

LIAISON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE

PARTE IN TERRITORIO ITALIANO – PROGETTO IN VARIANTE (OTTEMPERANZA ALLA PRESCRIZIONE N. 235 DELLA DELIBERA CIPE 19/2015)

CUP C11J05000030001 – PROGETTO DEFINITIVO

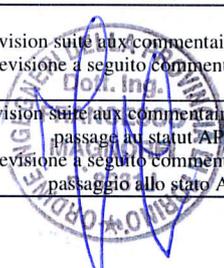
GENIE CIVIL – OPERE CIVILI

TUNNEL DE BASE – TUNNEL DI BASE

SECTION COURANTE COTE ITALIE – SEZIONE CORRENTE LATO ITALIA
SCENARIOS DE PROJET COTE ITALIE – SCENARI DI PROGETTO LATO ITALIA

RAPPORT TECHNIQUE ET DE CALCUL – RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérfié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0-A- B-C- D-E-F	2012 - 2013	Première diffusion / Prima emissione Révision suite aux commentaires TELT / Revisione a seguito commenti TELT Passage au statut AP / Passaggio allo stato AP	M. JANUTOLO (BG) E. GARIN (BG) F. MEMMI (AMB) A. MIGNINI (AMB)	M. RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON C. OGNIBENE M. PANTALEO
G	31/10/2016	Première diffusion PRV – révision générale des calculs / Prima emissione PRV – revisione generale dei calcoli	M. JANUTOLO (BG) G. QUESTI (BG) C. SALOT (BG) E. GARIN (BG) T. KAZERANI (BG)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI
H	27/01/2017	Révision suite aux commentaires TELT / Revisione a seguito commenti TELT	M. JANUTOLO (BG) G. QUESTI (BG) C. SALOT (BG) E. GARIN (BG) T. KAZERANI (BG)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI
I	30/03/2017	Révision suite aux commentaires TELT et passage au statut AP / Revisione a seguito commenti TELT e passaggio allo stato AP	M. JANUTOLO (BG) C. SALOT (BG)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI



COD E DOC	P	R	V	C	3	A	T	S	3	3	9	4	9	I
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla		Émetteur / Emittente			Numero				Indice		

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	26	19	00	10	02
------------------------------	------------	----	----	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

ECHELLE / SCALA
-



TELT sas – Savoie Technolac - Bâtiment "Homère"
13 allée du Lac de Constance – 73370 LE BOURGET DU LAC (France)
Tél. : +33 (0)4.79.68.56.50 – Fax : +33 (0)4.79.68.56.75
RCS Chambéry 439 556 952 – TVA FR 03439556952
Propriété TELT Tous droits réservés – Proprietà TELT Tutti i diritti riservati

Ce projet
est cofinancé par
l'Union européenne
(DG-TREN)



Questo progetto
è cofinanziato
dall'Unione europea
(TEN-T)

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	12
1.1 Generalità.....	12
1.2 Modifiche rispetto al Progetto Definitivo Approvato.....	12
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	13
2.1 Documenti di progetto	13
2.2 Quadro normativo di riferimento.....	15
2.3 Letteratura.....	15
3. FILOSOFIA DEL PROGETTO GEOTECNICO.....	16
3.1 Generalità.....	16
3.2 Problematiche principali durante lo scavo.....	18
4. GEOLOGIA E GEOMECCANICA DEL TUNNEL DI BASE LATO ITALIA.....	19
4.1 Sintesi geologica e delle problematiche durante lo scavo	19
4.2 Unità geomeccaniche e stato tensionale	23
4.3 Idrogeologia e drenaggio in fase di scavo e definitiva	24
5. ANALISI DEL COMPORTAMENTO ALLO SCAVO.....	25
5.1 Premessa	25
5.2 Sezioni, parametri e filosofia di calcolo	25
5.3 Calcolo e risultati	30
5.4 Conclusioni	37
6. DEFINIZIONE DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO E LORO APPLICAZIONE	37
6.1 Scavo in tradizionale (sezione corrente).....	37
6.1.1 Sezioni tipo	37
6.1.2 Scelta delle sezioni tipo di sostegno	39
6.2 Scavo con TBM aperta (sezione corrente).....	41
6.2.1 Sezioni tipo	41
6.2.2 Scelta delle sezioni tipo di sostegno	42
6.3 Scavo con TBM mista scudata (sezione corrente).....	44
6.4 Caverne per montaggio/smontaggio TBM	44
6.5 Sezioni allargate in prossimità dell'imbocco.....	46
6.5.1 Generalità.....	46
6.5.2 Realizzazione infilaggi e portale in c.a.	47
6.5.3 Sezioni tipo e fasaggio di costruzione	47
6.6 Ramo di connessione in fase cantiere da BP a BD	49
6.7 Applicazione delle sezioni tipo lungo il tracciato.....	49
6.8 Misure di miglioramento delle condizioni dell'ammasso (interventi eccezionali) .	51
7. MATERIALI PER SOSTEGNI E RIVESTIMENTI.....	52
7.1 Sostegni.....	52
7.2 Rivestimento definitivo e finiture	53
7.3 Sistema di impermeabilizzazione	54

8.	VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO PER TBM APERTA (PK 51+640-48+677)	54
8.1	Definizione delle sezioni tipo	54
8.2	Modello di calcolo	54
8.2.1	Parametri geotecnici di calcolo	54
8.2.2	Metodologia	56
8.2.3	Analisi con il metodo delle linee caratteristiche	57
8.2.4	Modello numerico	58
8.2.5	Carichi e combinazione di carico considerati nel modello	64
8.2.6	Comportamento dell'ammasso	65
8.2.7	Verifica dei sostegni	69
8.2.8	Verifiche del rivestimento definitivo	80
9.	VERIFICA DELLE CAVERNE DI MONTAGGIO/SMONTAGGIO (PK 53+690-53+650 E PK 51+640-51+680)	89
10.	VERIFICA DELLA TRATTA IN TRADIZIONALE (PK 53+417 BP / 53+650 BD - 52+598 E 51+719.5-51+680)	90
10.1	Scelta delle sezioni tipo	90
10.2	Verifica della sezione tipo S3a	90
10.3	Verifica della sezione tipo S4	91
10.4	Verifica della sezione tipo S11	93
11.	VERIFICA DELLA SEZIONI ALLARGATE IN PROSSIMITÀ DEGLI IMBOCCHI (PK 61+076.5-61+021.5 BP E 61+076.5-60+934.5 BD).....	93
11.1	Introduzione	93
11.2	Parametri geotecnici di calcolo.....	94
11.3	Sezioni tipo di sostegno	95
11.4	Calcolo 3D.....	96
11.4.1	Modello numerico.....	96
11.4.2	Comportamento dell'ammasso.....	99
11.4.3	Calcolo del tasso di deconfinamento	100
11.4.4	Stabilità del setto	103
11.4.5	Verifica dei sostegni nella zona A2	103
11.4.6	Verifica dei sostegni nella zona A1	108
11.5	Verifica del portale in calcestruzzo armato	110
11.5.1	Verifica a Stato limite di Esercizio (SLE)	110
11.5.2	Verifica a Stato Limite Ultimo (SLU).....	111
11.5.3	Verifica sismica	116
11.5.4	Conclusione	119
11.6	Calcolo 2D	119
11.6.1	Modello numerico.....	119
11.6.2	Fasaggio di modellazione	120
11.6.3	Caratteristiche degli elementi di interfaccia	120
11.6.4	Pressione idraulica.....	120
11.6.5	Azione sismica.....	121
11.6.6	Verifica dei conci del BP, prima dell'allargo del camerone	121
11.6.7	Verifica dei bulloni di fissaggio dei conci del BP	124
11.6.8	Verifica dei conci del BD, prima dell'allargo del camerone.....	124
11.6.9	Verifica del rivestimento in presenza della pressione idraulica	126
11.6.10	Verifica del rivestimento in assenza della pressione idraulica	132
11.7	Confronto dei modelli 2D e 3D	136

11.8	Calcolo sismico dei rivestimenti.....	137
11.8.1	Introduzione.....	137
11.8.2	Metodo pseudo-statico di interazione terreno-struttura.....	137
11.8.3	Parametri geodinamici del terreno.....	137
11.8.4	Parametri dello spettro di risposta	139
11.8.5	Modello di calcolo	140
11.8.6	Risultati.....	143
11.8.7	Verifica del rivestimento – spostamento da destra verso sinistra.....	143
11.8.8	Verifica del rivestimento - spostamento da sinistra verso destra	146
11.8.9	Conclusione in merito ai rivestimenti dei cameroni.....	150
11.8.10	Verifica del setto	150
12.	VERIFICA DEL SOSTEGNO DEL RAMO DI CONNESSIONE IN FASE CANTIERE TRA BP E BD	152
13.	VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO	153
13.1	Metodologia.....	153
13.1.1	Spalling.....	154
13.1.2	Calcolo termico.....	154
13.1.3	Calcolo delle proprietà termiche nella sezione riscaldata	157
13.1.4	Sollecitazioni indirette legate all'incendio.....	157
13.1.5	Verifica delle sezioni riscaldate a SLU – combinazione eccezionale	159
13.2	Verifiche per la sezione corrente (tratte con TBM aperta e in tradizionale)	160
13.3	Verifiche delle caverne di montaggio-smontaggio.....	166
13.4	Verifiche per le sezioni allargate in prossimità degli imbocchi	166
13.4.1	Verifica in presenza di protezione termica.....	171
14.	CONCLUSIONI.....	177
	ALLEGATO 1: GRAFICI DELL'ANALISI DEL COMPORTAMENTO DELL'AMMASSO ROCCIOSO (SEZIONI C1-C6).....	178
	ALLEGATO 2: SEZIONI ALLARGATE IN PROSSIMITÀ DELL'IMBOCCO – MODELLO 3D.....	198
	ALLEGATO 3: SEZIONI ALLARGATE IN PROSSIMITÀ DELL'IMBOCCO – MODELLO 2D.....	207
	ALLEGATO 4: SEZIONI ALLARGATE IN PROSSIMITÀ DELL'IMBOCCO - CONFRONTO DEI MODELLI 2D E 3D.....	214
	ALLEGATO 5: STRUTTURA AL PORTALE - MODELLO STRUTTURALE E SOLLECITAZIONI AL SISMA	220
	ALLEGATO 6: SEZIONI ALLARGATE IN PROSSIMITÀ DELL'IMBOCCO - CALCOLO SISMICO.....	223

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1:	Profilo geologico e sezioni di calcolo.....	26
Figura 2:	Sezione C1, curve caratteristiche.....	31
Figura 3:	Sezione C1, profilo longitudinale di spostamento (LDP).....	31

Figura 4: Sezione C2, curve caratteristiche.....	32
Figura 5: Sezione C2, profilo longitudinale di spostamento (LDP).....	32
Figura 6: Sezione C3, curve caratteristiche.....	33
Figura 7: Sezione C3, profilo longitudinale di spostamento (LDP).....	33
Figura 8: Sezione C4, curve caratteristiche.....	34
Figura 9: Sezione C4, profilo longitudinale di spostamento (LDP).....	34
Figura 10: Sezione C6, curve caratteristiche.....	35
Figura 11: Sezione C6, profilo longitudinale di spostamento (LDP).....	35
Figura 12: Sezione TS1b, curve caratteristiche.....	57
Figura 13: Sezione TS2, curve caratteristiche.....	58
Figura 14: Sezione TS4b, curve caratteristiche.....	58
Figura 15: Sezione TS1b, modello dei sostegni.....	59
Figura 16: Sezione TS1b, modello dei rivestimenti.....	60
Figura 17: Sezione TS2, modello dei sostegni.....	61
Figura 18: Sezione TS2, modello dei rivestimenti.....	62
Figura 19: Sezione TS4b, modello dei rivestimenti.....	63
Figura 20: Sezione TS4b, modello dei rivestimenti.....	64
Figura 21: Sezione TS1b, spostamenti.....	65
Figura 22: Sezione TS1b, zone plastiche.....	66
Figura 23: Sezione TS2, spostamenti.....	67
Figura 24: Sezione TS2, zone plastiche.....	67
Figura 25: Sezione TS4b, spostamenti.....	68
Figura 26: Sezione TS4b, zone plastiche.....	69
Figura 27: Sezione TS1b, sollecitazioni nei bulloni.....	70
Figura 28: Sezione TS1b, plasticizzazione della centina.....	71
Figura 29: Sezione TS2, diagramma di momento.....	72
Figura 30: Sezione TS2, diagramma di sforzo normale.....	72
Figura 31: Sezione TS2, diagramma di taglio.....	72
Figura 32: Sezione TS2, diagramma di interazione M-N del cls proiettato.....	73
Figura 33: Sezione TS2, sforzi nei bulloni.....	74
Figura 34: Sezione TS4b, diagramma di momento.....	75
Figura 35: Sezione TS4b, diagramma di sforzo normale.....	75
Figura 36: Sezione TS4b, diagramma di taglio.....	76
Figura 37: Sezione TS4b, diagramma di interazione M-N del cls proiettato.....	77
Figura 38: Sezione TS4b, diagramma di interazione M-N delle centine.....	78
Figura 39: Sezione TS4b, diagramma degli sforzi normali nei bulloni.....	79
Figura 40: Sezione TS1b, sollecitazione a momento del rivestimento.....	80
Figura 41: Sezione TS1b, sollecitazione a sforzo normale del rivestimento.....	80
Figura 42: Sezione TS1b, sollecitazione a taglio del rivestimento.....	81
Figura 43: Sezione TS1b, diagramma di interazione M-N del rivestimento.....	82
Figura 44: Schema per il calcolo della sollecitazione a taglio.....	83
Figura 45: Sezione TS2, sollecitazione a momento del rivestimento.....	83
Figura 46: Sezione TS2, sollecitazione a sforzo normale del rivestimento.....	84
Figura 47: Sezione TS2, sollecitazione a taglio del rivestimento.....	84
Figura 48: Sezione TS2, diagramma di interazione M-N del rivestimento.....	85
Figura 49: Sezione TS4b, sollecitazione a momento del rivestimento.....	86
Figura 50: Sezione TS4b, sollecitazione a sforzo normale del rivestimento.....	86
Figura 51: Sezione TS4b, sollecitazione a taglio del rivestimento.....	87
Figura 52: Sezione TS4b, diagramma di interazione M-N del rivestimento.....	88

Figura 53: Paragone tra la caverna di montaggio/smontaggio (in nero) e la sezione B-B dell'area di sicurezza di Clarea (in rosso)	89
Figura 54: Verifica della sezione S4	92
Figura 55: Caratteristiche della sezione mista equivalente	95
Figura 56: Modello 3D per lo stato finale (sinistra) e iniziale (destra)	96
Figura 57: Modello 3D per lo stato finale con portale in c.a.	96
Figura 58: Modellazione del sostegno	97
Figura 59: Modellazione del rivestimento definitivo	97
Figura 60: Modellazione della zona del portale	98
Figura 61: Spostamenti verticali	99
Figura 62: Stress level=1: zone plastiche, dal portale	99
Figura 63: Stress level=1: zone plastiche, dall'interno, alla fine degli scavi.....	100
Figura 64: Calcolo del tasso di deconfinamento per i conci	101
Figura 65: Calcolo del tasso di deconfinamento per l'allargamento dei cameroni BP e BD .	101
Figura 66: Livello di tensione del setto verticale	103
Figura 67: Momento flettente.....	104
Figura 68: Sforzo normale.....	104
Figura 69: Diagramma di interazione M-N per 22 cm di cls proiettato.....	105
Figura 70: Diagramma di interazione M-N per le centine HEB 220	106
Figura 71: Momenti nei tubi di infilaggio	107
Figura 72: Sforzo normale nei tubi di infilaggio.....	107
Figura 73: Diagramma di interazione M-N per i tubi di infilaggio.....	108
Figura 74: Diagramma d'interazione M-N, A1	109
Figura 75: Sollecitazioni a momento (M_z)	112
Figura 76: Sollecitazioni a momento (M_y).....	113
Figura 77: Sollecitazioni a sforzo normale	113
Figura 78: Sollecitazioni a sforzo di taglio	114
Figura 79: Diagrammi di interazione di travi (sinistra) e colonne (destra).....	115
Figura 80: Modello della struttura in SCIA	117
Figura 81: Spettro di risposta elastico	117
Figura 82: Diagrammi di interazione delle colonne.....	118
Figura 83: Diagrammi di interazione delle travi	118
Figura 84: presentazione della sezione del modello 3D la cui geometria è stata utilizzata per creare il modello 2D (a sinistra); configurazione del modello 2D nel suo stato iniziale (a destra, in alto); zoom sulla zona scavata nella configurazione definitiva (a destra in basso)	120
Figura 85: diagramma dei momenti sull'anello di conci BP rimasto in fase 3.....	121
Figura 86: diagramma di sforzo normale sull'anello di conci BP rimasto in fase 3.....	122
Figura 87: diagramma di taglio sull'anello di conci BP rimasto in fase 3.....	122
Figura 88: diagramma di interazione per i conci rimasti sul BP.....	123
Figura 89: sforzi sui bulloni del BP	124
Figura 90: diagramma dei momenti sull'anello di conci BD in fase 8	125
Figura 91: diagramma di sforzo normale sull'anello di conci BD in fase 8.....	125
Figura 92: diagramma di taglio sull'anello di conci BD in fase 8.....	126
Figura 93: diagramma di interazione per i conci sul BD	126
Figura 94: Momenti nel rivestimento definitivo	127
Figura 95: Sforzi normali nel rivestimento definitivo.....	127
Figura 96: Sforzi di taglio nel rivestimento definitivo.....	128
Figura 97: Diagramma di interazione M-N nel rivestimento definitivo, arco rovescio spessore 1.0 m.....	129

Figura 98: Diagramma di interazione M-N nel rivestimento definitivo, calotta spessore 1.0 m	130
Figura 99: Diagramma di interazione M-N nel rivestimento definitivo, piedritti spessore 1.6 m	131
Figura 100: Schema per il calcolo della sollecitazione a taglio	132
Figura 101: Momenti nel rivestimento definitivo, in assenza della pressione idraulica	133
Figura 102: Sforzi normali nel rivestimento definitivo, in assenza della pressione idraulica	133
Figura 103: Sforzi di taglio nel rivestimento definitivo, in assenza della pressione idraulica	134
Figura 104: Diagramma di interazione M-N del rivestimento definitivo, calotta, senza pressione idraulica	135
Figura 105: Diagramma di interazione M-N del rivestimento definitivo, arco rovescio, senza pressione idraulica	136
Figura 106: Geometria del modello – generale	141
Figura 107: Geometria del modello – dettaglio	141
Figura 108: Schema del modello del campo libero	142
Figura 109: Schema del modello d'interazione terreno-struttura	143
Figura 110: Sollecitazione a momento	143
Figura 111: Sollecitazione a sforzo normale	144
Figura 112: Sollecitazione a taglio	144
Figura 113: Diagramma di interazione calotta, caso DX-SX	145
Figura 114: Diagramma di interazione piedritti, caso DX-SX	145
Figura 115: Diagramma di interazione arco rovescio, caso DX-SX	146
Figura 116: Sollecitazione a momento	146
Figura 117: Sollecitazione a sforzo normale	147
Figura 118: Sollecitazione a taglio	147
Figura 119: Diagramma di interazione calotta, caso SX-DX	148
Figura 120: Diagramma di interazione piedritti, caso DX-SX	148
Figura 121: Diagramma di interazione arco rovescio, caso DX-SX	149
Figura 122: Tensioni verticali sul setto in c.a. sotto deformazione imposta dal sisma applicata da sinistra verso destra	150
Figura 123: Tensioni verticali sul setto in c.a. sotto deformazione imposta dal sisma applicata da destra verso sinistra	151
Figura 124: Diagramma di interazione per il setto in c.a.	152
Figura 125: Curve temperatura-tempo di incendio	153
Figura 126: Dati input per il calcolo e andamento delle temperature nella sezione per la curva ISO834 4h	156
Figura 127: Dati di input e risultati	159
Figura 128: Andamento delle temperature nella sezione per le 3 curve di incendio considerate	161
Figura 129: Modello di calcolo	162
Figura 130: Sezione TS4b, diagramma di interazione per la curva di incendio ISO834 4h ..	164
Figura 131: Sezione TS4b, diagramma di interazione per la curva di incendio ISO834 4h considerando lo spessore minimo reale di 55 cm	165
Figura 132: Andamento delle temperature nella sezione per le 3 curve di incendio considerate	168
Figura 133: Modello di calcolo per BP e BD	169
Figura 134: Diagramma di interazione (si considera la riduzione del cls e nell'acciaio all'intradosso nel caso di ISO 834 h)	171

Figura 135: Andamento della temperatura nella sezione per la curva ISO834 4ore.....	173
Figura 136: calcolo delle sollecitazioni indirette in caso di incendio	174
Figura 137: Diagramma di interazione con protezione termica.....	175

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Geologia e problematiche associate alla costruzione lungo la tratta lato Italia	23
Tabella 2: Unità e parametri geomeccanici lungo la tratta lato Italia (rocce).....	23
Tabella 3: Unità e parametri geomeccanici lungo la tratta lato Italia (depositi alluvionali Val Cenischia).....	23
Tabella 4: Stato tensionale previsto lungo la tratta	24
Tabella 5: Sezioni di calcolo	26
Tabella 6: Sezione C1 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo	27
Tabella 7: Sezione C2 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo	28
Tabella 8: Sezione C3 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo	28
Tabella 9: Sezione C4 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo	29
Tabella 10: Sezione C6 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo (effettuato nella relazione PRV_C3A_3950_26-19-00).....	29
Tabella 11: Sezione C6 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo	30
Tabella 12: Riassunto dei risultati.....	36
Tabella 13: Sezioni tipo di sostegno – scavo in tradizionale	39
Tabella 14: Sezioni tipo di sostegno – scavo con TBM aperta	42
Tabella 15: Sezioni tipo di sostegno – caverne per montaggio/smontaggio TBM	45
Tabella 16: Tratte in fase di esercizio nella zona degli imbocchi	46
Tabella 17: Sezioni tipo di sostegno nella zona degli imbocchi	46
Tabella 18: Sezioni tipo di scavo lungo la tratta	50
Tabella 19: Parametri della matrice rocciosa	55
Tabella 20: Parametri dei giunti	55
Tabella 21: Parametri dell'ammasso roccioso per la sezione TS2	55
Tabella 22: Parametri dell'ammasso roccioso per la sezione TS4b	56
Tabella 23: Sezione TS2, verifica allo sforzo di taglio	73
Tabella 24 – Sforzi nelle sezioni critiche	76
Tabella 25 – Sforzi nelle sezioni critiche di cls	76
Tabella 26 – Sforzi nelle sezioni critiche della centina.....	76
Tabella 27: Sezione TS4b, verifica allo sforzo di taglio	77
Tabella 28: Sezione TS1b, verifica allo sforzo di taglio	83
Tabella 29: Sezione TS2, verifica allo sforzo di taglio	85
Tabella 30: Sezione TS4b, verifica allo sforzo di taglio	88
Tabella 31: Parametri geomeccanici utilizzati nel modello numerico	94
Tabella 32: Verifica allo sforzo di taglio	132
Tabella 33: Classi di terreno e valori dei parametri che intervengono nello spettro di risposta	138
Tabella 34: Parametri dinamici del terreno	139
Tabella 35: Valori di calcolo dell'accelerazione orizzontale del terreno	139
Tabella 36: Proprietà termiche	155
Tabella 37: Caratteristiche della sezione riscaldata	162
Tabella 38: Sollecitazioni termiche indotte dal riscaldamento del cls	162
Tabella 39: Sforzi termici calcolati con SCIA	162

Tabella 40: Coefficienti di riduzione della resistenza	163
Tabella 41: Verifica della sezione	165
Tabella 42: Resistenze della struttura, azioni sollecitanti e fattori di sicurezza per la sezione TS4b	166
Tabella 43: Caratteristiche della sezione riscaldata	168
Tabella 44: Sollecitazioni termiche indotte dal riscaldamento del cls	168
Tabella 45: Sforzi termici calcolati con SCIA	169
Tabella 46: Coefficienti di riduzione della resistenza	170
Tabella 47: Resistenze della struttura, azioni sollecitanti e fattori di sicurezza per il camerone BP all'imbocco	176
Tabella 48: Resistenze della struttura, azioni sollecitanti e fattori di sicurezza per il camerone BD all'imbocco	176

RESUME / RIASSUNTO

Le présent rapport concerne le dimensionnement de la section courante du Tunnel de Base pour le tronçon en territoire italien.

Après un rappel sur la géologie, sur la géomecanique et sur les problématiques prévues pendant le creusement, il est analysé le comportement contrainte-déformations des massifs rocheux le long du tronçon en conditions intrinsèques (sans soutènement et revêtement).

Les profils types prévus pour la section courante pour le creusement en traditionnel et au tunnelier (tunnelier à appui radial et tunnelier à bouclier) sont ensuite décrits.

Les profils type des cavernes pour les tiroirs situés dans la zone des portails à Susa et pour les cavernes de montage/démontage ont été présentés.

Ces sections ont été définies le long du tracé en fonction de la géométrie, du comportement géomécanique et des méthodes de creusement.

La description des profils types est complétée par l'illustration des interventions possibles dans le cas de conditions géotechniques particulièrement difficiles (interventions exceptionnelles).

Enfin, les vérifications du soutènement et du revêtement (y compris la résistance au feu) ont été présentées pour les cas suivants :

- Tronçon au tunnelier ouvert
- Caverne de montage/démontage
- Tronçon en traditionnel
- Cavernes de la zone des portails

La vérification des voussoirs préfabriqués pour le tunnelier à bouclier est l'objet du document PRV_C3A_3950_26-19-00_10-03.

La vérification de la galerie en ligne dans le site de sécurité de Clarea est présentée dans les rapports PRV_C3A_3730_26-46-20_10-01 et PRV_C3A_3731_26-46-20_10-02.

La presente relazione riguarda il dimensionamento della sezione corrente del Tunnel di Base per la tratta in territorio italiano.

Dopo un inquadramento della geologia, della geomeccanica e delle problematiche che si prevedono durante lo scavo, si è analizzato il comportamento tensio-deformativo degli ammassi rocciosi lungo la tratta in condizioni intrinseche (senza sostegni e rivestimenti).

Si sono successivamente descritte le sezioni tipo previste per la sezione corrente sia per scavo in tradizionale che meccanizzato (TBM aperta e scudata).

Si sono inoltre presentate le sezioni tipo per i cameroni per l'alloggio dei tronchini di salvamento situati nella zona degli imbocchi a Susa e per le caverni di montaggio/smontaggio TBM.

Tali sezioni sono state definite lungo il tracciato in funzione della geometria, del comportamento geomeccanico e dei metodi di scavo.

La descrizione delle sezioni tipo è completata dall'illustrazione dei possibili interventi nel caso di condizioni geotecniche particolarmente difficili (interventi eccezionali).

Si sono infine presentate le verifiche del sostegno di prima fase e del rivestimento (compresa la resistenza al fuoco) per i seguenti casi:

- Tratta con TBM aperta
- Caverne di montaggio/smontaggio
- Tratta in tradizionale
- Cameroni agli imbocchi

La verifica dei conci prefabbricati per la TBM scudata è invece oggetto del documento PRV_C3A_3950_26-19-00_10-03.

La verifica delle gallerie in line nell'area di sicurezza di Clarea è presentata nelle relazioni PRV_C3A_3730_26-46-20_10-01 e PRV_C3A_3731_26-46-20_10-02.

1. Introduzione

1.1 Generalità

La presente relazione riguarda il dimensionamento della sezione corrente del Tunnel di Base in territorio italiano.

Vengono definiti i sostegni tipo e la loro applicazione lungo il tracciato, in funzione della geometria, dei metodi di scavo, della geologia, della geomeccanica, dei rischi e del comportamento allo scavo previsti. Vengono inoltre descritti gli interventi eccezionali nel caso di condizioni geotecniche o idrogeologiche particolarmente difficili.

Si illustrano le caratteristiche dei materiali usati per i sostegni, per il rivestimento definitivo e per le finiture.

Si fornisce poi la verifica del sostegno di prima fase e del rivestimento definitivo delle sezioni tipo lungo la tratta ad eccezione della parte scavata con TBM scudata (con conci prefabbricati) che è oggetto della relazione PRV_C3A_3950_26-19-00_10-03 (dalla pk 61+021.5 alla pk 53+514.8 per la canna BP e dalla pk 60+934.5 alla pk 53+690 per la canna BD) e della tratta di gallerie in linea dell'area di sicurezza di Clarea (dalla pk 52+598 alla 51+759.5), oggetto delle relazioni PRV_C3A_3730_26-46-20_10-01 e PRV_C3A_3731_26-46-20_10-02. Inoltre, all'interno del documento, si ricordano le differenze e gli sviluppi rispetto alla fase progettuale precedente.

Infine si riportano le verifiche di resistenze al fuoco delle strutture secondo l'EN 1992-1-2/NA e la guida d'applicazione del CETU; a tal proposito viene assunta la responsabilità, nel ruolo di progettisti, delle scelte esposte. Per la determinazione delle sollecitazioni meccaniche dovute all'incendio, si è usato un modello lineare, che è alla base delle equazioni fornite nel testo. Vale il principio di sovrapposizione degli effetti per i carichi, ed il modello è lineare (senza comportamento di tipo elastoplastico con legge di comportamento associata alla temperatura locale). Tra l'altro secondo le raccomandazioni del CETU, un calcolo di tipo non lineare non è giustificato alla luce delle incertezze di tipo geomeccanico e potrà essere realizzato in fase di progetto esecutivo.

1.2 Modifiche rispetto al Progetto Definitivo Approvato

Le modifiche generali per la tratta di Tunnel di Base sul territorio italiano sono state descritte nella relazione PRV_C3A_0435_26-19-00. Per quanto riguarda la definizione ed il dimensionamento/verifica delle sezioni tipo, le modifiche hanno riguardato:

- La sezione tipo TS1b, che è stata adattata alla luce delle osservazioni nel cunicolo esplorativo della Maddalena. Questa sezione tipo nel Progetto Definitivo Approvato era specifica per fenomeni di rockburst e spalling e le misure di sostegno erano variabili a seconda dell'entità del fenomeno, che era associato alla copertura. Questa sezione tipo è stata estesa ai fenomeni di rilascio /instabilità in calotta osservati durante lo scavo del cunicolo. Si tratta infatti sempre di fenomeni di rottura fragile. Nel cunicolo si è osservato come l'aumento di copertura non ha generato un aumento dei fenomeni ma anzi una loro riduzione. Lo stato tensionale è associato alla morfologia di superficie (zona della val Clarea) con fenomeni più intensi che sono stati osservati in corrispondenza di una locale riduzione della copertura dovuta al solco vallivo. Si è quindi definito un unico set di misure di sostegno, che non è più associato alla copertura ma viene previsto lungo il TdB con percentuali di applicazione che dipendono dall'intensità dei fenomeni rilevati nel cunicolo.

- La sezione tipo S11, che è stata introdotta per lo scavo con metodo tradizionale, ed è simile alla TS1b e quindi adatta allo stesso comportamento allo scavo. Si prevede l'applicazione di questa sezione tipo nelle tratte in tradizionale in prossimità dell'AdS di Clarea.
- Le sezioni tipo CS1 e CS2, che sono state modificate sia per le loro dimensioni (la sezione è più grande in modo da poter ospitare al suo interno una gru a portale) sia per le misure di sostegno. In particolare, si sono previste le stesse misure di sostegno delle sezioni tipo S1 e S3 dell'area di sicurezza di Clarea, ubicate in prossimità ad esse.
- Le sezioni tipo per i cameroni di imbocco, che sono state modificate in funzione del nuovo fasaggio di realizzazione. Sono state anche leggermente ottimizzate sia dal punto di vista geometrico che dal punto di vista degli interventi di sostegno. Si rimanda al § 6.5 per maggiori dettagli.
- Viene inoltre aggiunta la verifica della sezione tipo S4, in corrispondenza di una faglia prevista, osservata durante lo scavo del cunicolo esplorativo della Maddalena.
- La sezione tipo S3a viene verificata tramite la sezione E-E dell'area di sicurezza di Clarea.
- Per le sezioni tipo TS2 e TS4b sono state eseguite nuove verifiche in fz. dei parametri geomeccanici di PRV.
- Il ramo di connessione in fase cantiere da BP a BD, che è stato introdotto con questa variante e per il quale si sono definiti gli stessi sostegni della sezione tipo S3a della sezione corrente del TdB.

2. Documenti di riferimento

2.1 Documenti di progetto

I documenti di riferimento del capitolo 26-19 (Sezione corrente lato Italia) sono i seguenti.

26-19-00 Scenari di progetto lato Italia

- PRV_C3A_0435_26-19-00 Relazione generale illustrativa (lato Italia)
- PRV_C3A_3950_26-19-00 Relazione di calcolo del rivestimento con conci prefabbricati
- PRV_C3A_3951_26-19-00 Profilo longitudinale geotecnico-geomeccanico con applicazione delle sezioni tipo (lato Italia) 1/2
- PRV_C3A_3948_26-19-00 Profilo longitudinale geotecnico-geomeccanico con applicazione delle sezioni tipo (lato Italia) 2/2

26-19-20 Dimensionamento dell'opera-scavo in tradizionale

- PD2_C3A_3983_26-19-20 Sezione tipo sostegno S1
- PD2_C3A_3984_26-19-20 Sezione tipo sostegno S2
- PD2_C3A_3985_26-19-20 Sezione tipo sostegno S3a
- PD2_C3A_3986_26-19-20 Sezione tipo sostegno S3b
- PD2_C3A_3987_26-19-20 Sezione tipo sostegno S4

- PD2_C3A_3988_26-19-20 Sezione tipo sostegno S5a
- PD2_C3A_3989_26-19-20 Sezione tipo sostegno S5b
- PD2_C3A_3990_26-19-20 Sezione tipo sostegno S6
- PD2_C3A_3991_26-19-20 Sezione tipo sostegno S7
- PD2_C3A_3992_26-19-20 Sezione tipo sostegno S8
- PD2_C3A_3993_26-19-20 Sezione tipo sostegno S9
- PRV_C3A_7475_26-19-20 Sezione tipo sostegno S11
- PD2_C3A_3994_26-19-20 Sezione tipo S1-S6, S9 - Carpenteria
- PD2_C3A_3995_26-19-20 Sezione tipo S7-S8 - Carpenteria
- PRV_C3A_3969_26-19-20 Allarghi in corrispondenza degli imbocchi - 1/5
- PRV_C3A_7477_26-19-20 Allarghi in corrispondenza degli imbocchi – 2/5
- PRV_C3A_3972_26-19-20 Allarghi in corrispondenza degli imbocchi – 3/5
- PRV_C3A_3970_26-19-20 Allarghi in corrispondenza degli imbocchi - 4/5
- PRV_C3A_7478_26-19-20 Allarghi in corrispondenza degli imbocchi – 5/5
- PRV_C3A_3974_26-19-20 Carpenteria sezione tipo A in corrispondenza degli imbocchi
- PRV_C3A_3976_26-19-20 Carpenteria sezione tipo C in corrispondenza degli imbocchi
- PRV_C3A_7479_26-19-20 Struttura del portale del tunnel
- PD2_C3A_3967_26-19-20 Interventi eccezionali scavo in tradizionale
- PRV_C3A_3996_26-19-20 Sezione di allargo per montaggio/smontaggio TBM – sezione tipo CS1
- PRV_C3A_3997_26-19-20 Sezione di allargo per montaggio/smontaggio TBM – sezione tipo CS2
- PRV_C3A_3999_26-19-20 Sezione di allargo per montaggio/lancio TBM – carpenteria
- PRV_C3A_4000_26-19-20 Sezione di allargo per smontaggio TBM – carpenteria.
- PRV_C3A_7476_26-19-20 Ramo di connessione in fase di cantiere da BP a BD

Dimensionamento dell'opera-scavo meccanizzato

- PD2_C3A_4005_26-19-30 Sezione tipo sostegno TS1a
- PRV_C3A_4006_26-19-30 Sezione tipo sostegno TS1b
- PD2_C3A_4007_26-19-30 Sezione tipo sostegno TS2
- PD2_C3A_4008_26-19-30 Sezione tipo sostegno TS3
- PD2_C3A_4009_26-19-30 Sezione tipo sostegno TS4a
- PRV_C3A_4010_26-19-30 Sezione tipo sostegno TS4b

- PD2_C3A_4011_26-19-30 Sezione tipo sostegno TS5
- PD2_C3A_4012_26-19-30 Sezioni tipo TS1-TS3 – Carpenteria
- PD2_C3A_4016_26-19-30 Sezioni tipo TS4-TS5 – Carpenteria
- PD2_C3A_3982_26-19-30 Interventi eccezionali scavo in meccanizzato TBM aperta 1/2
- PD2_C3A_4013_26-19-30 Interventi eccezionali scavo in meccanizzato TBM aperta 2/2
- PD2_C3A_4014_26-19-30 Interventi eccezionali scavo in meccanizzato TBM scudata 1/2
- PD2_C3A_4015_26-19-30 Interventi eccezionali scavo in meccanizzato TBM scudata 2/2

I documenti di riferimento del capitolo 33-02 (metodologia costruttiva in sotterraneo) sono i seguenti:

- PRV_C3A_0880_33-02-02 Relazione illustrativa sui metodi di scavo delle gallerie e delle opere connesse
- PRV_C3A_0896_33-02-02 Scavo meccanizzato con fresa.

Per la geologia/idrogeologia/geotecnica/geomeccanica si fa riferimento inoltre ai documenti seguenti del lotto C3B:

- PRV_C3B_0110_26-19-01_10-01 Relazione geologica generale
- PRV_C3B_0005 e 0006_26-19-01 Profilo geologico-geomeccanico in asse galleria 2/3 e 3/3.
- PRV_C3B_0100_00-03-03 Relazione geomeccanica di sintesi (lato Italia)
- PRV_C3B_0103_00-03-03 Profilo geomeccanico lato Italia.

Per quanto riguarda l'analisi dei rischi si fa riferimento ai documenti seguenti:

- PRV_C3B_0088_00-06-00 Relazione di sintesi (lato Italia)
- PRV_C3B_0089_00-06-00 Profilo di sintesi con individuazione dei rischi (lato Italia)
- PRV_C3A_0436_26-19-00 Relazione tecnica sull'analisi del rischio.

2.2 Quadro normativo di riferimento

Il quadro normativo di riferimento è trattato nell'allegato 4.1 del Dossier Preliminare della Sicurezza (documento PRF_C1_0003_00-00-00_10-03).

2.3 Letteratura

Di seguito si riportano i riferimenti ad articoli e testi di letteratura citati nella presente relazione:

[1] Hoek (2001): *Big tunnels in bad rocks*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127 (9), 726-740, ASCE Reston.

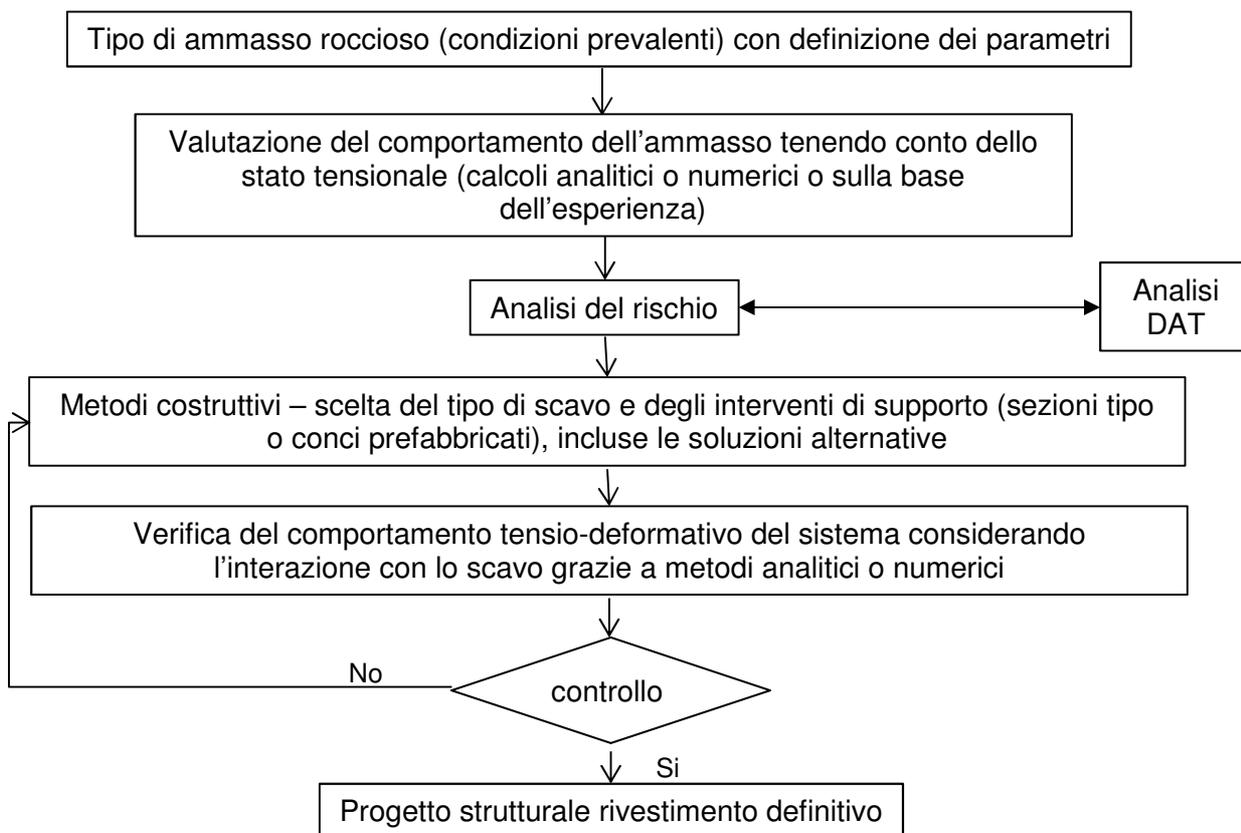
[2] Janutolo Barlet (2012): *3D numerical modelling of brittle failure in mechanized excavation of deep tunnels*. Tesi di dottorato, Politecnico di Torino.

- [3] Venturini, Damiano, Spano' et. al. (2001): *Productivity parameters from TBM excavations of "Pont Ventoux" hydroelectric power plants tunnels (AEM Torino S.p.A)*, ITA-AITES World Tunnel Congress, Milano.
- [4] Vlachopoulos, Diederichs (2009): *Improved longitudinal displacement profiles for convergence-confinement analysis of deep tunnels*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 42, 131-146.
- [5] Takano (2000): *Guidelines for the design of shield tunnel lining*. Tunneling and Underground Space Technology, vol 15 n°3, pp 315-331.
- [6] Pepe (2008): *Rivestimenti di gallerie in conci prefabbricati: sperimentazione ed analisi*. Tesi di Dottorato. Università di Napoli.
- [7] Hoek (2007): *Practical Rock Engineering*.
- [8] Hoek, Carranza Torres, Diederichs, Corkum (2008): *The 2008 Kersten Lecture: Integration of geotechnical and structural design in tunnelling*.
- [9] Lourenço, Barros, Alves (2010): *Fiber reinforced concrete of enhanced fire resistance for tunnel segments*.
- [10] Pimienta, Anton, Mindeguia, Avenel, Cuypers, Cesmat (2010): *Fire protection of concrete structures exposed to fast fires*. Fourth International Symposium on Tunnel Safety and security, Frankfurt.
- [11] Carranza Torres, Diederichs (2009): *Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liner consisting of shotcrete and steel sets*. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 24.
- [12] Anagnostou, Kovari (2003): *The stability of tunnels in grouted fault zones*, IGT, ETH, vol. 220.
- [13] Youssef M. A. Hashash et al. (2001): *Seismic design and analysis of underground structures*. Tunneling and Underground Space Technology. 16, 247-293. ITA/AITES Accredited Material.
- [14] Association Française du Génie Parasismique (AFPC) (2009): *Guide AFPS: Conception et Protection Parasismique des ouvrages souterrains*. MEDD / DPPR / SDPRM.

3. Filosofia del progetto geotecnico

3.1 Generalità

La filosofia generale per lo sviluppo del progetto geotecnico per il Tunnel di Base in fase di PRV è invariata rispetto al Progetto Definitivo Approvato e si può riassumere nel diagramma di flusso seguente.



Il progetto geotecnico è sviluppato sulla base della valutazione del comportamento allo scavo dell'ammasso roccioso e dei rischi associati alla costruzione.

La risposta deformativa allo scavo è principalmente funzione delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso e dello stato tensionale. Questa può essere valutata tramite calcoli analitici (metodo convergenza-confinamento) o numerici, ma anche, in loro assenza, sulla base dell'esperienza di opere simili e/o vicine.

In primo luogo si sono eseguite dunque delle analisi convergenza-confinamento, anche con l'obiettivo di esaminare la fattibilità di uno scavo con TBM scudata per buona parte della tratta, come sarà illustrato nel seguito.

Tuttavia, ai fini della scelta della metodologia costruttiva (scavo in tradizionale, scavo meccanizzato con TBM aperta o scudata) e del sistema di sostegno, a tale valutazione della risposta deformativa deve essere associata un'analisi dei rischi geologici/geomeccanici legati allo scavo, che possono avere notevoli conseguenze sulla stabilità del cavo e/o provocare rallentamenti considerevoli nella produzione. Questi rischi hanno sicuramente un impatto diverso a seconda del metodo costruttivo e possono riguardare tratte di lunghezza diversa. Tali rischi sono identificati e localizzati lungo il tracciato nei documenti PRV_C3B_0088_00-06-00_10-01 e PRV_C3B_0089_00-06-00_40-01 e sono associati all'incertezza sulla loro posizione ed entità. In questa relazione sono descritti nel § 3.2 i rischi dal punto di vista deterministico, che si sono chiamati più propriamente "problematiche". Si ricorda inoltre che tali problematiche, adeguatamente tradotte in "ground parameters", rappresentano i parametri di input per l'analisi DAT (illustrati nel documento PRV_C3A_8200_39-01-01_10-01 e allegati).

In funzione del comportamento allo scavo “di base” e delle problematiche previste, si sono definiti i metodi di scavo e i sostegni (sezioni tipo) per ciascun metodo. L'applicazione delle sezioni tipo lungo il tracciato è stata effettuata sulla base delle linee guida fornite nel § 6 e in analogia alle sezioni tipo previste per l'area di sicurezza di Clarea ed alle sezioni tipo messe in opera nel cunicolo esplorativo della Maddalena.

Una volta definita la metodologia di scavo e le sezioni tipo, si passa alla verifica dei sostegni di prima fase e successivamente alla verifica del rivestimento definitivo (una sola verifica nel caso di TBM scudata).

3.2 Problematiche principali durante lo scavo

Risulta importante distinguere le problematiche che generano delle conseguenze sulle condizioni di stabilità della galleria e che quindi influenzano direttamente la scelta delle sezioni tipo (a), da quelli le cui conseguenze riguardano principalmente lo scavo, le produzioni e l'avanzamento globale dell'opera (b).

Al primo gruppo (a) appartengono:

- Instabilità e/o crolli di blocchi (overbreak) e/o rilasci in calotta: in ammassi rocciosi il cui comportamento è governato dalle discontinuità (spesso derivanti da scistosità o stratificazione), possono avvenire il distacco di cunei instabili e di placche di roccia (splaccaggi) e quindi un'anisotropia di comportamento. Fenomeni di rilascio in calotta sono stati particolarmente osservati durante lo scavo del cunicolo esplorativo della Maddalena.
- Spalling e rock burst: durante lo scavo di zone caratterizzate da ammassi rocciosi massivi e competenti (comportamento fragile), con stato tensionale elevato, possono verificarsi dei distacchi di placche di roccia dalle pareti (spalling) in generale paralleli alla direzione della tensione principale maggiore, eventualmente favoriti dalle discontinuità esistenti, che possono evolvere, nel caso di grande energia immagazzinata nella roccia, in proiezioni violente di tali placche (decompressione violenta o rock burst). Un fenomeno di rottura fragile, classificabile come "bulking without ejection" è stato osservato nel cunicolo esplorativo della Maddalena alla pk 4+200 (pk 51+400 circa del Tunnel di Base).
- Plasticizzazioni e convergenze importanti dovute ad ammassi rocciosi con scarse caratteristiche geomeccaniche, molto fratturati, in presenza di stato tensionale piuttosto elevato. Si è quindi in presenza di un comportamento moderatamente spingente (squeezing), con spinte laterali e sollevamento della platea.
- Importante comportamento spingente (severe squeezing): in questo caso, le deformazioni e convergenze significative evolvono nel tempo e possono durare alcuni mesi (ad es. il fenomeno riscontrato durante lo scavo della discenderia di St. Martin La Porte). La definizione di squeezing severo è ripresa da [1].
- Instabilità del fronte e/o del cavo (comportamento franoso): comportamento allo scavo di zone caratterizzate da ammasso roccioso molto fratturato e/o incoerente (per es. in corrispondenza di faglie), talora unitamente ad elevati gradienti idrici e stato tensionale elevato.
- Presenza di minerali rigonfianti o solubili: minerali argillosi o anidriti che possono mostrare una tendenza al rigonfiamento (swelling) in presenza di umidità, o di minerali solubili quali il gesso. Ciò comporta convergenze e plasticizzazioni durante lo scavo.

Al secondo gruppo (b) appartengono:

- Ammassi rocciosi fratturati (blocky ground): presenza di giunti le cui caratteristiche di spaziatura e orientazione possono causare il distacco di blocchi significativi dal fronte di scavo. L'impatto di tale criticità può essere particolarmente significativo per scavo con TBM (usura degli utensili di scavo).
- Fronti di scavo misti, con presenza di litotipi diversi e con caratteristiche geomeccaniche sensibilmente diverse e, in alcuni casi, parte in roccia e parte in depositi sciolti.
- Presenza di blocchi di dimensioni significative all'interno dei depositi alluvionali, che può rappresentare una criticità in caso di scavo con TBM.
- Rocce abrasive, che provoca un alto consumo degli utensili di scavo, specie per TBM.
- Presenza di venute d'acque durature e/o perenni.
- Subsidenze in superficie, nel caso di scavo in depositi sciolti a bassa copertura ed in prossimità di zone urbanizzate.

4. Geologia e geomeccanica del Tunnel di Base lato Italia

4.1 Sintesi geologica e delle problematiche durante lo scavo

La descrizione dettagliata del modello geologico, idrogeologico e geomeccanico lungo il tracciato del Tunnel di Base lato Italia è contenuta nella relazione PRV_C3B_0110_23-19-01_10-01, a cui si rimanda per ogni dettaglio. A partire da questo documento si sono estratte in questo paragrafo le informazioni che costituiscono la base per l'analisi del comportamento allo scavo previsto e delle scelte tecniche adottate. In tabella 1 vengono riassunte le unità litologiche che si prevedono di incontrare nel tunnel a partire dal confine di stato fino all'imbocco, nonché le principali problematiche/ fenomeni geomeccanici associati allo scavo (per questo riferirsi anche ai documenti PRV_C3B_0088_00-06-00_10-01 e PRV_C3B_0089_00-06-00_40-01). Per l'individuazione di tali problematiche si è considerato il ritorno di esperienza del cunicolo esplorativo della Maddalena.

Progressiva (pk)	Litologia	Problematiche associate alla costruzione
48+677-53+750	Complesso di Clarea del basamento di Ambin, caratterizzato da una successione omogenea di micascisti e gneiss minuti (CI). Nei micascisti si possono trovare intercalate localmente masse allungate di metabasiti (anfiboliti) e livelli di scisti nerastri lucenti. Si presume la presenza di due sistemi di faglia o di intensa fratturazione le cui strutture associate intersecano l'asse del tunnel nel tratto considerato alle pk 49+330, 50+595, 51+200, 51+560, 51+900 e 52+025, 52+625. Di queste solo le ultime 5 sono effettivamente state incontrate durante lo scavo del cunicolo esplorativo della Maddalena. La potenza	Si hanno a disposizione le informazioni geomeccaniche relative al cunicolo esplorativo della Maddalena, che in tale settore è in asse al tracciato del Tunnel di Base. Sono previste condizioni geomeccaniche da buone a discrete, con possibili peggioramenti in dipendenza dello stato di fratturazione intrinseca dell'ammasso. Condizioni di roccia più scadente, comunque di estensioni limitate, potranno anche essere incontrate in corrispondenza di faglie (sebbene

	<p>delle zone tettonizzate è di tipo pluridecamentrico (circa 20 m) e l'orientamento è N60 – 70E. Sono associate a queste dei sistemi minori a direzione N110 – 120E.</p> <p>La scistosità è pervasiva a scala millimetrica, immergente generalmente verso ESE-SSE con angoli passanti da bassi (<20°) fino a medi (<50°) verso Est approssimandosi al contatto con il complesso di Ambin. Da ovest verso est, la scistosità varierà progressivamente, fino ad essere circa perpendicolare rispetto a quella dell'asse del tunnel.</p>	<p>abbiano avuto un impatto limitato durante lo scavo del cunicolo della Maddalena)</p> <p>Nel tratto compreso tra circa le pk 50+500 e 52+000 e coperto dalle informazioni provenienti dal ritorno di esperienza del cunicolo esplorativo della Maddalena, nonostante la generale buona/discreta qualità geomeccanica, si è evidenziato un peggioramento nel comportamento dell'ammasso allo scavo e generali problemi di stabilità concentrati in calotta.</p> <p>Sono previste condizioni generalmente asciutte/umide con venute puntuali da deboli a forti (max. 5 l/s) in corrispondenza alle zone di faglia.</p>
53+750-53+999	<p>Zona di transizione tra complesso di Clarea e complesso di Ambin: (1) Micascisti conglomeratici (AMA), che costituiscono un livello discontinuo, con potenza variabile da alcune decine di metri fino a 200 – 300 m, in contatto con il complesso di Clarea; (2) alternanza di gneiss albitici e micascisti quarziticci (AMD) di potenza decametrica-ettometrica. In base alle osservazioni geologiche in queste rocce si trovano localmente intercalate masse allungate di metabasiti a dimensione metrico-decamentriche, per lo più con paragenesi in facies scisti verdi. L'ammasso è caratterizzato da una scistosità pervasiva immergente a medio –alto angolo verso E-SE.</p>	<p>Le possibili problematiche di questa zona di transizione sono descritte per la tratta precedente e seguente.</p>
53+999-54+940	<p>Strato di copertura dell'Ambin costituito da gneiss aplitici (AMC) costituiti a loro volta da gneiss leucocratici a tessitura da massiccia a scistosa, compatti e con foliazione generalmente mal definita. L'ammasso è caratterizzato da una scistosità pervasiva immergente a medio –alto angolo verso E-SE.</p>	<p>Le indicazioni provenienti dal cunicolo della Maddalena risentono della distanza tra i tracciati e sono estrapolabili con minor affidabilità, tuttavia la qualità dell'ammasso dovrebbe progressivamente migliorare grazie alla presenza degli gneiss e alla minore fratturazione complessiva dell'ammasso</p>

54+940-55+029	Transizione tra il basamento d'Ambin e la zona a scaglie. Quarziti da massicce a milonitiche (QSE), alternate con gneiss aplitici (AMC) . Una zona di faglia può interessare lo scavo del Tunnel di Base alla progressiva pk 54+925. Questa faglia presenta potenza pluridecаметrica e orientamento N20-30E.	
55+029-56+058	Zona a Scaglie Tettoniche: zona di scollamento tettonico a potenza pluriettometrica marcata da orizzonti discontinui di carniole. Sono originarie sequenze di evaporiti, marmi e rocce detritico carbonatiche della copertura mesozoica, di cui: 1) Calcescisti filladici (GCC) , 2) Gneiss albitici o albitico – cloritici (GCK) biancastri in intercalazioni di spessore decametrico e ettometrico, 3) brecce tettoniche carbonatiche o “carniole” (BCC) . Orizzonti di carniole sono presenti in vari tratti del settore in esame. I piani di taglio principali intersecano il tracciato alle pk 55+300 e 55+725 circa, e possono essere caratterizzati da rocce di faglia di tipo gouge argilloso-sabbiosi. Orizzonti di carniole di potenza metrica a decametrica sono presenti in vari tratti, individuabili attorno alle pk 55+200, 55+300, 55+400 e 55+800. Alla pk 55+300 è inoltre possibile la concomitanza di una zona di faglia maggiore, con conseguente presenza di materiali più scadenti al fronte di scavo e condizioni idrogeologiche molto sfavorevoli.	La zona in esame è tra le più critiche nello scavo del Tunnel di Base lato Italia. Questo è dovuto all'attraversamento di ammassi rocciosi con caratteristiche geomeccaniche scadenti. E' il caso degli orizzonti di carniole che possono intercettare il tracciato del Tunnel di Base con potenza decametrica. Ne derivano rischi legati alla presenza di fronti misti, anisotropie del comportamento dell'ammasso, importanti plasticizzazioni e convergenze e fenomeni di squeezing. Sono previste condizioni generalmente umide per i tratti di roccia sana e venute puntuali da deboli a forti in corrispondenza alle zone di faglia.
56+058-57+160	Depositi alluvionali del torrente Cenischia (af) . Si tratta di depositi sabbioso-ghiaiosi debolmente limosi poco addensati con intercalati livelli prevalentemente limosi.	Le problematiche sono connesse con l'attraversamento di depositi alluvionali: permeabilità elevata, possibili venute diffuse di grossa entità, presenza di blocchi di dimensioni significative, presenza di fronti misti nelle zone di contatto tra depositi ed ammassi rocciosi (ai fianchi della valle), fenomeni di subsidenza in superficie (sebbene, data la profondità a cui si scava -50 m circa-, il bacino di subsidenza è

		talmente ampio che i cedimenti in superficie risultano irrilevanti).
57+160-60+695	<p>Alternanze decametriche – ettometriche di calcescisti filladici (GCC), con intercalazioni di gneiss albitico - cloritici biancastri (Gneiss di Charbonnel auct., GCK). La scistosità regionale ha direzione variabile tra ENE-WSW e NE-SW, e immersione verso NW-SE. In base a questi dati l'asse del tunnel in progetto avrà un orientamento circa ortogonale alla scistosità. E' prevista la presenza di una zona di faglia principale (probabile prosecuzione sul versante sinistro della Faglia di Venaus) di potenza decametrica in corrispondenza della pk 57+800 circa; il piano di taglio ha direzione NNE-SSW ed è subverticale. Altre faglie presunte e di potenza decametrica sono previste alle pk 58+450, 59+660 e 60+340 e presentano un orientamento N-S.</p>	<p>Questa tratta non presenta problematiche importanti, salvo quelli connessi con l'attraversamento di zone di faglia (in particolare la faglia di Venaus, che può rivelarsi particolarmente critica per lo scavo con TBM). Sono previste venute puntuali deboli in corrispondenza delle zone di faglia.</p>
60+695-61+076.5	<p>Dal punto di vista litologico l'ammasso roccioso è costituito da prasiniti e scisti prasinitici appartenenti alle unità di origine oceanica.</p> <p>Sono presenti metabasiti (OMB): si tratta di rocce a grana fine, dal colore verde, composte principalmente da anfibolo, clorite, epidoto e plagioclasio albitico. Le analisi petrografiche hanno evidenziato la presenza di minerali d'amianto asbestiformi. Le maggiori concentrazioni di minerali asbestiformi sono localizzate lungo le principali zone di taglio.</p> <p>La scistosità assume in molti casi carattere pervasivo con immersione generalmente verso NNW e valori di inclinazione compresi tra 50° e 75°. Oltre alla scistosità sono dunque stati riconosciuti due sistemi principali di giunti.</p> <p>(J1, più pervasivo e orientato E-W, ha immersione generalmente verso Sud e inclinazione variabile da 60 a 70°. J2 ha direzione variabile da N a S, immerge generalmente verso ovest e presenta valori di inclinazione di circa 80°).</p>	<p>In questo caso non vi sono problematiche importanti di natura geomeccanica o idrogeologica, ma riguardano principalmente la presenza di rocce potenzialmente amiantifere che necessitano una gestione particolare.</p>

	<p>Entrambi i sistemi di fratture hanno persistenze e spaziature medie plurimetriche e sono generalmente caratterizzati da superfici planari ondulate, da scabre a irregolari.</p> <p>E' prevista la presenza di una zona di faglia che interseca il tracciato alla pk 60+695 (contatto tettonico tra il calcescisto della zona Piemontese e le prasiniti dell'unità oceanica).</p>	
--	---	--

Tabella 1: Geologia e problematiche associate alla costruzione lungo la tratta lato Italia

4.2 Unità geomeccaniche e stato tensionale

Lungo il tracciato del Tunnel di Base lato Italia si incontrano le unità litologiche riportate nelle tabelle 2 e 3 (rispettivamente per ammassi rocciosi e per terreni) con i corrispondenti parametri geomeccanici (estratte dalla relazione geomeccanica PRV_C3B_0100_00-03-03_10-01).

UG	Faciès types : description litho.	UCS (MPa)			GSI			γ (kN/m ³)		E _i (GPa) *		Résistance à traction (MPa)		mi *
		moy.	min	MAX	moy.	min	MAX	min	MAX	min	MAX	min	MAX	
B	10 IQ, QSE quartzites	132.4	57.1	209.1	65	59	71	26.1	26.8	17	63	7.3	19.9	17
D	2 GCC schistes carbonatés *	41.7	14.4	88.5	57	48	66	27.2	27.8	3.6	22.1	4.9	14	7
	3 GCK gneiss albitiques	41.4	3.8	95.5	53	48	58	26.3	28.4	1.1	28.6	4	16.2	23
	5 AMC gneiss leucocratiques	149.5	34.5	386.1	68	62	74	26.1	28.1	8.6	96.5	4.9	17.4	7
	6 AMD, AME, AMF micaschistes quartzitiques ± conglomératiques d'Ambin	76.2	26.5	136.2	64	59	68	27.5	28.7	6.6	34	5.1	8.7	7
	7 CI micaschistes et gneiss micro-oillés	97.9	36.9	193.9	62	57	67	27.2	28.3	25	131	7.1	16.9	10
G	4 OMB prasinités, cl-b metabasites	55	9.8	129.9	56	50	61	26.8	28.5	6.6	88	1	12.6	10
H1	22 roches très fracturées	21.3	9.8	32.7	33	25	40	23.4	28.2	0.9	25	0.1	8	10
J	23 Roche de faille, cargneules (Ksb, K BCC) *	13	5	20	25	15	35	23	26	-	-	-	-	7

Tabella 2: Unità e parametri geomeccanici lungo la tratta lato Italia (rocce)

UG	Faciès types : description litho.	Couverture (m)	γ (kN/m ³)	E _i (GPa) *	E _{rm} (GPa) *	C' (MPa) *	Φ' (°) *	v	mi *
K	depots non-consolidés (ac, af, at, EJ, Ez, gi)	0 - 60	20-22	-	0.05 - 0.2	0 - 0.01	33-37	0.3	-

Tabella 3: Unità e parametri geomeccanici lungo la tratta lato Italia (depositi alluvionali Val Cenischia)

I valori dello stato tensionale sono riportati nella relazione PRV_C3B_0100_00-03-03_10-01.

In generale si è notato che la tensione verticale è prossima a quella litostatica (si è assunta quindi pari al prodotto $\gamma \cdot H$), mentre la tensione orizzontale varia secondo la geologia e la posizione (progressiva). Nei micascisti di Clarea in prossimità al cunicolo esplorativo della Maddalena il valore di k_0 varia in generale da 1 a 1.3, mentre negli Gneiss d'Ambin o nei micascisti di Clarea in prossimità agli gneiss il k_0 assume valori variabili, conservativamente si è adottato 1.8 sulla base dei sondaggi S4 e S5. Nella zona a scaglie e nella zona piemontese il valore di k_0 è pari a 0.6 e nelle rocce verdi a 0.5.

I valori di k_0 lungo la tratta utilizzati per il calcolo sono riassunti in tabella 4.

pk	Zona	$k_0 (\sigma_h / \sigma_v)$
48+677-53+000	Micascisti di Clarea	1.3
53+000-54+940	Micascisti di Clarea e Gneiss d'Ambin	1.8
54+940-56+058	Zona a scaglie	0.6
56+058-57+160	Val Cenischia	1
57+160-60+695	Zona piemontese	0.6
60+695-61+076.5	Rocce verdi	0.5

Tabella 4: Stato tensionale previsto lungo la tratta

4.3 Idrogeologia e drenaggio in fase di scavo e definitiva

La relazione PRV_C3B_0095_00-02-03 fornisce le portate transitorie e stabilizzate lungo il TdB e le opere connesse.

La relazione PRV_C3A_6037_33-48-01 descrive lo smaltimento delle acque in fase cantiere, mentre il documento PRV_C3A_3952_26-19-40 descrive il drenaggio delle acque in fase definitiva.

In fase definitiva (ovvero non appena si getta in opera il rivestimento definitivo o si dispongono i conci prefabbricati), come descritto nelle relazioni PRV_C3A_0435_26-19-00 e PRV_C3A_3956_26-19-40, la galleria è drenata quando la pressione idrostatica prevista è superiore o uguale a 10 bar. I rivestimenti devono quindi essere dimensionati per resistere a pressioni idrostatiche fino a 10 bar. I profili geomeccanici PRV_C3A_3948&3951_26-19-00 indicano le tratte drenate e non drenate lungo il TdB.

In avanzamento, tutte le tratte scavate in tradizionale (con D&B o martello demolitore idraulico) e con TBM aperta vengono drenate, indipendentemente dalla pressione idrostatica prevista. A questo scopo ogni sezione tipo prevede, se necessario, la realizzazione di drenaggi in avanzamento mediante tubi in PVC microfessurati.

Nel caso di scavo con TBM scudata, l'acqua viene drenata in corrispondenza della macchina per tutte le tratte laddove opera in modalità aperta. Se necessario, si possono realizzare dei fori di drenaggio con SAS o preventer davanti al fronte per ridurre le portate in corrispondenza della macchina. Laddove la fresa opera in modalità chiusa la contropressione di fango previene le venute d'acqua.

5. Analisi del comportamento allo scavo

5.1 Premessa

In questo capitolo si fornisce una stima del comportamento tenso-deformativo degli ammassi rocciosi che si incontrano nel tratto del TdB lato Italia, in termini di raggio plastico e profilo di spostamento attesi lungo l'asse del tunnel rispetto alla distanza dal fronte di scavo (LDP – Longitudinal Displacement Profile).

Al fine di poter effettuare un'analisi di sensibilità del problema, i calcoli sono stati realizzati utilizzando delle formulazioni analitiche con il metodo convergenza-confinamento, sulla base di quanto riportato in [7], capitoli 11 e 12. Il profilo longitudinale di spostamento (LDP) è determinato secondo l'espressione sviluppata in [4] (e riportata in [7]).

5.2 Sezioni, parametri e filosofia di calcolo

Sulla base della geologia e geomeccanica del Tunnel di Base precedentemente descritta (cfr. §3) si sono definite 6 zone/sezioni di calcolo rappresentative della sezione corrente (per la zona degli imbocchi si veda il § 11). La figura 1 e la tabella 5 riportano la zona di applicazione delle singole sezioni di calcolo con riferimento alla litologia prevista per i parametri geomeccanici da utilizzare.

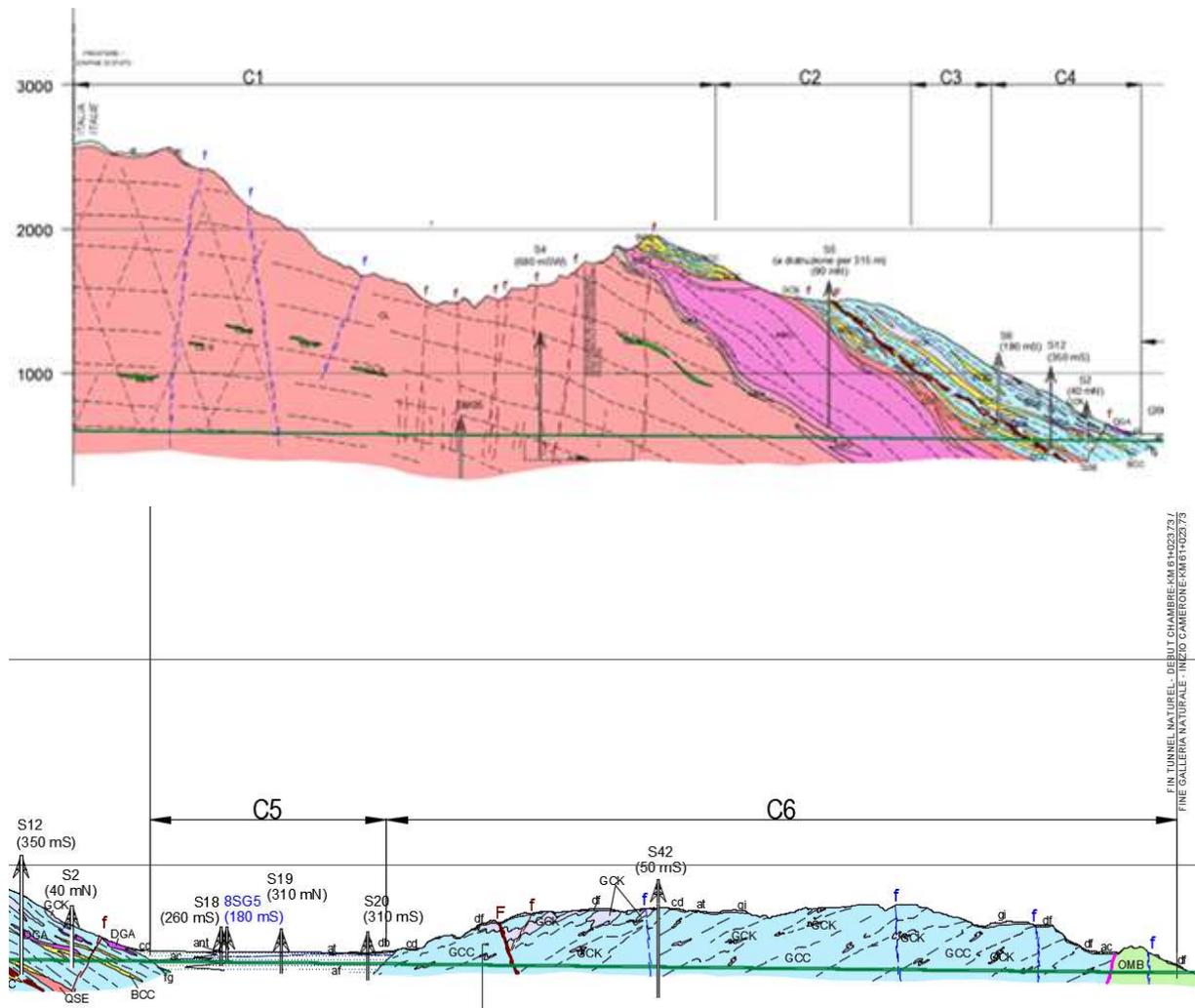


Figura 1: Profilo geologico e sezioni di calcolo

	ZONA/SEZIONE DI CALCOLO					
<i>TdB - zona</i>	Ambin	Ambin	Ambin-Scaglie	Scaglie	Val Cenischia	Zona piemontese e rocce verdi
<i>Nome Sezione</i>	C1	C2	C3	C4	C5	C6
<i>Raggio di scavo (ipotesi di fresa scudata)</i>	5100	5100	5000	5000	5000	5000
<i>Unità geomeccanica considerata</i>	UGD(7)	UGD(7)	UGD(5)	UGD(2)	UGK	UGD(2)
<i>Geologia</i>	Successione di micascisti e gneiss minuti	Serie di Clarea e complesso di Ambin (micascisti e gneiss)	Zona di transizione e fascia di contatto tettonico tra Ambin e Zona a Scaglie con alternanza di AMC e QSE	Calcescisti filladici, Gneiss, breccie tettonizzate o carnirole	Depositi alluvionali del Torrente Cenischia	Zona Piemontese formata da alternanze decametriche – ettometriche di GCC con intercalazioni di GCCk e/o GCK, Metabasiti (OMB)

Tabella 5: Sezioni di calcolo

Per quanto riguarda le rocce verdi, la copertura è minore e le caratteristiche dell'ammasso molto simili a quelle della zona Piemontese. Per questo motivo non si è creata una sezione appositamente per questa zona, per la quale è valida la sezione di calcolo C6.

Nel caso della sezione C5, data la presenza di terreni non alluvionali aventi coesione da nulla a molto scarsa e la profondità non elevata (55 m), si è ritenuto di non effettuare calcoli basati sul metodo convergenza-confinamento per le ragioni seguenti, tenuto conto inoltre che l'unico metodo di scavo valido in questa tratta al di sotto della Val Cenischia (e quindi quello scelto, come indicato nella relazione PRV_C3A_0880_33-02-02_10-01) è mediante TBM scudata a contropressione:

- La raccomandazione AFTES GT7R6F1 “La méthode convergence-confinement”, anche sulla base della letteratura, presenta le difficoltà nell'utilizzare il metodo convergenza-confinamento stricto sensu nel caso di scavo con TBM a contropressione, mentre considera ancora validi i metodi empirici tipo di Terzaghi per tunnel a bassa copertura;
- Le linee guida ITA per la progettazione dei rivestimenti in calcestruzzo [5] consigliano di adottare come carichi quelli determinati mediante l'espressione di Terzaghi (1946), che comunque, come sottolineato da [6] rappresentano un limite superiore e quindi sono a favore di sicurezza;
- Le linee caratteristiche divergono per coesione nulla (la formulazione analitica non fornisce soluzione quando $p_i=0$, ovvero a stato stazionario).

Per queste ragioni per la sezione C5 si è utilizzato il metodo di Terzaghi che valuta solo ed esclusivamente i carichi sui rivestimenti (non si può applicare in condizioni intrinseche) per cui è illustrato nella relazione PRV_C3A_3950_26-19-00_10-03 a cui si rimanda.

Per le altre sezioni si è utilizzato il metodo convergenza-confinamento usando i parametri del modello di Mohr-Coulomb; i valori della coesione e dell'angolo d'attrito sono stati ottenuti, secondo le equazioni riportate in [7], a partire dai valori di GSI, resistenza a compressione

semplice UCS e m_i del criterio di Hoek-Brown forniti nelle tabelle da 6 a 11 (esclusa tabella 10).

In ciascuna delle sezioni di calcolo analizzate sono stati mantenuti costanti i valori di resistenza a compressione semplice ed il parametro m_i , in quanto sono caratteristici della roccia intatta. E' stata invece effettuata un'analisi di sensibilità facendo variare l'indice GSI, partendo dalla condizione di roccia molto competente (GSI di 70) fino a GSI 35. Il metodo delle linee caratteristiche presuppone un ammasso roccioso continuo ed omogeneo. Un valore di GSI 35 equivale alla presenza di una zona fratturata o di faglia con GSI nel range 20-30 (valori medi per l'unità geomeccanica UGJ (23)) e con potenza di circa 20 m, all'interno di un ammasso competente, com'è tipico in questa tratta; in questo modo si tiene conto dell'effetto parete ("wall effect").

Nel caso di due possibili litologie dominanti (ad es. nella sezione C2), sono stati adottati i parametri di quella con le caratteristiche peggiori. In mancanza di altri dati più precisi, si è considerato conservativamente la resistenza a compressione semplice (UCS) con un valore compreso tra il medio e il minimo. Nel caso del modulo di deformazione della roccia intatta (E_i) si è considerata la media tra il massimo ed il minimo.

Per quanto riguarda lo stato tensionale dell'ammasso, la pressione iniziale p_0 considerata è pari alla tensione orizzontale quando il k_0 (indicato in tabella 4) è superiore a 1, mentre è pari a quella verticale quando il k_0 è inferiore a 1.

Si riportano di seguito le tabelle con i parametri adottati nel calcolo di ciascuna delle sezioni sopracitate.

Classificazione Hoek Brown	GSI	70	55	45	35
	UCS [MPa]	67.4			
m_i	10				
E_i [MPa]	54000				
Criterio di rottura di Hoek Brown	m_b	3.425	2.005	1.403	0.981
	s	0.0357	0.0067	0.0022	0.0007
	a	0.501	0.504	0.508	0.516
Parametri dell'ammasso roccioso	σ_t [MPa]	-0.702	-0.227	-0.107	-0.050
	σ_c [MPa]	12.67	5.42	3.02	1.62
	σ_{cm} [MPa]	18.9	13.1	10.5	8.4
	E_{rm} [MPa]	39572	22047	12077	6124
	ν	0.225	0.225	0.225	0.225
	γ [kN/m ²]	27.5	27.5	27.5	27.5
	k_0	1.3			
Criterio di rottura Mohr- Coulomb Fitting	Copertura [m]	2000			
	σ_{1max} [MPa]	55.0	55.0	55.0	55.0
	$p_0=k_0*\sigma_{1max}$ [MPa]	71.5	71.5	71.5	71.5
	c_{rm} [MPa]	5.899	4.515	3.829	3.206
	ϕ_{rm} [°]	33.3	29.2	26.5	23.7

Tabella 6: Sezione C1 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo

Classificazione Hoek Brown	GSI	70	55	45	35
	UCS [MPa]	67.4			
	m_i	10			
	E_i [MPa]	54000			
Criterio di rottura di Hoek Brown	m_b	3.425	2.005	1.403	0.981
	s	0.0357	0.0067	0.0022	0.0007
	a	0.501	0.504	0.508	0.516
Parametri dell'ammasso roccioso	σ_t [MPa]	-0.702	-0.227	-0.107	-0.050
	σ_c [MPa]	12.67	5.42	3.02	1.62
	σ_{cm} [MPa]	18.9	13.1	10.5	8.4
	E_{rm} [MPa]	39572	22047	12077	6124
	v	0.225	0.225	0.225	0.225
	γ [kN/m²]	27.5	27.5	27.5	27.5
	k₀	1.8			
Criterio di rottura Mohr- Coulomb Fitting	Copertura [m]	1210			
	σ_{1max} [MPa]	33.3	33.3	33.3	33.3
	p₀=k₀*σ_{1max} [MPa]	59.9	59.9	59.9	59.9
	c_{rm} [MPa]	5.390	4.091	3.463	2.898
	φ_{rm} [°]	34.60	30.46	27.67	24.90

Tabella 7: Sezione C2 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo

Classificazione Hoek Brown	GSI	70	55	45	35
	UCS [MPa]	95			
	m_i	7			
	E_i [MPa]	40000			
Hoek Brown Criterion	m_b	2.398	1.403	0.982	0.687
	s	0.0357	0.0067	0.0022	0.0007
	a	0.501	0.504	0.508	0.516
Parametri dell'ammasso roccioso	σ_t [MPa]	-1.413	-0.456	-0.215	-0.101
	σ_c [MPa]	17.86	7.64	4.26	2.29
	σ_{cm} [MPa]	23.5	15.8	12.5	9.9
	E_{rm} [MPa]	29313	16331	8946	4536
	v	0.25	0.25	0.25	0.25
	γ [kN/m²]	27	27	27	27
	k₀	0.6			
Criterio di rottura Mohr- Coulomb Fitting	Copertura [m]	650			
	σ_{1max} [MPa]	17.6	17.6	17.6	17.6
	p₀=σ_{1max} [MPa]	17.6	17.6	17.6	17.6
	c_{rm} [MPa]	4.080	2.534	2.005	1.617
	φ_{rm} [°]	41.2	37.6	34.7	31.6

Tabella 8: Sezione C3 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo

Classificazione Hoek Brown	GSI	70	55	45	35
	UCS [MPa]	28			
	m_i	7			
	E_i [MPa]	12850			
Criterio di rottura di Hoek Brown	m_b	2.398	1.403	0.982	0.687
	s	0.0357	0.0067	0.0022	0.0007
	a	0.501	0.504	0.508	0.516
Parametri dell'ammasso roccioso	σ_t [MPa]	-0.417	-0.134	-0.063	-0.030
	σ_c [MPa]	5.26	2.25	1.26	0.67
	σ_{cm} [MPa]	6.9	4.6	3.7	2.9
	E_{rm} [MPa]	9417	5246	2874	1457
	v	0.25	0.25	0.25	0.25
	γ [kN/m²]	27.5	27.5	27.5	27.5
	k₀	0.6			
Criterio di rottura Mohr- Coulomb Fitting	Copertura [m]	450			
	σ_{1max} [MPa]	12.4	12.4	12.4	12.4
	p₀=k₀*σ_{1max} [MPa]	12.4	12.4	12.4	12.4
	c_{rm} [MPa]	1.684	1.184	0.977	0.805
	φ_{rm} [°]	34.9	30.9	28.1	25.3

Tabella 9: Sezione C4 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo

γ [kN/m²]	22
E_{rm} [MPa]	125
v	0.3
Copertura [m]	55
c' [MPa]	0
φ' [°]	35°

Tabella 10: Sezione C6 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo (effettuato nella relazione PRV_C3A_3950_26-19-00)

Classificazione Hoek Brown	GSI	70	55	45	35
	UCS [MPa]	28			
	m_i	7			
	E_i [MPa]	12850			
Criterio di rottura di Hoek Brown	m_b	2.398	1.403	0.982	0.687
	s	0.0357	0.0067	0.0022	0.0007
	a	0.501	0.504	0.508	0.516
Parametri dell'ammasso roccioso	σ_t [MPa]	-0.417	-0.134	-0.063	-0.030
	σ_c [MPa]	5.26	2.25	1.26	0.67
	σ_{cm} [MPa]	6.9	4.6	3.7	2.9
	E_{rm} [MPa]	9417	5246	2874	1457
	ν	0.25	0.25	0.25	0.25
	γ [kN/m²]	27.5	27.5	27.5	27.5
	k₀	0.6			
Criterio di rottura Mohr- Coulomb Fitting	Copertura [m]	340			
	σ_{1max} [MPa]	9.4	9.4	9.4	9.4
	p₀=k₀*σ_{1max} [MPa]	9.4	9.4	9.4	9.4
	c_{rm} [MPa]	1.493	1.015	0.830	0.680
	φ_{rm} [°]	36.9	33.0	30.2	27.3

Tabella 11: Sezione C6 – Parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo

5.3 Calcolo e risultati

Applicando la formulazione descritta in [7] e [4] a ciascuna delle sezioni studiate e con i valori di GSI considerati, si ottengono i risultati rappresentati nei grafici seguenti.

Per ciascuna delle sezioni si è ricavato un grafico con la curva caratteristica del cavo (Ground reaction curve, GRC) (spostamento radiale vs pressione interna) ed un altro con il profilo longitudinale di spostamento (LDP) lungo l'asse dello scavo vs distanza dal fronte.

