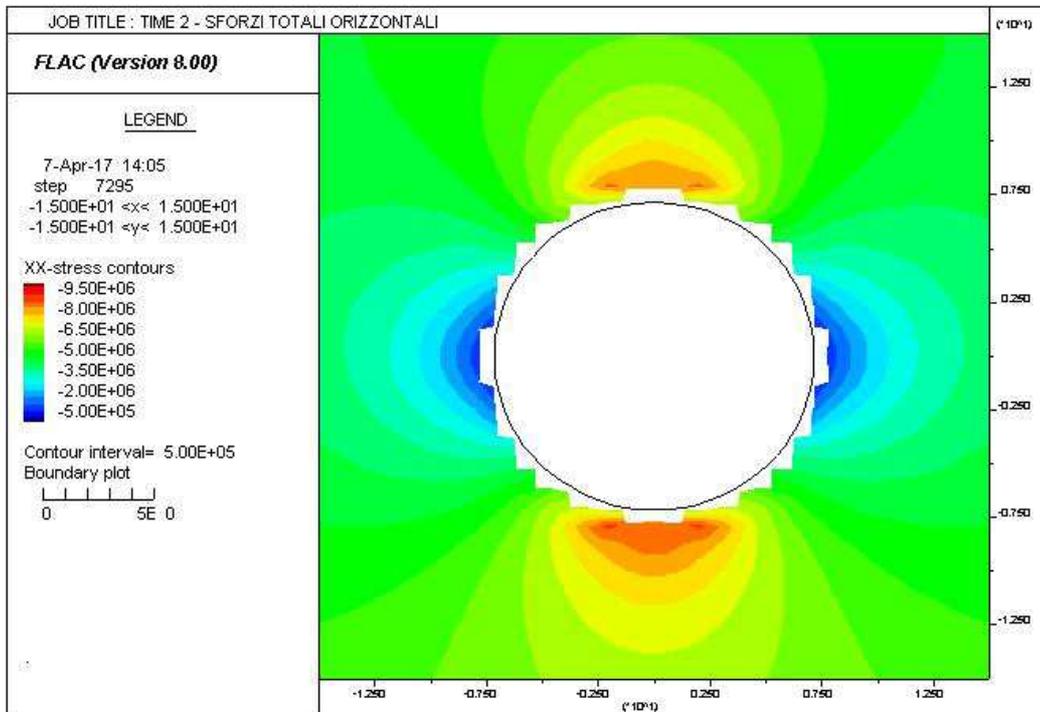
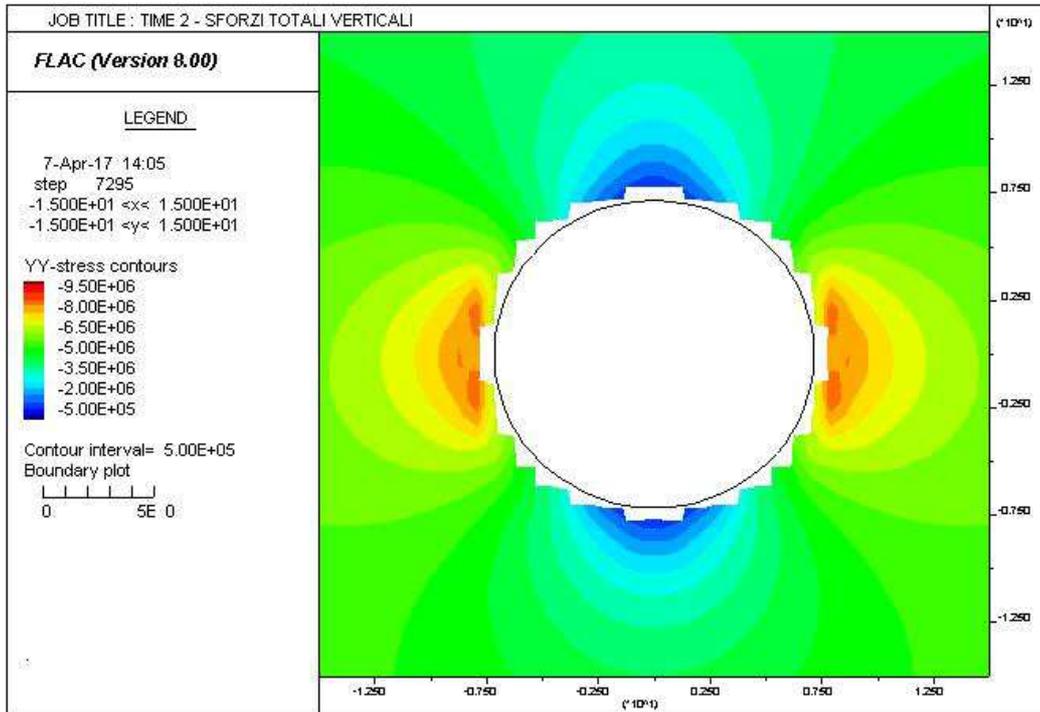
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



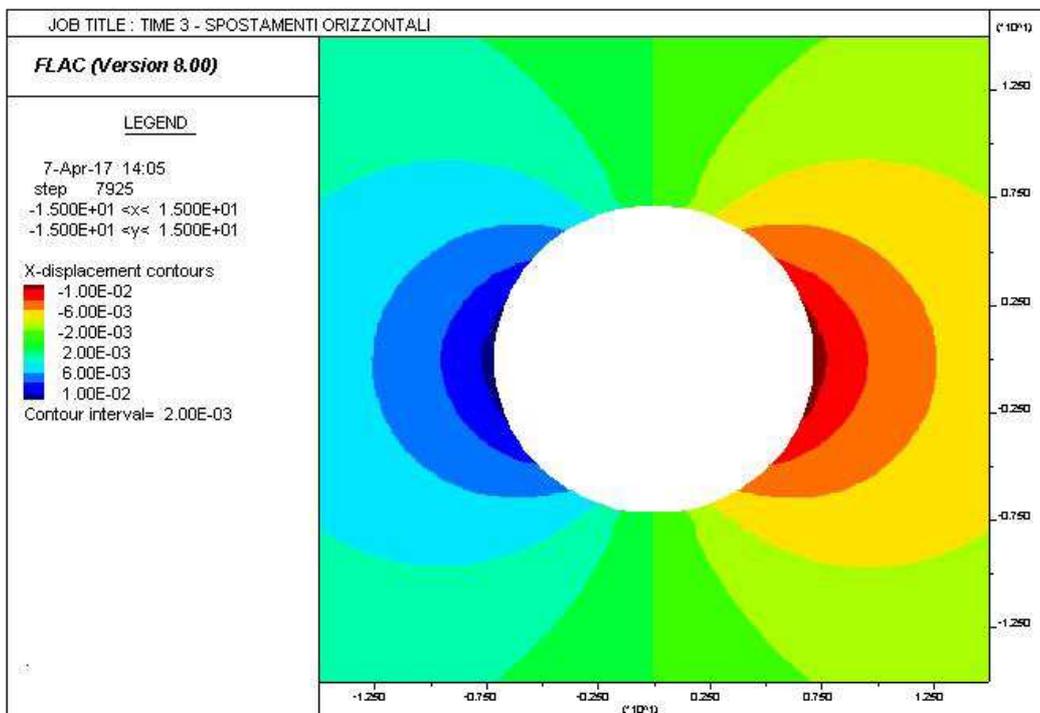
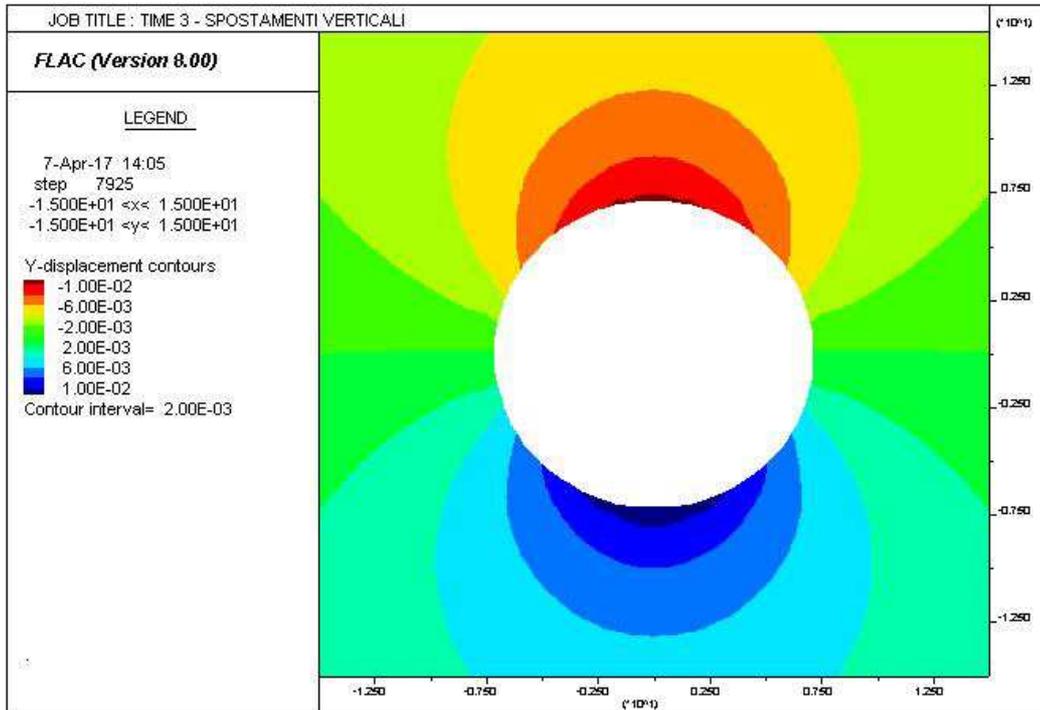
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



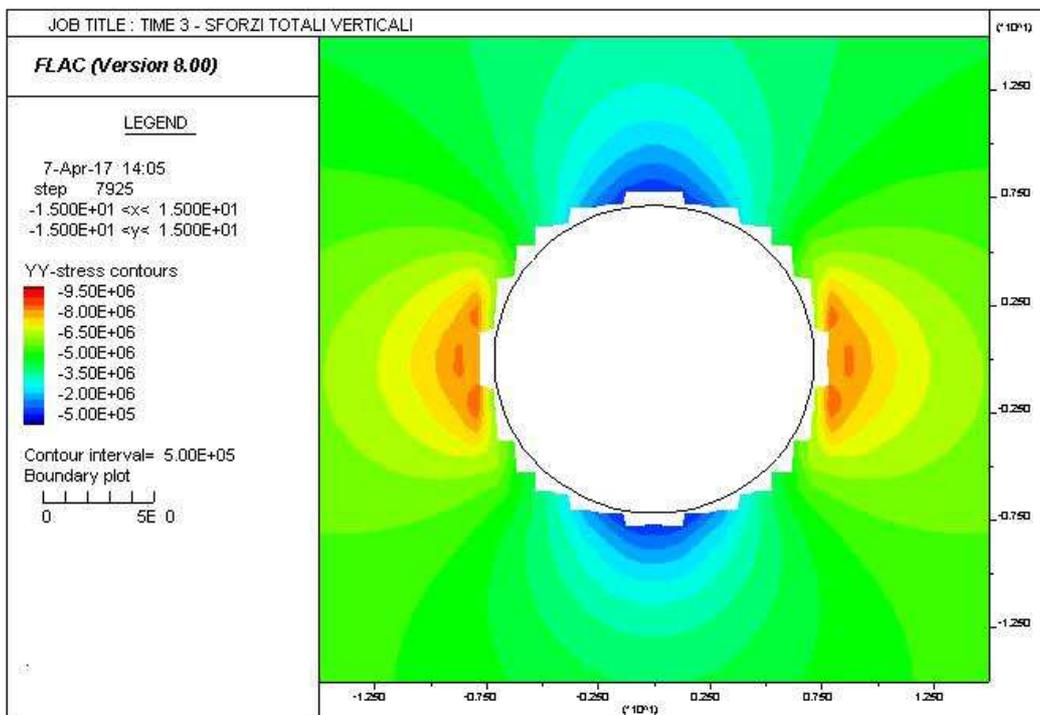
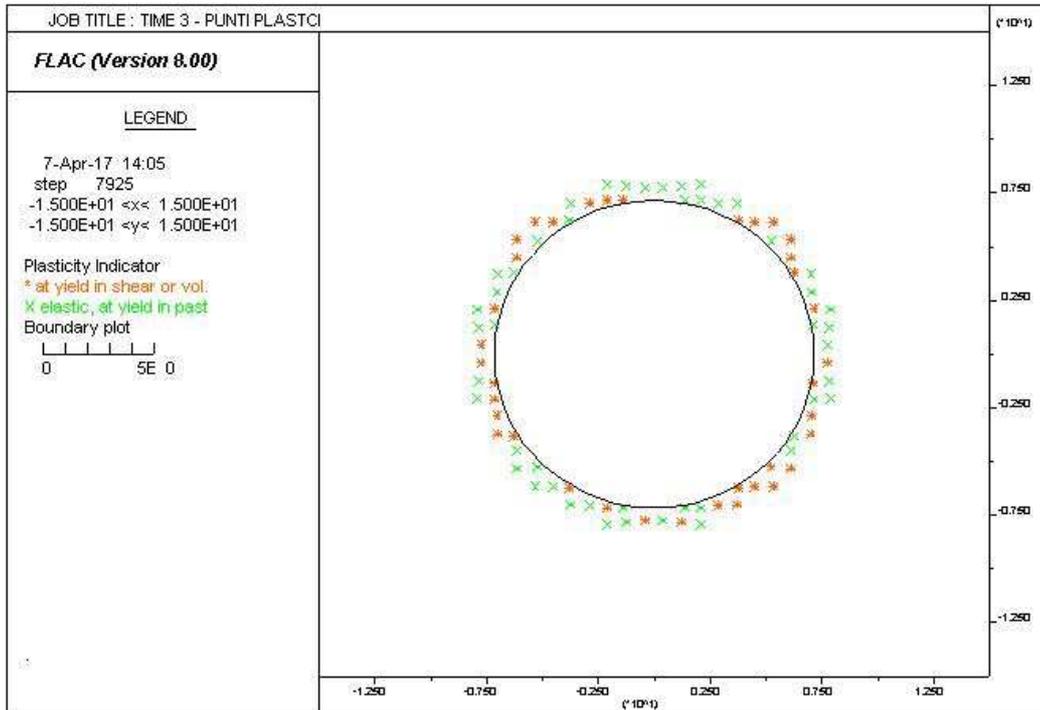
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



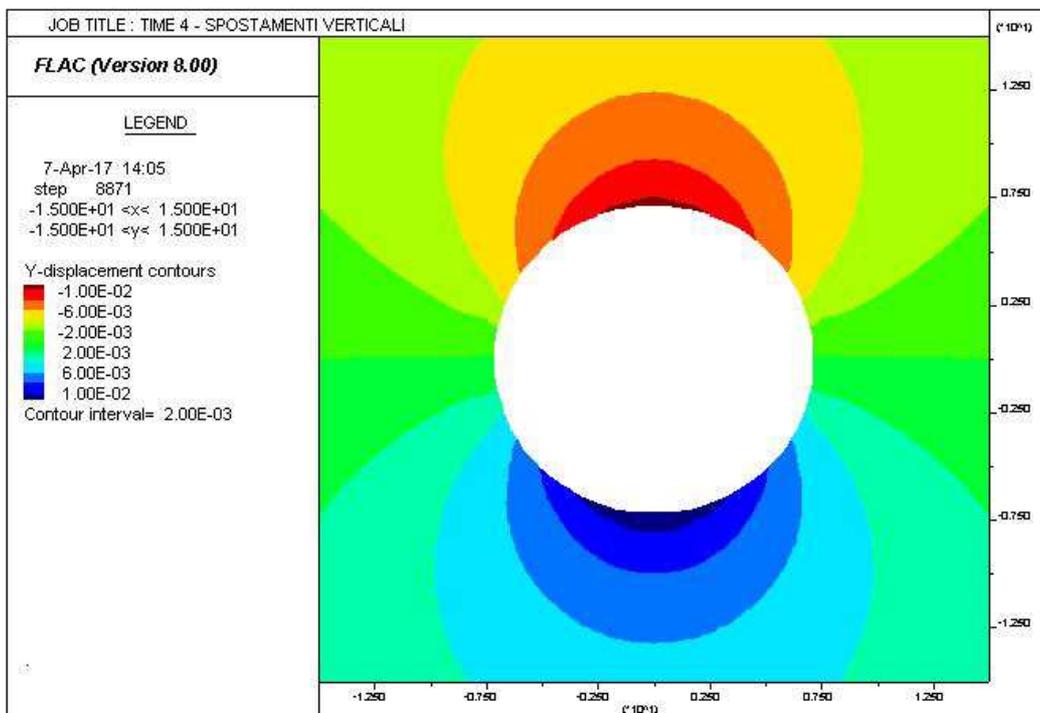
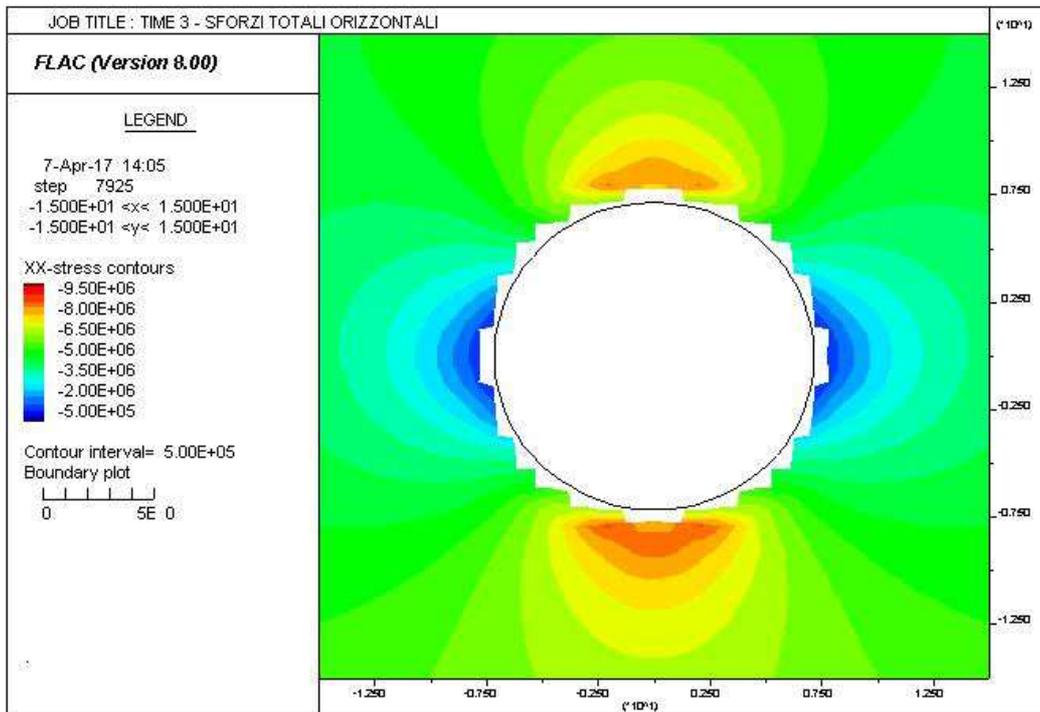
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



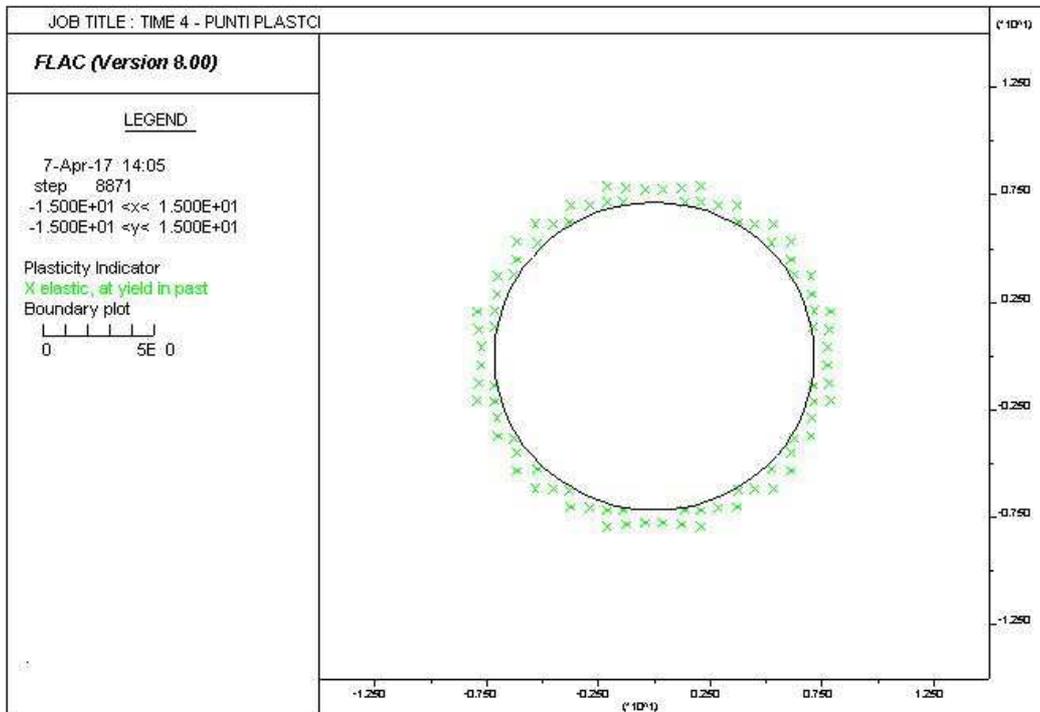
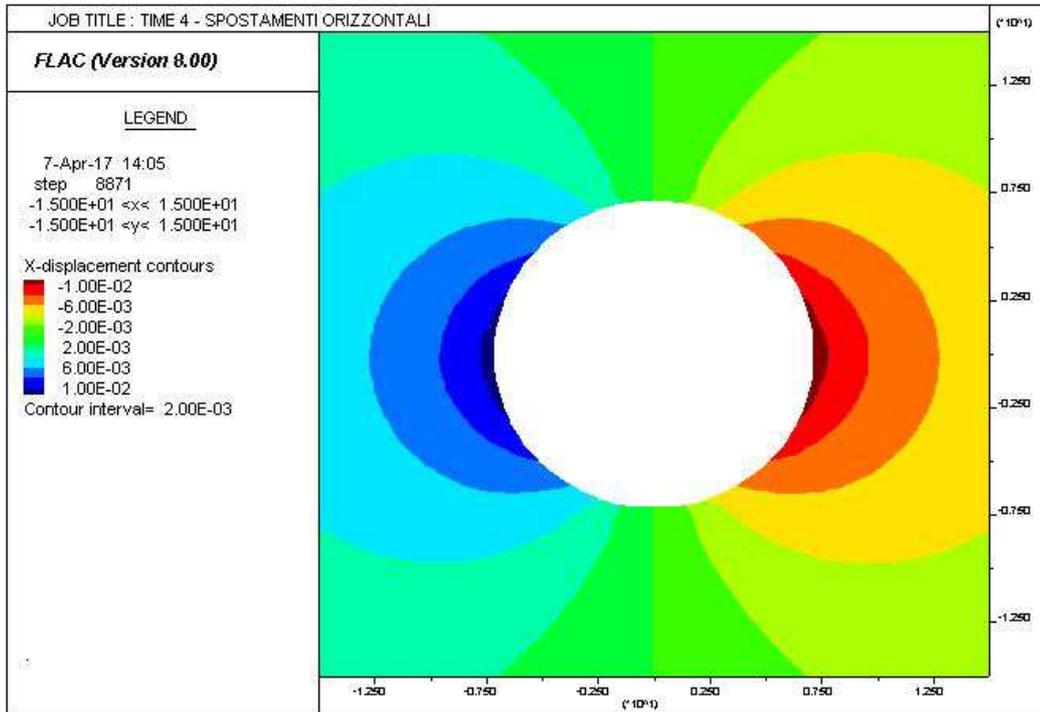
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



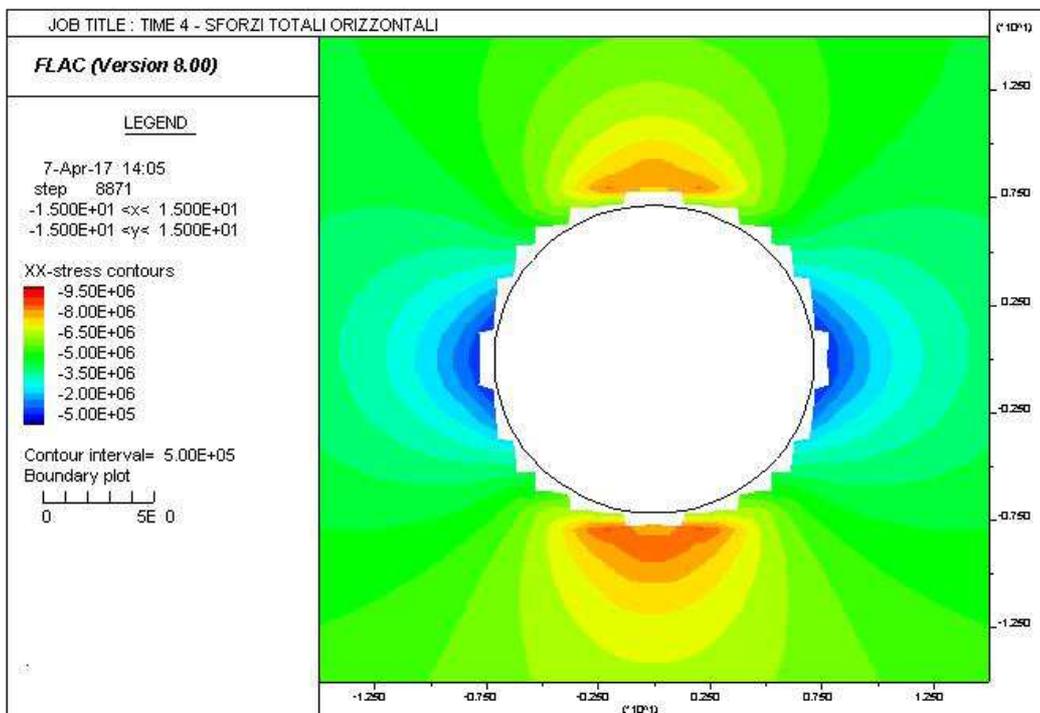
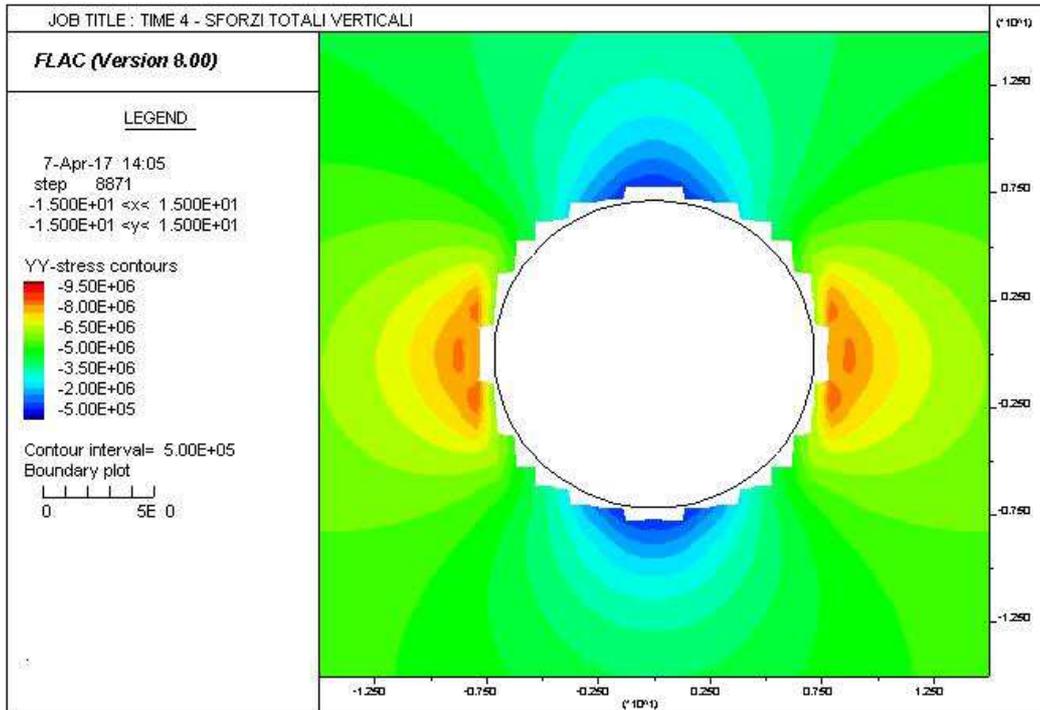
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



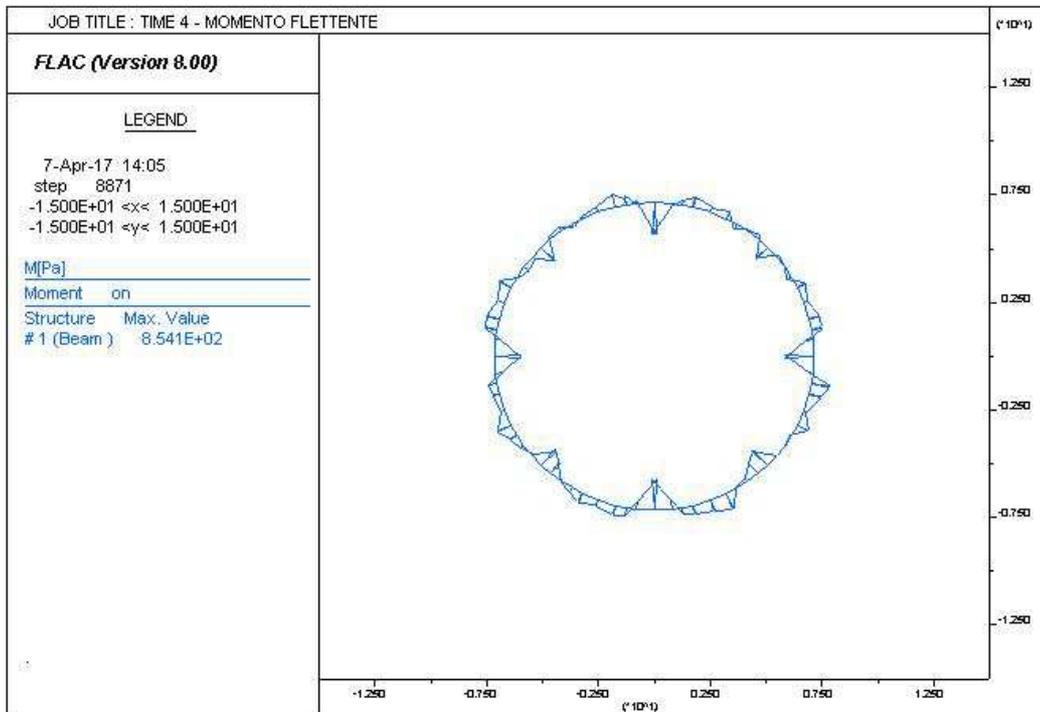
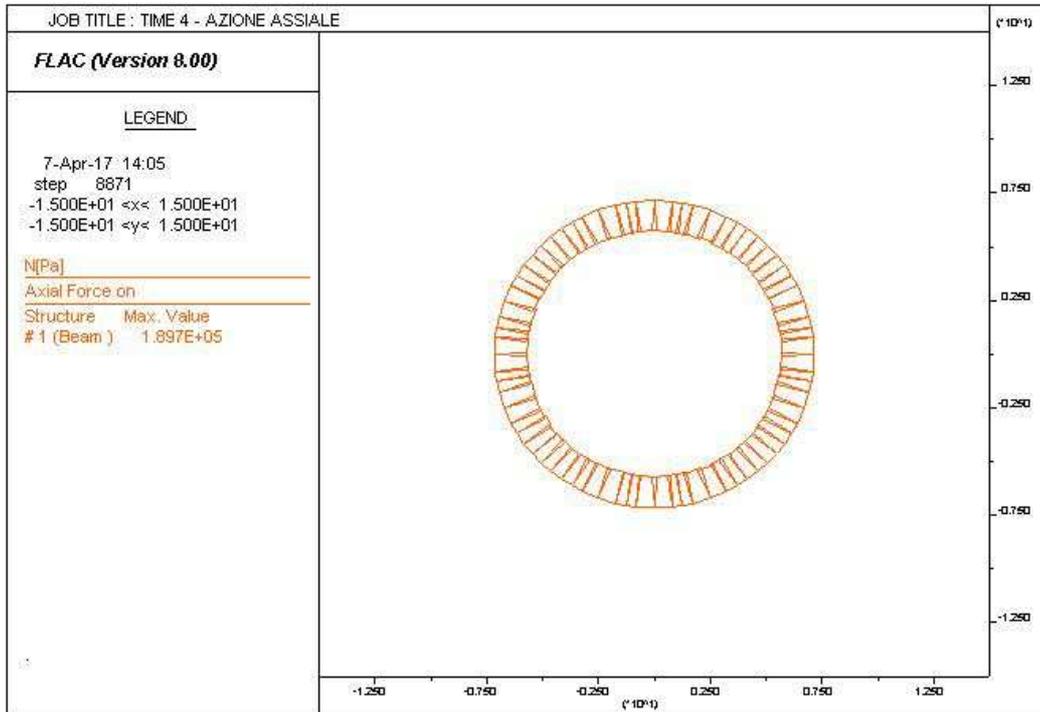
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



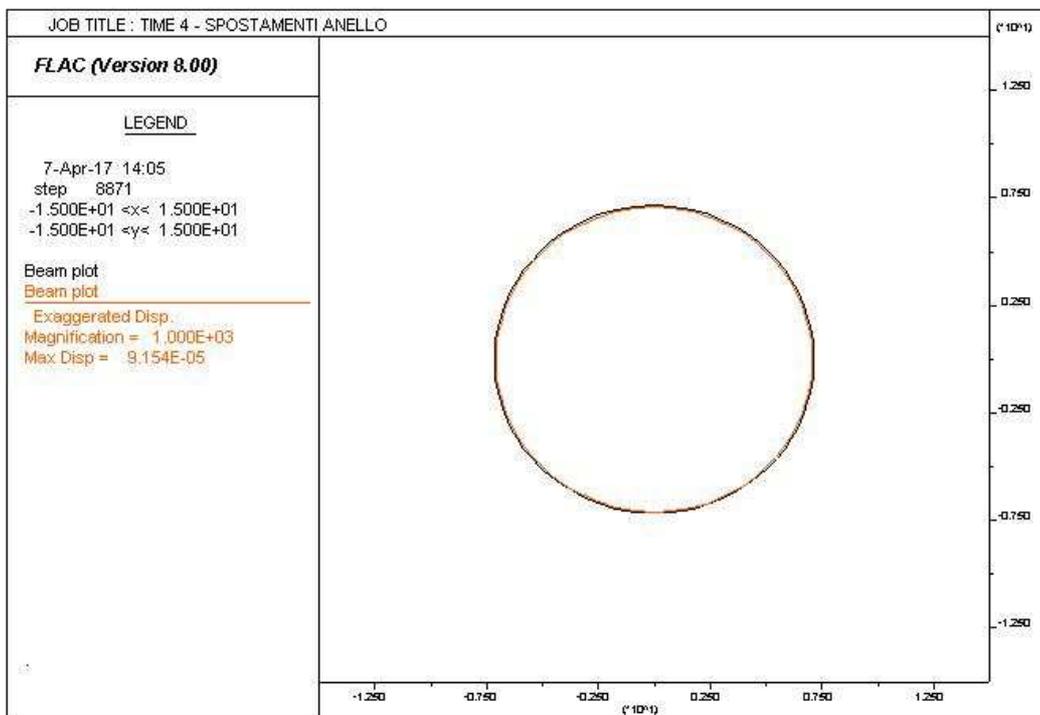
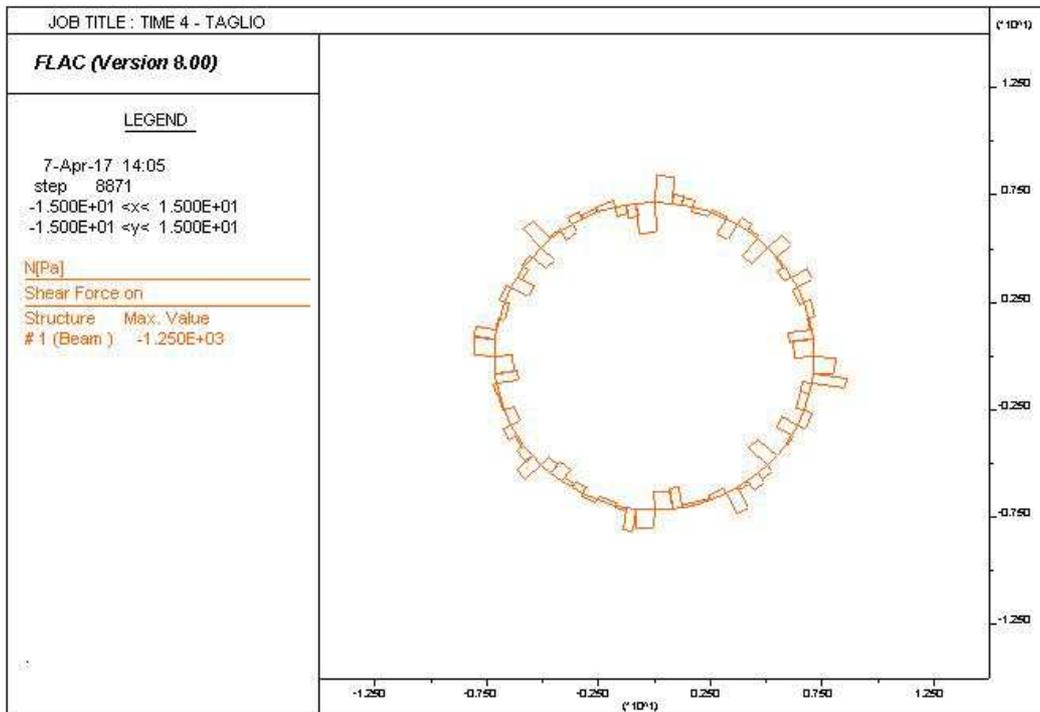
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