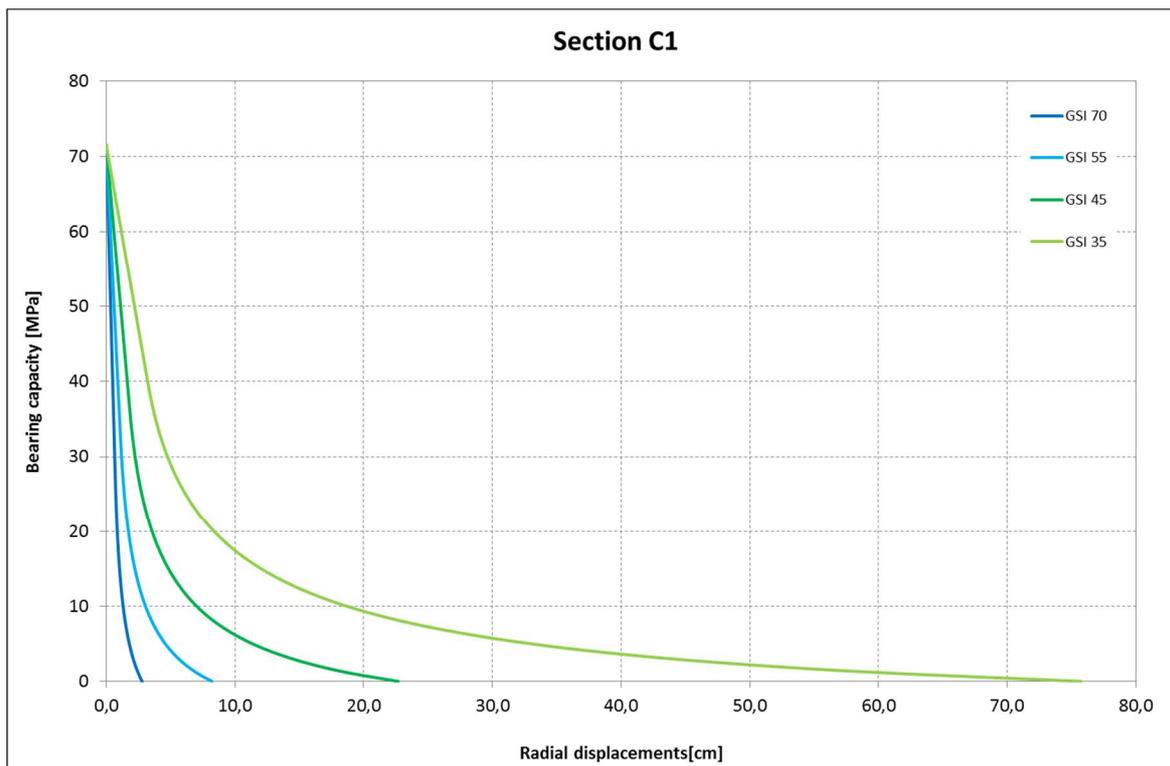


Figura 2: Sezione C1, curve caratteristiche

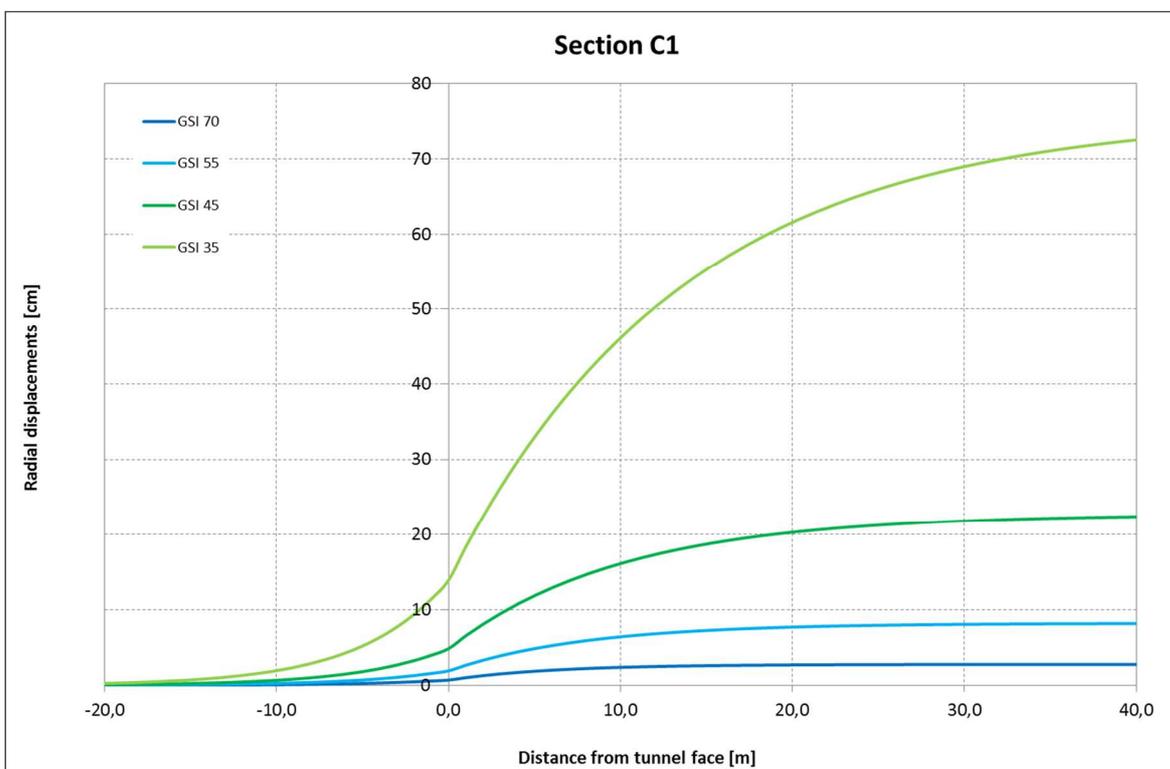


Figura 3: Sezione C1, profilo longitudinale di spostamento (LDP)

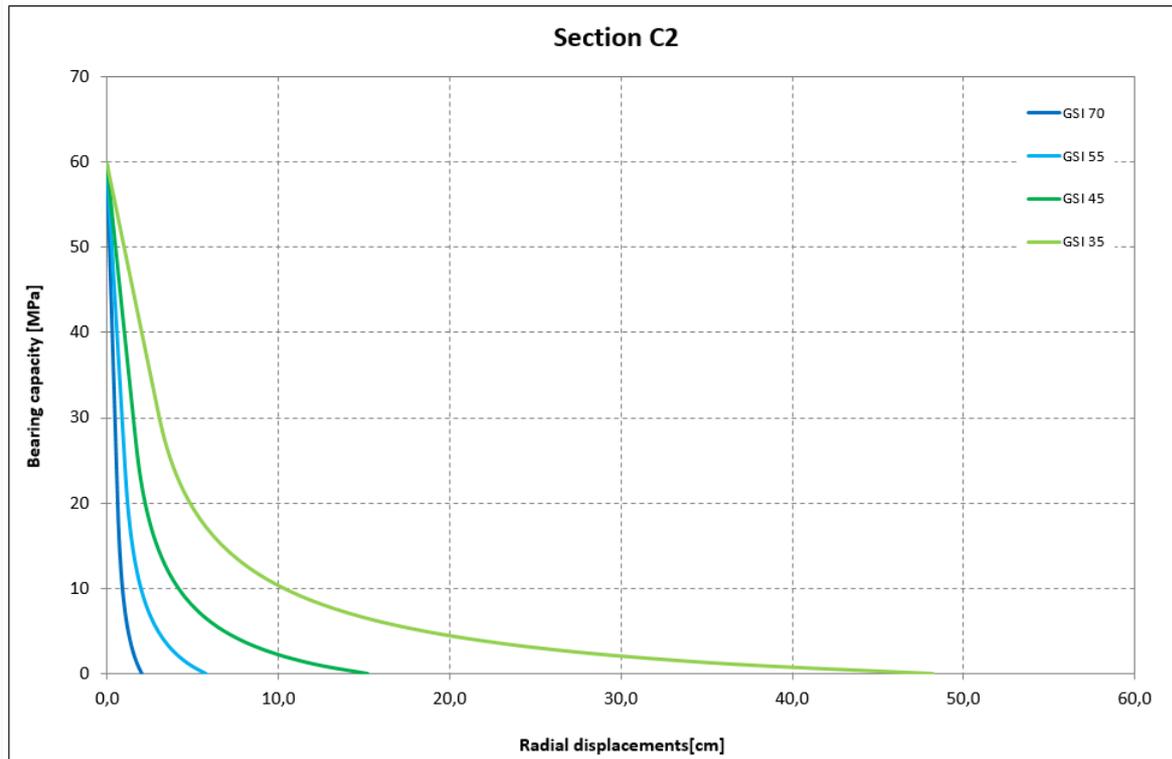


Figura 4: Sezione C2, curve caratteristiche

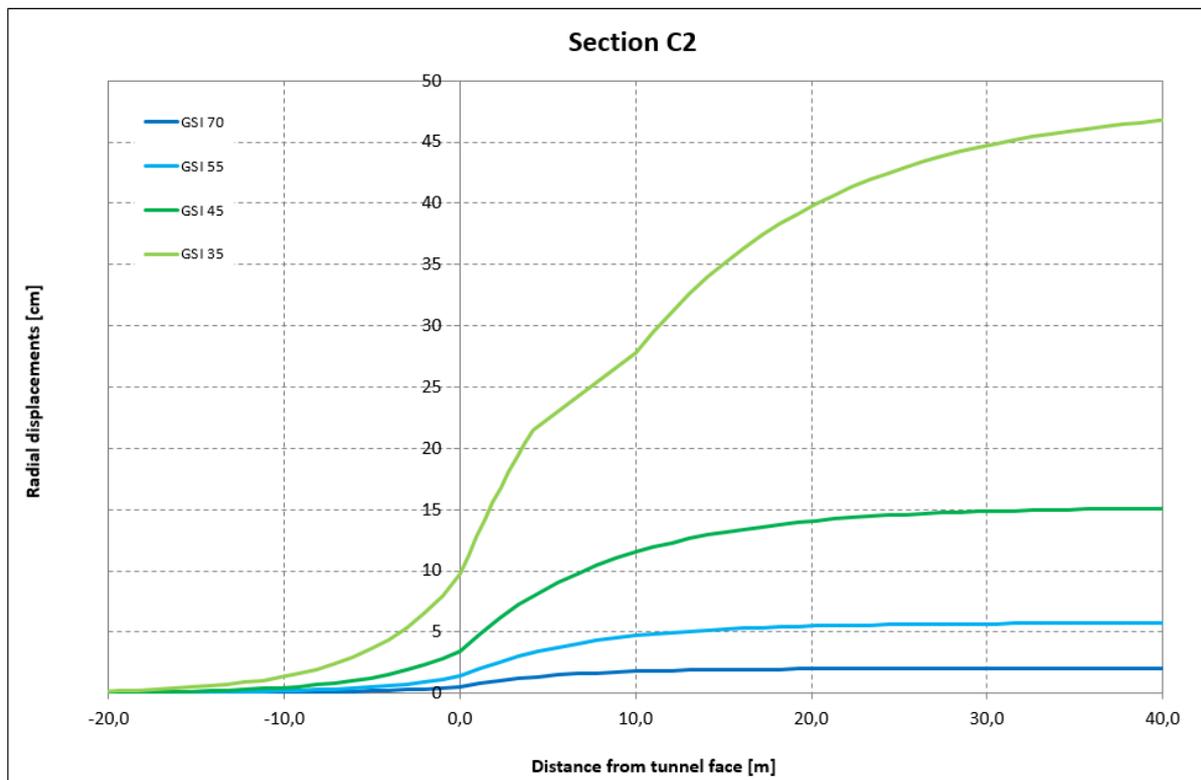


Figura 5: Sezione C2, profilo longitudinale di spostamento (LDP)

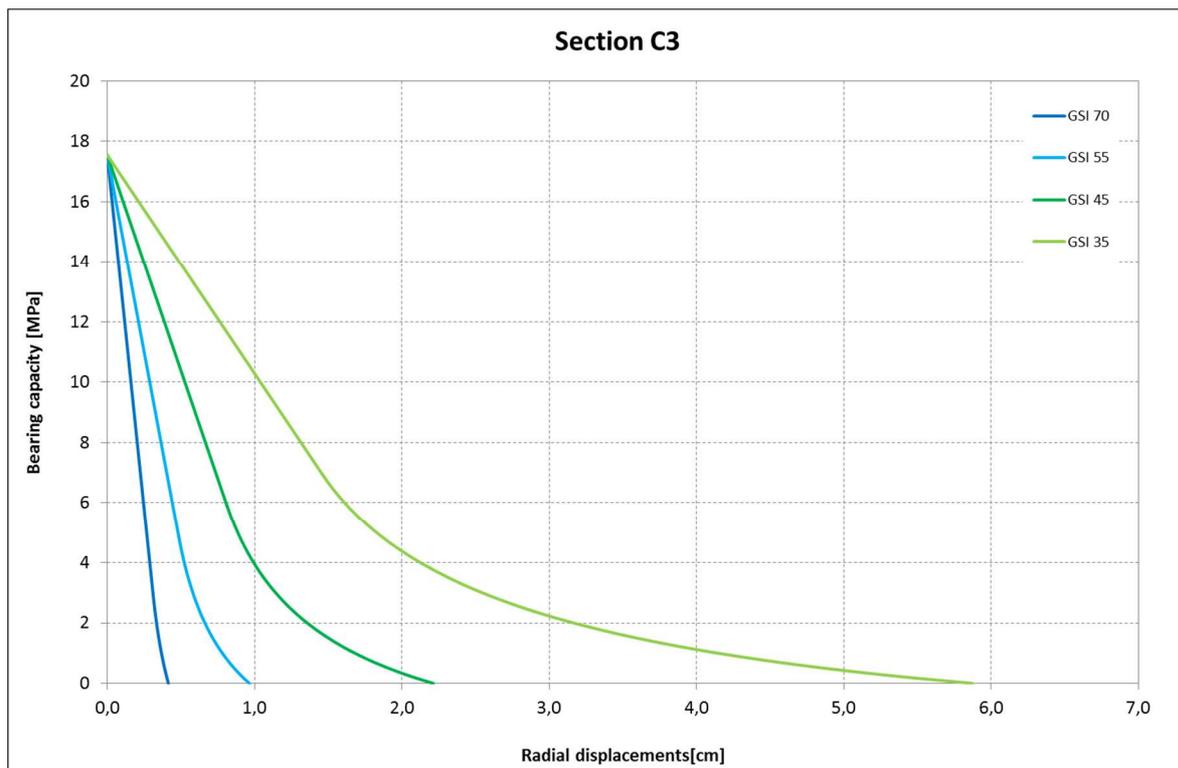


Figura 6: Sezione C3, curve caratteristiche

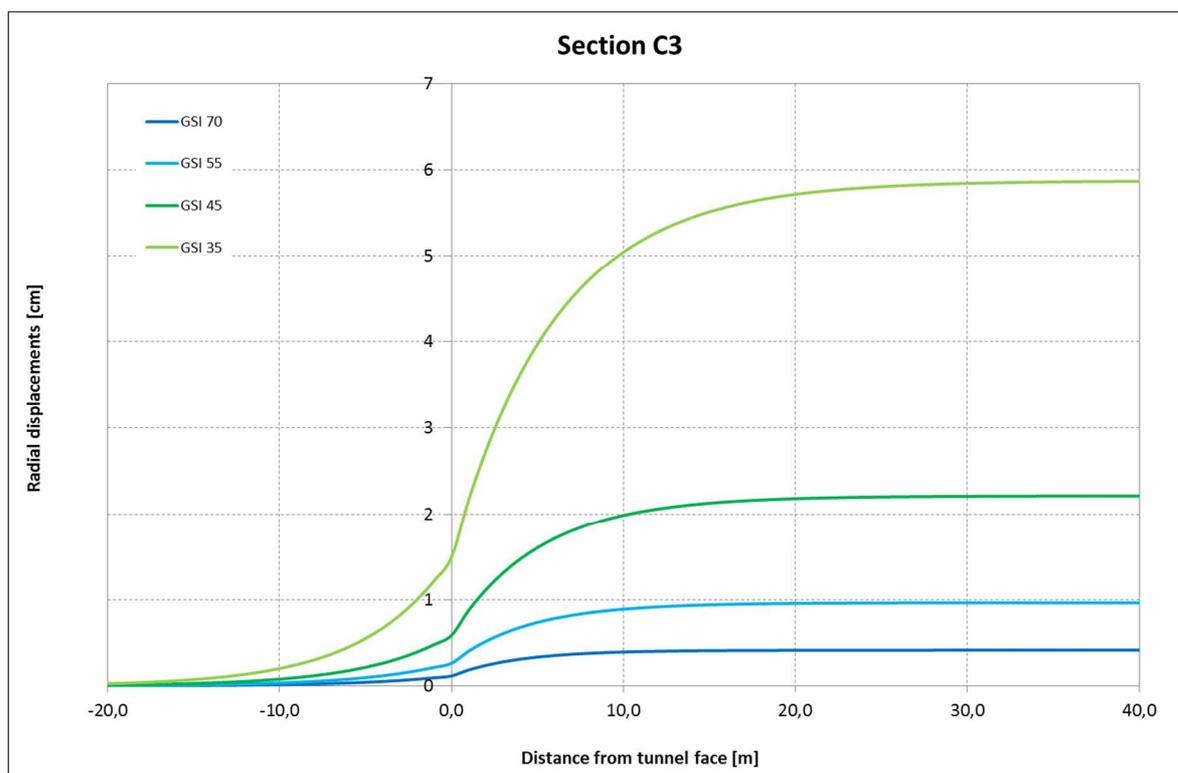


Figura 7: Sezione C3, profilo longitudinale di spostamento (LDP)

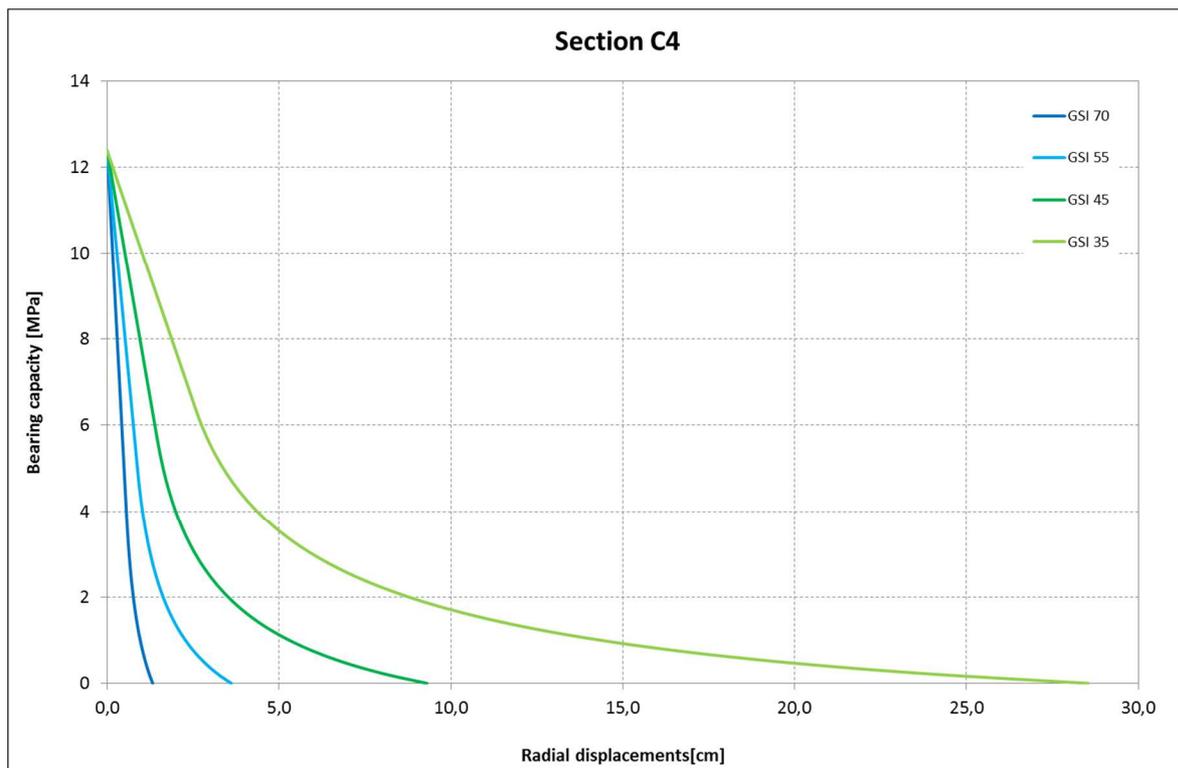


Figura 8: Sezione C4, curve caratteristiche

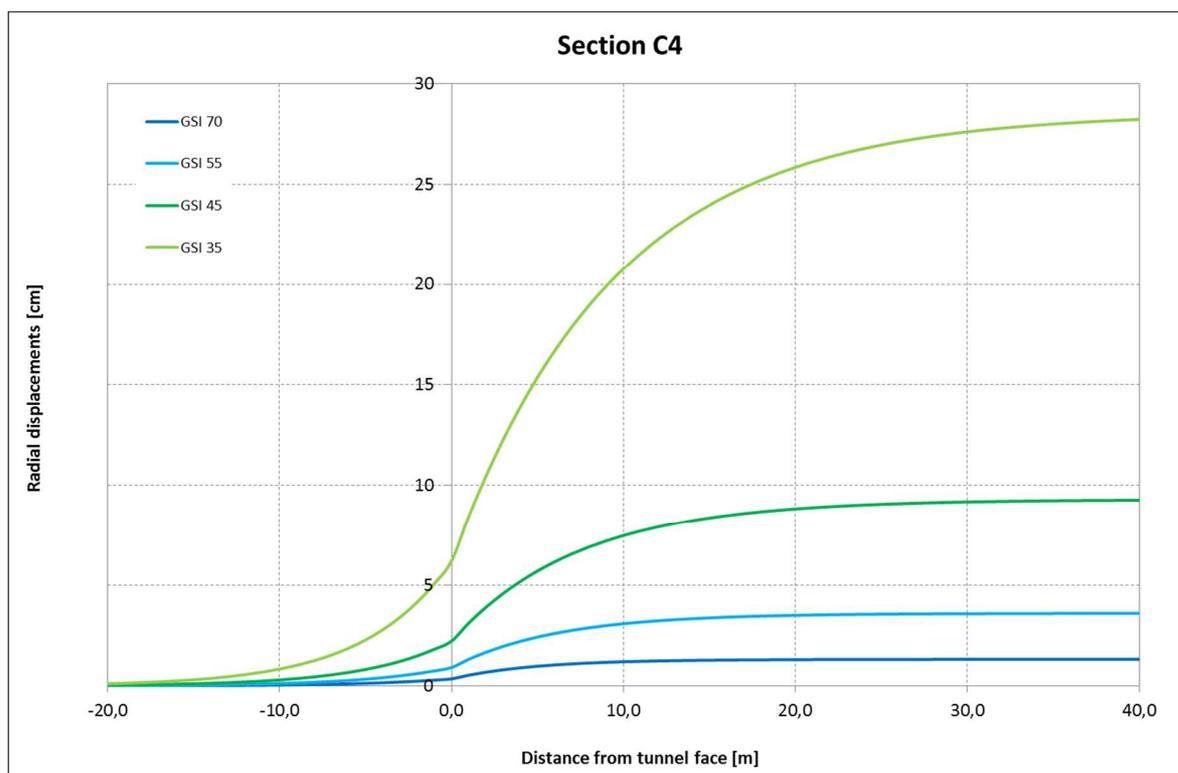


Figura 9: Sezione C4, profilo longitudinale di spostamento (LDP)

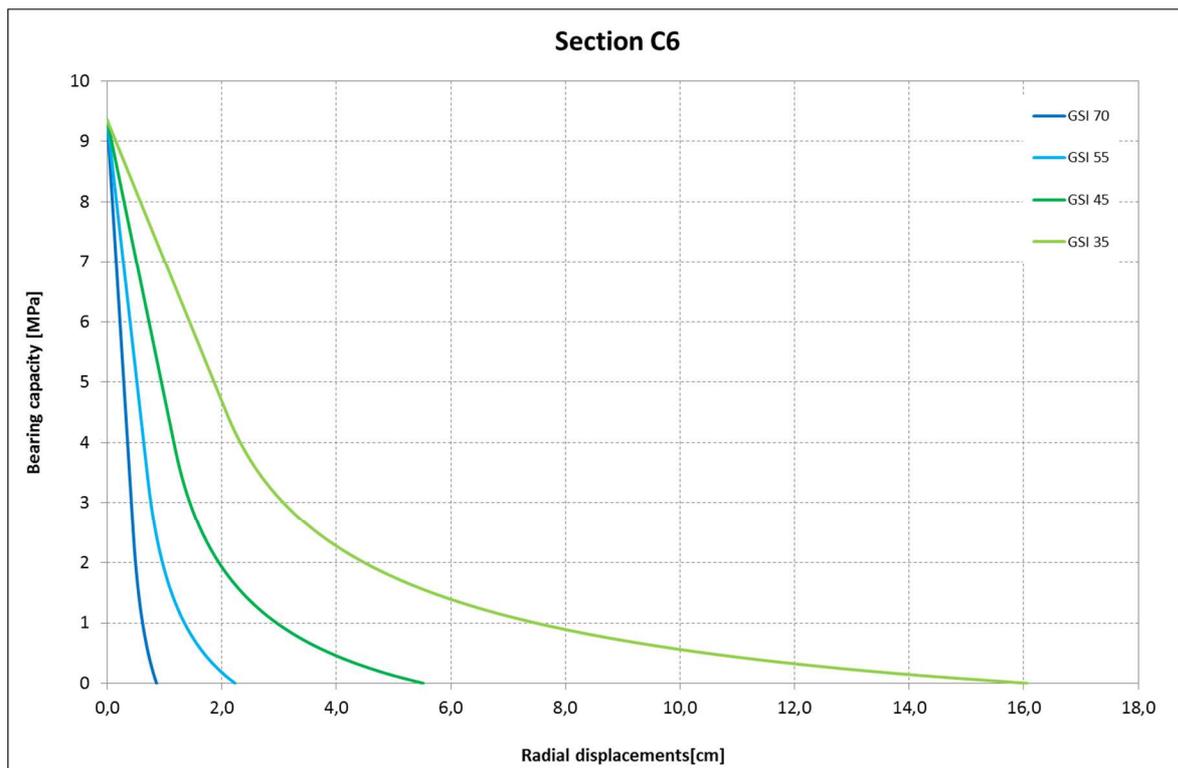


Figura 10: Sezione C6, curve caratteristiche

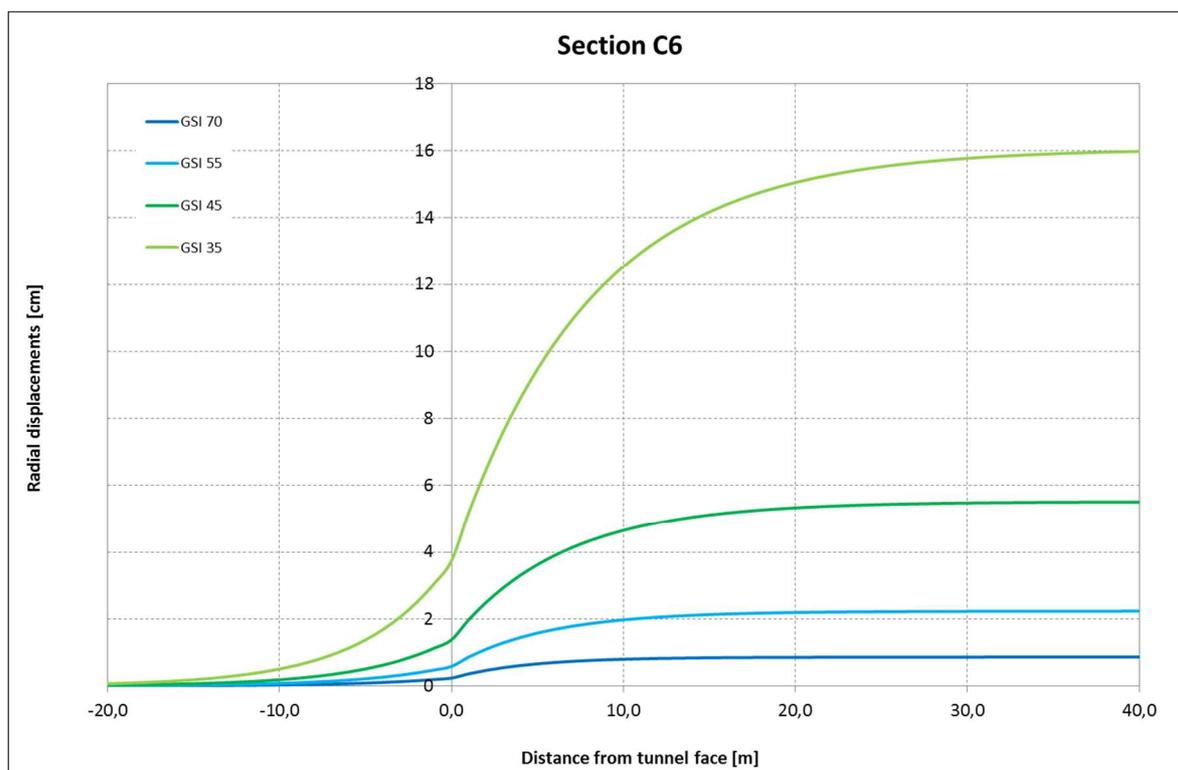


Figura 11: Sezione C6, profilo longitudinale di spostamento (LDP)

Nella seguente tabella si riassumono i valori ottenuti per il raggio plastico massimo, lo spostamento radiale al fronte u_0 , lo spostamento radiale massimo totale calcolato u_c e lo

spostamento radiale massimo effettivo (in quanto misurabile e che determina la chiusura dell'intercapedine tra ammasso e rivestimento in conci) $u = u_c - u_0$.

		GSI			
		70	55	45	35
SEZIONE C1 Copertura = 2000m	Raggio plastico max. [m]	3.9	6.8	10.0	15.2
	Spostamento rad. al fronte u_0 [cm]	0.7	2	5	14
	spostamento rad. totale max u_c [cm]	2.8	8.2	23	76
	spostamento rad. effettivo max u [cm]	2.1	6.1	18	62
SEZIONE C2 Copertura = 1210m	Raggio plastico max. [m]	3.2	5.5	7.9	11.8
	Spostamento rad. al fronte u_0 [cm]	0.5	1.4	3.5	9.8
	spostamento rad. totale max u_c [cm]	2.0	2.0	15.1	46.9
	spostamento rad. effettivo max u [cm]	1.5	0.6	11.7	37.1
SEZIONE C3 Copertura = 650m	Raggio plastico max. [m]	0.7	1.7	2.6	4.0
	Spostamento rad. al fronte u_0 [cm]	0.1	0.3	0.6	1.5
	spostamento rad. totale max u_c [cm]	0.4	1	2.2	5.9
	spostamento rad. effettivo max u [cm]	0.3	0.7	1.6	4.4
SEZIONE C4 Copertura = 450m	Raggio plastico max. [m]	2.2	4.1	6.0	9.2
	Spostamento rad. al fronte u_0 [cm]	0.4	0.9	2	6
	spostamento rad. totale max u_c [cm]	1.3	3.6	9	28
	spostamento rad. effettivo max u [cm]	0.9	2.7	7	22
SEZIONE C6 Copertura = 340m	Raggio plastico max. [m]	1.6	3.1	4.6	7.0
	Spostamento rad. al fronte u_0 [cm]	0.5	0.6	1.4	4
	spostamento rad. totale max u_c [cm]	0.2	2.2	5.5	16
	spostamento rad. effettivo max u [cm]	0.9	1.6	4.1	20

Tabella 12: Riassunto dei risultati

I valori ottenuti corrispondono ad un comportamento sia a breve che a lungo termine, dato che i calcoli realizzati non considerano la variabile tempo in quanto si è seguita una formulazione elasto-plastica e non visco-elasto-plastica.

In Allegato 1 sono riportate le curve caratteristiche degli ammassi nelle diverse sezioni analizzate.

5.4 Conclusioni

In base ai risultati del calcolo effettuato è possibile effettuare le seguenti osservazioni, in particolare in merito allo scavo con TBM scudata:

- I calcoli sono stati effettuati per la tensione principale maggiore, che nelle zone con $k_0 > 1$ (sezioni C1 e C2) corrisponde alla litostatica maggiorata del k_0 , mentre in quelle con $k_0 < 1$ (sezioni C3, C4 e C5) corrisponde alla litostatica. Tale approccio porta a risultati conservativi.
- Nel caso di formazioni che possono considerarsi come massive ($GSI \geq 55$), gli spostamenti radiali massimi risultano inferiori ai 10 cm nelle sezioni di copertura più importante (C1 e C2) e dell'ordine di 1 cm nelle sezioni di copertura più bassa (C3, C4 e C6).
- Il contatto e la chiusura dell'intercapedine intorno allo scudo, considerando il sovrascavo massimo con dispositivi pari a 20 cm (si veda la relazione PRV_C3A_0896_33-02-02 per la geometria della macchina), si produce per valori di $GSI = 35$ tanto nelle sezioni C1 come C2.
- La sezione C3 è quella che presenta un comportamento migliore rispetto allo stato tensionale in cui si trova soggetto l'ammasso. In nessun caso risulta un contatto e chiusura intorno allo scudo e ad una distanza di 10 m dal fronte risultano tensioni inferiori a 1 MPa.
- Nelle sezioni C4 e C6 si hanno spostamenti totali inferiori ai 10 cm nei casi con $GSI \geq 45$.
- Nella sezione C4 con $GSI=35$, l'intercapedine tra scudo ed ammasso roccioso si chiude se questa è inferiore a 15 cm circa. Nella sezione C6 invece il rischio di chiusura è minimo.
- Per le sezioni C4 e C6, a una distanza di 10 m dal fronte, le tensioni risultano inferiori a 1 MPa per tutti i casi analizzati.

Secondo quanto sopra osservato, si può concludere che le sezioni più critiche ai fini di un rischio di bloccaggio dello scudo, sono la C1 e C2 per valori di $GSI \leq 35$. In particolare, la sezione C1 è ben più critica che la sezione C2. La sezione C4 potrebbe presentare un rischio nel caso di $GSI < 35$.

I calcoli effettuati nelle sezioni tipo C2, C4 e C6 sono stati ripresi ai fini della verifica del rivestimenti in conci prefabbricati (relazione PRV_C3A_3950_26-19-00). La sezione C3 non è stata considerata in quanto non dimensionante, mentre in corrispondenza della zona di applicazione della sezione C1 non si effettuerà lo scavo con TBM scudata.

6. Definizione delle sezioni tipo di scavo e loro applicazione

6.1 Scavo in tradizionale (sezione corrente)

6.1.1 Sezioni tipo

In tabella 12 sono elencati i vari tipi di sostegno per ciascuna delle sezioni tipo utilizzate per il progetto.

	Componenti							
	bulloni	Clc proiettato (fasi)	fibra d'acciaio	Centine	Forepol.	Misure ausiliari	Presost./ Precont.	Rivestimento spessore/tasso di armatura
S1	L= 4,0m (tipo "Swellex" Mn 12) puntuale	5- 10cm	fibra 35kg/m ³	-	-	-	-	≥ 50cm -
S2	L= 4,0m (tipo "Swellex" Mn 12) trasv. 1.5 m long. 2,0 m	15cm (5+10 cm)	fibra 35kg/m ³	-	-	-	-	≥ 50cm -
S3a	L= 4,0m (tipo "Swellex" Mn24) trasv. 1,5m long. 2,0m	20 cm (5+15 cm)	fibra 35kg/m ³	-	-	-	CLS proiettato fibrorinforzato al fronte sp. 5-10 cm e bulloni tipo "Swellex" maglia 2 m x 2m L=6m (se necess.)	≥ 50cm -
S3b	L= 4,0m (tipo "Swellex" Mn 24) trasv.1,5m long. 2,0 m	20cm (5+15 cm)	fibra 35kg/m ³	TH44 passo 1,0 m	-	intagli nel CLS proiettato	CLS proiettato fibrorinforzato al fronte sp. 5-10 cm e bulloni tipo "Swellex" maglia 2 m x 2m L=6 m (se necess.)	≥ 50cm -
S4	L= 4,0m (tipo "Swellex" Mn 24) sui piedritti	23cm (5+18 cm)	fibra 35kg/m ³	HEA 180 passo 1,0 m	-	-	CLS proiettato fibrorinforzato al fronte sp. 5-10 cm (se necess.)	≥ 50cm -
S5a	-	20 cm (5+15 cm)	fibra 35kg/m ³	HEA 180 passo 1,0 m	Infilaggi con tubi o barre in acciaio L=6,0m	-	CLS proiettato fibrorinforzato al fronte sp. 5-10 cm (se necess.)	≥ 50cm -
S5b	L= 4,0m (tipo IBO) sui piedritti	20 cm (5+15 cm)	fibra 35kg/m ³	HEA 180 passo 1,0 m	-	-	Clc proiettato fibrorinforzato al fronte sp. 5-10 cm + consolidamento del fronte e del contorno con 25 barre in VTR	≥ 50cm 80kg/m ³
S6	L= 6,0- 9,0m (tipo IBO) trasv. 1,0 m long. 1,0m	30 cm (10+20 cm)	fibra 35kg/m ³	TH44 passo 1,0m	-	intagli nel CLS proiettato	Clc proiettato fibrorinforzato al fronte sp. 5-10 cm + consolidamento del fronte e del contorno con 50 barre in VTR	≥ 70cm 80kg/m ³

S7	-	35 cm (10+25 cm)	fibra 35kg/m ³	HEB 200 passo 1,0 - 1,25m	Infilaggi (37) L= 12,0m	-	Cls proiettato fibrorinforzato al fronte sp. 5-10 cm + consolidamen to del fronte con 76 barre in VTR	≥ 50cm 100kg/m ³
S8	L= 4,5 - 6,0m (tipo SN) ai piedritti	25 cm (10+15 cm)	fibra 35kg/m ³	HEB 200 passo 1,0 m	Jet grouting (59) e infilaggi (30) L=12,0m	-	Cls proiettato fibrorinforzato al fronte sp. 5-10 cm + consolidamen to del fronte con colonne jet-grouting	≥ 50cm 80kg/m ³
S9	L=6,0-9,0m (IBO) trasv. 0,5m long. 0,5m	35cm (10+25 cm)	fibra 35kg/m ³	TH44 passo 1,0m	-	intagli nel CLS proiettato	Cls proiettato fibrorinforzato al fronte sp. 5- 10 cm + consolidamen to del fronte con 75 barre in VTR	≥ 70cm 80kg/m ³
S11	L=5m (tipo Swellex Mn24) trasv. 1,2 m long. 1,2 m	20 cm (10+10 cm)	fibra 35kg/m ³	UPN 120 in calotta passo 1,2 m	-	-	Cls proiettato fibrorinforzato al fronte 10 cm + consolidamen to del fronte con 15 bulloni ad espansione tipo Swellex Mn24	≥ 50cm 70 kg/m ³

Tabella 13: Sezioni tipo di sostegno – scavo in tradizionale

6.1.2 Scelta delle sezioni tipo di sostegno

La **sezione tipo S1** viene utilizzata in ammassi rocciosi molto competenti, massivi, senza importanti discontinuità (classe I secondo Bieniawski), con coperture non troppo elevate (altrimenti dei fenomeni di spalling e rockburst potrebbero prodursi e questi richiedono una bullonatura più importante, per cui una sezione di tipo S2 o S11 con eventuali altre misure) in cui gli unici fenomeni previsti sono dei distacchi gravitativi locali di blocchi o lastre, da evitare con l'utilizzo di una bullonatura puntuale di tipo "Swellex" e cls proiettato fibrorinforzato.

La **sezione di tipo S2** viene utilizzata in ammassi rocciosi competenti, con discontinuità (spesso derivanti dalla scistosità o stratificazione) poco rilevanti (classe II secondo Bieniawski), anche in condizioni di alta copertura, in cui vi possono essere distacchi gravitativi di blocchi in calotta e localmente nei piedritti, da prevenire con bulloni di tipo Swellex e cls proiettato fibrorinforzato. Lo scopo della bullonatura è proprio quello di impedire ai giunti di aprirsi.

La **sezione tipo S3a** viene utilizzata in ammassi rocciosi aventi una resistenza della roccia intatta (UCS) da media ad alta, poco deformabili, ma con un certo grado di fratturazione (RMR III secondo Bieniawski), che comporta dunque un rischio di distacchi di cunei instabili nelle pareti ed eventualmente al fronte, a seconda dell'orientazione dei sistemi di discontinuità (eventuale anisotropia di comportamento); si è comunque in assenza di altri fenomeni più importanti dal punto di vista geomeccanico. Per questa ragione si utilizzano una bullonatura radiale di tipo Swellex Mn24, cls proiettato fibrorinforzato ed un'eventuale bullonatura al fronte

di scavo. Si può utilizzare anche nel caso di ammassi rocciosi meno fratturati ma sotto forte copertura (circa 2000 m).

La **sezione tipo S3b** viene utilizzata in ammassi rocciosi fratturati, aventi resistenza della roccia intatta da media a bassa (classi III e IV secondo Bieniawski), piuttosto deformabili (basso modulo elastico della roccia), in cui si attendono dei fenomeni moderati di plasticizzazione e di convergenza (dell'ordine di 20 cm) o dei fenomeni di tipo rigonfiante che causano anch'essi delle convergenze. Per questo, oltre a quanto previsto con la S3a, si utilizzano delle centine scorrevoli di tipo TH 44 e si eseguono degli intagli nel cls proiettato.

La **sezione tipo S4** viene utilizzata, in generale, nel caso di ammassi di qualità mediocre (RMR IV secondo Bieniawski) ed, in particolare, in prossimità di zone identificate molto fratturate o di faglia (prima del loro attraversamento) o /e di intersezioni con altre gallerie o caverne. Infatti la presenza di centine di tipo HEA180 con passo 1 m permette lo scarico delle forze risultanti dalla redistribuzioni delle tensioni che, per effetto dello scavo della galleria nella zona di faglia, tendono a riportarsi per effetto arco nelle zone di roccia più competenti adiacenti. Tale effetto di redistribuzione vale anche per la presenza di altre gallerie o caverne da scavare in vicinanza. Questa sezione può essere adottata anche per i fenomeni di rilascio in calotta più importanti, laddove la sezione tipo S11 non sia completamente efficace.

La **sezione tipo S5a** viene utilizzata per l'attraversamento di brevi zone molto fratturate o di faglia (RMR IV) o in presenza di fronti misti (con rocce aventi caratteristiche meccaniche molto diverse). Infatti l'utilizzo del forepoling a mezzo di bulloni autoperforanti assicura in queste condizioni la stabilità immediata dello scavo prima della posa del sostegno (centine di tipo HEA 180 e cls proiettato) e garantisce la sicurezza delle maestranze impedendo la caduta della componente fratturata nella zona del fronte. Si nota che, a partire da questa sezione tipo (e fino alla S9), si opera non solo la stabilizzazione del cavo (pareti della galleria), ma anche quella del nucleo e del perimetro di avanzamento, attraverso le varie tecniche che consentono il pre-consolidamento del fronte (forepoling e/o barre VTR e/o jet grouting), in quanto la stabilità del fronte e del cavo non è più garantita a breve termine in assenza di questi interventi.

La **sezione tipo S5b** viene usata nel caso di ammassi rocciosi scistosi, alterati e fagliati (RMR V) e/o in presenza di fronti misti. Oltre alla centinatura (HEA 180) con cls proiettato, è previsto il preconsolidamento del fronte e del contorno dello scavo a mezzo di elementi in vetroresina iniettati.

La **sezione tipo S6** viene utilizzata in ammassi rocciosi scistosi fratturati o in zone di faglia (RMR V), con comportamento moderatamente spingente (fenomeni di squeezing minori secondo Hoek, 2001). Per questo, oltre a consolidare il fronte ed il perimetro con elementi in VTR, si utilizzano delle centine TH44 chiuse su tutto il contorno, degli intagli nel cls proiettato e la sezione di scavo presenta anche l'arco rovescio. Sono inoltre previsti eventuali bulloni radiali iniettati tipo Dywidag IBO (o equivalenti) che aiutano a sostenere l'ammasso roccioso. Il rivestimento definitivo, dotato di arco rovescio, dovrà essere gettato a deformazioni stabilizzate.

La **sezione tipo S7** viene utilizzata per l'attraversamento di zone di faglia di entità pluridecimetrica, all'interno delle cosiddette "core zone" (RMR V), dove le rocce sono clastiche, non coesive (mentre le rocce da usare con la sezione S6 devono possedere una certa coesione), formatesi per degradazione di rocce primarie piuttosto competenti, di tipo cataclasiti, breccie, ecc. Vale anche per materiali detritici e morenici (es. conoide di deiezione). Il comportamento della roccia si presenterà dunque molto franoso. Oltre al preconsolidamento del fronte con elementi in VTR iniettati e l'utilizzo di centine pesanti di tipo HEB200, è previsto

il pre-sostegno del contorno dello scavo a mezzo di un ombrello di micropali. Lo scavo avrà dunque una forma troncoconica.

La **sezione tipo S8** viene utilizzata per l'attraversamento di terreni di tipo alluvionale, poco coesivi (es. sabbie, ghiaie; non vi è RMR). Per questo si prevedono un ombrello con infilaggi metallici e colonne di jet-grouting, nonché delle centine HEB 200 e puntualmente il consolidamento del fronte con colonne di jet grouting.

La **sezione tipo S9** viene utilizzata nel caso di importanti fenomeni spingenti (squeezing severo, RMR V). Presenta le stesse misure che nel caso della sezione S6, ma queste sono più numerose (più barre in VTR, più bulloni). La sezione di scavo è pseudo-circolare.

La **sezione tipo S11** viene utilizzata nel caso di problemi di spalling, rockburst e rilasci in calotta come quelli osservati nel cunicolo esplorativo della Maddalena. Presenta delle centine UPN120 oltre a cls proiettato e bulloni Swellex. L'ammasso roccioso è comunque competente (RMR I, II e III).

Per informazione, la sezione tipo S10 è presente solo sul lato Francia.

Per maggiori dettagli si vedano gli elaborati specifici seguenti:

- Sezione tipo S1: PD2_C3A_3983_26-19-20
- Sezione tipo S2: PD2_C3A_3984_26-19-20
- Sezione tipo S3a: PD2_C3A_3985_26-19-20
- Sezione tipo sostegno S3b: PD2_C3A_3986_26-19-20
- Sezione tipo sostegno S4: PD2_C3A_3987_26-19-20
- Sezione tipo sostegno S5a: PD2_C3A_3988_26-19-20
- Sezione tipo sostegno S5b: PD2_C3A_3989_26-19-20
- Sezione tipo sostegno S6: PD2_C3A_3990_26-19-20
- Sezione tipo sostegno S7: PD2_C3A_3991_26-19-20
- Sezione tipo sostegno S8: PD2_C3A_3992_26-19-20
- Sezione tipo sostegno S9: PD2_C3A_3993_26-19-20
- Sezione tipo sostegno S11: PRV_C3A_7475_26-19-20
- Sezioni tipo S1-S6, S9 – carpenteria: PD2_C3A_3994_26-19-20
- Sezioni tipo S7-S8 – carpenteria: PD2_C3A_3995_26-19-20

6.2 Scavo con TBM aperta (sezione corrente)

6.2.1 Sezioni tipo

In tabella 13 sono elencati i vari tipi di sostegno per ciascuna delle sezioni tipo utilizzate per il progetto.

Tipo	Componenti						
	bulloni	Clc proiettato (fasi)	Rete metallica	Centine	Misure ausiliari	Pretrattamenti o infillaggi (eventuali)	Rivestimento spessore/tasso di armatura
TS1a	L= 4,0m (tipo "Swellex" Mn12) puntuale	5-10 cm	-	-	-	-	≥ 50cm -
TS1b	L=5 m (tipo "Swellex" Mn 24) trasv. Variabile long. 1 m	10 cm	4.5-4.5 /100x100 mm	UPN120, passo 1,0 m	-	-	≥ 50cm -
TS2	L= 4,0m (tipo "Swellex" Mn24) trasv. 2,0 m long. 2.0 m	15cm	6/6-150x150	-	-	-	≥ 50cm -
TS3	L= 3,0 - 4,0m (tipo "Swellex" Mn24) trasv. 1,5m, long. 1,5 m in fase 1; L=6 m (tipo SN) trasv. 1.5 m, long. 1.5 m in fase 2	20cm (5-7+13-15 cm)	6/6-150x150	-	-	-	≥ 50cm -
TS4a	L= 6,0m (tipo IBO) trasv. 1,5m long. 1,5m	25cm (5-7 cm+13-15 cm)	8/8-150x150	TH44 (o simile) passo 1,5 m	intagli nel CLS proiettato	-	≥ 50cm -
TS4 b	L= 6,0m (tipo IBO) trasv. 1,5m, long. 1,5m	25cm (5-7 cm+13-15 cm)	8/8-150x150	HEB 200 (o simile) passo 1,5m	-	-	≥ 50cm -
TS5	L= 6,0 (tipo "Swellex" Mn24) trasv. 1,25m, long. 1,0m in fase 1; L=9,0 m (tipo IBO), trasv. 1.25 m, long. 1 m in fase 2	30cm (10+20 cm)	8/8-150x150	TH 44 con connessioni mobili (o simile) passo 1.0m	intagli nel CLS proiettato	Consolidamento del contorno mediante iniezioni	≥ 50cm 80kg/m ³

Tabella 14: Sezioni tipo di sostegno – scavo con TBM aperta

6.2.2 Scelta delle sezioni tipo di sostegno

La **sezione tipo TS1a** viene utilizzata in ammassi rocciosi molto competenti, massivi, senza importanti discontinuità (classe I secondo Bieniawski), con coperture non troppo elevate (altrimenti dei fenomeni di spalling e rockburst potrebbero prodursi e questi richiedono delle misure adeguate, come definite nella sezione tipo TS1b) in cui gli unici fenomeni previsti sono dei distacchi gravitativi locali di blocchi o piccole scaglie di roccia, da evitare con l'utilizzo di bulloni di tipo "Swellex", cls proiettato e rete elettrosaldata.

La **sezione tipo TS1b** è stata concepita principalmente per far fronte a problemi di spalling, rockburst e rilasci in calotta, come osservati durante lo scavo del cunicolo esplorativo della Maddalena. Si tratta di una sezione molto simile alla sezione F3c_1 utilizzata nel cunicolo

esplorativo. Questo tipo di sostegno, associato ad altri dispositivi legati alla macchina, è stato usato per es. nel Lotschberg e nel Gottardo. Siccome si tratta di rotture di tipo fragile, che avvengono non appena le pareti dello scavo non sono confinate, tali sostegni sono da disporre immediatamente a tergo della testa fresante o dello scudo (se presente), in campo L1. Si veda a tale proposito [2]. Tale sezione tipo può potenzialmente essere adottata anche in rocce più tenere e deformabili, scistose, dove possono verificarsi degli splaccaggi locali ed inflessione degli strati, in funzione della scistosità e dell'orientamento delle discontinuità. In generale viene comunque usato per ammassi rocciosi di buona qualità (classe I a III secondo Beniaowski).

Nel caso questo tipo di fenomeni siano molto marcati, è possibile associare al sostegno l'utilizzo di centine UPN poste longitudinalmente, o un sistema di protezione in calotta con barre metalliche di tipo McNally. Tale sistema è composto da barre metalliche inserite in apposite tasche saldate al di sotto dello scudino della macchina con la funzione di bloccare la caduta di blocchi di roccia in calotta.

La **sezione tipo TS2** viene utilizzata in ammassi rocciosi competenti, moderatamente fratturati (discontinuità spesso derivanti dalla scistosità o stratificazione; classi II e III secondo Beniaowski), in cui vi possono essere distacchi gravitativi di blocchi, da prevenire con bullonatura di tipo Swellex, cls proiettato e rete elettrosaldata. Lo scopo della bullonatura è proprio quello di impedire ai giunti di aprirsi.

La **sezione tipo TS3** viene utilizzata in ammassi rocciosi più fratturati (classe II e III secondo Beniaowski), in cui vi è la possibilità di distacchi di cunei instabili, anche ad una certa distanza del fronte, per effetto della redistribuzione delle tensioni. Per questo motivo, oltre ai bulloni di tipo Swellex, al cls proiettato e alla rete elettrosaldata in fase 1, si dispongono, in fase 2, dei bulloni in acciaio di tipo SN ed un altro strato di cls proiettato.

La **sezione tipo TS4a** si utilizza in ammassi rocciosi fratturati, con resistenza da media a bassa, piuttosto deformabili (classe IV secondo Beniaowski), in cui si prevedono fenomeni moderati di plasticizzazione e convergenza (derivanti anche da fenomeni rigonfianti; in questo caso si può avere anche RMR III). Per questo motivo si utilizzano delle centine scorrevoli di tipo TH44, dei bulloni in acciaio di tipo IBO e si realizzano degli intagli nel cls proiettato. Possono anche essere usati in prossimità di zone di faglia.

La **sezione tipo TS4b** si utilizza per il passaggio di zone fratturate o di faglia, per ammassi rocciosi di qualità mediocre (classe IV o V secondo Beniaowski) o in presenza di fronti misti (con rocce aventi caratteristiche meccaniche molto diverse). A differenza della TS4a, tale sezione tipo viene impiegata in zone fratturate di tipo clastico all'interno di un ammasso roccioso competente (matrice rigida) e questo giustifica la presenza delle centine di tipo HEB200 al posto delle centine tipo TH44 (altrimenti si hanno gli stessi sostegni che la sezione tipo TS4a). E' anche possibile da adottare, nel caso di fenomeni di rilascio in calotta di grande importanza ed una fratturazione più generale come osservato nel cunicolo esplorativo della Maddalena, associato ad un sistema McNally o centine longitudinali in calotta.

La **sezione tipo TS5** si utilizza in ammassi rocciosi scistosi fratturati o in zone di faglia (classe V secondo Beniaowski), con comportamento moderatamente spingente (fenomeni di squeezing minori secondo Hoek, 2001). Per questo si utilizzano delle centine TH44 e degli intagli nel cls proiettato. Dei bulloni di tipo Swellex MN24 in fase 1 garantiscono la stabilità a breve termine, mentre dei bulloni in acciaio tipo IBO in fase 2 aiutano a sostenere l'ammasso roccioso.

Per maggiori dettagli si vedano gli elaborati specifici seguenti:

- Sezione tipo sostegno TS1a: PD2_C3A_4005_26-19-30

- Sezione tipo sostegno TS1b: PRV_C3A_4006_26-19-30
- Sezione tipo sostegno TS2: PD2_C3A_4007_26-19-30
- Sezione tipo sostegno TS3: PD2_C3A_4008_26-19-30
- Sezione tipo sostegno TS4a: PD2_C3A_4009_26-19-30
- Sezione tipo sostegno TS4b: PRV_C3A_4010_26-19-30
- Sezione tipo sostegno TS5: PD2_C3A_4011_26-19-30.
- Sezioni tipo TS1-TS3 – carpenteria: PD2_C3A_4012_26-19-30
- Sezioni tipo TS4-TS5 – carpenteria: PD2_C3A_4016_26-19-30.

6.3 Scavo con TBM mista scudata (sezione corrente)

Si rimanda al documento PRV_C3A_0896_33-02-02_10-05 per lo studio delle caratteristiche tecniche e geometriche ed il rendimento della fresa mista scudata prevista, in funzione dei diversi litotipi da scavare.

La fresa opererà in modalità aperta (**ap**) negli ammassi rocciosi ed in modalità chiusa con circuito idraulico (**ch**) nei depositi alluvionali della Val Cenischia. Nelle zone di transizione con fronti misti si avrà uno scavo confinato (**conf.**) con pressioni variabili che aumentano fino ad incontrare i depositi alluvionali o che mano a mano si annullano fino ad incontrare ammassi rocciosi competenti. Si prevede di differenziare la prima tratta con basse coperture e roccia generalmente piuttosto resistente (i calcescisti della cosiddetta zona piemontese e le rocce verdi), dove lo spessore dei conci sarà di 40 cm (**TM40**), dalla tratta successiva (dalla Val Cenischia all'Ambin) dove lo spessore dei conci sarà di 45 cm (**TM45**). Inoltre il sovrascavo può variare in funzione del tipo di roccia (max sovrascavo in zone di faglia profonde).

Per maggiori dettagli si vedano gli elaborati specifici seguenti:

- Sezione tipo TM, carpenteria: PD2_C3A_4017_26-19-30
- Sezione tipo TM45, geometria anello e disposizione conci: PRV_C3A_0620_26-19-30
- Sezione tipo TM40, geometria anello e disposizione conci: PRV_C3A_0621_26-19-30.

6.4 Caverne per montaggio/smontaggio TBM

Data la necessità di smontare le TBM provenienti da Modane in prossimità dell'area di sicurezza di Clarea (si veda a questo proposito la relazione PRV_C3A_0880_33-02-02) e di montare la TBM del BD che scava in direzione del portale di Susa, sono previste tre caverne nella tratta in territorio italiano. Le caverne di smontaggio sono situate tra le pk 51+680 e 51+640, la caverna di montaggio è situata tra la pk 53+650 e pk 53+690.

Si prevedono due sezioni tipo di sostegno, la CS1 e la CS2, entrambe per rocce resistenti (RMR da I a III), rispettivamente in assenza o in presenza di fenomeni di rilascio in calotta. Considerate le dimensioni di tali caverne, non si devono ubicare in zone di faglia in cui vi è una riduzione dell'indice GSI. Sulla base delle conoscenze attuali -piuttosto affidabili considerata la vicinanza del cunicolo esplorativo della Maddalena- non sono previste faglie laddove sono ubicate. Nell'eventualità, si sposterà la loro posizione.

Per semplicità, le misure di sostegno sono state definite sulla base dei sostegni previsti per la caverna tecnica dell'area di sicurezza di Clarea, siccome presentano dimensioni molto simili e si trovano nella stessa litologia (micascisti di Clarea). In particolare, la sezione tipo CS1 corrisponde alla sezione tipo B-B S1 e la sezione tipo CS2 alla sezione tipo B-B S3.

La **sezione tipo CS1** presenta dei bulloni di tipo Swellex Mn24 di lunghezza 6 m (spaziatura 2 mx2m) in L1, dei bulloni di tipo SN M33 di lunghezza 8 m in L2 (spaziatura 2mx2m), del cls proiettato fibrorinforzato in 2 fasi (15 +10 cm) e dei bulloni Swellex Mn24 di lunghezza 8 m (spaziatura 2 mx2m) al fronte.

La **sezione tipo CS2** presenta cls proiettato fibrorinforzato in 2 fasi (32+8 cm) e delle centine HEB220 con passo 1 m. Il fronte è rinforzato con bulloni in VTR.

Per la definizione di L1 e L2 si veda la relazione PRV_C3A_3730_26-46-20.

Il rivestimento definitivo presenta uno spessore minimo di 80 cm.

Entrambe le sezioni tipo saranno scavate in due fasi (calotta+strozzo).

	Componenti							
	bulloni	Cls proiettato (fasi)	fibre d'acciaio	Centine	Forepol.	Misure ausiliari	Presost./ Precont.	Rivestimento spessore/tasso di armatura
CS1	L= 6,0m tipo "Swellex" Mn 24 in L1 trasv. 2 m long. 2 m + L=8,0 m tipo SN M33 in L2 trasv. 2 m long. 2 m	25 cm (5+10+10)	fibra 35kg/m ³	-	-	-	Cls proiettato fibrorinforzato al fronte sp. 10 cm e bulloni tipo "Swellex" maglia 2m x 2 m L=8 m	≥ 80cm 80 kg/m ³
CS2	-	40 cm (10+22+8)	fibra 35kg/m ³	HEB220	-	-	Cls proiettato fibrorinforzato al fronte sp. 10 cm + consolidamento del fronte con bulloni VTR	≥ 80cm 80 kg/m ³

Tabella 15: Sezioni tipo di sostegno – caverne per montaggio/smontaggio TBM

Per maggiori dettagli si vedano gli elaborati specifici seguenti:

- Sezione di allargo per montaggio/smontaggio – sezione tipo CS1: PRV_C3A_3996_26-19-20
- Sezione di allargo per montaggio/smontaggio – sezione tipo CS2: PRV_C3A_3997_26-19-20
- Sezione di allargo per montaggio/lancio TBM – carpenteria: PRV_C3A_3999_26-19-20
- Sezione di allargo per smontaggio TBM – carpenteria: PRV_C3A_4000_26-19-20.

6.5 Sezioni allargate in prossimità dell'imbocco

6.5.1 Generalità

Per l'alloggiamento dei tronchini di salvamento e dei binari di precedenza della stazione di Susa, in prossimità dell'imbocco di Susa le gallerie in naturale presentano delle sezioni allargate (cameroni).

Lo scavo avverrà nella formazione delle rocce verdi (metabasiti/ prasiniti), di media qualità dal punto di vista geomeccanico, con possibile presenza di minerali asbestiformi.

In questo caso, data la copertura ridotta e la natura dell'ammasso roccioso, il comportamento dell'ammasso, come risulta dai calcoli effettuati nel § 11, sarà principalmente elastico. Bisogna comunque considerare i sistemi di discontinuità. Secondo i rilievi geologici (si veda la relazione PRV_C3B_0110_26-19-01_10-01), vi sono due sistemi di giunti principali oltre alla scistosità: il primo, più pervasivo, immerge verso Sud con un'inclinazione variabile di 60-70°, il secondo immerge verso Ovest con un'inclinazione di circa 80°. La spaziatura è plurimetrica e le superfici sono generalmente planari ondulate, da scabre a irregolari. Le due famiglie di discontinuità presenti secondo i rilievi geologici effettuati potranno generare quindi dei blocchi potenzialmente instabili durante lo scavo che occorre prevenire, per garantire la sicurezza delle maestranze, con interventi di sostegno al fronte, in calotta e alle pareti.

Lo strato superficiale di roccia maggiormente fratturata viene trattato, al fine di migliorarne le caratteristiche geomeccaniche, con soil cement. È inoltre previsto l'utilizzo di infilaggi con tubi metallici per le zone a minore copertura.

Come descritto nella relazione PRV_C3A_0435_26-19-00_10-01, in funzione della geometria in fase di esercizio, si sono definite 2 tratte, secondo la tabella seguente.

TRATTE	PK INIZIO	PK FINE	LUNGHEZZA [m]
A	61+076.5	61+021.5	55
C	61+021.5	60+934.5	87

Tabella 16: Tratte in fase di esercizio nella zona degli imbocchi

Si sono definite 3 sezioni tipo di sostegno per le tratte A e C, come illustrato nella tabella seguente e nell'elaborato PRV_C3A_3968_26-19-20_30-01.

SEZIONE TIPO	PK INIZIO	PK FINE	LUNGHEZZA [m]
A1	61+021.5	61+056.5	35
A2	61+056.5	61+076.5	20
C	61+021.5	60+934.5	87

Tabella 17: Sezioni tipo di sostegno nella zona degli imbocchi

6.5.2 Realizzazione infilaggi e portale in c.a.

Prima dell'arrivo delle frese vengono effettuati all'esterno i lavori di riprofilatura del versante (con adeguati sostegni) e di realizzazione di un rilevato in terreno misto a cemento. Tali interventi sono descritti nella relazione PD2_C3A_1120_26-70-20.

Per la rappresentazione grafica di questi interventi si vedano gli elaborati seguenti:

- Planimetria in fase di cantiere iniziale: PRV_C3A_1121_26-70-20
- Prospetto degli scavi: PRV_C3A_1123_26-70-20.

Si realizza poi, sempre all'esterno, un ombrello di infilaggi ed una struttura in cemento armato al portale (della galleria naturale) che congloba gli infilaggi. Tali infilaggi presentano lunghezza di 20 m e sono costituiti da tubi di 219 mm di diametro e di spaziatura radiale 50 cm. Si ritiene che oltre i 20 m l'ammasso roccioso sia molto meno degradato che in superficie e la galleria sufficientemente profonda da non necessitare più un ombrello di infilaggi.

Il portale e gli infilaggi sono rappresentati graficamente nell'elaborato seguente: PRV_C3A_7479_26-19-20 Struttura del portale del tunnel.

Infine si realizza la galleria artificiale, curando la transizione tra struttura al portale e galleria artificiale in modo da rendere le gallerie stagne nei confronti dell'ambiente esterno.

Per la galleria artificiale si vedano gli elaborati grafici e le relazioni dei capitoli 26-70-00 e 10 di C3A.

6.5.3 Sezioni tipo e fasaggio di costruzione

La diversa configurazione della cantierizzazione oggetto di questo Progetto di Variante porta a ridurre il più possibile le lavorazioni a partire dall'area di cantiere di Susa Est. Il fasaggio di realizzazione delle sezioni allargate all'imbocco è stato concepito in quest'ottica. Tutte le lavorazioni effettuate sono quindi eseguite a partire dal TdB (con logistica in provenienza dall'area di cantiere di Maddalena) verso il portale. La galleria artificiale già presente potrebbe consentire, una volta raggiunta con le frese, di portare dei mezzi all'interno di essa e di eseguire le lavorazioni a partire da quest'ultima; tuttavia la logistica di approvvigionamento sarebbe ostacolata dalle lavorazioni stesse lungo il passaggio, per cui tutto viene realizzato da Ovest verso Est.

Fatta questa premessa, il fasaggio di realizzazione è il seguente (da notare che certe operazioni sul BP possono essere in contemporanea con altre sul BD):

1. Scavo del BP con fresa mista scudata e messa in opera dei conci;
2. Fissaggio dei conci che non sono da rimuovere per la realizzazione del setto (vedere fasi da 3 a 6) con bulloni di tipo Swellex Mn24 di lunghezza 2.4 m (1 bullone per concio) e passo 1.8 m;
3. Smontaggio/taglio dei conci del BP in un settore di circa 70° al piedritto Nord (lato BD) per un anello (pari a 1.8 m), a partire dalla pk 61+021.53;
4. Allargo della galleria mediante martello demolitore idraulico su quel lato per la sezione che ospiterà il setto (vedere fase 5);
5. Messa in opera del cassero e getto del setto in calcestruzzo armato nella sezione appena scavata. Il setto si trova direttamente a contatto con l'ammasso roccioso sui lati scavati;
6. Ripetizione delle fasi da 3 a 5;
7. Smontaggio dei conci sul camerone BP – tratta A per un anello (1.8 m), a partire dalla pk 61+021.53;

8. Allargo della galleria mediante martello demolitore per uno sfondo coincidente all'anello di conci (1.8 m);
9. Messa in opera del sostegno della sezione tipo A1 di prima fase: consolidamento del fronte con cls. proiettato sp. 10 cm ed eventuali bulloni tipo Swellex L=4 m maglia 2 m x 2 m, cls proiettato fibrorinforzato sp. 10 cm + bulloni tipo Swellex Mn24 di lunghezza 4 m spaziatura long. 1.8 m – 1 per sfondo – e trasv. 1.5 m;
10. Ripetizioni delle fasi da 7 a 9. Da notare che lo scavo, salvo per il primo passo, avviene frontalmente dalla sezione di scavo precedente, e non allargando dall'interno la sezione scavata con TBM;
11. Messa in opera del sostegno della sezione tipo A1 di seconda fase: cls proiettato sp. 10 cm + rete elettrosaldata;
12. Una volta raggiunta la pk 61+056.53 sul BP, si mette in opera il sostegno della sezione tipo A2 che comporta: consolidamento del fronte con cls proiettato sp. 10 cm e bulloni Swellex L=6m maglia 2 m x 2 m, cls proiettato fibrorinforzato sp. 5 cm in fase 1 + centine HEB220 passo 0.9 m + cls proiettato sp. 22 cm in fase 2 + rete elettrosaldata;
13. Scavo del BD con fresa mista scudata e messa in opera dei conci;
14. Smontaggio dei conci sul camerone BD – tratta C per un anello (1.8 m), a partire dalla pk 60+934.53;
15. Allargo della galleria mediante martello demolitore per uno sfondo coincidente all'anello di conci (1.8 m);
16. Messa in opera dei sostegni: si tratta degli stessi sostegni della sezione tipo A1 (vedere fasi 10 e 12), con aggiunta di bulloni di tipo IBO L=3 m sul lato del setto in roccia;
17. Ripetizioni delle fasi da 14 a 16 fino alla fine della tratta C (pk 61+021.53);
18. Smontaggio dei conci sul camerone BD – tratta A per un anello (1.8 m), a partire dalla pk 61+021.53;
19. Allargo della galleria mediante martello demolitore per uno sfondo coincidente all'anello di conci (1.8 m);
20. Messa in opera dei sostegni della sezione tipo A1 (vedere fasi 10 e 12);
21. Una volta raggiunta la pk 61+056.53 sul BP, si mette in opera il sostegno della sezione tipo A2 (vedere fase 12);
22. Realizzazione del rivestimento definitivo per i cameroni, di spessore minimo pari a 1m.

La realizzazione di un setto di cls al posto della roccia viene dal fatto che, in questa zona, i cameroni binario pari e dispari sono molto ravvicinati e la capacità resistente dell'ammasso roccioso non è sufficiente. Le forze dell'ammasso durante l'apertura dei cameroni si scaricheranno dunque su questo setto in cls.

Lo scavo con TBM è perfettamente centrato all'interno del camerone BD da alesare nella tratta A. In questo modo viene lasciata una distanza adeguata rispetto al setto in realizzazione (distanza min 4.30 m).

Durante le operazioni di allargo la sezione viene drenata (se necessario) tramite dreni in avanzamento di lunghezza 20 m. Questo vale per la sezione A1. Nella sezione A2 non vengono previsti altrimenti i dreni fuoriescono in superficie (peraltro i dreni oltre al fronte della tratta A1 vengono a coprire anche la tratta A2). Il rivestimento non presenta invece drenaggio laterale quindi deve riprendere il carico idraulico (se presente).

Per un'illustrazione delle fasi di costruzione si vedano le simulazioni effettuate (in allegato 2).

Per maggiori precisioni sulle fasi si vedano gli elaborati grafici seguenti:

- Per le fasi da 2 a 11: PRV_C3A_3969_26-19-20 Allarghi in corrispondenza degli imbocchi – 1/5
- Per la fase 12: PRV_C3A_7477_26-19-20 Allarghi in corrispondenza degli imbocchi – 2/5
- Per le fasi da 14 a 17: PRV_C3A_3972_26-19-20 Allarghi in corrispondenza degli imbocchi – 3/5
- Per le fasi da 18 a 20: PRV_C3A_3970_26-19-20 Allarghi in corrispondenza degli imbocchi – 4/5
- Per la fase 21: PRV_C3A_7478_26-19-20 Allarghi in corrispondenza degli imbocchi – 5/5
- Per la fase 22: PRV_C3A_3974_26-19-20 Carpenteria sezione tipo A in corrispondenza degli imbocchi, PRV_C3A_3976_26-19-20 Carpenteria sezione tipo C in corrispondenza degli imbocchi.

Per maggiori dettagli si vedano inoltre i seguenti elaborati:

- PRV_C3A_3977_26-19-20 Profilo longitudinale nella zona degli imbocchi binario dispari
- PRV_C3A_3978_26-19-20 Profilo longitudinale nella zona degli imbocchi binario pari
- PRV_C3A_7614a7617_33-02-02 Fasaggio di scavo all'imbocco.

6.6 Ramo di connessione in fase cantiere da BP a BD

Tale ramo parte dal BP alla pk 53+450 e raggiunge il BD alla pk 53+600. Permette, in fase cantiere, di raggiungere il BD al fine di scavare la caverna di montaggio della TBM scudata e quindi lanciare la fresa su quella canna.

Presenta gli stessi raggi di scavo e gli stessi sostegni della sezione tipo S3a, ad eccezione dell'arco rovescio, che in questo caso non è presente.

Dato che non presenta alcuna funzione in fase di esercizio della linea e per evitare che questo possa essere confuso con i rami di comunicazione, si prevede di ritombarlo completamente riempiendolo con calcestruzzo. Questo riempimento viene effettuato una volta completato lo stoccaggio delle rocce verdi in Maddalena 1 e Maddalena 2 (in questa fase il ramo viene adoperato dai mezzi di trasporto dello smarino per passare da una canna all'altra).

Per maggiore dettaglio si veda l'elaborato grafico specifico (PRV_C3A_7476_26-19-20_Ramo di connessione in fase cantiere da BP a BD).

6.7 Applicazione delle sezioni tipo lungo il tracciato

Per la scelta dei metodi di scavo lungo la tratta in funzione della geologia e geomeccanica prevista, si veda il documento PRV_C3A_0880_33-02-02_10-01. La tabella seguente riassume le sezioni tipo previste lungo la tratta (funzione dei metodi di scavo).

PK canna BP	PK canna BD*	Metodo di scavo / sezione	Sezione tipo
61+076.5-61+021.5	61+076.5-60+934.5	Sezioni allargate in corrispondenza degli imbocchi (scavo con fresa mista scudata poi alesaggio con martello demolitore)	Sezioni A1 (lunghezza d'applicazione: 35 m sia BD che BP), A2 (l.: 20 m sia BD che BP) e C (l.: 87 m, solo BD)
61+021.5-60+695	60+934.5-60+695	Scavo con fresa mista scudata – modalità aperta – procedura speciale per scavo rocce verdi	TM40 (r.v.)
60+695-57+400	60+695-57+400	Scavo con fresa mista scudata – modalità aperta	TM40
57+400-55+950	57+400-55+950	Scavo con fresa mista scudata – modalità chiusa o confinata	TM45 (ch. o conf.)
55+950-53+514.8	55+950-53+690	Scavo con fresa mista scudata – modalità aperta	TM45
53+514.8-53+417	53+690-53+650	Caverna per montaggio e lancio fresa mista scudata per BD/	CS1 (90%) -CS2 (10%)
		Innesto tra Maddalena 2 e TdB per BP	Sez. di innesto (elaborato PRV_C3A_7546_26-48-21)
53+417-52+598	53+650-52+598	Scavo in D&B – sezione corrente	S3a (53%) – S11 (47%)
52+598-51+759.5	52+598-51+759.5	Galleria in linea area di sicurezza di Clarea	AS1 (20%) – AS2 (30%) – AS3 (20%) – AS4 (30%)
51+759.5-51+680	51+759.5-51+680	Scavo in D&B – sezione corrente	S3a (35%) – S4 (30%) – S11 (35%)
51+680-51+640	51+680-51+640	Caverna per smontaggio TBM aperta	CS1 (50%) – CS2 (50%)
51+640-48+677	51+640-48+677	Scavo con TBM aperta	TS1b (53%), TS2 (6%), TS4b (41%)

* Pk comunque riferite al BP

Tabella 18: Sezioni tipo di scavo lungo la tratta

6.8 Misure di miglioramento delle condizioni dell'ammasso (interventi eccezionali)

Si prevede l'applicazione di provvedimenti di miglioramento dell'ammasso (cosiddetti interventi eccezionali) in tutte quelle zone in cui ci sia da aspettarsi un pericolo o un sostanziale impedimento nello scavo o negli interventi di sostegno, che non sia possibile controllare con le misure di sostegno ordinarie definite nei paragrafi precedenti.

Si sono definiti gli interventi necessari nel caso di:

- Forti venute d'acqua
- Zone fratturate associate a forti venute d'acqua
- Zone di cataclasi e miloniti
- Instabilità del fronte nel caso di materiali incoerenti
- Presenza di cavità carsiche.

Le tavole PD2_C3A_3967_26-19-20_30-02, PD2_C3A_3982_26-19-30_30-01, PD2_C3A_4013_26-19-30_30-02, PD2_C3A_4014_26-19-30_30-03 e PD2_C3A_4015_26-19-30_30-04 mostrano tali interventi eccezionali nel caso di scavo in tradizionale, scavo con TBM aperta e scavo con TBM scudata. Nella stessa tavola si sono mostrati gli interventi per tutte e cinque le criticità; la differenza starà poi nelle quantità e nel tipo di iniezione (per es. se per iniezioni di fessure o intasamento di vuoti), come verrà dettagliato nel seguito.

Per la TBM scudata si veda anche la relazione sulla fresa PRV_C3A_0896_33-02-02_10-05.

Tali tavole mostrano il processo che, dall'avanzamento corrente, permette di identificare tali zone critiche e, una volta identificate, di migliorare la conoscenza della zona e di intervenire adeguatamente a seconda della gravità e della natura dei fenomeni.

Per l'individuazione delle zone in cui tali interventi eccezionali potranno risultare necessari, si vedano i documenti PRV_C3A_3951_26-19-00_40-01, PRV_C3A_3948_26-19-00_40-02, PRV_C3B_0088_00-06-00_10-01 e PRV_C3B_0089_00-06-00_40-01. In particolare, si tratta dei rischi seguenti:

- Permeabilità superiore alle previsioni
- Presenza di venute d'acqua persistenti o continue
- Presenza di carsismo o microcarsismo
- Faglie impreviste
- Instabilità del fronte di scavo.

Le iniezioni saranno generalmente realizzate, a scopo sia di impermeabilizzazione che di consolidazione dell'ammasso, nel caso di zone fratturate, con sospensioni di bentonite – cemento e additivi, mentre, nel caso di riempimento di cavità carsiche, con sospensioni di bentonite – cemento eventualmente rese rigide mediante gelificazione del silicato presente nella miscela o con resine espansive organo-minerali o con schiume poliuretatiche. Eventualmente si farà anche ricorso a resine chimiche (epossidiche/acriliche) compatibili con l'ambiente. Per tali iniezioni si vedano a proposito la raccomandazione AFTES “La conception et la réalisation des travaux d'injection des sols et des roches” e la norma SIA 198.

Le quantità ed il numero di iniezioni e di perforazioni per il drenaggio saranno da determinare a seconda della natura e dell'entità effettiva di tali zone critiche.

L'esecuzione delle iniezioni si effettuerà in generale per fasi successive lungo il foro. Le iniezioni verranno eseguite sia mediante tubi a manchette che senza (nel caso di

impermeabilizzazioni di venute d'acqua importanti in rocce fratturate ma competenti o per il riempimento di cavità carsiche).

Le iniezioni saranno eseguite in un anello attorno al cavo o davanti al fronte.

Le perforazioni per il drenaggio verranno eseguite con l'ausilio di preventer.

Nella parte di tunnel (circa 4 km) dove è presente il cunicolo della Maddalena, gli interventi potranno avvenire a partire dal cunicolo. Questo sarà utile per il trattamento delle faglie e zone fratturate presenti nei micascisti di Clarea, descritte al § 4.1. Nel caso in cui una delle due canne sia già stata scavata, le iniezioni potranno essere eseguite a partire da questa in direzione della zona critica da attraversare durante lo scavo dell'altra.

Questi interventi eccezionali saranno da effettuare in primis nel caso di TBM scudate, in quanto la presenza di zone particolarmente rilasciate può provocare il blocco della TBM; sarà importante il loro utilizzo anche nel caso dello scavo con TBM aperte. Nel caso di scavo in convenzionale le sezioni tipo coprono una casistica molto più ampia, per cui il loro utilizzo sarà molto meno frequente.

7. Materiali per sostegni e rivestimenti

Si presentano i materiali per i sostegni e per i rivestimenti per le sezioni tipo illustrate nella relazione ad eccezione di quelle con scavo con TBM scudata che sono invece illustrate nella relazione PRV_C3A_3950_26-19-00_10-03.

7.1 Sostegni

Per i sostegni di prima fase si sono adottati i seguenti materiali con le seguenti caratteristiche e soglie di resistenza:

Calcestruzzo proiettato fibrorinforzato

Per la tratta con TBM aperta proveniente da Modane: C30/37, $f_{ck}=30$ MPa, $R_{ck}=37$ MPa, siccome le norme francesi IN 3278 prescrivono un cls almeno di classe C28/34 (si è usato C30/37 per uniformarlo all'Eurocodice) e, siccome lo spritz verrà lanciato con dei robot a partire dalla macchina (o dal suo back-up per la fase 2), non si ritiene fattibile di cambiare la classe del cls proiettato alla frontiera. Il cls sarà rinforzato con rete metallica composta da barre in acciaio del tipo B500B (tensione di snervamento $f_{yk} \geq 500$ N/mm²).

Per le altre tratte (caverne di montaggio/smontaggio, sezione corrente in tradizionale, sezioni allargate all'imbocco): C25/30 $f_{ck}=25$ MPa, $R_{ck}=30$ MPa. Il cls è rinforzato con fibre di acciaio, di lunghezza compresa tra 20 e 40 mm, diametro 0.5 mm, trafilate a freddo, basso contenuto di carbonio, con resistenza a rottura a trazione $R_{ak} \geq 700$ N/mm² o con rete elettrosaldata, $f_{yk} \geq 450$ MPa.

Bulloni tipo Swellex (o equivalenti)

Se ne sono considerati di tre tipi a seconda delle diverse sezioni tipo:

- Mn12, carico di snervamento $F_{yk}=90$ kN; carico di rottura $F_{tk}=110$ kN
- Mn16, carico di snervamento $F_{yk}=140$ kN; carico di rottura $F_{tk}=140$ kN
- Mn24, carico di snervamento $F_{yk}=180$ kN; carico di rottura $F_{tk}=200$ kN.

Bulloni tipo DYWIDAG IBO R32L (o equivalenti)

Diametro esterno 32 mm, carico di snervamento $F_{yk}=160$ kN, carico di rottura $F_{tk}=200$ kN

Bulloni tipo DYWIDAG IBO R32S (o equivalenti)

Diametro esterno 32 mm, carico di snervamento $F_{yk}=280$ kN, carico di rottura $F_{tk}=360$ kN

Tiranti di ancoraggio

Sono di tipo SN M33, aventi carico di snervamento $F_{yk}=347$ kN

Centine

- Tipo TH44 (o equivalenti): tensione di snervamento $f_{yk} \geq 350$ MPa
- Tipo HE o UPN: S235, tensione di snervamento $f_{yk} \geq 235$ MPa.

Infilaggi

- Tubi in acciaio tipo S355 diametro 219.1 mm spessore 10 mm, tensione di snervamento $f_{yk} \geq 355$ MPa.

Barre in vetroresina

Sono costituite da tubi ad aderenza migliorata, con le seguenti caratteristiche:

- Diametro 60 mm
- Spessore 10 mm
- Densità ≥ 1.8 t/m³
- Resistenza a trazione ≥ 800 MPa
- Modulo elastico $35000 \leq E \leq 42000$ MPa
- Contenuto in vetro $\geq 60\%$.

Magrone (per livellamento del fondo dello scavo)

Cls classe C12/15 ($f_{ck}=12$ MPa, $R_{ck}=15$ MPa)

Miscela cementizia per bulloni, infilaggi e VTR

Classe C28/35 ($f_{ck}=28$ MPa, $R_{ck}=35$ MPa)

Rapporto acqua/cemento $a/c \leq 0.5$.

7.2 Rivestimento definitivo e finiture

Rivestimento definitivo

Classe C30/37 ($f_{ck}=30$ MPa, $R_{ck}=37$ MPa), classe di lavorabilità S3-S4, cemento tipo CEM III-V, rapporto $a/c \leq 0.5$.

Classi di esposizione: XC1 o XC2 a seconda della loro posizione, XF1 in prossimità dell'imbocco (fino alla pk 60+600). Si veda in merito la relazione PRV_C3A_0435_26-19-00.

Barre in acciaio:

- Tipo B450C, tensione di snervamento $f_{yk} \geq 450$ MPa per le tratte scavate dall'Italia.
- Tipo B500B, tensione di snervamento $f_{yk} \geq 500$ MPa per le tratte scavate dalla Francia.

La soletta di fondazione e la sella di appoggio per le caverne di montaggio/smontaggio così come la platea nel caso di scavo con TBM aperta hanno le stesse caratteristiche del rivestimento definitivo.

Finiture (platea di riempimento e marciapiedi)

Classe C20/25 ($f_{ck}=20$ MPa, $R_{ck}=25$ MPa), classe di lavorabilità S3-S4, cemento tipo CEM III-V, rapporto $a/c \leq 0.5$. Per garantire una maggiore lavorabilità nei marciapiedi, data la presenza di vuoti per tubazioni vicini tra loro, è preferibile avere un diametro massimo degli aggregati di 16 mm.

7.3 Sistema di impermeabilizzazione

Geotessile (non tessuto)

- In fibre di polipropilene
- Densità ≥ 500 g/mm²
- Spessore a 2 kPa ≥ 4.0 mm
- Spessore a 200 kPa ≥ 1.9 mm
- Resistenza a trazione media ≥ 21 kN/m.

Membrana in PVC

- Spessore ≥ 3 mm
- Resistenza a trazione ≥ 15 MPa.

I capitoli a seguire forniscono le verifiche delle sezioni presenti lungo la tratta sia per il sostegno di prima fase che per il rivestimento definitivo (comprese le verifiche al fuoco), ad eccezione della tratta eseguita con fresa mista scudata, oggetto della relazione di calcolo del rivestimento con conci prefabbricati (PRV_C3A_3950_26-19-00_10-03).

8. Verifica delle sezioni tipo per TBM aperta (pk 51+640-48+677)

8.1 Definizione delle sezioni tipo

La definizione delle percentuali di applicazione delle sezioni tipo per la tratta scavata con TBM aperta è avvenuta sulla base delle linee guida descritte al § 6.2.2 e del ritorno di esperienza della Maddalena (per quanto riguarda il comportamento allo scavo e le sezioni tipo applicate), prevedendo un comportamento simile a quello osservato nel cunicolo fino al confine di Stato. In particolare, si sono definite le seguenti sezioni tipo:

- TS1b, dove sono attesi fenomeni di rilascio in calotta (zone in cui nel cunicolo sono state messe in opera le sezioni tipo F3c_1 o FMV);
- TS2, dove l'ammasso roccioso è competente e si prevedono solo possibili distacchi gravitativi di blocchi;
- TS4b, per il passaggio di zone molto fratturate o di faglia o nel caso di fenomeni intensi di rilascio in calotta (zone in cui nel cunicolo sono state messe in opera le sezioni tipo F4 o F5).

La sezione tipo TS1a non viene applicata siccome non si sono incontrate condizioni geomeccaniche sufficientemente favorevoli. Sulla base delle conoscenze attuali non si prevedono condizioni tali lungo il TdB da determinare un uso frequente delle sezioni tipo TS3, TS4a e TS5 (per le ultime due sezioni tipo, il ritorno di esperienza del cunicolo della Maddalena non ha mostrato un comportamento spingente dell'ammasso roccioso).

8.2 Modello di calcolo

8.2.1 Parametri geotecnici di calcolo

Sezione TS1b

Il calcolo della sezione TS1b rappresenta un caso particolare per il quale è stato utilizzato un modello multilaminare al fine di meglio rappresentare i fenomeni osservati nel cunicolo della Maddalena.

Il comportamento della matrice rocciosa viene rappresentato con una legge costitutiva elastica-perfettamente plastica con criterio di rottura di Hoek e Brown, mentre quello dei giunti (piani di debolezza) con una legge di tipo Mohr-Coulomb.

I giunti sono posti nella direzione della scistosità (suborizzontale). Per la determinazione dei parametri da utilizzare si veda la relazione PRV_C3A_3730_26-46-20 (si sono utilizzati gli stessi parametri della sezione tipo S4 dell'area di sicurezza di Clarea). I parametri sono sintetizzati nelle tabelle seguenti. La dilatanza è stata assunta pari a $2/3 \phi$.

Geological Strength Index - GSI [-]	Resistenza a compressione monoassiale UCS [MPa]	Fattore di disturbo D [-]	Costante di Hoek-Brown m_i [-]	Angolo di dilatanza ψ [°]	Modulo elastico dell'ammasso roccioso E_{rm} [MPa]	Coefficiente di Poisson ν [-]	Peso specifico γ [kN/m ³]
65	97.9	0	10	9.1	49 274	0.25	27.7

Tabella 19: Parametri della matrice rocciosa

ϕ [°]	ψ [°]	c [MPa]
31	20	0,5

Tabella 20: Parametri dei giunti

Si considera una copertura pari a 2000 m (massima copertura sul lato Italia) ed un $k_0=1.3$.

Sezione TS2

Per il calcolo della sezione TS2, si considerano direttamente i parametri per l'unità UGD(7) riportati in tabella 2. Il comportamento dell'ammasso viene rappresentato con una legge costitutiva elasto-plastica con criterio di rottura di Hoek e Brown caratterizzato dai parametri seguenti:

Geological Strength Index - GSI [-]	Resistenza a compressione monoassiale UCS [MPa]	Fattore di disturbo D [-]	Costante di Hoek-Brown m_i [-]	Angolo di dilatanza ψ [°]	Modulo elastico dell'ammasso roccioso E_{rm} [MPa]	Coefficiente di Poisson ν [-]	Peso specifico γ [kN/m ³]
62	97.9	0	10	8.5	44 096	0.2	27.7

Tabella 21: Parametri dell'ammasso roccioso per la sezione TS2

Si considera una copertura pari a 2000 m (massima copertura sul lato Italia) ed un $k_0=1.3$.

Sezione TS4b

La sezione di calcolo per la sezione tipo TS4b viene posta in corrispondenza della faglia con maggiore copertura sul lato Italia (alla pk 49+330). Si tratta di una zona non ancora coperta dai dati diretti provenienti dal cunicolo della Maddalena.

Il profilo geomeccanico PRV_C3A_3951_26-19-00 indica un GSI nel range 15-35. Occorre notare che il valore minimo di GSI incontrato dal cunicolo nei micascisti di Clarea è pari a 30 e che, nella tratta di applicazione della TBM aperta coperti dai dati diretti del cunicolo, si ha un GSI minimo pari a 40.

Come già effettuato al § 5.1, si considerano i valori della roccia intatta dei micascisti di Clarea e un GSI pari a 35, al fine di considerare l'effetto parete di una faglia di spessore limitato all'interno di un ammasso competente.

Il comportamento dell'ammasso viene rappresentato con una legge costitutiva elastica-perfettamente plastica con criterio di Mohr-Coulomb, ottenuto per linearizzazione dei parametri di Hoek-Brown seguenti.

Geological Strength Index - GSI [-]	Resistenza a compressione monoassiale UCS [MPa]	Fattore di disturbo D [-]	Costante di Hoek-Brown m_i [-]	Angolo di dilatanza ψ [°]	Modulo elastico dell'ammasso roccioso E_{rm} [MPa]	Coefficiente di Poisson ν [-]	Peso specifico γ [kN/m ³]
35	97.9	0	10	7.6	8 846	0.3	27.7

Tabella 22: Parametri dell'ammasso roccioso per la sezione TS4b

I parametri necessari per descrivere il comportamento dell'ammasso con una criterio di Mohr-Coulomb sono:

$$c=3.7 \text{ MPa}$$

$$\varphi=26.5^\circ.$$

8.2.2 Metodologia

L'approccio per i calcoli prevede 2 fasi di verifica: una prima con il metodo convergenza – confinamento, ed una seconda, con un'analisi agli elementi finiti 2D in condizioni di deformazione piana (usando il programma ZSoil), in cui si considerano la sequenza di scavo, i sostegni ed il rivestimento definitivo.

Una volta stimato il tasso di deconfinamento con il metodo delle linee caratteristiche, si utilizza il modello 2D allo scopo di ottenere gli sforzi nei sostegni e nel rivestimento.

Nel caso delle sezioni TS1b e TS2, si è considerata una distanza di posa dei sostegni (bulloni, centine e cls proiettato) pari a 4.5 m per tener conto della presenza della testa fresante e dello scudino dietro la macchina che implica la messa in opera dei sostegni a tergo di esso.

Nel caso della sezione TS4b si considera la distanza di posa dei sostegni al momento della presa dello strato di cls proiettato in fase 2 tra le centine, ovvero a circa 25 m dal fronte.

8.2.3 Analisi con il metodo delle linee caratteristiche

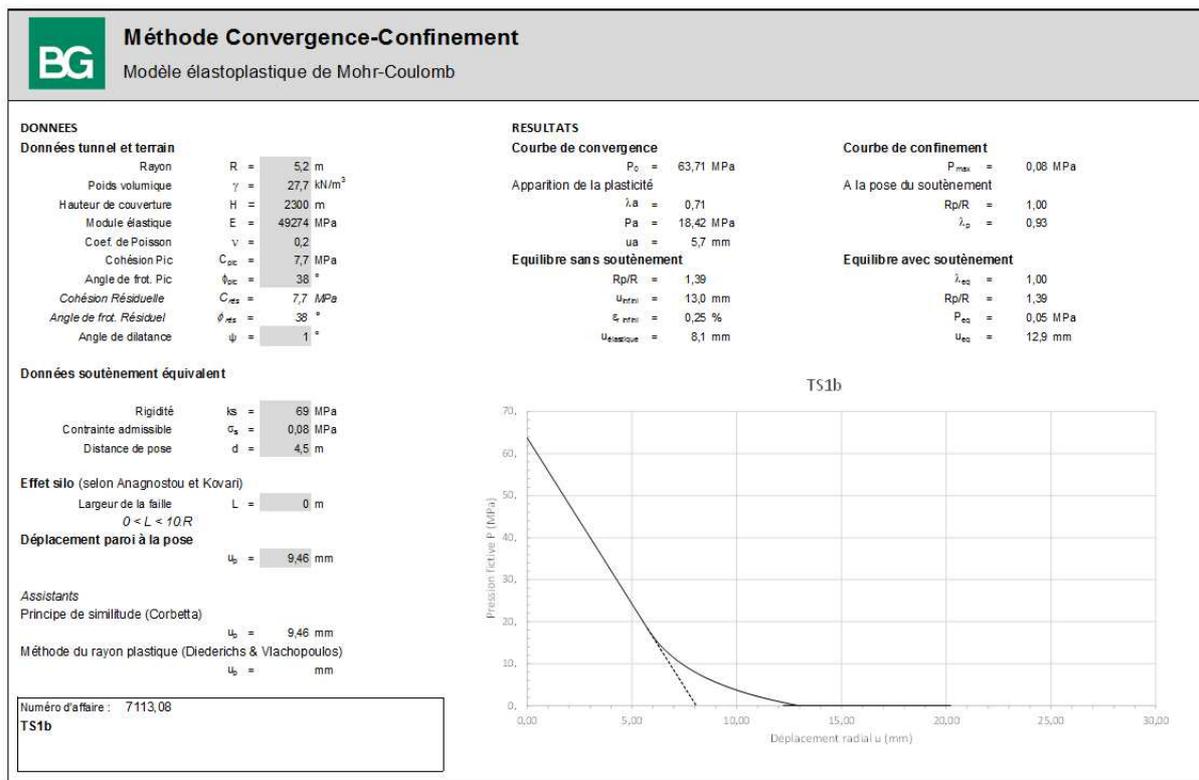


Figura 12: Sezione TS1b, curve caratteristiche

Il tasso di deconfinamento è pari a $\lambda=0.93$.

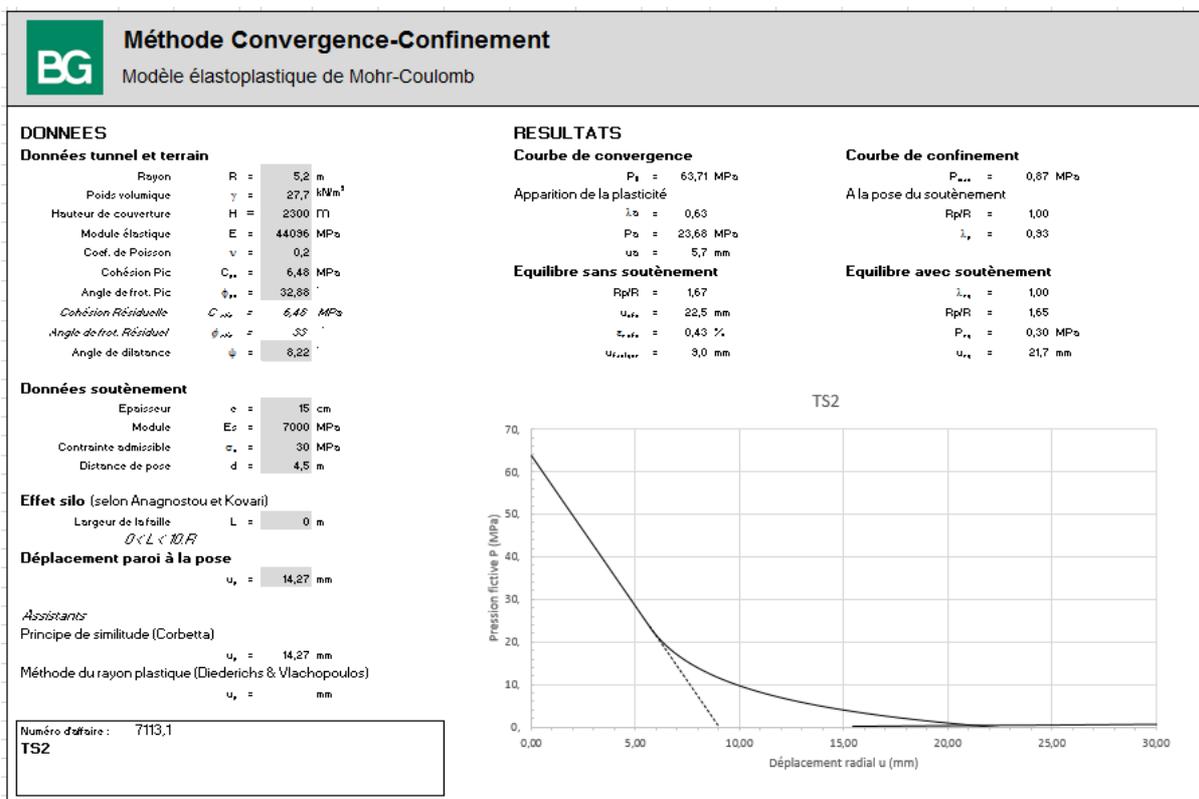


Figura 13: Sezione TS2, curve caratteristiche

Il tasso di deconfinamento è pari a $\lambda=0.93$.

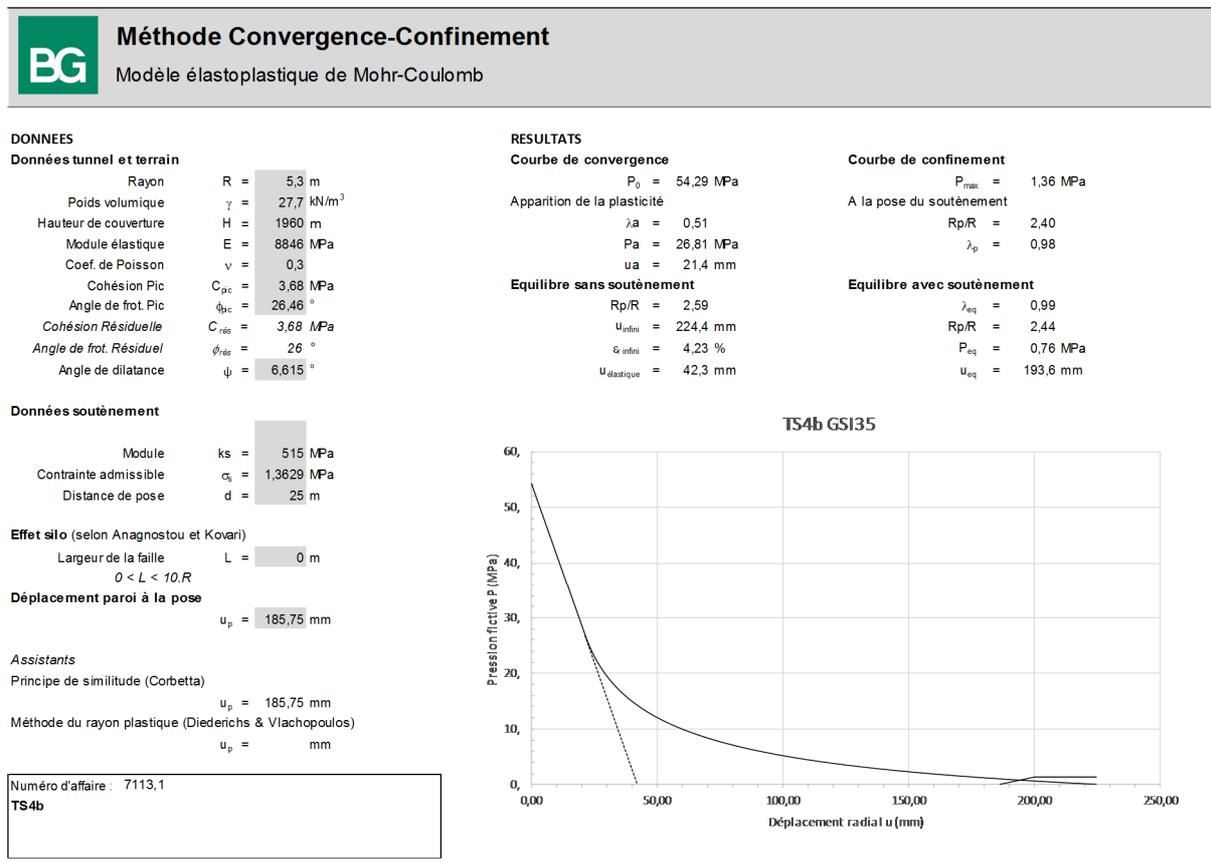


Figura 14: Sezione TS4b, curve caratteristiche

Il tasso di deconfinamento è pari a $\lambda=0.98$.

8.2.4 Modello numerico

Sezione TS1b

Il modello multilaminare presente nel software Zsoil permette di considerare fino a 3 piani di debolezza nell'ammasso roccioso, che ne condizionano la risposta meccanica. In questo caso si simula un solo piano di debolezza, costituito dalla scistosità.

Il modello presenta una maglia sufficientemente fine per modellare i contorni di scavo e le zone immediatamente adiacenti, nonché gli elementi strutturali.

Analogamente a quanto effettuato per l'area di sicurezza di Clarea, il sostegno è stato modellato come segue:

- Centine UPN 120 tramite elementi "BEAM"
- Bulloni Swellex Mn24 tramite elementi "NAILS"

Il cls proiettato è messo in opera in L2 (zona del back-up, ad almeno 30 m -3D- dal fronte) per cui non viene considerato.

In modo conservativo, nessuna interfaccia è stata inserita tra il sostegno e la parete rocciosa.

Il rivestimento è stato modellato con elementi volumici (maglia quadrilatera) caratterizzati da un comportamento elastico con le proprietà del cls. Viene attivato prima della degradazione (disattivazione) dei sostegni e si carica principalmente dopo la disattivazione di essi. Elementi di interfaccia sono inseriti tra ammasso roccioso ed il rivestimento con i parametri seguenti: $c=0$ kPa, $\varphi=30^\circ$, $\psi=0^\circ$.

Le figure seguenti mostrano il modello utilizzato con i sostegni (prima di attivare il rivestimento) e con il rivestimento (dopo la disattivazione dei sostegni).

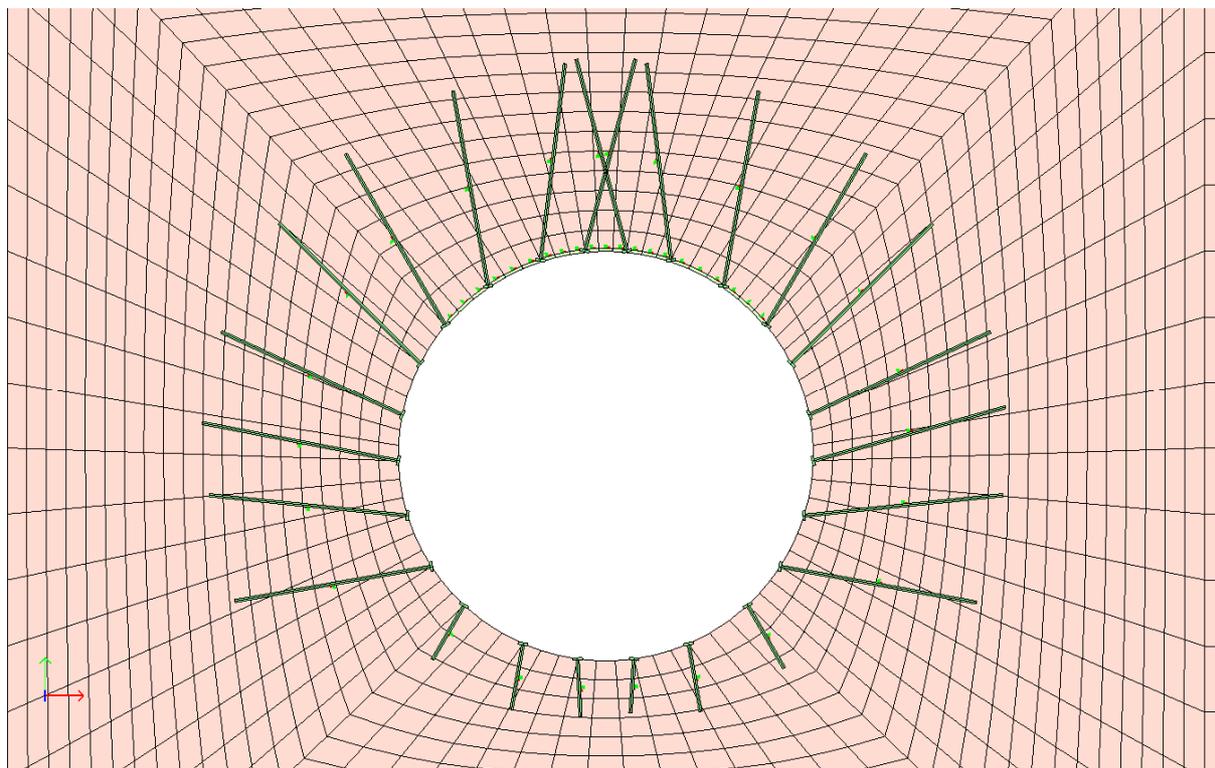


Figura 15: Sezione TS1b, modello dei sostegni

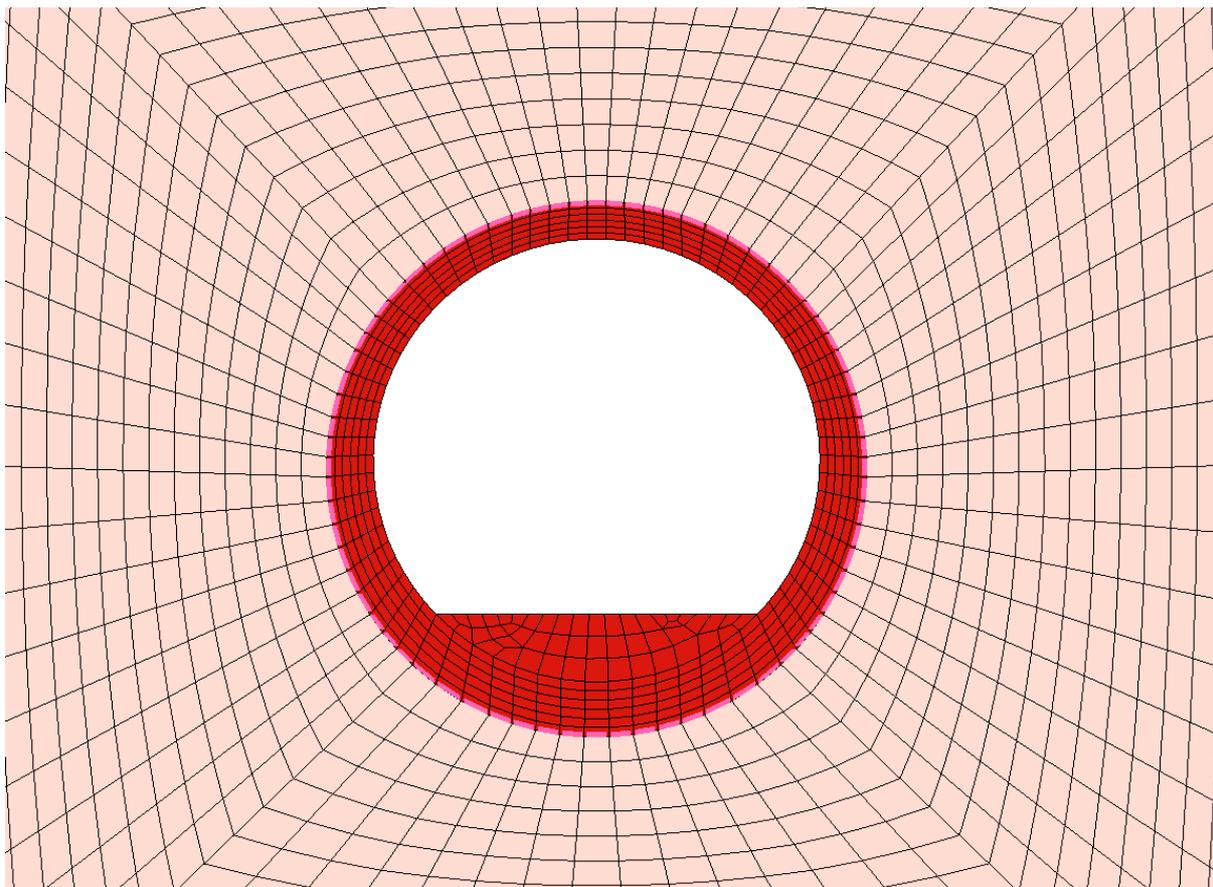


Figura 16: Sezione TS1b, modello dei rivestimenti

Sezione TS2

Il modello presenta una maglia sufficientemente fine per modellare i contorni di scavo e le zone immediatamente adiacenti, nonché gli elementi strutturali.

Il sostegno è stato modellato come segue:

- Calcestruzzo proiettato 15cm tramite elementi "BEAM"
- Bulloni Swellex Mn24 tramite elementi "NAILS"

In modo conservativo, nessuna interfaccia è stata inserita tra il sostegno e la parete rocciosa.

Il rivestimento è stato modellato con elementi volumici (maglia quadrilatera) caratterizzati da un comportamento elastico con le proprietà del cls. Viene attivato prima della degradazione (disattivazione) dei sostegni e si carica principalmente dopo la disattivazione di essi. Elementi di interfaccia sono inseriti tra ammasso roccioso ed il rivestimento con i parametri seguenti: $c=0$ kPa, $\varphi=30^\circ$, $\psi=0^\circ$.

Le figure seguenti mostrano il modello utilizzato con i sostegni (prima di attivare il rivestimento) e con il rivestimento (dopo la disattivazione dei sostegni).

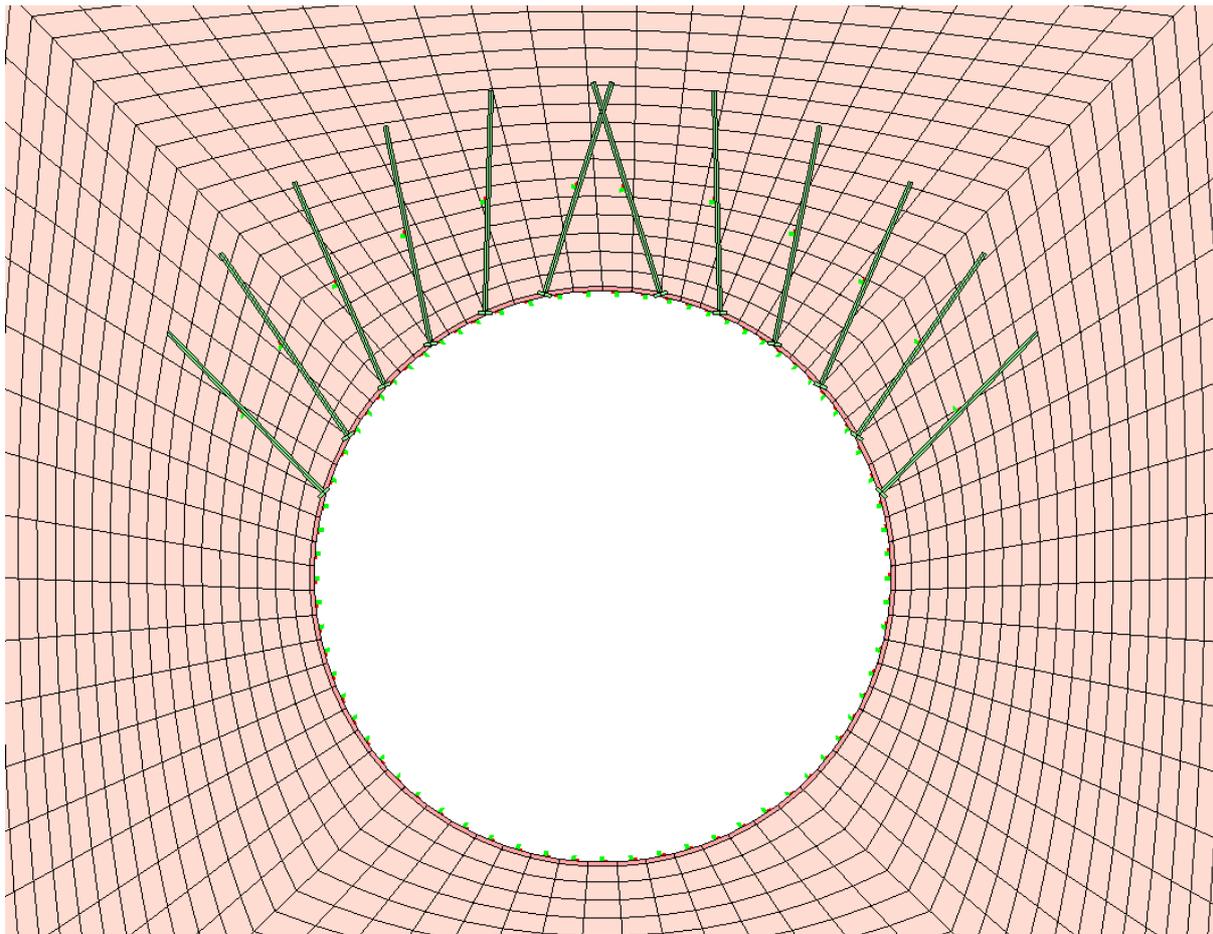


Figura 17: Sezione TS2, modello dei sostegni

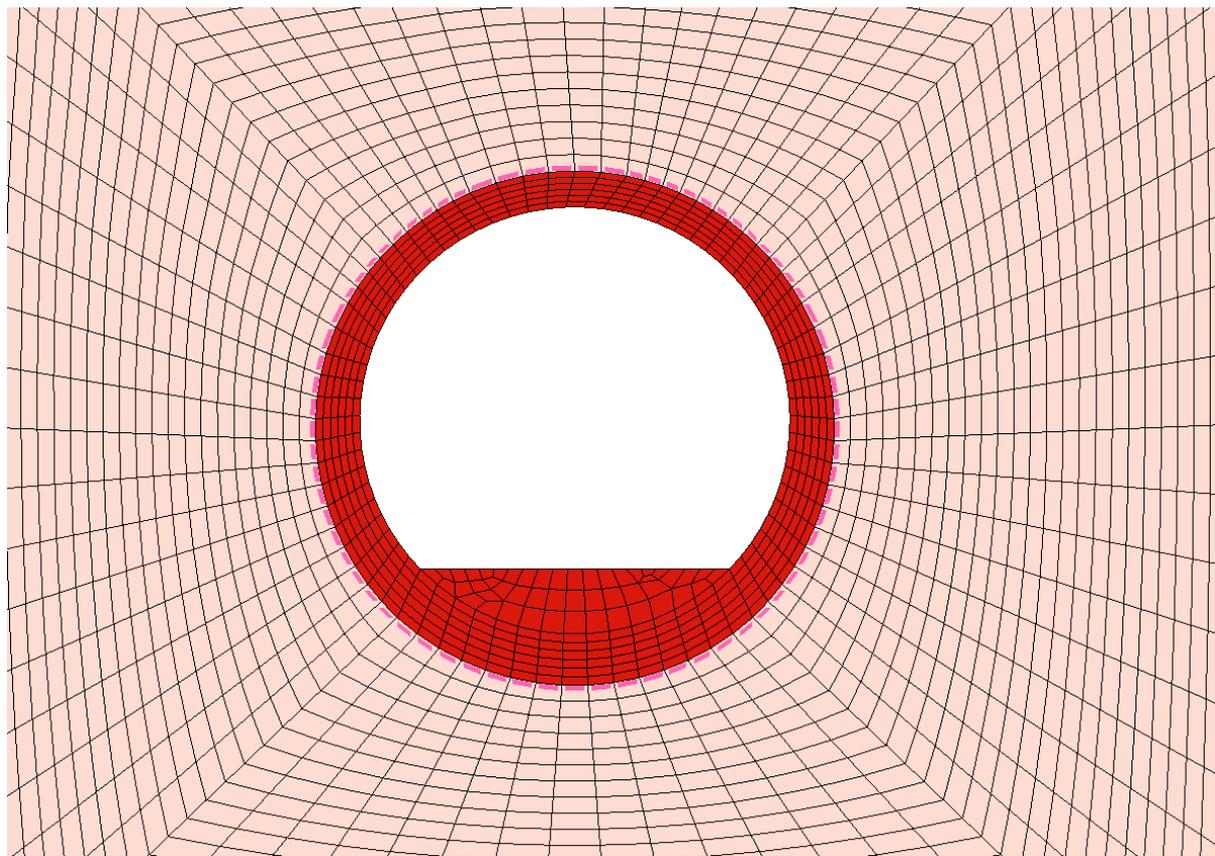


Figura 18: Sezione TS2, modello dei rivestimenti

Sezione TS4b

Per la modellazione dell'ammasso roccioso si sono considerate le caratteristiche seguenti:

- Legge costitutiva elastica-perfettamente plastica con criterio di Mohr-Coulomb
- Stato tensionale: copertura di 1960 m, $k_0=1.0$

Il modello presenta una maglia sufficientemente fine per modellare i contorni di scavo e le zone immediatamente adiacenti, nonché gli elementi strutturali.

Il sostegno è stato modellato come segue:

- Sezione mista centine-calcestruzzo tramite elementi "BEAM" con le caratteristiche seguenti:

$$t_{eq} = 0.27 \text{ m}$$

$$E_{eq} = 10'750 \text{ MPa}$$

- Bulloni IBO tramite elementi "NAILS"

In modo conservativo, nessuna interfaccia è stata inserita tra il sostegno e la parete rocciosa.

Il rivestimento è stato modellato con elementi volumici (maglia quadrilatera) caratterizzati da un comportamento elastico con le proprietà del cls. Viene attivato prima della degradazione (disattivazione) dei sostegni e si carica principalmente dopo la disattivazione di essi. Elementi di interfaccia sono inseriti tra ammasso roccioso ed il rivestimento con i parametri seguenti: $c=0 \text{ kPa}$, $\varphi=30^\circ$, $\psi=0^\circ$.

Le figure seguenti mostrano il modello utilizzato con i sostegni (prima di attivare il rivestimento) e con il rivestimento (dopo la disattivazione dei sostegni).

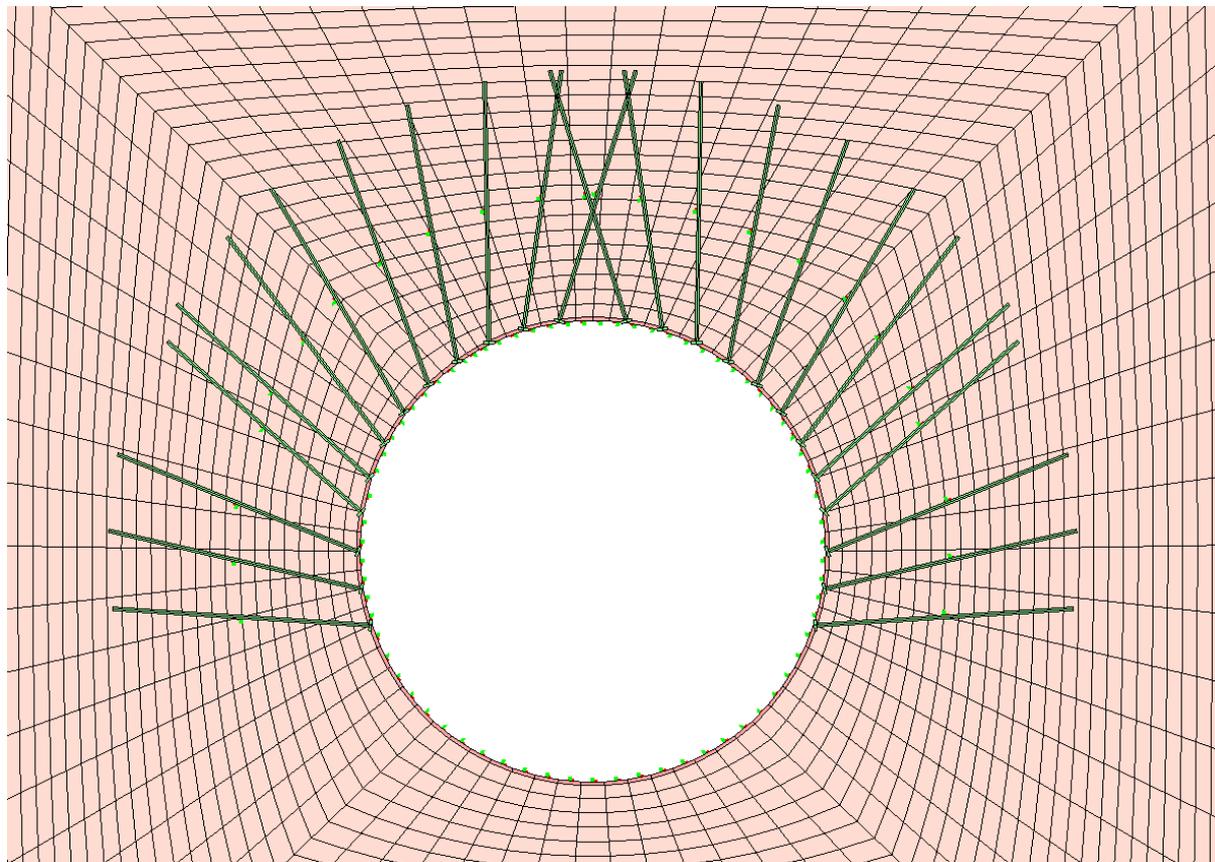


Figura 19: Sezione TS4b, modello dei rivestimenti

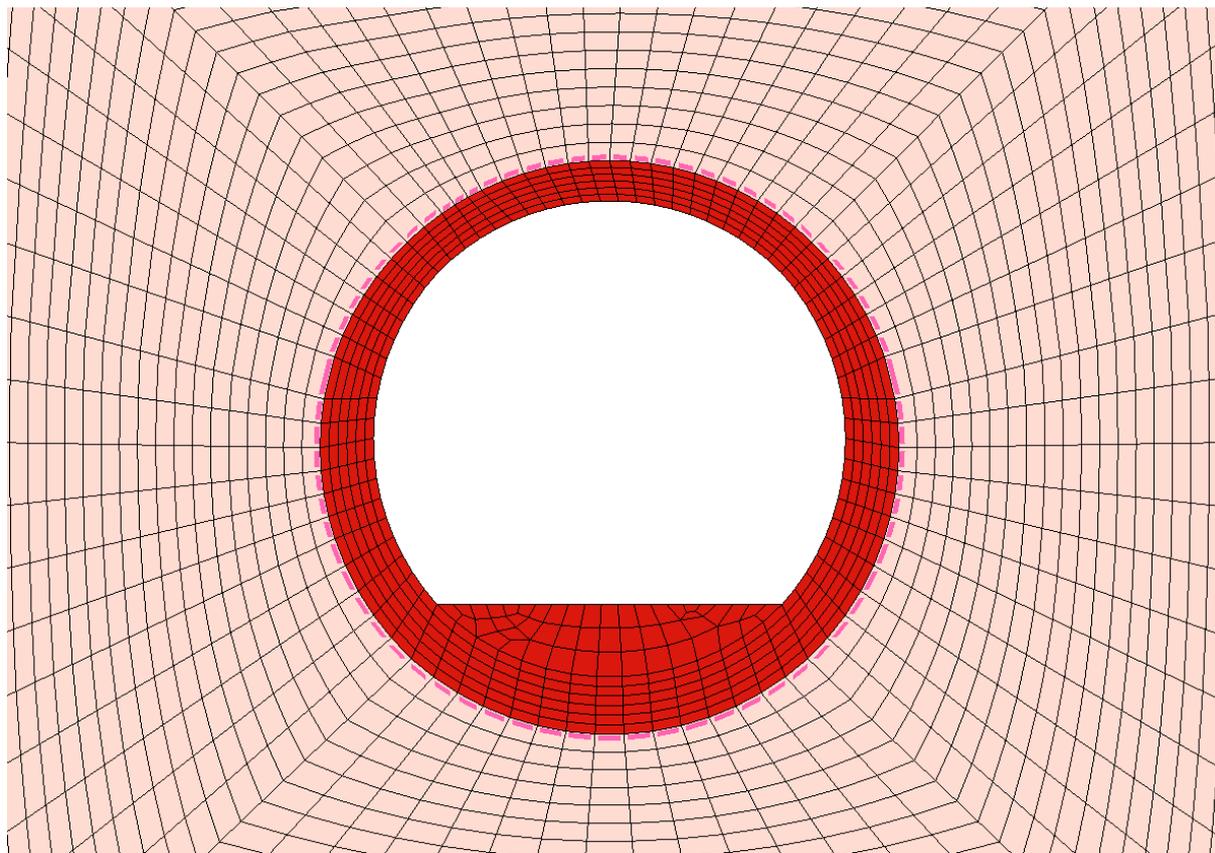


Figura 20: Sezione TS4b, modello dei rivestimenti

8.2.5 Carichi e combinazione di carico considerati nel modello

I carichi considerati nel modello, direttamente da Zsoil, sono i seguenti:

- Peso proprio del calcestruzzo, con $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$
- Pressione dell'ammasso roccioso.

Non si considera il carico idraulico per le ragioni esposte al § 4.3. Il carico al di sotto dei dreni non risulta dimensionante per la struttura.

Non vi sono strutture interne che possono generare carichi sul rivestimento.

Conformemente alle NTC, la combinazione delle azioni impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) è la seguente:

$$\gamma_{G1} G_1$$

Con:

γ_{G1} : coefficiente parziale dei carichi permanenti, pari a 1.3;

G_1 : carichi permanenti, ovvero peso proprio del rivestimento definitivo e pressione dell'ammasso.

Non vi sono carichi variabili.

Il quadro normativo di riferimento ed in particolare le raccomandazioni AFTES GT7 "L'utilisation du béton non armé en tunnel" e GT29 "Compatibilité des recommandations

AFTES relatives aux revêtements des tunnels en béton avec les Eurocodes" stabiliscono di applicare i coefficienti parziali sugli effetti delle azioni (sollecitazioni) anziché sulle azioni stesse. Questo permette di simulare in Zsoil la situazione effettiva, senza coefficienti moltiplicatori. Le sollecitazioni sono in seguito moltiplicate per il coefficiente γ_{G1} pari a 1.3.

Per la verifiche statiche, sulla base di quanto espresso nella raccomandazione dell'AFTES GT7, si esegue solo la verifica a SLU. La raccomandazione infatti dice che l'attitudine all'esercizio che corrisponde allo stato limite d'esercizio è generalmente garantita dalla concezione stessa del rivestimento: condizioni di messa in opera, geometria studiata per evitare problemi di instabilità di forma (in questo caso, geometria perfettamente circolare), impermeabilizzazione.

8.2.6 Comportamento dell'ammasso

Sezione TS1b

Spostamenti

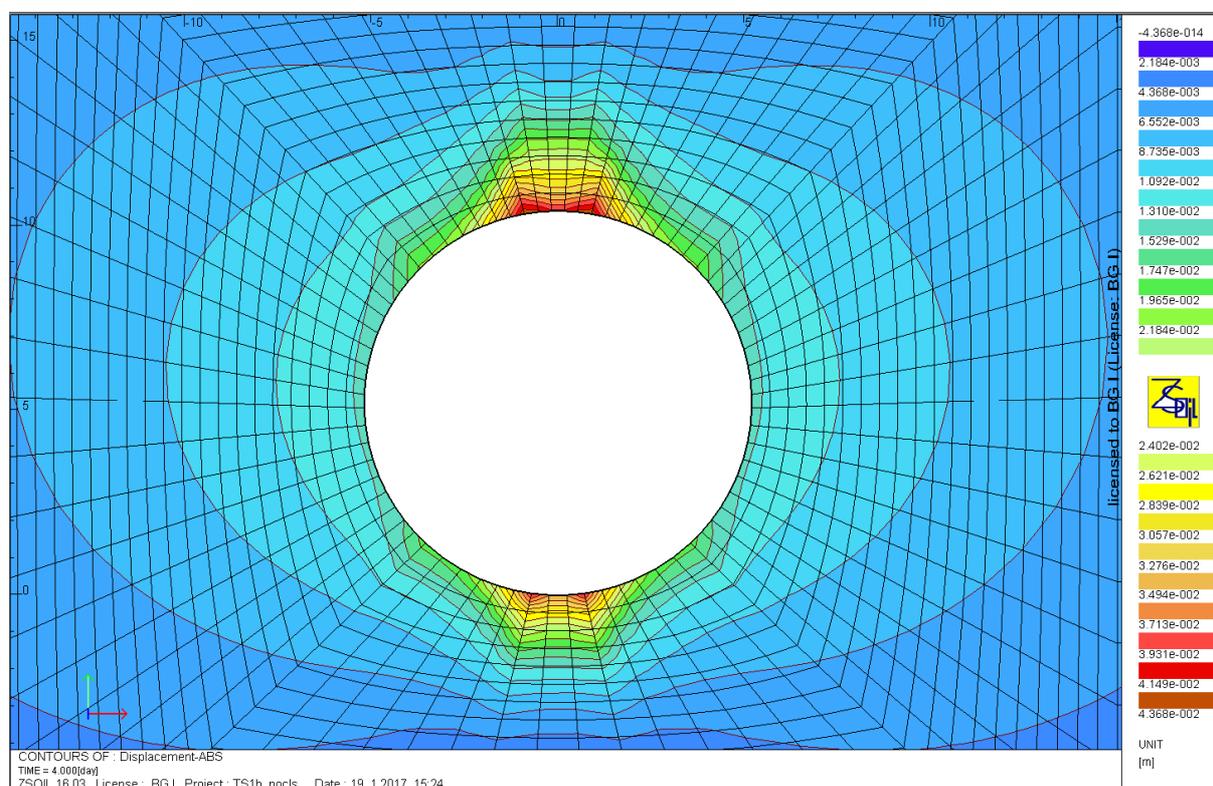


Figura 21: Sezione TS1b, spostamenti

Gli spostamenti sono massimi in calotta ed arco rovescio e pari a 4.4 cm. Nei piedritti lo spostamento è di 1.7 cm.

Zone plastiche

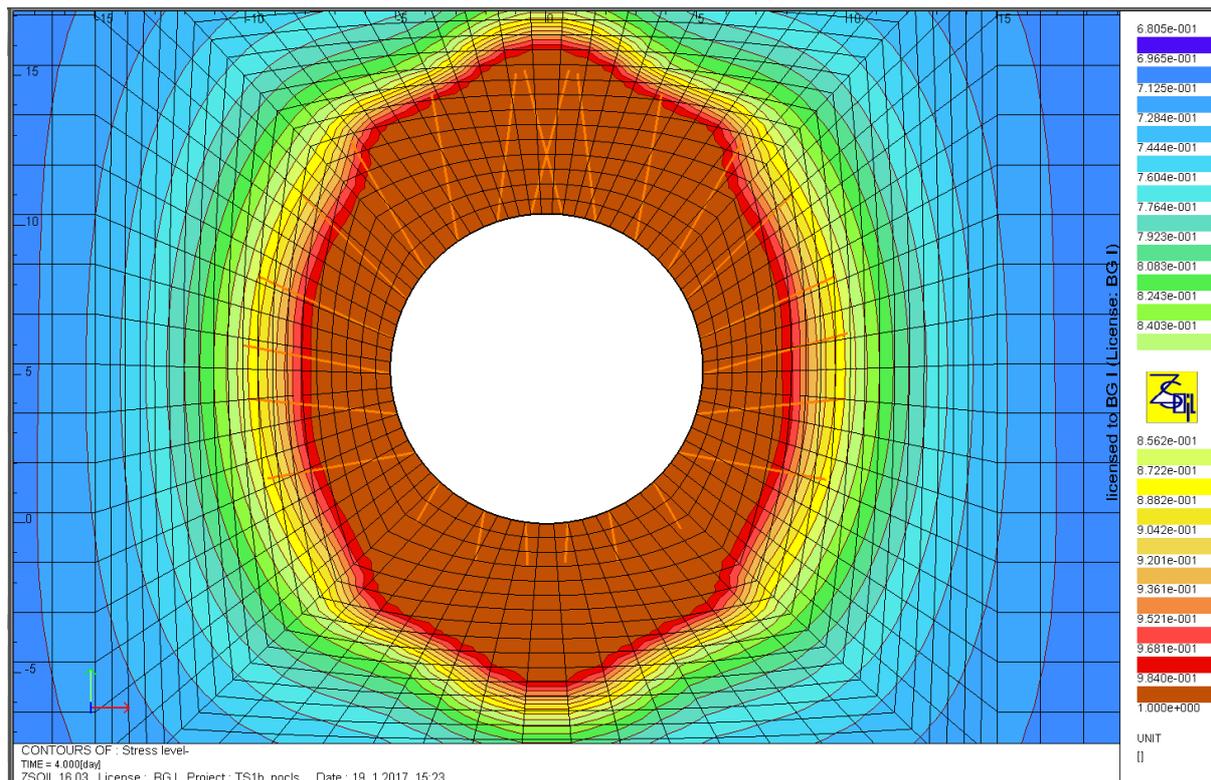


Figura 22: Sezione TS1b, zone plastiche

La formazione delle zone plastiche è rappresentativa dei fenomeni osservati. La banda plastica ha uno spessore di 5.5m in calotta ed arco rovescio, nei piedritti lo spessore è pari a 3 m.

In calotta, le zone plastiche sono più estese rispetto alla lunghezza dei bulloni. Tuttavia si osserva che:

1. Dati gli ingombri all'interno della macchina (che condizionano peraltro il posizionamento dei bulloni), non è possibile avere bulloni più lunghi;
2. Le raccomandazioni AFTES GT30 "Recommandations relatives à la conception et au dimensionnement du boulonnage radial" indicano che non bisogna imporre necessariamente che i bulloni escano dalla fascia plastica. Quest'indicazione si basa sul ritorno di esperienza dei progetti realizzati dai vari membri/organismi del gruppo di lavoro GT30;
3. Le zone di distacco in calotta non saranno pari all'intero spessore della banda plastica. La funzione essenziale della bullonatura è quella di rinforzare l'ammasso sollecitato in prossimità dell'apertura, non di sostenere la banda plastica.
4. Si è simulato conservativamente $k_0=1.3$ ma il ritorno di esperienza della Maddalena mostra piuttosto un k_0 pari a 1 con l'aumento della copertura.

Sezione TS2

Spostamenti

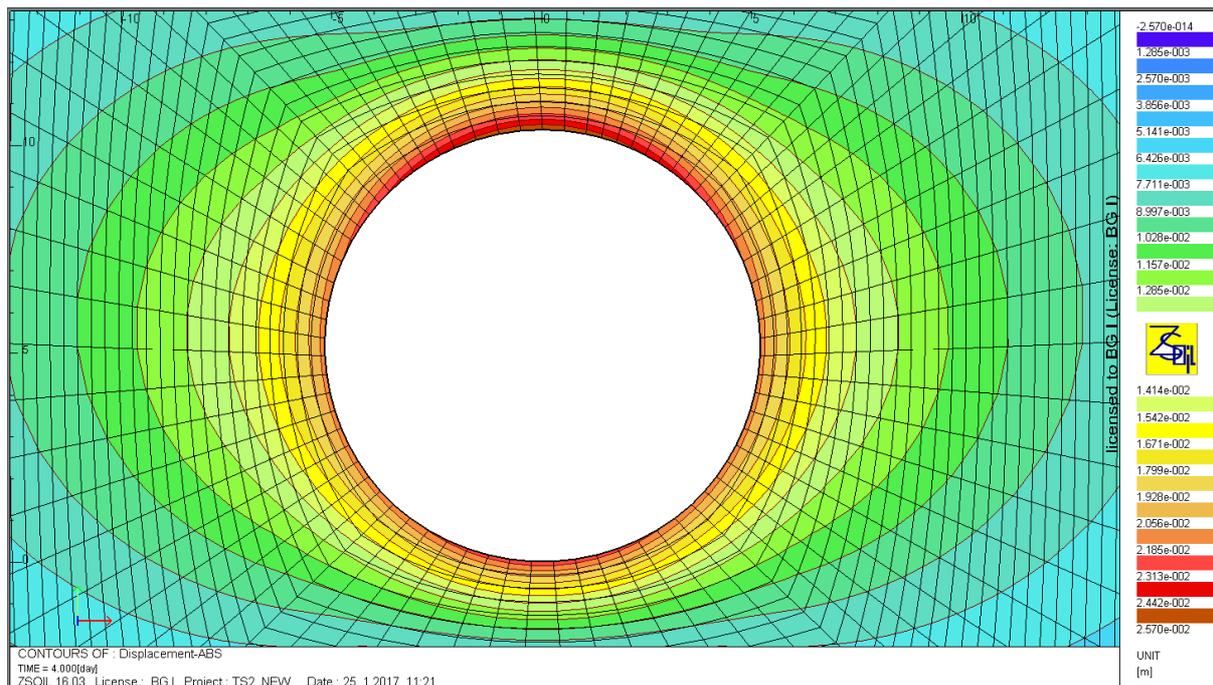


Figura 23: Sezione TS2, spostamenti

Gli spostamenti sono massimi in calotta e pari a 2.6 cm. In arco rovescio e piedritti lo spostamento è di 2.3 cm.

Zone plastiche

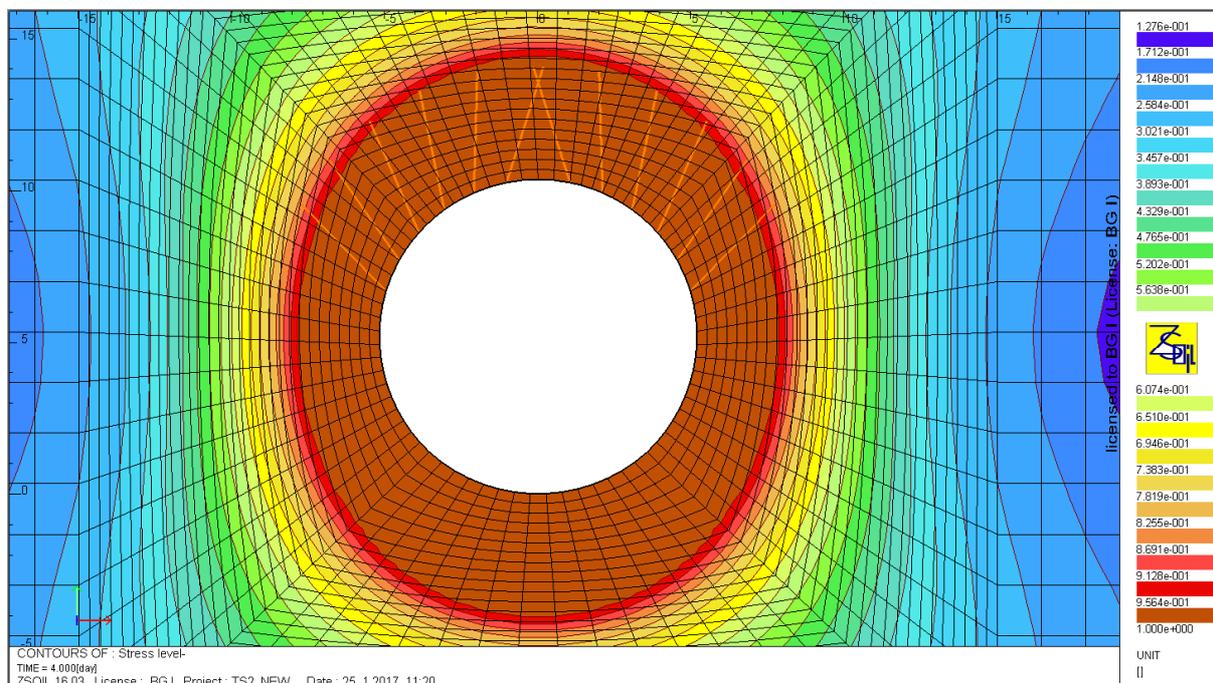


Figura 24: Sezione TS2, zone plastiche

La banda plastica ha uno spessore di 4.0 m in calotta ed arco rovescio, nei piedritti lo spessore è pari a 2.6 m.

Per quanto riguarda l'estensione della banda plastica oltre la bullonatura, valgono le stesse osservazioni della sezione tipo TS1b.

Sezione TS4b

Spostamenti

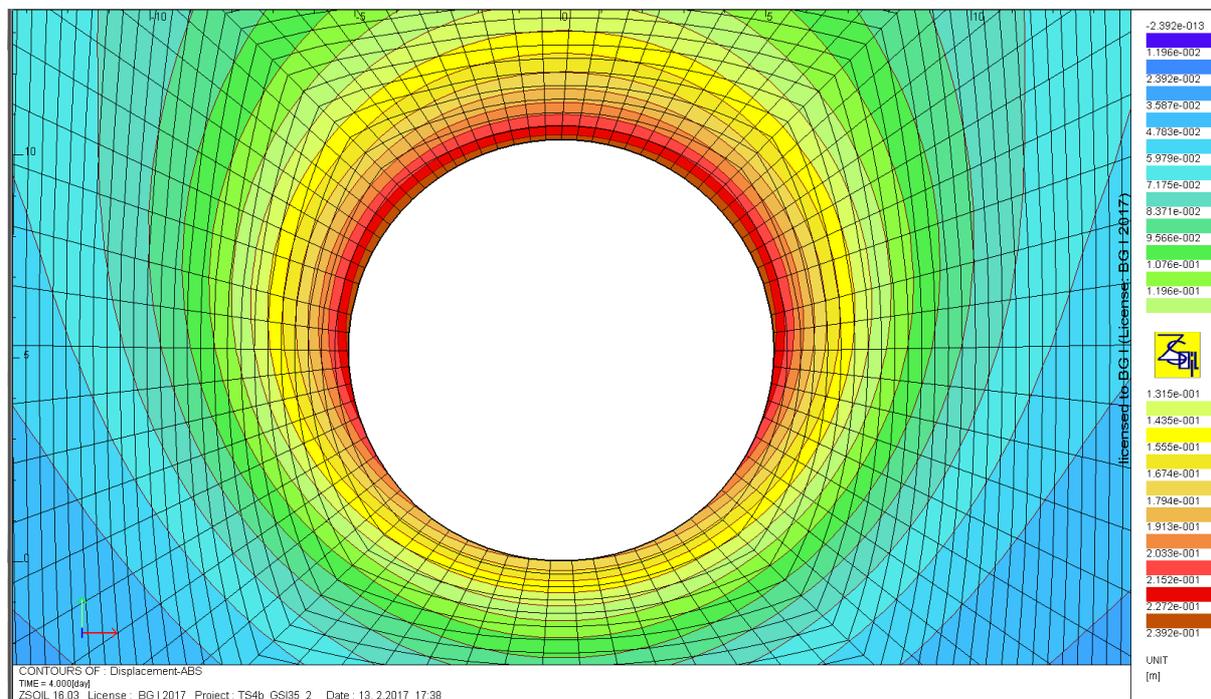


Figura 25: Sezione TS4b, spostamenti

Gli spostamenti sono massimi in calotta e piedritti e pari a 23.9 cm. In arco rovescio lo spostamento è di 17.9 cm.

Zone plastiche

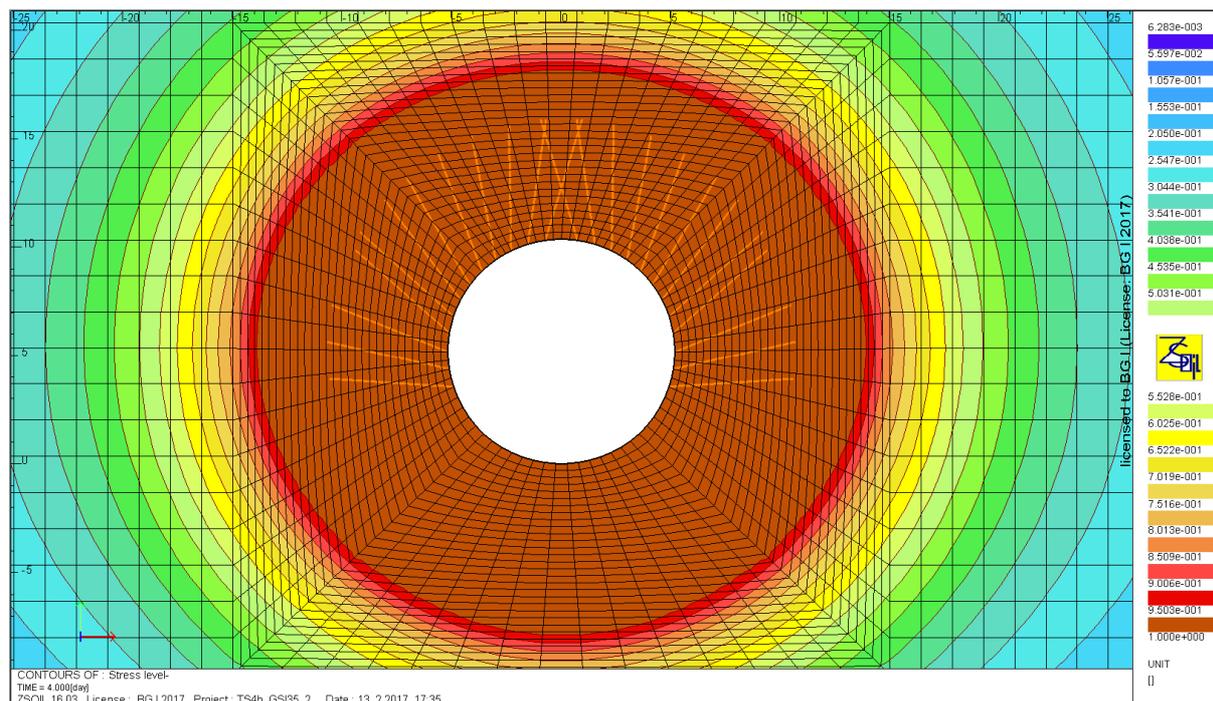


Figura 26: Sezione TS4b, zone plastiche

La banda plastica ha uno spessore costante di 7.7 m. In merito alla lunghezza dei bulloni nei confronti della banda plastica, valgono le prime tre considerazioni in merito alla sezione TS1b.

8.2.7 Verifica dei sostegni

Sezione TS1b

Bulloni

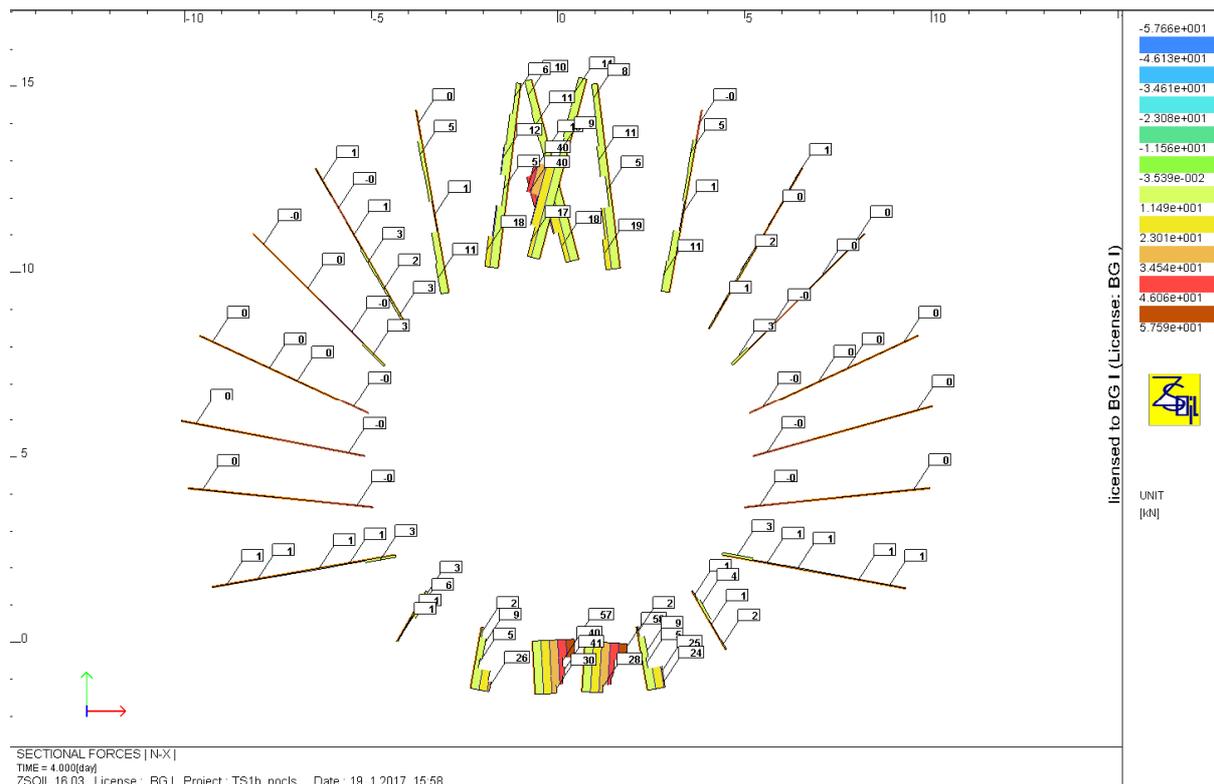


Figura 27: Sezione TS1b, sollecitazioni nei bulloni

Per il bullone più sollecitato:

$$N_{Ed} = 1.3 \cdot 5.8 \text{ kN} = 7.54 \text{ kN} < N_{Rd} = 190.5 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{190.5}{7.54} = 25.3$$

La deformazione massima è:

$$0.8\% \ll 7 - 10\%$$

Centine:

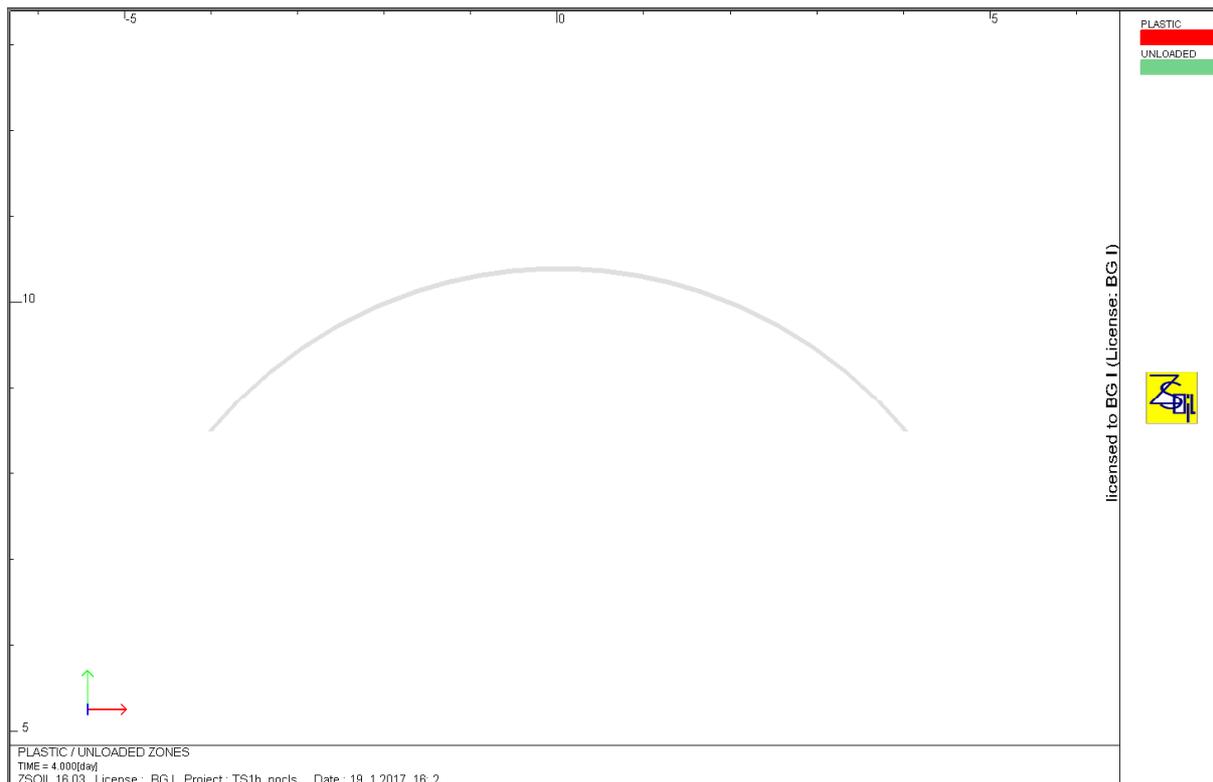


Figura 28: Sezione TS1b, plasticizzazione della centina

La centina non viene plasticizzata, gli sforzi a cui è sottoposta non superano dunque la resistenza.

Sezione TS2

Sollecitazioni nel calcestruzzo:

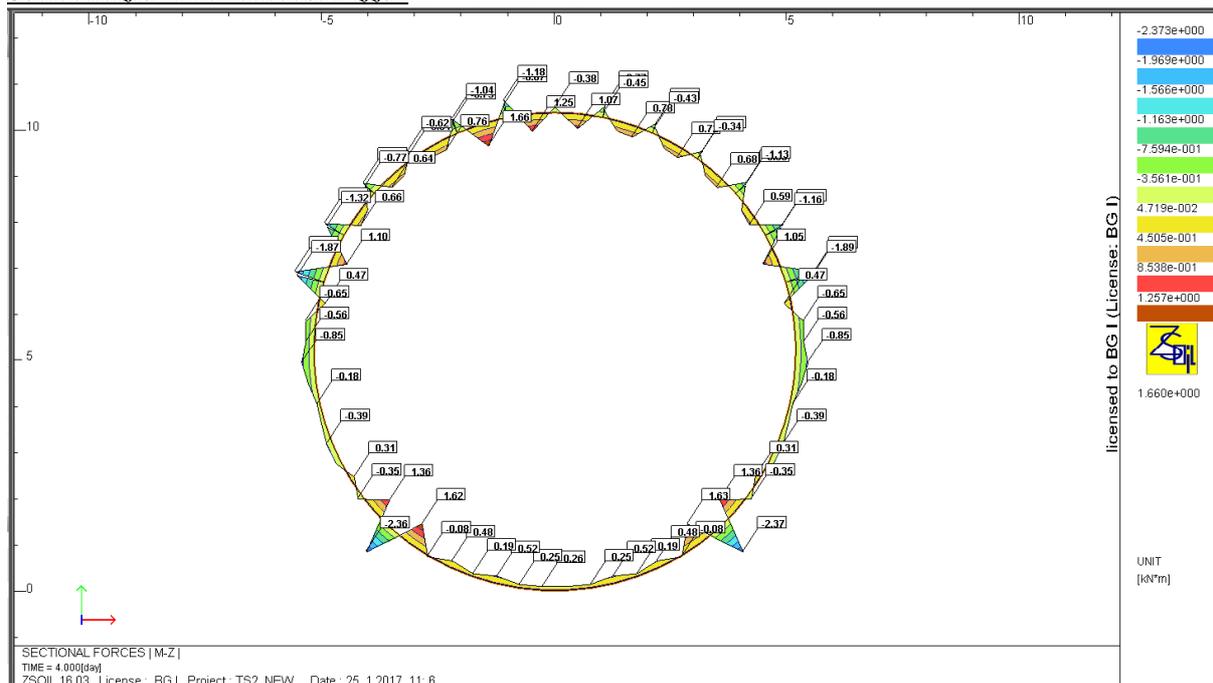


Figura 29: Sezione TS2, diagramma di momento

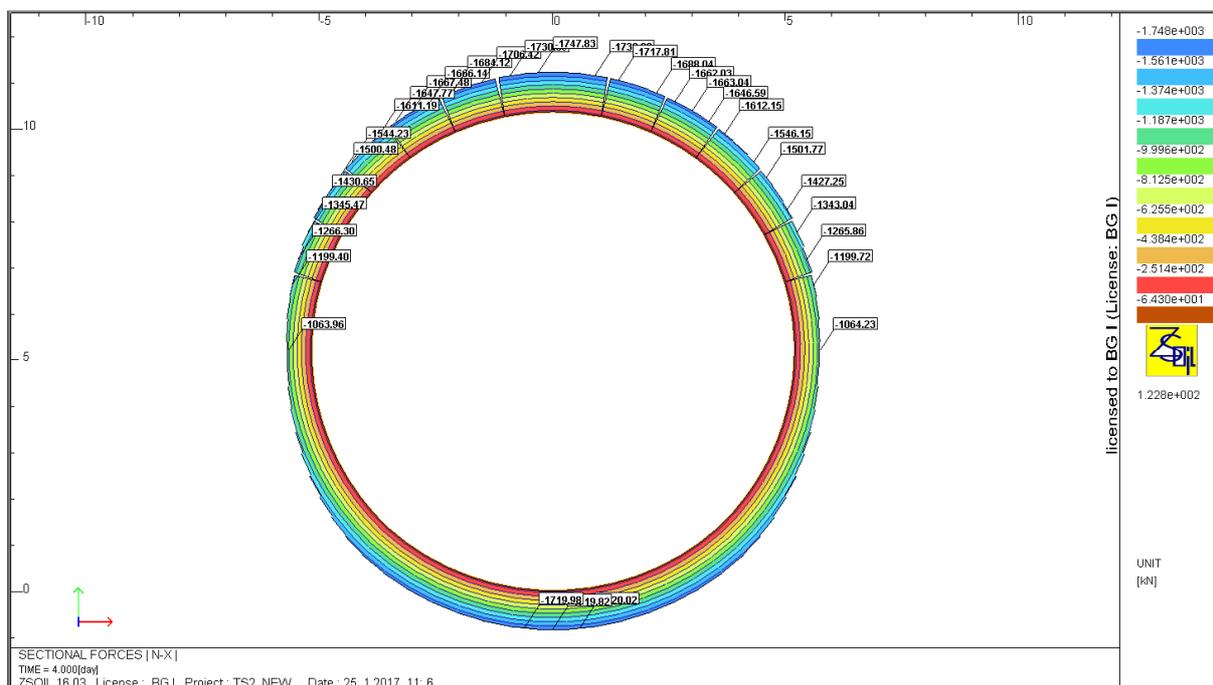


Figura 30: Sezione TS2, diagramma di sforzo normale

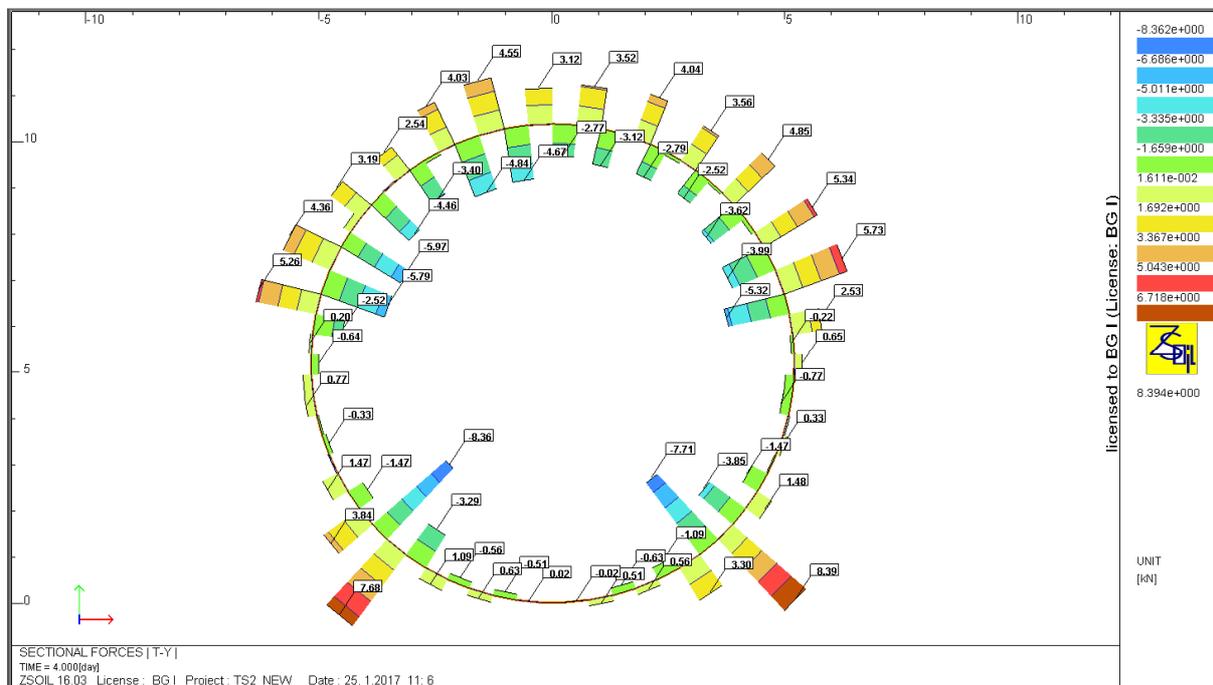


Figura 31: Sezione TS2, diagramma di taglio

Combinazione	Sforzi nella sezione		
	M	N	V
	[kNm]	[kN]	[kN]
N_{max}, M, V	1,25	1748	4,67
$M_{min/max}, N, V_{max}$	2,37	1561	8,39

Données

Largeur section $b =$	1 m
Epaisseur section $h_w =$	0,15 m
Résistance du béton à la compression $f_{ck} =$	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl} =$	1
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton $\gamma_c =$	1,5
Coefficient relatif aux actions $\gamma_{ELU} =$	1,3

Résultats

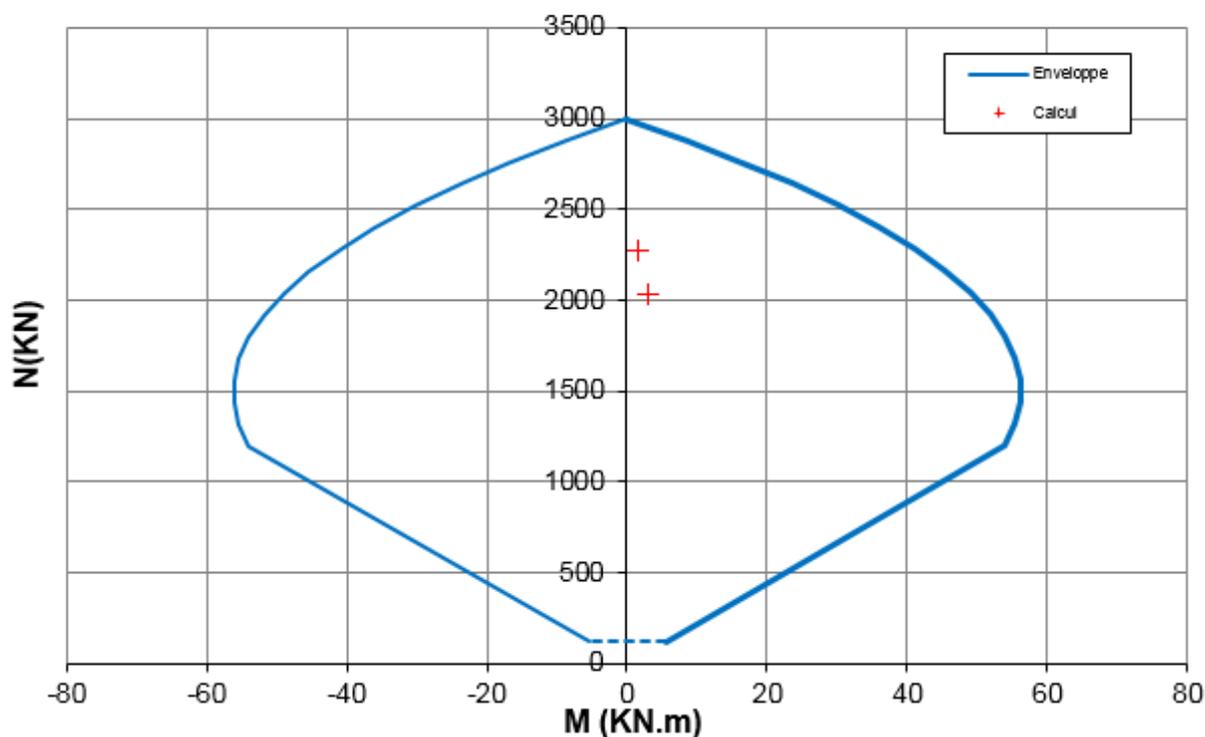


Figura 32: Sezione TS2, diagramma di interazione M-N del cls proiettato

FS=1.3

V_{SLU} [kN]	x [m]	τ_{cp} [MPa]	σ_{cp} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	σ_{clim} [MPa]	$f_{c,vd}$ [MPa]	Verifica	FS
6,07	0,15	0,06	15,15	1,35	9,26	3,69	OK	60,8
10,91	0,15	0,11	13,53	1,35	9,26	3,94	OK	36,2

Tabella 23: Sezione TS2, verifica allo sforzo di taglio

Sollecitazioni nei bulloni:

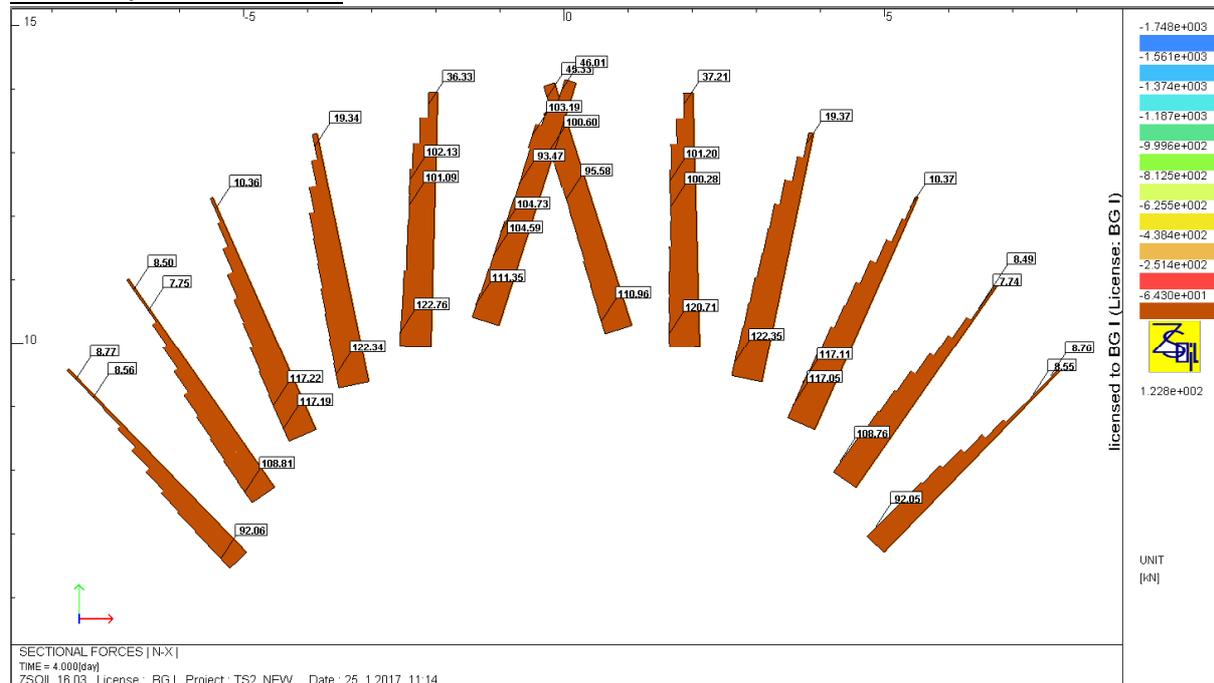


Figura 33: Sezione TS2, sforzi nei bulloni

$$N_{Ed} = 123 \text{ kN} \cdot 1.3 = 159.9 \text{ kN} < 190.5 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{190.5}{159.9} = 1.19$$

Sezione TS4b

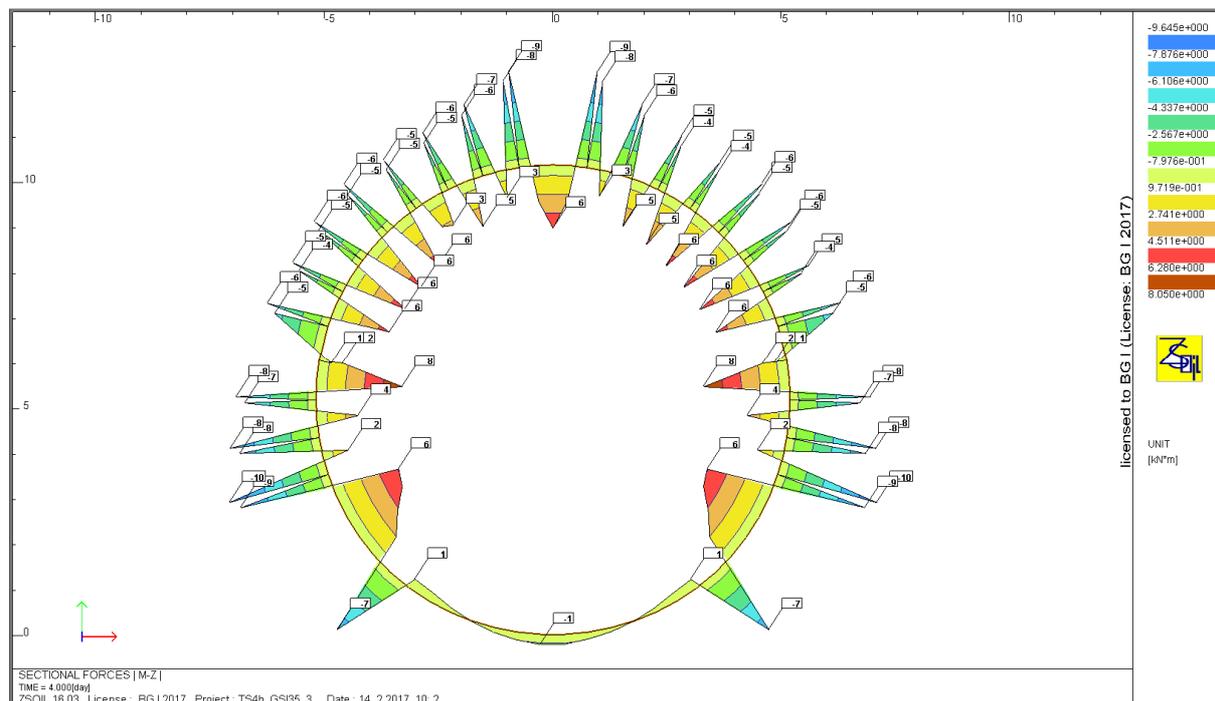


Figura 34: Sezione TS4b, diagramma di momento

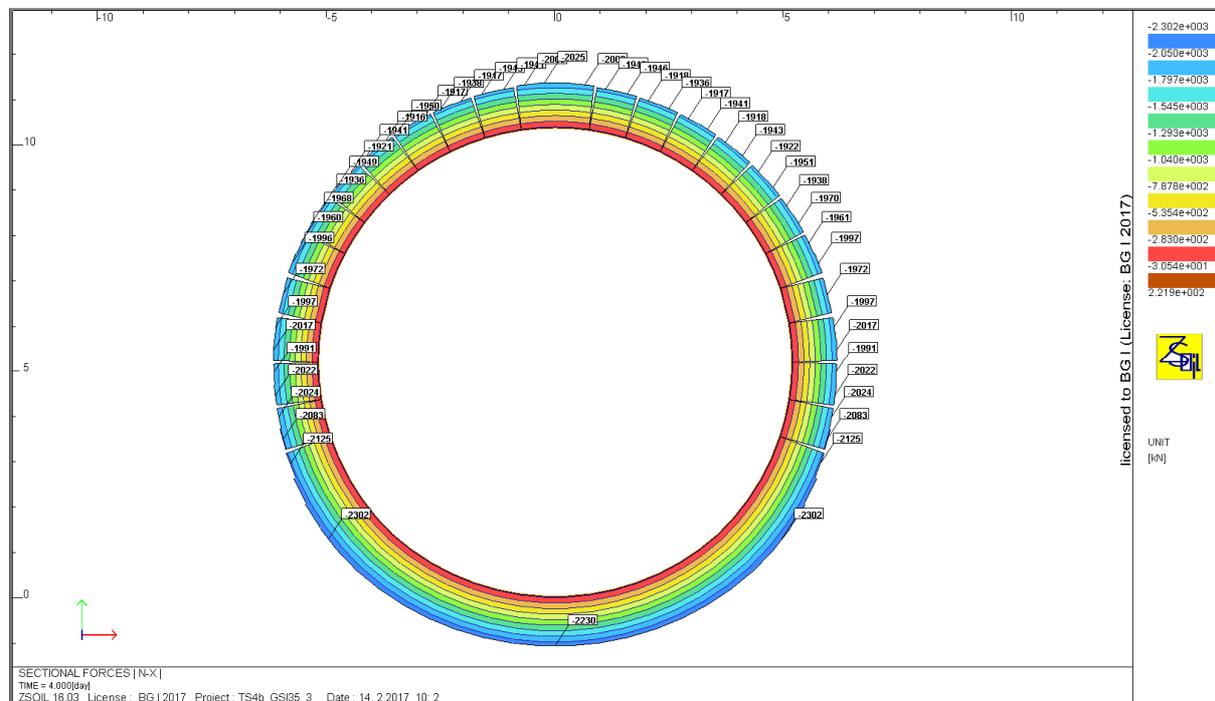


Figura 35: Sezione TS4b, diagramma di sforzo normale

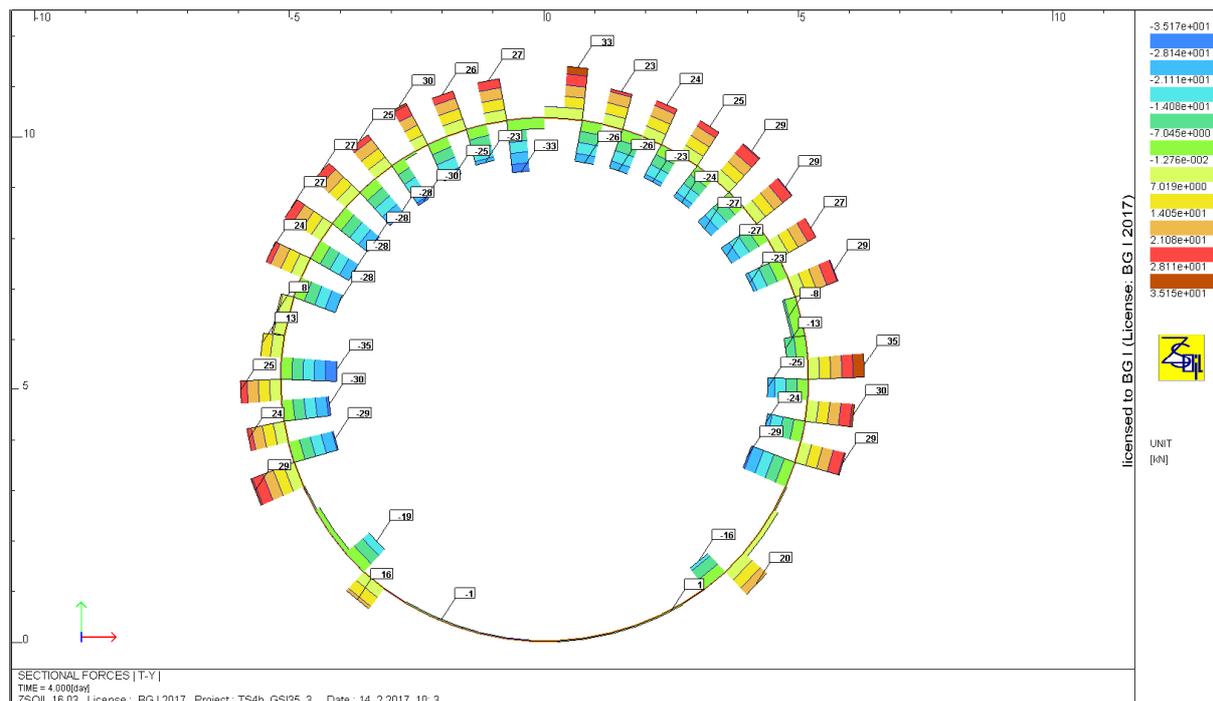


Figura 36: Sezione TS4b, diagramma di taglio

Combinazione	Sforzi nella sezione equivalente		
	N [kN]	M [kNm]	V [kN]
$N_{max}, M, V_{min/max}$	2302,0	-7,0	-19,0
$M_{min/max}, N, V$	2125,0	-10,0	35,0

Tabella 24 – Sforzi nelle sezioni critiche

Combinazione	Sforzi nel cls			Sforzi di calcolo		
	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]
N_{max}, M	1414,8	-3,7	-10,1	1839,2	-4,8	-13,1
$M_{min/max}, N$	1306,1	-5,3	18,6	1697,9	-6,9	24,1

Tabella 25 – Sforzi nelle sezioni critiche di cls

Combinazione	Sforzi nella centina			Sforzi di calcolo		
	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]
N_{max}, M	887,2	-3,3	-8,9	1153,4	-4,3	-11,6
$M_{min/max}, N$	818,9	-4,7	16,4	1064,6	-6,1	21,4

Tabella 26 – Sforzi nelle sezioni critiche della centina



Calcul de la courbe d'interaction du béton non fibré
 selon les recommandations de l'AFTES "utilisation du béton non armé en tunnel"
 et "compatibilité avec les Eurocodes"
 BG - 2014

Données

Largeur section b	=	1 m
Epaisseur section h_w	=	0,25 m
Résistance du béton à la compression f_{ck}	=	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$	=	1
Facteur de sécurité (marge)	=	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c	=	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU}	=	1,3

Résultats

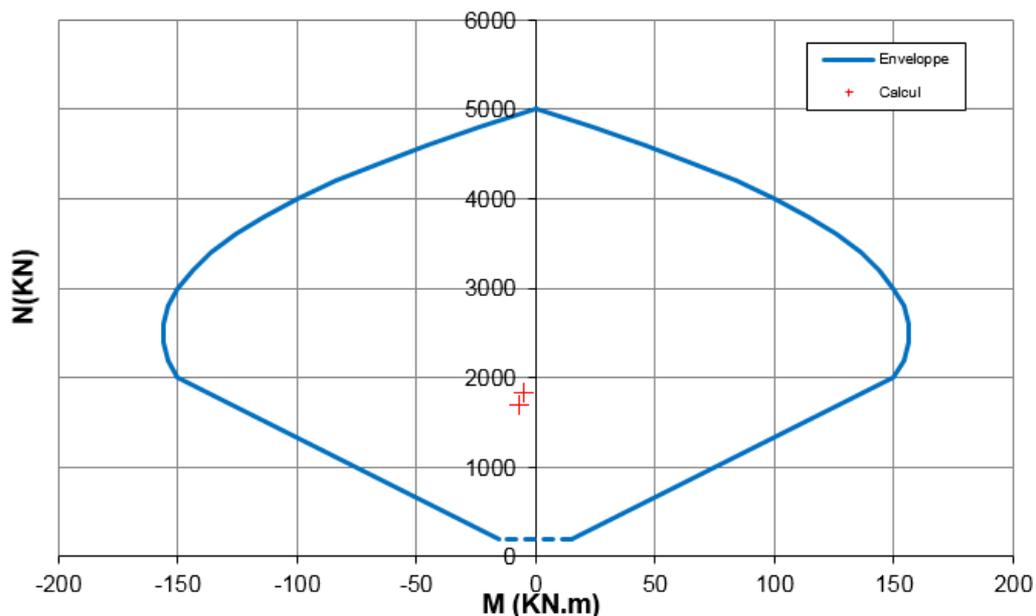


Figura 37: Sezione TS4b, diagramma di interazione M-N del cls proiettato

FS=2.65

V_{SLU} [kN]	x [m]	τ_{cp} [MPa]	σ_{cp} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	σ_{clim} [MPa]	f_{cvd} [MPa]	Verifica	FS
-13,09	0,25	-0,08	7,36	1,35	9,26	3,43	OK	43,7
24,12	0,25	0,14	6,79	1,35	9,26	3,32	OK	22,9

Tabella 27: Sezione TS4b, verifica allo sforzo di taglio

Données

Surface A =	0,0078 m ²
Moment d'inertie I =	0,000057 m ⁴
Hauteur de la section h =	0,2 m
Résistance caractéristique de l'acier f _{yk} =	235 MPa
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif à l'acier γ _s =	1,05
Coefficient relatif aux actions γ _{ELU} =	1,3