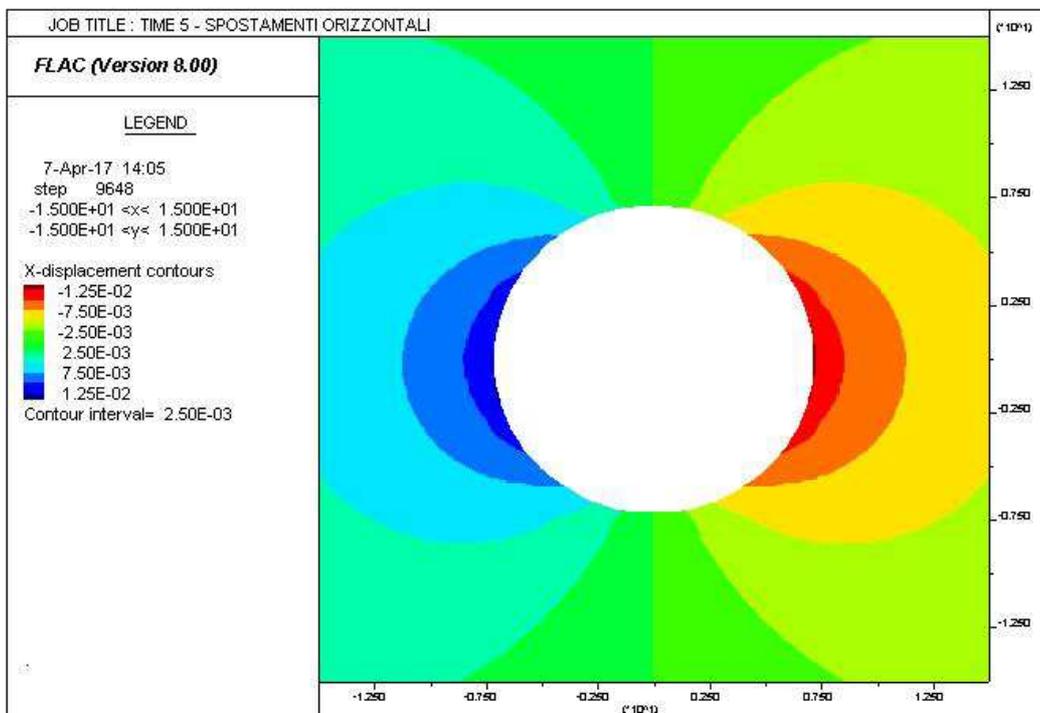
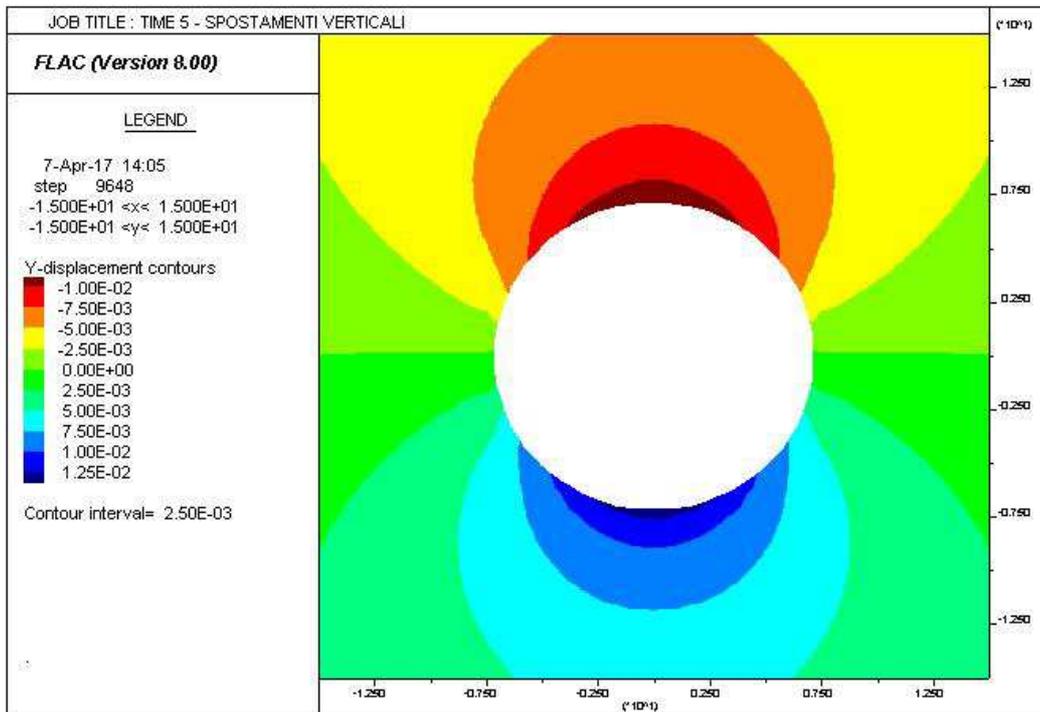
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



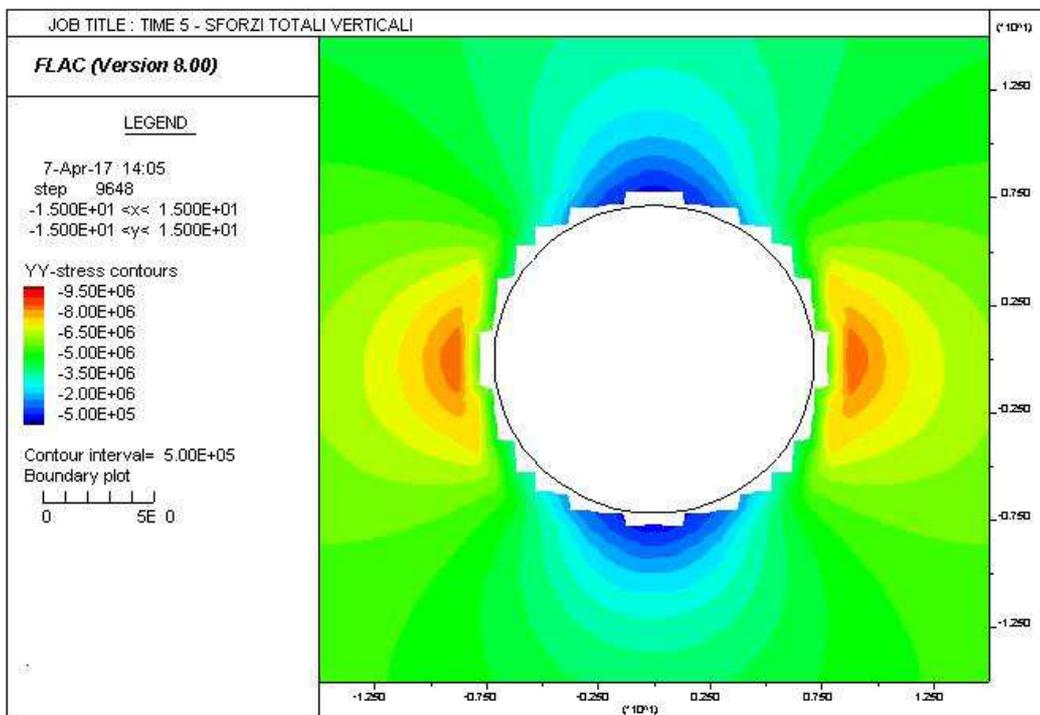
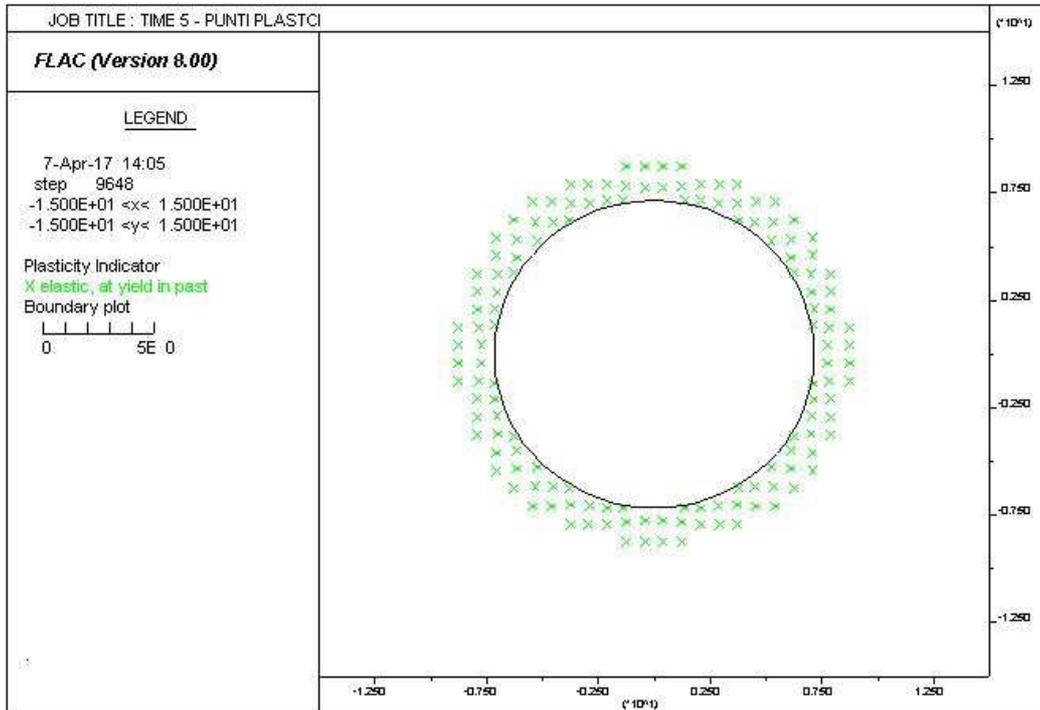
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



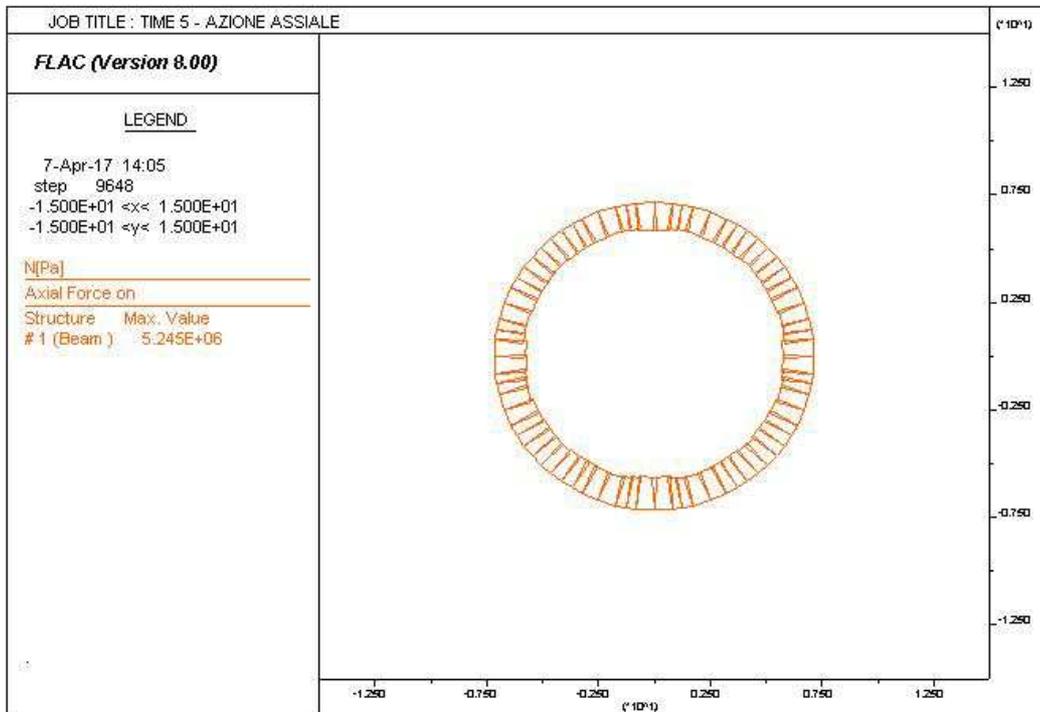
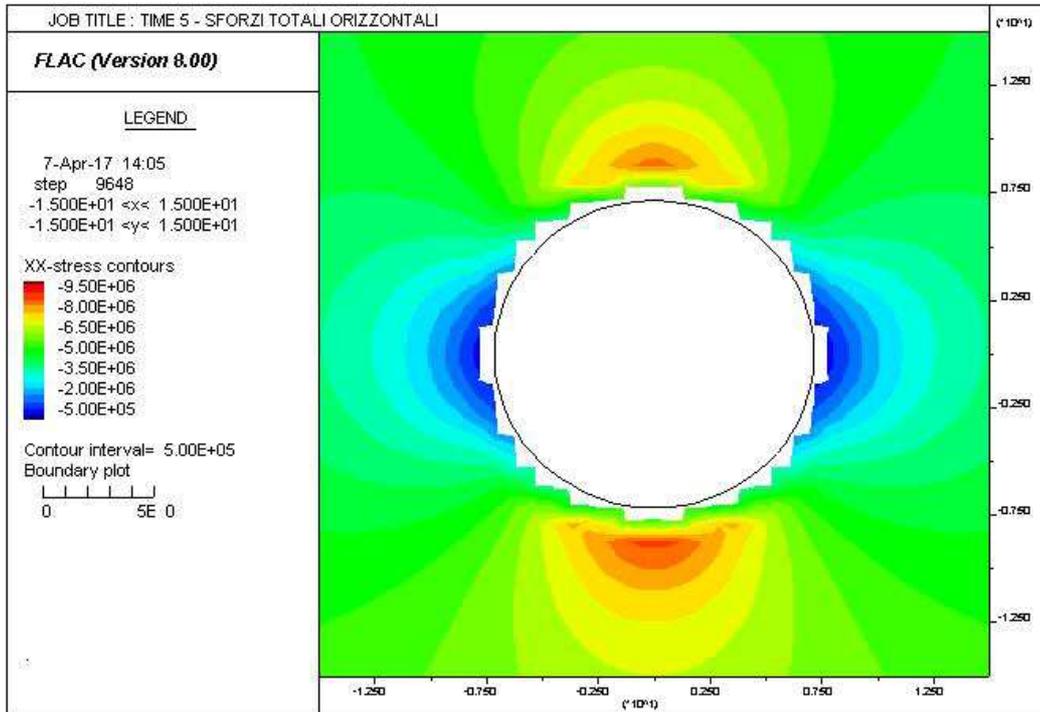
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



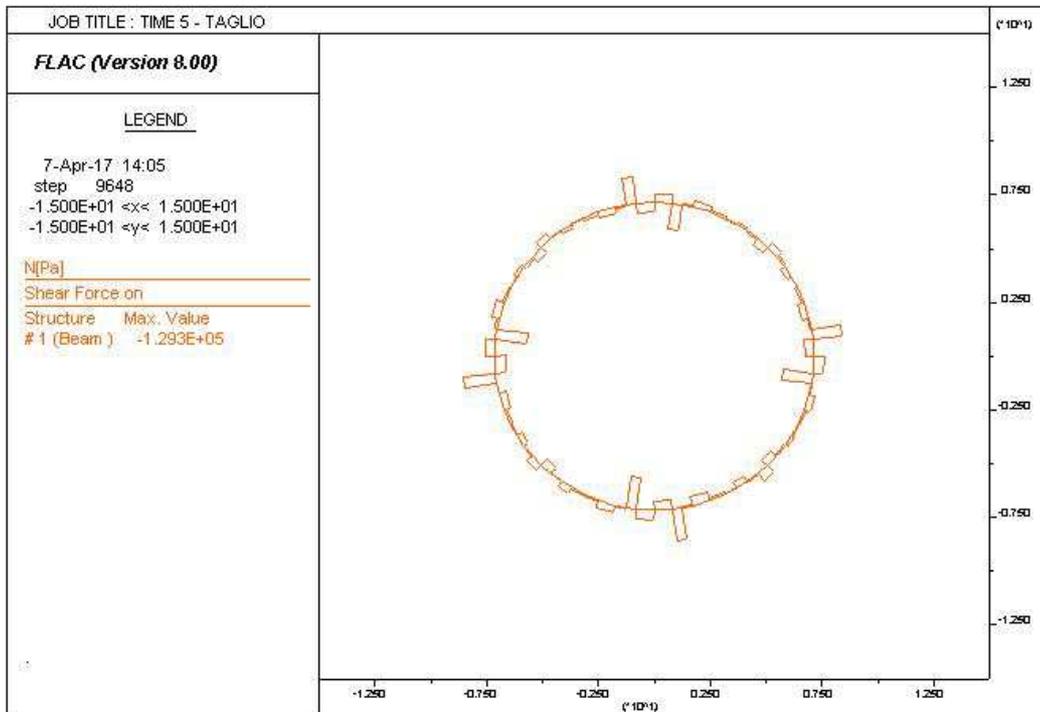
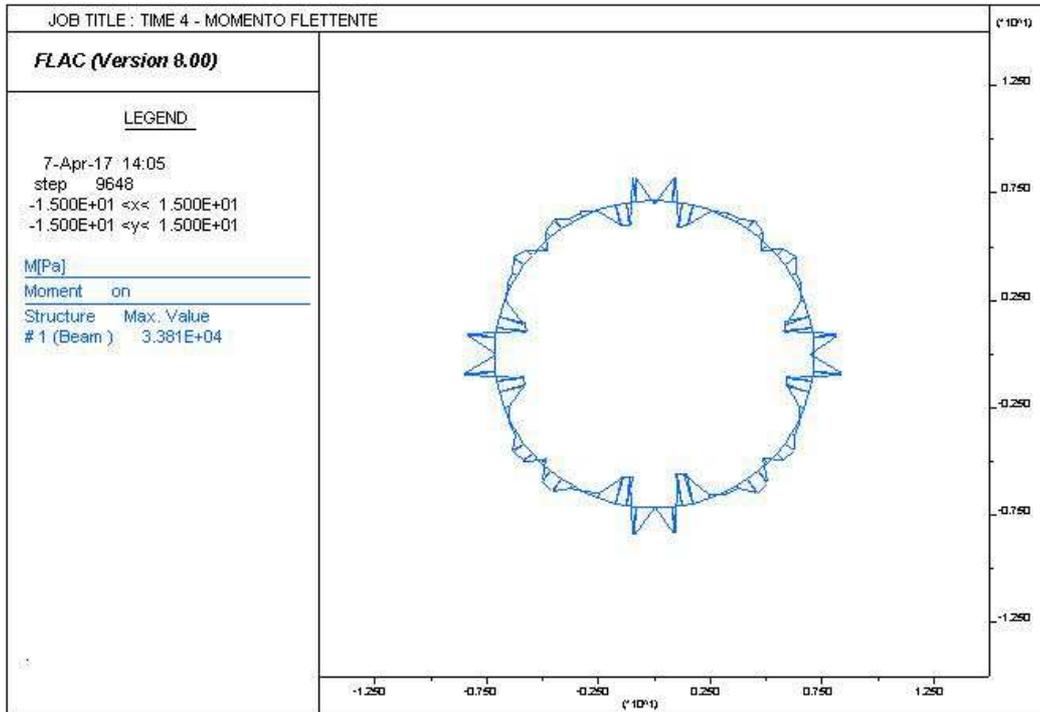
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