Résultats

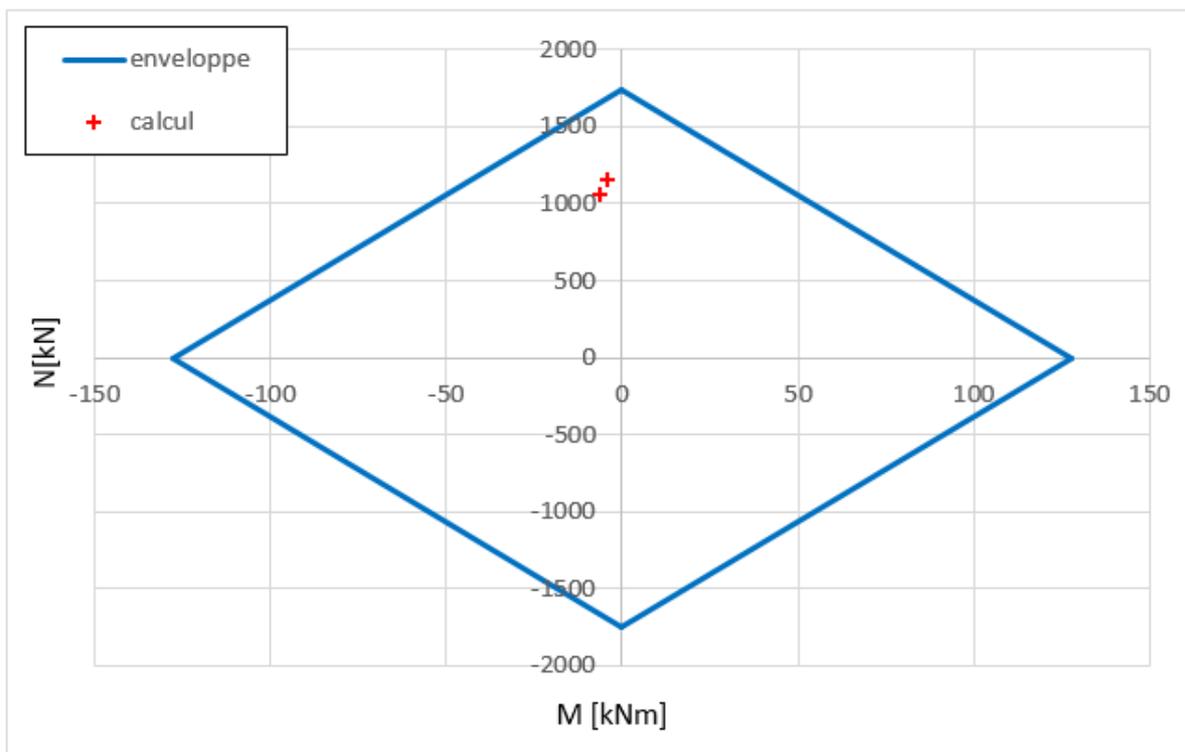


Figura 38: Sezione TS4b, diagramma di interazione M-N delle centine

FS=1.4

Verifica a taglio

$$V_{max,SLU} = 21.4 \text{ kN} < V_{Rd,HEB200} = 181 \text{ kN} \rightarrow FS=8.46$$

Bulloni:

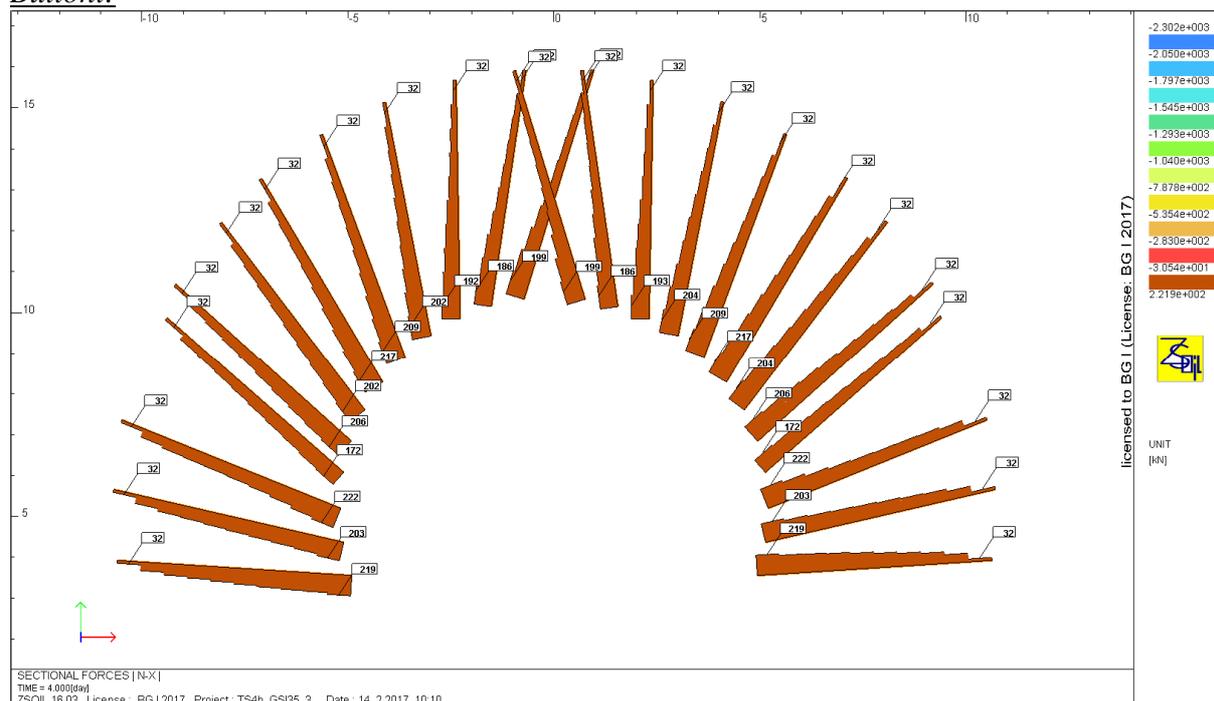


Figura 39: Sezione TS4b, diagramma degli sforzi normali nei bulloni

Per il bullone più sollecitato:

$$N_{Ed} = 222 \text{ kN} \cdot 1.3 = 288.6 \text{ kN} < N_{Rd} = 342.0 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{342.0}{288.6} = 1.18$$

La deformazione massima è:

$$0.06\% \ll 7 - 10\%$$

8.2.8 Verifiche del rivestimento definitivo

Sezione TS1b

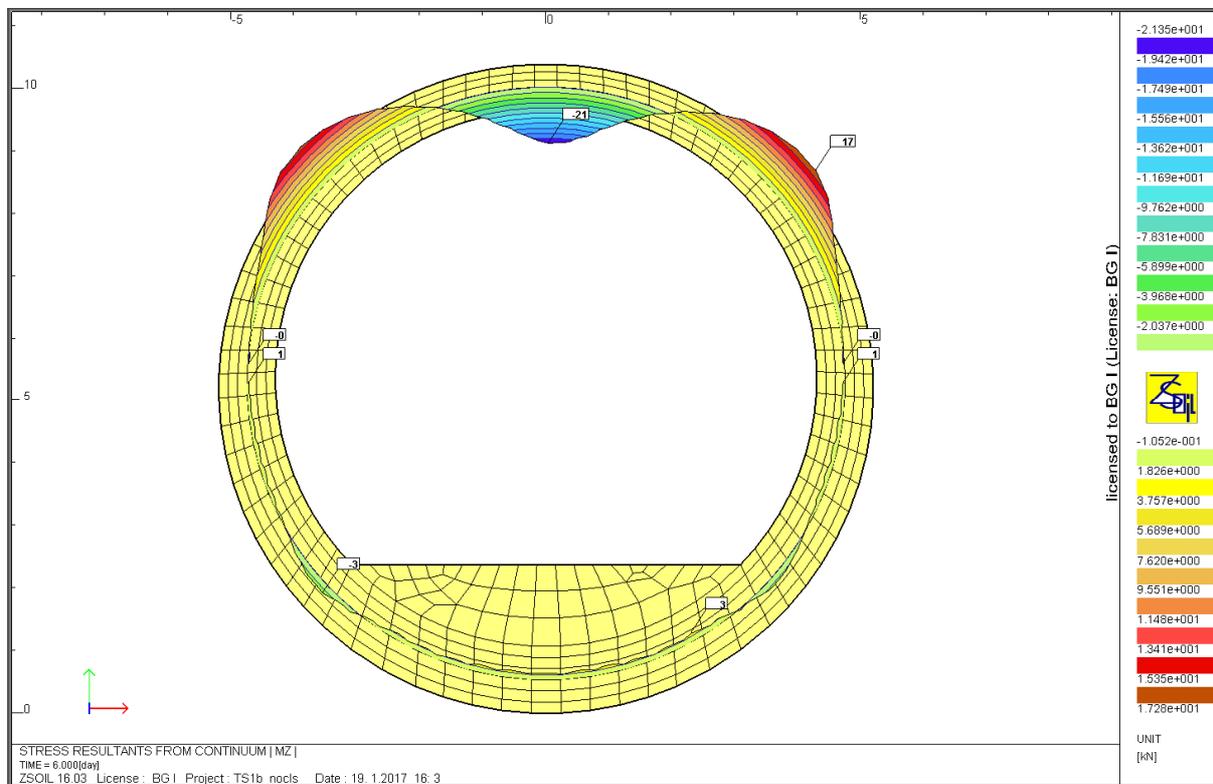


Figura 40: Sezione TS1b, sollecitazione a momento del rivestimento

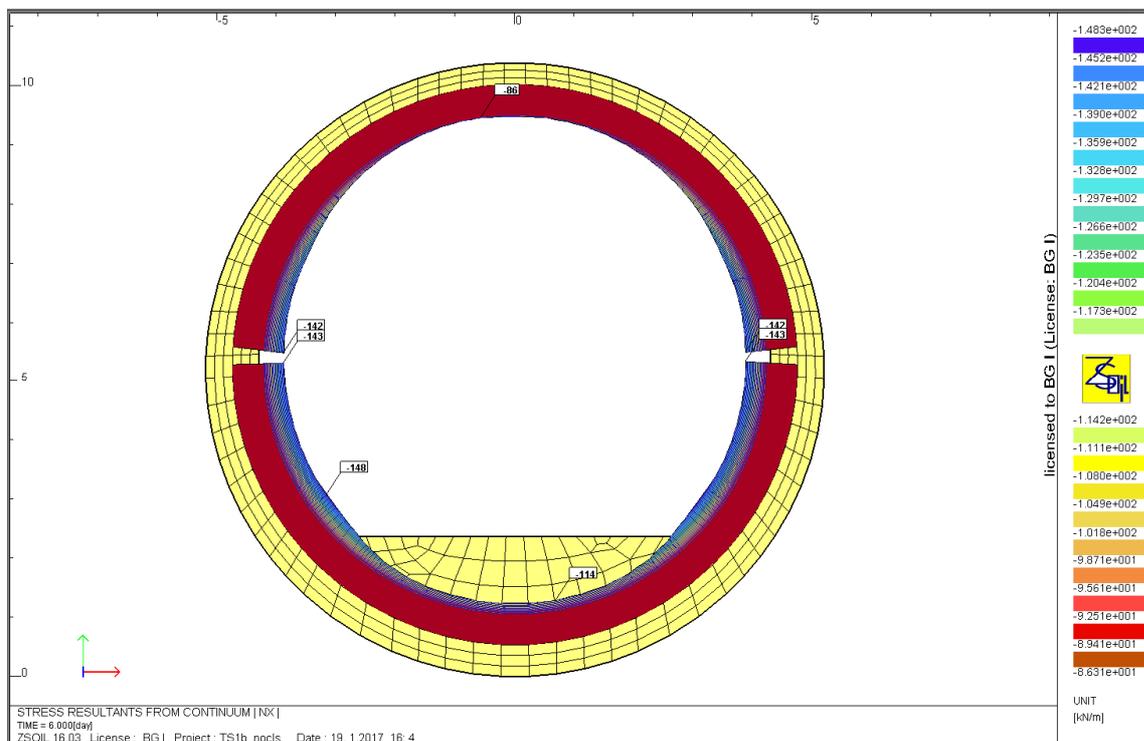


Figura 41: Sezione TS1b, sollecitazione a sforzo normale del rivestimento

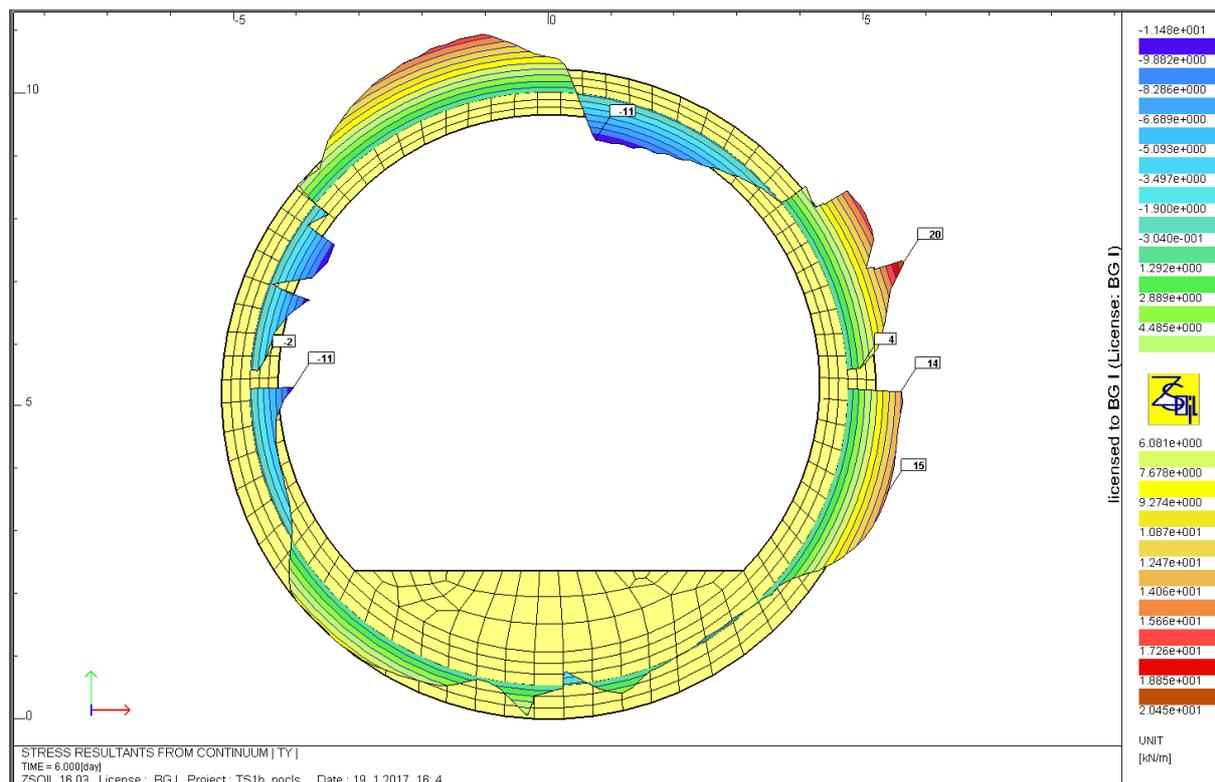


Figura 42: Sezione TS1b, sollecitazione a taglio del rivestimento

Verifica a pressoflessione



Calcul de la courbe d'interaction du béton non fibré

selon les recommandations de l'AFTES "utilisation du béton non armé en tunnel"
 et "compatibilité avec les Eurocodes"

BG - 2014

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

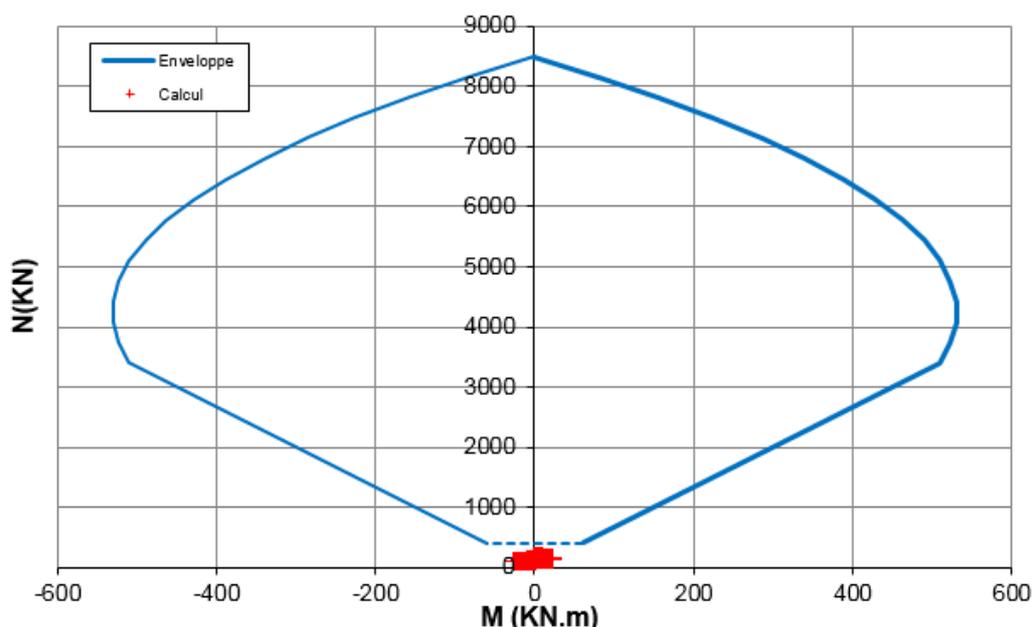


Figura 43: Sezione TS1b, diagramma di interazione M-N del rivestimento

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), non si deve eseguire nessuna verifica particolare: $FS \gg 1$.

Verifica dell'interazione N+V

Per rivestimenti non armati, la resistenza al taglio si valuta secondo la raccomandazione AFTES GT29 con:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvt}$$

- Sollecitazione

$$\tau_{cp} = 1.5 \frac{V_{Ed}}{A_{cc}}$$

$$A_{cc} = b \cdot x$$

x : spessore compresso secondo la figura seguente

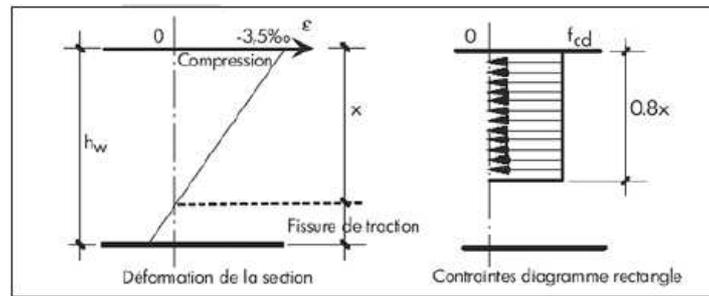


Figura 44: Schema per il calcolo della sollecitazione a taglio

• Resistenza

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad \text{se} \quad \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2} \quad \text{se} \quad \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim}$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2\sqrt{f_{ctd}(f_{ctd} + f_{cd})}$$

V _{SLU} [kN]	x [m]	τ _{cp} [MPa]	σ _{cp} [MPa]	f _{ctd} [MPa]	σ _{c,lim} [MPa]	f _{cvd} [MPa]	Verifica	FS
11,6	0,03	0,52	3,53	1,15	7,87	2,32	OK	2,20

Tabella 28: Sezione TS1b, verifica allo sforzo di taglio

La sezione in calcestruzzo non armato è sufficiente per riprendere gli sforzi dell'ammasso.

Sezione TS2

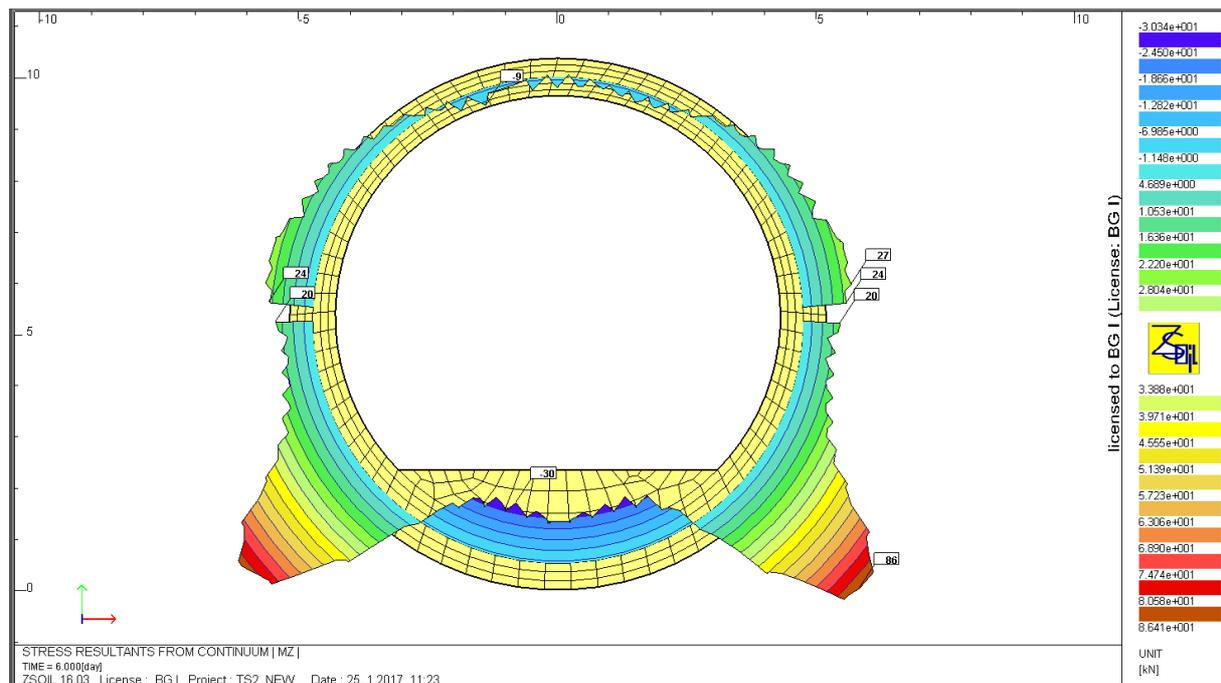


Figura 45: Sezione TS2, sollecitazione a momento del rivestimento

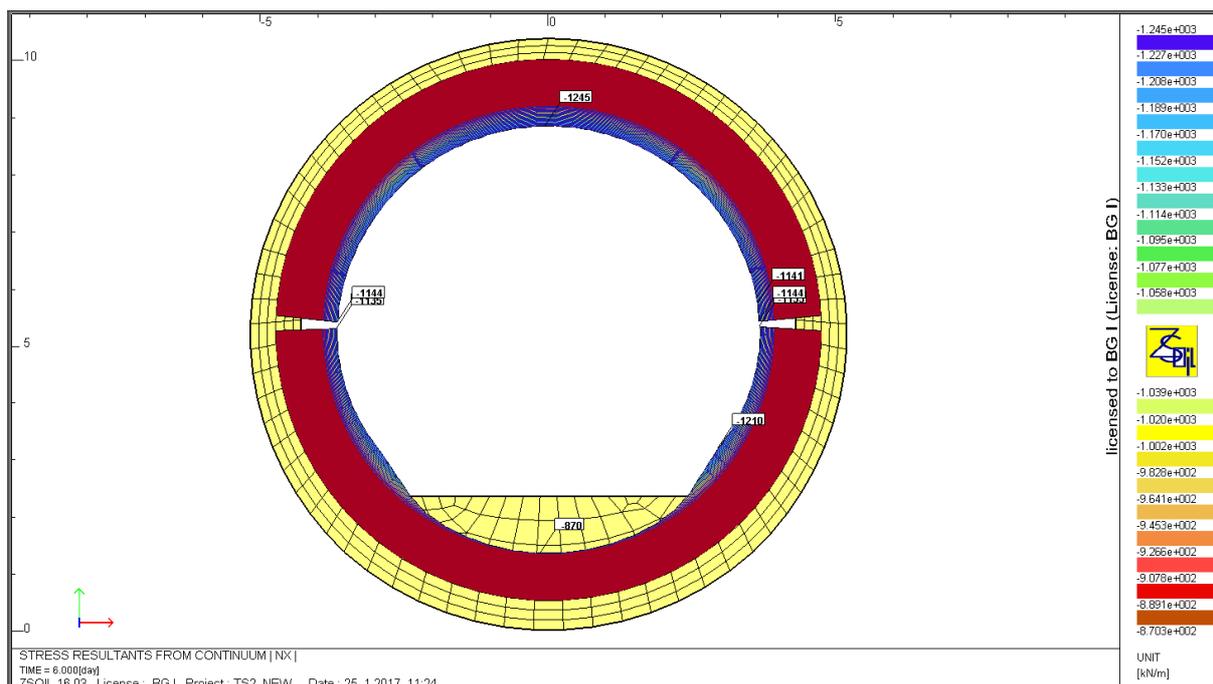


Figura 46: Sezione TS2, sollecitazione a sforzo normale del rivestimento

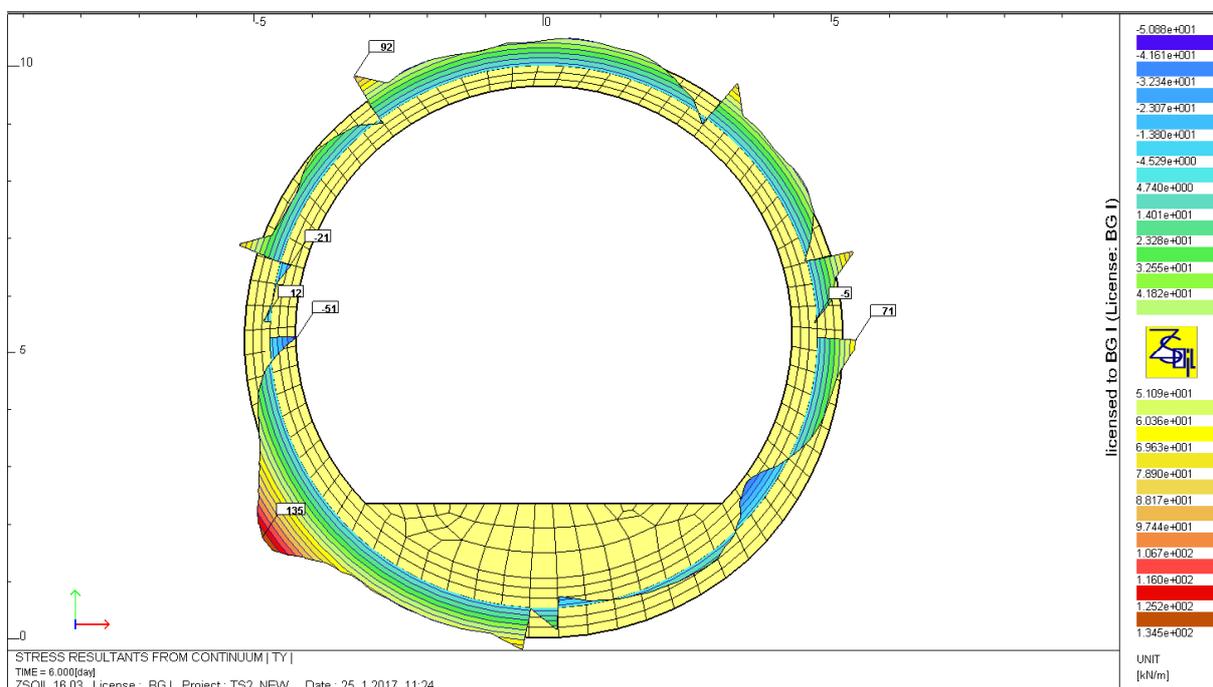


Figura 47: Sezione TS2, sollecitazione a taglio del rivestimento

Données

Largeur section $b =$	1 m
Épaisseur section $h_w =$	0,5 m
Résistance du béton à la compression $f_{ck} =$	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl} =$	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton $\gamma_c =$	1,5
Coefficient relatif aux actions $\gamma_{ELU} =$	1,3

Résultats

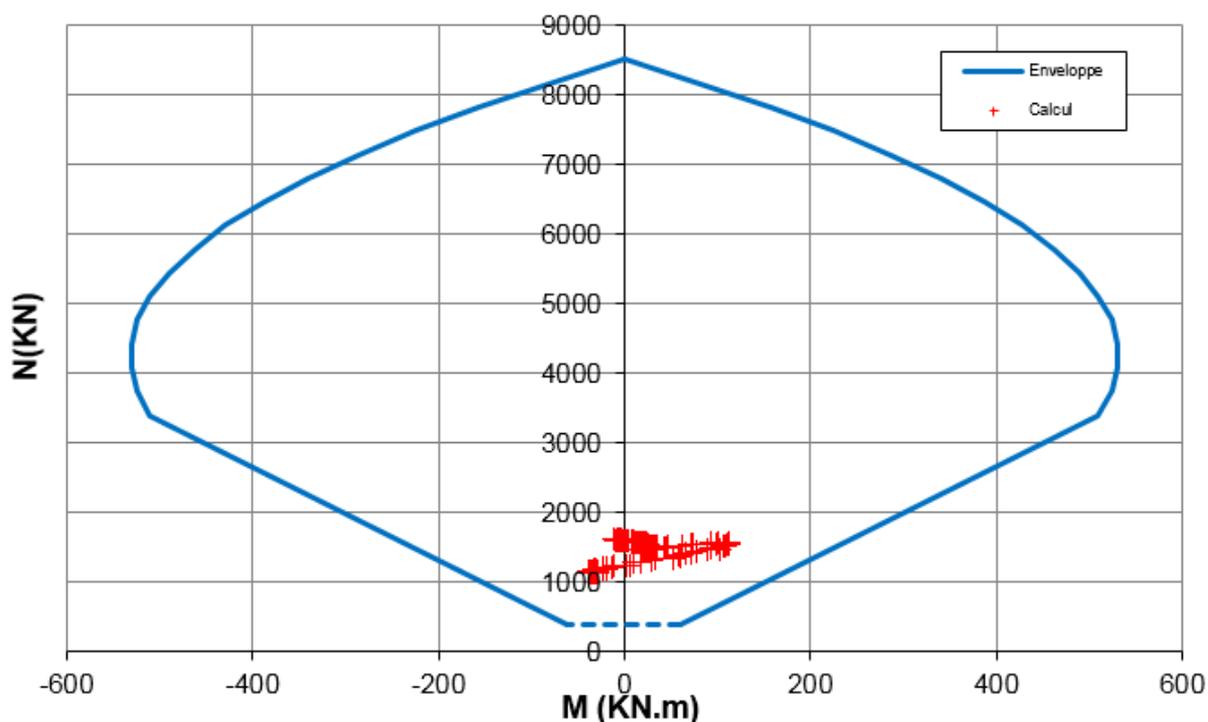


Figura 48: Sezione TS2, diagramma di interazione M-N del rivestimento

FS=3.8

V_{SLU} [kN]	x [m]	τ_{cp} [MPa]	σ_{cp} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	σ_{clim} [MPa]	f_{cvd} [MPa]	Verifica	FS
172,65	0,45	0,58	3,45	1,15	7,87	2,30	OK	4,0

Tabella 29: Sezione TS2, verifica allo sforzo di taglio

La sezione in calcestruzzo non armato è sufficiente per riprendere gli sforzi dell'ammasso.

Sezione TS4b

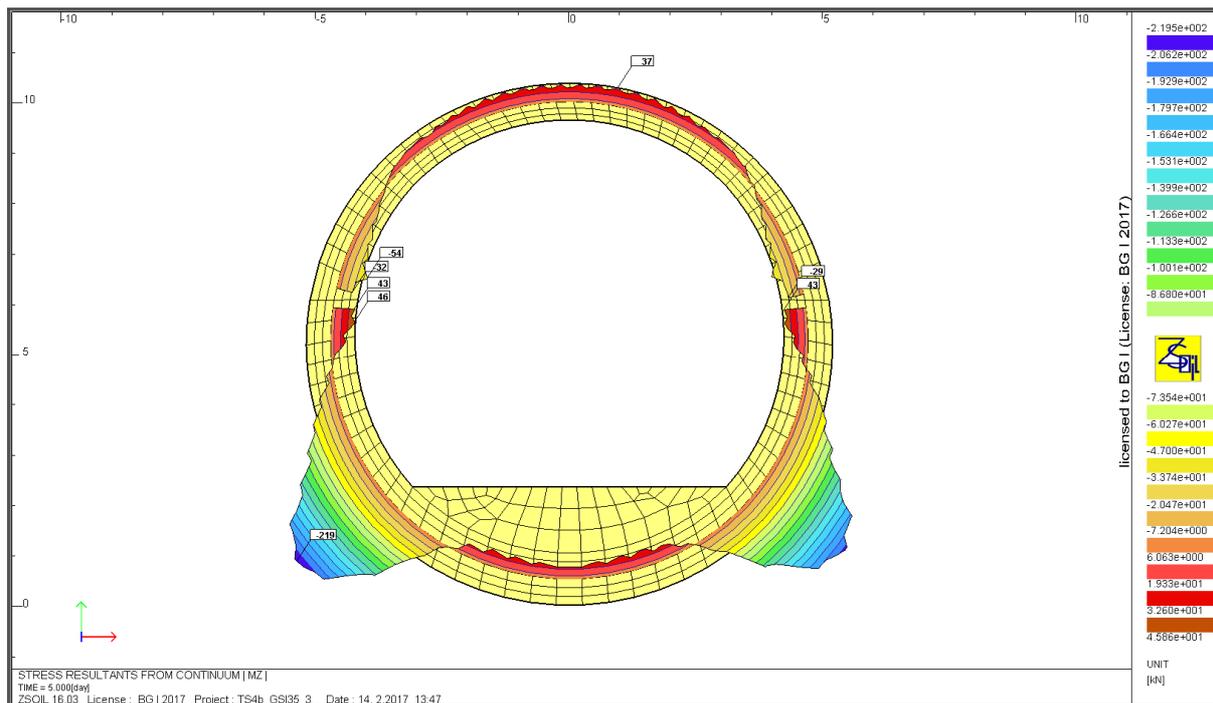


Figura 49: Sezione TS4b, sollecitazione a momento del rivestimento

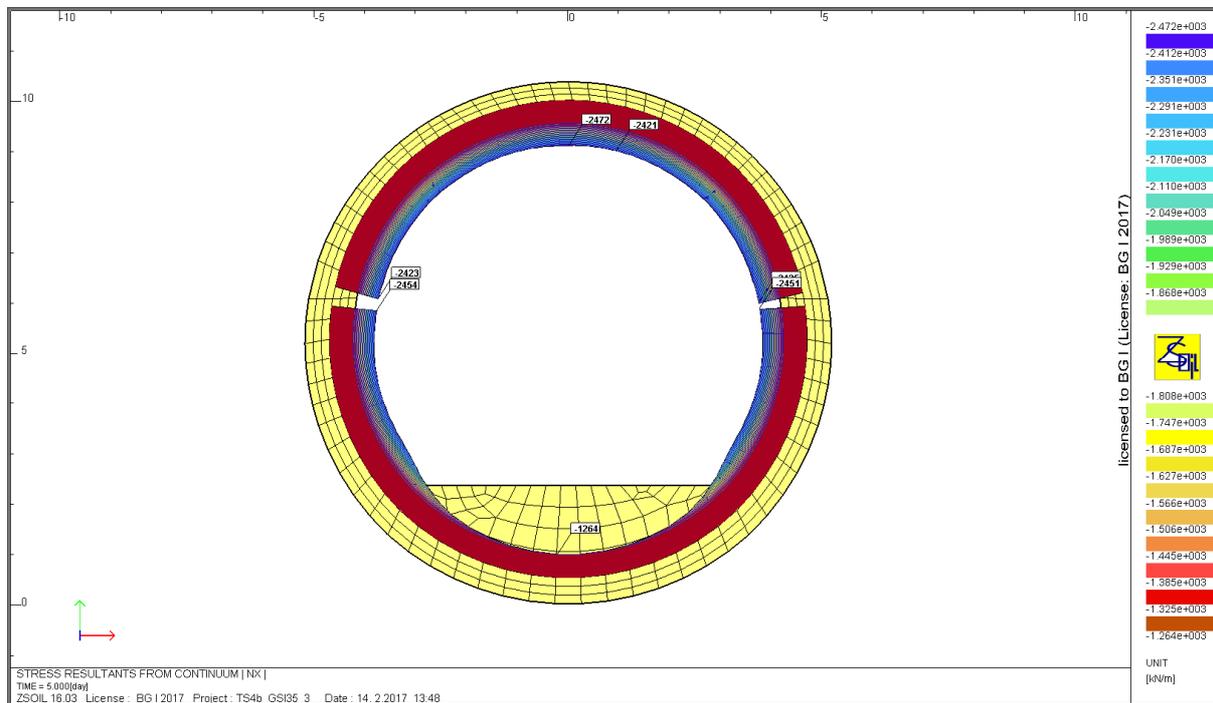


Figura 50: Sezione TS4b, sollecitazione a sforzo normale del rivestimento

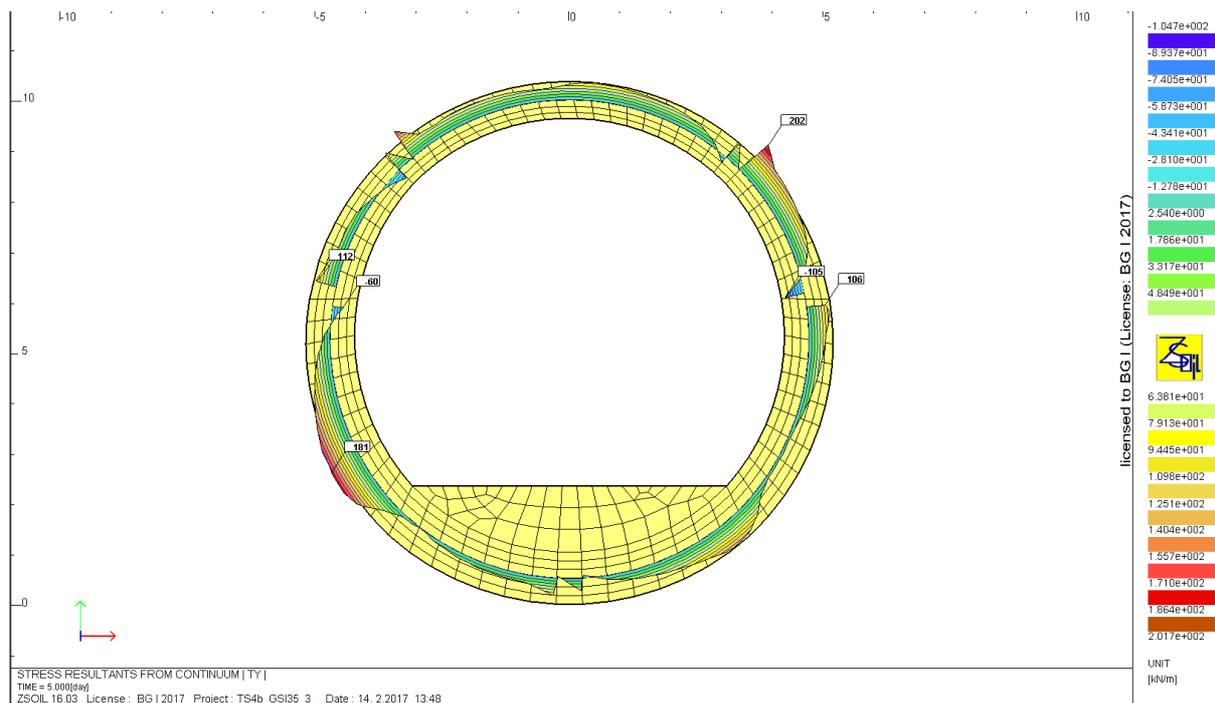


Figura 51: Sezione TS4b, sollecitazione a taglio del rivestimento

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

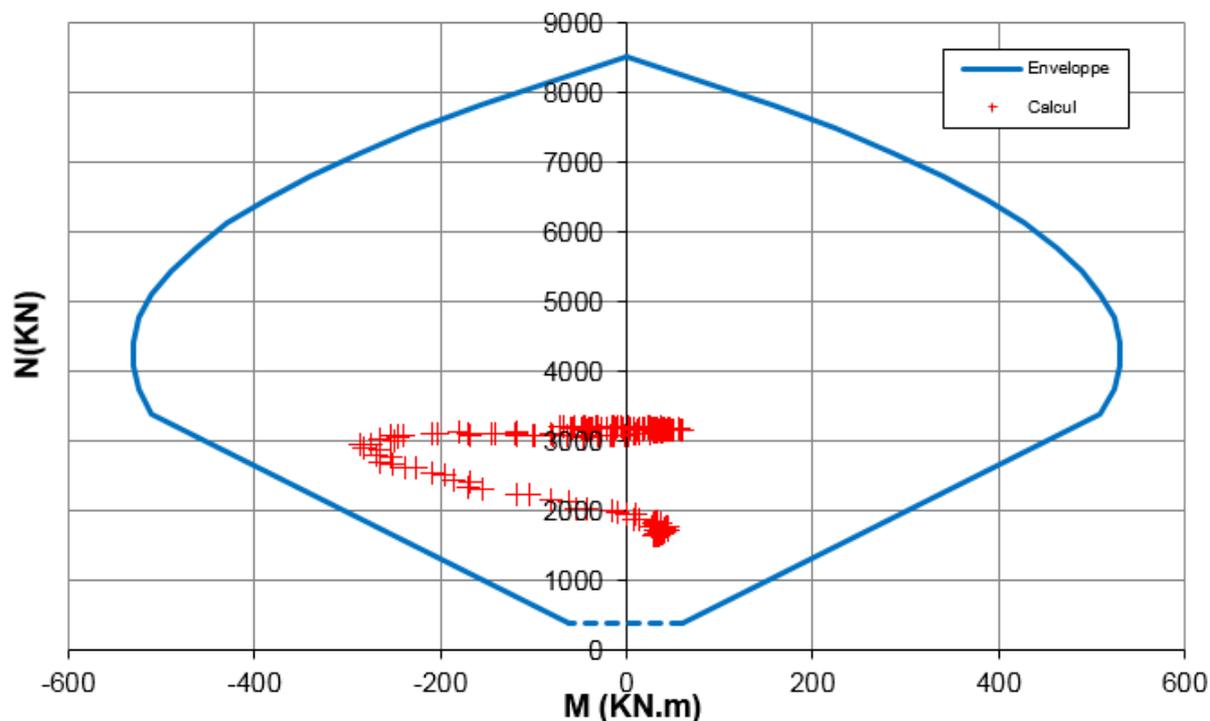


Figura 52: Sezione TS4b, diagramma di interazione M-N del rivestimento

FS=1.75

V_{SLU} [kN]	x [m]	τ_{cp} [MPa]	σ_{cp} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	σ_{clim} [MPa]	f_{cvd} [MPa]	Verifica	FS
262,17	0,50	0,79	6,34	1,15	7,87	2,93	OK	3,73

Tabella 30: Sezione TS4b, verifica allo sforzo di taglio

La sezione in calcestruzzo non armato è sufficiente per riprendere gli sforzi dell'ammasso.

9. Verifica delle caverne di montaggio/smontaggio (pk 53+690-53+650 e pk 51+640-51+680)

Le sezioni tipo CS1 e CS2 presentano gli stessi interventi di sostegno delle sezioni B-B S1 e B-B S3 dell'area di sicurezza di Clarea, per gli stessi comportamenti allo scavo previsti (vedere la relazione PRV_C3A_3730_26-46-20).

Inoltre, la sezione di scavo è di 280 m² circa in entrambi i casi e presenta forma simile come mostrato nella seguente figura.

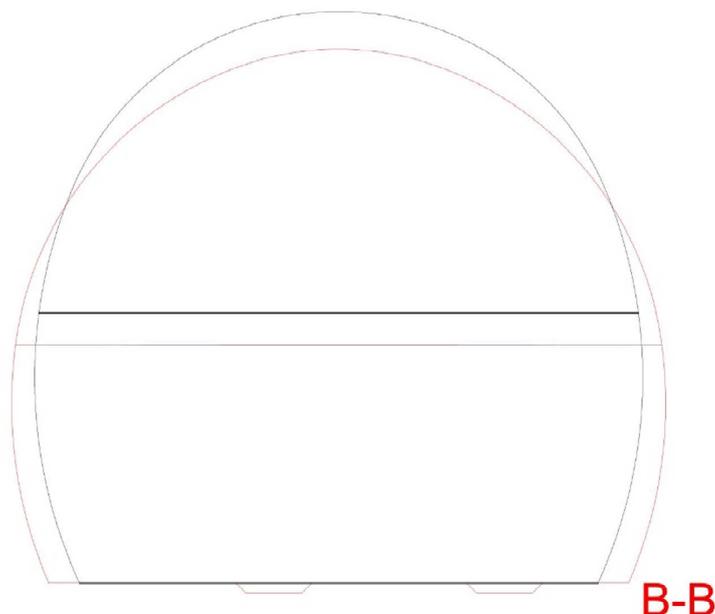


Figura 53: Paragone tra la caverna di montaggio/smontaggio (in nero) e la sezione B-B dell'area di sicurezza di Clarea (in rosso)

Lungo le tratte di ubicazione delle caverne si hanno i micascisti di Clarea come litologia, come nell'area di sicurezza. L'ammasso roccioso è competente (le caverne sono state ubicate al di fuori delle zone di faglia), con GSI nel range 55-70. L'unica problematica è dovuta ai possibili fenomeni di rilascio che si possono verificare così come osservato durante lo scavo del cunicolo esplorativo e previsto per l'area di sicurezza. La copertura è pari a 950-1000 m (inferiore a quella considerata nei calcoli per l'area di sicurezza, pari a 1340 m).

Per la verifica delle caverne di montaggio/smontaggio, si fa dunque riferimento alle verifiche delle sezioni tipo della caverna tecnica dell'area di sicurezza di Clarea, in particolare alla sezione B-B S1 applicata in ammassi rocciosi competenti senza fenomeni di rilascio e B-B S3 in presenza di fenomeni di rilascio (l'analisi delle sezioni tipo di sostegno messe in opera nel cunicolo della Maddalena ha guidato la stima delle percentuali definite per tali caverne).

Si rimanda dunque alle verifiche effettuate nelle relazioni PRV_C3A_3730 e 3731_26-46-20.

10. Verifica della tratta in tradizionale (pk 53+417 BP / 53+650 BD - 52+598 e 51+719.5-51+680)

10.1 Scelta delle sezioni tipo

Lungo questa tratta si prevedono solo tre sezioni tipo in tradizionale, previste per i comportamenti allo scavo di seguito descritti:

- S3a, per ammassi rocciosi competenti e senza effetto marcato della scistosità (ovvero senza fenomeni di rilascio).
- S4, per zone fratturate o di faglia (zona alla pk 51+720 con indice GSI pari a 40)
- S11, per ammasso rocciosi competenti in cui si nota l'effetto della scistosità e dell'anisotropia dello stato tensionale (fenomeni di rilascio).

In particolare, si sono considerate le sezioni tipo messe in opera nel cunicolo esplorativo della Maddalena per le tratte corrispondenti, considerando gli accostamenti seguenti:

Sezioni tipo nel cunicolo della Maddalena	Sezioni tipo del TdB
F1, F2, F3a, F3b, F3c	S3a
F3c_1 e F4	S11
F5	S4

Valgono inoltre le considerazioni relative al cambiamento di metodo di scavo (TBM aperta vs tradizionale), già esposte nella relazione PRV_C3A_3730_26-46-20 relativa all'area di sicurezza di Clarea.

Si presenta dunque la verifica per queste tre sezioni.

10.2 Verifica della sezione tipo S3a

La sezione tipo S3a verrà applicata nei micascisti di Clarea, dove le caratteristiche dell'ammasso roccioso medie sono simili a quelle dove si è applicata la sezione tipo S1 dell'area di sicurezza di Clarea. La copertura massima è di 1385 m. La sezione tipo S3a presenta infatti un sistema di sostegno molto simile alla sezione tipo E-E S1 dell'area di sicurezza di Clarea, come si può confrontare:

- Sezione tipo S3a:
 - Bulloni tipo Swellex L=4 m spaziatura trasversale 1.5 m, longitudinale 2.0 m
 - Cls proiettato in fase 1 spessore 5 cm
 - Cls proiettato in fase 2 spessore 15 cm
 - Spessore minimo rivestimento definitivo 50 cm
- Sezione tipo E-E S1:
 - Bulloni tipo Swellex L=4 m spaziatura trasversale 1.5 m, longitudinale 2.0 m
 - Cls proiettato in fase 1 spessore 10 cm
 - Cls proiettato in fase 2 spessore 10 cm
 - Spessore minimo rivestimento definitivo 50 cm

D'altronde viene applicata per condizioni geomeccaniche e per comportamento all'ammasso simili, e per una sezione che presenta una geometria molto simile (la superficie di scavo è maggiore per la sezione E-E rispetto alla sezione S3a).

Per questa ragione le verifiche effettuate per la sezione E-E S1 si considerano valide anche per la sezione S3a.

10.3 Verifica della sezione tipo S4

La sezione tipo S4 è prevista nelle zone fratturate e di faglia attorno alla pk 51+720. Secondo il ritorno di esperienza della Maddalena (dal PM 3859 al PM 3873), il GSI può scendere fino a 40 per una lunghezza di 14 m. La copertura massima in questa zona è di 1020 m.

Per il calcolo di questa sezione, al fine di tenere in conto la lunghezza finita di questa zona, si applica il metodo convergenza-confinamento modificato da Anagnostou&Kovari per le zone di faglia (vedi documento [12]). Si è utilizzata una legge di comportamento di tipo Mohr-Coulomb ottenuta per interpolazione del criterio di Hoek-Brown mediante l'ausilio del software Roclab (Rocscience).

Si è utilizzato un raggio equivalente ad una sezione circolare di uguale superficie.

La sezione presenta una forma quasi circolare, il che giustifica l'utilizzo del metodo delle linee caratteristiche per la rappresentazione e la verifica del comportamento intrinseco e dell'interazione tra ammasso e sostegno. Inoltre, nelle zone di ammassi rocciosi molto fratturati (zone di faglia) le tensioni orizzontali hanno tendenza ad essere pari al carico litostatico ($k_0=1$). Le ipotesi base del metodo delle linee caratteristiche sono dunque soddisfatte.

La lunghezza ammessa è di 15 m, conformemente alle osservazioni effettuate nel cunicolo esplorativo della Maddalena.

La rigidezza del sostegno equivale alla somma della rigidezza della centine e dello strato di calcestruzzo, vale lo stesso per la pressione limite.

Calcestruzzo proiettato

- Rigidezza $k_c = \frac{E_c \cdot [R^2 - (R-t)^2]}{(1+\nu_c) \cdot [(1-2\nu_c)R^2 + (R-t)^2]} \cdot \frac{1}{R}$ [MPa/m]
- Pressione limite $p_{lim,c} = \frac{t}{R} f_{cd}$ [MPa]

Centine

- Rigidezza $k_s = \frac{E_s \cdot A_s}{d \cdot \left(R - \frac{h_s}{2}\right)^2}$ [MPa/m]
- Pressione limite $p_{lim,a} = \frac{f_{sd} \cdot A_s}{R \cdot d}$ [MPa]

Sezione equivalente

- Rigidezza $k_{eq} = (k_c + k_s)R$ [MPa]
- Pressione limite $p_{lim,eq} = p_{lim,c} + p_{lim,a}$ [MPa]

t : spessore dello strato di calcestruzzo

d : distanza tra le centine

L'attivazione del sostegno avviene quando il calcestruzzo viene proiettato tra le centine (2° strato di cls proiettato). Il primo strato di cls proiettato ha infatti spessore di soli 10 cm ed inoltre, prima della messa in opera del 2° strato (quindi appena dopo la sua messa in opera) presenta basso modulo elastico. Quanto alle centine, esse sono posate a terra e quindi possono presentare un gioco di posa fino a che non sono legate tra loro e conglobate nel cls proiettato.

Per determinare la distanza di applicazione da considerare nei calcoli si è considerata la formula seguente:

$$d_{\text{calcolo}} = (d_1 + d_2) / 2 = 6,1 \text{ m}$$

con:

$d_1 = 5,6 \text{ m}$ distanza tra la posa del 2° strato di cls proiettato ed il fronte, prima dell'avanzamento

$d_2 = p + d_1 = 6,6 \text{ m}$ distanza tra la posa del 2° strato di cls proiettato ed il fronte, dopo l'avanzamento.

$p = 1 \text{ m}$ passo di scavo.

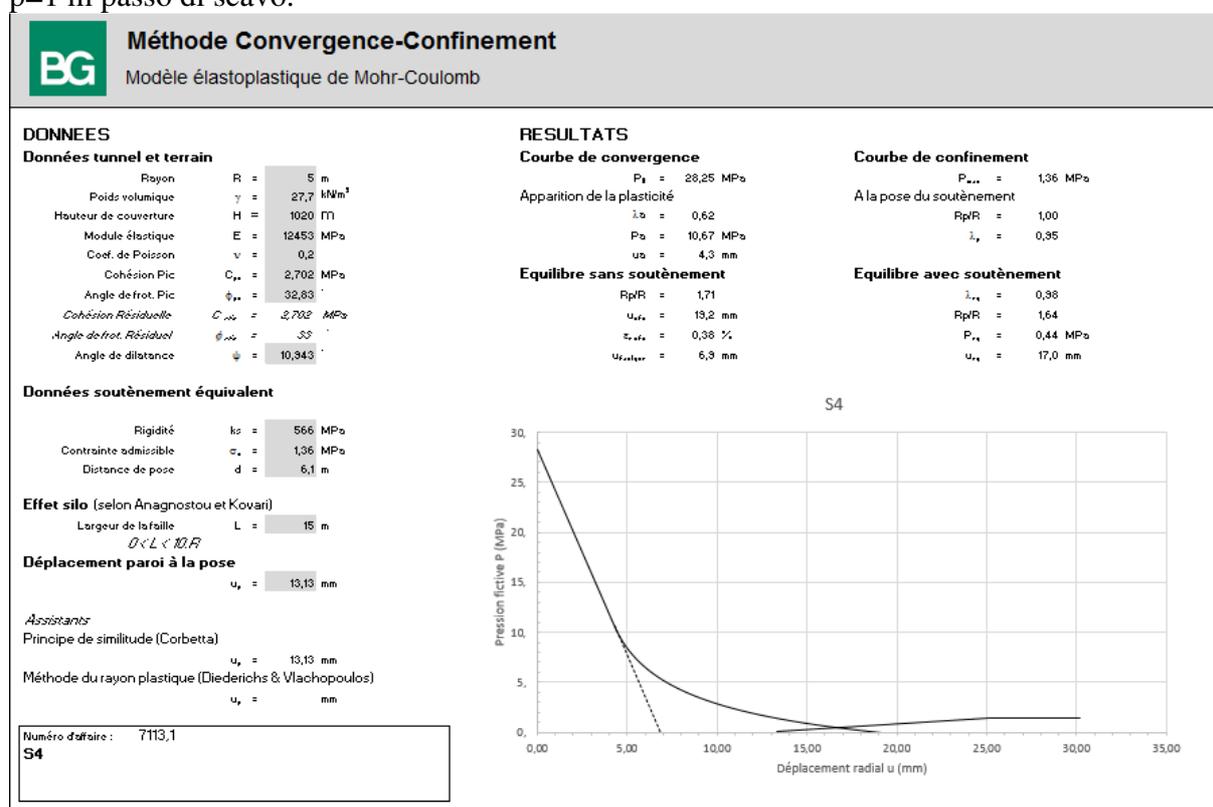


Figura 54: Verifica della sezione S4

Secondo l'analisi delle linee caratteristiche il sostegno confina l'ammasso senza raggiungere la sua pressione limite di resistenza.

Un'ulteriore verifica deve essere effettuata applicando i coefficienti di sicurezza secondo le NTC. Si calcola lo sforzo normale introdotto nel sostegno e si verifica che esso sia minore alla capacità portante.

$$N_{Ed} = \gamma_g \cdot p_{eq} \cdot R_{eq}$$

Lo sforzo normale resistente è, secondo l'Eurocodice 1994-1-1 eq.6.30:

$$N_{Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c f_{cd}$$

Si ottiene:

$$N_{Ed} = 3250 \text{ kN} < N_{Rd} = 4800 \text{ kN}$$

I sostegni sono verificati con FS=1.5.

Lo spostamento massimo è pari a 1.7 cm e la banda plastica ha uno spessore di 3.2 m.

Per quanto riguarda il rivestimento definitivo si possono considerare validi i calcoli effettuati per la sezione E-E S3 dell'area di sicurezza di Clarea, utilizzata per zone di faglie della stessa lunghezza e dai parametri geologici peggiori (GSI 30-35), ad una copertura di 1340 m (si veda documento PRV_C3A_3731_26-46-20_10-02).

10.4 Verifica della sezione tipo S11

La sezione tipo S11 è prevista nelle zone dove sono presenti fenomeni di rilascio come quelli osservati durante lo scavo del cunicolo esplorativo della Maddalena.

Si può come in altri casi fare un paragone tra questa sezione tipo e la sezione tipo E-E S4 dell'area di sicurezza di Clarea. Infatti entrambe presentano delle centine di tipo UPN120 con passo 1.2 m, bulloni Swellex di lunghezza 5 m (6 m per la sezione E-E che ha una superficie di scavo superiore) e cls proiettato in 2 fasi (10+10 cm). D'altronde viene applicata per le stesse problematiche allo scavo.

Si può dunque considerare valida la verifica della sezione E-E dell'area di sicurezza di Clarea, realizzata tramite l'utilizzo di un modello ad elementi finiti con comportamento "multilaminare" dell'ammasso roccioso al fine di rappresentare al meglio i piani di debolezza dovuti alla scistosità (per dettagli si veda il documento PRV_C3A_3730_26-46-20_10-01).

Anche per il rivestimento definitivo si possono considerare validi i calcoli effettuati per la sezione tipo E-E S4 (si veda documento PRV_C3A_3731_26-46-20_10-02).

11. Verifica della sezioni allargate in prossimità degli imbocchi (pk 61+076.5-61+021.5 BP e 61+076.5-60+934.5 BD)

11.1 Introduzione

Il presente calcolo è basato su una combinazione di una simulazione tridimensionale e di una bidimensionale con il software ZSoil. Il modello di base, tridimensionale, è utilizzato al fine di:

- Verificare la stabilità globale dell'opera durante i lavori di scavo, controllare lo stato tenso-deformativo dell'ammasso roccioso (spostamenti, zone plastiche ecc...) e gli spostamenti in superficie della zona trattata con soil cement in corrispondenza degli imbocchi;
- Verificare i sostegni provvisori degli allarghi;
- Calcolare il tasso di deconfinamento da applicare nel modello 2D per la verifica dei rivestimenti;
- Ottenere i carichi da applicare sulla struttura in cemento armato al portale della galleria naturale.

Il modello 3D è costituito da 240 562 nodi e 249 009 elementi e necessita 40 ore di calcolo.

Si è utilizzato un calcolo 2D in una sezione rappresentativa (illustrata nel seguito), al fine di:

- Verificare l'anello di conci nelle fasi provvisorie prima della realizzazione dei cameroni, sia sul BP che sul BD, compresi i bulloni di fissaggio dei conci;
- Verificare il rivestimento definitivo degli allarghi.

Allo scopo di ottenere dei risultati di maggiore precisione nel rivestimento, è necessaria una maglia (mesh) sufficientemente fine per modellare gli elementi volumici costituenti il rivestimento. Integrare tale maglia nel modello 3D significherebbe incrementare notevolmente il numero di nodi e di elementi e quindi i tempi di calcolo. Inoltre, nel modello 3D il software Zsoil non permette la rappresentazione dei diagrammi degli sforzi interni per gli elementi volumici. Per questa ragione si è optato per questa combinazione tra calcoli 3D e 2D. Il modello 2D integra i risultati del modello 3D per la definizione del tasso di deconfinamento da applicare all'attivazione dei sostegni.

Il modello 2D presenta le seguenti caratteristiche:

- Una maglia sufficientemente fine per modellare i contorni di scavo e le zone immediatamente adiacenti, nonché gli elementi strutturali per i sostegni;
- Elementi di interfaccia inseriti non solo tra ammasso roccioso e rivestimento (come nel modello 3D) ma anche tra ammasso roccioso ed elementi strutturali (con cui sono modellati i sostegni).

Inoltre, per la struttura al portale ed il rivestimento definitivo sono state eseguite le verifiche sismiche, che hanno comportato modellazioni specifiche per la determinazione delle sollecitazioni. Tali verifiche seguono i calcoli 3D e 2D.

Infine, il rivestimento definitivo è stato verificato al fuoco.

11.2 Parametri geotecnici di calcolo

Ammasso roccioso

L'ammasso roccioso nella zona dell'imbocco di Susa è principalmente costituito da prasiniti e scisti prasinitici (OMB). I valori medi dei parametri geomeccanici di tale ammasso sono forniti nella relazione geomeccanica generale (PRV_C3B_0100_00-03-03_10-01).

Si è inoltre considerato uno strato superficiale di roccia fratturata di spessore medio di circa 2-3 m, partendo dai parametri medi e degradandoli. Questo strato esprime anche la zona di transizione tra roccia e detriti/depositi presente in prossimità del portale.

I valori dei parametri geomeccanici sono mostrati nella tabella seguente.

Formazione geologica	γ	GSI _{moy}	UCS	m_i	E	ν	f_c	f_t
	kN/m ³	-	MPa	-	GPa	-	MPa	MPa
Prasiniti (OMB)	27.7	56	55	10	20.3	0.2	4.685	0.199
Roccia fratturata in superficie	27.7	50	9.8	10	2	0.2	0.903	0.035

Tabella 31: Parametri geomeccanici utilizzati nel modello numerico

Secondo la tendenza riportata al capitolo 4.2, lo stato tensionale considerato è il seguente:

- La tensione verticale corrisponde al carico litostatico
- La tensione orizzontale corrisponde al carico litostatico moltiplicato per un fattore di tensione orizzontale $k_0=0.5$.

I parametri definiti per il soil cement sono i seguenti:

- $c = 20 \text{ kPa}$
- $\varphi = 30^\circ$
- $\gamma_a = 22 \text{ kN/m}^3$
- $E = 120 \text{ MPa}$

Questi parametri sono stati definiti secondo il documento PRV_C3A_1120_26-70-20_10-01.

11.3 Sezioni tipo di sostegno

Vi sono due tipi di sostegno:

- A1: 20 cm di calcestruzzo proiettato e bulloni tipo Swellex Mn24
- A2: 22 cm di calcestruzzo proiettato, centine HEB220 con passo 90 cm ed infilaggi di diametro 219.1 mm e lunghezza 20 m orizzontali.

Per il calcolo numerico, uno strato di calcestruzzo di spessore e modulo elastico equivalente è stato usato per la sezione mista costituita dal calcestruzzo proiettato e dalle centine, come indicato nella figura seguente:

Calcul des paramètres équivalents du	
selon Hoek et al. (2008) et Carranza-Torres & Diederichs (2009)	
Composition	
Béton Projeté Fibré t	
Cintre HEB 220	
Données	
Largeur de la section (sens longitudinal) b =	1 m
Espacement des cintres/unités de BP s =	1 m
Module élastique du BP E_b =	10 GPa
Coefficient de Poisson du BP ν_b =	0.15
Epaisseur de la couche de BP t =	0.22 m
Module élastique du cintre E_c =	205 GPa
Coefficient de Poisson du cintre ν_c =	0.2
Aire du cintre A_c =	9.10E-03 m ²
Moment d'inertie du cintre I_c =	8.09E-05 m ⁴
Calculs intermédiaires	
Nombre de cintres et d'unités de BP n =	1.00000
Aire de l'unité du BP A_b =	0.21090 m ²
Moment d'inertie du BP I_b =	0.00081 m ⁴
Coefficient de compressibilité du BP D_b =	2.15754 GN
Coefficient de flexibilité du BP K_b =	0.00825 GPa
Coefficient de compressibilité du cintre D_c =	1.94323 GN
Coefficient de flexibilité du cintre K_c =	0.01728 GPa
Coefficient de compressibilité équivalent D_{eq} =	4.10077 GN
Coefficient de flexibilité équivalent K_{eq} =	0.02553 GPa
Résultats	
Epaisseur équivalente t_{eq} =	0.27 m
Module équivalent E_{eq} =	15.00 GPa

Figura 55: Caratteristiche della sezione mista equivalente

11.4 Calcolo 3D

11.4.1 Modello numerico

Il modello, mostrato nella seguente figura, è stato realizzato in 3D con il software Zsoil considerando la forma esatta delle sezioni, il pendio linearizzando a partire dall'andamento del terreno (dalla pk 60+961.53 alla pk 61+076.53), ed il fasaggio di scavo completo.

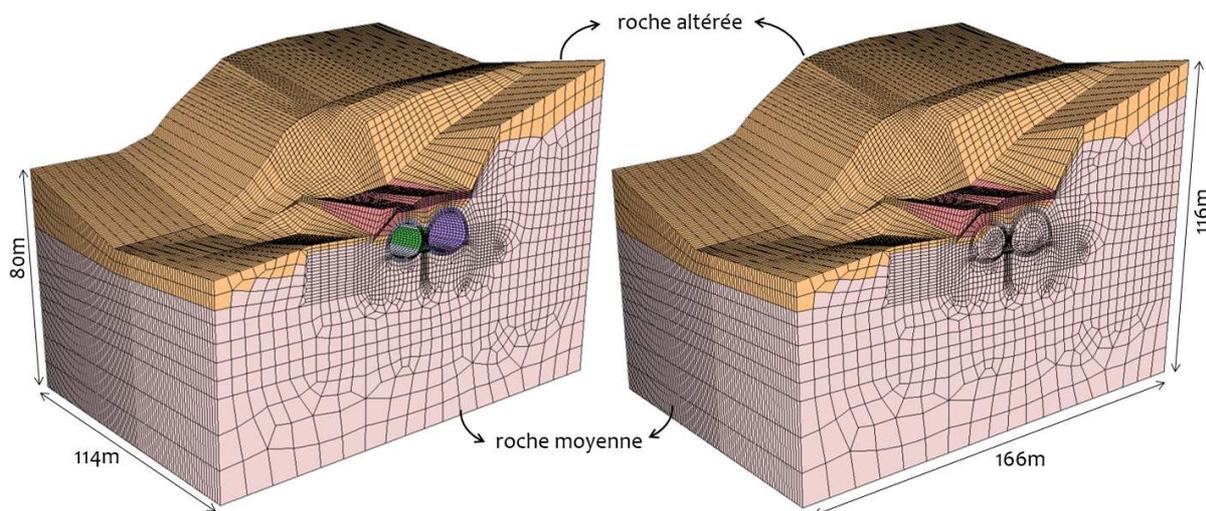


Figura 56: Modello 3D per lo stato finale (sinistra) e iniziale (destra)

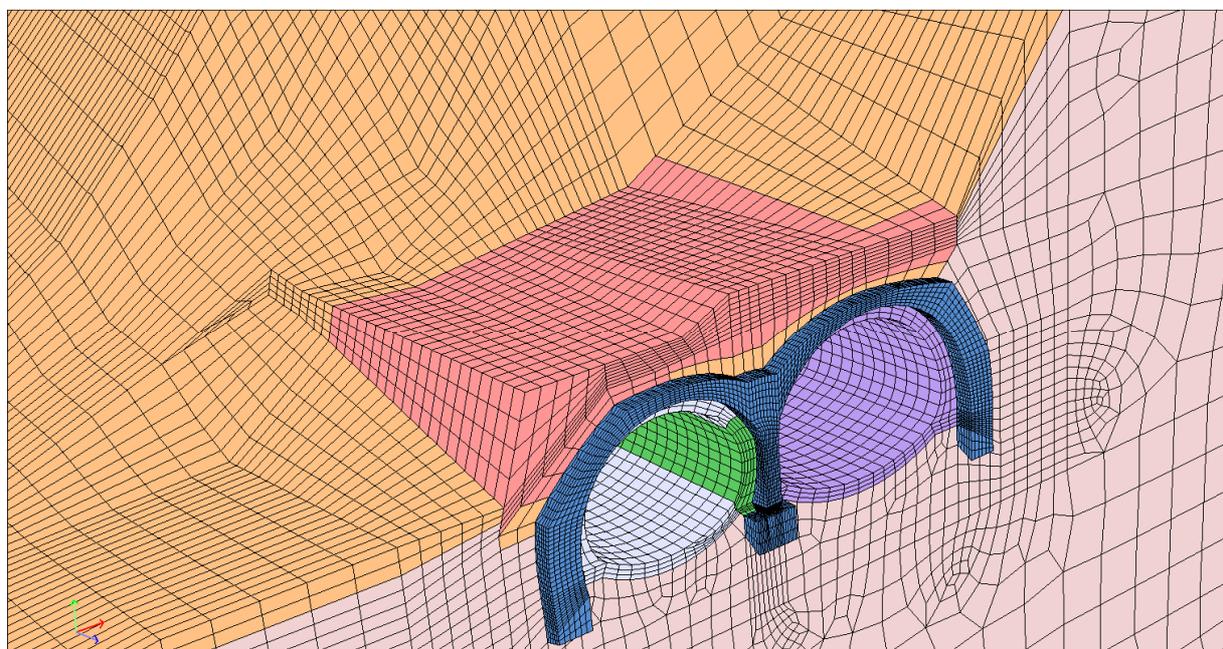


Figura 57: Modello 3D per lo stato finale con portale in c.a.

L'ammasso roccioso, il rivestimento e il portale in c.a. sono modellati tramite elementi volumici quadrilateri.

Per i sostegni provvisori sono stati utilizzati elementi strutturali di superficie di tipo "volta" per quanto riguarda la sezione mista cls-centine e di tipo barra per quanto riguarda gli infilaggi.

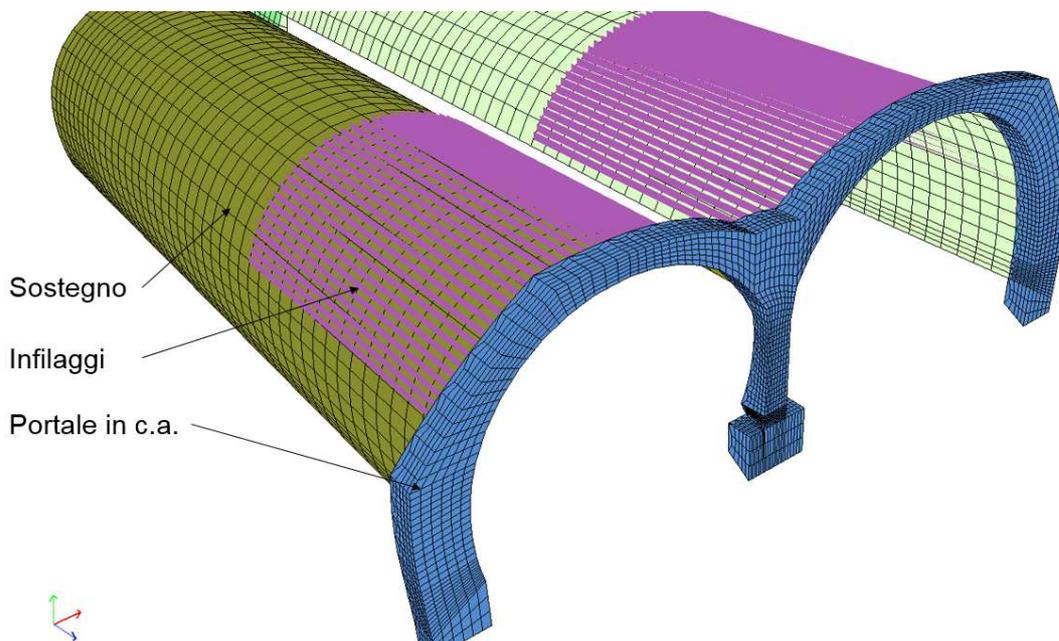


Figura 58: Modellazione del sostegno

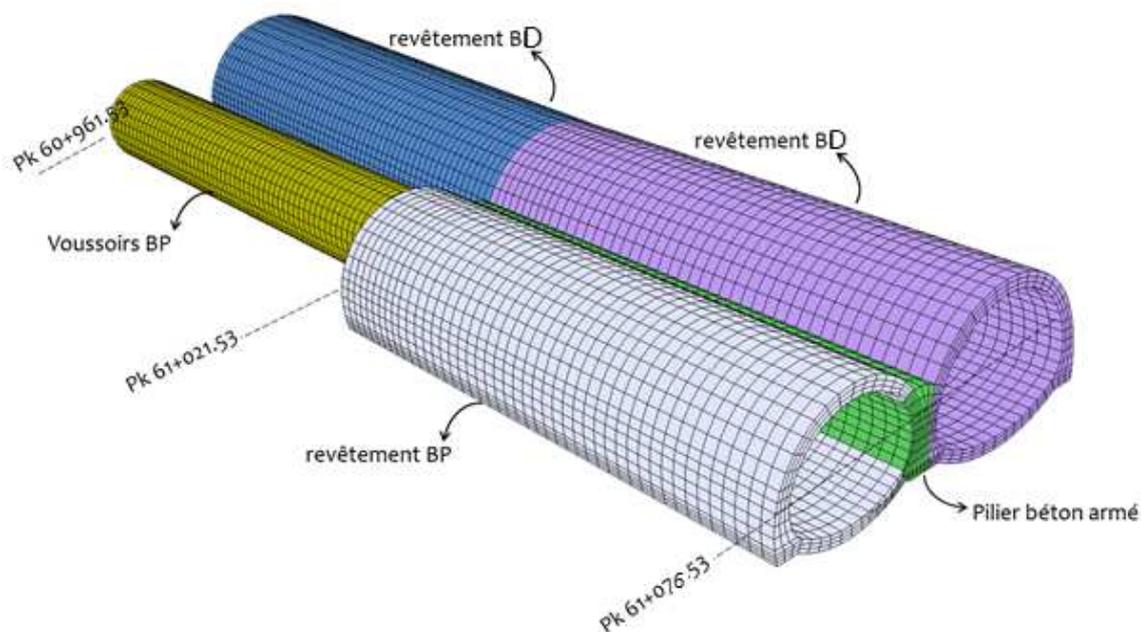


Figura 59: Modellazione del rivestimento definitivo

La zona trattata con soil cement è stata inserita nel modello come illustrato dalla figura seguente:

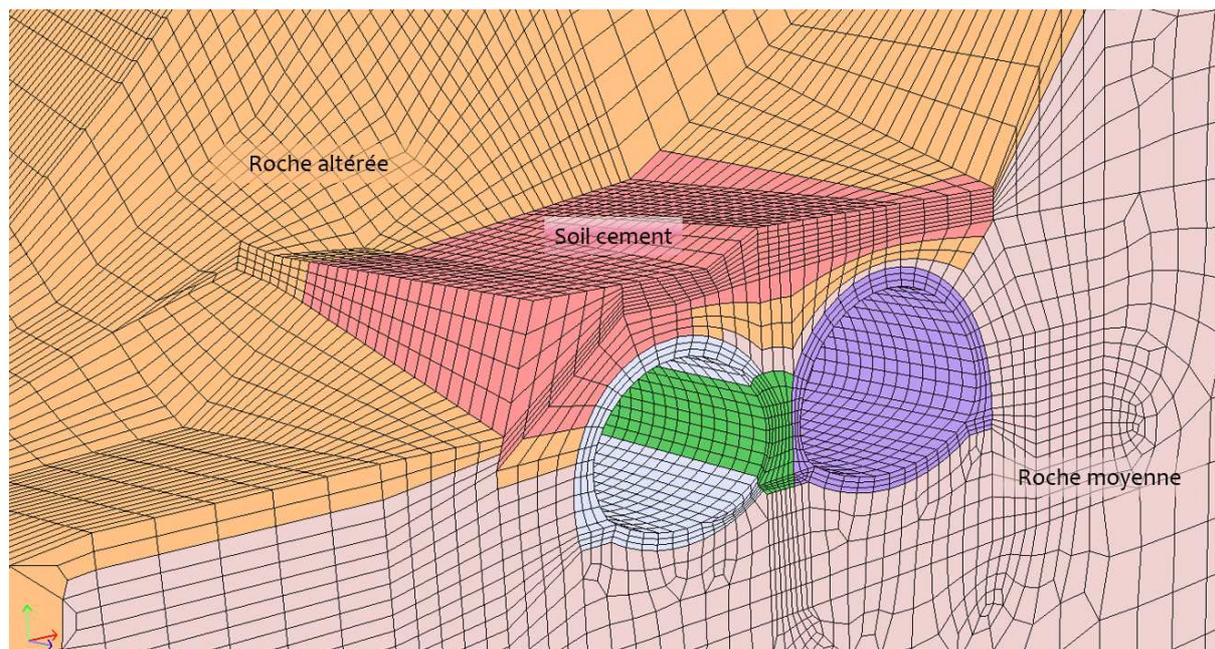


Figura 60: Modellazione della zona del portale

I bordi laterali del modello sono vincolati orizzontalmente, i bordi inferiori sono vincolati in tutte le direzioni.

Per gli elementi volumici si utilizza una legge di comportamento elastica-perfettamente plastica di tipo Hoek-Brown, salvo per le zone di soil cement per le quali si è utilizzata una legge di tipo Mohr-Coulomb. Per gli elementi strutturali, si considera un comportamento elastico lineare.

Il fasaggio di realizzazione di calcolo è identico al fasaggio reale descritto al § 6.5. Viene richiamato qui sotto, raggruppando alcune fasi tra loro:

1. Realizzazione degli infilaggi per entrambi i cameroni
2. Scavo del BP con fresa e messa in opera dei conci
3. Smontaggio dei conci di fianco al setto tra pk 61+021.53 e pk 61+076.53, scavo della sezione del setto e getto del calcestruzzo per il setto.
4. Allargamento della sezione del BP dall'interno con passi di 1.8 m su una lunghezza di 35m (ogni ciclo comprende lo smontaggio dei conci, lo scavo della roccia, la messa in opera dei sostegni)
5. Allargamento degli ultimi 20 m del BP sotto gli infilaggi (stesso ciclo della tratta precedente)
6. Scavo del BD con fresa e messa in opera dei conci
7. Allargamento della sezione del BD dall'interno con passi di 1.8 m su una lunghezza di 35m (ogni ciclo comprende lo smontaggio dei conci, lo scavo della roccia, la messa in opera dei sostegni)
8. Allargamento degli ultimi 20 m del BD sotto gli infilaggi (stesso ciclo della tratta precedente)
9. Realizzazione del rivestimento definitivo

10. Disattivazione dei sostegni

11. Attivazione della pressione idraulica sui rivestimenti.

11.4.2 Comportamento dell'ammasso

Spostamenti verticali

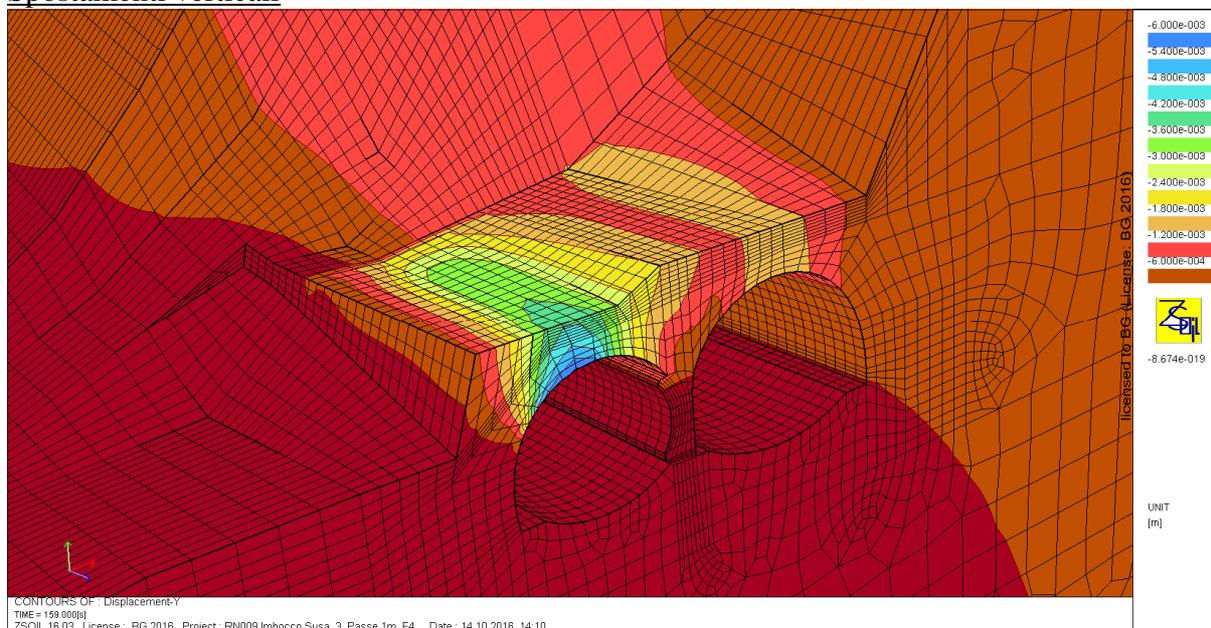


Figura 61: Spostamenti verticali

Gli spostamenti massimi si producono in calotta del BP, il valore massimo è pari a 6 mm. In superficie lo spostamento massimo è di circa 4 mm.

Zone plastiche (vista dal portale)

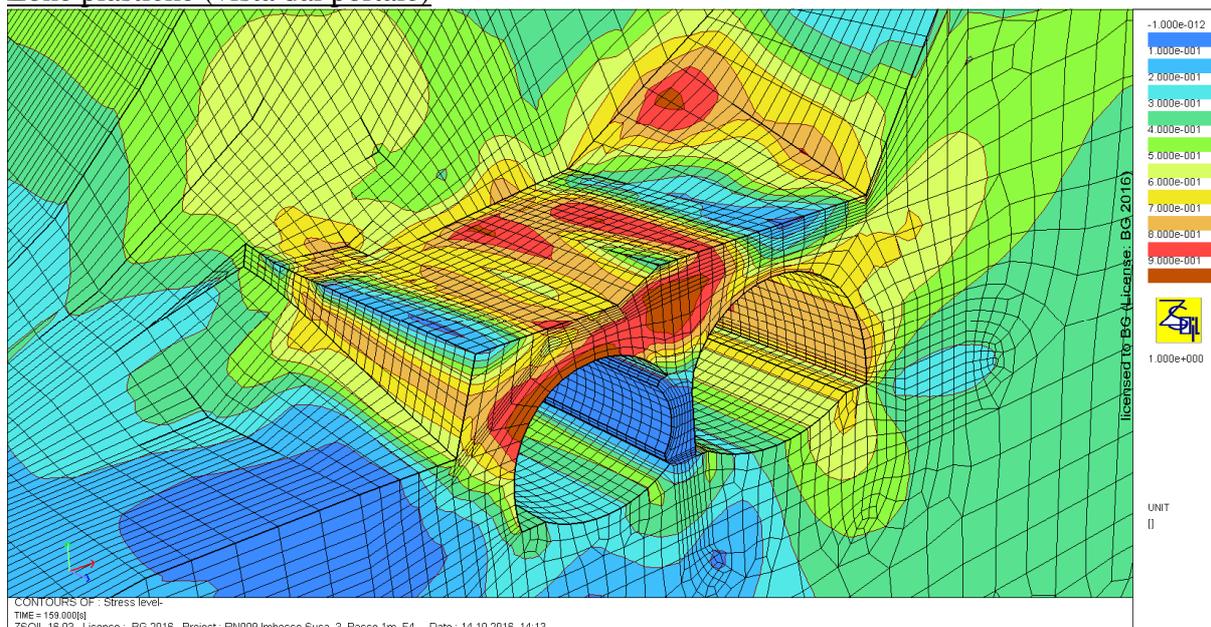


Figura 62: Stress level=1: zone plastiche, dal portale

Zone plastiche (dall'interno)

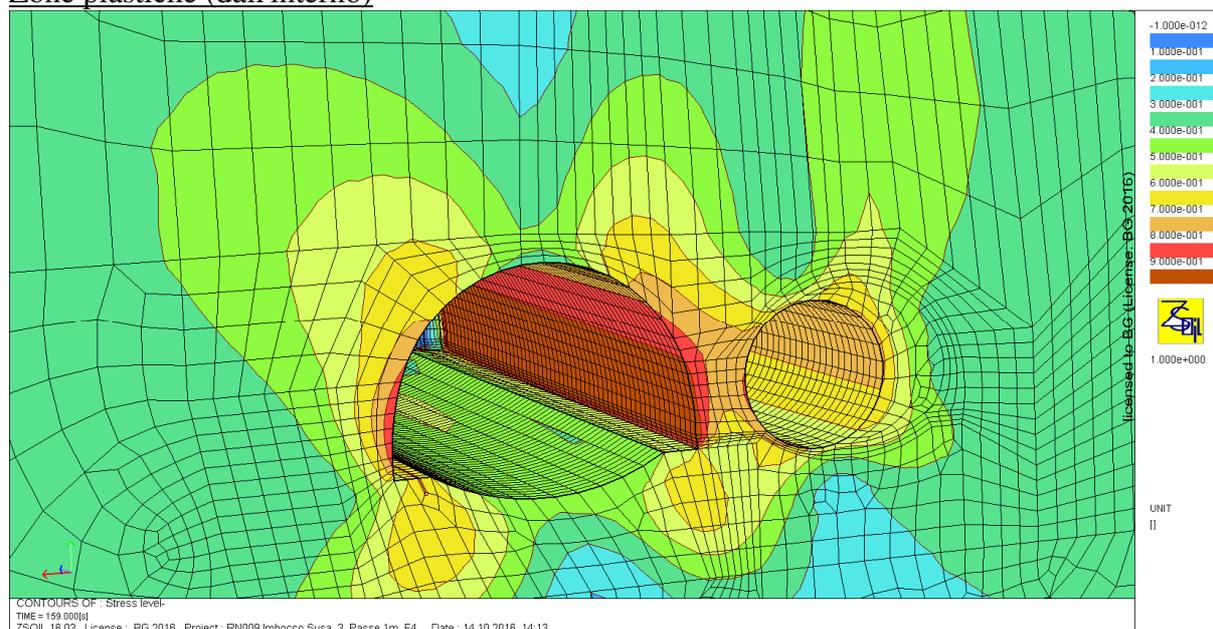


Figura 63: Stress level=1: zone plastiche, dall'interno, alla fine degli scavi

Le zone plastiche sono visibili in ZSoil attraverso la funzione "Stress Level". Quando il livello tensionale è pari a 1 (zone rappresentate in rosso-marrone), si ha plasticizzazione dell'ammasso. Si tratta di zone con spessore di massimo 1m in calotta del BP e con spessore massimo di 20 cm alle pareti del BD in corrispondenza del setto in roccia (sezione tipo C).

11.4.3 Calcolo del tasso di deconfinamento

Il tasso di deconfinamento da applicare per l'attivazione dei sostegni nel modello 2D viene determinato conformemente a quanto descritto in [11]. Il calcolo delle curve caratteristiche e del profilo longitudinale di spostamento viene effettuato grazie all'analisi del modello 3D nella sezione rappresentativa utilizzata per il modello 2D, ottenendo risultati più realistici che con un modello analitico.

Grazie al profilo longitudinale di spostamento si determina la convergenza alla distanza di applicazione dei sostegni. Poi si entra nella curva caratteristica del terreno con tale convergenza e si ottiene il tasso di deconfinamento.

Nelle figure seguenti vengono mostrati i profili longitudinali di spostamento e le curve caratteristiche del terreno per i conci messi in opera per lo scavo con TBM e per l'allargamento dei cameroni BP e BD.

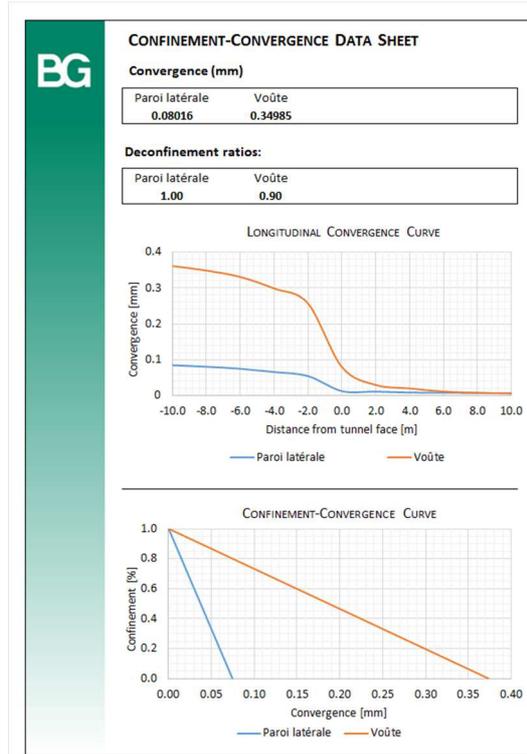


Figura 64: Calcolo del tasso di deconfinamento per i conci

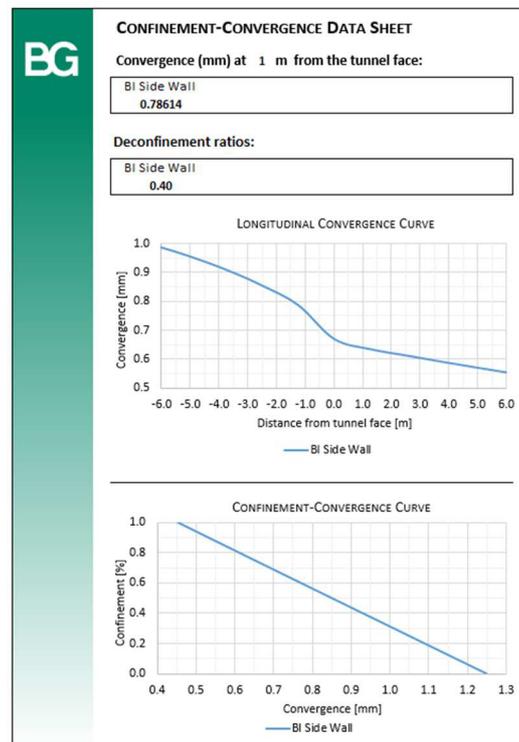
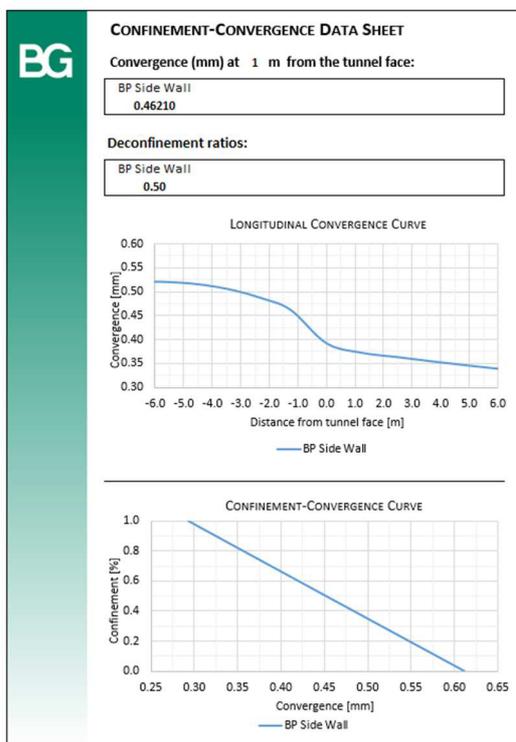


Figura 65: Calcolo del tasso di deconfinamento per l'allargamento dei camerini BP e BD

Per quanto riguarda i conci viene fatta una media tra il tasso di deconfinamento delle pareti laterali e della volta. Per i camerini si considerano soltanto le pareti laterali in quanto forniscono

risultati più rappresentativi (il livello di alterazione della roccia dovuto allo scavo precedente è minore). Si definiscono quindi i tassi di deconfinamento seguenti:

λ [%]	BP	BD
Conci	95	95
Sostegno allargamento	40	30

Il tasso λ di deconfinamento rappresenta la percentuale di rilascio delle tensioni già avvenuto al momento dell'attivazione del sostegno. Per questo motivo il tasso scelto per il sostegno dei cameroni è stato scelto leggermente inferiore rispetto a quanto determinato numericamente in figura 65: la percentuale rilasciata sul sostegno risulta maggiore e si ottengono dunque risultati conservativi sugli sforzi interni dei sostegni.

11.4.4 Stabilità del setto

Il modello mostra che il livello di tensione nel setto verticale di cls rimane al di sotto della resistenza alla compressione del calcestruzzo (inferiore a 5 MPa).

Nel setto roccioso si ha una minima zona di plasticizzazione della roccia (come mostrato alla figura 63) alle pareti del BD; le pareti del BP non plasticizzano e quindi la plasticizzazione non riguarda l'intero setto roccioso. Peraltro, le deformazioni rimangono minime (deformazione massima pari a 1.0 mm, vedi allegato 4), la stabilità del setto è dunque garantita. Inoltre, durante la fase di allargamento il setto roccioso è rinforzato da bulloni trasversali di tipo IBO, misura che garantisce il comportamento continuo dell'ammasso roccioso.

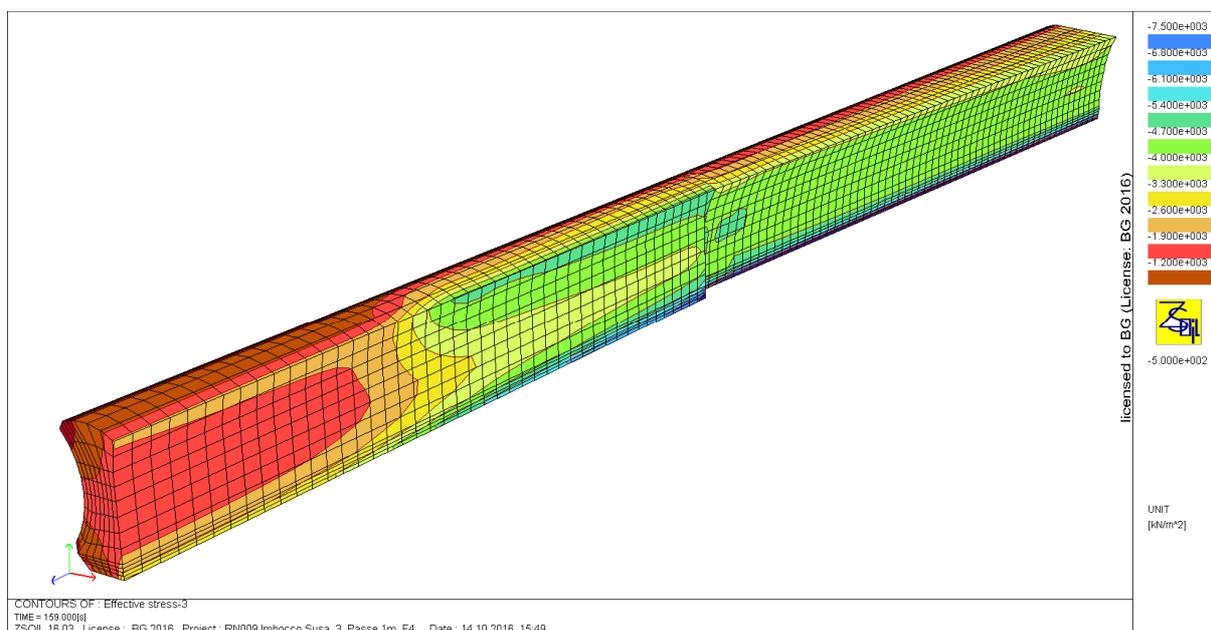


Figura 66: Livello di tensione del setto verticale

11.4.5 Verifica dei sostegni nella zona A2

Calcestruzzo proiettato e centine

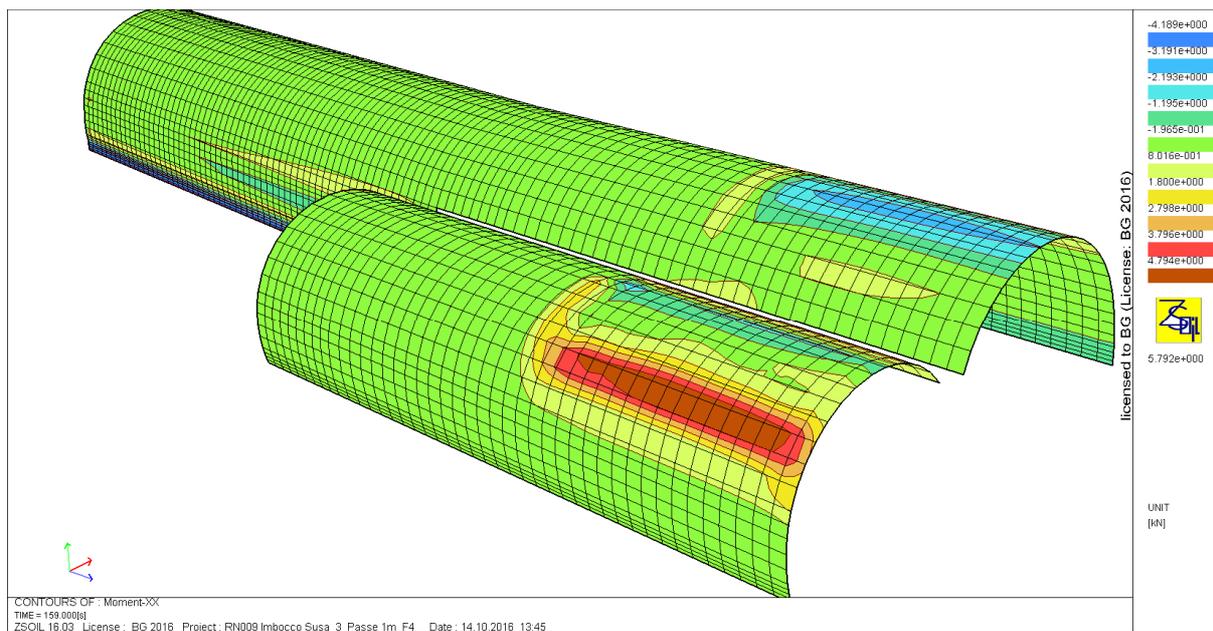


Figura 67: Momento flettente

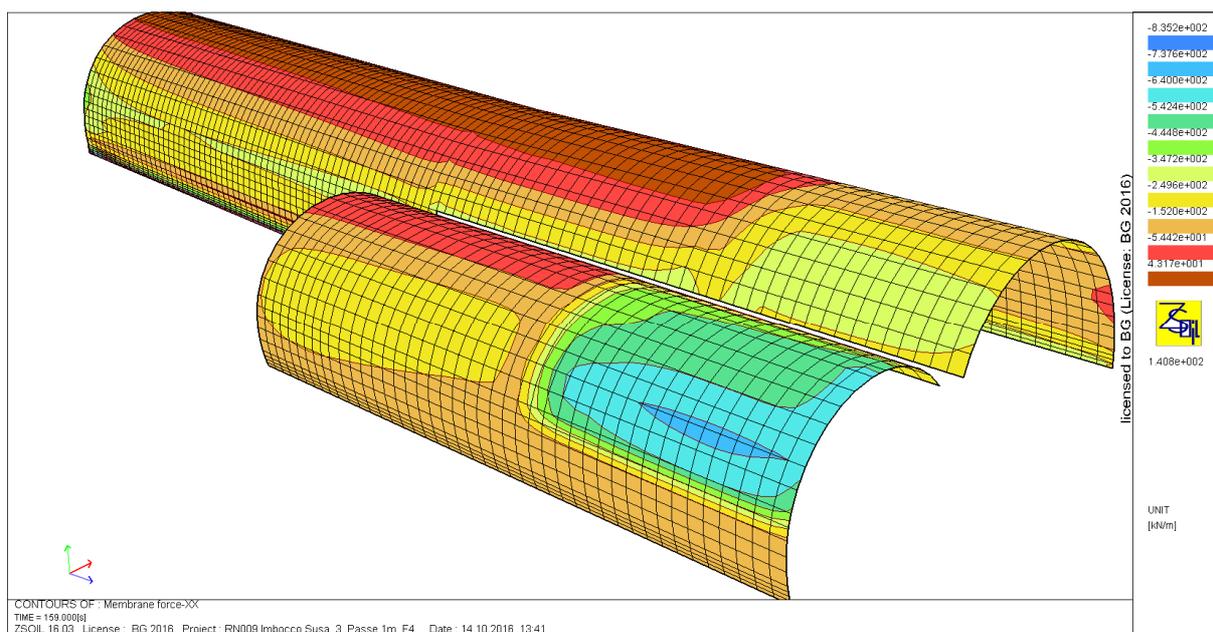


Figura 68: Sforzo normale

Verifica a pressoflessione



Calcul de la courbe d'interaction du béton non fibré selon les recommandations de l'AFTES "utilisation du béton non armé en tunnel" et "compatibilité avec les Eurocodes" BG - 2014

Données

Largeur section $b =$	1 m
Epaisseur section $h_w =$	0,22 m
Résistance du béton à la compression $f_{ck} =$	20 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl} =$	1
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton $\gamma_{c/kB} =$	1,5
Coefficient relatif aux actions $\gamma_{ELU} =$	1,3

Résultats

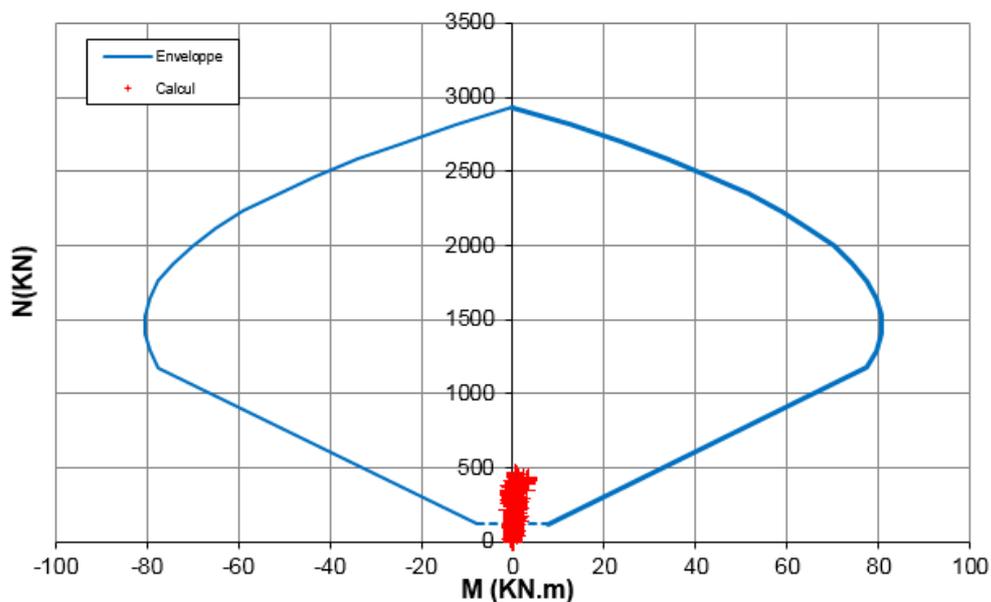


Figura 69: Diagramma di interazione M-N per 22 cm di cls proiettato

La sezione in calcestruzzo è verificata con un fattore di sicurezza pari a FS=6.

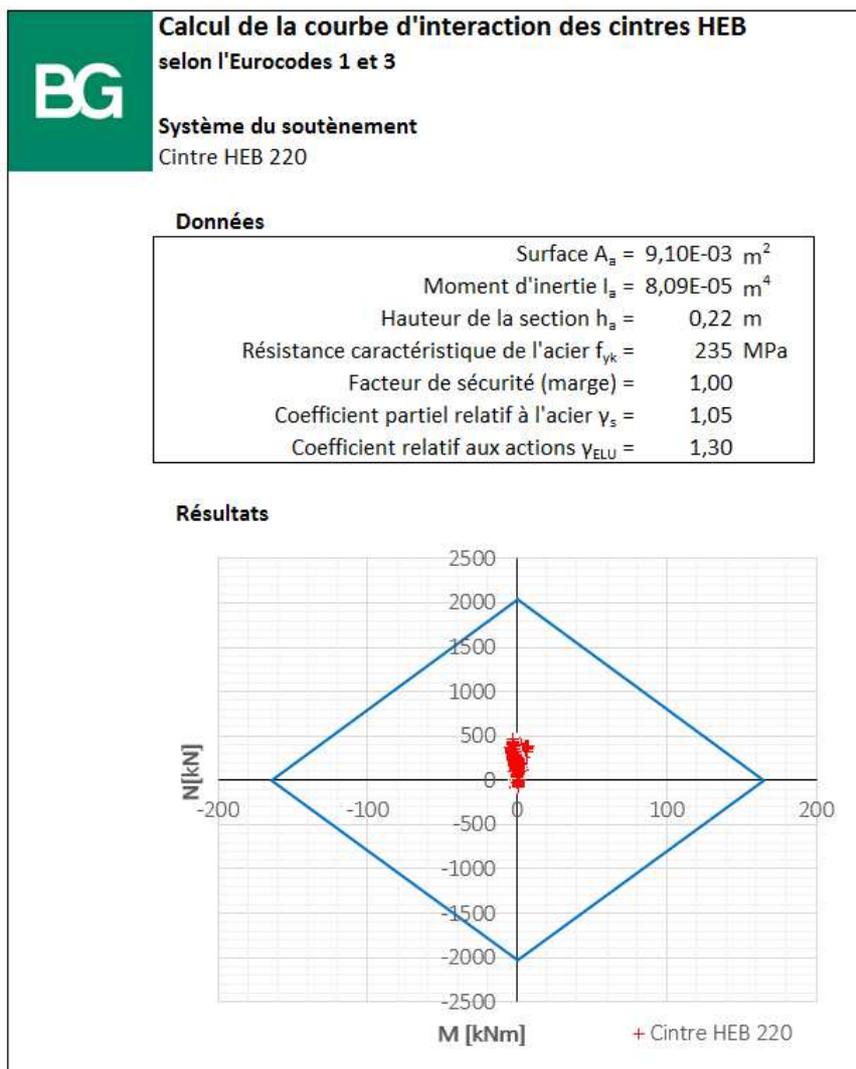


Figura 70: Diagramma di interazione M-N per le centine HEB 220

Le centine sono verificate con un fattore di sicurezza pari a FS=4.

Infilaggi

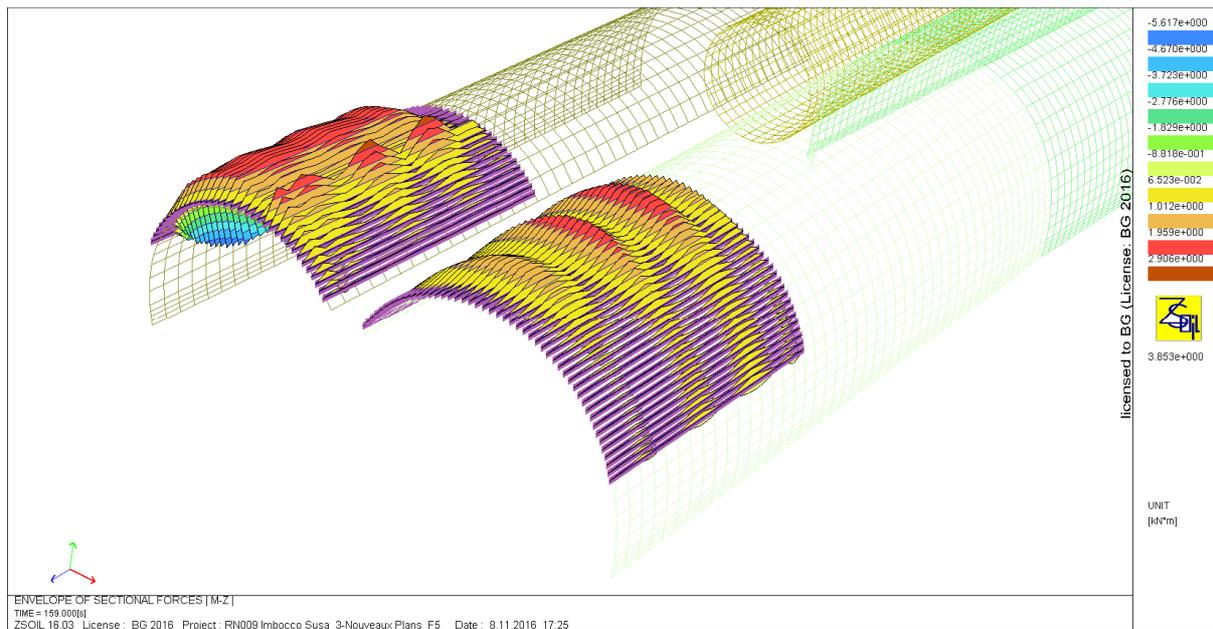


Figura 71: Momenti nei tubi di infilaggio

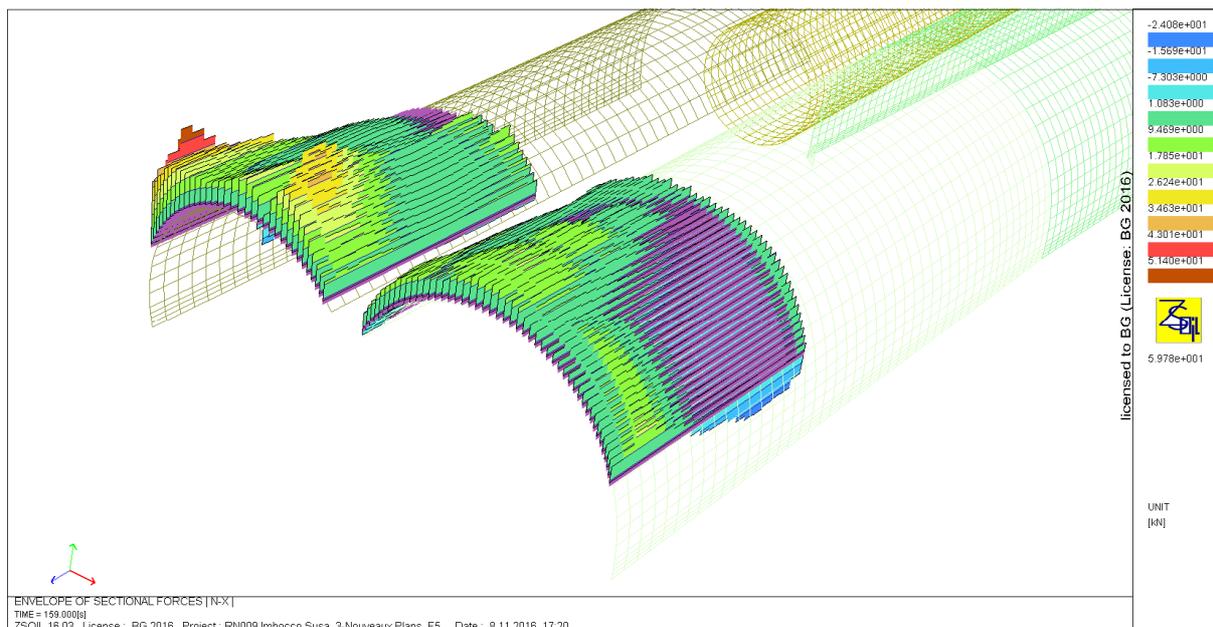


Figura 72: Sforzo normale nei tubi di infilaggio

Verifica a pressoflessione

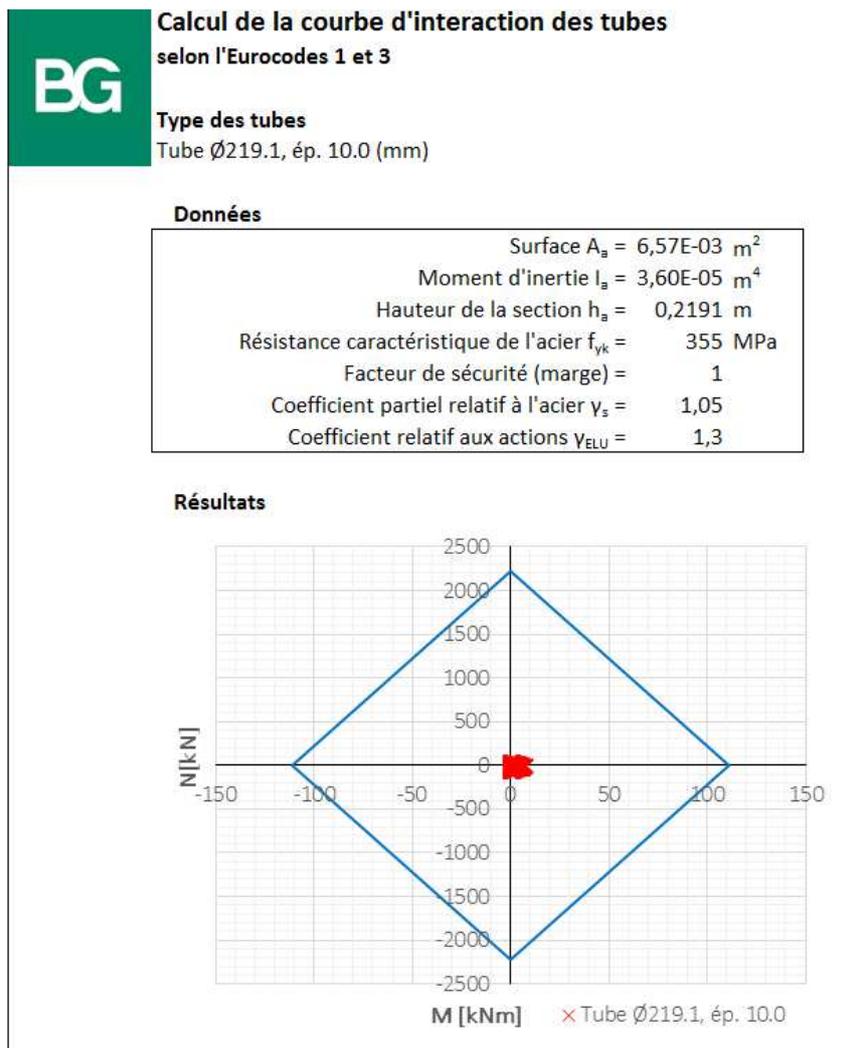


Figura 73: Diagramma di interazione M-N per i tubi di infilaggio

I tubi degli infilaggi sono verificati con un fattore di sicurezza pari a FS=12.

11.4.6 Verifica dei sostegni nella zona A1

In questa zona i sostegni messi in opera sono costituiti da cls proiettato e bullonatura il cui fine è la solidarizzazione dell'ammasso roccioso in prossimità dei contorni di scavo. Siccome il sostegno è di rigidità inferiore, in maniera conservativa si possono considerare gli sforzi calcolati per i sostegni nella zona A2 e verificare la capacità portante di quest'ultimo.

Verifica del cls proiettato



Calcul de la courbe d'interaction du béton non fibré

selon les recommandations de l'AFTES "utilisation du béton non armé en tunnel"
 et "compatibilité avec les Eurocodes"

BG - 2014

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h _w =	0,2 m
Résistance du béton à la compression f _{ck} =	20 MPa
Coefficient effets à long terme α _{cc,pl} et α _{ct,pl} =	1
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ _{c/kB} =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ _{ELU} =	1,3

Résultats

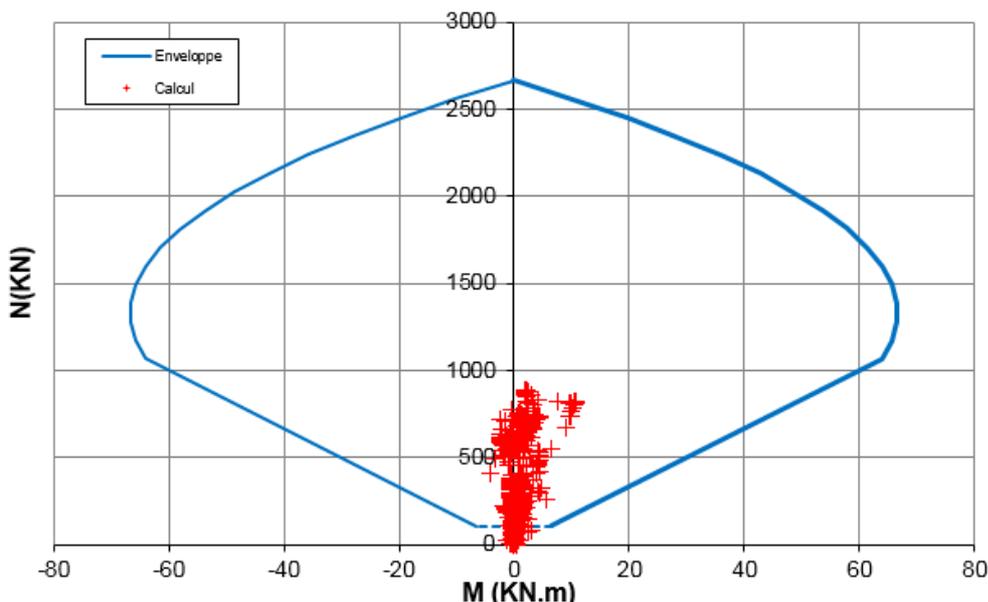


Figura 74: Diagramma d'interazione M-N, A1

Il cls progettato è verificata con un fattore di sicurezza pari a FS=2.8.

Verifica dei bulloni radiali

I bulloni radiali non sono stati rappresentati nel modello, tuttavia è possibile verificarli tramite la loro deformazione massima.

L'allungamento dei bulloni corrisponde alla differenza tra lo spostamento in calotta (pari a circa 1.6 mm – si vedano i risultati nell'allegato 2) e lo spostamento a 4 m da esso (che si può considerare nullo).

Si ha quindi la deformazione seguente:

$$\varepsilon = \frac{1.6 \text{ mm}}{4000 \text{ mm}} = 0.04\%$$

Tensione:

$$\sigma_T = \varepsilon \cdot E = 4 \times 10^{-4} \cdot 200000 \text{ MPa} = 80 \text{ MPa} < f_{sy,d} = \frac{355 \text{ MPa}}{1.05} = 338 \text{ MPa}$$

La bullonatura radiale è dunque verificata con un fattore di sicurezza pari a $FS=4.2$.

Verifica dei bulloni al fronte

La verifica viene eseguita allo stesso modo dei bulloni radiali.

I risultati in allegato 2 mostrano che l'estrusione massima è pari a 1 mm. Si considera che a 4 m da essi l'estrusione è pressoché nulla. La deformazione è dunque inferiore al caso dei bulloni radiali. La verifica è quindi soddisfatta.

11.5 Verifica del portale in calcestruzzo armato

La verifica del portale in c.a. si effettua a pressoflessione e a sforzo di taglio grazie ai diagrammi di interazione.

Ai fini della verifica, per poter visualizzare gli sforzi normali, a momento e di taglio sulla struttura, si sono creati dei modelli strutturali specifici, uno per le verifiche statiche (con Zsoil) ed uno per le verifiche sismiche (con SCIA Engineer).

11.5.1 Verifica a Stato limite di Esercizio (SLE)

Esigenze di fessurazione

Si considera una classe di esposizione del cls XF2 per verificare le esigenze della norma rispetto alla fessurazione del cls (§ 4.3.2 e tabella 4.1 dell'EN1992-1-1).

Si definisce un'armatura minima a fessurazione per tutta la struttura del portale al fine di rispettare il limite di armatura delle fessure (w_{max}) e della tensione nell'acciaio ($\sigma_{s,amm}$), tenendo conto della resistenza media del cls a trazione ($f_{ctm} = 2.9\text{MPa}$, cls di classe C30/37 Tabella 3.1 dell'EN1992 e §7.1 paragrafo 2) ed in funzione della spaziatura massima delle barre (EN 1992 Tabella 7.3N).

Il copriferro minimo ($c_{min,dur}$) richiesto nei confronti della durabilità per le armature per il c.a. è determinato secondo la tabella 4.4N dell'EN1992 in fz. della classe di esposizione XF2 e della classe strutturale S4 (§ 4.3.2).

Tenendo conto di barre $\varnothing 25$ e della classe di esposizione XF2, si ha:

- Limite dell'apertura delle fessure quando si raggiunge f_{ctm} : $w_{max}=0.3\text{ mm}$
- Tensione ammissibile dell'acciaio in quel momento: $\sigma_{s,amm}= 200\text{ MPa}$
- Spaziatura massima delle barre: $s_{max}=250\text{ mm}$
- Copriferro minimo: $c_{min}=50\text{ mm}$.

Armatura minima

L'armatura minima nel senso longitudinale (armatura di flessione) è dimensionata in modo che la tensione nell'acciaio (σ_s) sia limitata a 200 MPa per equilibrare il momento di fessurazione della sezione (M_{fess}).

L'armatura viene calcolata tenendo conto di uno spessore ed una larghezza medi. Per asse principale di flessione si intende l'asse perpendicolare al piano della struttura (che coincide con l'asse del tunnel), e l'asse secondario è perpendicolare all'asse principale.

- Armatura minima delle colonne secondo l'asse principale:

$$h_{media} = \frac{1.5m + 2.4m}{2} = 1.95\text{ m}$$

$$b = 1.0 \text{ a } 1.8 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = \frac{M_{fess}}{0.9d \cdot \sigma_{s,adm}} = 5374 \text{ mm}^2/m$$

Ø30@125mm

Con

$$M_{fess} = \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot h^2}{6} = 1838 \text{ kNm/m}$$

$d = 1.9m$ considerando un copriferro di $c = 50mm$

- Armatura minima delle colonne secondo l'asse secondario:

$$h_{media} = \frac{1.0m + 1.8m}{2} = 1.4 \text{ m}$$

$$b = 1.5 \text{ a } 2.4 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = \frac{M_{fess}}{0.9d \cdot \sigma_{s,adm}} = 3898 \text{ mm}^2/m$$

Ø30@167mm

Con

$$M_{fess} = \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot h^2}{6} = 947 \text{ kNm/m}$$

$d = 1.35m$ considerando un copriferro di $c = 50mm$

- Armatura minima delle travi secondo l'asse principale:

$$h_{media} = \frac{1.5m + 2.4m}{2} = 1.95 \text{ m}$$

$$b = 1.8 \text{ a } 2.4 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = \frac{M_{fess}}{0.9d \cdot \sigma_{s,adm}} = 3898 \text{ mm}^2/m$$

Ø30@125mm

Con

$$M_{fess} = \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot h^2}{6} = 1838 \text{ kNm/m}$$

$d = 1.9m$ considerando un copriferro di $c = 50mm$

- Armatura minima delle travi secondo l'asse secondario:

$$h_{media} = \frac{1.8m + 2.4m}{2} = 2.1 \text{ m}$$

$$b = 1.5 \text{ a } 2.4 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = \frac{M_{fess}}{0.9d \cdot \sigma_{s,adm}} = 5776 \text{ mm}^2/m$$

Ø30@120mm

Con

$$M_{fess} = \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot h^2}{6} = 2132 \text{ kNm/m}$$

$d = 2.05m$ considerando un copriferro di $c = 50mm$

11.5.2 Verifica a Stato Limite Ultimo (SLU)

Per la verifica a SLU, in assenza di sisma, si è utilizzato un modello Zsoil in cui sono presenti solo elementi strutturali di tipo "BEAM".

Azioni sulla struttura

Si sono considerate le azioni seguenti:

- Peso proprio
- Spinta del terreno
- Peso dei tubi di infilaggio

La spinta del terreno e quella dei tubi di infilaggio è ottenuta grazie al modello 3D ed applicata sul modello strutturale del portale tramite spostamenti nodali imposti.

Sollecitazioni nella struttura

Si sono ottenuti i diagrammi di sollecitazione rappresentati nelle figure seguenti.

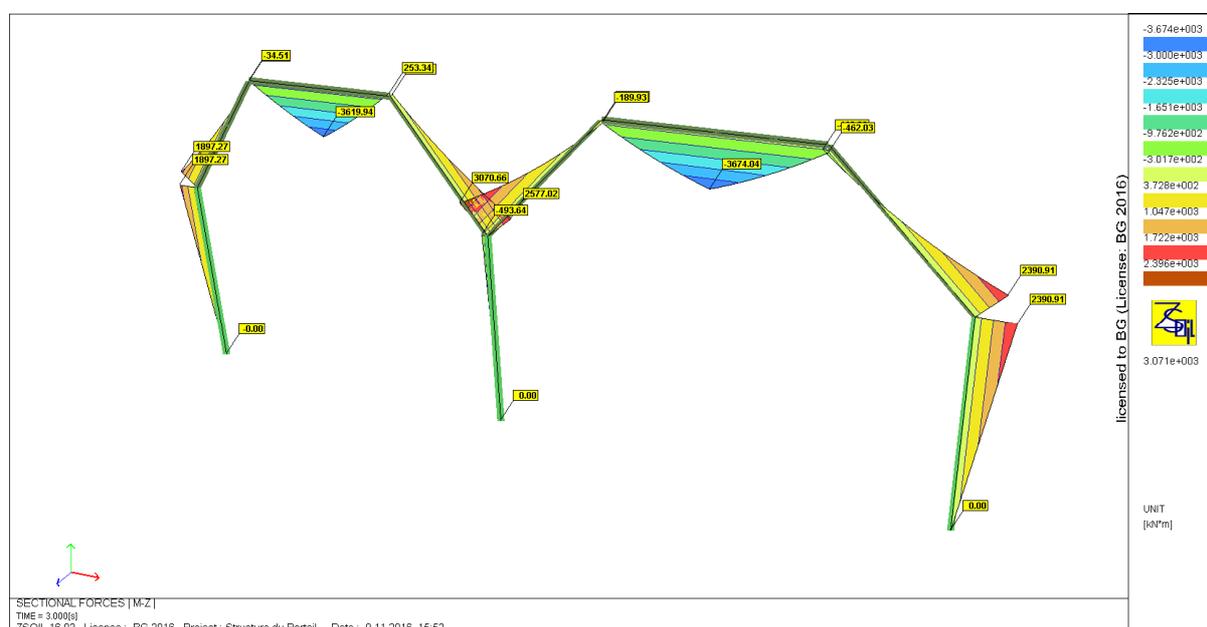


Figura 75: Sollecitazioni a momento (Mz)

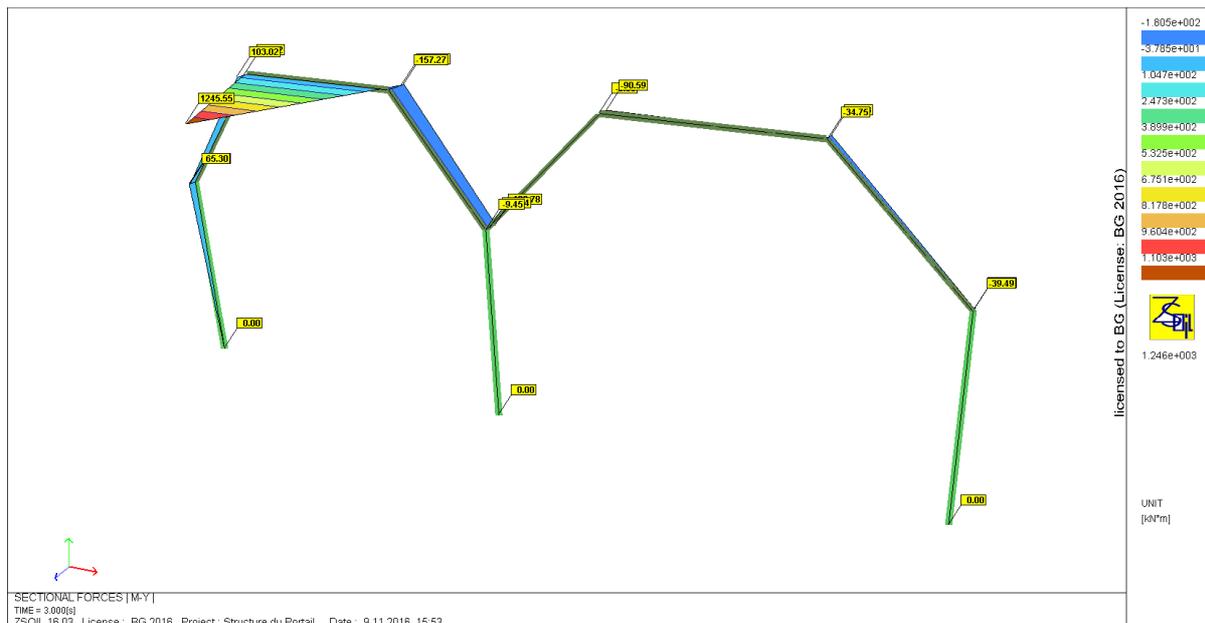


Figura 76: Sollecitazioni a momento (M_y)

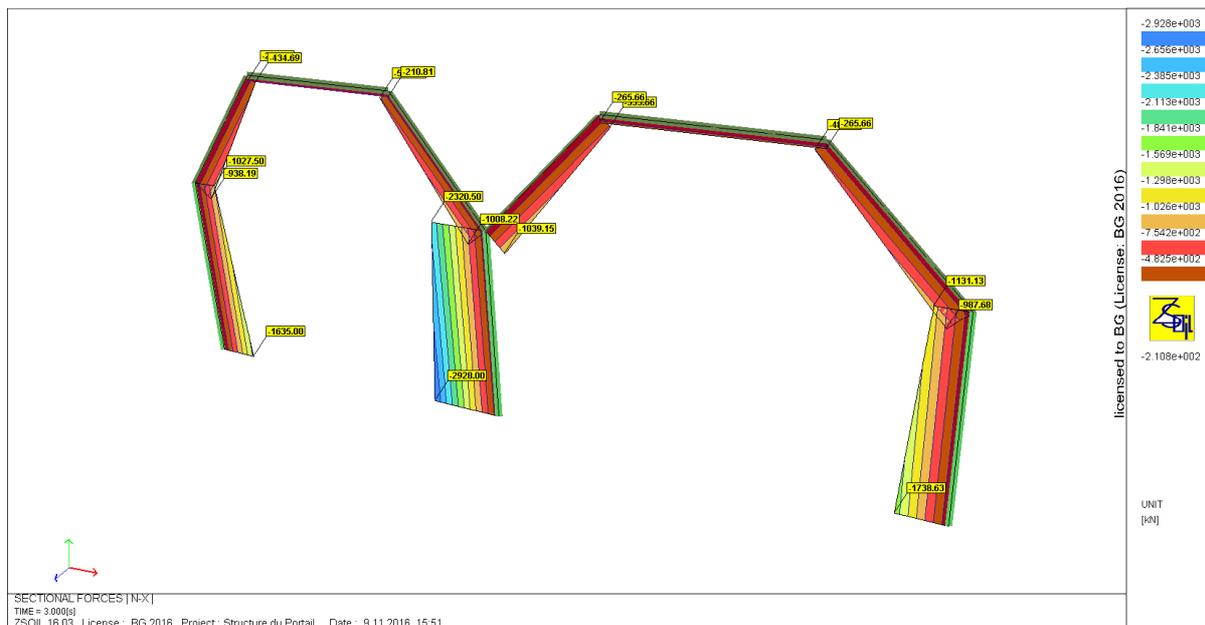


Figura 77: Sollecitazioni a sforzo normale

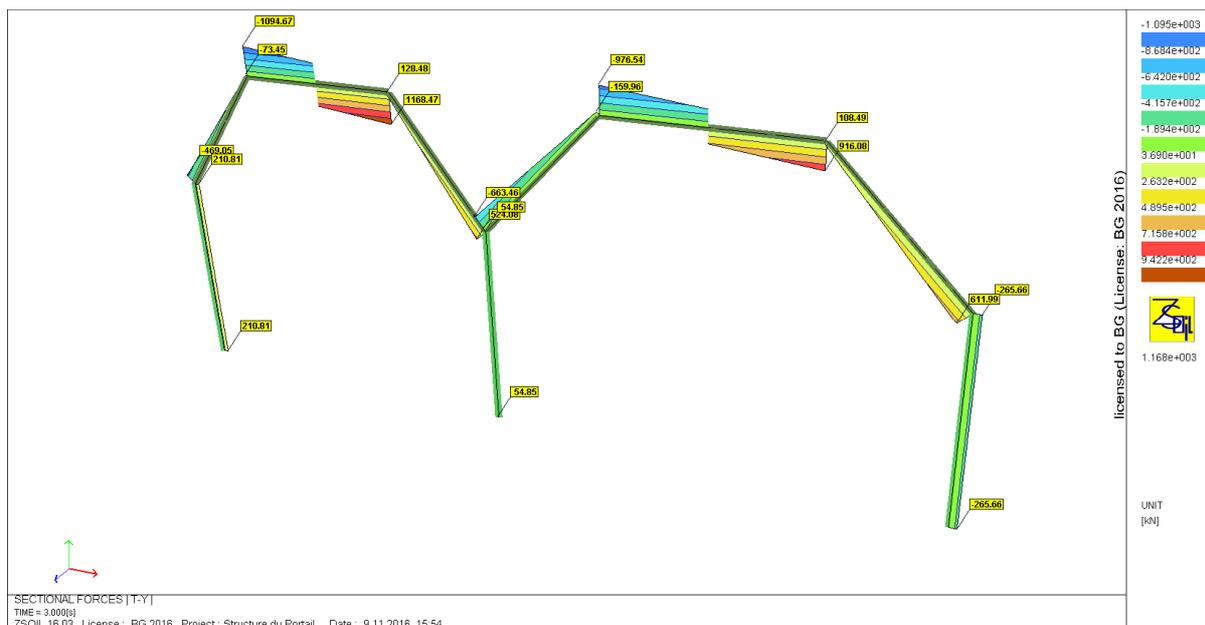


Figura 78: Sollecitazioni a sforzo di taglio

Verifica a pressoflessione

La verifica è svolta a SLU considerando tutte le azioni come carichi permanenti e quindi moltiplicando gli sforzi ottenuti per un coefficiente parziale dei carichi permanenti pari a 1.3 ai sensi delle NTC 2008.

Si considera l'armatura di fessurazione calcolata al precedente paragrafo.

Come presentato nella seguente figura, tutte le coppie N, M delle colonne e delle travi costituenti il portale sono all'interno del diagramma di interazione disponendo dei **Ø30@120 mm** su tutte le facce.

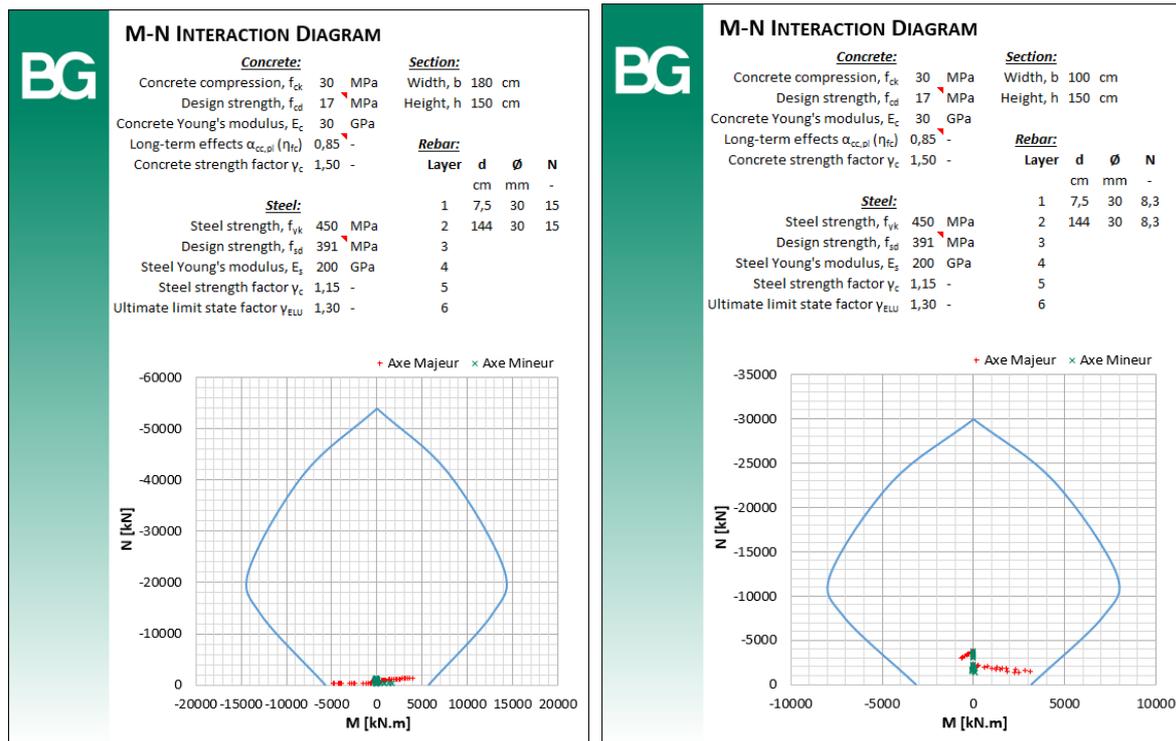


Figura 79: Diagrammi di interazione di travi (sinistra) e colonne (destra)

Verifica al taglio

In questo caso l'effetto favorevole della compressione può essere trascurato. Si ha:

$$V_{Ed} = 1168.47 \cdot 1.3 = 1519 \text{ kN}$$

$$d = 1450 \text{ mm}, b = 1800 \text{ mm}$$

$$A_s = 15\emptyset 30 = 10605 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{bd} = \frac{10605}{1450 \times 1800} = 0.406\%$$

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1.371$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b d = [0.379 + 0] \cdot 1.8 \cdot 1.45 = 0.988 \text{ MN} = 988 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] b d = [0.308 + 0] \cdot 1.8 \cdot 1.45 = 0.831 \text{ MN} = 831 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.308 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} > V_{Rd}$$

È richiesta un'armatura di taglio.

L'eccesso di sforzo normale che deve essere ripreso dall'armatura è pari a:

$$V_{Rd,s} = V_{Ed} - V_{Rd} = 1519 - 988 = 531 \text{ kN}$$

La resistenza è pari a:

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} = 10542 \text{ kN}$$

Con:

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$z = 0.9d = 1.305$$

$$v_1 = v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.528$$

$$V_{Rd,s} < V_{Rd,max}$$

Lo sforzo può essere ripreso dell'armatura.

$$A_{sw} = \frac{[V_{Rd,s} \cdot s]}{[z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta]} = 312 \text{ mm}^2$$

Con:

$$f_{ywd} = 391 \text{ MPa}$$

$$s = 0.3 \text{ m}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$A_{sw,max} = \frac{0.5 \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot s}{f_{ywd}} = 6198 \text{ mm}^2$$

L'armatura al taglio consiste dunque in staffe di 4 bracci $\varnothing 10$ di spaziatura **300 mm**.

11.5.3 Verifica sismica

Modello di calcolo

Al fine di verificare il portale in calcestruzzo armato al sisma si è costruito un modello strutturale con il software SCIA Engineer e si è introdotto nel programma il sisma sotto forma di spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali come indicato nel paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC 2008, utilizzando i parametri indicati nel §11.8.

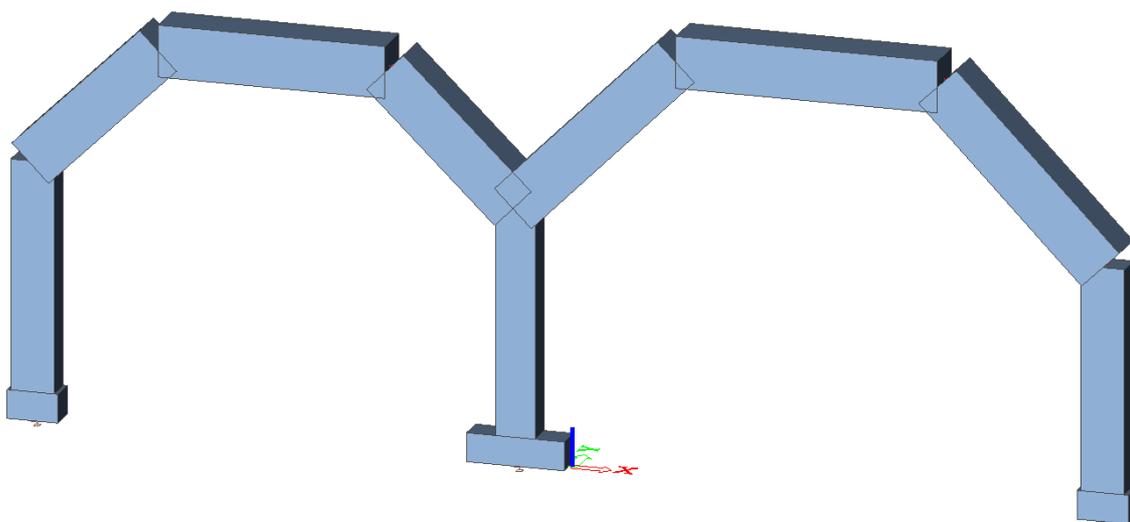


Figura 80: Modello della struttura in SCIA

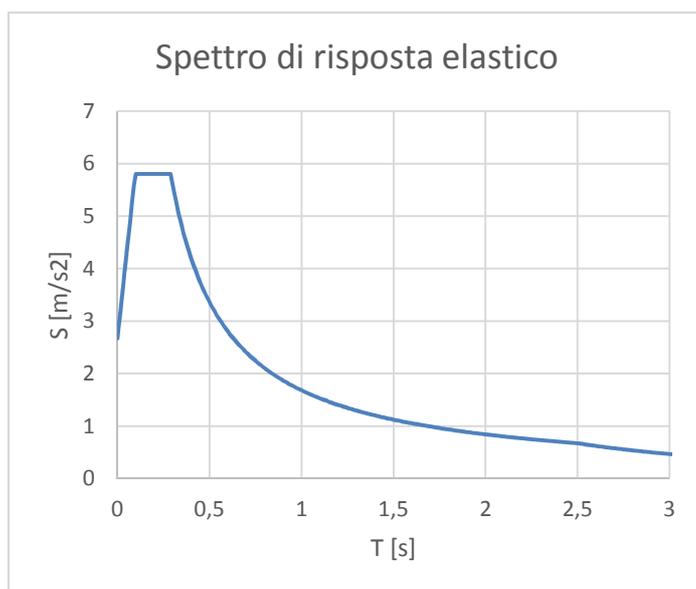


Figura 81: Spettro di risposta elastico

La combinazione dell'azione sismica con le altre azioni è la seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Nel presente caso sono presenti solo carichi permanenti (peso proprio e spinta del terreno). Il coefficiente è dunque pari a 1 per tutti i carichi.

Le sollecitazioni ottenute sono presentate nell' Allegato 5.

Verifica a pressoflessione

Come si nota dai diagrammi di interazione, l'armatura deve essere aumentata sia per le colonne che per le travi. Occorre disporre dei $\varnothing 30@100$ mm nelle colonne e dei $\varnothing 34@100$ mm nelle travi.

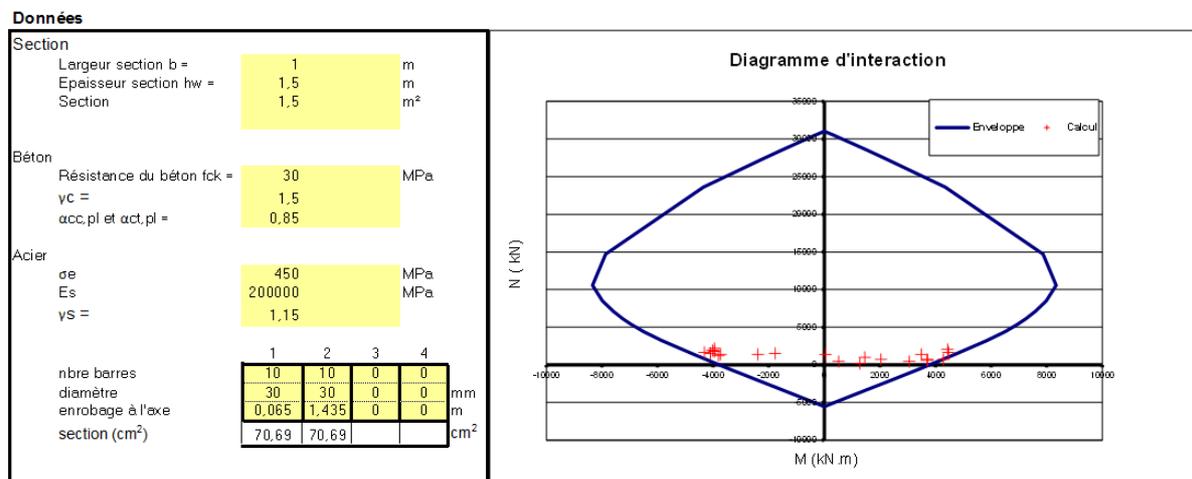


Figura 82: Diagrammi di interazione delle colonne

FS=1

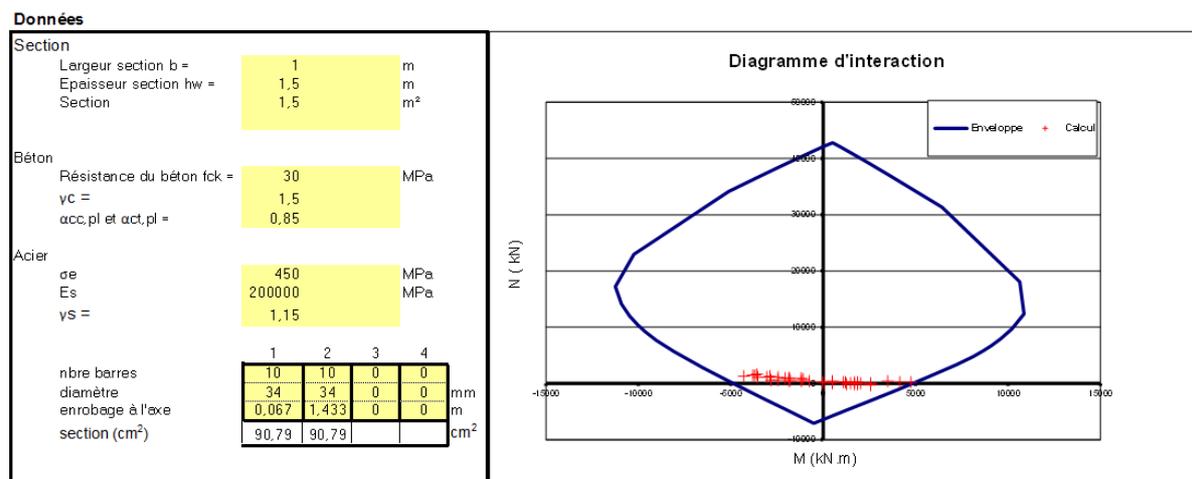


Figura 83: Diagrammi di interazione delle travi

FS=1

Verifica dell'interazione N+V

Il tipo di verifica è il medesimo descritto nel §11.5.2. Si ricorda che vengono rappresentate le coppie N+V che risultano nel fattore di sicurezza minore (e non quelle associate al valore massimo di V).

Le colonne necessitano di staffe $\varnothing 10@300$ come per il caso di carico statico.

Sforzi determinanti		Verifica con armature allo sforzo di taglio							
Ved	Ned	α	f_{yd}	f_{cd}'	V_{rdsd}	V_{rdcd}	V_{Rd}	Verifica	FS
458,25	535,53	1,02	391,30	10,00	891,26	6645,49	891,26	OK	1,94

Le travi necessitano di staffe $\varnothing 10@300$ come per il caso di carico statico.

Sforzi determinanti		Verifica con armature allo sforzo di taglio							
Ved	Ned	α	f_{yd}	f_{cd}'	V_{rdsd}	V_{rdcd}	V_{Rd}	Verifica	FS
864,95	586,27	1,01	391,30	10,00	891,26	11876,91	891,26	OK	1,03

11.5.4 Conclusioni

In conclusione, l'incidenza dell'armatura necessaria per le verifiche sismiche è superiore a quella per le verifiche in assenza di sisma ed è pari a 120 kg/m^3 per le colonne e a 90 kg/m^3 per le travi. A queste armature, bisogna aggiungere le armature longitudinali di fessurazione calcolate al § 11.5.1 e pari a 55 kg/m^3 . Si ottiene dunque un **tasso medio sulla struttura** pari a **160 kg/m^3** .

Il fattore di sicurezza molto basso associato alla verifica delle travi in condizioni sismiche è giustificato siccome il sisma è un avvenimento eccezionale ed i fattori di sicurezza sulle resistenze sono stati considerati. Inoltre si ricorda che gli sforzi sono stati calcolati con il metodo elastico, che porta a risultati conservativi.

11.6 Calcolo 2D

11.6.1 Modello numerico

La geometria del modello 2D è basata sulla configurazione dell'opera in corrispondenza della pk 61+030 (si veda la figura seguente), ovvero in prossimità dell'estremità Ovest della tratta A (laddove la copertura è più importante).

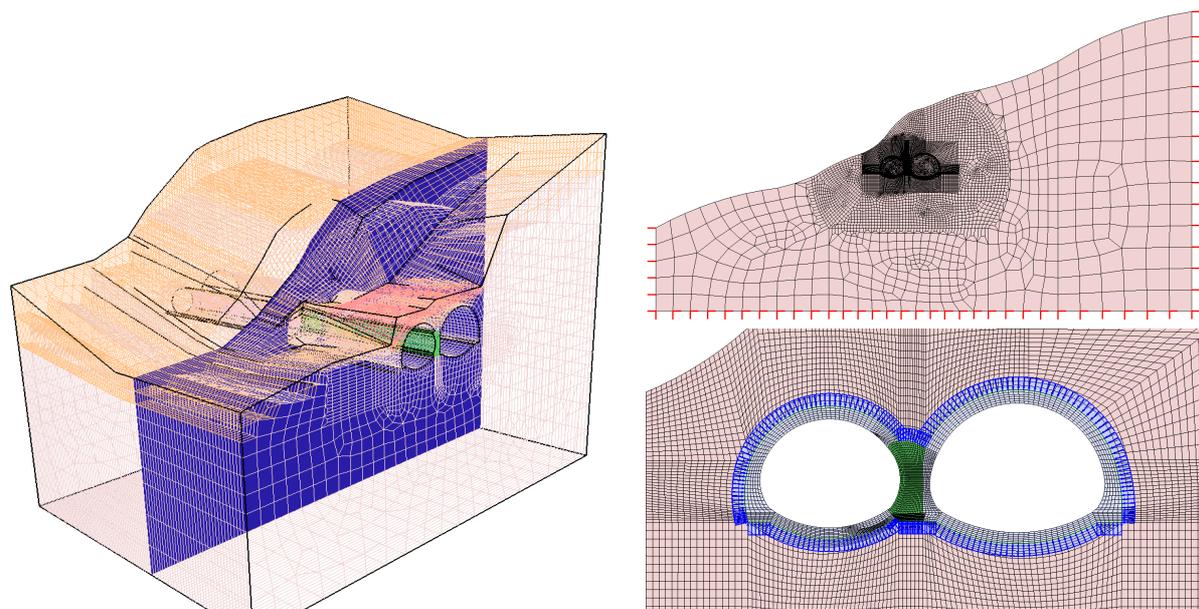


Figura 84: presentazione della sezione del modello 3D la cui geometria è stata utilizzata per creare il modello 2D (a sinistra); configurazione del modello 2D nel suo stato iniziale (a destra, in alto); zoom sulla zona scavata nella configurazione definitiva (a destra in basso)

11.6.2 Fasaggio di modellazione

Il fasaggio considerato nel calcolo viene presentato nell'allegato 3. Per quanto riguarda i tassi di deconfinamento si veda il paragrafo §11.4.3.

11.6.3 Caratteristiche degli elementi di interfaccia

I coefficienti di rigidezza degli elementi di interfaccia tra ammasso roccioso e rivestimento sono stimati secondo uno studio di sensibilità utilizzando l'equazione seguente:

$$k_n = n \frac{E_b}{t_b}, k_s = n \frac{G_b}{t_b}$$

Dove:

k_n e k_s sono i parametri di interfaccia; E_b , G_b e t_b sono rispettivamente il modulo di elasticità, il modulo di taglio e lo spessore dell'elemento finito di cls.

n è un parametro di penalizzazione che è determinato dallo studio di sensibilità. Per questa modellazione si è considerato $n=100$.

La coesione e la tangente dell'angolo di attrito sono considerati entrambi uguali a 2/3 dei valori corrispondenti dei terreni adiacenti.

11.6.4 Pressione idraulica

In fase di scavo, durante la messa in opera dei sostegni, l'opera è drenata per cui non si considera una pressione idraulica.

In fase definitiva, dopo la messa in opera del rivestimento e la disattivazione dei sostegni, si considera la pressione idraulica sotto forma di pressione idrostatica pari a 400 kPa (40 m di colonna d'acqua) applicata uniformemente sull'estradosso del rivestimento, come presentato nell'allegato 3. La verifica viene svolta sia in assenza sia in presenza della falda.

11.6.5 Azione sismica

L'azione sismica viene considerata tramite un calcolo specifico descritto nel § 11.8.

11.6.6 Verifica dei conchi del BP, prima dell'allargamento del camerone

Si esegue la verifica dei conchi del BP durante le fasi 3 e 4 definite in allegato 3.

In queste fasi si mantengono i conchi sul BP, mentre si realizza l'allargamento per il setto, con il successivo getto del cls.

Si nota come questa verifica risulta conservativa, in quanto effettuata con un modello 2D che implica che l'allargamento avvenga lungo tutta la sezione mentre in realtà avviene solo per passi da 1.8 m, seguiti immediatamente dal getto del setto.

Nelle verifiche si considerano le sollecitazioni provenienti da entrambe le fasi 3 e 4.

La fase più critica risulta la fase 3, per la quale si mostrano i diagrammi delle sollecitazioni nelle figure seguenti.

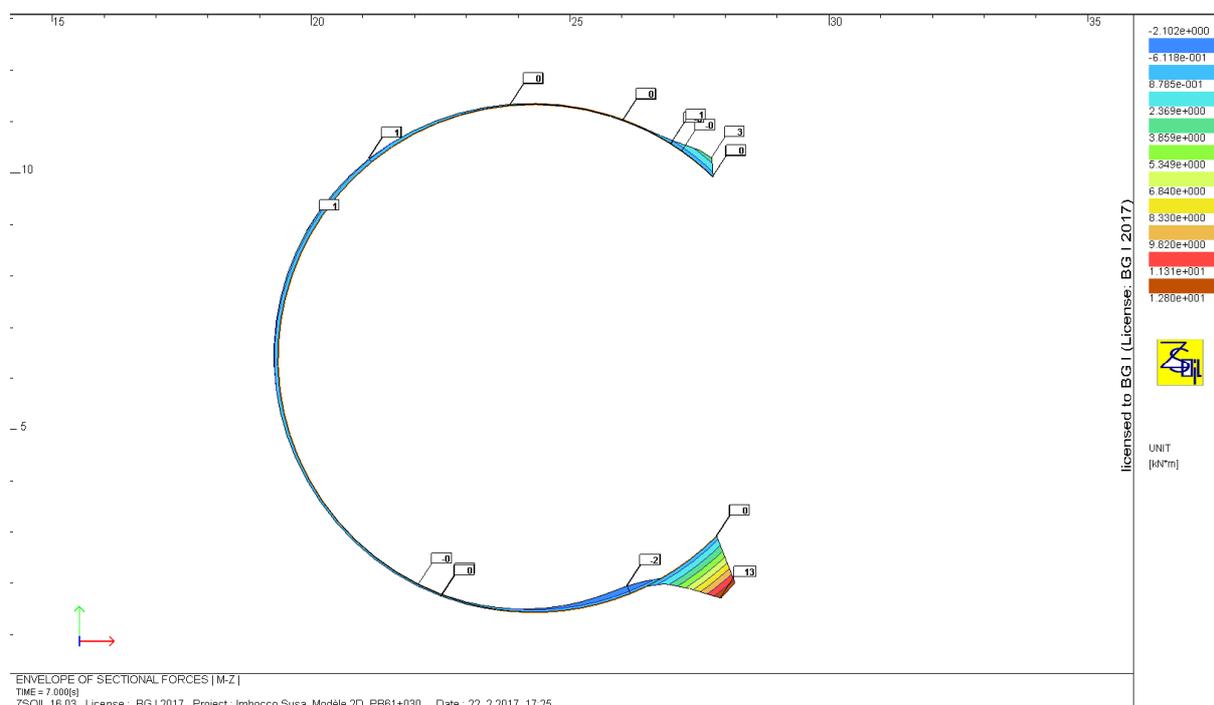


Figura 85: diagramma dei momenti sull'anello di conchi BP rimasto in fase 3

Combinazione	Sforzi caratteristici			Sforzi di calcolo		
	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
M _{max/min}	13	-390	-20	16,9	-507	-26
N _{max}	1	179	0	1,3	232,7	0
N _{min}	-2	-453	-9	-2,6	-588,9	-11,7
V _{max/min}	0	-136	36	0	-176,8	46,8

Verifica a pressoflessione:

Données

Section																					
Largeur section b =	1 m																				
Épaisseur section hw =	0,4 m																				
Section	0,4 m ²																				
Béton																					
Résistance du béton f _{ck} =	40 MPa																				
γ _c =	1																				
k =	0,96																				
Acier																					
σ _e	450 MPa																				
E _s	200000 MPa																				
γ _s =	1,15																				
<table border="1"> <tr> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>6,6667</td> <td>6,667</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>14</td> <td>14</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>0,057</td> <td>0,343</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>10,26</td> <td>10,26</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		1	2	3	4	6,6667	6,667	0	0	14	14	0	0	0,057	0,343	0	0	10,26	10,26		
1	2	3	4																		
6,6667	6,667	0	0																		
14	14	0	0																		
0,057	0,343	0	0																		
10,26	10,26																				
nbre barres																					
diamètre	mm																				
enrobage à l'axe	m																				
section (cm ²)	cm ²																				

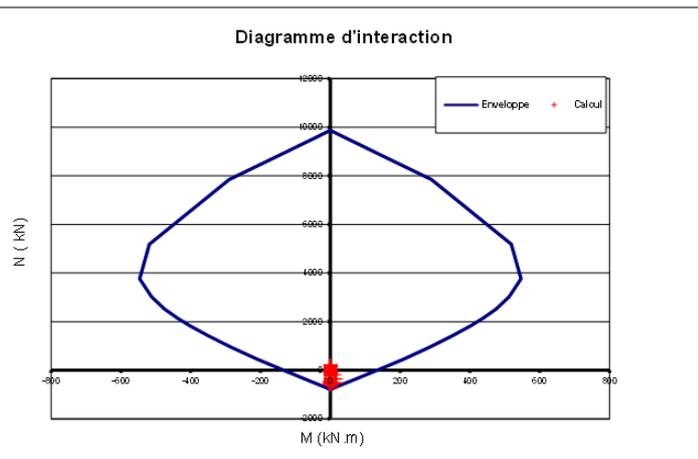


Figura 88: diagramma di interazione per i conci rimasti sul BP

FS=2.8

Verifica a taglio:

Calcolo dello sforzo di taglio $V_{Rd,c}$ in assenza di armatura specifica a taglio, ma considerando le armature circolari (formulazione secondo l'Eurocodice 2 equivalente alle NTC 2008):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \quad \text{con } V_{Rd,c} > \left[v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d$$

V _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]	V _{Rd1} [kN]	k	f _{ck} [MPa]	v _{min} [kN/m]	V _{Rd2} [kN]	V _{Rd} [kN]	Verifica	FS
-26,00	-507	109,1	1,7	45,0	5,2	2018,7	109,1	OK	4,2
-11,70	-588,90	96,9	1,7	45,0	5,2	2006,4	96,9	OK	8,3
46,80	-176,8	158,7	1,7	45,0	5,2	2068,2	158,7	OK	3,4

Verifica dei giunti:

Al fine di verificare la resistenza strutturale dei giunti, che presentano uno spessore ridotto, è necessario verificare lo spessore di contatto. Infatti, se l'eccentricità dovuta al momento è troppo grande una parte della sezione sarà sottoposta a trazione e non partecipa dunque alla resistenza:

se
$$e > \frac{1}{6} t$$

allora
$$t_{\text{contatto}} = \frac{t}{2} \cdot \left(1 + \frac{t}{6e} \right)$$

Per la coppia M-N determinante otteniamo:

$$e = \frac{0.04}{179.17} = 4.54 \text{ mm} < \frac{1}{6} 300 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

Si considera allora tutto lo spessore del giunto.

$$\sigma_{max} = \sigma_{max} = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{max}}{I} \frac{h}{2} = 0.6 \text{ MPa} \ll 22.27 \text{ MPa}$$

Il giunto è dunque verificato con un fattore di sicurezza pari a FS=38.

11.6.7 Verifica dei bulloni di fissaggio dei conci del BP

Nella fase 3 mostrata in precedenza, si hanno gli sforzi seguenti sui bulloni:

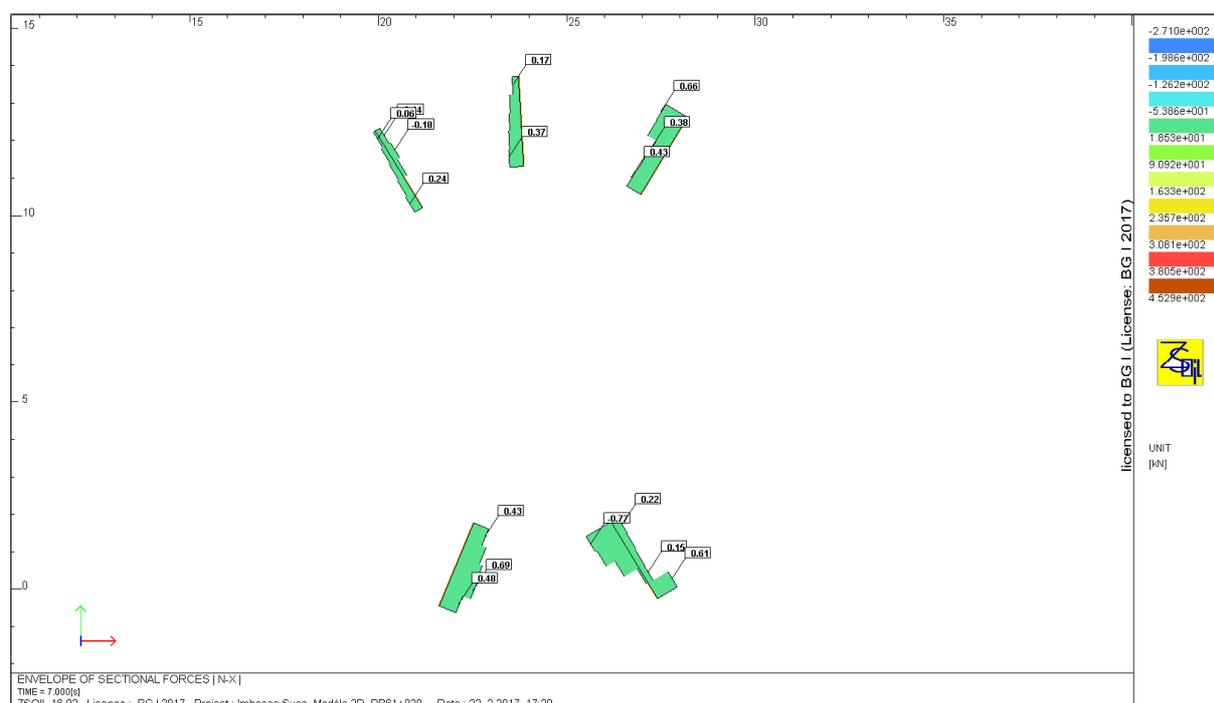


Figura 89: sforzi sui bulloni del BP

Gli sforzi nei bulloni sono minimi e non necessitano di particolari verifiche.

11.6.8 Verifica dei conci del BD, prima dell'allargo del camerone

Si verificano i conci nella fase 8 definita nell'allegato 3. In questa fase, si hanno ancora i conci sul BD mentre si è terminato il camerone sul BP.

Si hanno le sollecitazioni mostrate nelle figure seguenti.

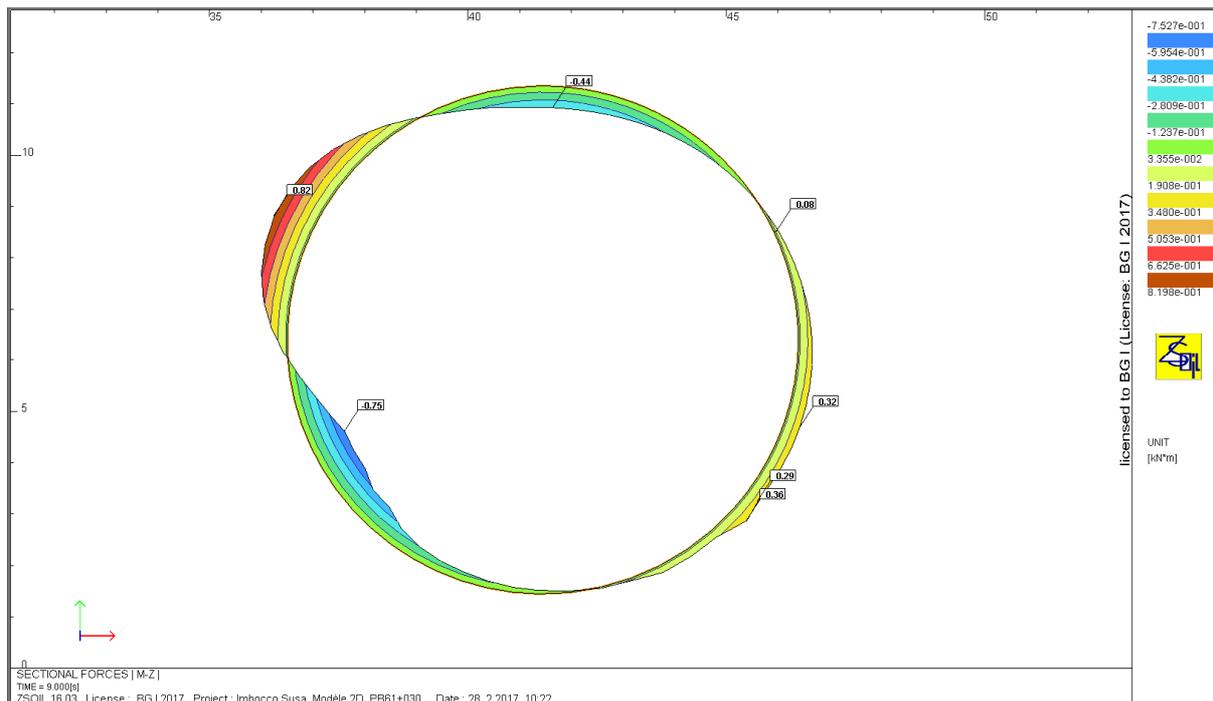


Figura 90: diagramma dei momenti sull'anello di conci BD in fase 8

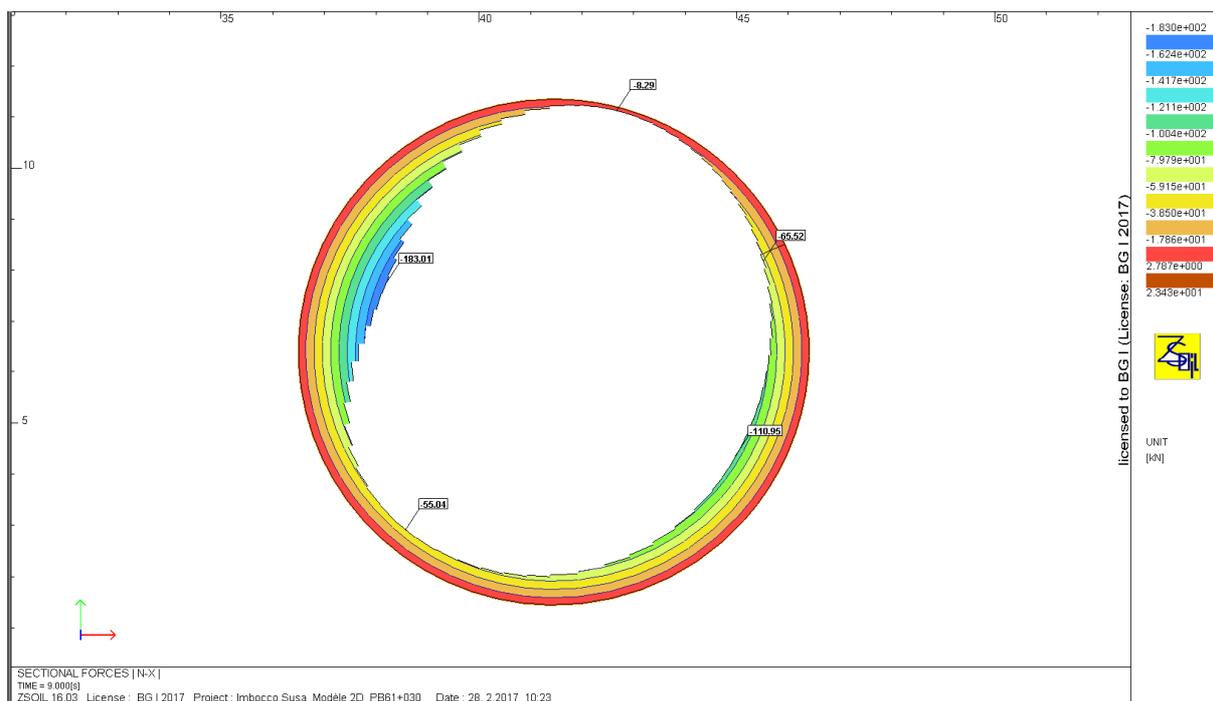


Figura 91: diagramma di sforzo normale sull'anello di conci BD in fase 8

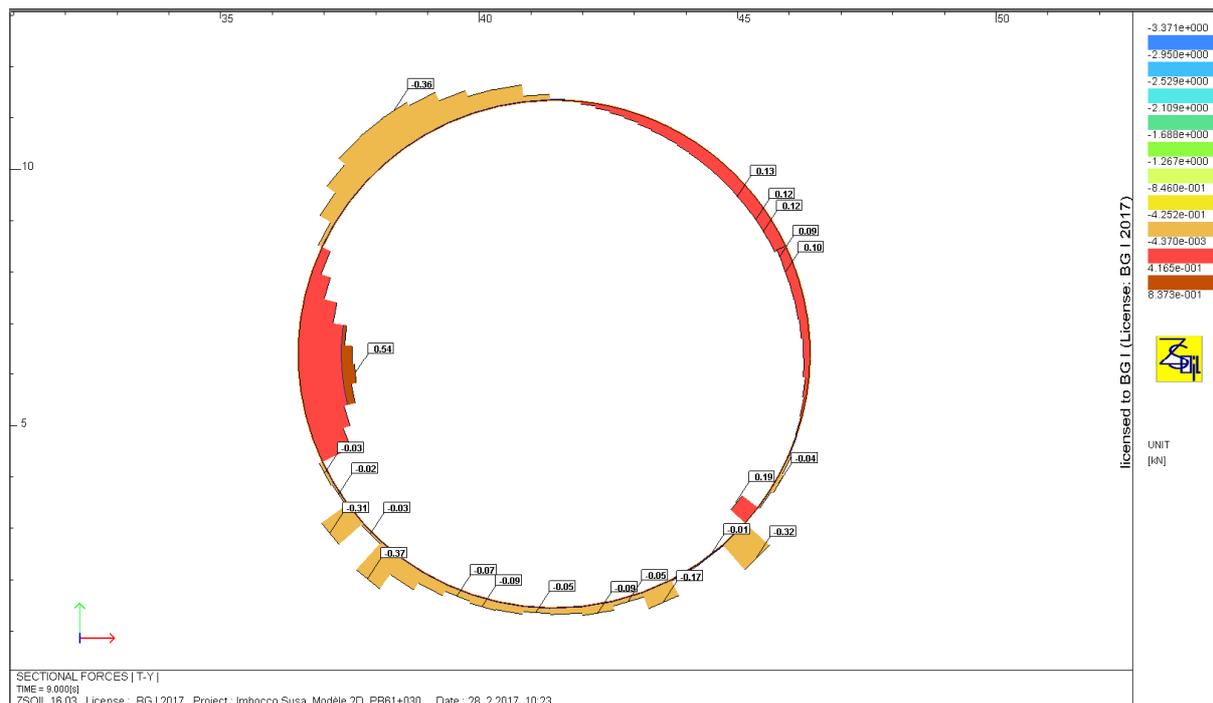


Figura 92: diagramma di taglio sull'anello di conci BD in fase 8

Si nota come i momenti e gli sforzi di taglio sono minimi. Si esegue solo la verifica a pressoflessione.

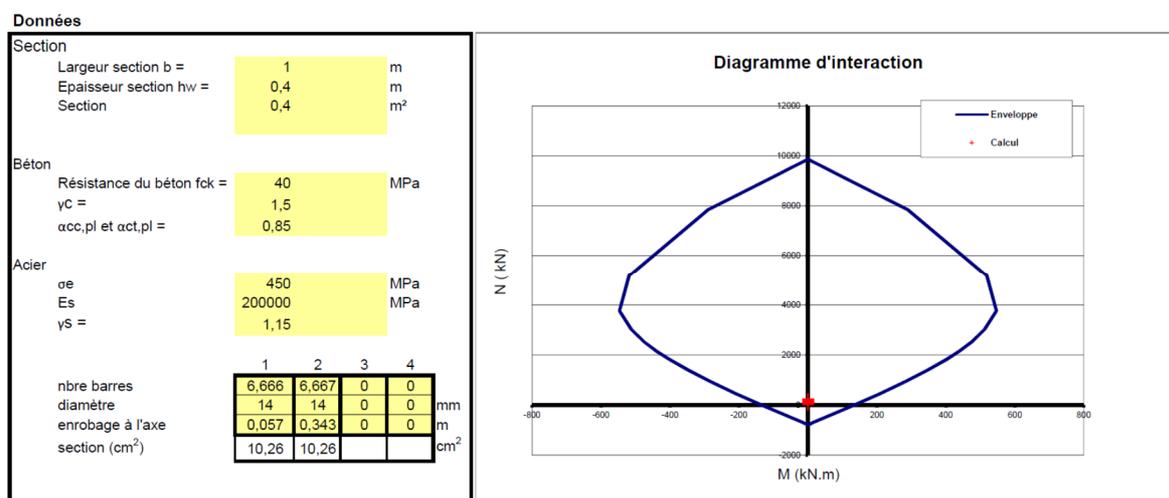


Figura 93: diagramma di interazione per i conci sul BD

FS >> 1, gli sforzi sono minimi.