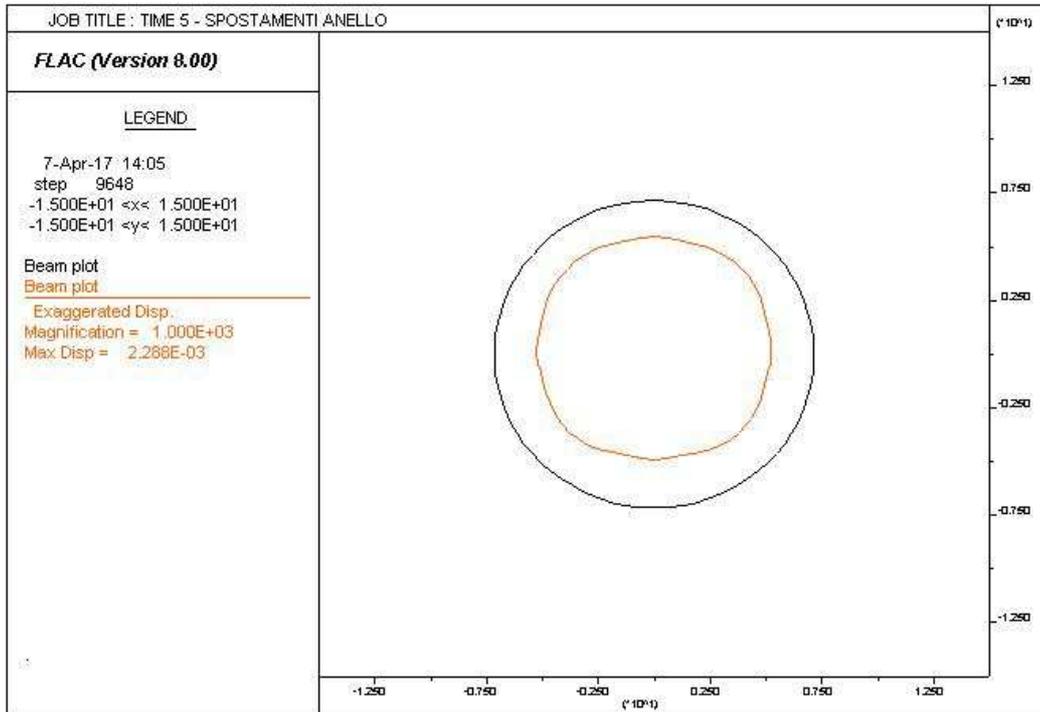
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



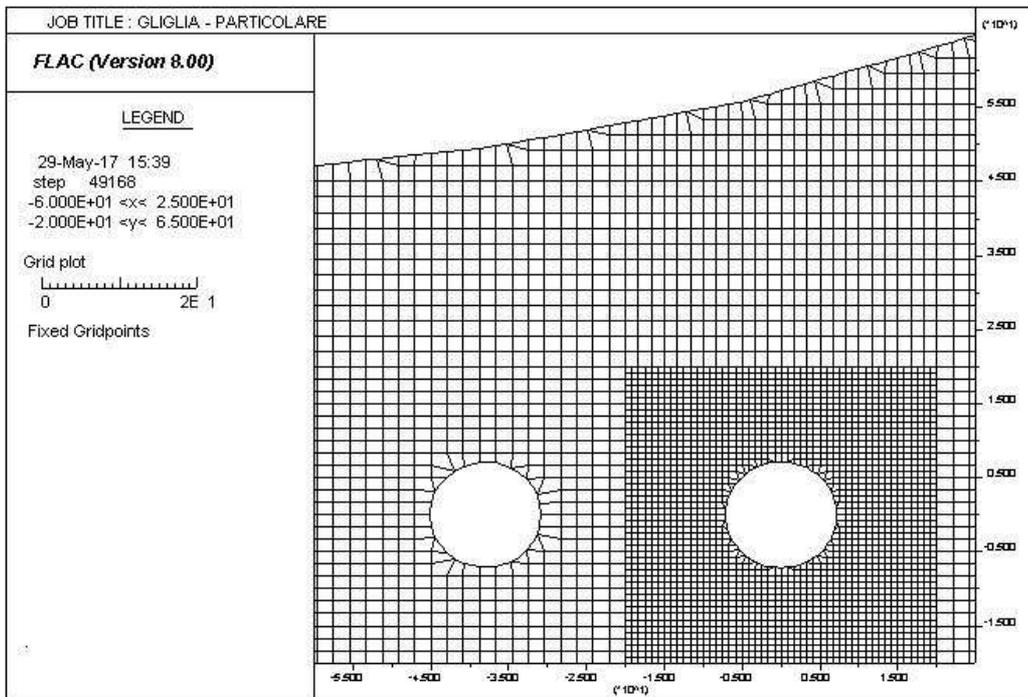
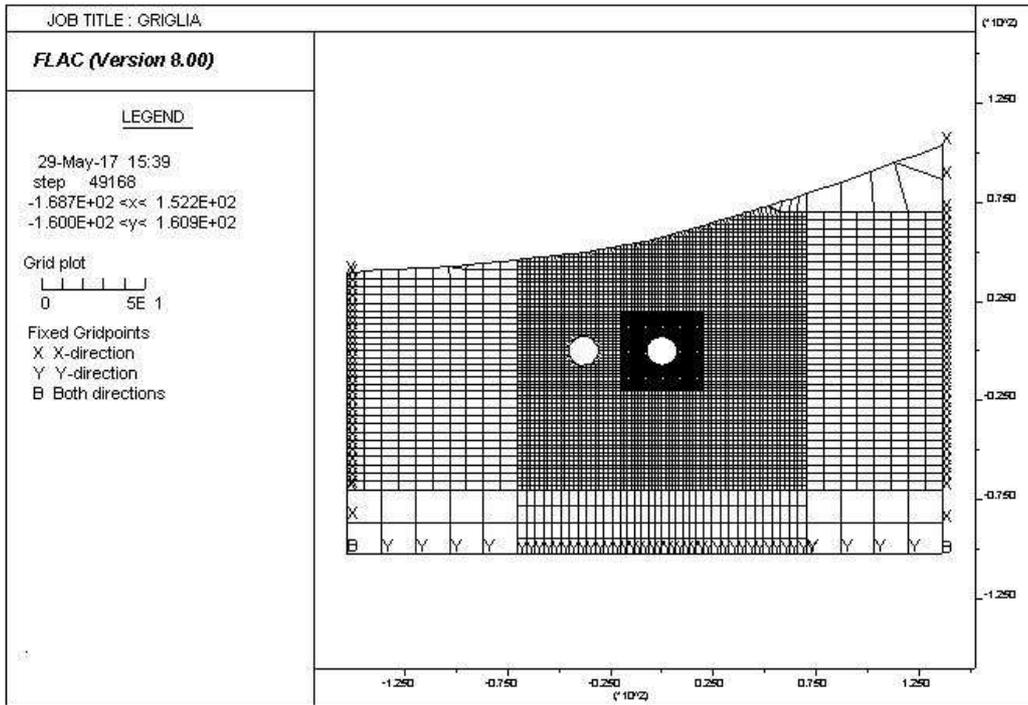
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



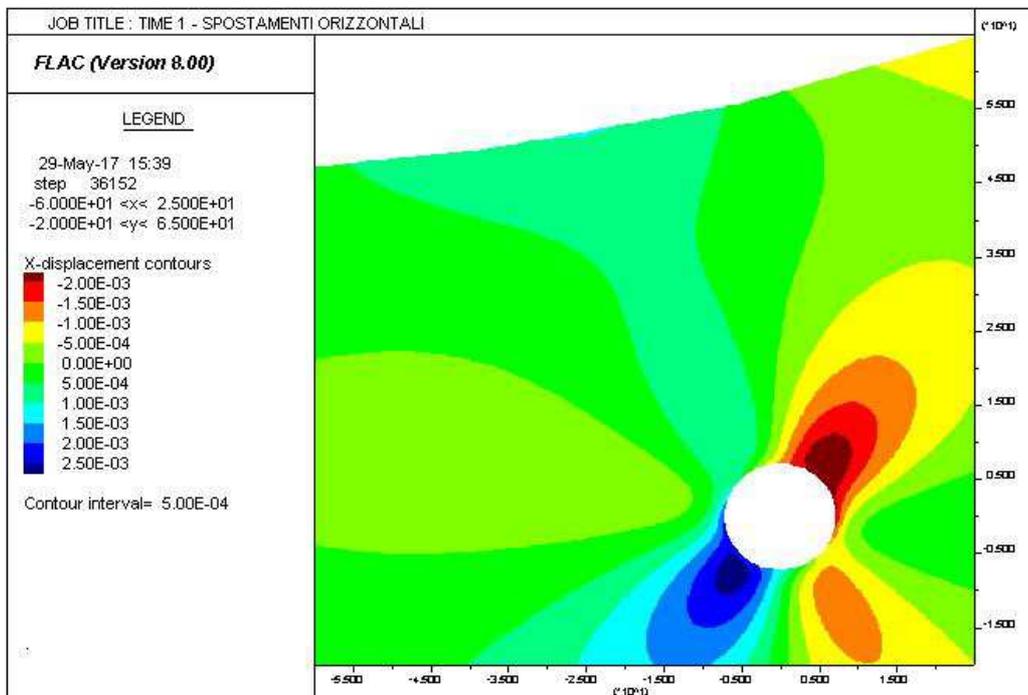
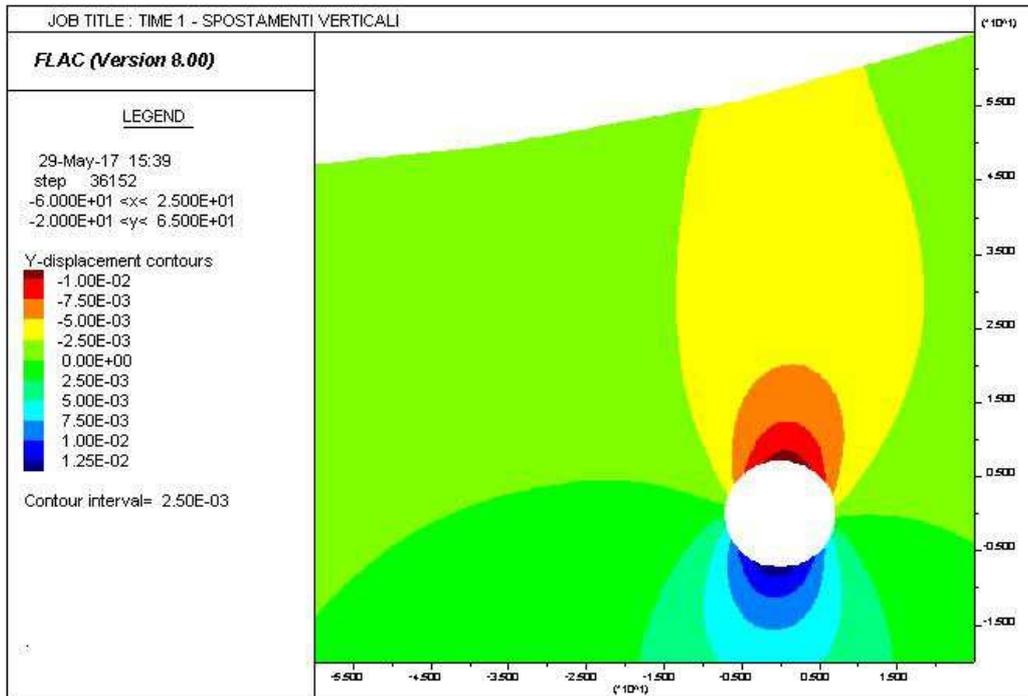
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



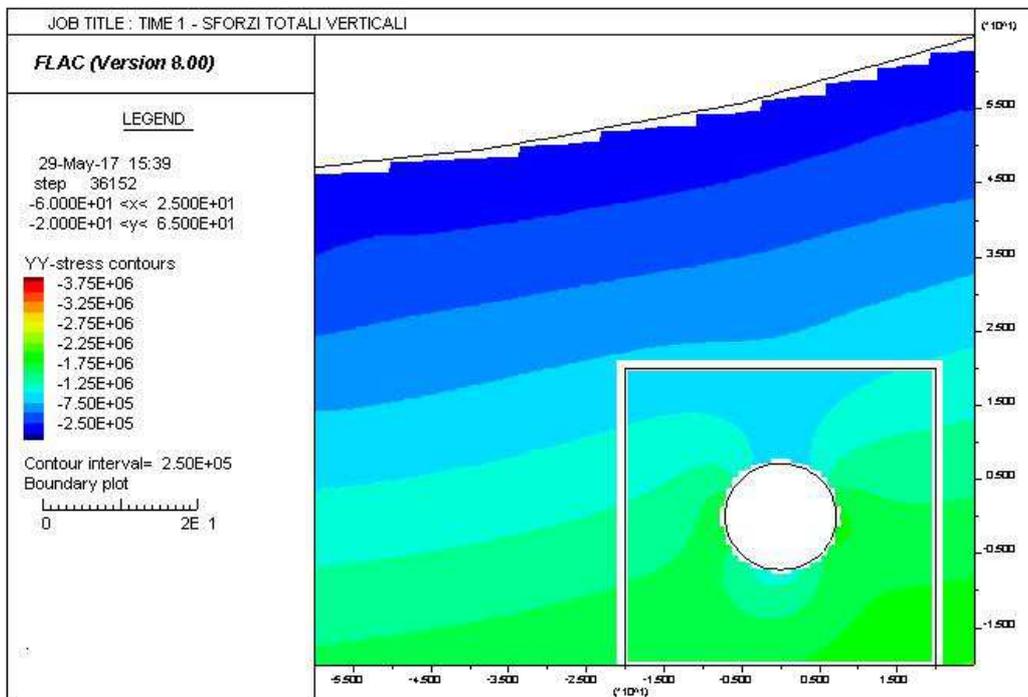
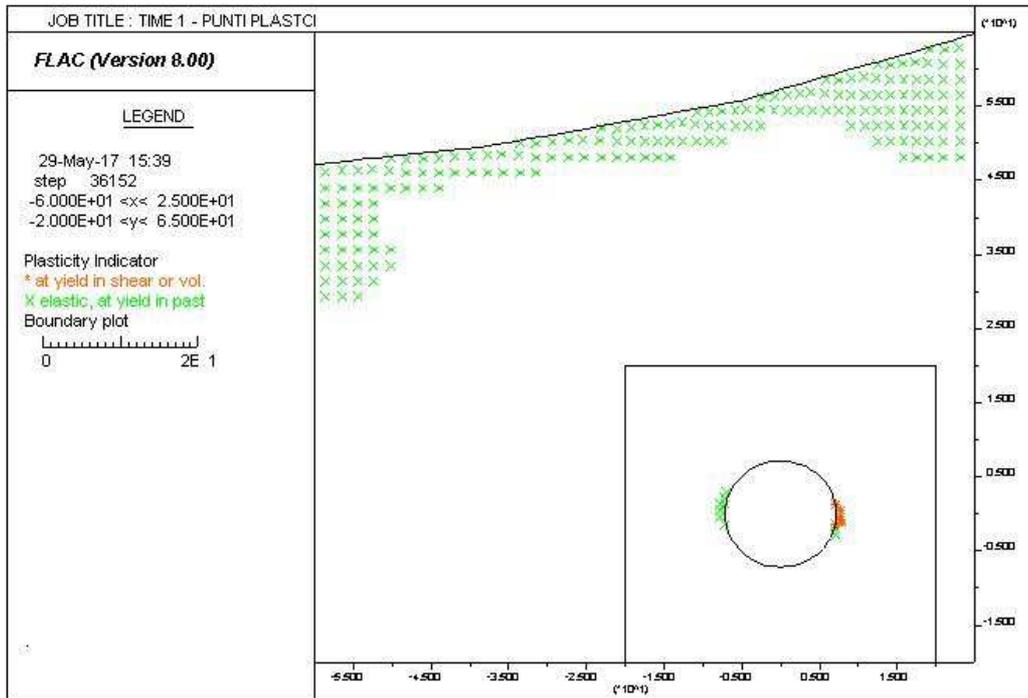
19.6 SEZIONE 6



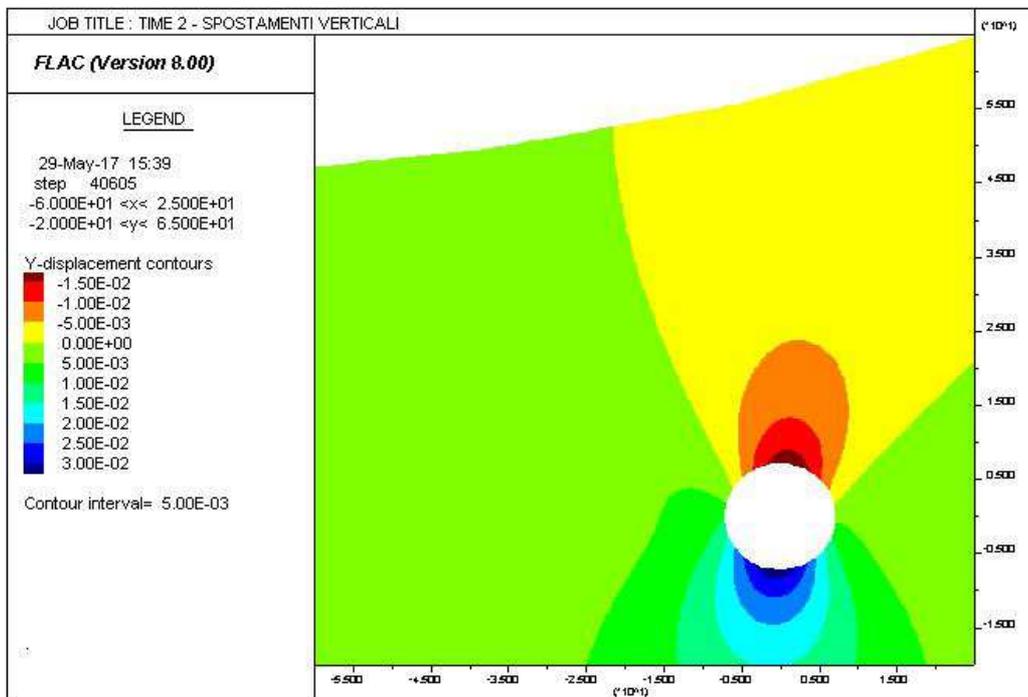
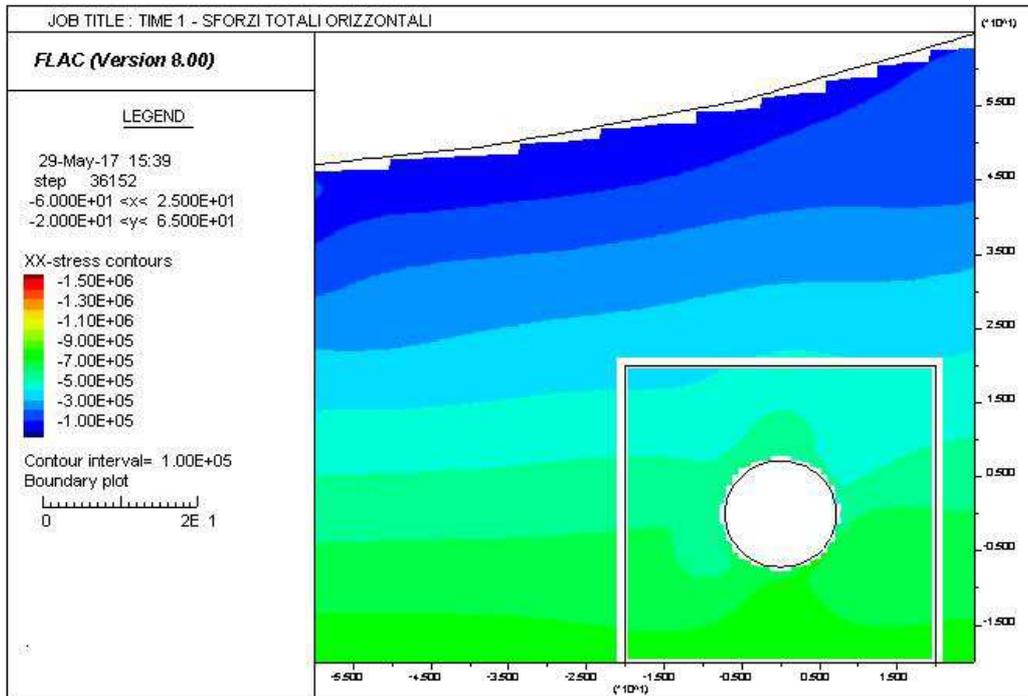
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



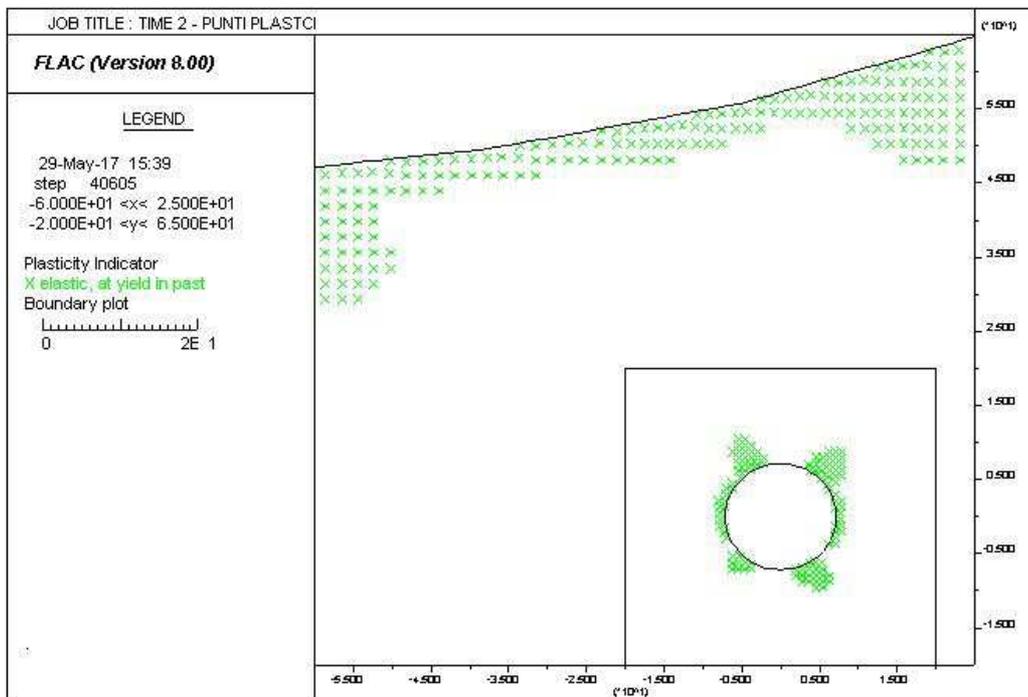
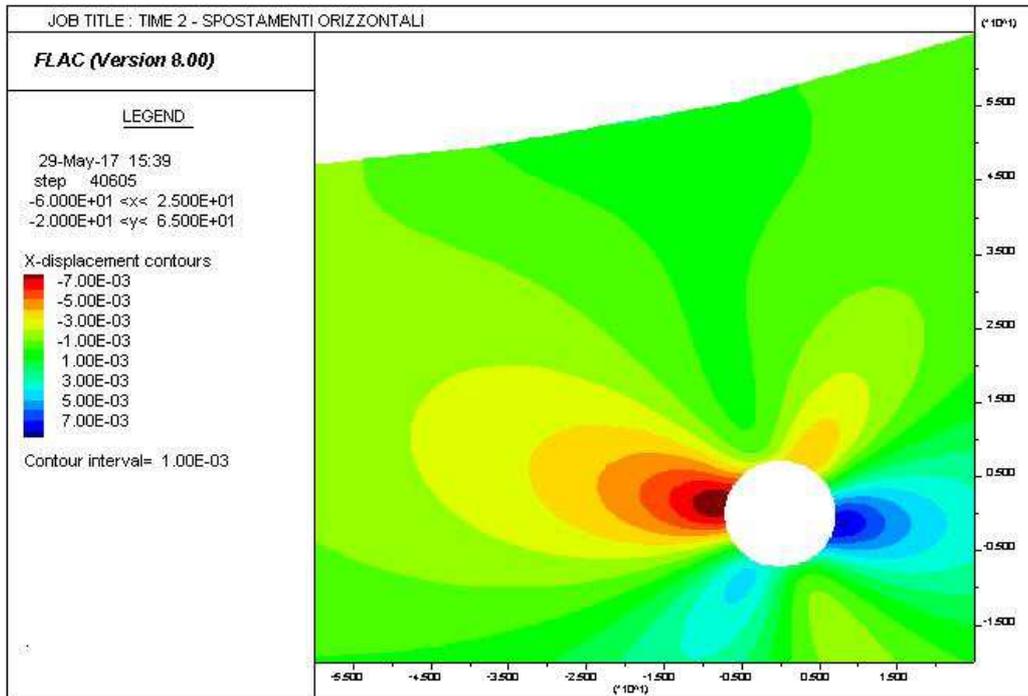
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



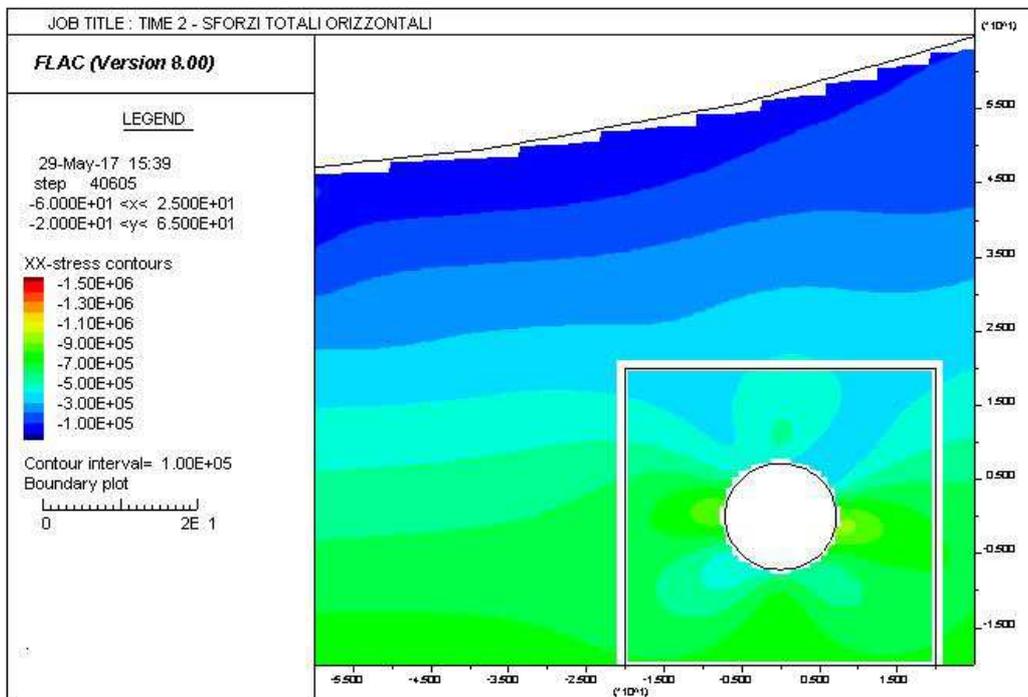
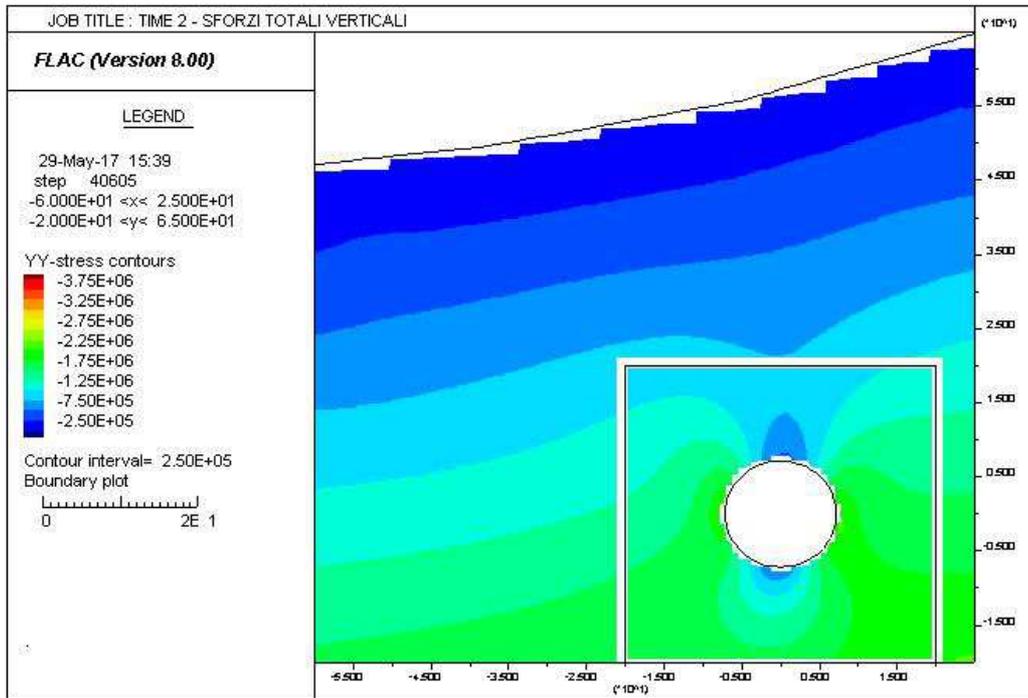
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



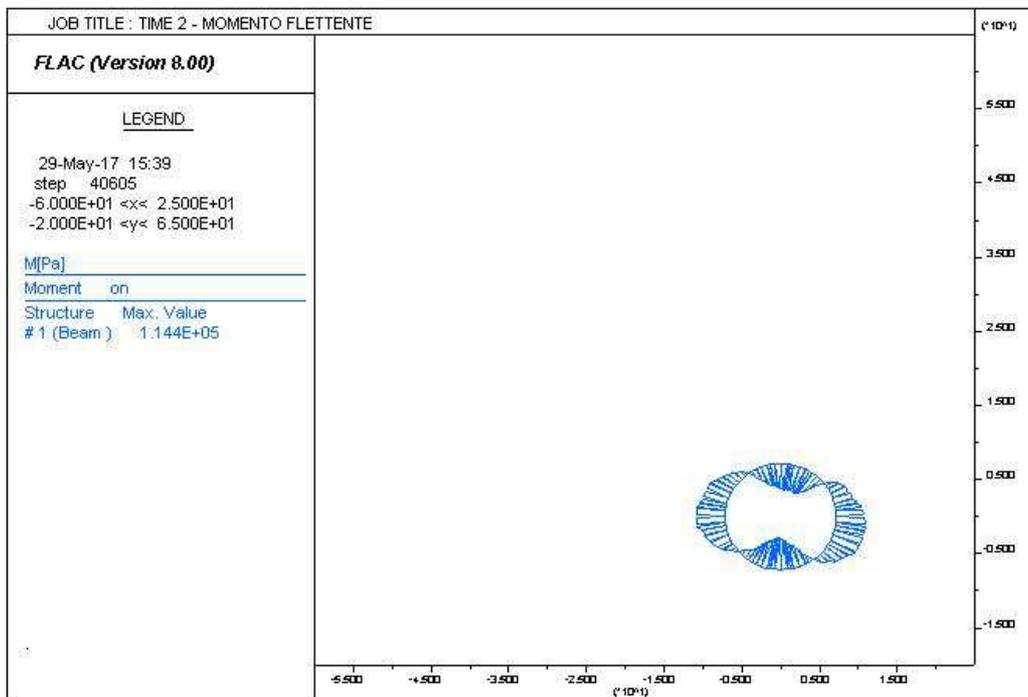
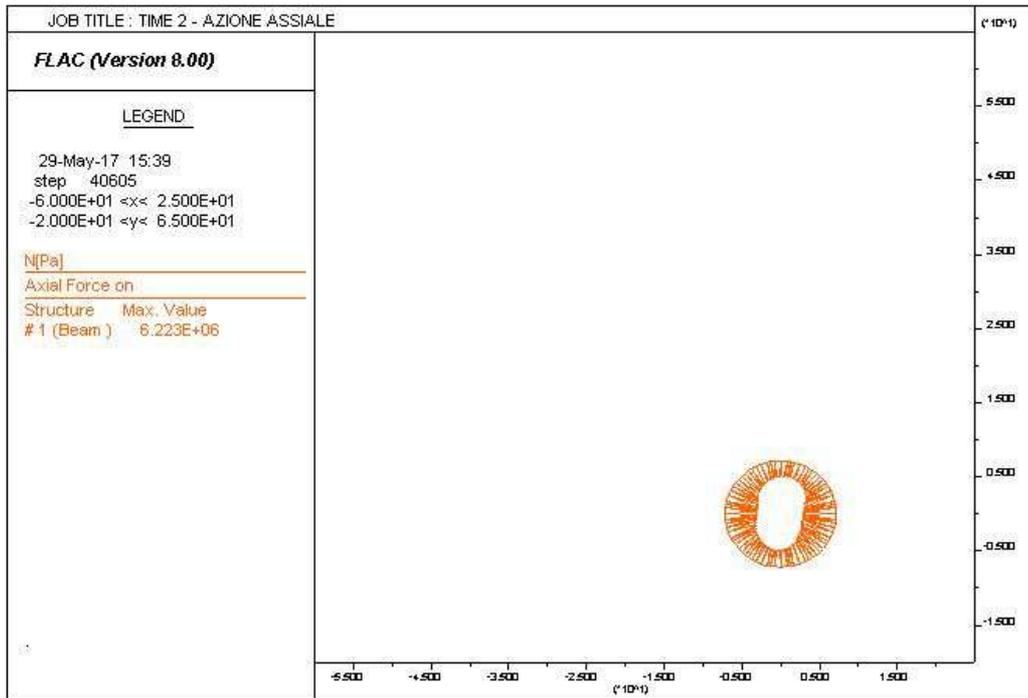
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



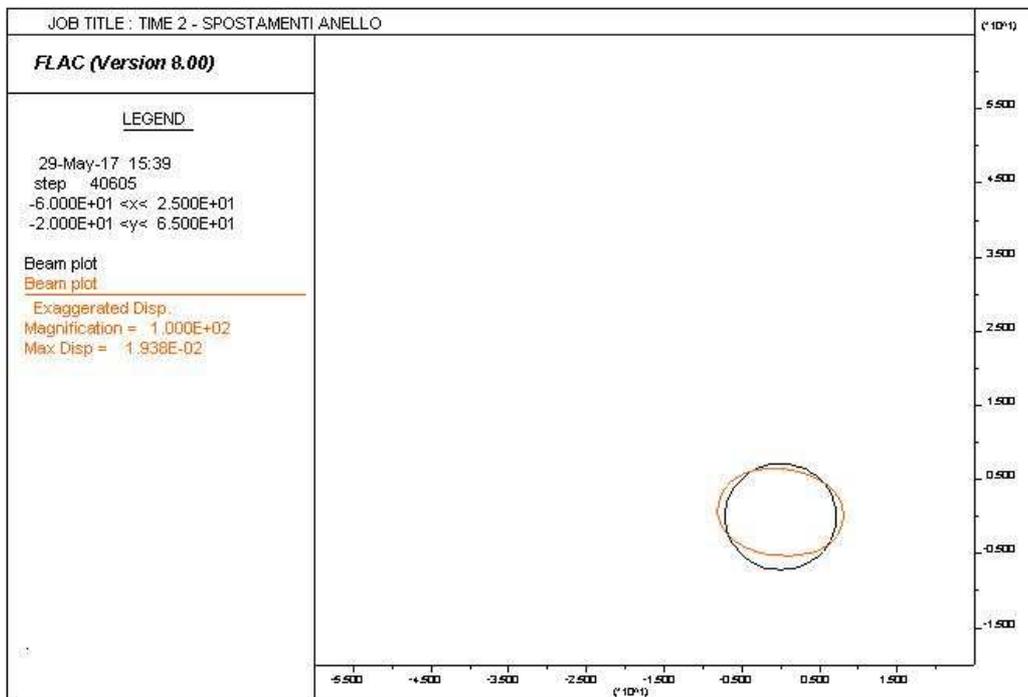
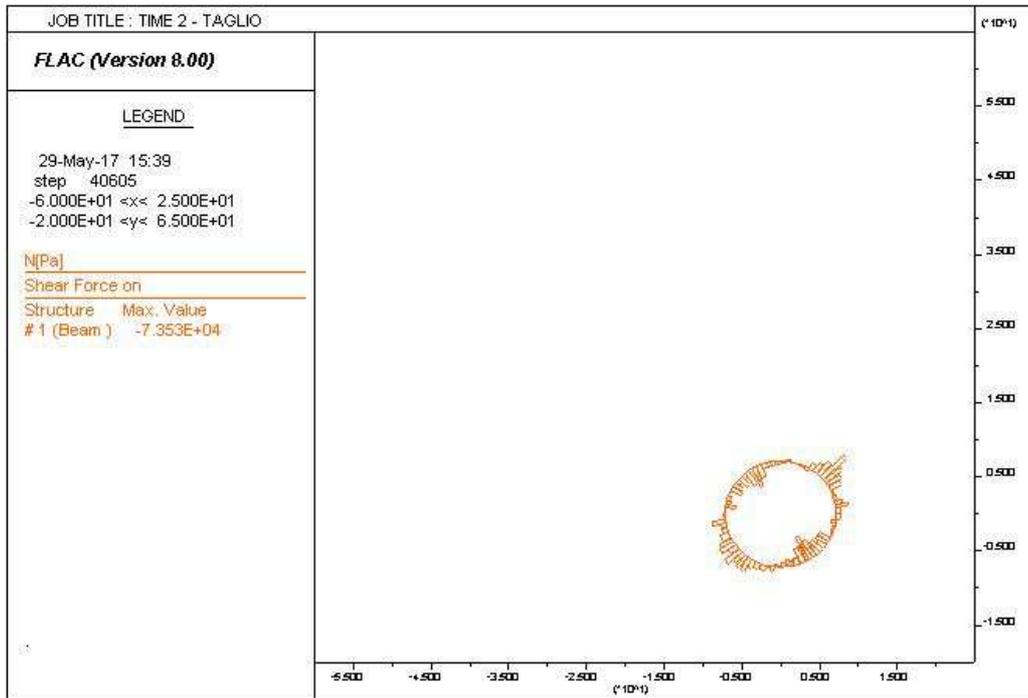
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