11.6.9 Verifica del rivestimento in presenza della pressione idraulica

Sollecitazioni

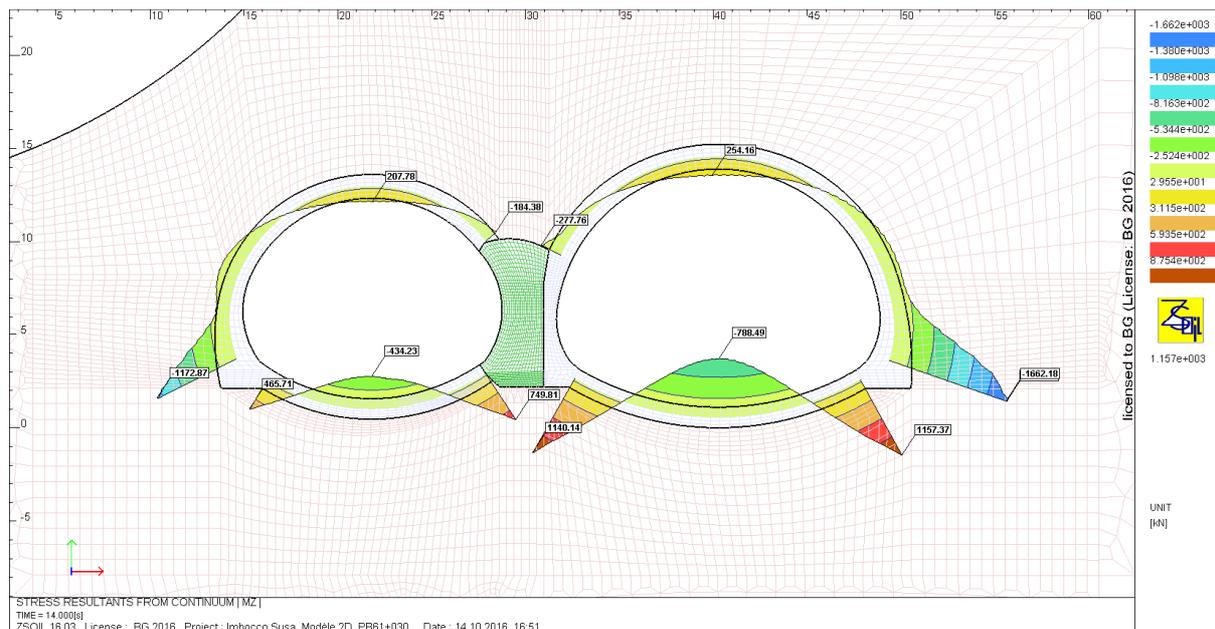


Figura 94: Momenti nel rivestimento definitivo

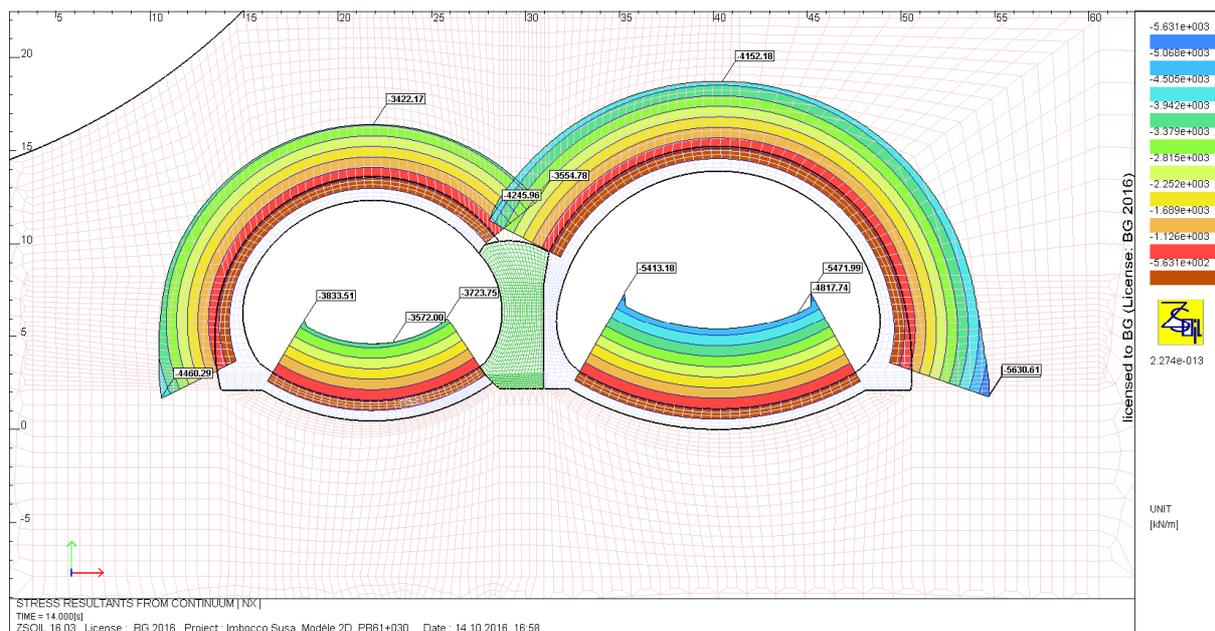


Figura 95: Sforzi normali nel rivestimento definitivo

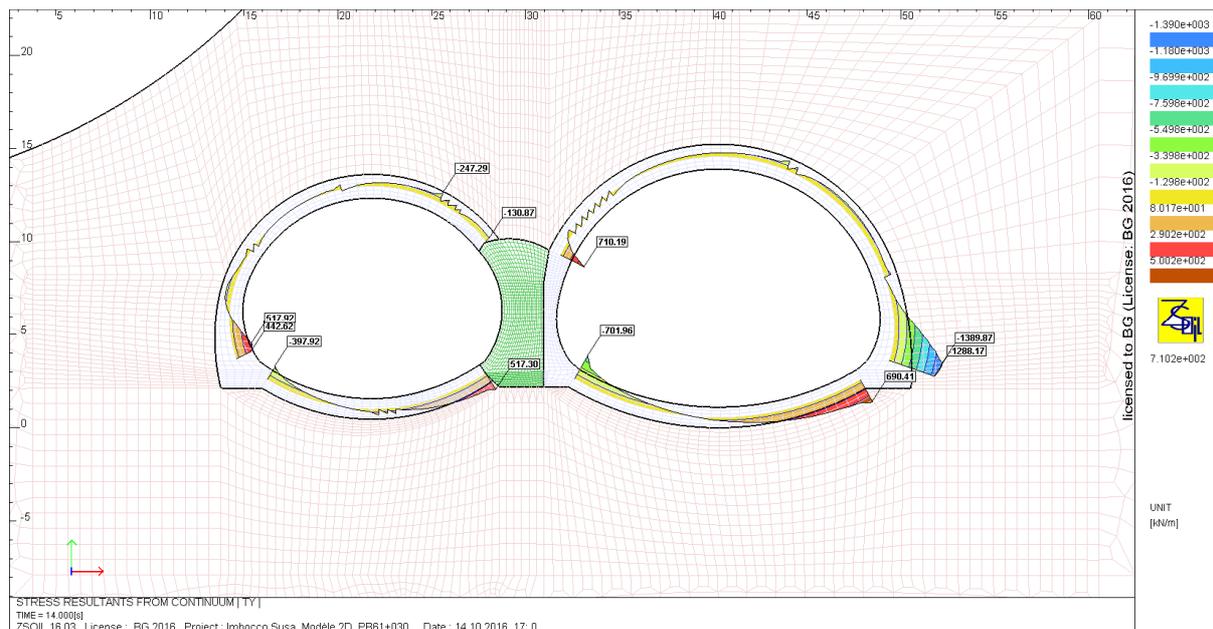


Figura 96: Sforzi di taglio nel rivestimento definitivo

Verifica a pressoflessione

Verifica dell'arco rovescio

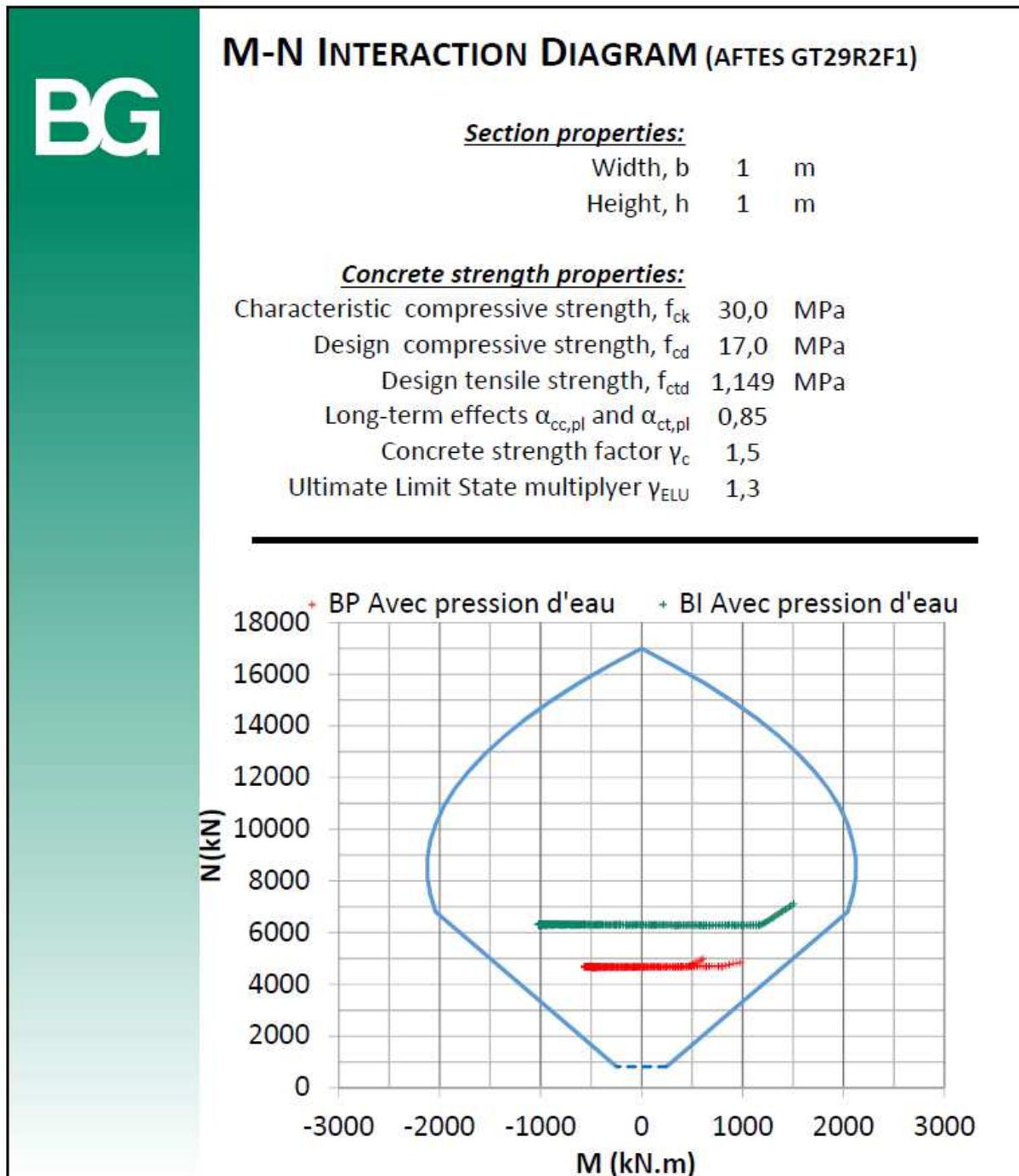


Figura 97: Diagramma di interazione M-N nel rivestimento definitivo, arco rovescio spessore 1.0 m

La sezione in calcestruzzo non armato è verificata con un fattore di sicurezza FS=1.35.

Verifica della calotta

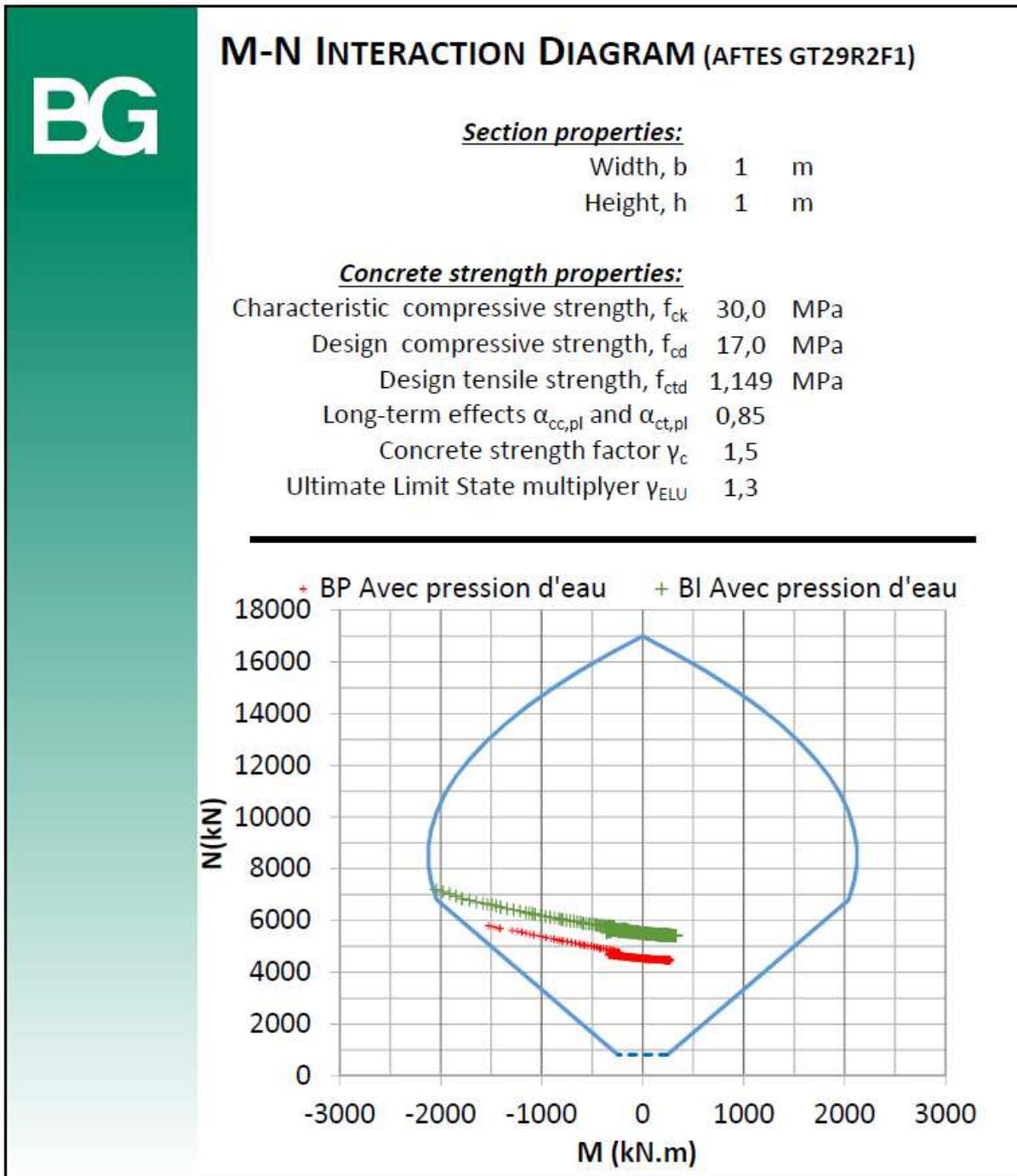


Figura 98: Diagramma di interazione M-N nel rivestimento definitivo, calotta spessore 1.0 m

La sezione in calcestruzzo non armato è verificata con un fattore di sicurezza $FS=1.03$.

Verifica dei piedritti

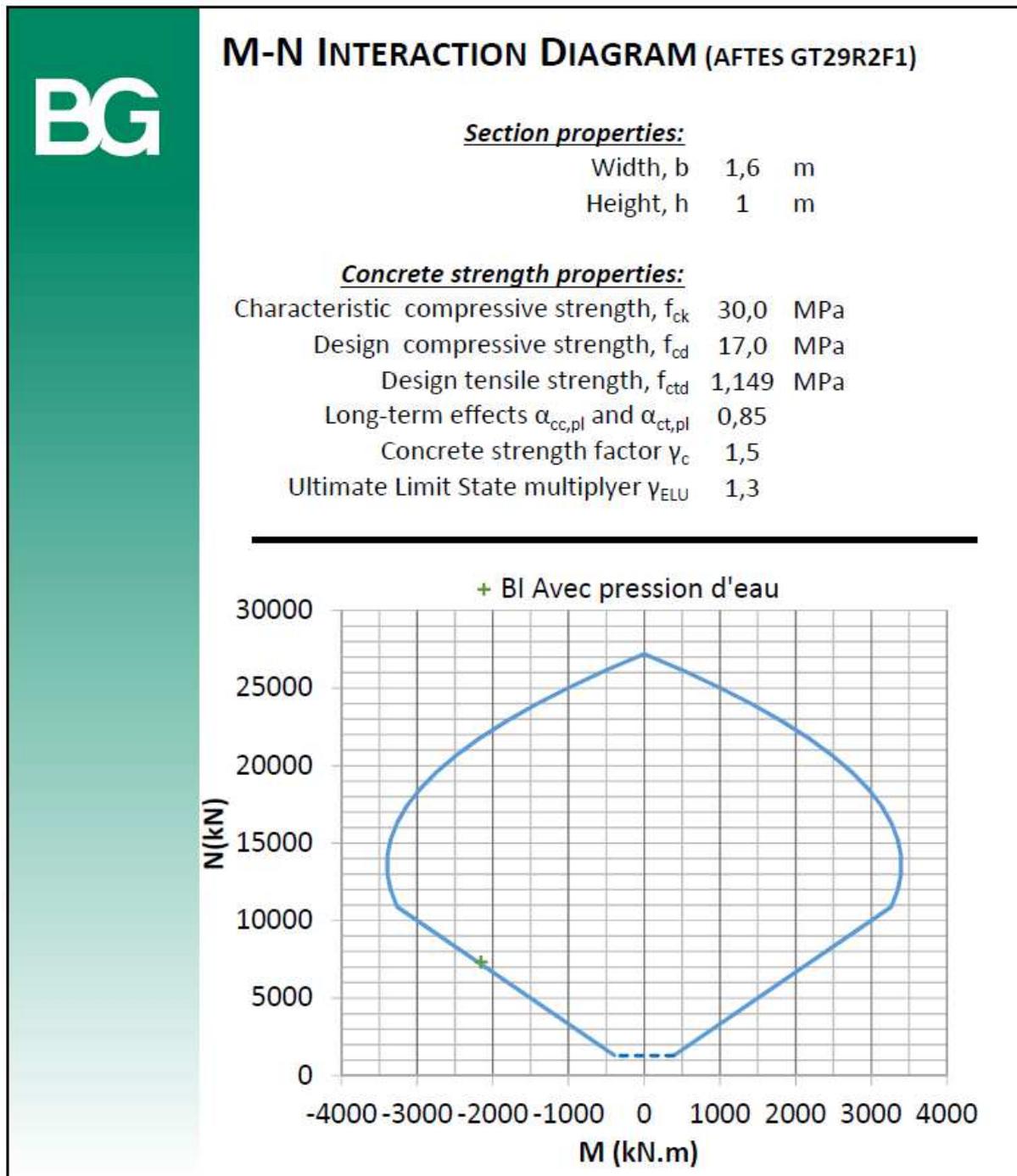


Figura 99: Diagramma di interazione M-N nel rivestimento definitivo, piedritti spessore 1.6 m

La sezione in calcestruzzo non armato è verificata con un fattore di sicurezza $FS=1.5$.

Verifica all'interazione N+V

Per rivestimenti non armati, la resistenza al taglio si valuta secondo la raccomandazione AFTES GT29 con:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvt}$$

- Sollecitazione

$$\tau_{cp} = 1.5 \frac{V_{Ed}}{A_{cc}}$$

$$A_{cc} = b \cdot x$$

x : spessore compresso secondo la figura seguente

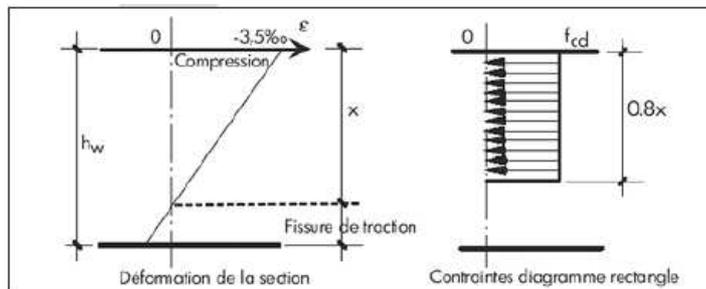


Figura 100: Schema per il calcolo della sollecitazione a taglio

- Resistenza

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad \text{se} \quad \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2} \quad \text{se} \quad \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2\sqrt{f_{ctd}(f_{ctd} + f_{cd})}$$

Si identificano dunque le due coppie determinanti per la verifica, ossia:

- La sezione che presenta lo sforzo di taglio maggiore e lo sforzo normale associato
- La sezione che presenta lo sforzo normale minore e lo sforzo di taglio associato

		N _{SLU} [kN]	V _{SLU} [kN]	x [m]	τ_{cp} [MPa]	σ_{cp} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	f_{cvd} [MPa]	Verifica	FS
Con pressione idrostatica	V _{max} , N	5630,6	1389,9	1,00	2,71	7,32	1,15	7,87	3,12	OK	1,15
	N _{min} , V	3422,2	80,2	1,00	0,16	4,45	1,15	7,87	2,54	OK	16,22

Tabella 32: Verifica allo sforzo di taglio

La sezione in calcestruzzo non armato è sufficiente alla ripresa degli sforzi.

11.6.10 Verifica del rivestimento in assenza della pressione idraulica

Sollecitazioni

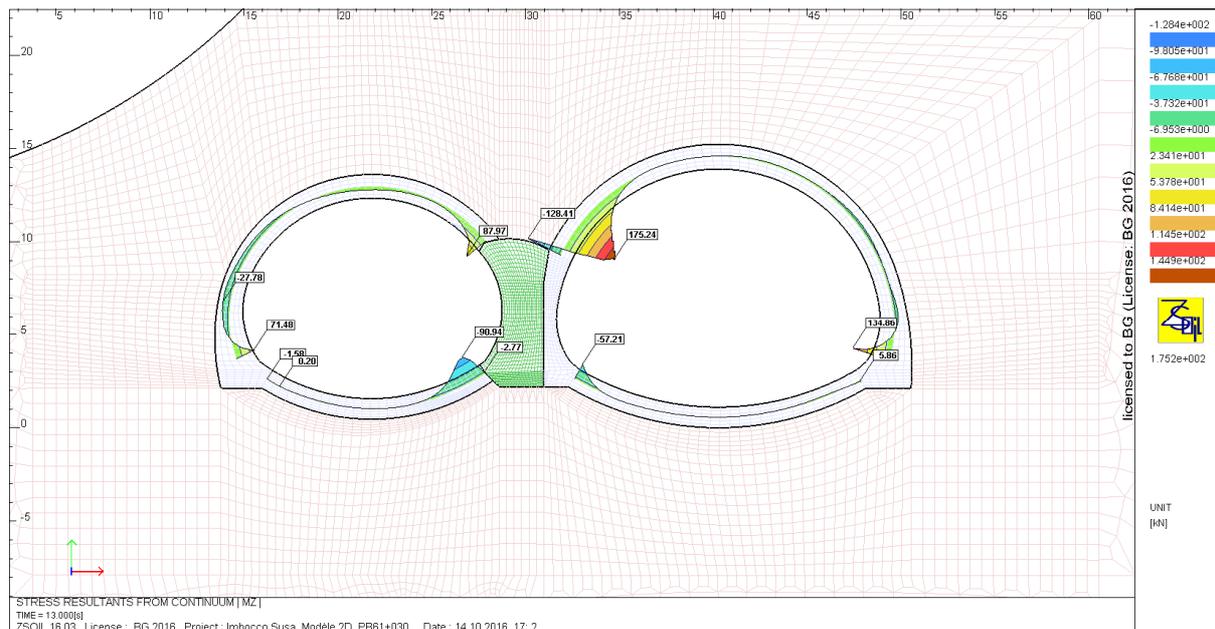


Figura 101: Momenti nel rivestimento definitivo, in assenza della pressione idraulica

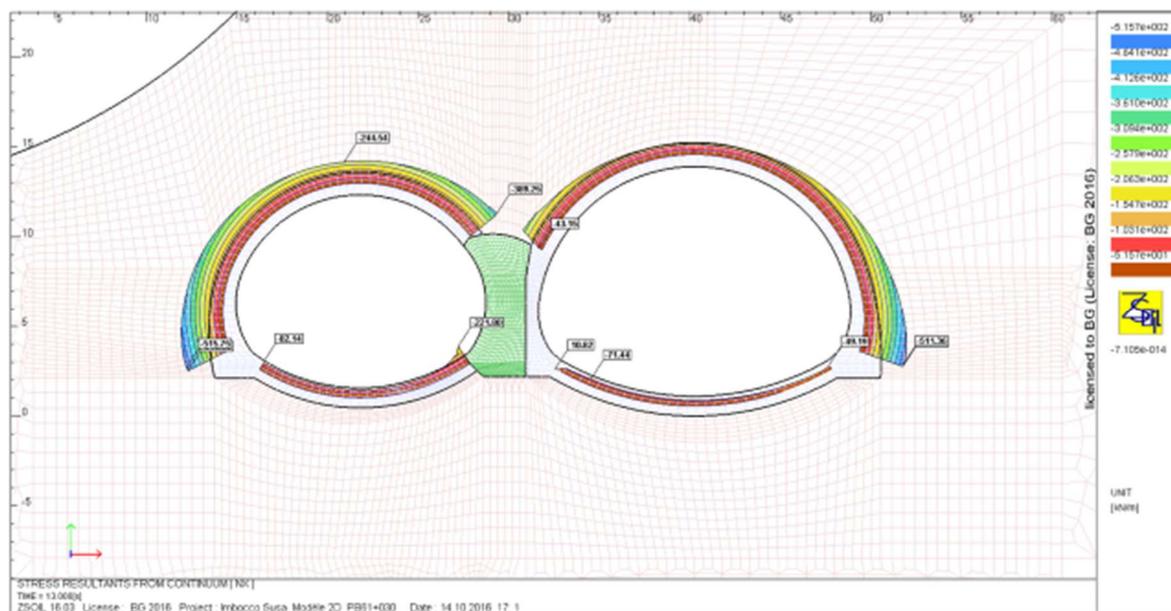


Figura 102: Sforzi normali nel rivestimento definitivo, in assenza della pressione idraulica

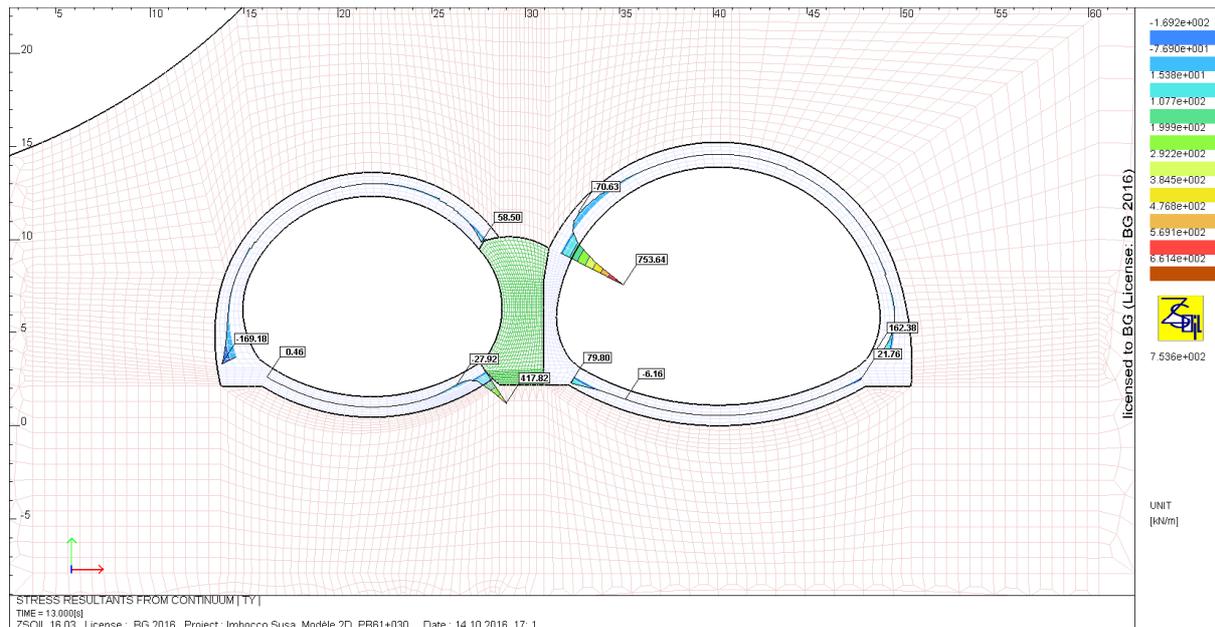


Figura 103: Sforzi di taglio nel rivestimento definitivo, in assenza della pressione idraulica

Verifica a pressoflessione

Calotta:

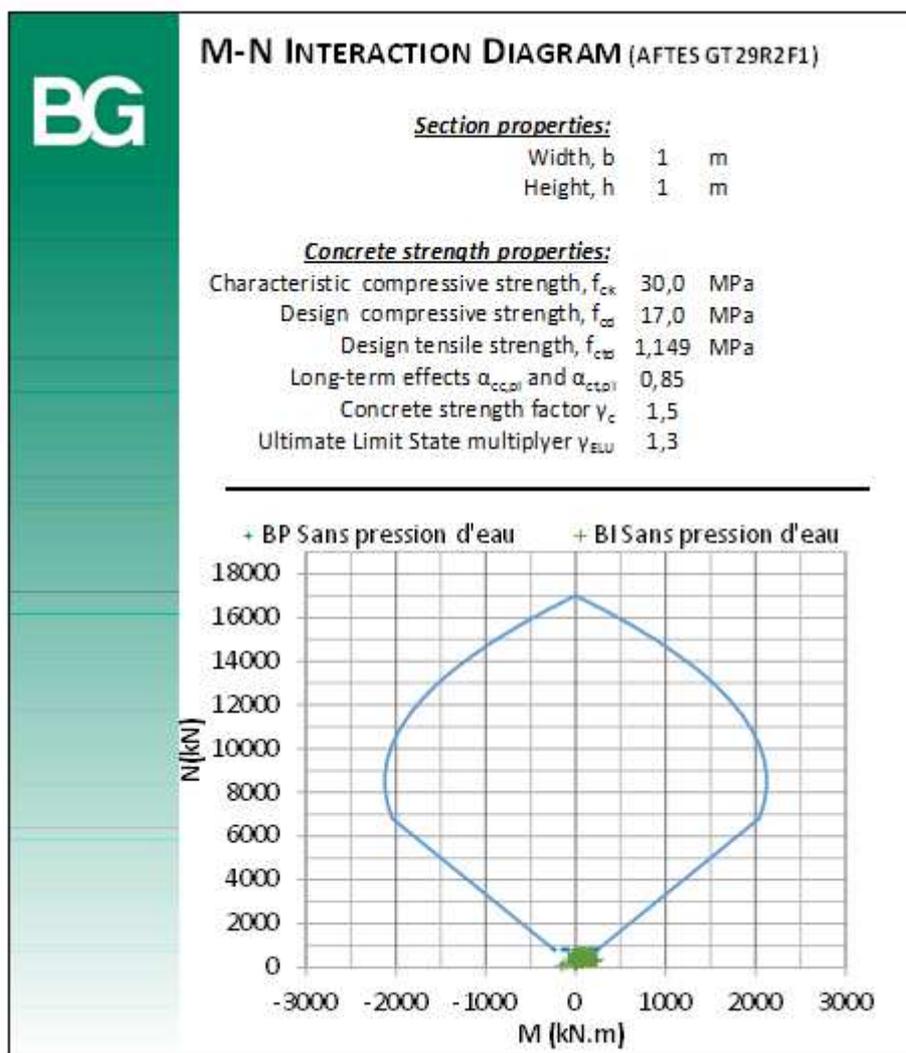


Figura 104: Diagramma di interazione M-N del rivestimento definitivo, calotta, senza pressione idraulica

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), nessuna verifica particolare dev'essere condotta.

Arco rovescio:

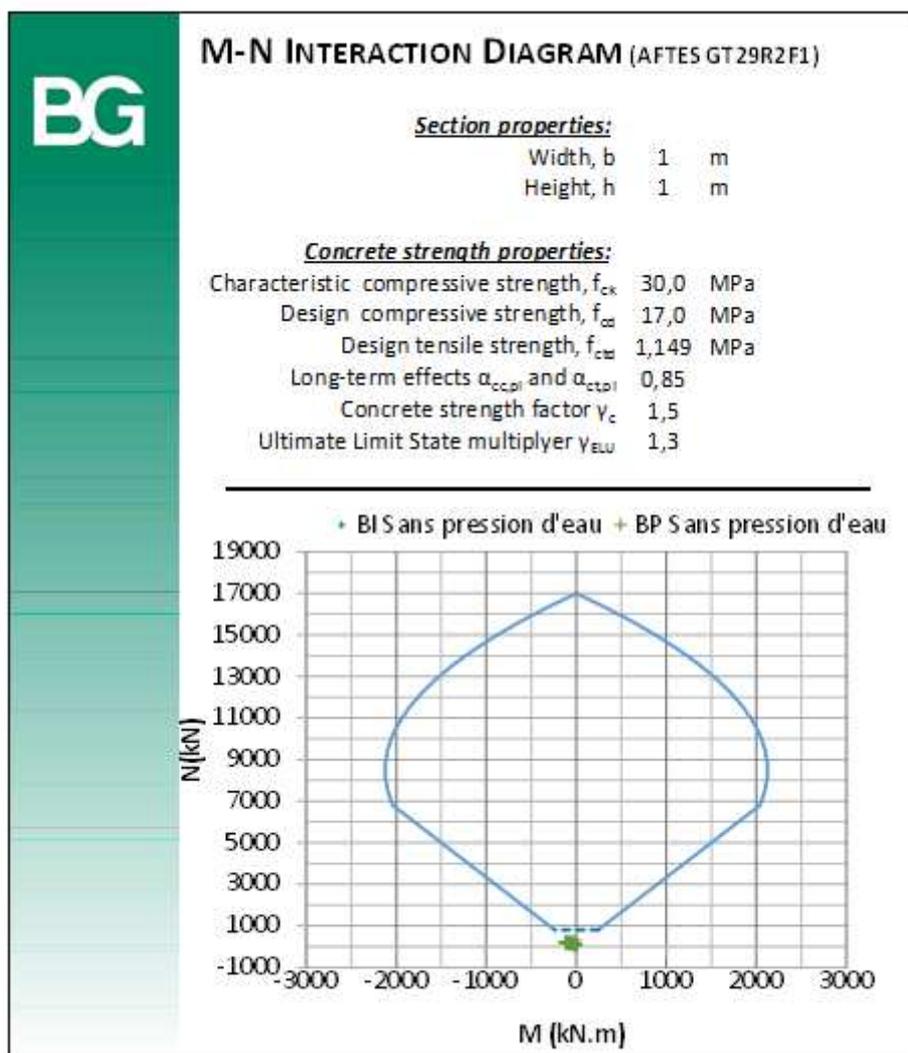


Figura 105: Diagramma di interazione M-N del rivestimento definitivo, arco rovescio, senza pressione idraulica

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), nessuna verifica particolare dev'essere condotta.

Verifica a taglio

Gli sforzi di taglio sono inferiori rispetto al caso con armatura, valgono quindi le verifiche del precedente paragrafo.

11.7 Confronto dei modelli 2D e 3D

I risultati dei due modelli sono coerenti tra loro (come mostrato all'allegato 4), il che conferma la validità dell'utilizzo di un modello 2D, utilizzando i tasi di deconfinamento provenienti dal modello 3D. Un riassunto dei risultati è presentato alla tabella seguente:

Confronto dei risultati		Modello 3D	Modello 2D
Spostamenti dell'ammasso	Orizzontale	0.53mm	0.58mm
	Verticale	1.33mm	1.25mm
Tensione verticale	Piedritti camerone BD	4.3 MPa	5.1MPa
	Setto in CA	6.2 MPa	6.5 MPa
Spostamento massimo verticale dei sostegni		1.34mm	1.27mm
Sforzo normale nei sostegni a livello dell'appoggio sul setto	Camerone BP	384 kN	406 kN
	Camerone BD	301 kN	327 kN

Come si può notare i risultati del modello 2D sono conservativi rispetto a quelli del modello 3D, il che giustifica l'utilizzo del modello 2D per la verifica del rivestimento definitivo.

11.8 Calcolo sismico dei rivestimenti

11.8.1 Introduzione

Il calcolo sismico effettuato utilizza il metodo di interazione pseudo-statico di terreno-struttura come proposto dall'ITA/AITES [13] e AFTES [14]. L'idea principale di questo metodo è l'applicazione di deformazioni di taglio attese in presenza di sisma sui bordi del modello ad elementi finiti che comprende l'insieme dell'opera e l'ammasso e calcolare gli sforzi indotti negli elementi strutturali (rivestimento e setto in cls), tenendo conto dell'interazione terreno-struttura. I calcoli FEM bidimensionali sono stati realizzati con il software Zsoil.

Benché si possa effettuare un modello più preciso utilizzando le analisi transitorie e incorporando l'insieme dell'opera e l'ammasso (roccia o terreno), il movimento spaziale dell'ammasso, lo smorzamento viscoso e le condizioni di bordo complesse, in assenza dei dati necessari per un tale calcolo, un'analisi semplificata come effettuato in questa relazione è sufficiente per la maggioranza dei casi.

11.8.2 Metodo pseudo-statico di interazione terreno-struttura

Questo metodo considera la distorsione e l'ovalizzazione indotte nel rivestimento del tunnel dovuti all'interazione con il terreno utilizzando approcci analitici e semi-analitici.

L'effetto del sisma viene considerato come uno spostamento trasversale statico imposto sui bordi laterali del modello. Il modello 2D è quello utilizzato per le verifiche statiche, realizzato con il programma ZSoil.

11.8.3 Parametri geodinamici del terreno

Celerità d'onda sismica

La celerità delle onde sismiche dev'essere determinata sulla base di studi geofisici in situ. In assenza di tali informazioni per la zona del portale, che si trova in una zona di roccia fratturata, si stimano le celerità medie dell'onda sismica (V_p e V_s) utilizzando la tabella seguente scegliendo:

- Gruppo a - roccia alterata e fratturata per l'ammasso
- Gruppo a – terreno coerente per il soil cement

HOST MATERIAL		CPT	SPT	Pressuremeter		Rc*	Vs	Vp		ROD	ID
		Q _c	N	EM	PI - po			Below w/t	Above w/t		
		(MPa)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(%)	(cm)
Sound, unweathered, unfracture rock		/	/	(see C2.3c)		>10	>800	/	>2500	>75	>60
Group a	Weathered or fractured rock	/	/	50 to 100	2.5 à 5	6 to 10	500 à 800	/	1000 à 2500	50 to 75	20 to 60
	Cohesive soil (stiff clay or marl)	>5	/	>25	>2	>0.4	>400	/	>1800	/	/
	Compact granular soil	>15	>30	>20	>2	/	>400	>1800	>800	/	/
Group b	Decomposed or severely fractured rock	/	/	50 to 100	2.5 to 5	1 to 6	300 to 500	/	400 to 1000	<50	<20
	Moderately compact granular soft	5 to 15	10 to 30	6 to 20	1 to 2	/	150 to 400	1500 to 1800	500 to 800	/	/
	Moderately consistent cohesive soil and very soft rock	1.5 to 5	/	5 to 25	0.5 to 2	0.1 to 0.4	150 to 400	/	1000 to 1800	/	/
Group c	Loose granula soil	<5	<10	<6	<1	/	<150	<1500	<500	/	/
	Soft cohesive soil (soft clay or mud)	<1.5	<2	<5	<0,5	<0.1	<150	<1500	<500	/	/

Tabella 33: Classi di terreno e valori dei parametri che intervengono nello spettro di risposta

Parametri di elasticità dinamici del terreno

Questi parametri devono essere ugualmente misurati sulla base di studi geofisici. In assenza di tali informazioni sperimentali, si possono stimare utilizzando le relazioni di questi ultimi con la celerità dell'onda sismica:

$$v_d = \frac{1 (V_p/V_s)^2 - 2}{2 (V_p/V_s)^2 - 1}$$

$$E_d = \rho V_p^2 \frac{(1 + v_d)(1 - 2v_d)}{(1 - v_d)}$$

$$G_d = \rho V_s^2$$

La tabella seguente riassume i parametri dinamici del terreno calcolati:

Parametri elastici		Roccia fratturata	Soil cement
Velocità d'onda sismica primaria, V _p	m/s	2500	1800
Velocità d'onda S sismica secondaria, V _s	m/s	800	400
Densità media del terreno, ρ	kg/m ₃	2700	2700
Coefficiente di Poisson dinamico, v _d	-	0.44	0.47
Modulo elastico dinamico, E _d	MPa	4987	1274
Modulo di taglio dinamico, G _d	MPa	1728	432

Tabella 34: Parametri dinamici del terreno

11.8.4 Parametri dello spettro di risposta

Accelerazione orizzontale di base massima del terreno

Il valore di calcolo dell'accelerazione orizzontale di base del terreno presente in situ, a_{gd} , si ottiene come indicato nella NTC 2008 come presentato in allegato 6.

Per la zona del portale di Susa (45.012 N, 7.055 E), la norma suggerisce i parametri seguenti:

ID	T_R	a_{gd}	F_0	T_c^*
13784	2475 ans	2.198 m/s ²	2.55	0.29 s

Tabella 35: Valori di calcolo dell'accelerazione orizzontale del terreno

Accelerazione orizzontale massima in superficie (PGA)

Il terreno ospitante la struttura ha un effetto di amplificazione sull'accelerazione sismica. Nel metodo dello spettro di risposta tale amplificazione è rappresentata dal parametro S (allegato 6). Il valore di calcolo dell'accelerazione orizzontale massima del terreno a livello della superficie (PGA) viene calcolata come segue:

$$PGA = a_{gd}S$$

Tale formula è basata sulle equazioni della componente orizzontale dello spettro di risposta elastico ammettendo un periodo proprio nullo ($T=0$), il che rappresenta una struttura idealmente rigida dove l'accelerazione è la stessa che quella del terreno di fondazione.

Spostamento orizzontale massimo in superficie (PGD)

Il valore di calcolo dello spostamento massimo del terreno in superficie è definito secondo l'equazione 3.2.15 delle NTC 2008:

$$PGD = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D = 0.05 \cdot PGA \cdot T_c \cdot T_D$$

Dove i parametri T_c e T_D dipendono al tipo di terreno e sono determinati secondo la tabella delle NTC presentata nell'allegato 6.

Velocità orizzontale massima in superficie (PGV)

Il valore di calcolo dello spostamento massimo del terreno in superficie è definito secondo l'equazione 3.2.15 delle NTC 2008:

$$PGV = 0.160 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c = 0.160 \cdot PGA \cdot T_c$$

Deformazione massima di taglio del terreno in campo libero (free field)

La deformazione di taglio massima dipende dalle caratteristiche geologiche, dalla litologia e la profondità del terreno.

In assenza delle conoscenze necessarie sulla propagazione delle onde nel terreno, tali parametri possono essere stimati grazie alla relazione seguente:

$$\gamma_{FF} = \frac{PGV}{V_S}$$

Dove:

γ_{FF} è la deformazione trasversale massima del terreno in campo libero (free field)
PGV è la velocità massima delle particelle di terreno in superficie
 V_S è la celerità delle onde sismiche di taglio

11.8.5 Modello di calcolo

Il modello di calcolo è il modello 2D ad elementi finiti in stato piano di deformazioni già realizzato per le verifiche statiche con il programma ZSoil.

In questo caso si è considerata per il terreno (ammasso e soil cement) una legge di comportamento elastica, dove il modulo elastico e di taglio sono quelli definiti al paragrafo 11.2.

La scelta di una legge di comportamento elastica è dovuta alle ragioni seguenti:

- Durante il sisma l'ampiezza dei movimenti del terreno resta nel dominio delle deformazioni basse, dove l'ipotesi di un comportamento elastico è giustificata.
- Le metodologie proposte dalle NTC 2008 si basano sullo spettro di risposta elastico
- Il fatto di considerare un comportamento elastico per il terreno sottoposto alle deformazioni imposte dal sisma porta ad una sovrastima delle sollecitazioni sul rivestimento del tunnel. La plasticizzazione dell'ammasso situato tra l'epicentro del sisma e la struttura ha infatti un effetto ammortizzante sull'energia dell'onda sismica.

Le figure seguenti presentano i dettagli del modello di calcolo 2D che rappresenta la geometria dell'opera a livello dell'imbocco di Susa (PK 61+074). La scelta di tale posizione si basa sul fatto che, avvicinandosi alla superficie del terreno:

- Un minor confinamento è fornito al rivestimento del tunnel da parte dell'ammasso roccioso. Tale riduzione di confinamento ha per effetto di diminuire l'effetto di volta della struttura e rende quest'ultima più sensibile alle sollecitazioni di taglio dovute al sisma
- L'accelerazione dell'onda sismica si amplifica a causa del movimento del terreno. Ammettendo una vibrazione del primo modo per lo strato roccioso situato al disopra dell'ipocentro del sisma, gli spostamenti maggiori sono attesi in superficie.

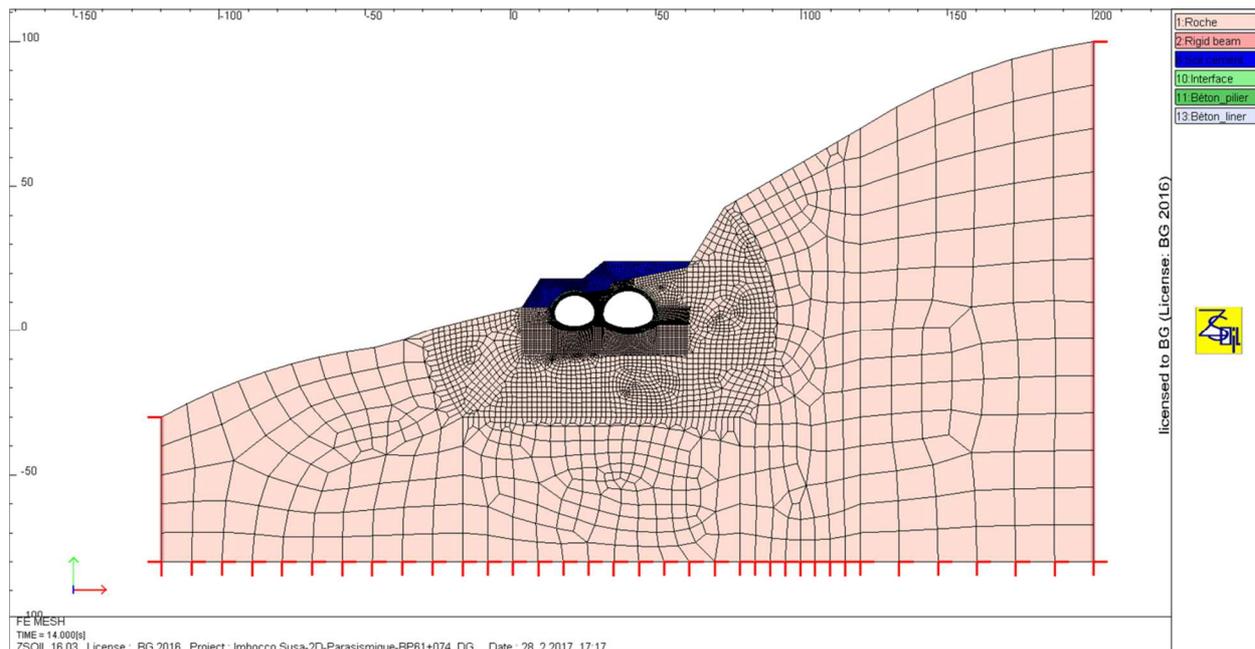


Figura 106: Geometria del modello – generale

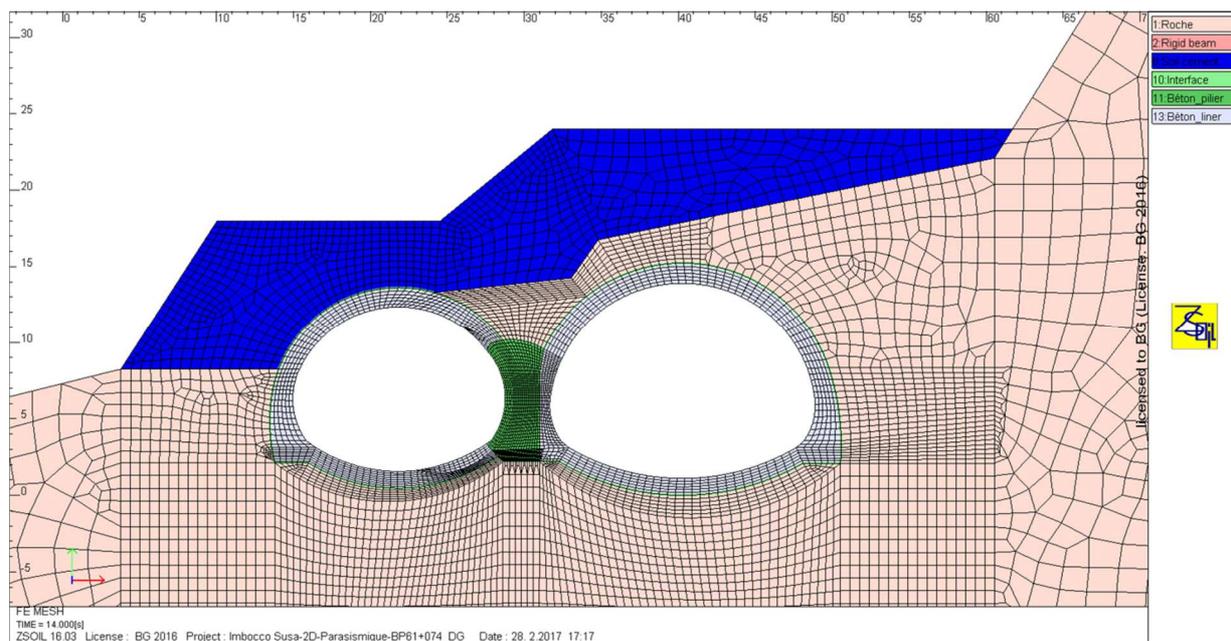


Figura 107: Geometria del modello – dettaglio

I bordi del modello devono essere sufficientemente lontani dalla struttura al fine di minimizzare gli effetti di bordo sulla risposta dei quest'ultima. A questo scopo la larghezza del modello deve corrispondere ad almeno 10 volte la larghezza dell'opera.

Rispetto alla profondità del modello (H), il bordo inferiore del modello deve essere continuo almeno fino ad un quarto della lunghezza d'onda del sisma (si veda allegato 6).

L'idea principale del metodo di interazione pseudo-statico è l'applicazione sui bordi del modello delle deformazioni di taglio attese durante il sisma ed il calcolo degli sforzi da esse indotti. Per effettuare tale analisi, due modelli di calcolo sono necessari: il modello di campo libero e quello di interazione terreno-struttura.

Prima fase: modello di campo libero

In questa fase di calcolo viene modellato il terreno intatto (ovvero senza considerare l'opera). Si impone dunque uno spostamento lineare ai bordi laterali del modello come schematizzato alla figura seguente.

Il valore massimo dello spostamento è:

$$\Delta_{FF} = H \times \gamma_{FF}$$

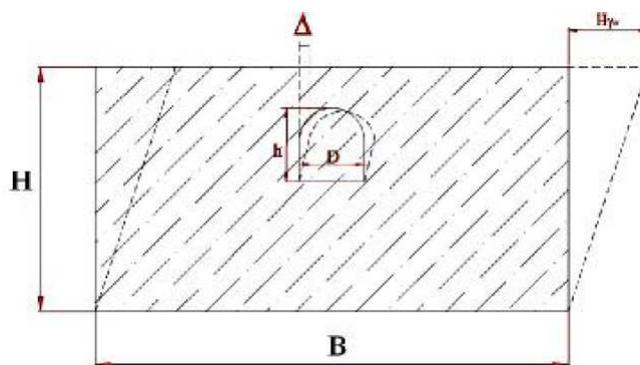


Figura 108: Schema del modello del campo libero

Lo spostamento relativo in campo libero Δ del perimetro della futura opera viene calcolato per il punto più alto e per quello più basso del perimetro di scavo.

La distorsione in campo libero sul perimetro del tunnel si calcola con:

$$\gamma = \frac{\Delta}{h}$$

dove h è l'altezza dell'opera.

Per finire viene calcolato il fattore di scala α :

$$\alpha = \frac{\gamma_{FF}}{\gamma}$$

Seconda fase: modello dell'interazione terreno-struttura

Come illustrato nella figura seguente, il modello dell'interazione comprende l'insieme della struttura ed il terreno circostante sottoposto ad uno spostamento lineare imposto ai bordi laterali di valore massimo $\alpha\Delta_{FF}$ in superficie.

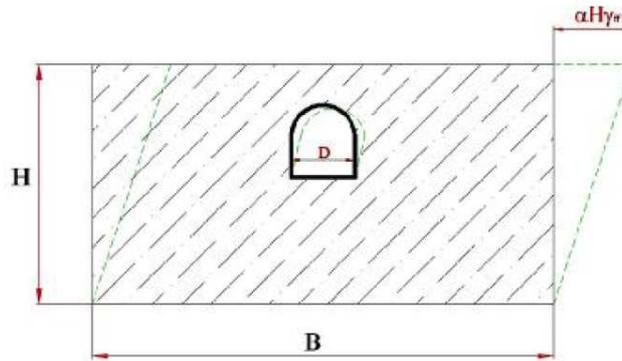


Figura 109: Schema del modello d'interazione terreno-struttura

Imponendo tali condizioni ai bordi, si ottengono le sollecitazioni dinamiche indotte negli elementi strutturali dell'opera (rivestimento del tunnel e setto in calcestruzzo armato). Aggiungendo tali sollecitazioni agli sforzi già calcolati per le azioni statiche la verifica dell'opera al sisma è conclusa.

11.8.6 Risultati

I risultati in termini di tensione e di deformazione sono presentati nell'allegato 6. Nel corpo della relazione sono solo presentati i diagrammi di sollecitazione nel rivestimento.

11.8.7 Verifica del rivestimento – spostamento da destra verso sinistra

Sono di seguito presentati i diagrammi delle sollecitazioni per il rivestimento definitivo dovute all'azione sismica tradotta in una deformazione in posta da destra verso sinistra. Si precisa che le figure rappresentano solo gli sforzi interni dovuti all'azione sismica, per la verifica essi sono stati aggiunti ai carichi statici come da norma per la situazione di progetto, nello stesso modo di quanto svolto per la struttura al portale, come indicato al § 11.5.3.

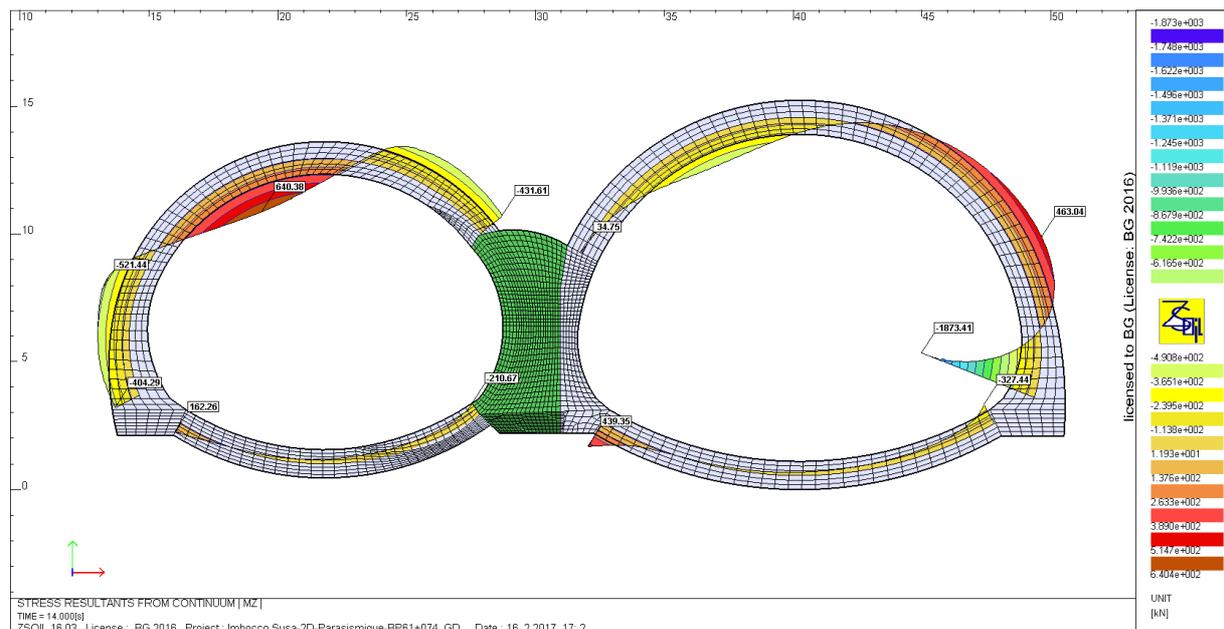


Figura 110: Sollecitazione a momento

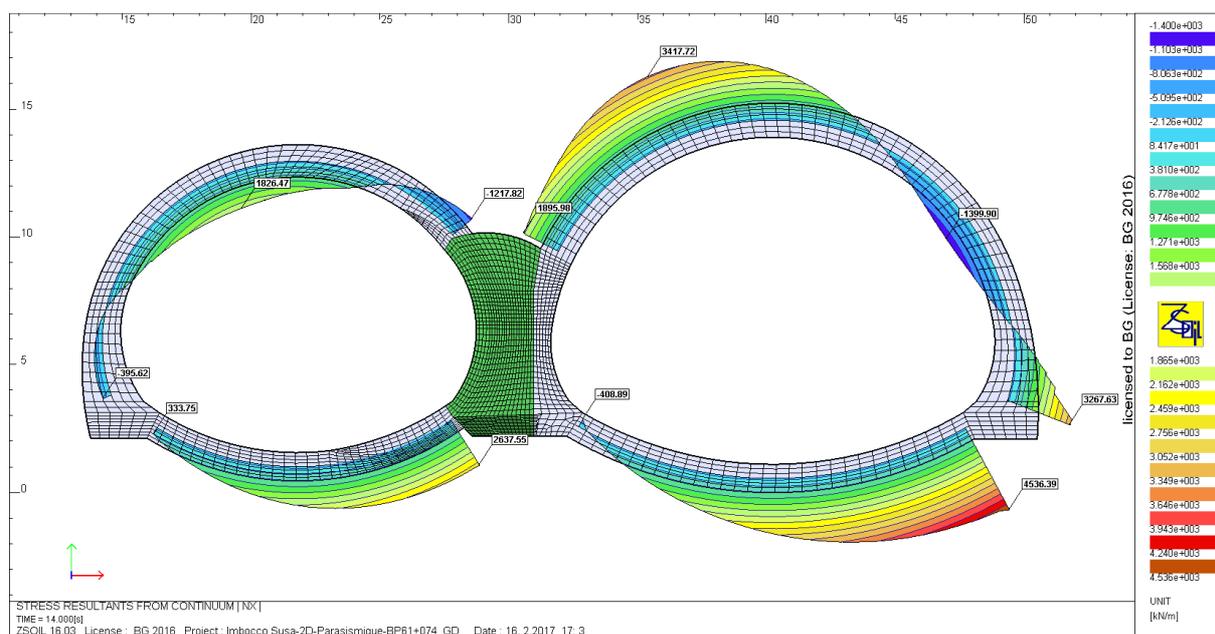


Figura 111: Sollecitazione a sforzo normale

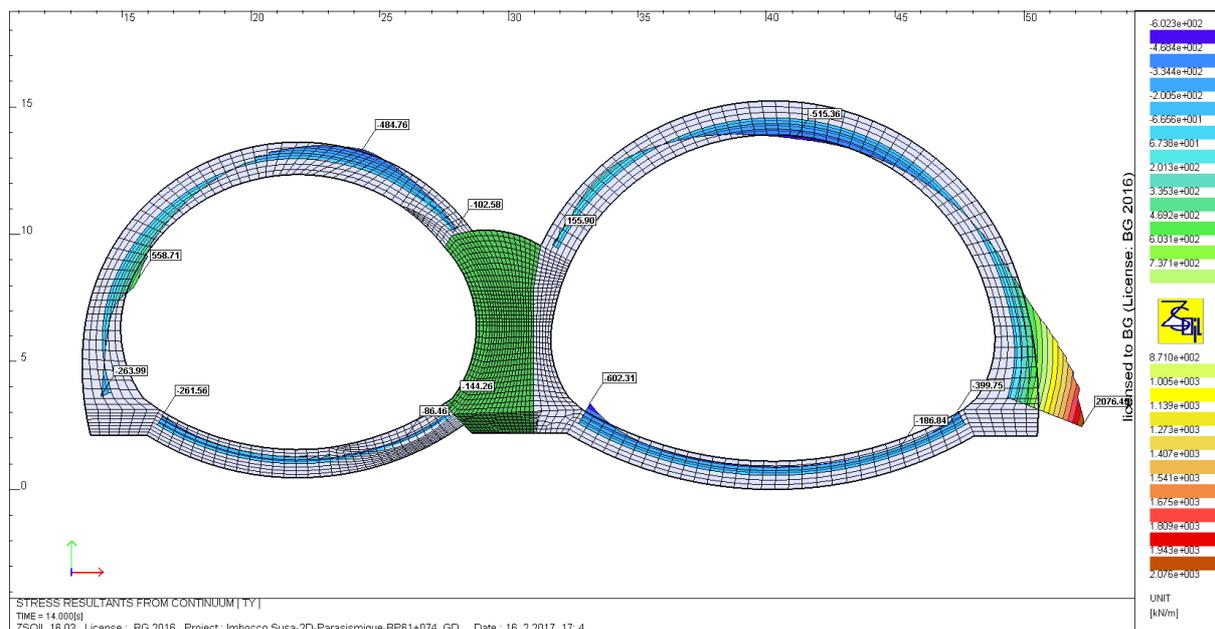


Figura 112: Sollecitazione a taglio

Il caso considerato per i carichi statici è quello in assenza della pressione idrostatica poiché più sfavorevole. In allegato 6 sono presentati i diagrammi di interazione considerando invece il caso in presenza della pressione idrostatica, da cui si può vedere che i fattori di sicurezza sono più elevati.

Verifica a pressoflessione

Données

Section																																			
Largeur section b =	1	m																																	
Epaisseur section hw =	1	m																																	
Section	1	m ²																																	
Béton																																			
Résistance du béton fck =	30	MPa																																	
γc =	1,5																																		
acc.pl et act.pl =	0,85																																		
Acier																																			
σe	450	MPa																																	
Es	200000	MPa																																	
γs =	1,15																																		
<table border="1" style="width:100%; text-align:center;"> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td></td> </tr> <tr> <td>nbre barres</td> <td>10</td> <td>10</td> <td>0</td> <td>0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>diamètre</td> <td>20</td> <td>20</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>enrobage à l'axe</td> <td>0,06</td> <td>0,94</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>section (cm²)</td> <td>31,42</td> <td>31,42</td> <td></td> <td></td> <td>cm²</td> </tr> </table>							1	2	3	4		nbre barres	10	10	0	0		diamètre	20	20	0	0	mm	enrobage à l'axe	0,06	0,94	0	0	m	section (cm ²)	31,42	31,42			cm ²
	1	2	3	4																															
nbre barres	10	10	0	0																															
diamètre	20	20	0	0	mm																														
enrobage à l'axe	0,06	0,94	0	0	m																														
section (cm ²)	31,42	31,42			cm ²																														

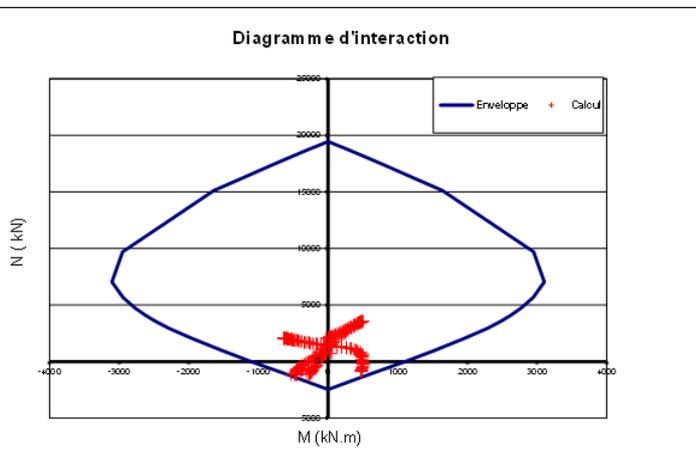


Figura 113: Diagramma di interazione calotta, caso DX-SX

FS=1.09

Données

Section																																			
Largeur section b =	1	m																																	
Epaisseur section hw =	1,6	m																																	
Section	1,6	m ²																																	
Béton																																			
Résistance du béton fck =	30	MPa																																	
γc =	1,5																																		
acc.pl et act.pl =	0,85																																		
Acier																																			
σe	450	MPa																																	
Es	200000	MPa																																	
γs =	1,15																																		
<table border="1" style="width:100%; text-align:center;"> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td></td> </tr> <tr> <td>nbre barres</td> <td>10</td> <td>10</td> <td>0</td> <td>0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>diamètre</td> <td>18</td> <td>18</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>enrobage à l'axe</td> <td>0,059</td> <td>1,541</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>section (cm²)</td> <td>25,45</td> <td>25,45</td> <td></td> <td></td> <td>cm²</td> </tr> </table>							1	2	3	4		nbre barres	10	10	0	0		diamètre	18	18	0	0	mm	enrobage à l'axe	0,059	1,541	0	0	m	section (cm ²)	25,45	25,45			cm ²
	1	2	3	4																															
nbre barres	10	10	0	0																															
diamètre	18	18	0	0	mm																														
enrobage à l'axe	0,059	1,541	0	0	m																														
section (cm ²)	25,45	25,45			cm ²																														

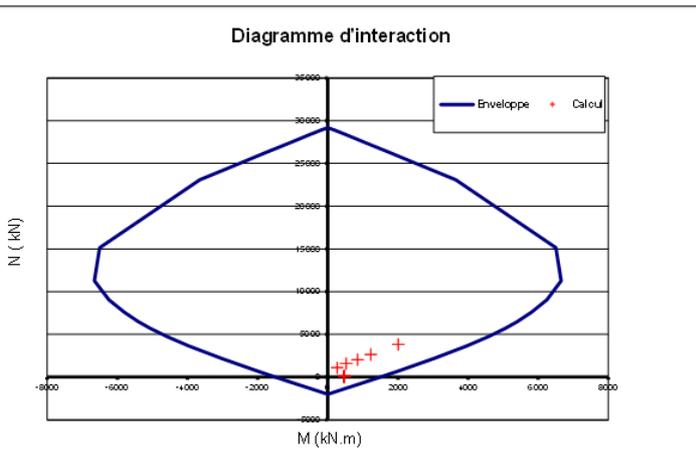


Figura 114: Diagramma di interazione piedritti, caso DX-SX

FS=2.01

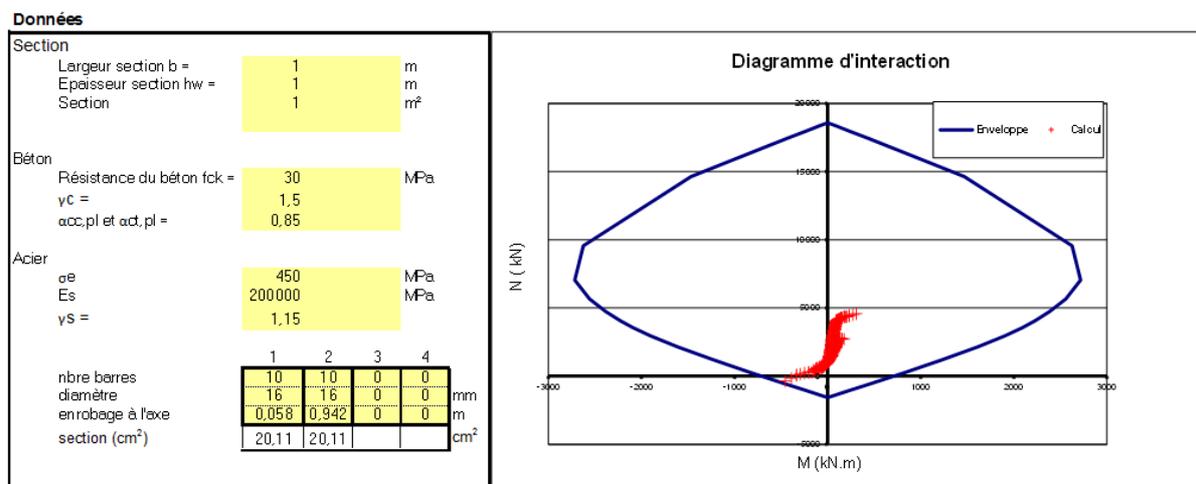


Figura 115: Diagramma di interazione arco rovescio, caso DX-SX

FS=1.17

11.8.8 Verifica del rivestimento - spostamento da sinistra verso destra

Sono di seguito presentati i diagrammi delle sollecitazioni per il rivestimento definitivo dovute all'azione sismica tradotta in una deformazione in posta da sinistra verso destra.

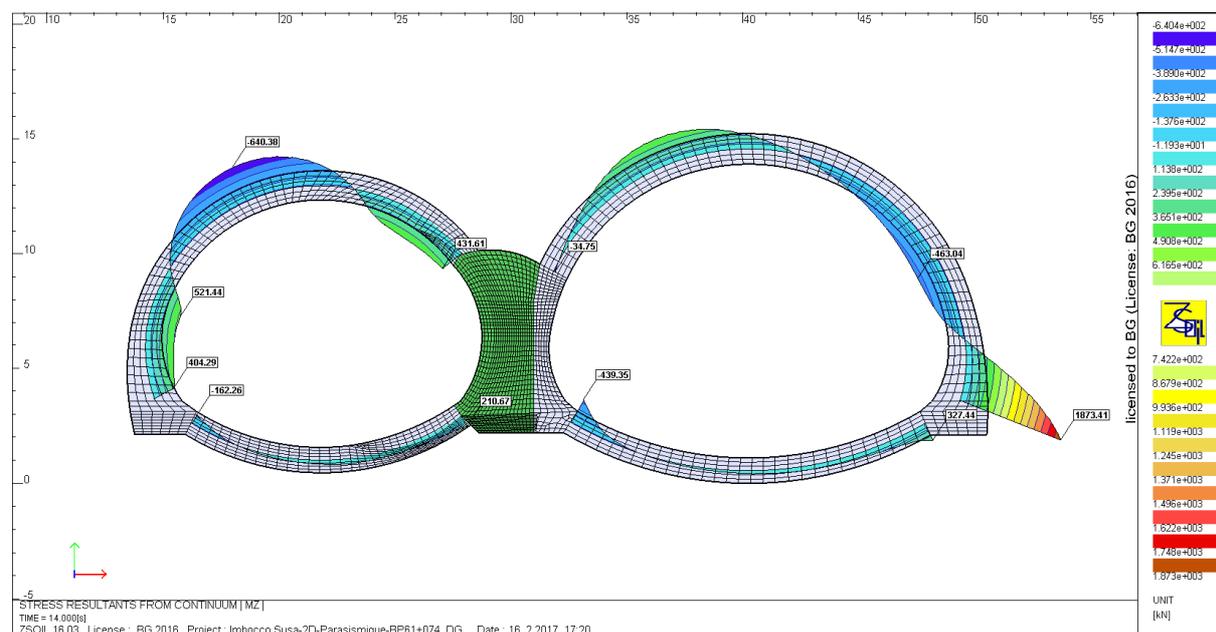


Figura 116: Sollecitazione a momento

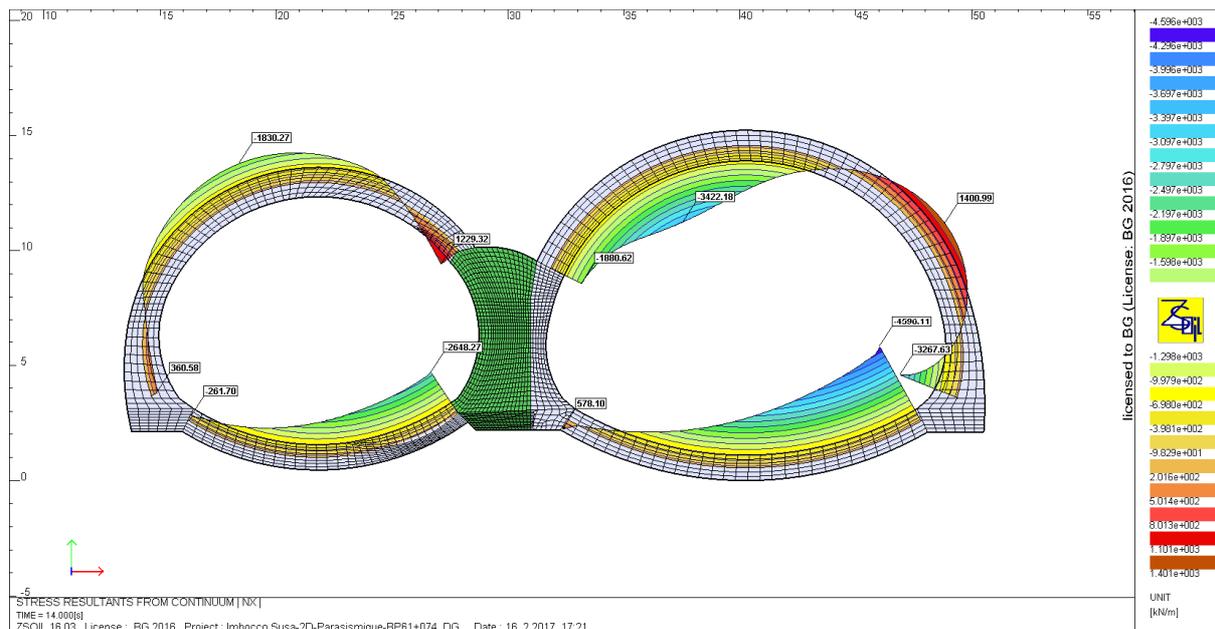


Figura 117: Sollecitazione a sforzo normale

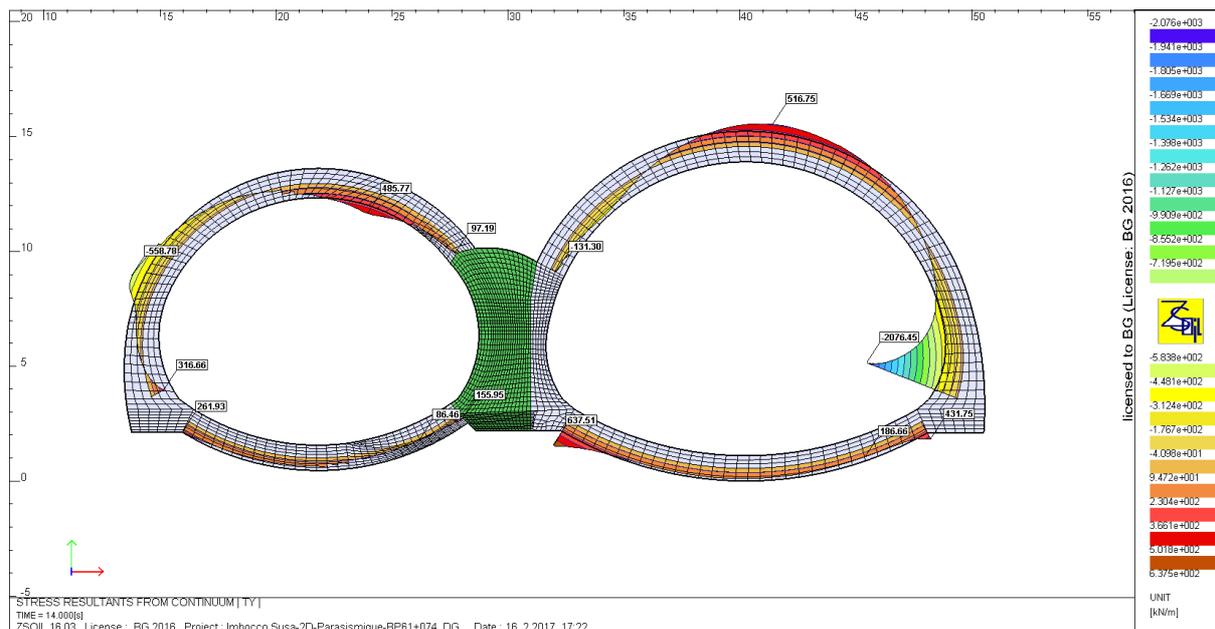


Figura 118: Sollecitazione a taglio

Verifica a pressoflessione

Données

Section																																			
Largueur section b =	1	m																																	
Epaisseur section hw =	1	m																																	
Section	1	m ²																																	
Béton																																			
Résistance du béton fck =	30	MPa																																	
γ_c =	1,5																																		
acc.pl et act.pl =	0,85																																		
Acier																																			
σ_e	450	MPa																																	
Es	200000	MPa																																	
γ_s =	1,15																																		
<table border="1" style="width:100%; text-align:center;"> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td></td> </tr> <tr> <td>nbre barres</td> <td>10</td> <td>10</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>diamètre</td> <td>28</td> <td>28</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>enrobage à l'axe</td> <td>0,064</td> <td>0,936</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>section (cm²)</td> <td>61,58</td> <td>61,58</td> <td></td> <td></td> <td>cm²</td> </tr> </table>							1	2	3	4		nbre barres	10	10	0	0	mm	diamètre	28	28	0	0	mm	enrobage à l'axe	0,064	0,936	0	0	m	section (cm ²)	61,58	61,58			cm ²
	1	2	3	4																															
nbre barres	10	10	0	0	mm																														
diamètre	28	28	0	0	mm																														
enrobage à l'axe	0,064	0,936	0	0	m																														
section (cm ²)	61,58	61,58			cm ²																														

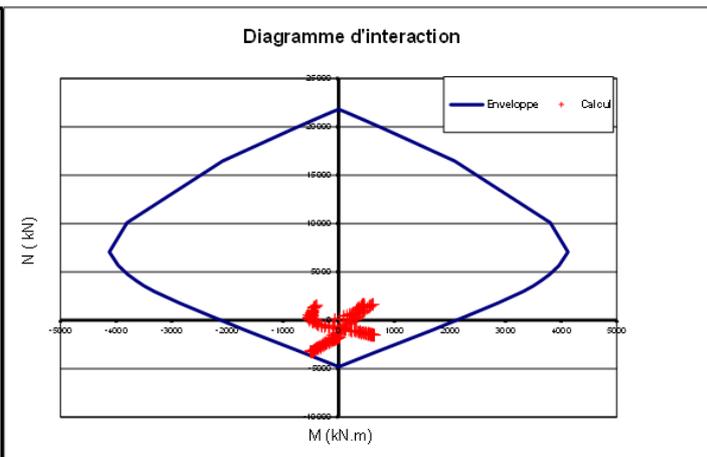


Figura 119: Diagramma di interazione calotta, caso SX-DX

FS=1.36

Données

Section																																			
Largueur section b =	1	m																																	
Epaisseur section hw =	1,6	m																																	
Section	1,6	m ²																																	
Béton																																			
Résistance du béton fck =	30	MPa																																	
γ_c =	1,5																																		
acc.pl et act.pl =	0,85																																		
Acier																																			
σ_e	450	MPa																																	
Es	200000	MPa																																	
γ_s =	1,15																																		
<table border="1" style="width:100%; text-align:center;"> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td></td> </tr> <tr> <td>nbre barres</td> <td>10</td> <td>10</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>diamètre</td> <td>30</td> <td>30</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>enrobage à l'axe</td> <td>0,065</td> <td>1,535</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>section (cm²)</td> <td>70,69</td> <td>70,69</td> <td></td> <td></td> <td>cm²</td> </tr> </table>							1	2	3	4		nbre barres	10	10	0	0	mm	diamètre	30	30	0	0	mm	enrobage à l'axe	0,065	1,535	0	0	m	section (cm ²)	70,69	70,69			cm ²
	1	2	3	4																															
nbre barres	10	10	0	0	mm																														
diamètre	30	30	0	0	mm																														
enrobage à l'axe	0,065	1,535	0	0	m																														
section (cm ²)	70,69	70,69			cm ²																														

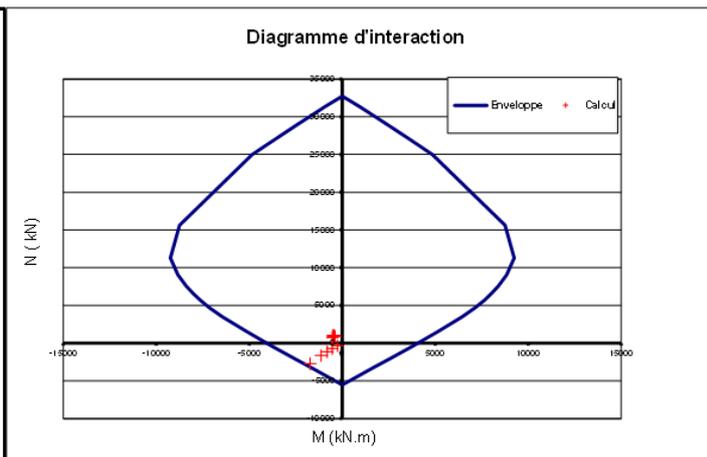


Figura 120: Diagramma di interazione piedritti, caso DX-SX

FS=1.18

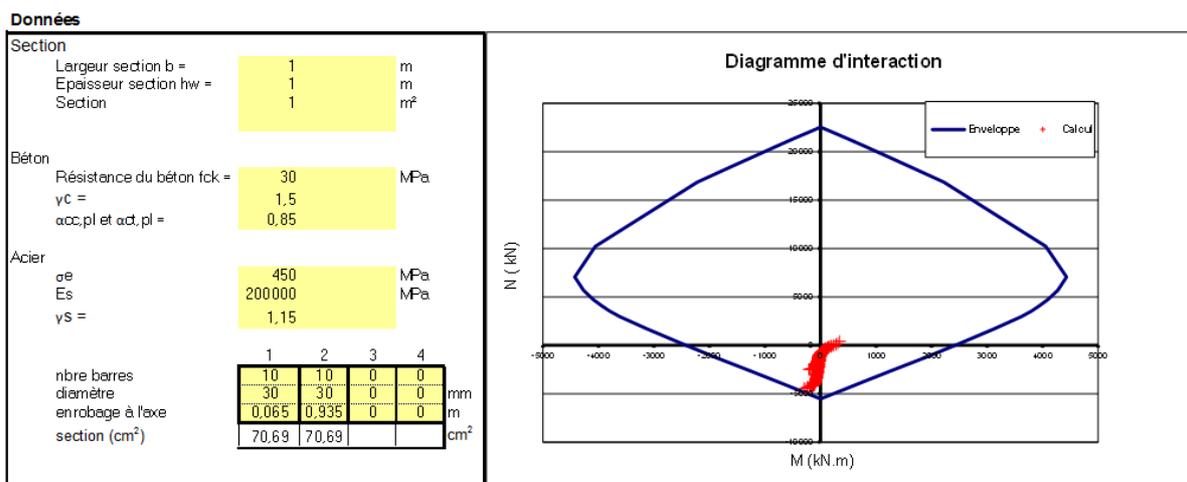


Figura 121: Diagramma di interazione arco rovescio, caso DX-SX

FS=1.52

Verifica all'interazione N+V

La verifica si effettua solamente per il caso di spostamento da sinistra verso destra siccome esso rappresenta il caso dimensionante.

Calotta: Ø10@300

Sforzi determinanti		Verification avec armature à l'effort tranchant							
Ved	Ned	αc	f _{yd}	f _{cd'}	V _{rdsd}	V _{rdcd}	V _{Rd}	Verifica	FS
552,24	761,854	1,04	391,30	10,00	583,93	4446,42	583,93	OK	1,06

Piedritti: Ø16@300

Sforzi determinanti		Verification avec armature à l'effort tranchant							
Ved	Ned	αc	f _{yd}	f _{cd'}	V _{rdsd}	V _{rdcd}	V _{Rd}	Verifica	FS
2238,90	-2755,88	1,00	391,30	10,00	2438,97	6975,00	2438,97	OK	1,19

Arco rovescio: Ø10@300

Sforzi determinanti		Verification avec armature à l'effort tranchant							
Ved	Ned	αc	f _{yd}	f _{cd'}	V _{rdsd}	V _{rdcd}	V _{Rd}	Verifica	FS
-229,10	-1591,81	1,00	1,00	391,30	10,00	583,93	4275,00	583,93	OK

11.8.9 Conclusioni in merito ai rivestimenti dei cameroni

Il caso sismico di spostamento da sinistra verso destra si è rivelato il caso determinante, con un'incidenza di armatura per calotta, piedritti ed arco rovescio rispettivamente di: **105 kg/m³**, **90 kg/m³**, **120 kg/m³**. Negli elaborati grafici, per semplicità, si considera in calotta e piedritto un tasso pari a **100 kg/m³** ed in arco rovescio un tasso pari a **120 kg/m³**. Questo tasso viene confermato dalle verifiche al fuoco svolte al § 11.8.9.

11.8.10 Verifica del setto

Nel setto risulta difficile estrarre dai risultati con Zsoil i diagrammi delle azioni, si lavorerà dunque a partire dalle tensioni. Le tensioni normali all'interno del setto sono mostrate nelle figure seguenti.

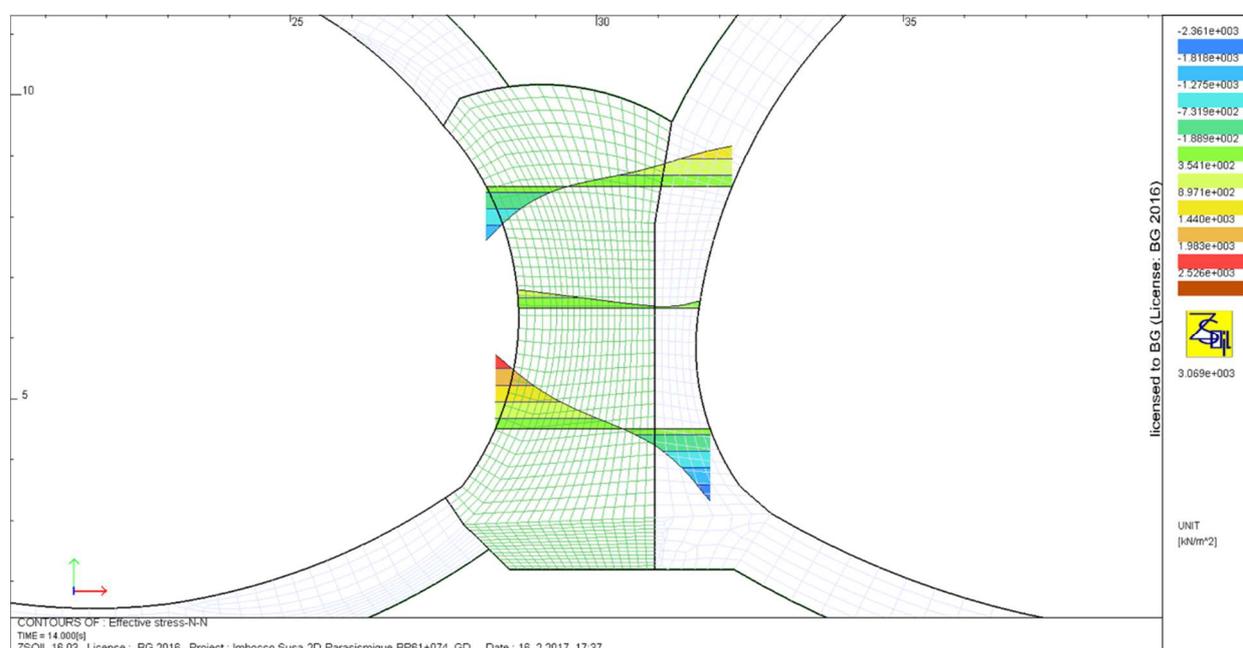


Figura 122: Tensioni verticali sul setto in c.a. sotto deformazione imposta dal sisma applicata da sinistra verso destra

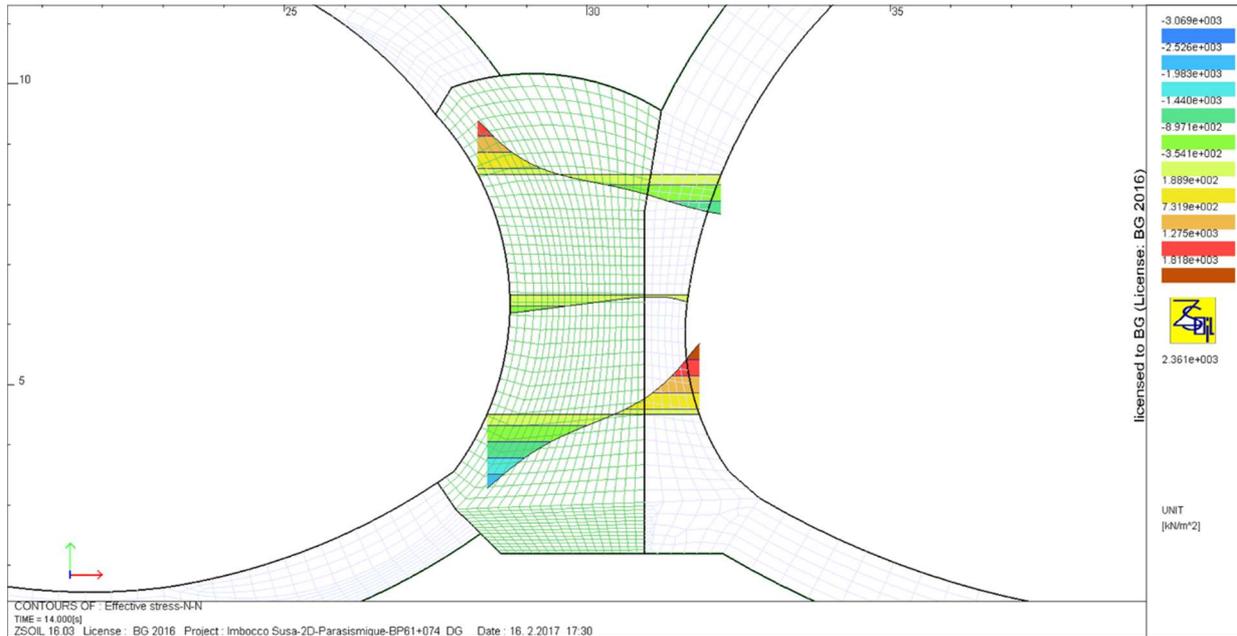


Figura 123: Tensioni verticali sul setto in c.a. sotto deformazione imposta dal sisma applicata da destra verso sinistra

Si nota un diagramma delle tensioni a farfalla il che implica la presenza di momento con sforzo normale piuttosto basso. Anche la rappresentazione degli sforzi principali in allegato 6 mostra nel setto zone a compressione da un lato e zone in trazione dall'altro.

Gli sforzi statici mostrati in allegato 2 mostrano zone con compressioni piuttosto basse, specie in prossimità dell'imbocco, che quindi presentano scarsa copertura.

Gli sforzi statici saranno quindi trascurati.

Le tensioni massime mostrate nelle figure 122 e 123 sono pari a circa 3 MPa, laddove il setto presenta uno spessore di circa 2 m. Ipotizzando sforzo normale nullo, si ha quindi un momento pari a 2000 kNm.

Nel diagramma di interazione seguente, si vede che delle armature $\varnothing 26@150 \text{ mm}$ permettono di ottenere un fattore di sicurezza pari a 1.29.

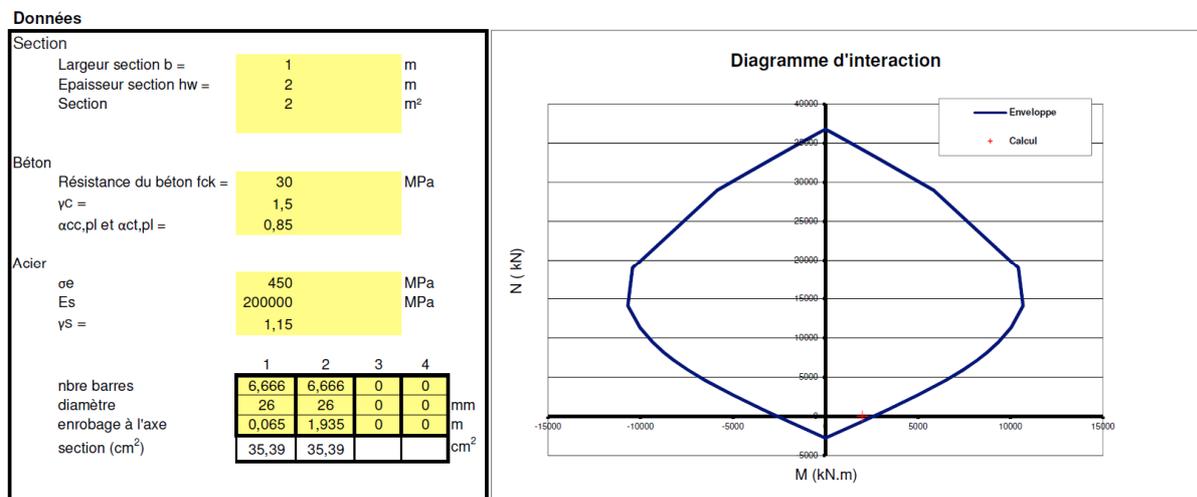


Figura 124: Diagramma di interazione per il setto in c.a.

Tali armature sono moltiplicate per un fattore pari a 1.3 per tener conto delle armature longitudinali e di eventuali armature a taglio.

Nel setto centrale tra i due cameroni si definisce quindi un tasso d'armatura pari a 40 kg/m³.

12. Verifica del sostegno del ramo di connessione in fase cantiere tra BP e BD

Il sostegno del ramo di connessione corrisponde alla sezione tipo S3a della sezione corrente. Si prevede di applicare il sostegno S3a in prossimità al ramo di connessione, nelle stesse condizioni geomeccaniche (micascisti di Clarea con GSI nel range 55-70) e copertura.

Si rimanda dunque alle verifiche del sostegno per la sezione tipo S3a.

La sezione viene ritombata completamente, per cui non vi è rivestimento definitivo.

13. Verifiche di resistenza al fuoco

Come definito nella relazione PRV_C3A_0435_26-19-00_10-01, le strutture in galleria devono rispettare le seguenti curve di incendio:

- ISO 834 4 ore
- HC 2 ore
- RWS 2 ore

Le curve temperatura-tempo di incendio sono rappresentate in figura seguente.

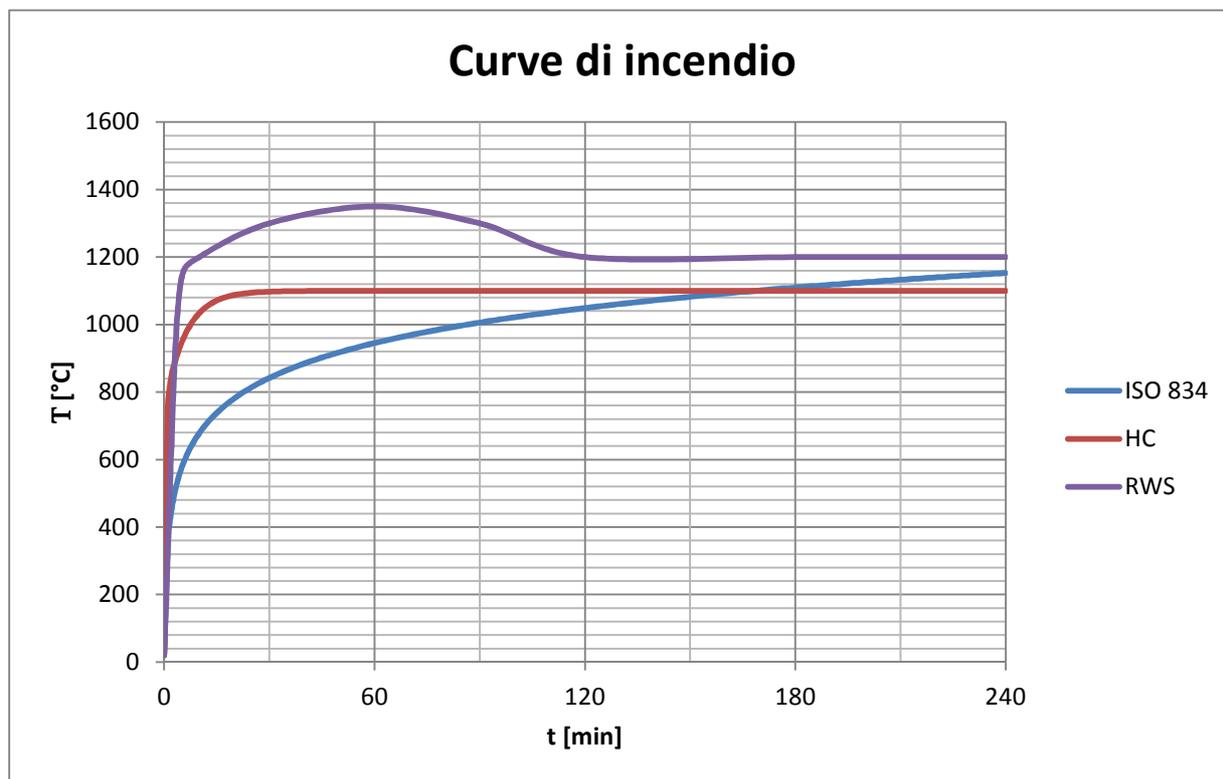


Figura 125: Curve temperatura-tempo di incendio

13.1 Metodologia

La verifica al fuoco è effettuata in conformità all'Eurocodice 2 e secondo la metodologia proposta dal CETU nella raccomandazione denominata "Comportement au feu des tunnels routiers".

L'approccio adottato segue i passi seguenti (si fa riferimento ai paragrafi della raccomandazione del CETU su cui ci si è basati):

1. Calcolo termico per determinare il campo di temperatura della sezione esposta al fuoco (secondo allegato C);
2. Calcolo delle proprietà meccaniche della sezione riscaldata ed in particolare la dilatazione termica (secondo l'allegato E.1.3, § a e b);

3. Calcolo delle sollecitazioni indirette legate all'incendio attraverso un calcolo numerico alle reazioni iperstatiche (SCIA) per determinare gli sforzi termici nel rivestimento;
4. Verifica delle sezioni riscaldate a SLU secondo l'Eurocodice 2.

Come nel caso delle verifiche statiche, tale approccio è basato su un modello lineare, sia per quanto riguarda la determinazione delle sollecitazioni meccaniche che la verifica di resistenza della struttura. Si veda a questo proposito la tabella a pag. 13 di tale raccomandazione del CETU. L'utilizzo di modelli non lineari porta a risultati meno conservativi. Tra l'altro, si richiama il fatto, come raccomandato dal CETU, che analisi più avanzate, di tipo lineare, devono essere scelte in funzione di analisi di tipo economico e quindi non sono giustificate in questo caso alla luce delle incertezze di tipo geomeccanico.

L'approccio adottato è usato correntemente in Francia per studi di Avant-Projet e di Projet.

Per il calcolo termico e delle dilatazioni termiche indotte si sono utilizzati dei fogli di calcolo elaborati internamente da BG sulla base dei paragrafi delle raccomandazioni del CETU citati. Le equazioni alla base di questi fogli ed il dettaglio di tali calcoli sono mostrati in allegato alla relazione PRV_C3A_3950_26-19-00_10-03 per un caso rappresentativo dei calcoli effettuati in entrambe le relazioni (3949 e 3950). Tale foglio è stato validato durante la sua applicazione per altri progetti realizzati da BG in Francia.

Per quanto riguarda l'uso di SCIA si veda la guida all'utilizzo.

13.1.1 Spalling

Per tenere conto della possibilità di spalling del calcestruzzo, considerando cioè la possibilità di distacco di porzioni di calcestruzzo con conseguente riduzione della sezione resistente, esposizione dell'armatura al fuoco e maggiore penetrazione del calore all'interno del calcestruzzo, il dominio di resistenza M – N – salvo indicazioni diverse in merito - considera una sezione avente uno spessore di 5 cm in meno; infatti, come si evince dalle curve temperatura – tempo illustrate in seguito, il calcestruzzo supera la temperatura critica di 500° C nei primi 5/6 cm esposti al fuoco. Inoltre, viene trascurata la presenza delle armature sul lato esposto al fuoco.

Per limitare tale fenomeno si fa ricorso all'uso di fibre in polipropilene. Sulla base dell'esperienza delle società del raggruppamento TSE3 nell'ambito di progetti simili, anche mediante l'esecuzione di prove in laboratorio, e da letteratura come ad esempio secondo Lourenço et al. [9], si consiglia un dosaggio di fibre di 2 kg/m³. Tale valore rappresenta il dosaggio minimo di fibre raccomandato dall' EC2 per limitare il fenomeno dello spalling.

13.1.2 Calcolo termico

L'andamento della temperatura nella sezione è determinata con un foglio Excel che permette il calcolo della temperatura in un elemento di cls di tipo piastra risolvendo le equazioni del calore in una direzione sulla base delle 3 curve al fuoco.

Il calcolo è effettuato secondo il metodo delle differenze finite ed i parametri utilizzati sono i seguenti:

- Conduzione:

- C_p calore specifico del cls che varia in funzione della temperatura ($Jkg^{-1}K^{-1}$). Le variazioni sono quelle descritte nell'Eurocodice 2 – parte 1-2 con contenuto d'acqua dell'1.5%;
- ρ massa volumica del cls (kgm^{-3})
- λ conduttività termica del cls che varia in funzione della temperatura ($Wm^{-1}K^{-1}$). Le variazioni sono descritte nell'EC2-parte 1-2.
- Convezione:
 - α_c : coefficiente di scambio termico per convezione ($Wm^{-1}K^{-1}$). Conformemente alle raccomandazioni del CETU, α_c avrà il valore previsto dall'Eurocodice 1.
- Irraggiamento:
 - ϵ_m emissività della superficie delle pareti (cls)
 - ϵ_f emissività del fuoco
 - Φ fattore di forma

I valori sono stati tratti dall'Eurocodice 1 secondo le raccomandazioni del CETU.

La tabella seguente presenta la sintesi dei valori stabiliti per ciascuna delle proprietà:

C_p ($Jkg^{-1}K^{-1}$)	ρ (kgm^{-3})	λ ($Wm^{-1}K^{-1}$)	α_c ($Wm^{-1}K^{-1}$) lato esposto al fuoco	α_c ($Wm^{-1}K^{-1}$) lato non esposto al fuoco	ϵ_m (-)	ϵ_f (-)	Φ (-)
F ($\theta^\circ C$) EC2	2300 (per θ 20 $^\circ C$)	F ($\theta^\circ C$) EC2	25 per ISO 834 e RWS 50 per HC	4	0.7	1	1

Tabella 36: Proprietà termiche

Nel caso di c.a. e tenuto conto della bassa percentuale di acciaio rispetto al cls, si ammette che le armature non partecipano alla propagazione del calore.

Di seguito, la figura mostra il calcolo termico della sezione TS4b sottoposta per 4 ore alla curva di incendio ISO834.



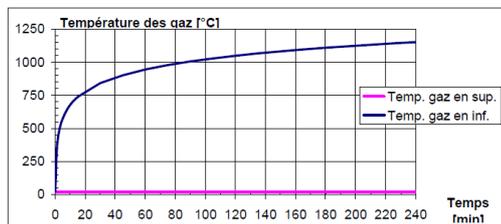
Calculs thermiques avec exposition feu CN
 Fiche de calcul
 Calculs thermiques selon Eurocodes

Version du 25/10/2012

Données thermiques - Feu

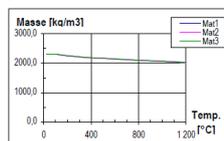
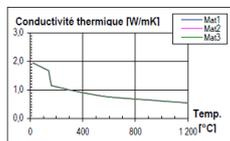
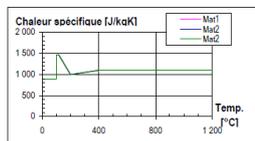
CN

		Face		
		INF	SUP	
- Température initiale :	θ_0	20	20	[°C]
- Température maximale des gaz :	θ_{max}	1 153	20	[°C]
- Coefficient de convection :	α_c	25	4	[W/m²K]
- Rayonnement :				
- Facteur de forme	Φ	1.0	1.0	[-]
- Emissivité du feu	ϵ_f	1.0	1.0	[-]
- Emissivité surface de l'élément	ϵ_m	0.8	0.8	[-]



Données matériaux

		Mat. 1	Mat. 2	Mat. 3	
- Epaisseur	e	0	500	0	[mm]
- Matériau		Béton u=1.5%	Béton u=1.5%	Béton u=1.5%	
- Masse volumique	ρ (20°C)	2 300	2 300	2 300	[kg/m³]
- Chaleur spécifique	c_p (20°C)	1470,00	1470,00	1470,00	[J/kgK]
- Conductivité therm.	λ_c (20°C)	-	-	-	[W/mK]
- Code matériau		5	5	5	



Données calcul

- Pas de temps	5	[s]	OK : dt sous-multiple de la durée totale
- dx	5	[mm]	OK : dx sous-multiple de l'épaisseur totale
- durée feu	240	[mn]	-

Résultats

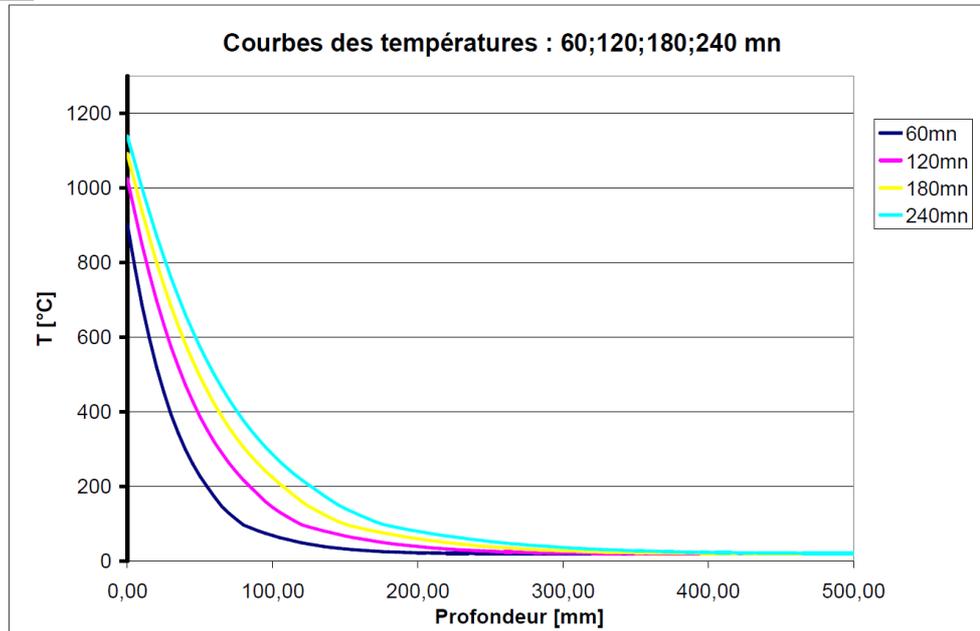


Figura 126: Dati input per il calcolo e andamento delle temperature nella sezione per la curva ISO834 4h

13.1.3 Calcolo delle proprietà termiche nella sezione riscaldata

L'aumento di temperatura sui materiali genera una variazione delle loro proprietà meccaniche ed in particolare:

- una perdita di resistenza
- una diminuzione del modulo di Young.

Una volta determinato il campo di temperatura, si calcolano le proprietà termiche della sezione in c.a. riscaldata sulla base delle proprietà del cls e degli acciai d'armatura forniti nell'Eurocodice 2 parte 1-2.

La resistenza ed il modulo di Young dei materiali riscaldati sono calcolati nel modo seguente:

$$X_{d,fi} = k_{\theta} \cdot X_k / \gamma_{M,fi}$$

dove:

k_{θ} è un fattore di riduzione dipendente dalla temperatura del materiale;

X_k è la proprietà (resistenza, modulo) caratteristica del materiale;

$\gamma_{M,fi}$ è il fattore parziale di sicurezza in situazione di incendio, pari a 1.

Le caratteristiche della sezione riscaldata sono dedotte integrando sulla sezione le caratteristiche dei materiali riscaldati. Seguendo il metodo definito nella raccomandazione del CETU, si calcola quindi:

$$ES_J = \iint_S E_c(T(y)) dS$$

$$EI_J = \iint_S E_c(T(y)) y^2 dS$$

Si deduce da queste caratteristiche riscaldate il modulo di Young e l'inerzia flessionale della sezione riscaldata che servono per il calcolo strutturale alle reazioni iperstatiche:

Modulo di Young della sezione riscaldata: $E_J = \frac{ES_J}{S}$

Inerzia flessionale della sezione riscaldata: $I_J = \frac{EI_J}{E_J}$

13.1.4 Sollecitazioni indirette legate all'incendio

Il riscaldamento dei materiali per effetto dell'incendio genera una dilatazione, oltre ad una variazione delle loro proprietà meccaniche. Con l'ipotesi di deformazioni piane, l'allungamento e la curvatura considerate per la sezione riscaldata sono fornite dalle espressioni riportate nelle raccomandazioni del CETU:

$$\varepsilon_{th} = \frac{\iint_S E_c(y)\alpha \times (T(y) - T_0)dS + \sum E_s(y_i)\alpha \times (T(y) - T_0)A_i}{ES_j}$$

$$\gamma_{th} = \frac{\iint_S yE_c(y)\alpha \times (T(y) - T_0)dS + \sum y_iE_s(y_i)\alpha \times (T(y) - T_0)A_i}{EI_j}$$

Con:

ε_{th} la deformazione longitudinale dovuta agli effetti termici

γ_{th} la curvatura dovuta agli effetti termici.

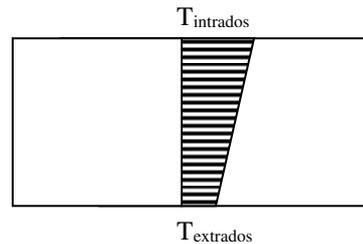
Quando impedita, questa dilatazione genera degli sforzi nella struttura.

Questi sforzi sono calcolati con un software strutturale (SCIA Engineering) con un modello alle reazioni iperstatiche nel quale si introduce un campo di temperatura che genera degli sforzi equivalenti. Non si tratta evidentemente della temperatura reale della sezione, ma di un artificio di calcolo che permette di generare le stesse deformazioni della struttura.

Si introduce quindi nel software SCIA:

$$T_{intradosso} - T_0 = \varepsilon_{th} + \gamma_{th} \frac{h}{2}$$

$$T_{extradosso} - T_0 = \varepsilon_{th} - \gamma_{th} \frac{h}{2}$$



La figura seguente mostra il calcolo termico della sezione TS4b sottoposta per 4 ore alla curva di incendio ISO834:

Calcul Thermique - rigidité à froid

Données matériaux

Béton :

-Résistance caractéristique	f _{ck}	C30	
-Module d'Young à froid :	E _{cm} (20°)	31 729	[MPa]

Acier :

-Limite élastique :	f _{yk}	450	[MPa]
-Module d'Young à froid :	E _s (20°)	200 000	[MPa]

Données section pour un mètre de large

Section béton :

-Hauteur :	h	0,5	[m]
-Discretisation :	Δh	0,005	[m]
-Largeur :	L	1	[m]

Armatures inf :

		lit n°1	lit n°2	lit n°3	
-Nb barres :	nb				[u]
-Diamètre :	f				[mm]
-Enrobage :	e				[mm]
-Matériau n°	n°	2	2	2	

Armatures sup :

-Nb barres :	nb				[u]
-Diamètre :	f				[mm]
-Enrobage :	e				[mm]
		2	2	2	

Résultats

ε _{th} /α	41,57
γ _{th} /α	217,38

E	21938,31
EI	195,41
ES	10969,15
I	8,91E-03
I ₀ (à froid)	1,04E-02
coef réduction sur I	8,55E-01

ΔT _{inf}	95,91
ΔT _{sup}	-12,78

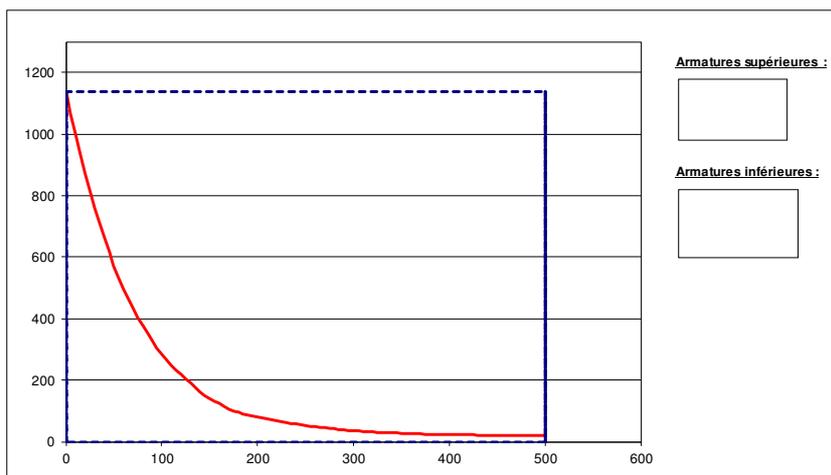


Figura 127: Dati di input e risultati

13.1.5 Verifica delle sezioni riscaldate a SLU – combinazione eccezionale

Le verifiche al fuoco vengono condotte secondo l'Eurocodice 2 - parte 1 – 2.

La riduzione di resistenza viene effettuata secondo il punto 4.2.4 della suddetta norma, ovvero sulla base delle curve e delle equazioni ivi fornite, con le seguenti ipotesi:

- Cls: curva 1, cls ordinario per aggregati silicei
- Acciaio: classe N, curva 2, armatura tesa trafilata a freddo.

Per il cls, si calcola il coefficiente di riduzione per ogni striscia di 1 m e poi si determina il coefficiente di riduzione medio sulla sezione, da considerare nei calcoli.

Per quanto riguarda le azioni, per la verifica deve risultare:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi}$$

dove:

$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d + A_d$ è l'effetto di calcolo delle azioni in condizioni di incendio (situazione eccezionale), determinato in conformità all'Eurocodice 1 parte 1-2.

$$\eta_{fi} = \frac{G_k}{\gamma_G \cdot G_k} = 0,77 \text{ (nel caso di sole azioni permanenti)}$$

E_d corrisponde al valore di progetto della sollecitazione a temperatura ambiente secondo la combinazione caratteristica allo SLU.

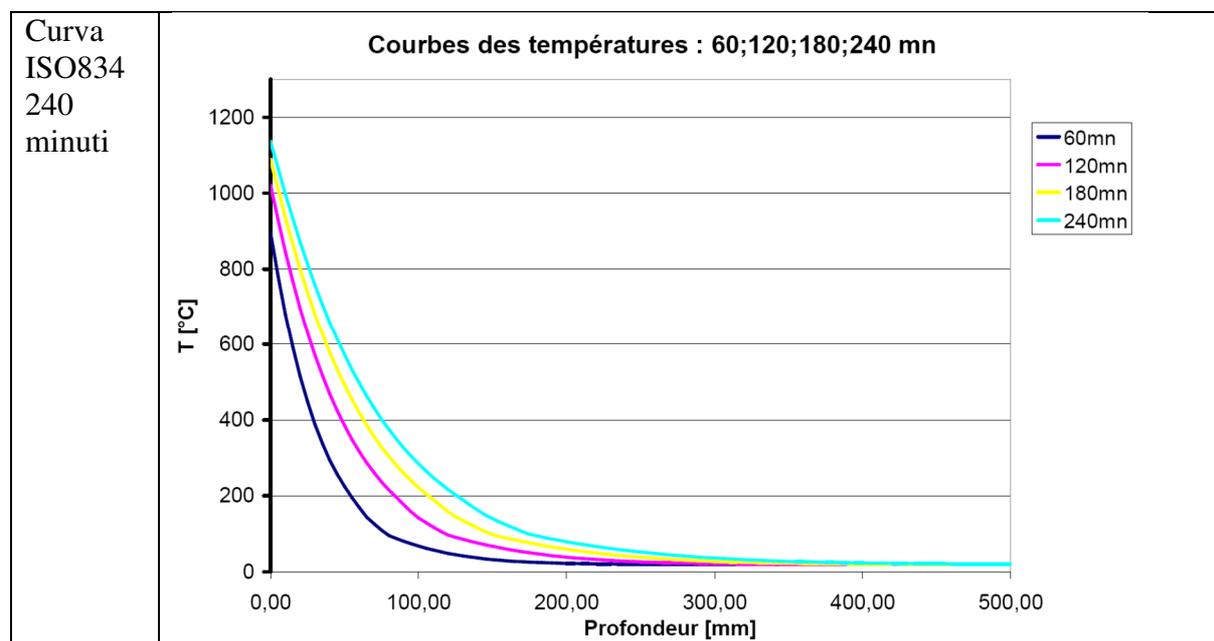
A_d corrisponde agli sforzi termici secondo il metodo indicato in precedenza (si considerano le coppie $N_{max}, M; N_{min}, M; N, M_{min}; N, M_{max}$).

13.2 Verifiche per la sezione corrente (tratte con TBM aperta e in tradizionale)

Le sezioni tipo previste in queste tratte presentano uno spessore di rivestimento minimo di 50 cm. Le verifiche al fuoco, analogamente a quelle statiche, sono state svolte per le sezioni tipo con TBM aperta e sono ritenute valide anche per le tratte in tradizionale.

In particolare, si è considerata la sezione TS4b in quanto la più gravosa.

- Calcolo termico



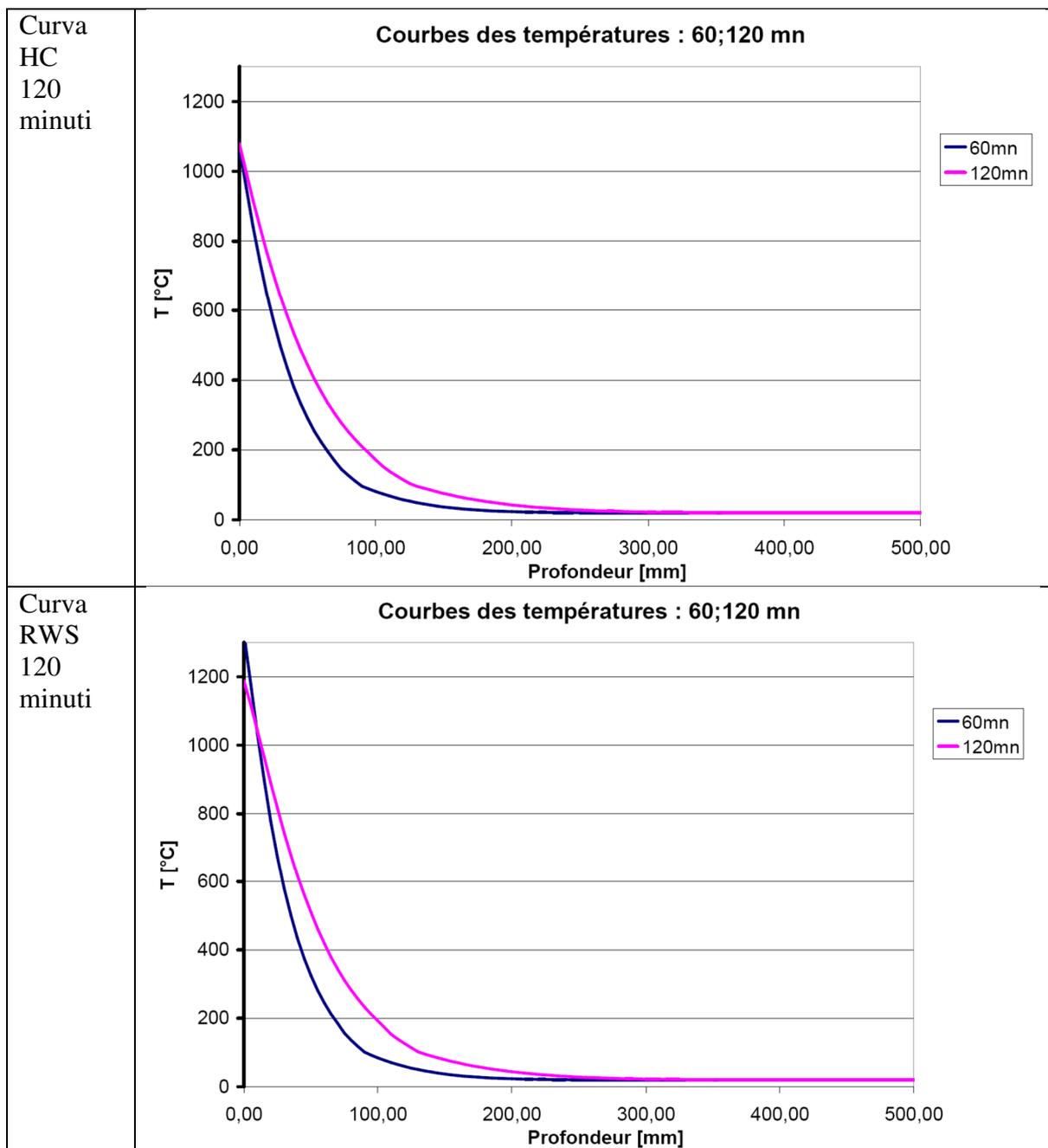


Figura 128: Andamento delle temperature nella sezione per le 3 curve di incendio considerate

- Calcolo delle proprietà termiche della sezione riscaldata

La sintesi delle proprietà termiche della sezione riscaldata per ogni curva di incendio è fornita nella tabella seguente:

	A T ambiente	ISO 834 4h	HC 2h	RWS 2h
E₀ [MPa]	31729	21938	24648	24330
I₀ [.10⁻³ m⁴]	10,4	8,91	8,61	8,55

Tabella 37: Caratteristiche della sezione riscaldata

- Sollecitazioni indirette legate all'incendio

	A T ambiente	ISO 834 4h	HC 2h	RWS 2h
ε_{th} [.10⁻⁵]	0	42	27	26
γ_{th} [.10⁻⁵ m⁻¹]	0	217	213	203
T_{inf} – T₀ [°C]	0	96	80	77
T_{sup} – T₀ [°C]	0	-13	-26	-24

Tabella 38: Sollecitazioni termiche indotte dal riscaldamento del cls

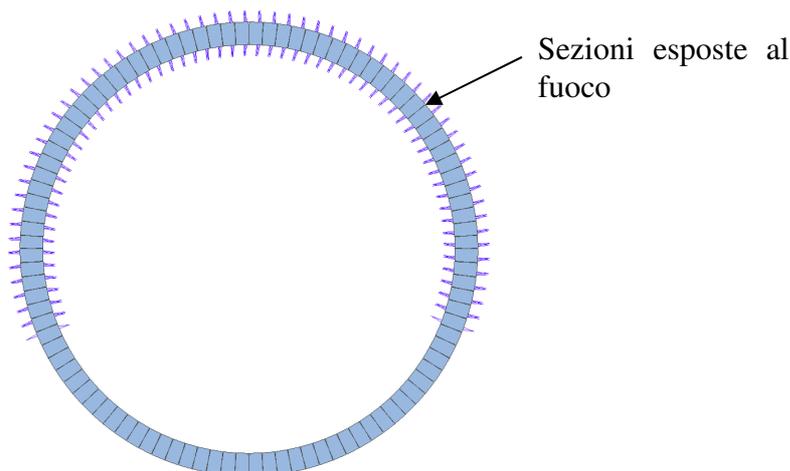


Figura 129: Modello di calcolo

Si è calcolato K pari a 2153.8 MN/m³.

Sforzi termici	ISO 834 4h		HC 2h		RWS 2h	
	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
1	2010	452	1422	476	1382	443
2	1906	-15	1315	-15	1282	-14
3	1906	-30	1315	-22	1282	-21
4	2010	453	1422	477	1382	444

Tabella 39: Sforzi termici calcolati con SCIA

- Verifica della sezione riscaldata

I coefficienti di riduzione della resistenza per il cls sono calcolati sullo spessore del cls oltre i primi 5 cm.

Si ottengono i relativi coefficienti di riduzione della resistenza caratteristica del calcestruzzo e dell'acciaio riportati nella tabella seguente.

	A T ambiente	ISO 834 4h	HC 2h	RWS 2h
k_θ,béton	1	0,96	0,98	0,98

Tabella 40: Coefficienti di riduzione della resistenza

Sollecitazioni per la verifica: presi pari agli sforzi a T ambiente (a freddo) + sforzi termici.

Sforzi totali	ISO 834 4h		HC 2h		RWS 2h	
	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
1	3913	480	3325	504	3285	471
2	3446	-57	2855	-57	2822	-56
3	2879	139	2288	147	2255	148
4	3897	428	3309	452	3269	419



Calcul de la courbe d'interaction du béton non fibré
 selon les recommandations de l'AFTES "utilisation du béton non armé en tunnel"
 et "compatibilité avec les Eurocodes"
 BG - 2014

Données

Largeur section $b =$	1 m
Epaisseur section $h_w =$	0,45 m
Résistance du béton à la compression $f_{ck} =$	30 MPa
Coefficient de résistance $k\theta =$	0,96
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton $\gamma_c =$	1
Coefficient relatif aux actions $\gamma_{ELU} =$	1

Résultats

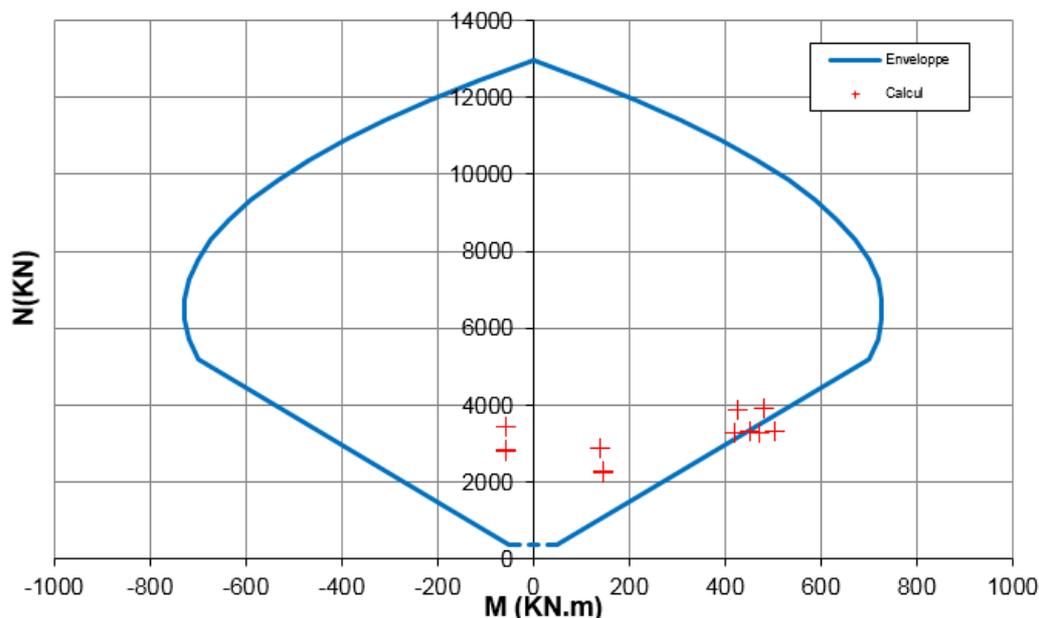


Figura 130: Sezione TS4b, diagramma di interazione per la curva di incendio ISO834 4h

Tutte le sezioni sono verificate, salvo tre coppie M-N agente in calotta che risultano fuoriuscire dal diagramma di interazione. Tuttavia, come da raccomandazione AFTES sul cls non armato, il diagramma di interazione è ridotto per il criterio della profondità della fessura superiore alla metà dello spessore del rivestimento ($e > 0.3 h_w$), come si può vedere:

Section	Efforts de calcul		Efforts ELU		VERIFICATION FLEXION COMPOSEE				Vérification
	M béton kN.m	N béton kN	Mu kN.m	Nu kN	e m	fcd MPa	Nrd KN	Nrd0 KN	
1	480,49	3913,44	480,49	3913,44	0,122779447	28,8	5887,903839	364,5	OK
2	-56,58	3446	-56,58	3446,00	0,016419037	28,8	12014,26349	364,5	OK
3	138,63	2879,28	138,63	2879,28	0,048147454	28,8	10186,70668	364,5	OK
4	427,59	3897,27	427,59	3897,27	0,109715262	28,8	6640,400896	364,5	OK
5	504,49	3325,44	504,49	3325,44	0,15170624	28,8	4221,720554	364,5	Fissuration trop importante
6	-56,58	2855	-56,58	2855,00	0,019817863	28,8	11818,49107	364,5	OK
7	146,63	2288,28	146,63	2288,28	0,064078697	28,8	9269,067072	364,5	OK
8	451,59	3309,27	451,59	3309,27	0,13646212	28,8	5099,781885	364,5	Fissuration trop importante
9	471,49	3285,44	471,49	3285,44	0,143508936	28,8	4693,885263	364,5	Fissuration trop importante
10	-55,58	2822	-55,58	2822,00	0,019695252	28,8	11825,55351	364,5	OK
11	147,63	2255,28	147,63	2255,28	0,065459721	28,8	9189,52006	364,5	OK
12	418,59	3269,27	418,59	3269,27	0,128037758	28,8	5585,025159	364,5	OK

Tabella 41: Verifica della sezione

Nelle stesse raccomandazioni si dice che questo criterio può essere reso meno severo in caso di sezioni massive con spessore di almeno 50 cm. Allo stesso tempo, nella sezione TS4b, si ha uno spessore minimo di 55 cm. Si vede che con uno spessore di 55 cm una sola coppia si trova al limite del diagramma di interazione.



Calcul de la courbe d'interaction du béton non fibré

selon les recommandations de l'AFTES "utilisation du béton non armé en tunnel"
 et "compatibilité avec les Eurocodes"

BG - 2014

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h _w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f _{ck} =	30 MPa
Coefficient de résistance kθ =	0,96
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ _c =	1
Coefficient relatif aux actions γ _{ELU} =	1

Résultats

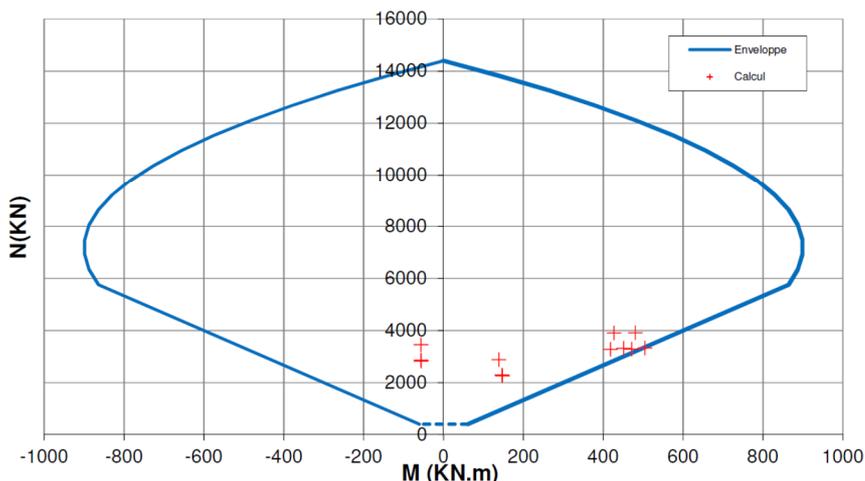


Figura 131: Sezione TS4b, diagramma di interazione per la curva di incendio ISO834 4h considerando lo spessore minimo reale di 55 cm

Ricapitolando, per la sezione TS4b, per le verifiche statiche ed al fuoco, si hanno le seguenti resistenze di calcolo minime, azioni sollecitanti massime/minime, fattori di sicurezza ed eventuali dispositivi di protezione riportati in tabella:

	Verifiche statiche		Verifiche al fuoco	
Resistenze di calcolo dei materiali	f_{cd} [MPa]	14.2	$f_{cd, fi}$ [MPa]	28.8
Sezione resistente	Spessore (cm)	50	Spessore (cm)	45
Azioni sollecitanti considerate nel diagramma d'interazione	Nmax [kN/m], M [kNm/m]	2472, 43	Nmax [kN/m], Mmax [kNm/m]	3913, 480
	N [kN/m], Mmin/max [kNm/m]	2000, 219	Nmin [kN/m], M [kNm/m]	2255, 148
Armature in calotta e piedritti	Intradosso [mm]	-	Intradosso [mm]	-
	Estradosso [mm]	-	Estradosso [mm]	-
Fattori di sicurezza		1.75		1
Dispositivi di protezione al fuoco			Nessuno	

Tabella 42: Resistenze della struttura, azioni sollecitanti e fattori di sicurezza per la sezione TS4b

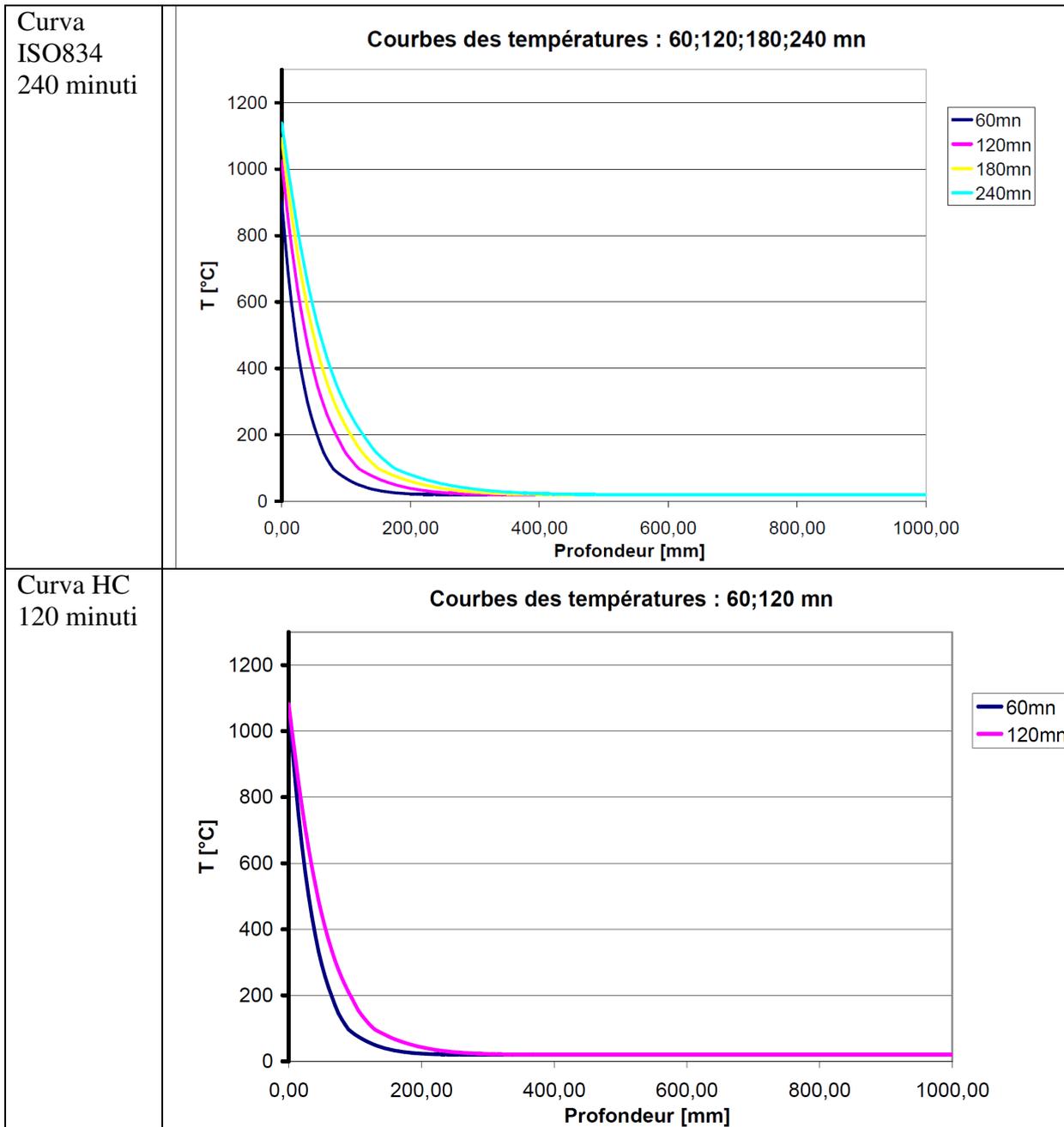
13.3 Verifiche delle caverne di montaggio-smontaggio

Anche nel caso delle verifiche al fuoco sono validi i calcoli effettuati per la sezione B-B dell'area di sicurezza di Clarea (relazione PRV_C3A_3731_26-46-20_10-02).

13.4 Verifiche per le sezioni allargate in prossimità degli imbocchi

Si considera la sezione tipo A come per le verifiche statiche.

- Calcolo termico



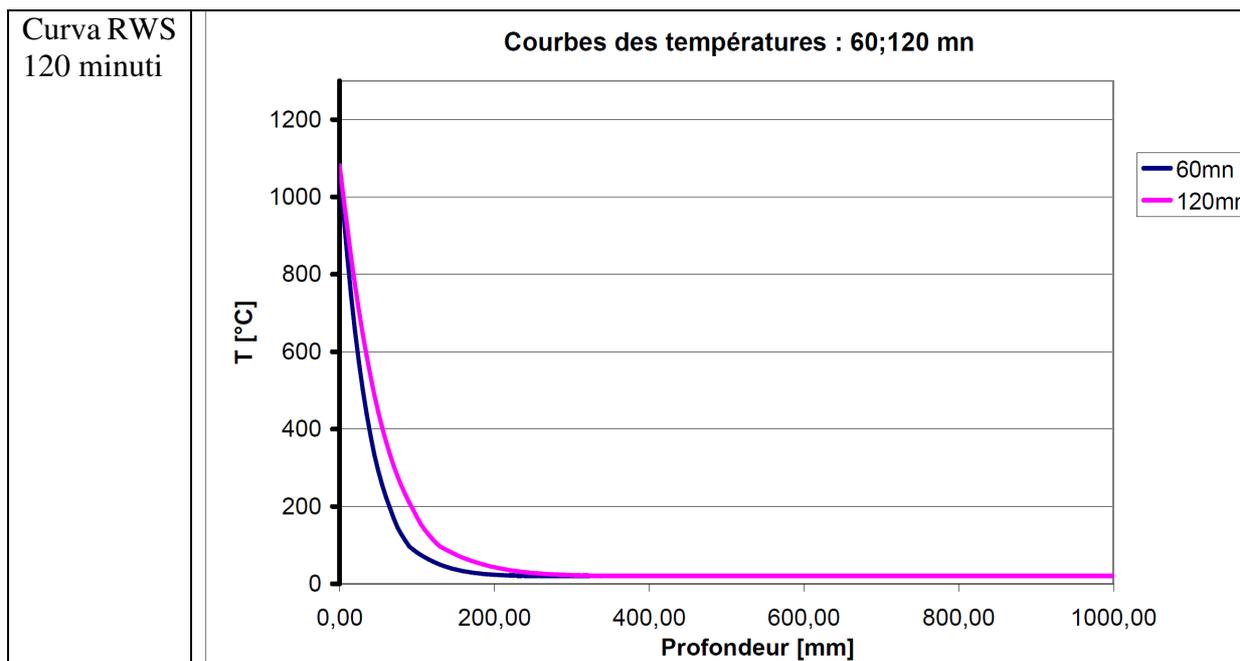


Figura 132: Andamento delle temperature nella sezione per le 3 curve di incendio considerate

- Calcolo delle proprietà termiche della sezione riscaldata

La sintesi delle proprietà termiche della sezione riscaldata per ogni curva di incendio è fornita nella tabella seguente:

	A T ambiente	ISO 834 4h	HC 2h	RWS 2h
E_0 [MPa]	31729	26833	28189	28030
I_0 [$\cdot 10^{-3} \text{ m}^4$]	83	69	71	70

Tabella 43: Caratteristiche della sezione riscaldata

- Sollecitazioni indirette legate all'incendio

	A T ambiente	ISO 834 4h	HC 2h	RWS 2h
ϵ_{th} [$\cdot 10^{-5}$]	0	27	25	24
γ_{th} [$\cdot 10^{-5} \text{ m}^{-1}$]	0	151	145	144
$T_{inf} - T_0$ [°C]	0	103	97	97
$T_{sup} - T_0$ [°C]	0	-49	-48	-48

Tabella 44: Sollecitazioni termiche indotte dal riscaldamento del cls

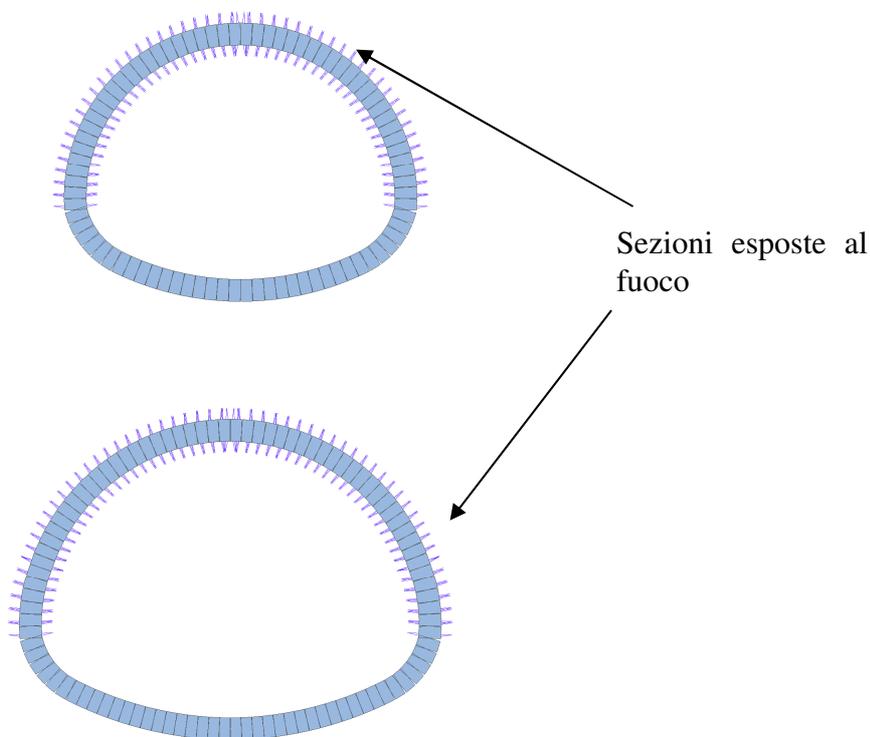


Figura 133: Modello di calcolo per BP e BD

La rigidezza K è pari a 1753 MN/m^3 per il BP ed a 1952 MN/m^3 per il BD. Si nota che le curve HC e RWS presentano parametri pressoché identici, per cui si considera solo il caso di HC 2 ore.

Sforzi termici		ISO 834 4h		HC 2h	
		N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
Camerone BP	1	828	3511	839	3572
	2	828	3519	839	3581
	3	-	-	45	0
	4	-	-	-	-
Camerone BD	1	3426	3227	3248	3310
	2	3426	3286	3247	3340
	3	2364	-366	2442	-355
	4	1326	141	1230	-135

Tabella 45: Sforzi termici calcolati con SCIA

- Verifica della sezione riscaldata

Coefficienti di riduzione della resistenza:

- per il cls: calcolato sullo spessore del cls oltre i primi 5 cm

Si ottengono i relativi coefficienti di riduzione della resistenza caratteristica del calcestruzzo e dell'acciaio riportati nella tabella seguente.

	A T ambiente	ISO834 4h	HC 2h	RWS 2h
$k_{\theta,cls}$	1	0,98	0,99	0,99
Intradosso $k_{\theta,acciaio}$	1	0.47	0.82	0.64
Estradosso $k_{\theta,acciaio}$	1	1	1	1

Tabella 46: Coefficienti di riduzione della resistenza

Sforzi di dimensionamento: presi pari a quelli a T ambiente nei casi con e senza pressione idraulica (assenza di sisma in quanto si esclude la concomitanza) + sforzi termici; si considerano le coppie Nmax, Mmax in quanto in generale concomitanti nella stesso punto.

Sforzi totali	ISO 834 4h		HC 2h	
	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
Camerone BP – con pressione idraulica	4770	3771	4781	3833
Camerone BP – senza pressione idraulica	1240	3607	1251	3669
Camerone BD – con pressione idraulica	7931	3540	7552	3594
Camerone BD – senza pressione idraulica	3838	3461	3659	3515

Il diagramma di interazione considera già l'uso di fibre di polipropilene escludendo lo spalling superficiale.

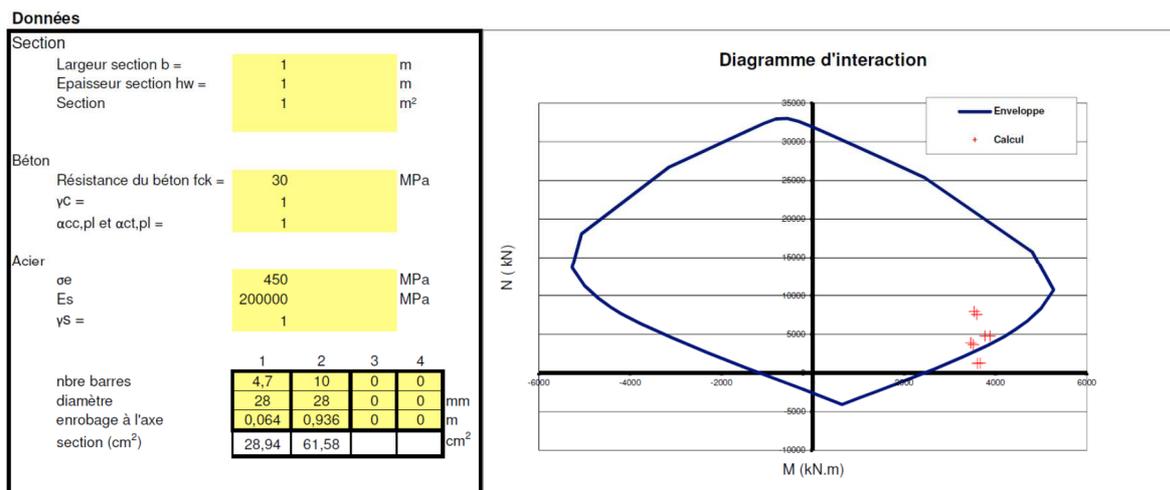


Figura 134: Diagramma di interazione (si considera la riduzione del cls e nell'acciaio all'intradosso nel caso di ISO 834 h)

In assenza di pressione idrostatica, la verifica non è soddisfatta per alcune coppie M, N del diagramma di interazione. Si prevede dunque una protezione al fuoco con fogli di Promatect-T spessore 35 mm o equivalenti, analogamente a quanto previsto nel sottoattraversamento della Val Cenischia nella tratta con conci prefabbricati (vedere elaborati PRV_C3A_3950_26-19-00_10-03 e PD2_C3A_4850_26-19-30_40-15), per tutta la superficie di rivestimento definitivo esposta, ovvero nei piedritti a partire dal marciapiede ed in calotta. Tale protezione contribuisce a ridurre notevolmente la propagazione del calore nella sezione, annullando quasi la perdita di resistenza e prevenendo lo spalling superficiale, nonché l'entità delle azioni termiche, come si può vedere nel paragrafo seguente.

13.4.1 Verifica in presenza di protezione termica

Si esegue la verifica come descritto in precedenza ma tenendo conto della protezione termica di tipo Promatect-T 35mm.

L'andamento della temperatura nella sezione è determinato con il foglio Excel elaborato internamente da BG come mostrato e descritto in precedenza.

La tabella seguente presenta la sintesi dei valori stabiliti per ciascuna delle proprietà per il cls e per l'isolante (prestazioni).

Tali parametri sono stati tratti dall'Eurocodice 2- parte 1-2, dall'Eurocodice 1 –parte 1-2, dalle raccomandazioni del CETU "comportement au feu des tunnels routiers" e "catalogue des protections passives" o dalle schede tecniche dei fornitori.

	C_p ($J \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}$)	ρ ($kg \cdot m^{-3}$)	λ ($W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$)	α_c ($W \cdot m^{-2} \cdot K^{-1}$)	ϵ_m (-)	ϵ_f (-)	Φ (-)
Clis	f($\theta^\circ C$) (secondo EC 2)	2 300 (secondo EC2)	f($\theta^\circ C$) (secondo EC 2)	HC ed Eureka: 50 ISO834 e RWS: 25 (secondo EC1 e racc. CETU)	0.7 (secondo EC2)	1 (secondo EC2 e racc. CETU)	1 (secondo EC1 e racc. CETU)
Isolante	742 (secondo catalogo CETU)	810 -990 (secondo catalogo CETU e fornitori)	0.212-0.2 (secondo fornitori)	4 (secondo EC1 e racc. CETU)	0.8 (secondo racc. CETU)	1 (secondo EC2 e racc. CETU)	1 (secondo EC2 e racc. CETU)

Il calcolo termico per la curva ISO 834 4h per il sistema fogli di protezione termica 35 mm + rivestimento 700 mm è mostrato nella figura seguente:



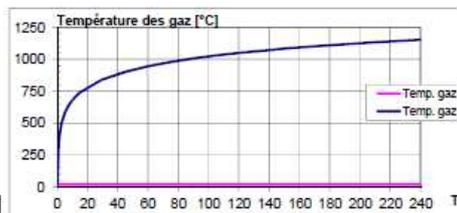
Calculs thermiques avec exposition feu CN
 Fiche de calcul
 Calculs thermiques selon Eurocodes

Version du 25/10/2012

Données thermiques - Feu

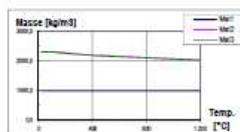
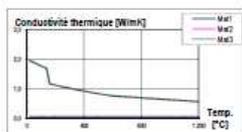
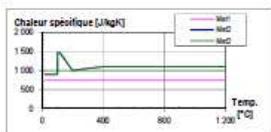
		Face		Unité
		INF	SUP	
- Température initiale :	θ_{0i}	20	20	[°C]
- Température maximale des gaz :	θ_{max}	1 153	20	[°C]
- Coefficient de convection :	α_{ce}	25	4	[W/m²K]
- Rayonnement :				
-Facteur de forme	Φ	1,0	1,0	[-]
-Emissivité au feu	ϵ_f	1,0	1,0	[-]
-Emissivité surface de rélément	ϵ_{rs}	0,8	0,8	[-]

Lancement



Données matériaux

		Mat. 1	Mat. 2	Mat. 3	Unité
-Epaisseur	e	35	1 000	0	[mm]
-Matériau		Promatect T	Béton $\mu=1,5\%$	Béton $\mu=1,5\%$	
-Masse volumique	ρ (kg/m³)	990	2 300	2 300	[kg/m³]
-Chaleur spécifique	c_p (J/kgK)	742,00	1470,00	1470,00	[J/kgK]
-Conductivité therm.	λ_s (W/mK)	0,05	-	-	[W/mK]
-Code matériau		10	5	5	



Données calcul

- Pas de temps	5	[s]	OK : dt sous-multiple de la durée totale
- dx	5	[mm]	OK : dx sous-multiple de l'épaisseur totale
- durée feu	240	[min]	-

Résultats

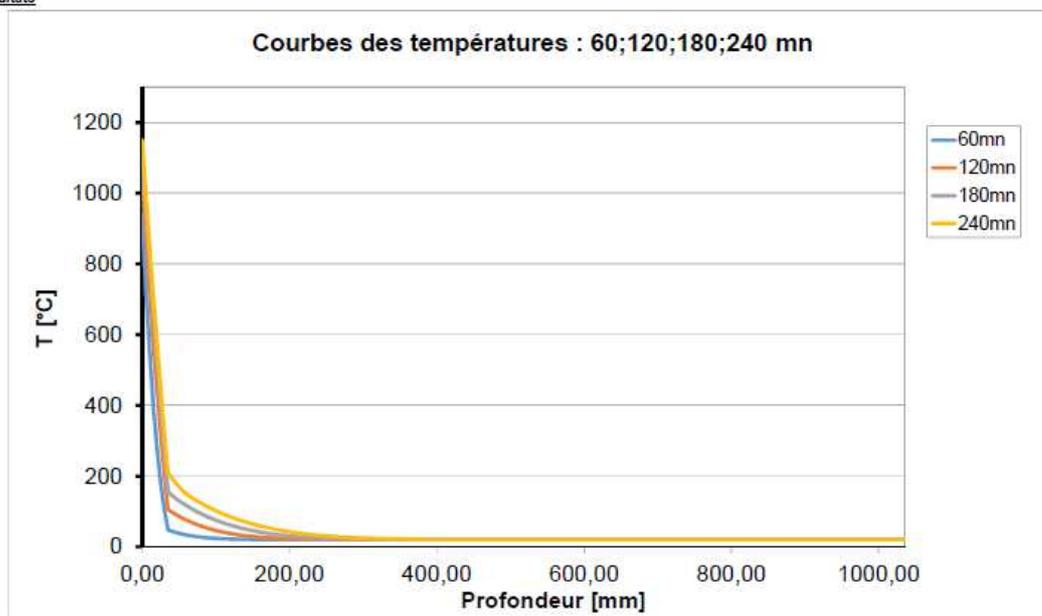


Figura 135: Andamento della temperatura nella sezione per la curva ISO834 4ore

Calcul Thermique - rigidité à froid

n° projet :

Calcul Rigidité à Chaud

Données matériaux

Béton :

-Résistance caractéristique	f _{ck}	C30	
-Module d'Young à froid :	E _{cm} (20°)	31 729	[MPa]

Acier :

-Limite élastique :	f _{yk}	450	[MPa]
-Module d'Young à froid :	E _s (20°)	200 000	[MPa]

Données section pour un mètre de large

Section béton :

-Hauteur :	h	1,035	[m]
-Discretisation :	Δh	0,005	[m]
-Largeur :	L	1	[m]

pas contrôlé pour L > 1m

Armatures inf :

		lit n°1	lit n°2	lit n°3	
-Nb barres :	nb	10			[u]
-Diamètre :	f	28			[mm]
-Enrobage :	e	50			[mm]
-Matériau n°	n°	2	2	2	

bien indiquer le matériau pour l'affichage

Armatures sup :

-Nb barres :	nb	10			[u]
-Diamètre :	f	28			[mm]
-Enrobage :	e	50			[mm]
		2	2	2	

Résultats

Epsilon th/alpha	15,32
Gamma th/alpha	82,55

E	29676,08
EI	2511,97
ES	30714,74
I	8,46E-02
I ₀ (à froid)	9,24E-02
coef réduction sur I	9,16E-01

ΔT _{inf}	58,04
ΔT _{sup}	-27,39

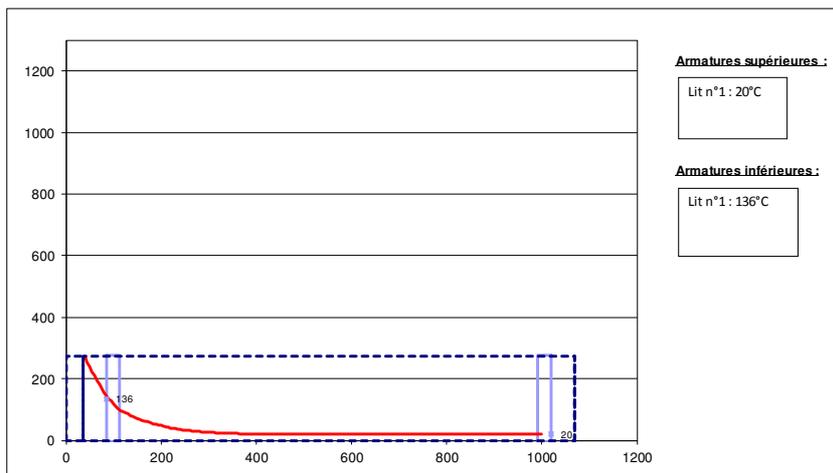


Figura 136: calcolo delle sollecitazioni indirette in caso di incendio

Verifica

Sommando alle sollecitazioni statiche le sollecitazioni indotte dalla dilatazione termica nelle stesse posizioni, si ottiene il diagramma di interazione seguente. La sezione resistente di cls è pari ad 1 m e si ottiene con un coefficiente **k_{0,cls}** pari a 1 (0.9997 per l'esattezza) e **k_{0,acciaio}** pari a 1.

Sforzi termici		ISO 834 4h	
		N [kN]	M [kNm]
Camerone BP	1	483	1928
	2	-	-
Camerone BD	1	2128	1708
	2	2128	1734

Sforzi totali		ISO 834 4h	
		N [kN]	M [kNm]
Camerone BP		895	2016
Camerone BD		2540	1909

Données

Section					
Largeur section b =	1	m			
Epaisseur section hw =	1	m			
Section	1	m ²			
Béton					
Résistance du béton fck =	30	MPa			
γc =	1				
acc.pl et act.pl =	1				
Acier					
σe	450	MPa			
Es	200000	MPa			
γs =	1				
	1	2	3	4	
nbre barres	10	10	0	0	
diamètre	28	28	0	0	mm
enrobage à l'axe	0,064	0,936	0	0	m
section (cm ²)	61,58	61,58			cm ²

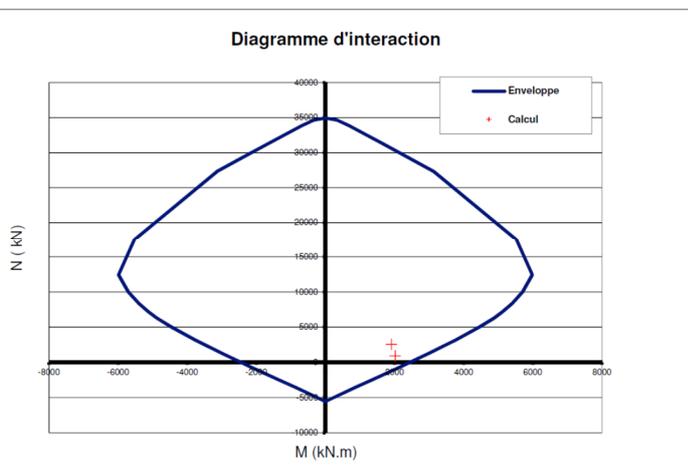


Figura 137: Diagramma di interazione con protezione termica

FS=1.4.

Ricapitolando, per i camerone all'imbocco, per le verifiche statiche, sismiche ed al fuoco, si hanno le seguenti resistenze di calcolo minime, azioni sollecitanti massime/minime, fattori di sicurezza ed eventuali dispositivi di protezione riportati in tabella (in calotta e piedritto dato che le azioni dovute all'incendio si verificheranno solo in quella posizione):

	Verifiche statiche (con pressione idraulica)		Verifiche sismiche		Verifiche al fuoco	
	f_{cd} [MPa]	17	f_{cd} [MPa]	17	$f_{cd, fi}$ [MPa]	30
Resistenze di calcolo dei materiali	f_{cd} [MPa]	17	f_{cd} [MPa]	17	$f_{cd, fi}$ [MPa]	30
Sezione resistente (calotta e piedritti)	Spessore (cm)	100	Spessore (cm)	100	Spessore (cm)	100
Azioni sollecitanti considerate nel diagramma d'interazione (calotta e piedritti)	Nmax [kN/m], Mmax [kNm/m]	4460, -1173	N [kN/m], Mmax [kNm/m]	619, 1652	Nmax [kN/m], Mmax [kNm/m]	895, 2016
	Nmin [kN/m], M [kNm/m]	3422, 208	Nmin [kN/m], Mmin [kNm/m]	-500, -3253	-	-
Armature in calotta e piedritti	Intradosso [mm]	-	Intradosso [mm]	Ø28@100 calotta Ø30@100 piedritto	Intradosso [mm]	Ø28@100 calotta Ø30@100 piedritto
	Estradosso [mm]	-	Estradosso [mm]	Ø28@100 calotta Ø30@100 piedritto	Estradosso [mm]	Ø28@100 calotta Ø30@100 piedritto
Fattore di sicurezza	Calotta/Piedritti	1.03/1.5	Calotta/Piedritti	1.36/1.18	Calotta/Piedritti	1.4
Dispositivi di protezione al fuoco						Protezione al fuoco di tipo Promatect-T o equivalenti spessore 35 mm

Tabella 47: Resistenze della struttura, azioni sollecitanti e fattori di sicurezza per il camerone BP all'imbocco

	Verifiche statiche		Verifiche sismiche		Verifiche al fuoco	
	f_{cd} [MPa]	17	f_{cd} [MPa]	17	$f_{cd, fi}$ [MPa]	30
Resistenze di calcolo dei materiali	f_{cd} [MPa]	17	f_{cd} [MPa]	17	$f_{cd, fi}$ [MPa]	30
Sezione resistente (piedritti)	Spessore (cm)	150	Spessore (cm)	100	Spessore (cm)	150
Azioni sollecitanti considerate nel diagramma d'interazione (piedritti)	Nmax [kN/m], Mmax [kNm/m]	5631, -1662	N [kN/m], Mmax [kNm/m]	619, 1652	Nmax [kN/m], Mmax [kNm/m]	2540, 1909
	Nmin [kN/m], M [kNm/m]	4246, -278	Nmin [kN/m], M [kNm/m]	-500, -3253	-	-
Armature in calotta e piedritti	Intradosso [mm]	-	Intradosso [mm]	Ø28@100 calotta Ø30@100 piedritto	Intradosso [mm]	Ø28@100 calotta Ø30@100 piedritto
	Estradosso [mm]	-	Estradosso [mm]	Ø28@100 calotta Ø30@100 piedritto	Estradosso [mm]	Ø28@100 calotta Ø30@100 piedritto
Fattore di sicurezza	Calotta/Piedritti	1.03/1.5	Calotta/Piedritti	1.36/1.18	Calotta/Piedritti	1.4
Dispositivi di protezione al fuoco						Protezione al fuoco di tipo Promatect-T o equivalenti spessore 35 mm

Tabella 48: Resistenze della struttura, azioni sollecitanti e fattori di sicurezza per il camerone BD all'imbocco

14. Conclusioni

La presente relazione tecnica e di calcolo per la tratta lato Italia, dopo aver analizzato la geologia, la geomeccanica, le problematiche durante lo scavo ed il comportamento allo scavo, fornisce e motiva la scelta delle sezioni tipo lungo la tratta; ad esso seguono le verifiche di tali sezioni tipo per tutte le tratte ad eccezione della verifica dei conci prefabbricati, per la quale si rimanda al documento PRV_C3A_3950_26-19-00_10-03.

Sono state eseguite le verifiche statiche dei sostegni e dei rivestimenti definitivi e le verifiche di resistenza al fuoco. Per quanto riguarda i rivestimenti definitivi, una tabella riepilogativa è presente per ciascuna sezione di verifica principale e presenta le azioni sollecitanti, le resistenze di calcolo, le sezioni resistenti, i fattori di sicurezza ottenuti e i dispositivi di protezione al fuoco quando necessari. Tali tabelle sono contenute nel capitolo relativo alle verifiche al fuoco.

Le verifiche esposte nel presente documento mostrano che le sezioni tipo previste lungo il tracciato risultano adeguate per tutte le combinazioni di carico previste.

Si ricorda che le ipotesi alla base del dimensionamento sono le seguenti:

- Stato attuale delle conoscenze geologiche/geomeccaniche ed idrogeologiche. Il livello di affidabilità di tali previsioni è stimato tramite il metodo del R-index. A questo scopo si vedano gli elaborati PRV_C3B_0088e0089_00-06-00 relativi ai rischi geologici.
- Sistema di drenaggio efficiente in maniera tale da abbattere completamente i carichi idraulici sul rivestimento quando le pressioni idrostatiche sono superiori a 10 bar. La presenza di camere di manutenzione a distanza regolare ed un efficace piano di manutenzione rispondono a quest'obiettivo.

Lo scostamento dalle suddette ipotesi può portare alla necessità di adeguare le sezioni tipo e le protezioni previste. In fase esecutiva sarà quindi necessario elaborare un piano di monitoraggio per verificare la conformità o meno a queste ipotesi in corso di realizzazione e nella fase di esercizio ed un relativo piano di intervento in caso di evidenze diverse da quanto previsto.

ALLEGATO 1: Grafici dell'analisi del comportamento dell'ammasso roccioso (Sezioni C1-C6)

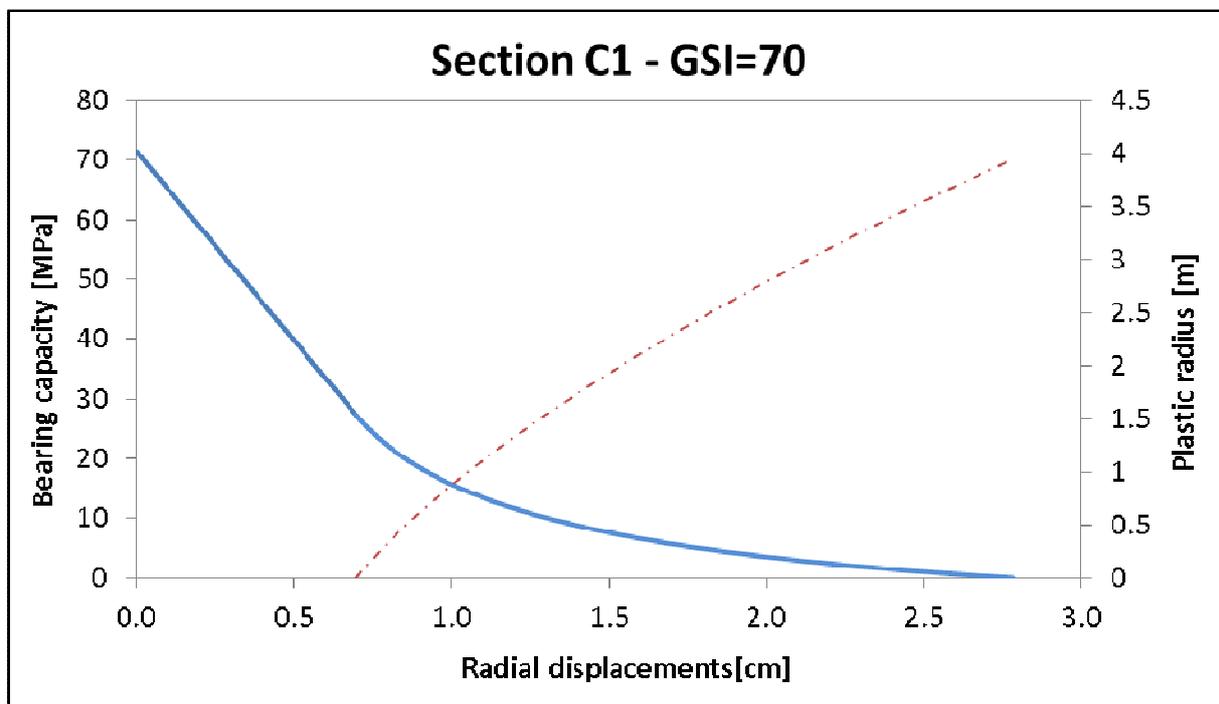


Figura 1 – Sezione C1 –GSI=70. Curva caratteristica e raggio plastico

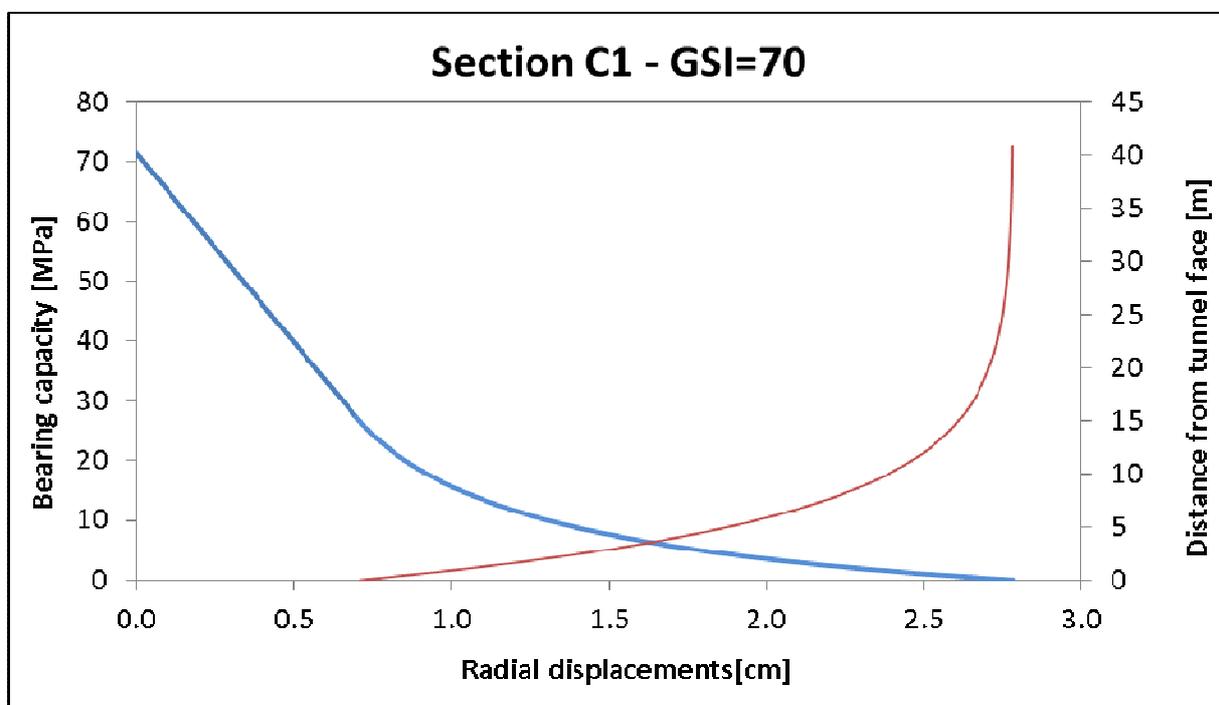


Figura 2 – Sezione C1 –GSI=70. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

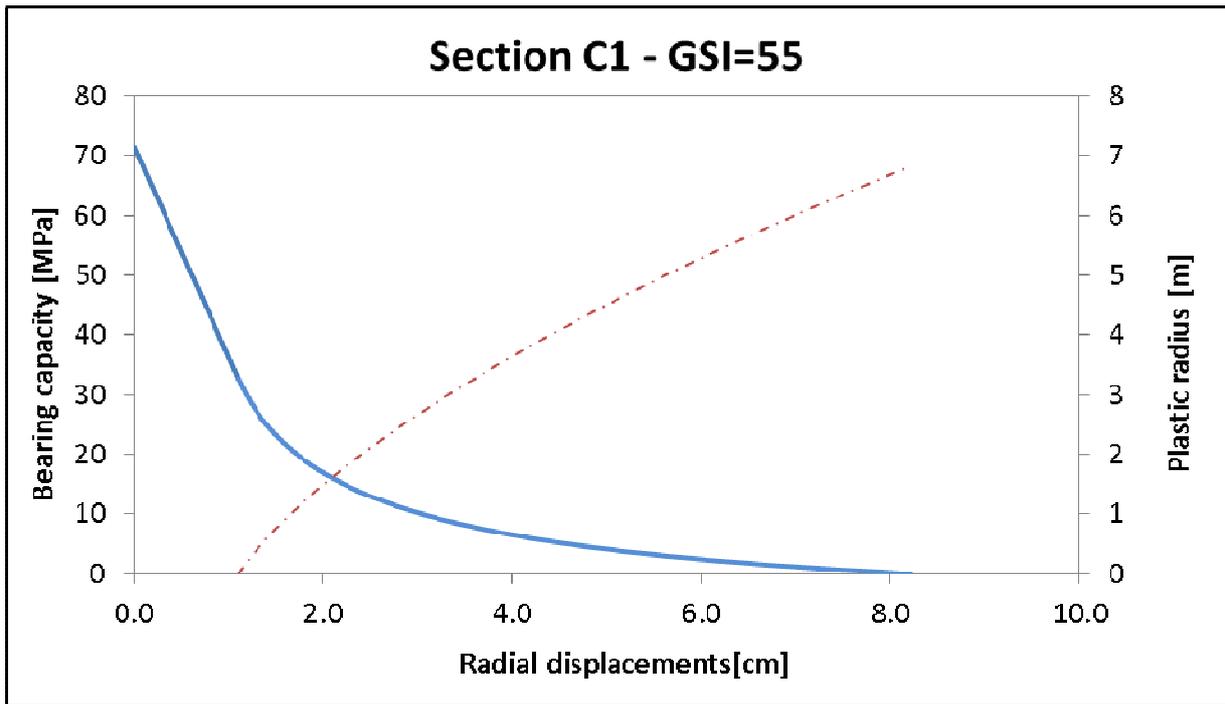


Figura 3 – Sezione C1 –GSI=55. Curva caratteristica e raggio plastico

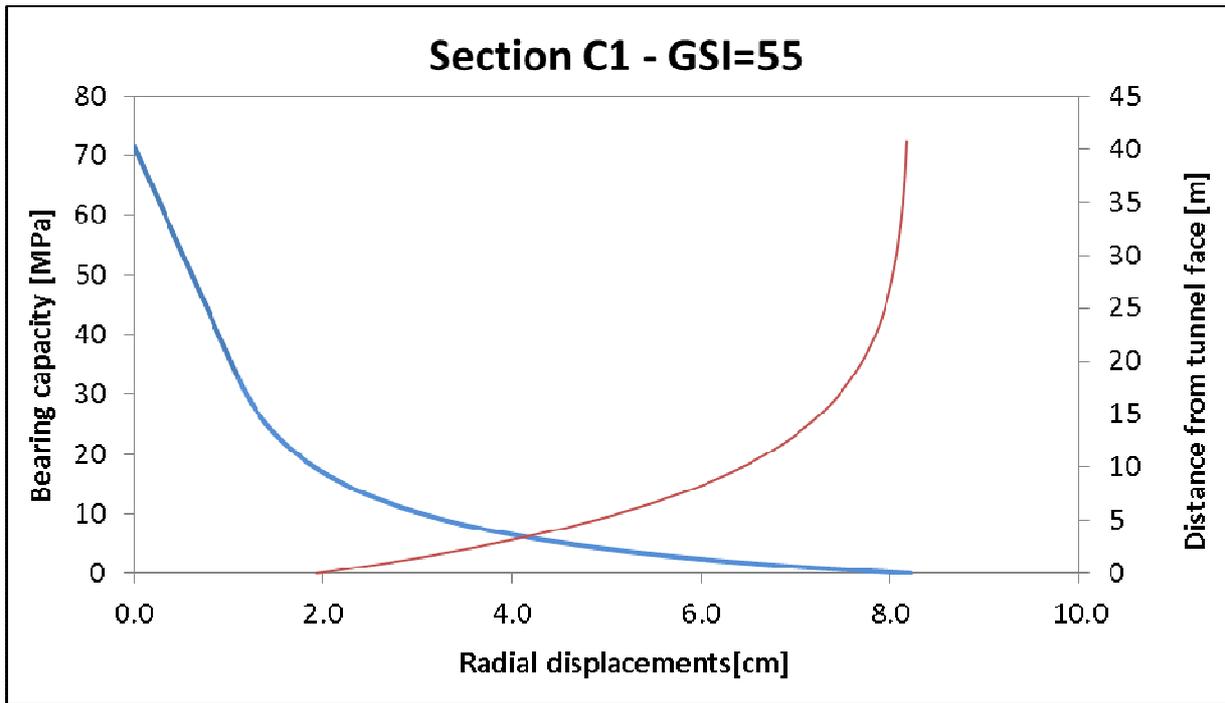


Figura 4 – Sezione C1 –GSI=55. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

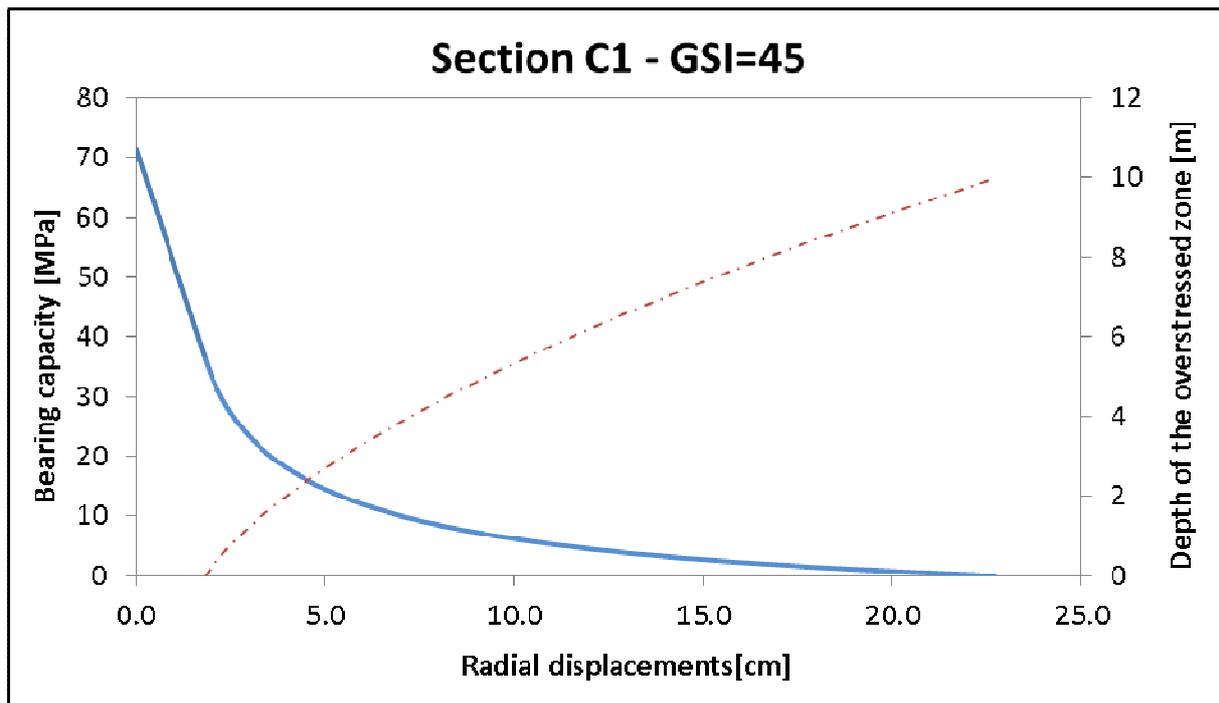


Figura 5 – Sezione C1 –GSI=45. Curva caratteristica e raggio plastico

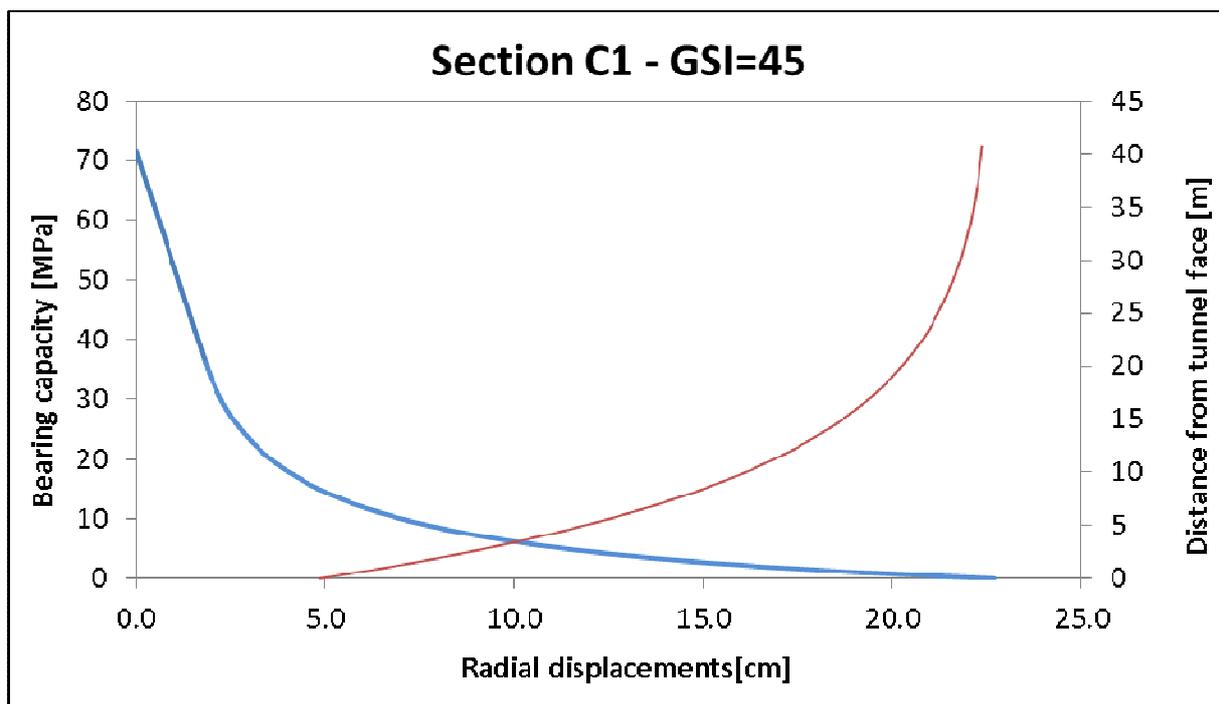


Figura 6 – Sezione C1 –GSI=45. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