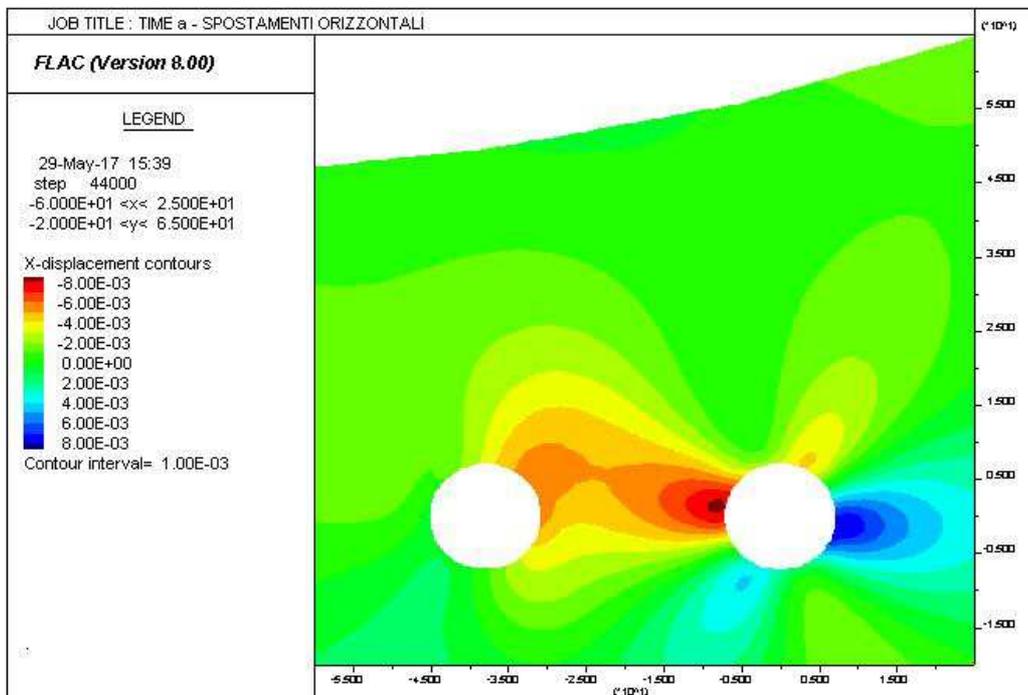
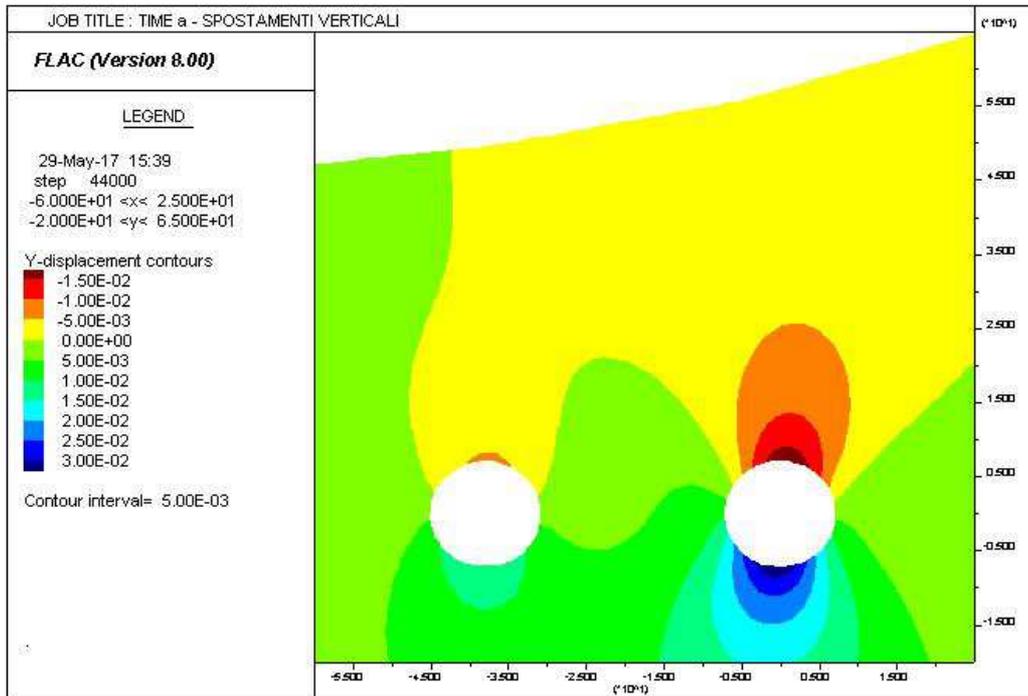
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



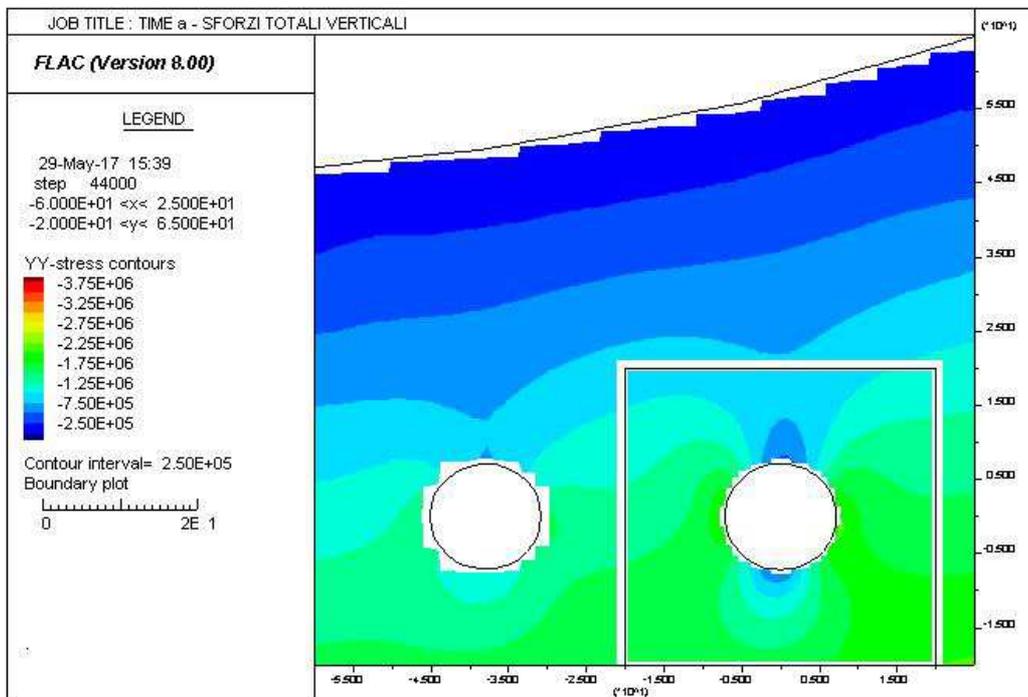
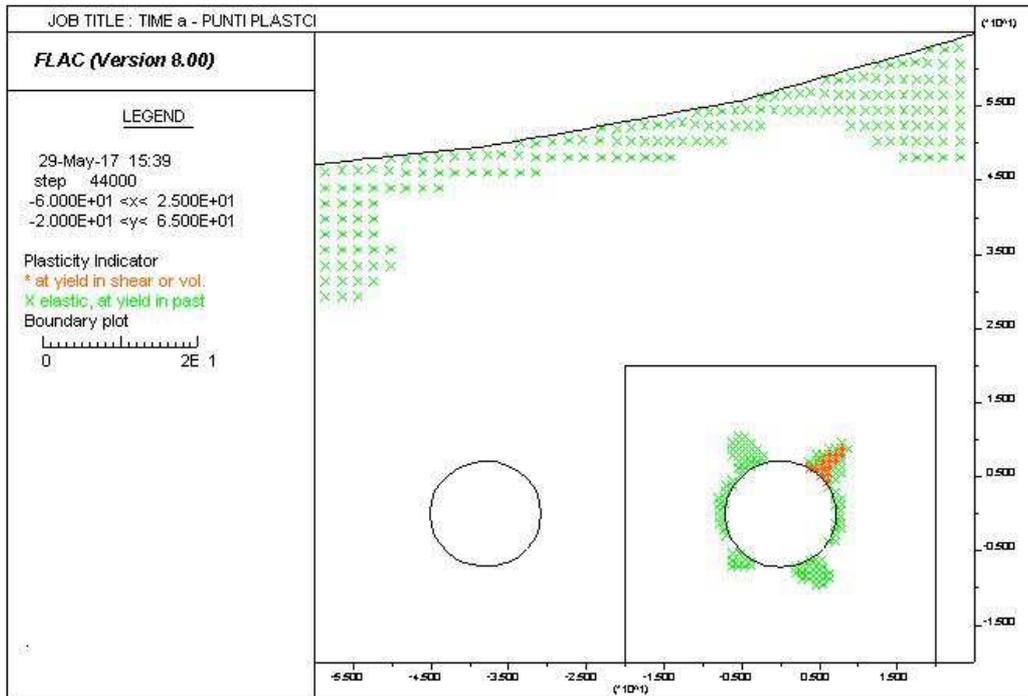
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



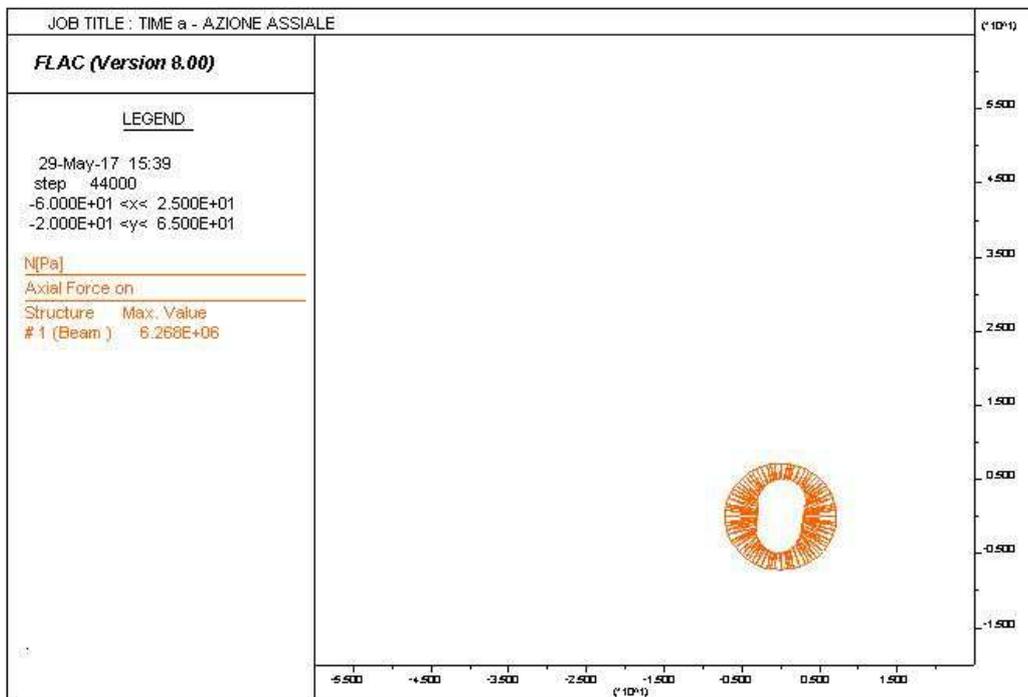
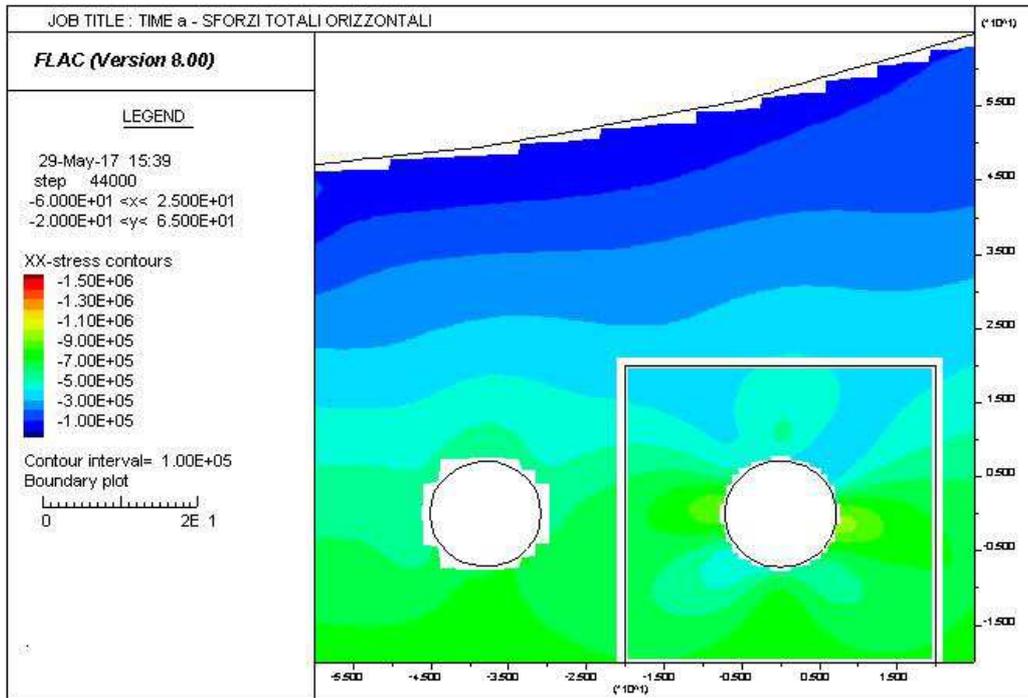
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



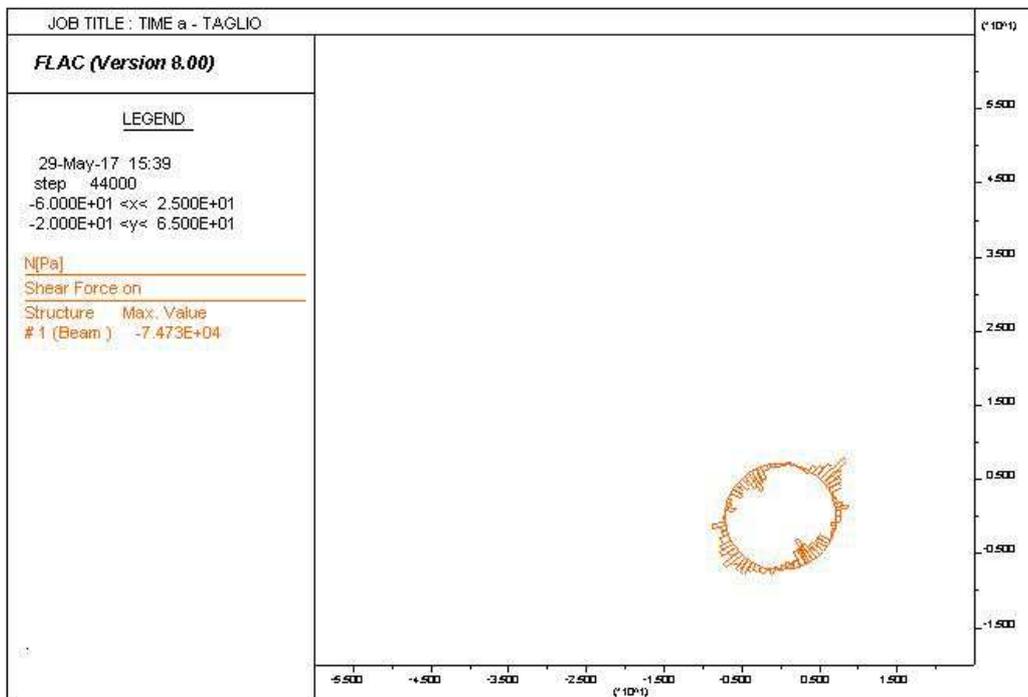
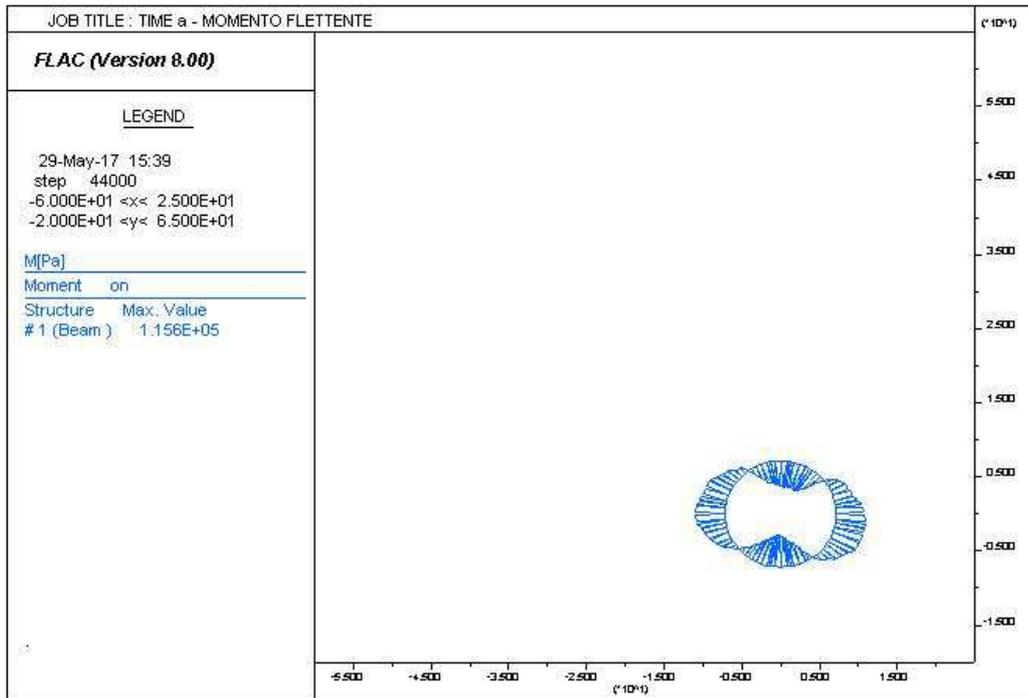
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



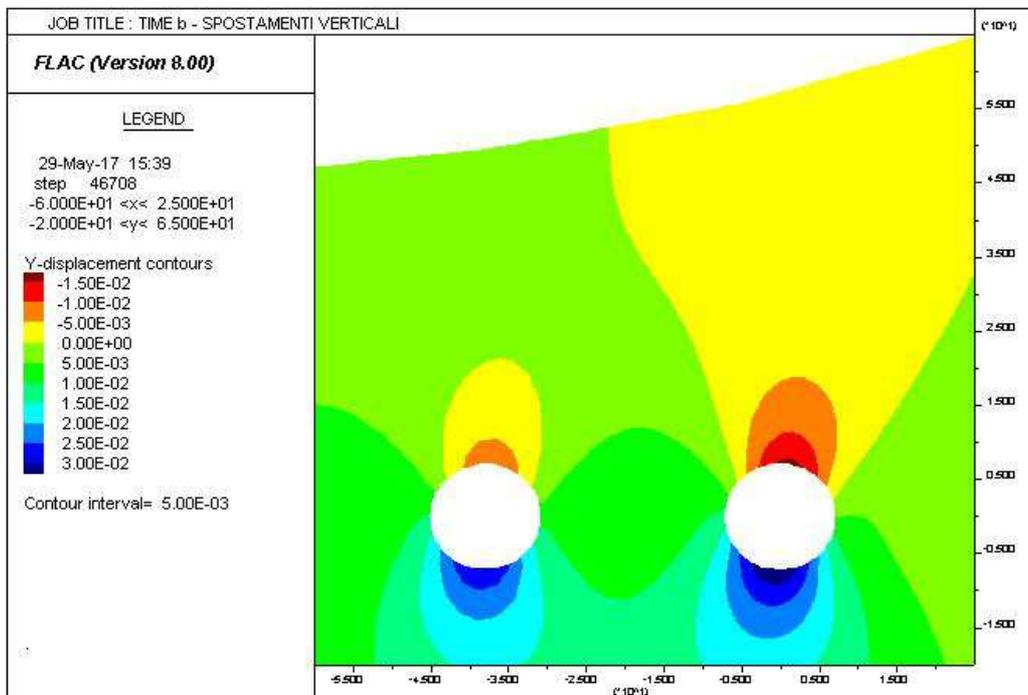
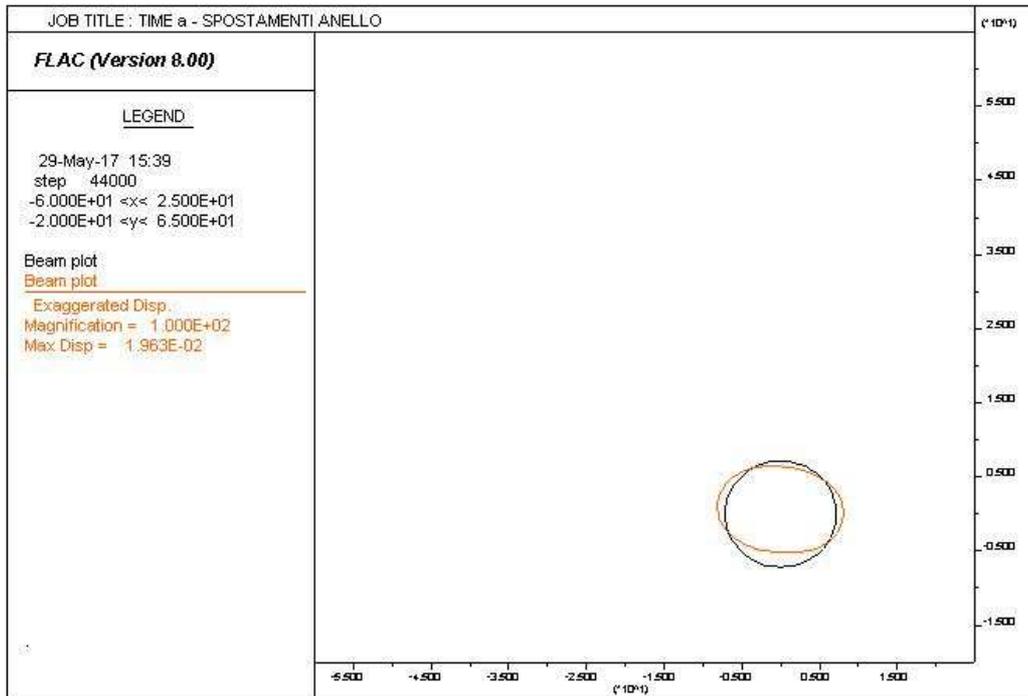
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



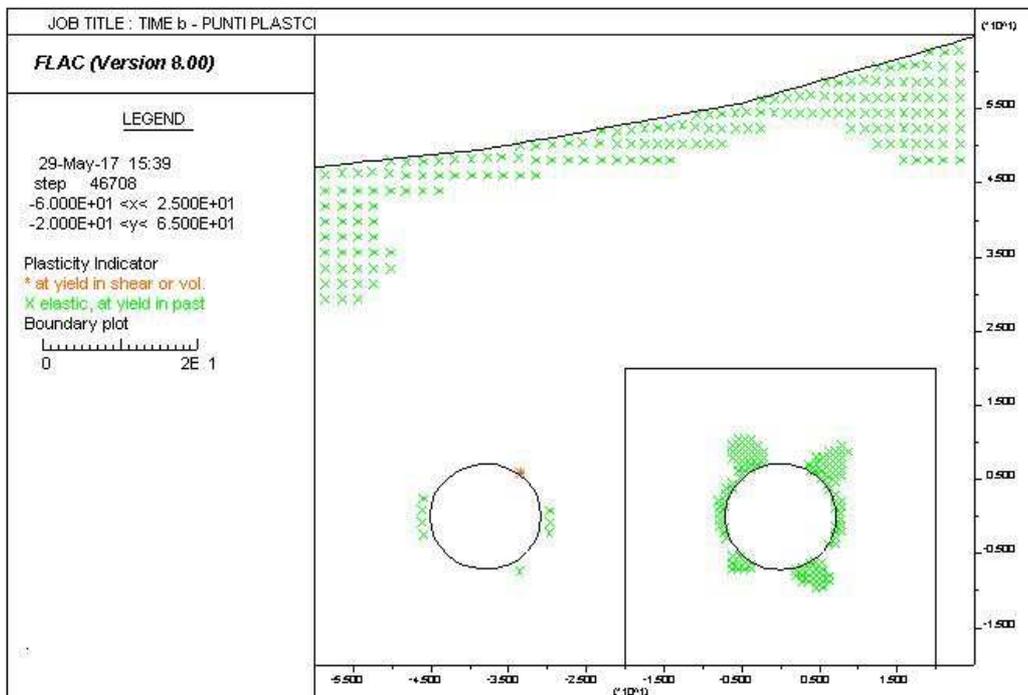
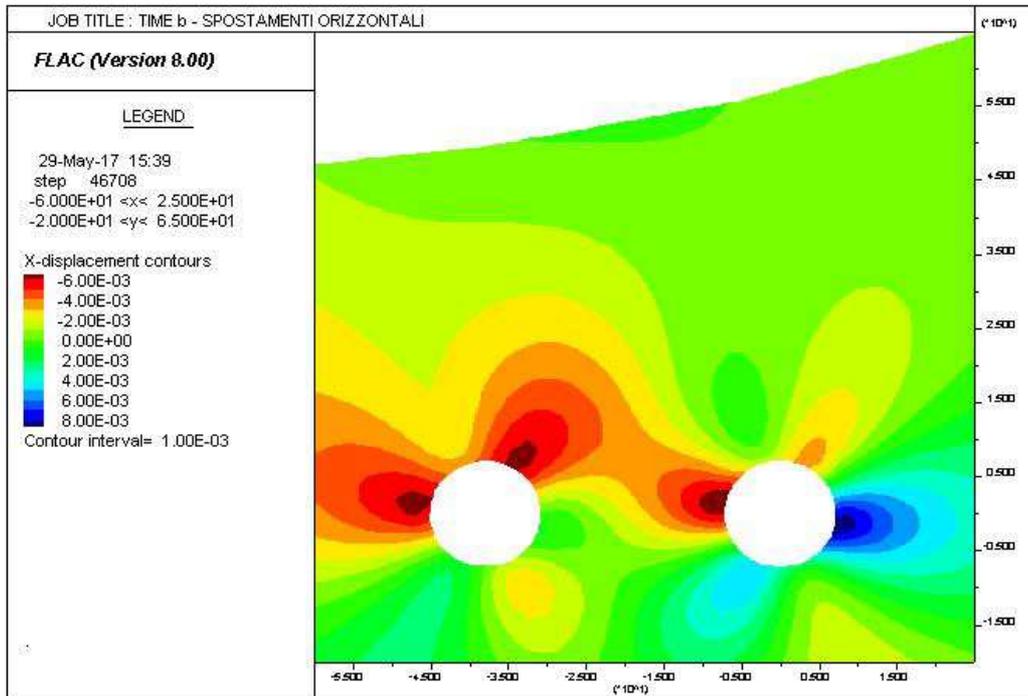
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



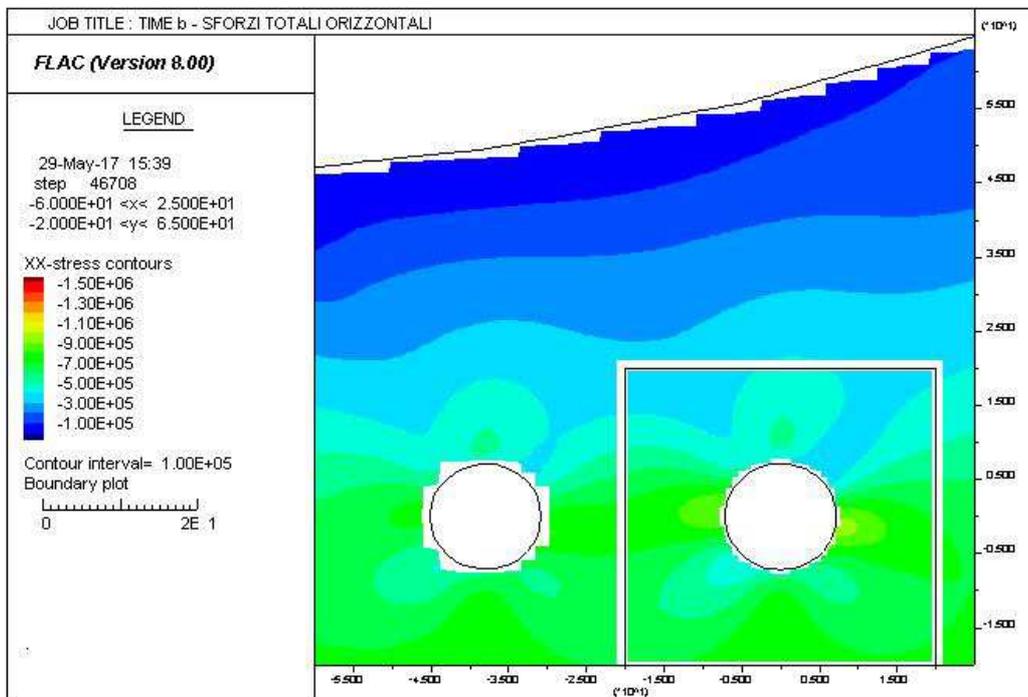
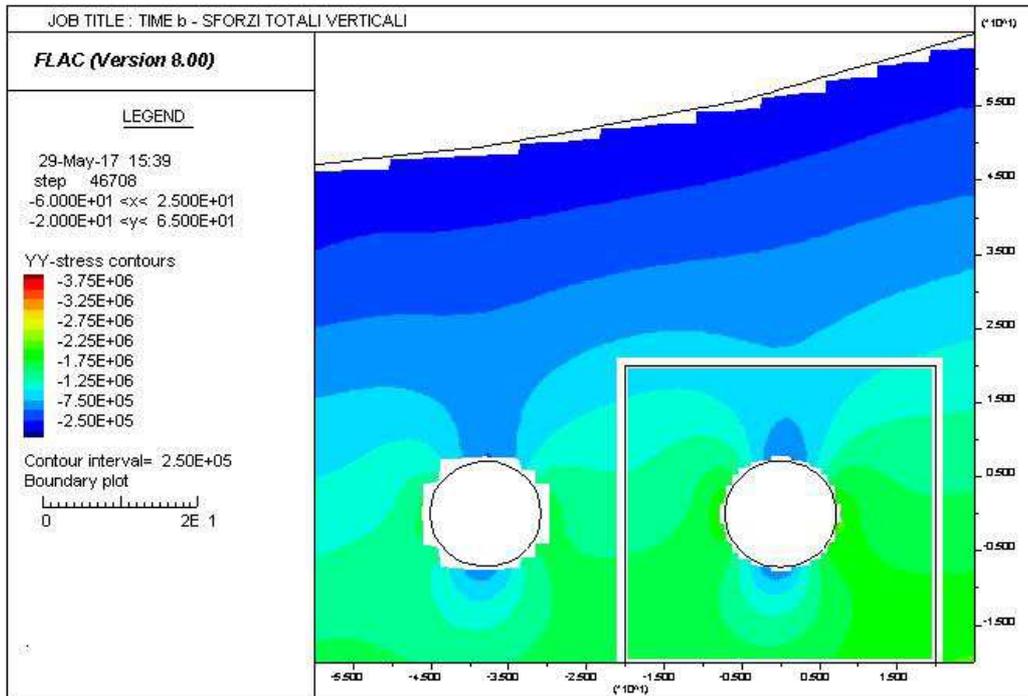
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



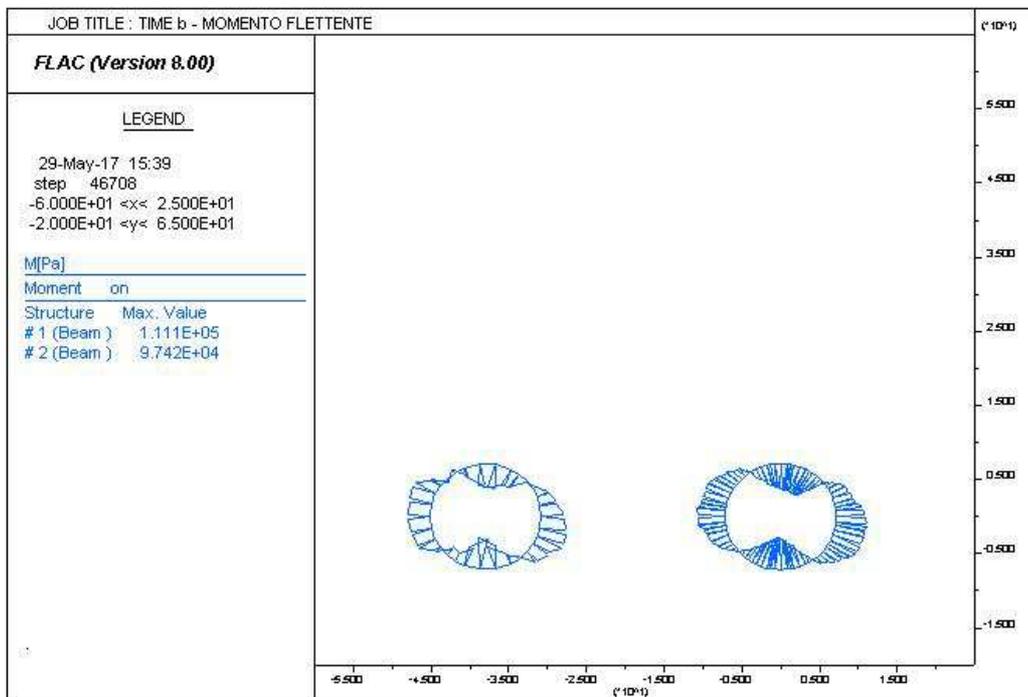
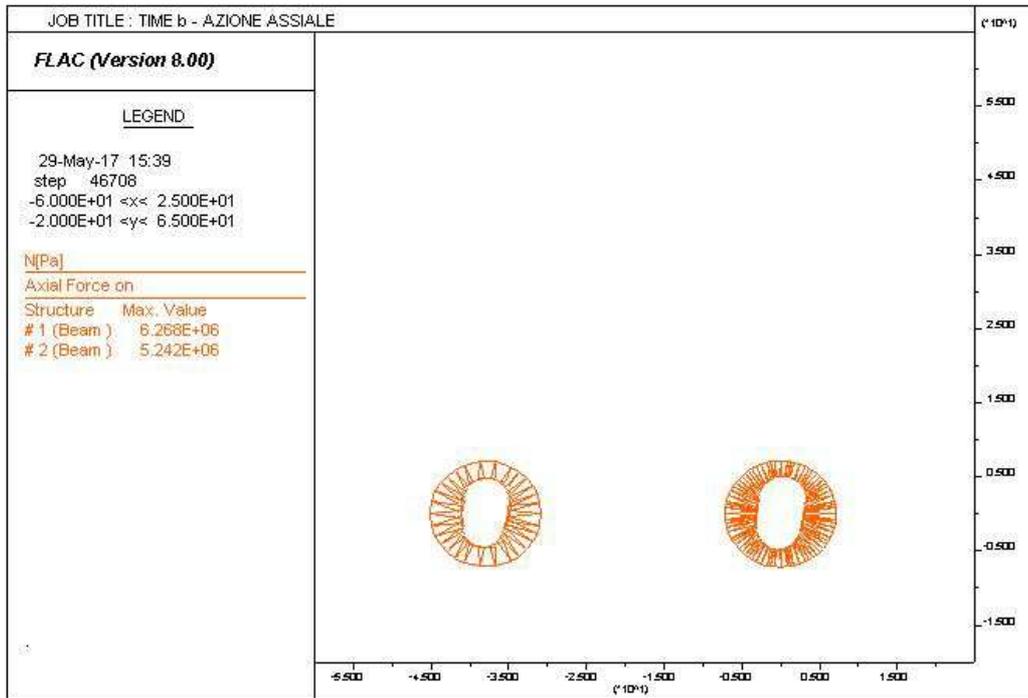
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



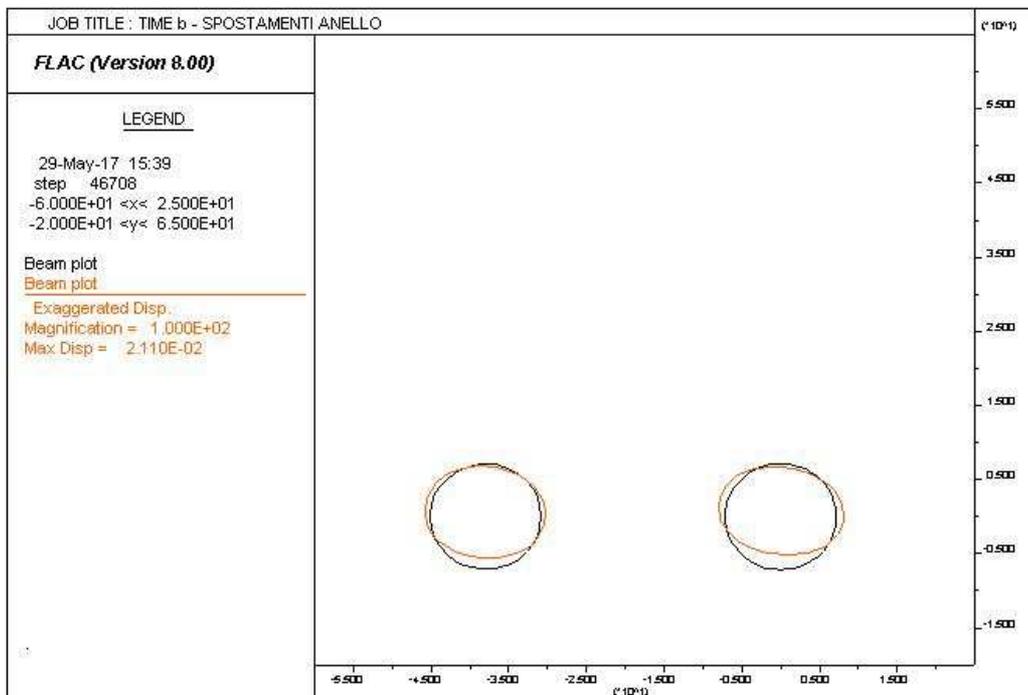
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



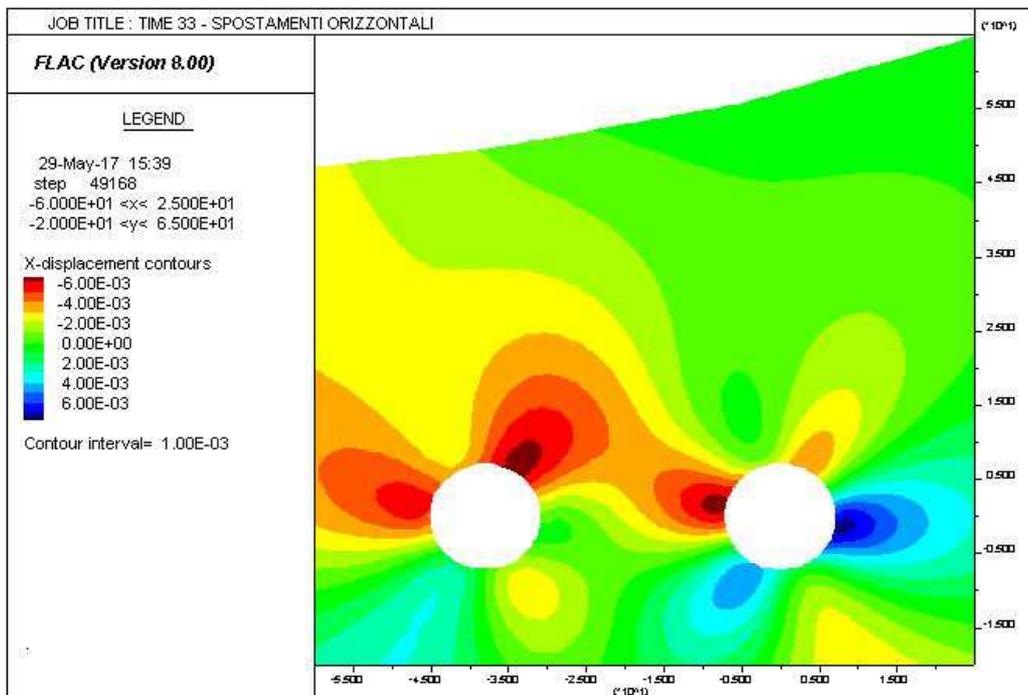
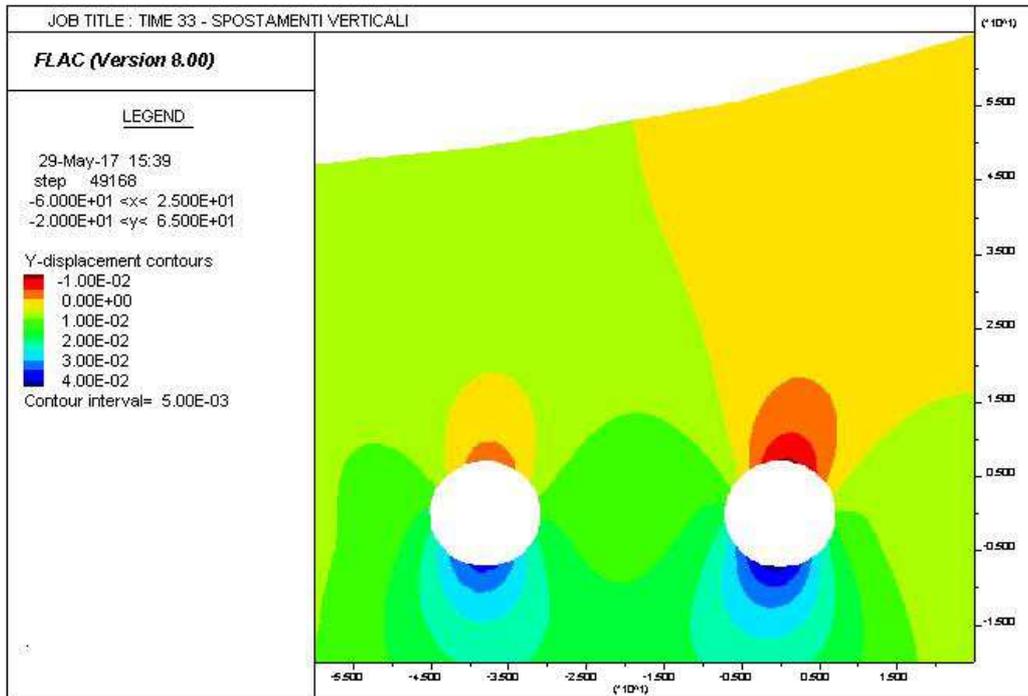
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



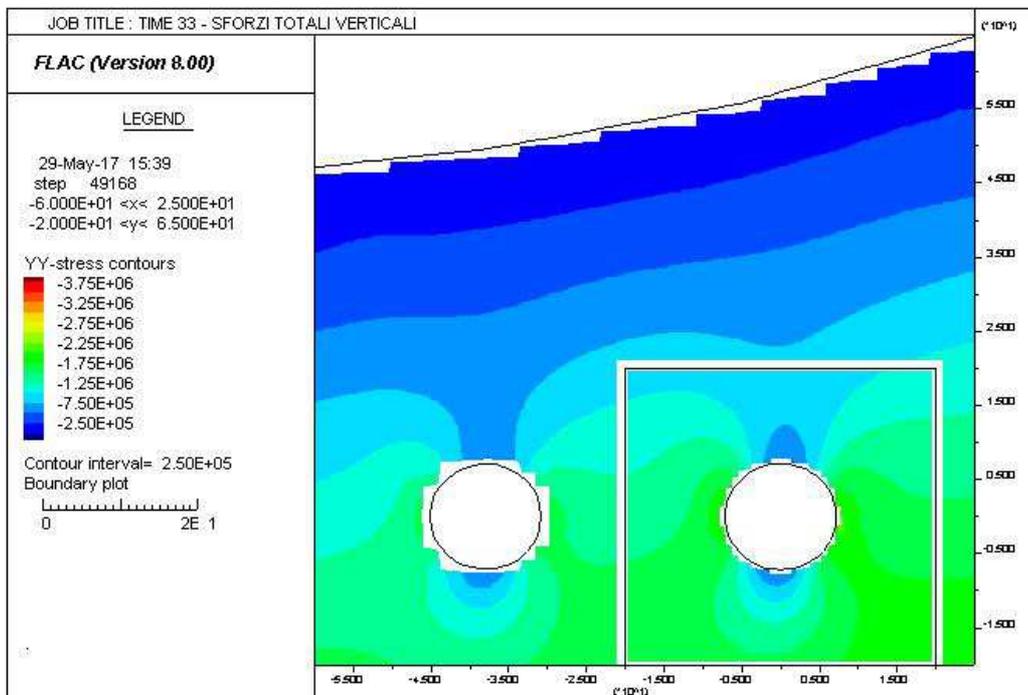
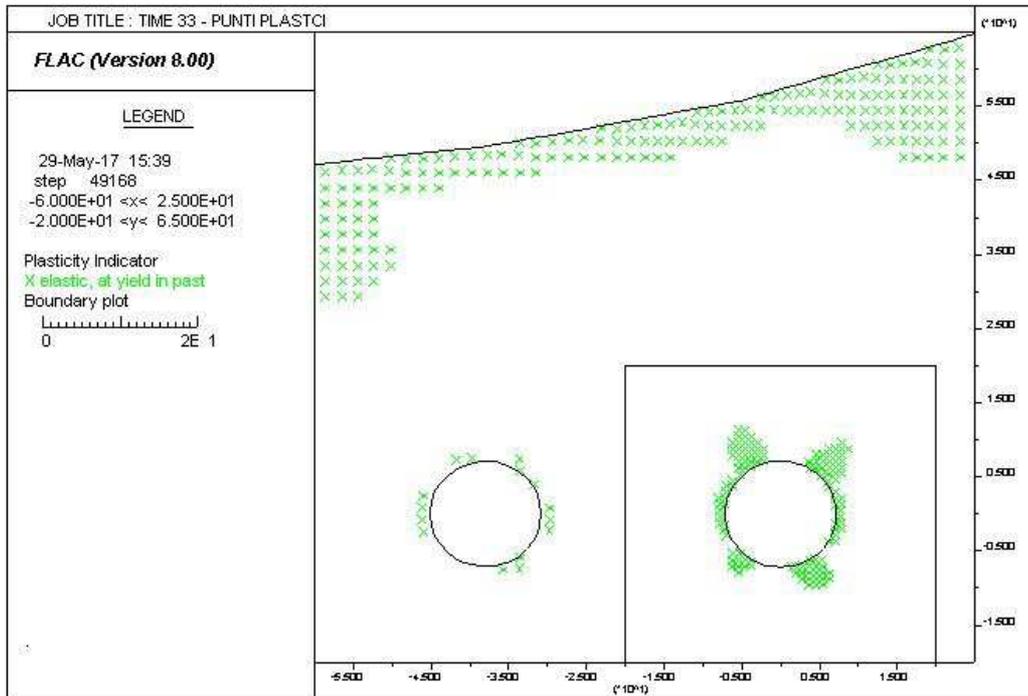
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



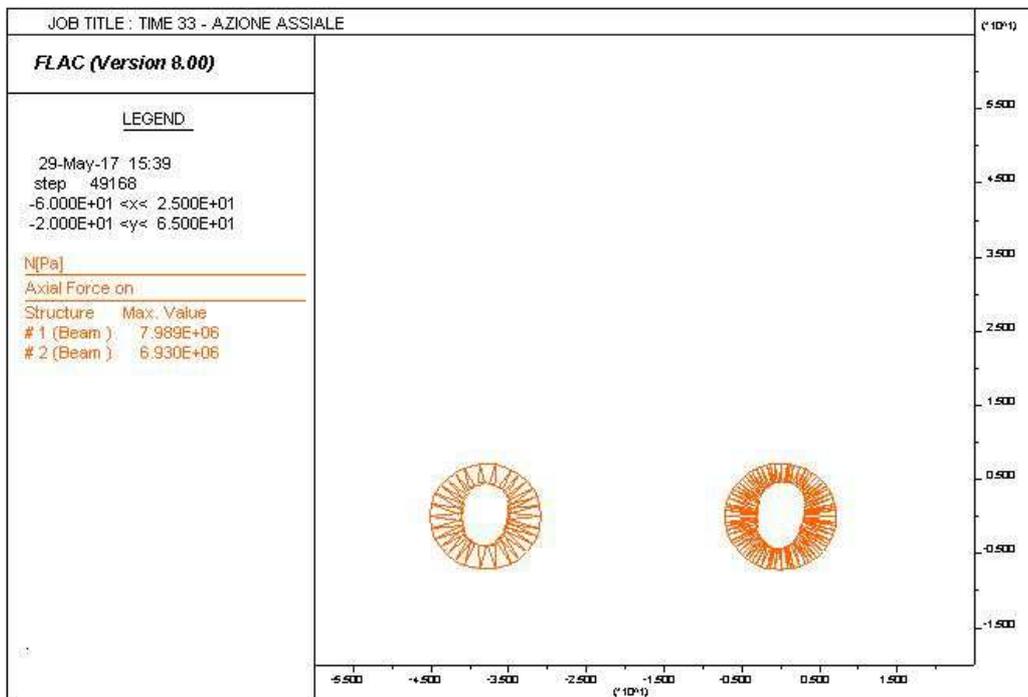
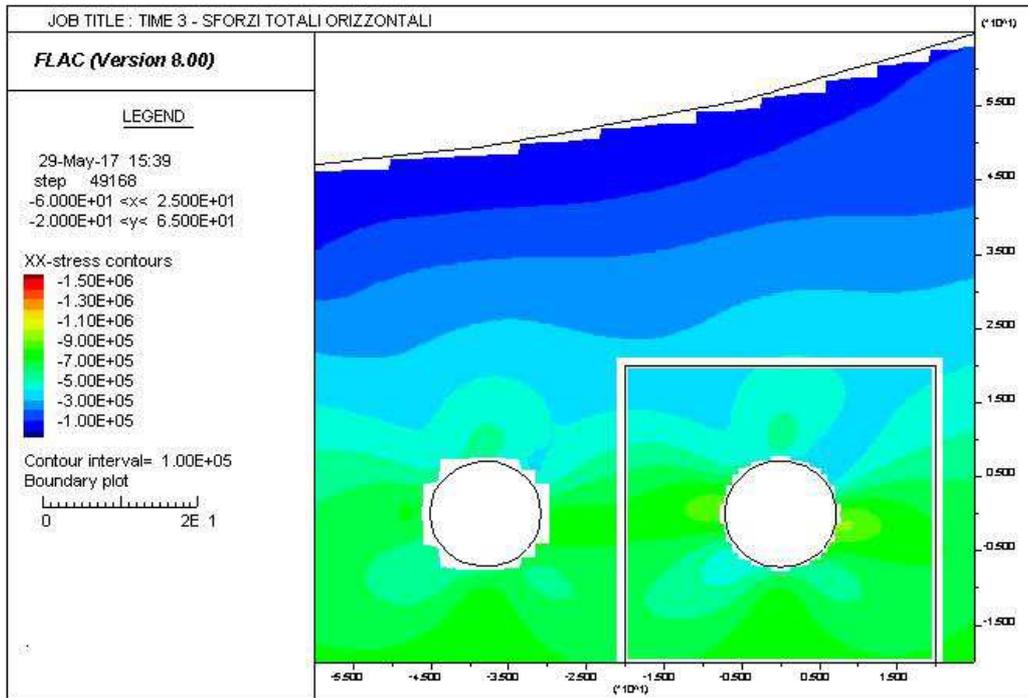
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



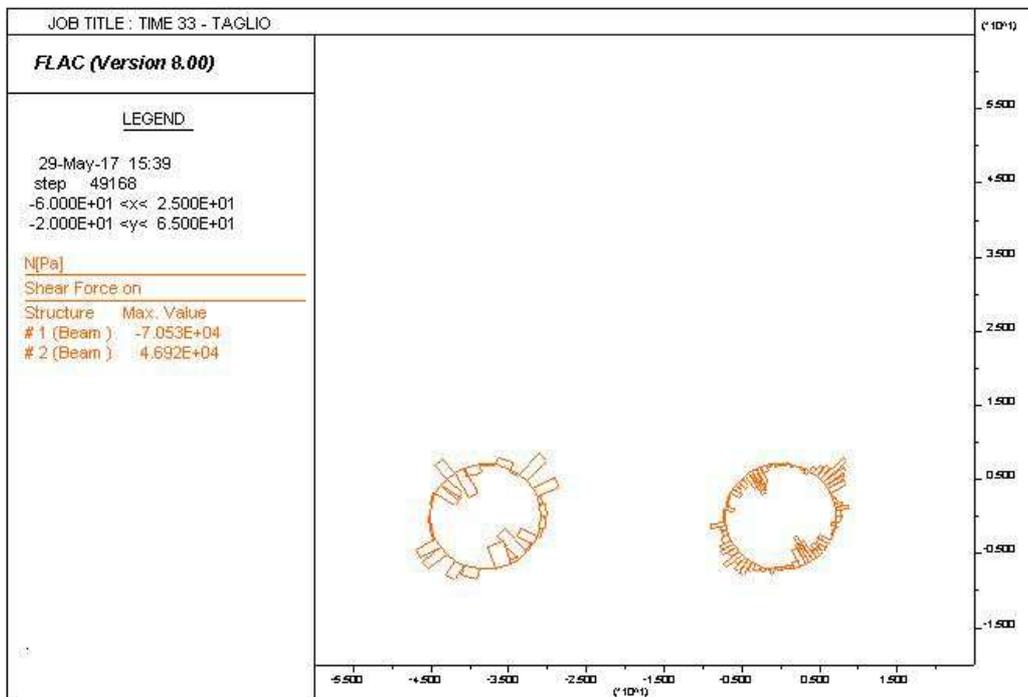
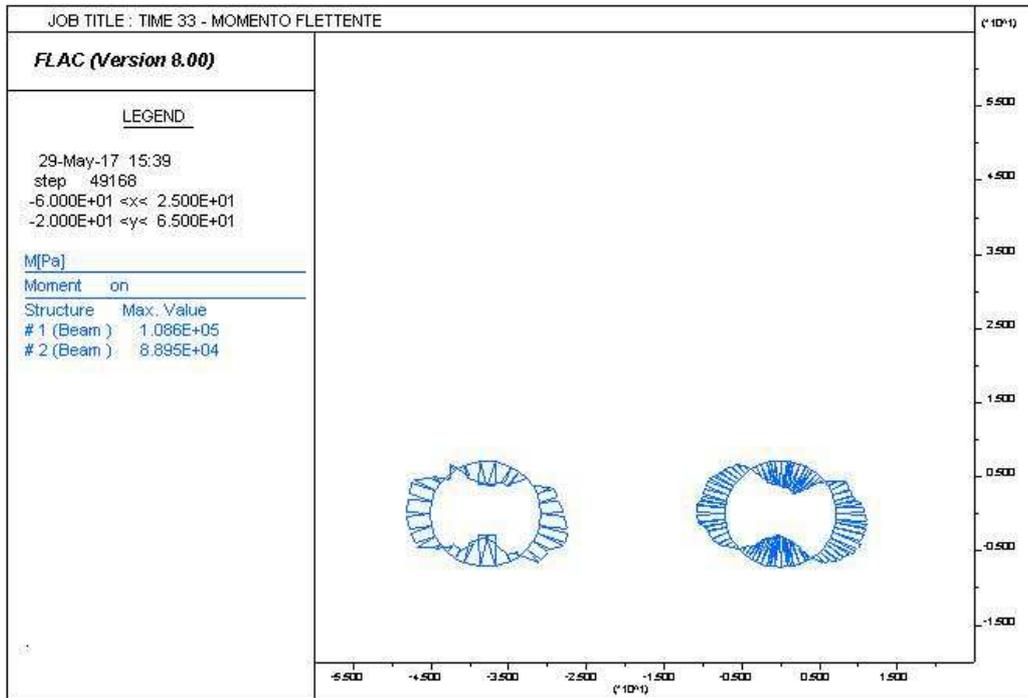
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



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