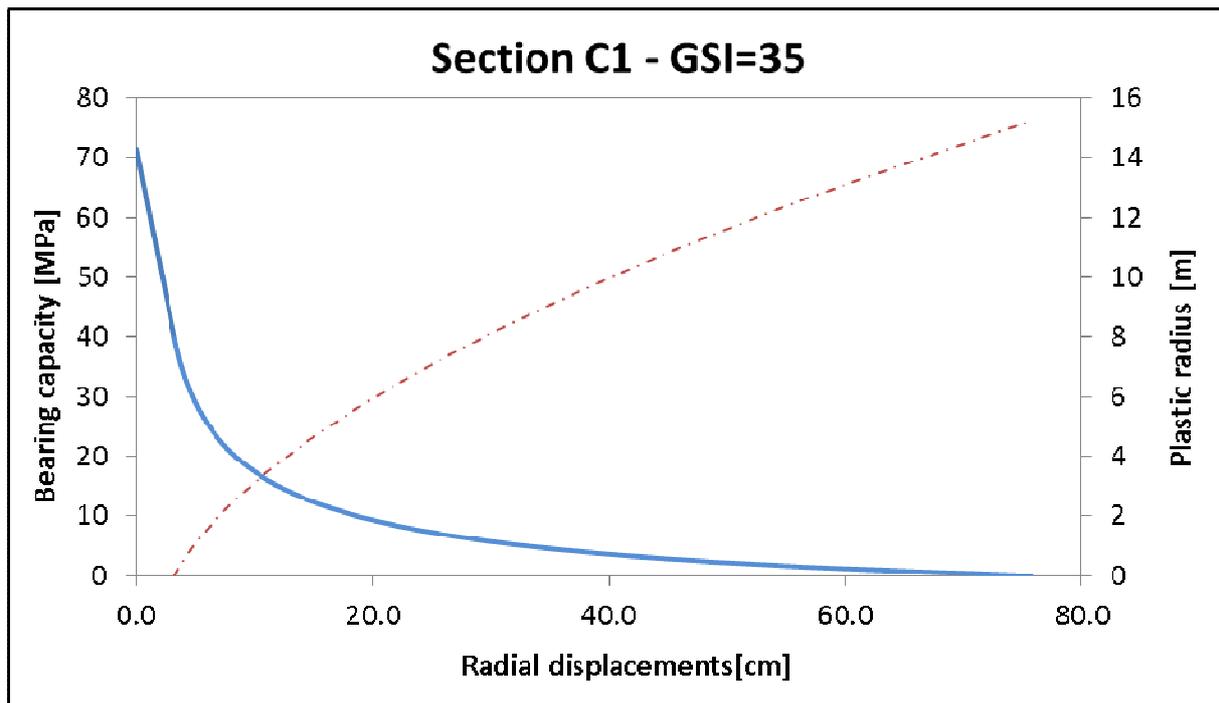


Figura 7 – Sezione C1 –GSI=35. Curva caratteristica e raggio plastico

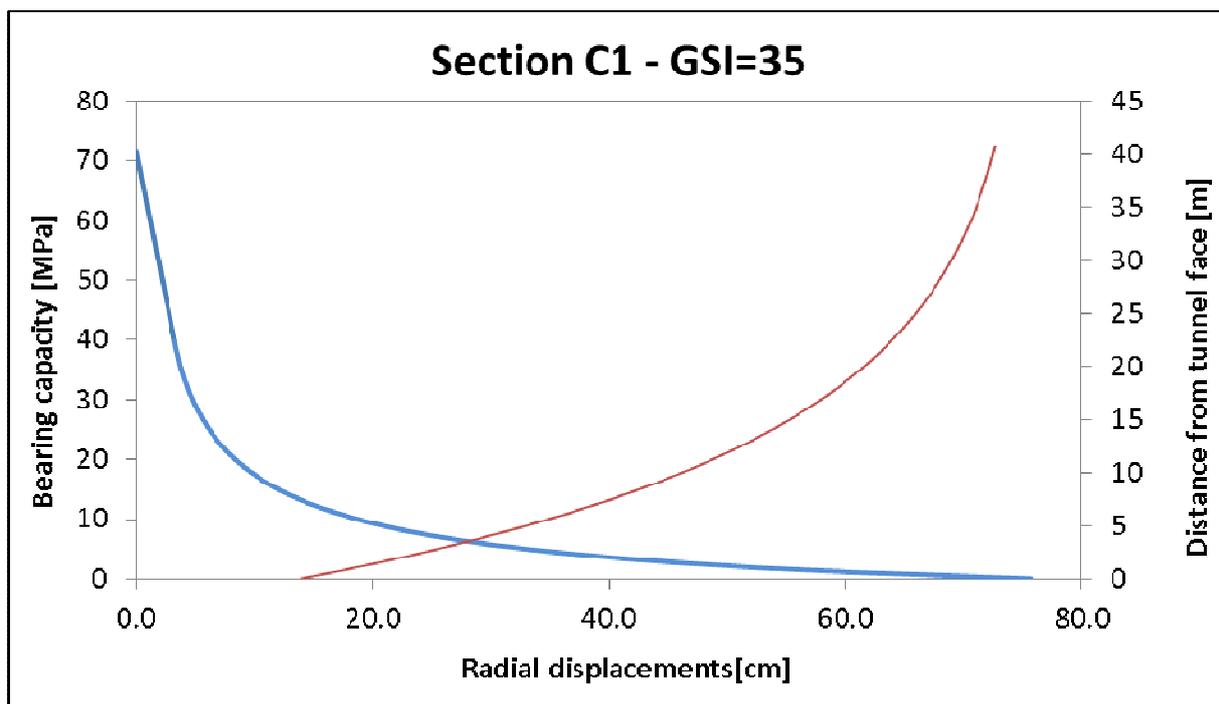


Figura 8 – Sezione C1 –GSI=35. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

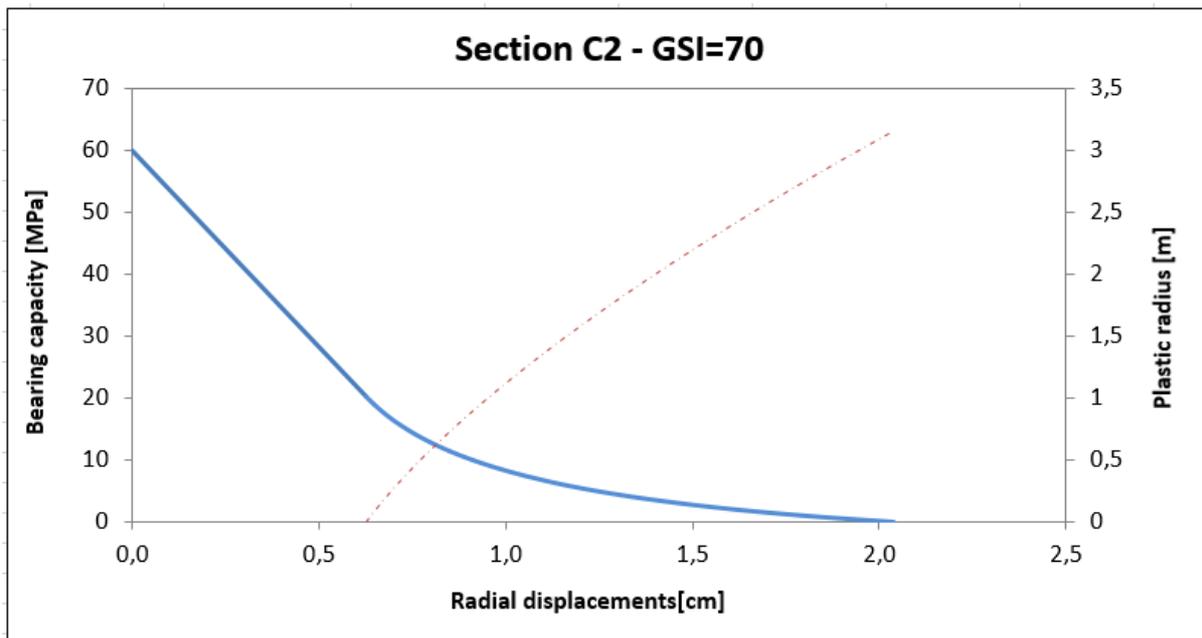


Figura 9 – Sezione C2 –GSI=70. Curva caratteristica e raggio plastico

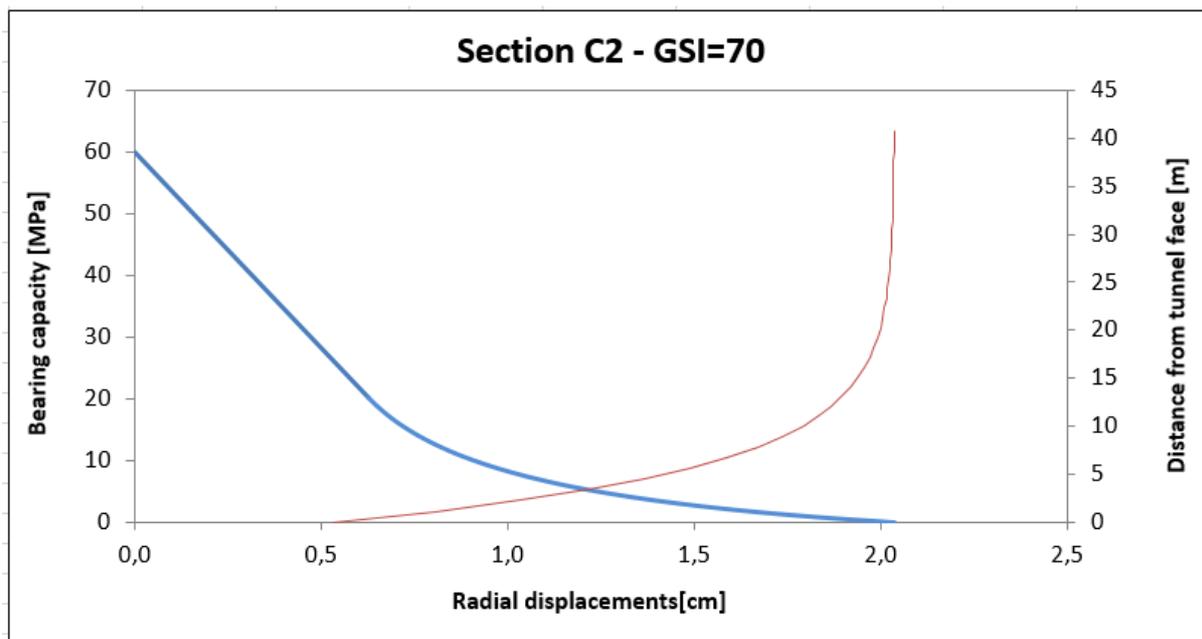


Figura 10 – Sezione C2 –GSI=70. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

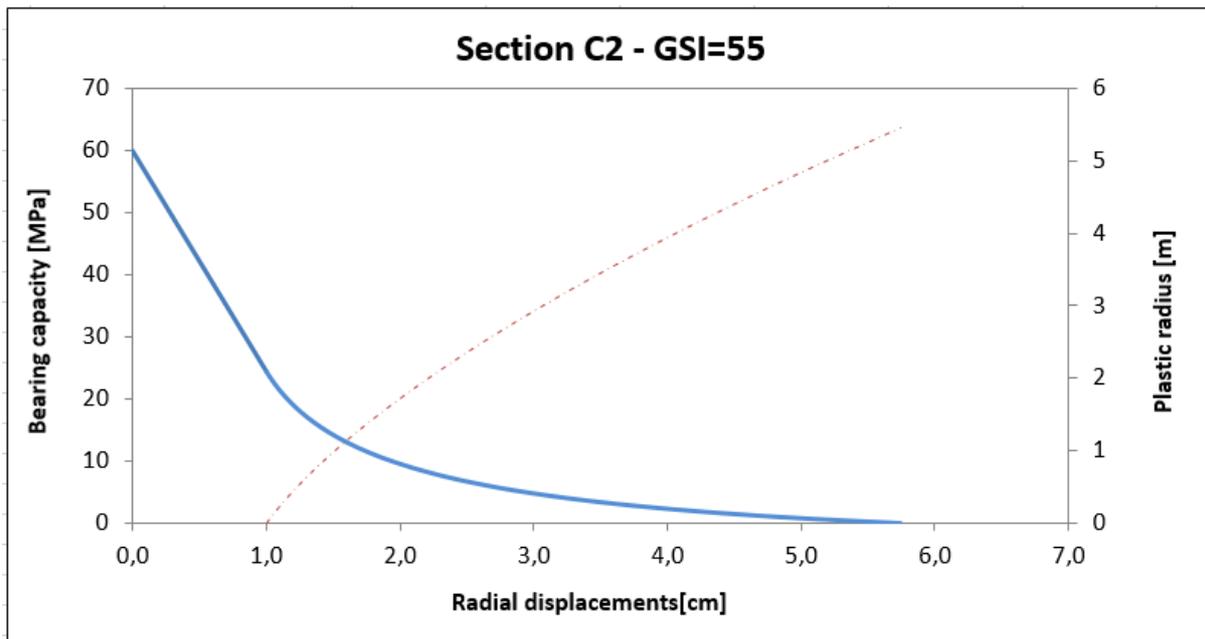


Figura 11 – Sezione C2 –GSI=55. Curva caratteristica e raggio plastico

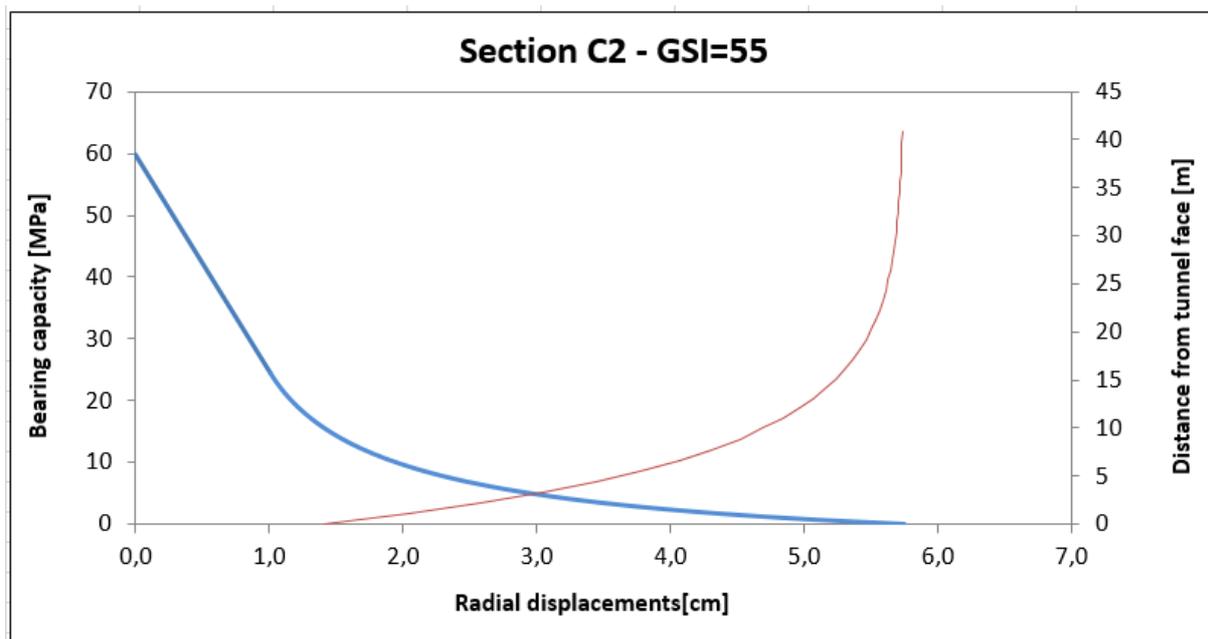


Figura 12 – Sezione C2 –GSI=55. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

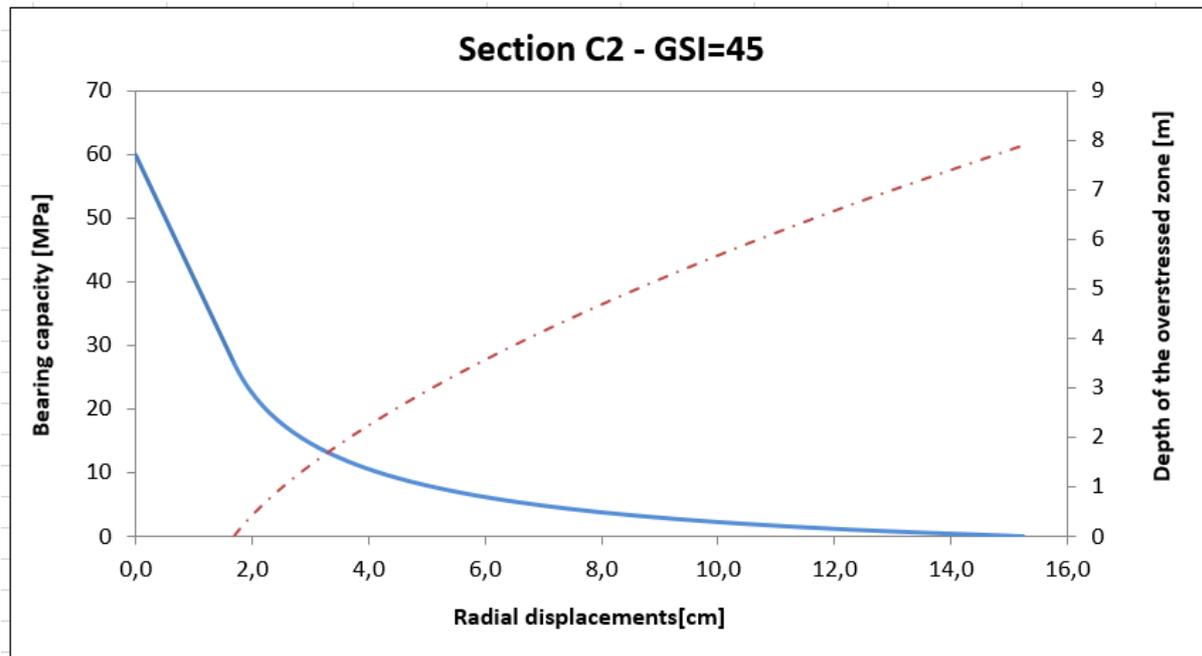


Figura 13 – Sezione C2 –GSI=45. Curva caratteristica e raggio plastico

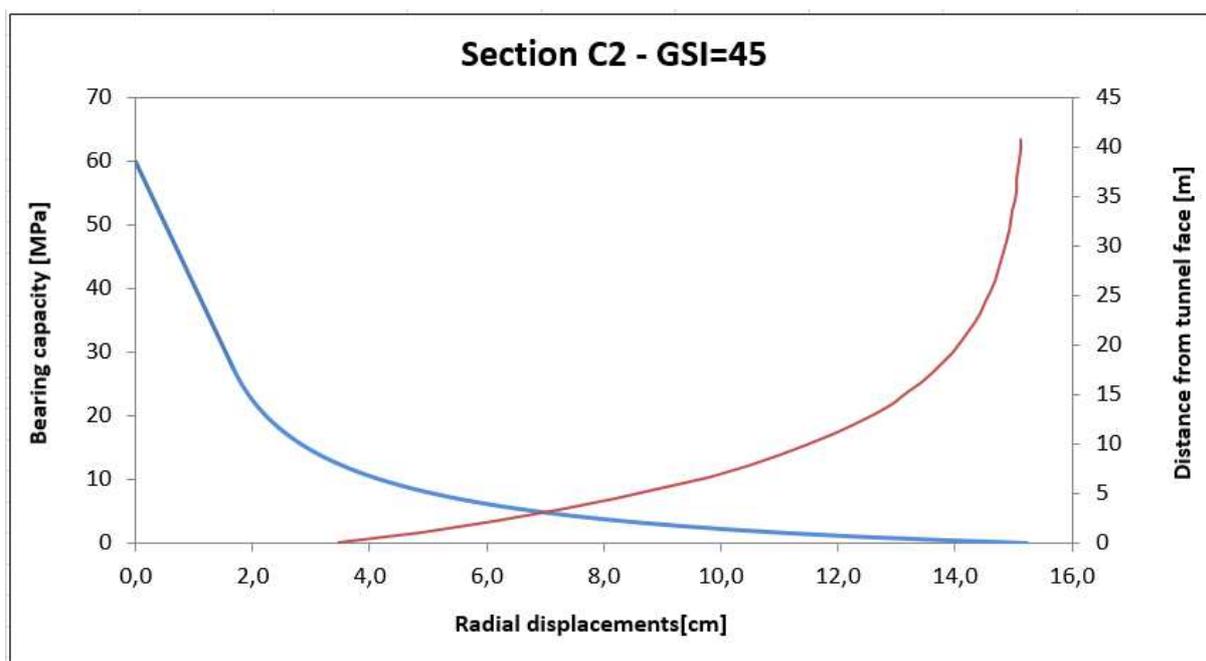


Figura 14 – Sezione C2 –GSI=45. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

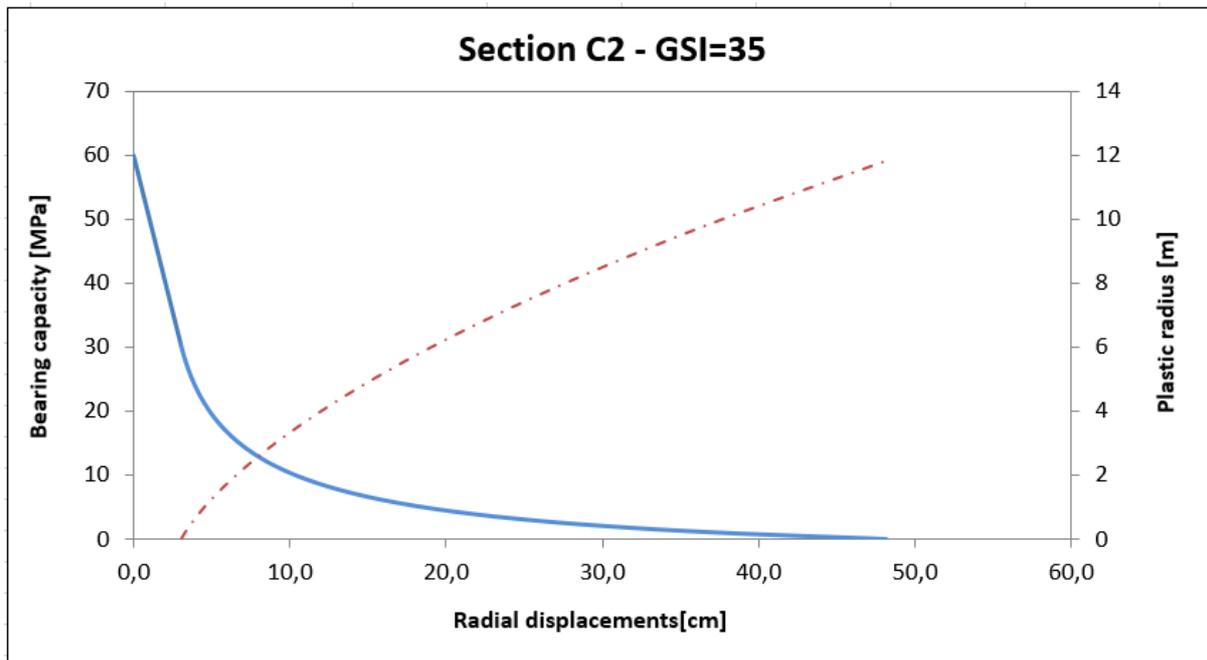


Figura 15 – Sezione C2 –GSI=35. Curva caratteristica e raggio plastico

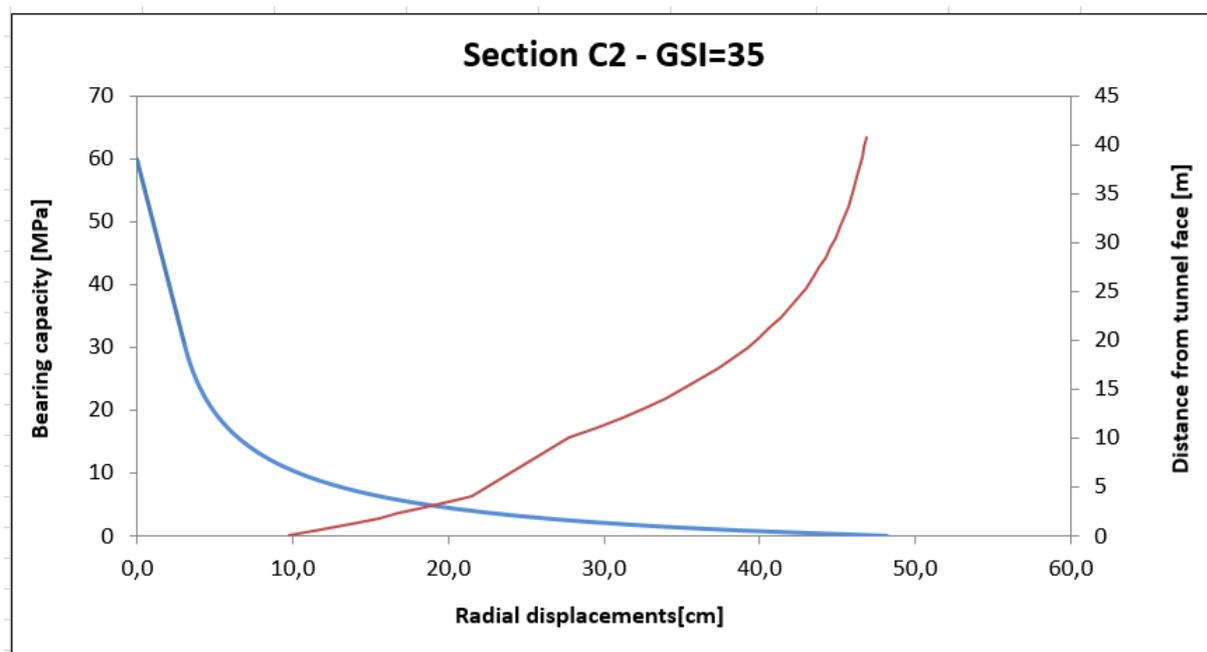


Figura 16 – Sezione C2 –GSI=35. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

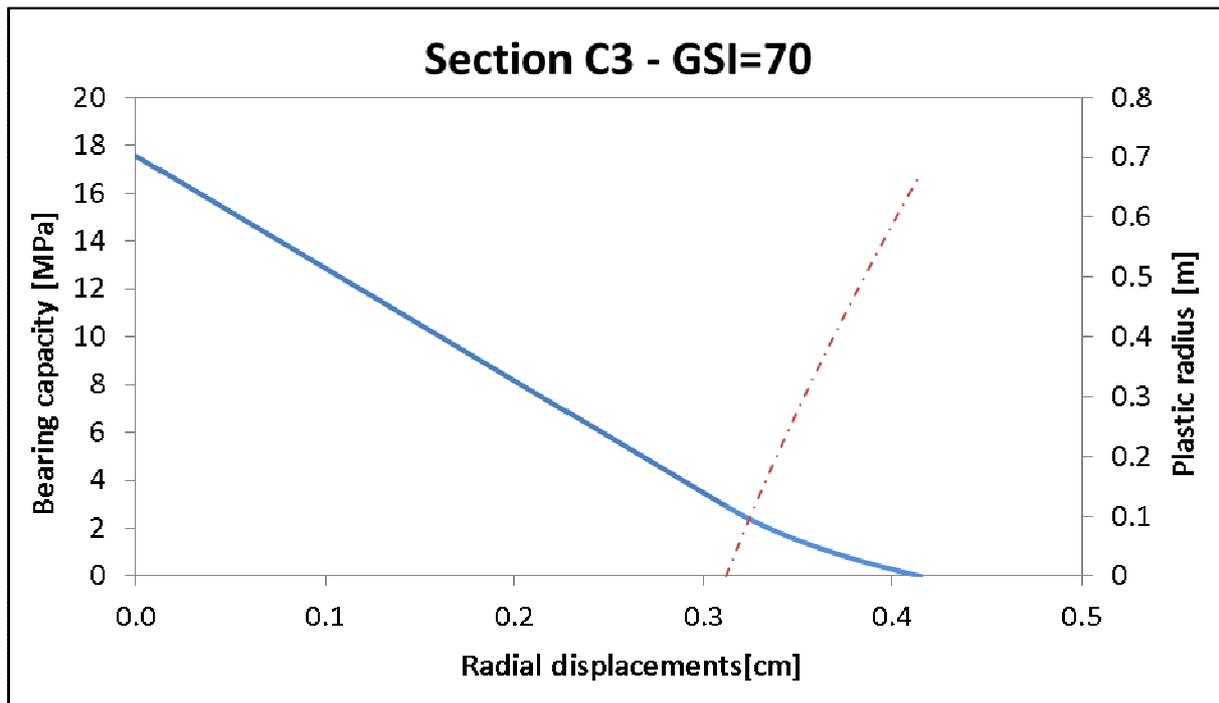


Figura 17 – Sezione C3 –GSI=70. Curva caratteristica e raggio plastico

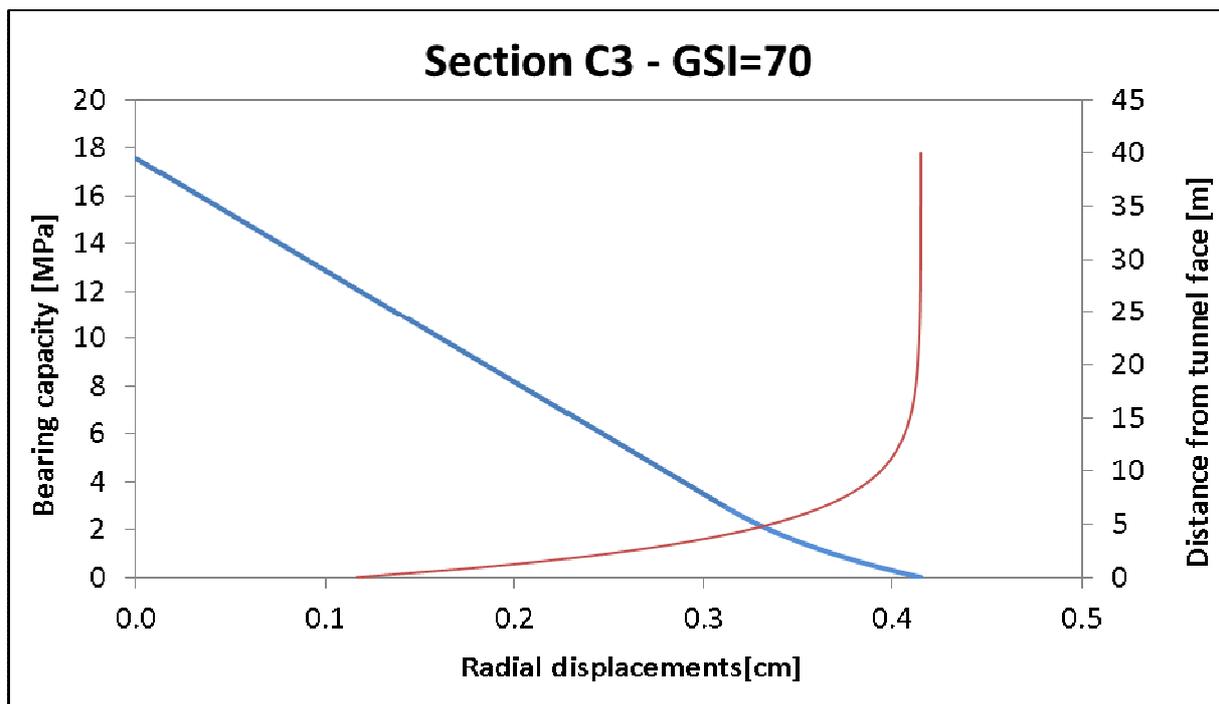


Figura 18 – Sezione C3 –GSI=70. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

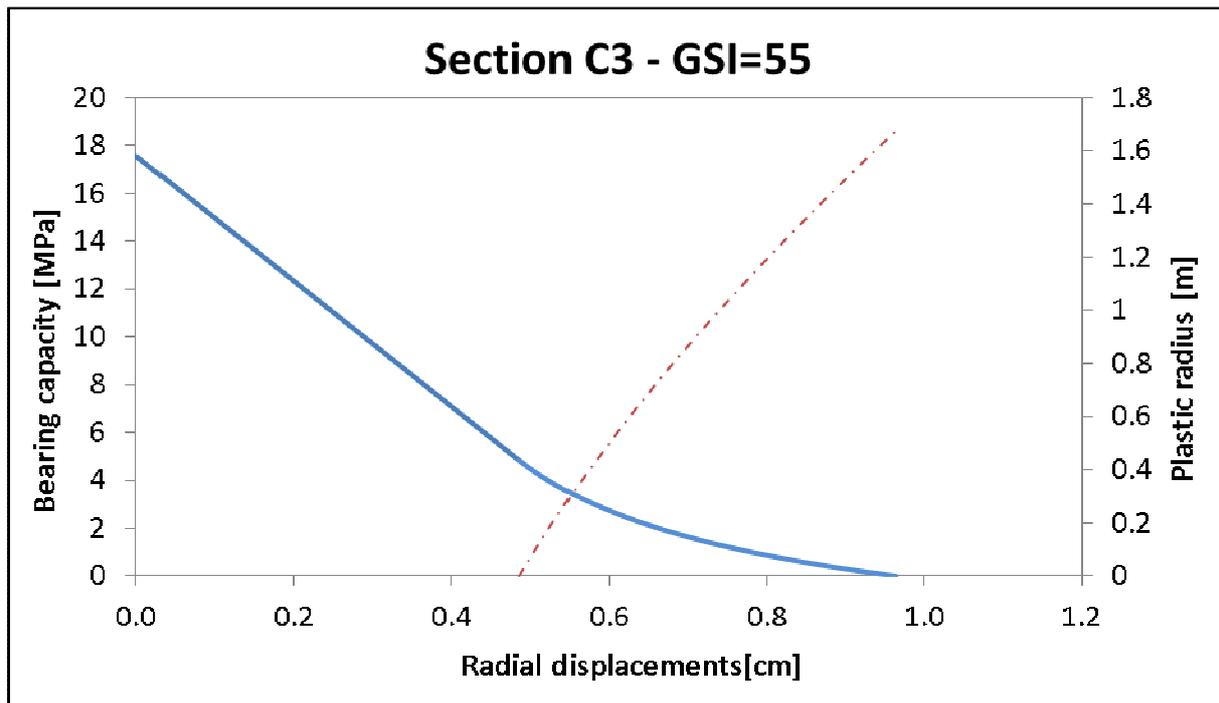


Figura 19 – Sezione C3 –GSI=55. Curva caratteristica e raggio plastico

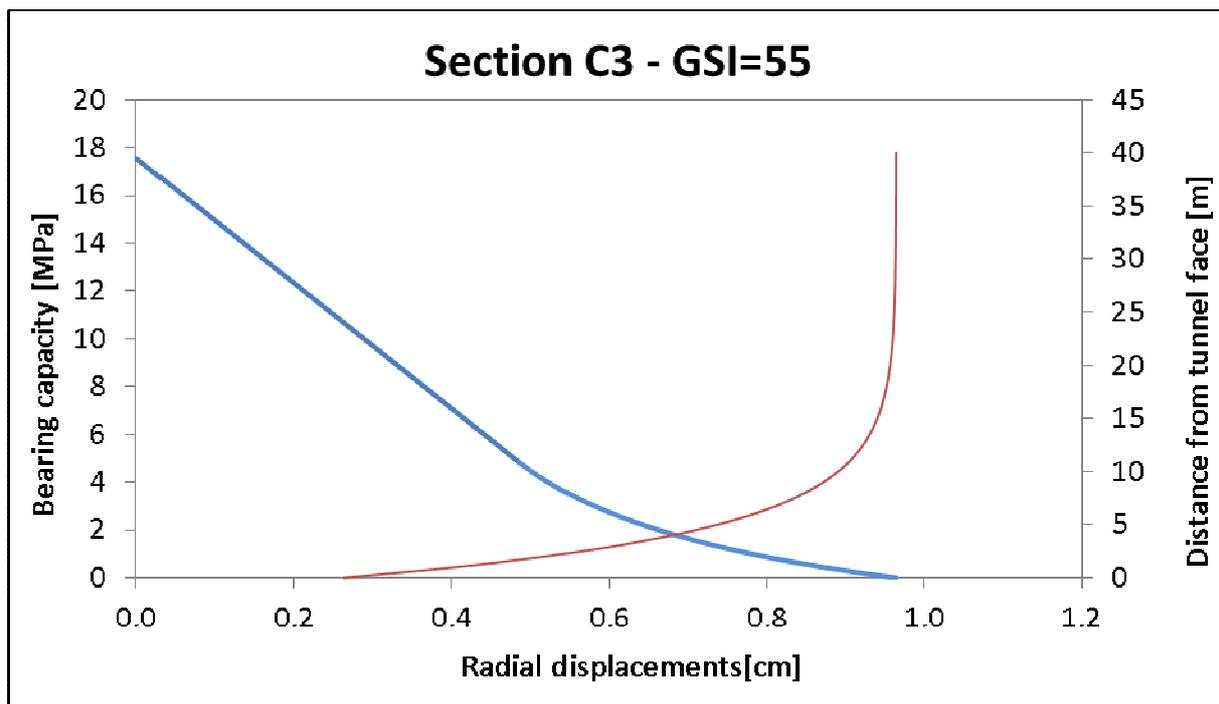


Figura 20 – Sezione C3 –GSI=55. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

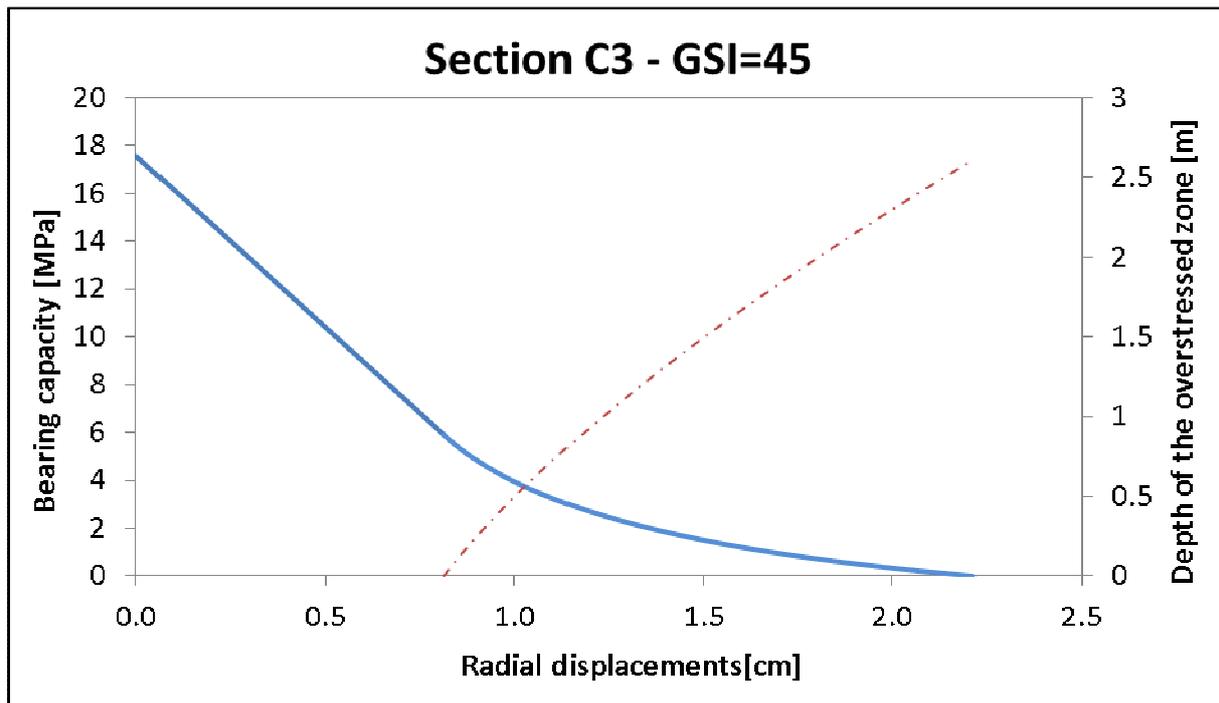


Figura 21 – Sezione C3 –GSI=45. Curva caratteristica e raggio plastico

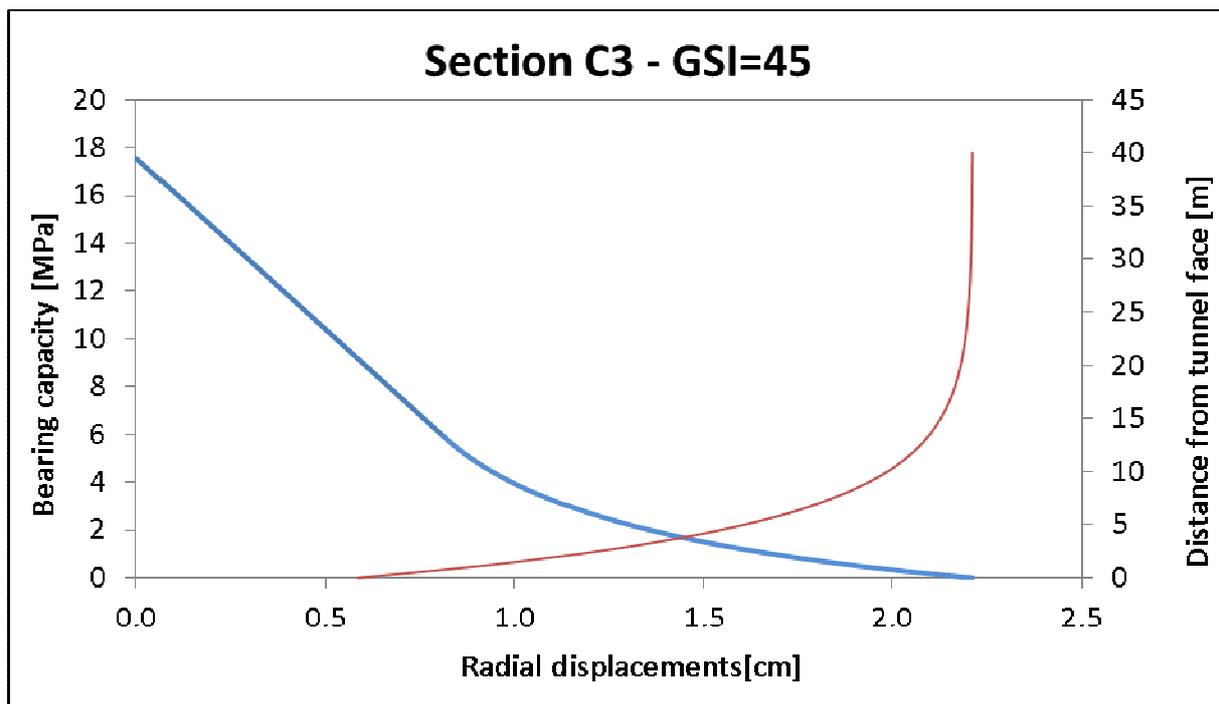


Figura 22 – Sezione C3 –GSI=45. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

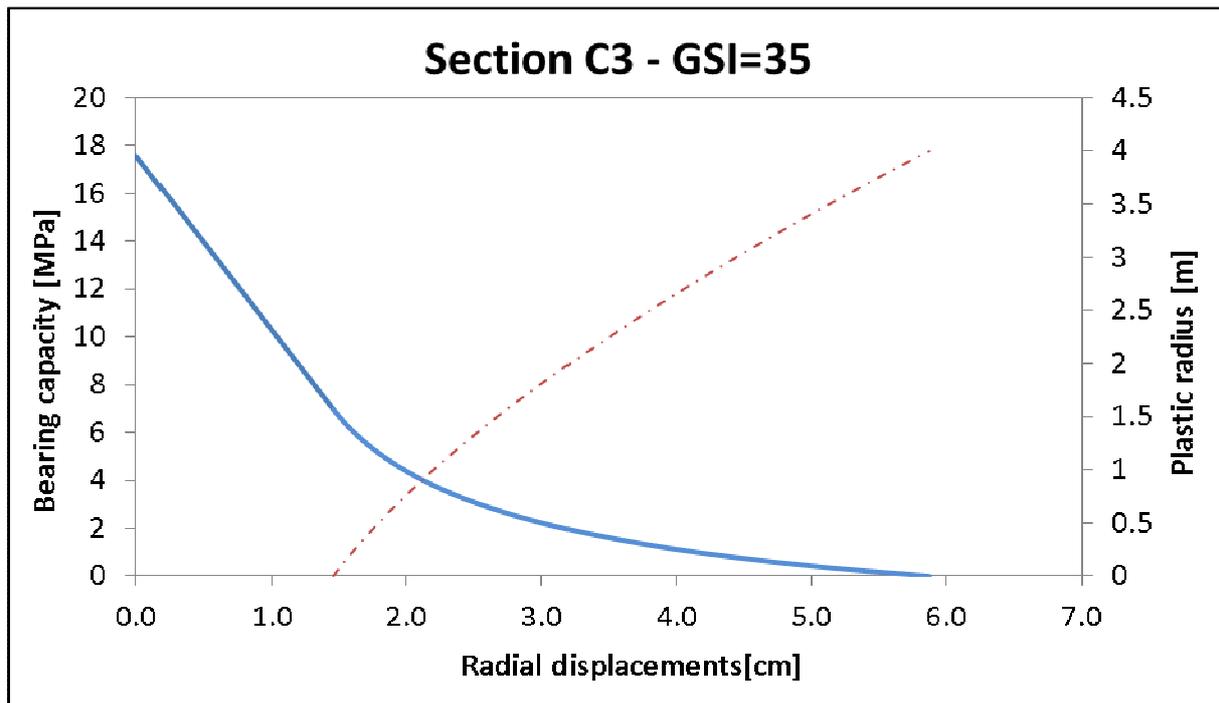


Figura 23 – Sezione C3 –GSI=35. Curva caratteristica e raggio plastico

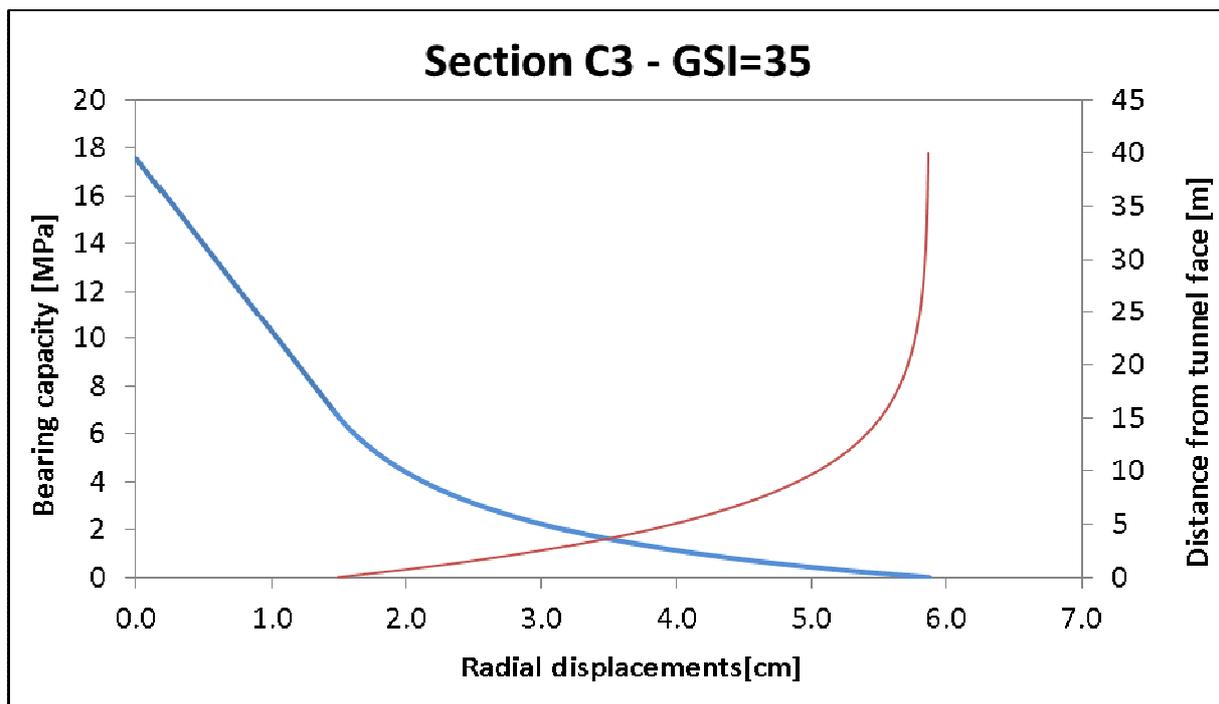


Figura 24 – Sezione C3 –GSI=35. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

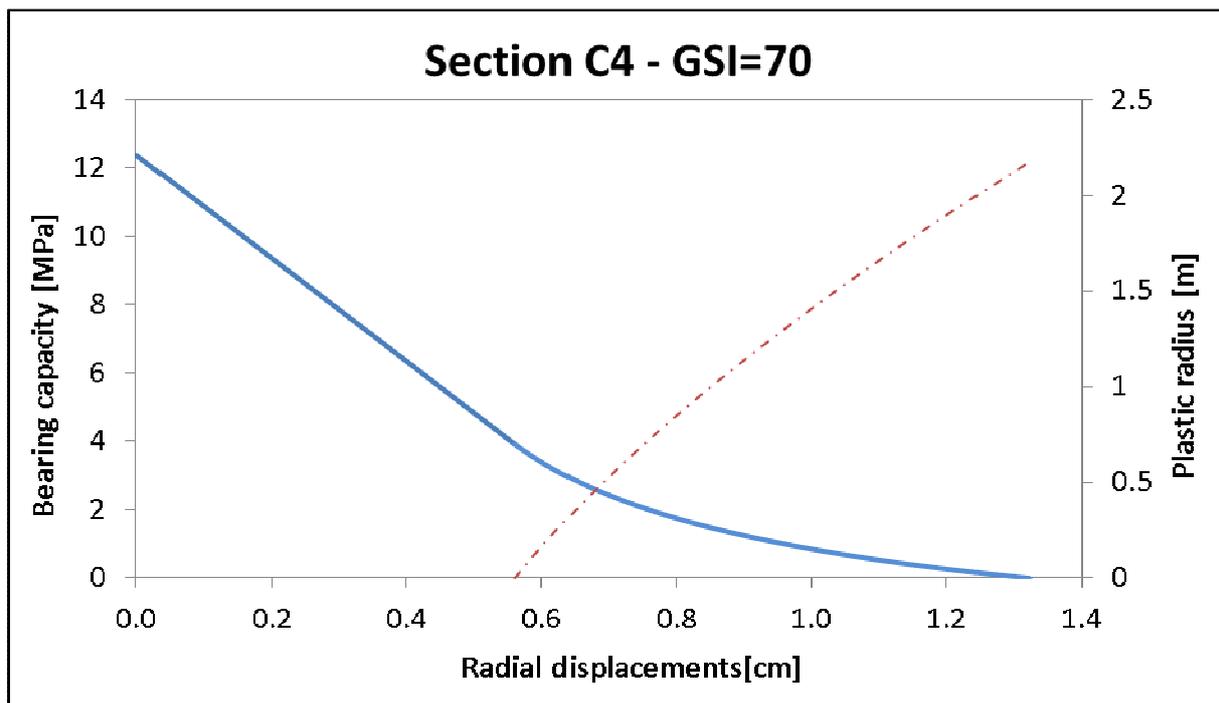


Figura 25 – Sezione C4 –GSI=70. Curva caratteristica e raggio plastico

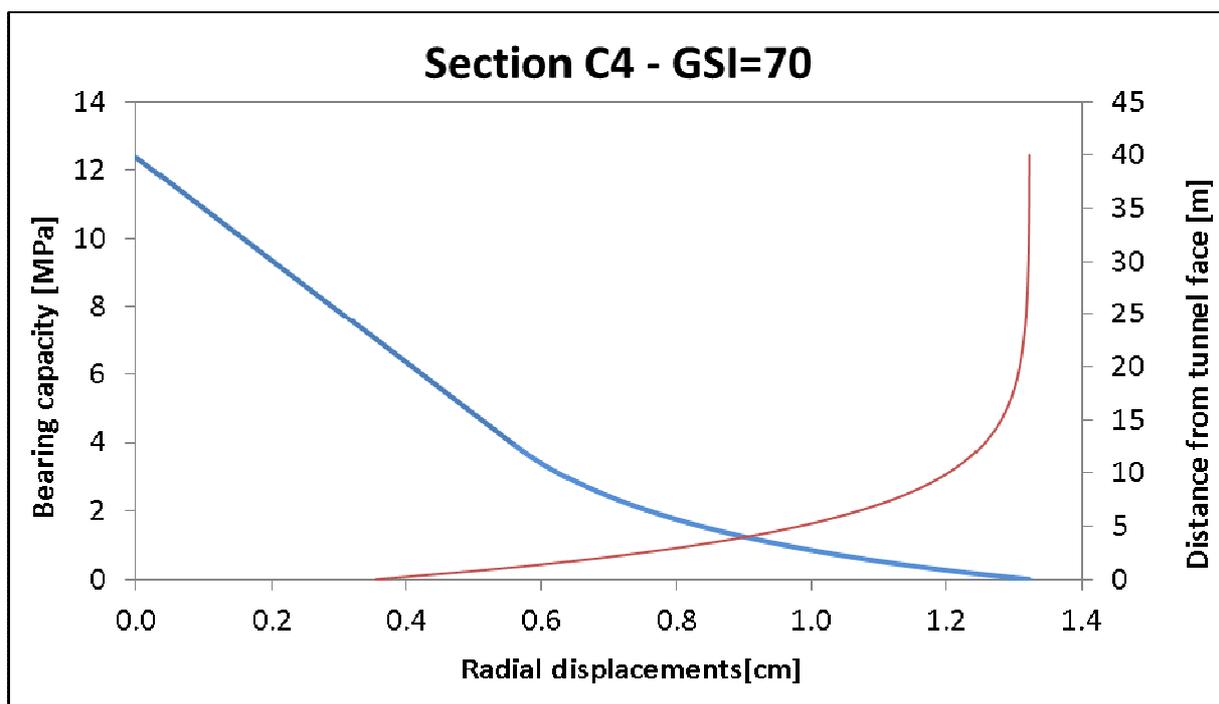


Figura 26 – Sezione C4 –GSI=70. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

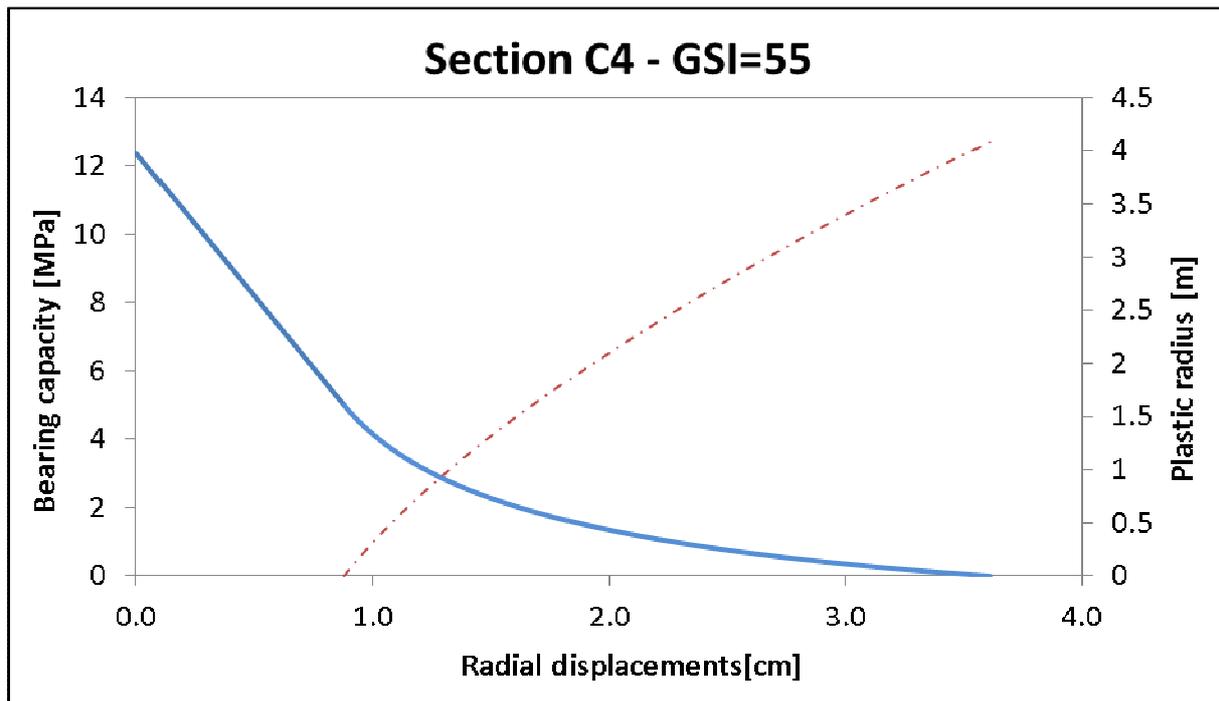


Figura 27 – Sezione C4 –GSI=55. Curva caratteristica e raggio plastico

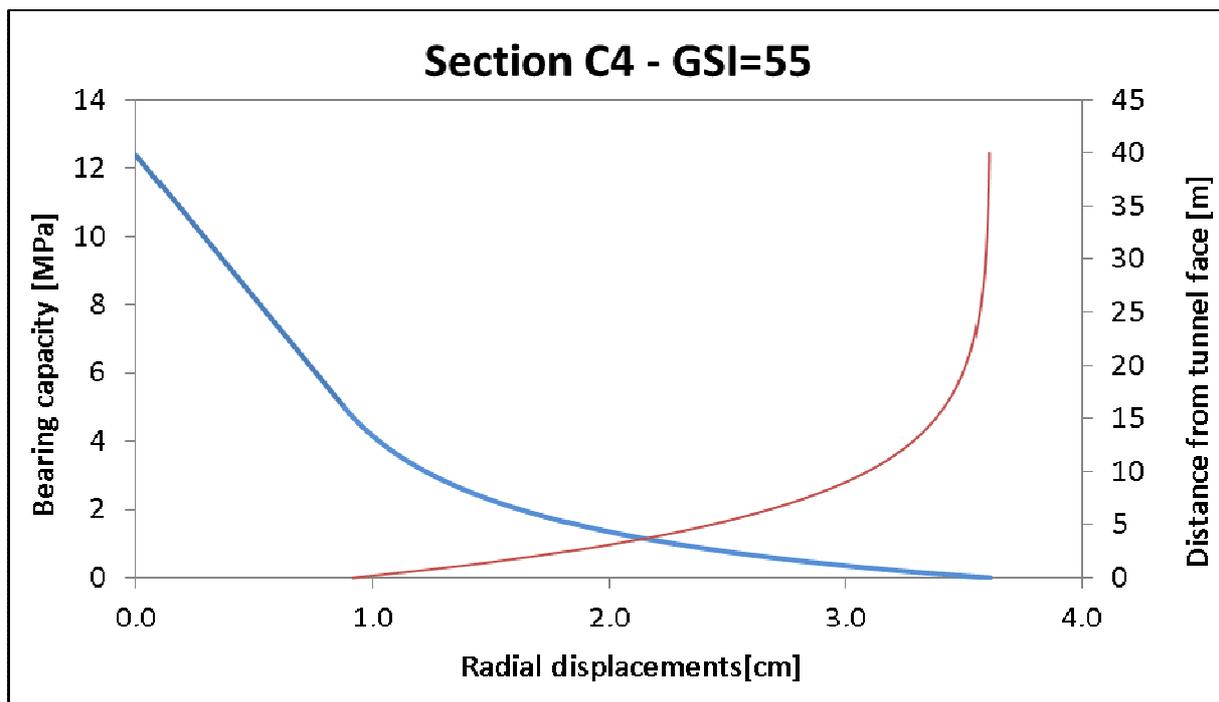


Figura 28 – Sezione C4 –GSI=55. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

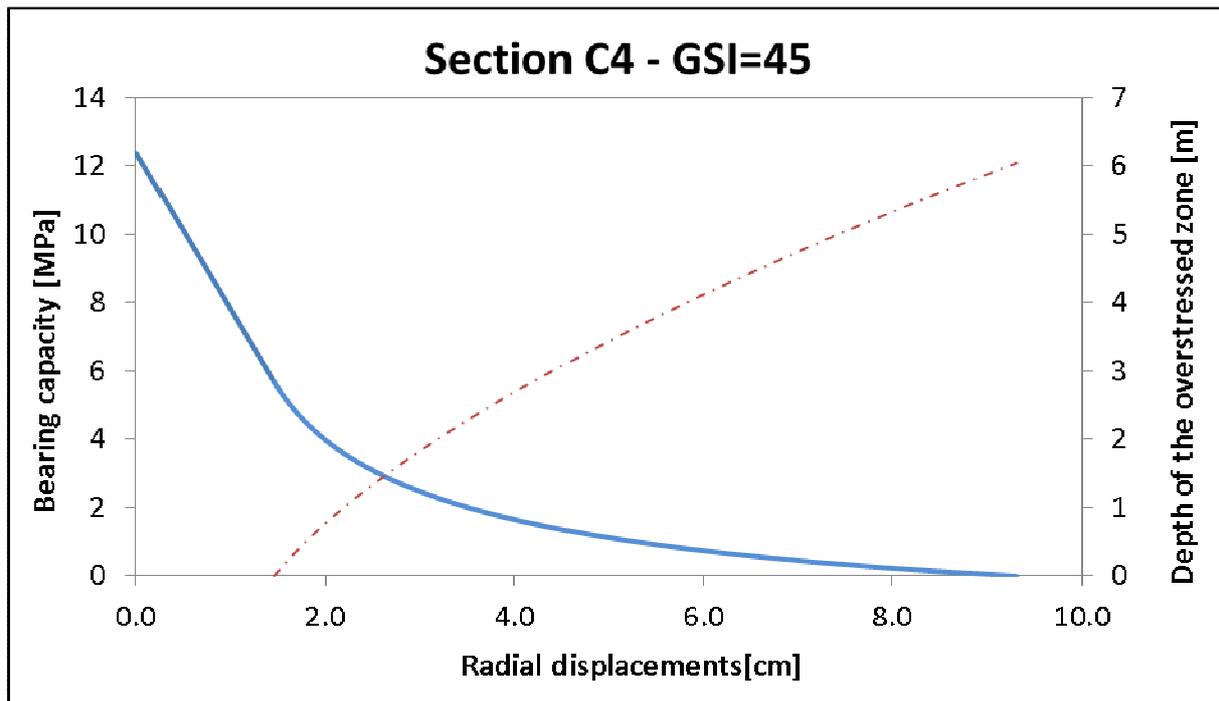


Figura 29 – Sezione C4 –GSI=45. Curva caratteristica e raggio plastico

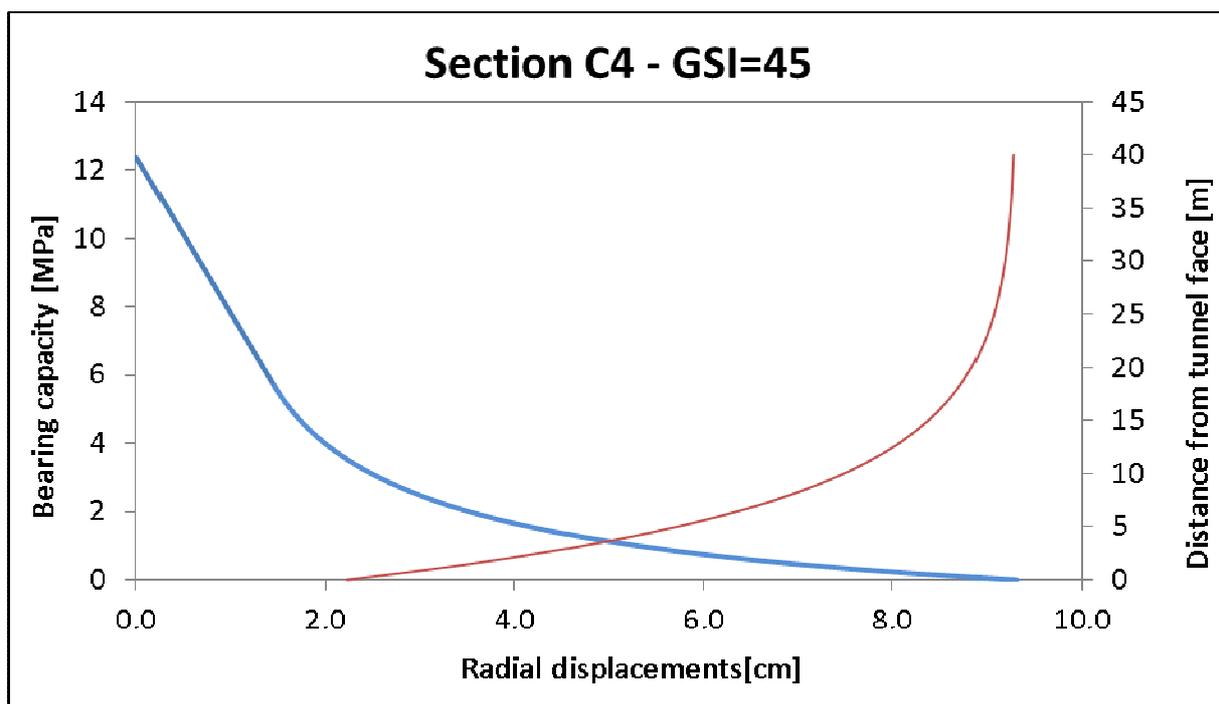


Figura 30 – Sezione C4 –GSI=45. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

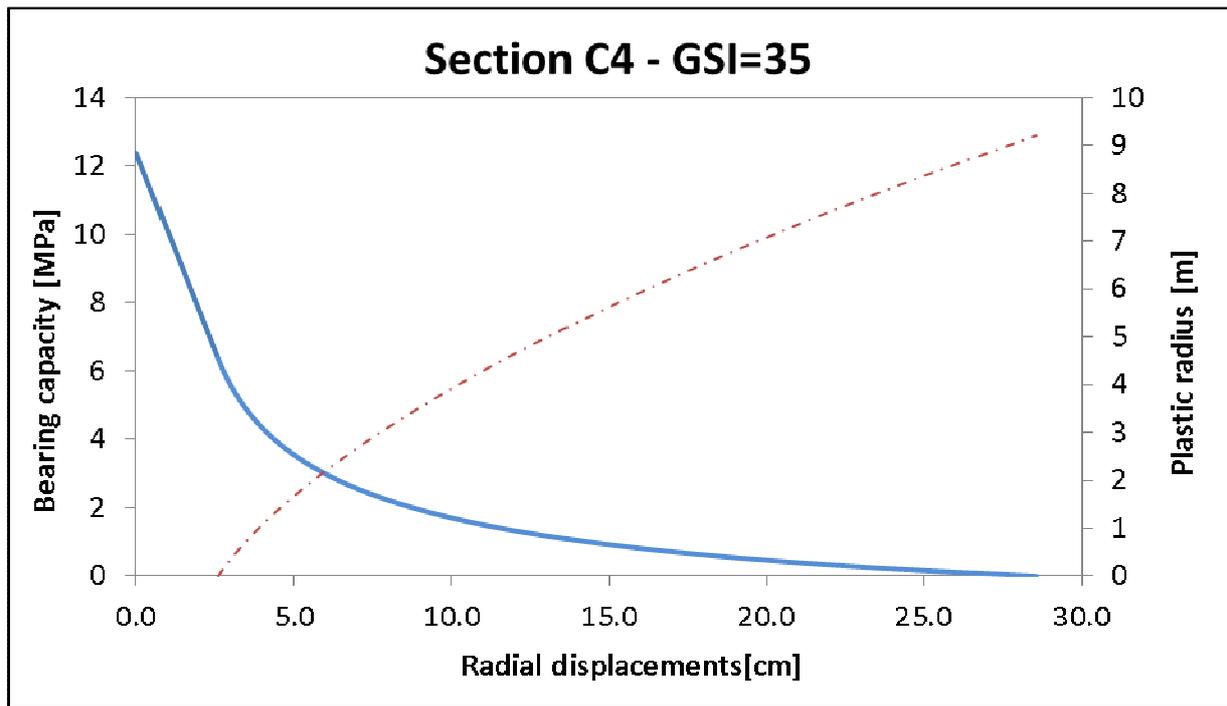


Figura 31 – Sezione C4 –GSI=35. Curva caratteristica e raggio plastico

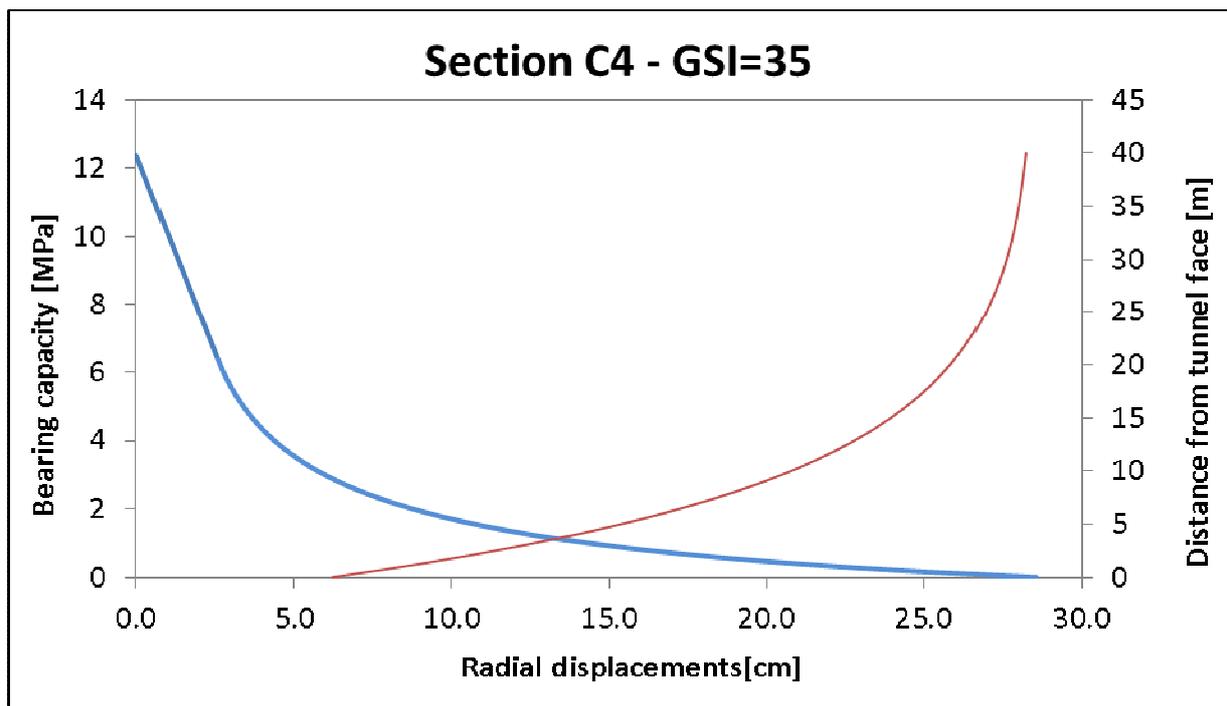


Figura 32 – Sezione C4 –GSI=35. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

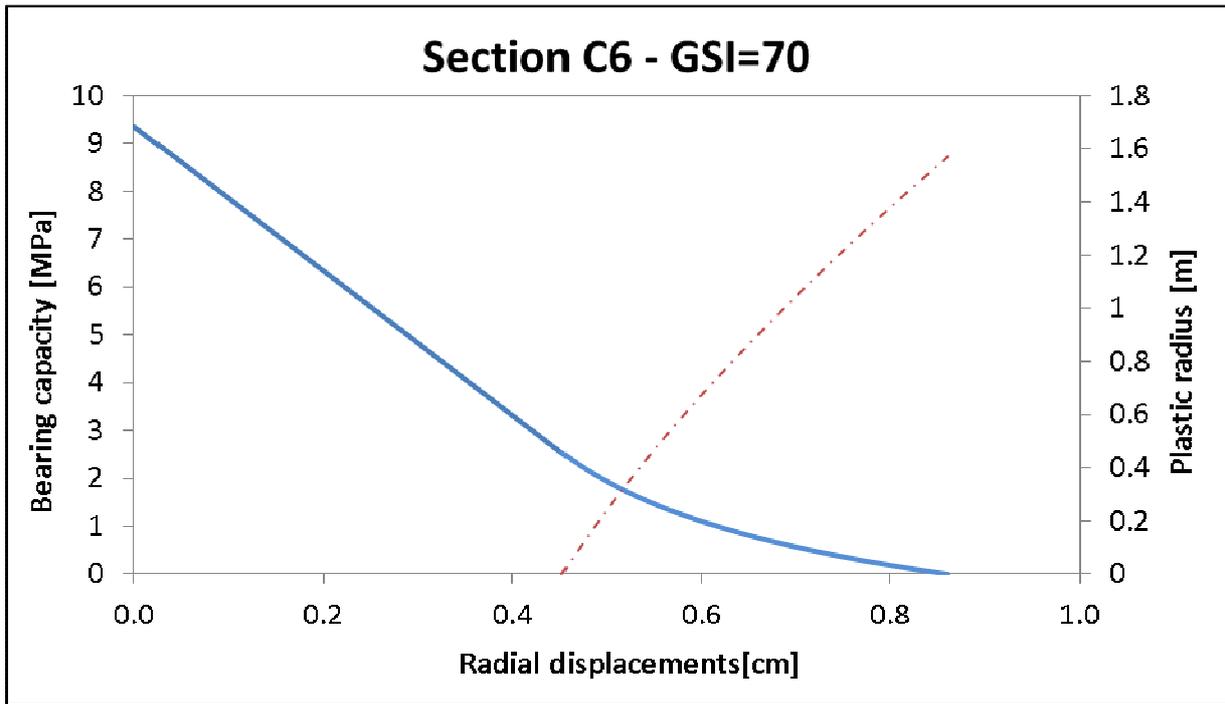


Figura 33 – Sezione C6 –GSI=70. Curva caratteristica e raggio plastico

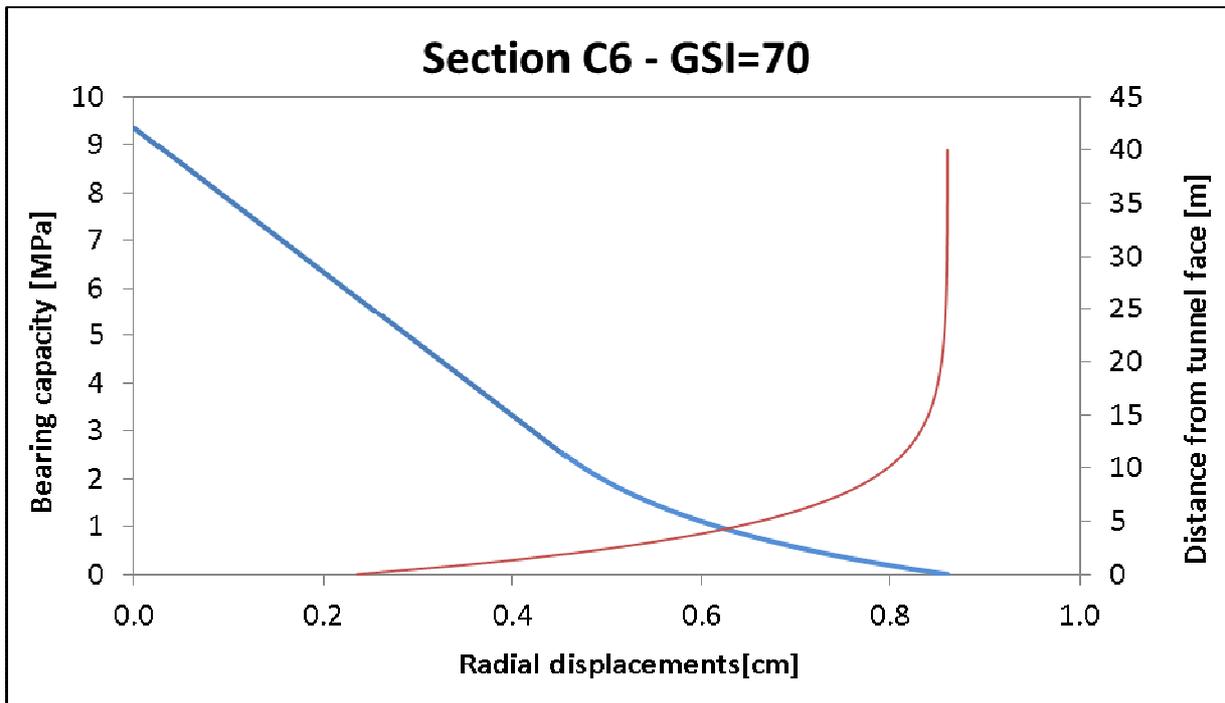


Figura 34 – Sezione C6 –GSI=70. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

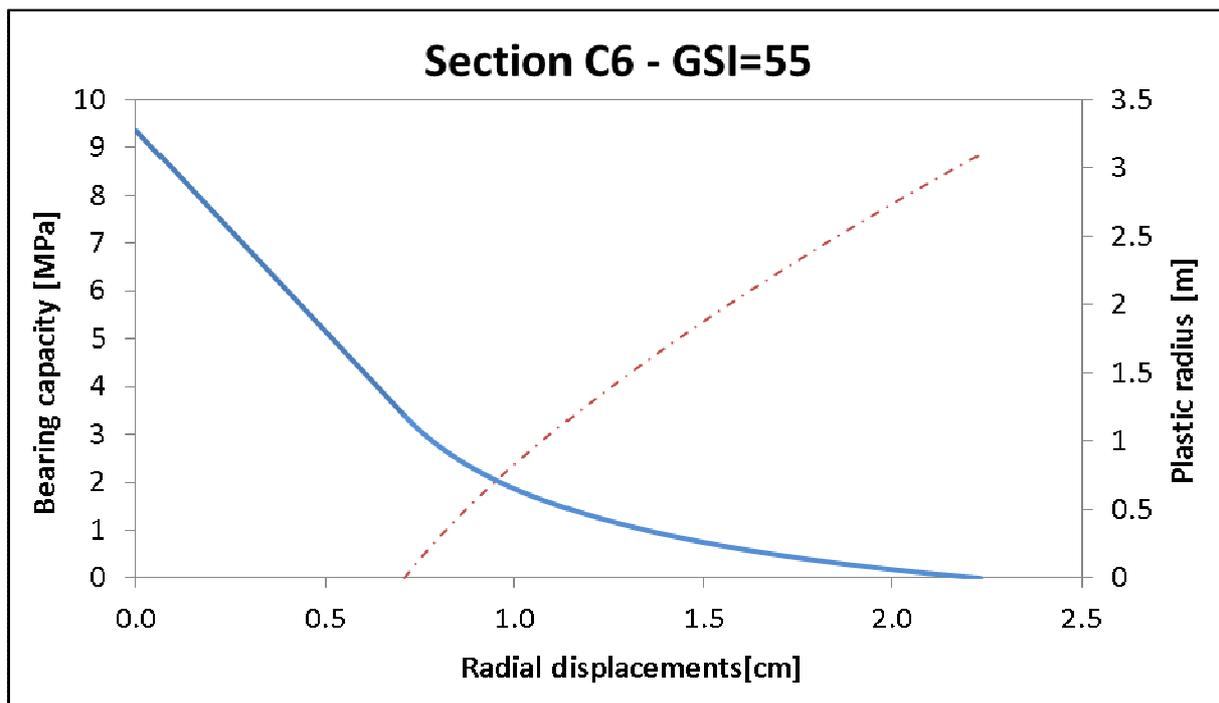


Figura 35 – Sezione C6 –GSI=55. Curva caratteristica e raggio plastico

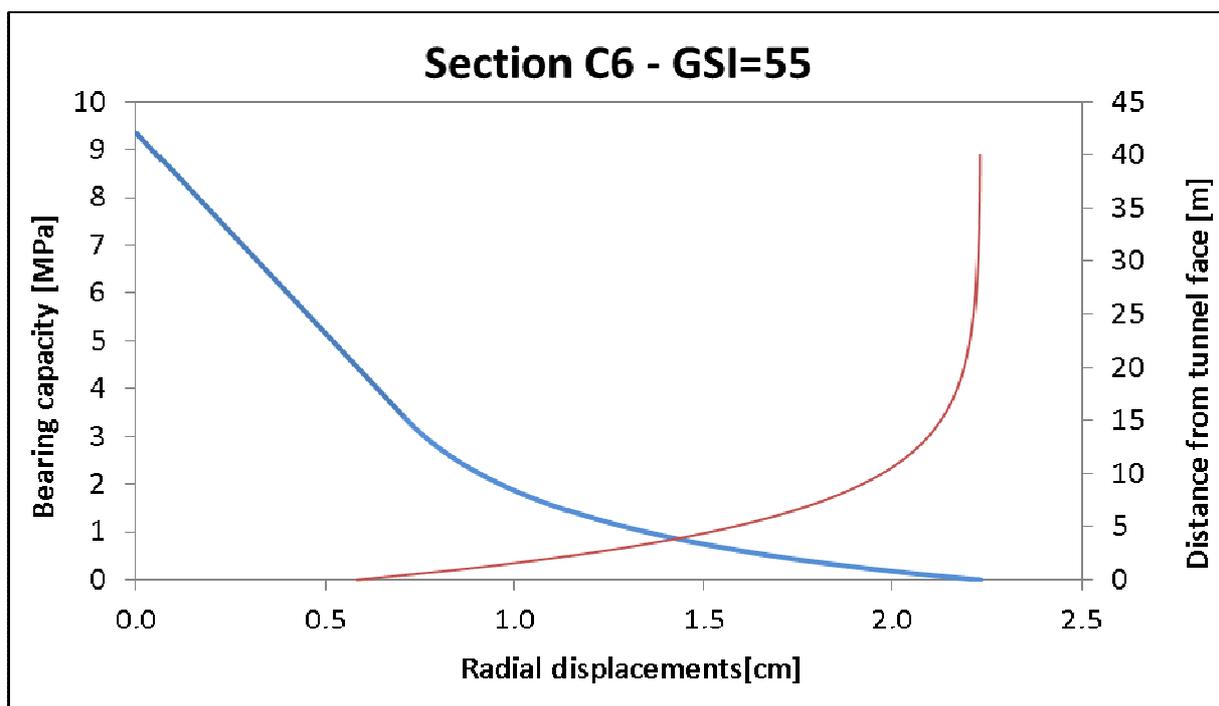


Figura 36 – Sezione C6 –GSI=55. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

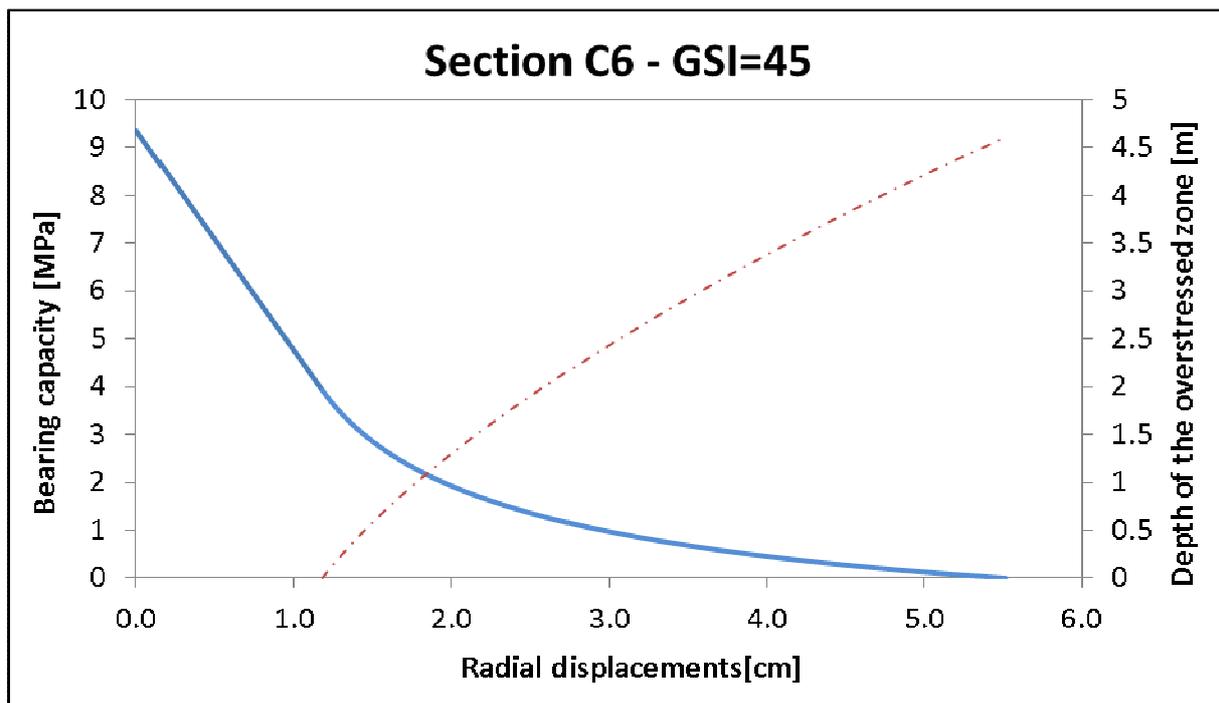


Figura 37 – Sezione C6 –GSI=45. Curva caratteristica e raggio plastico

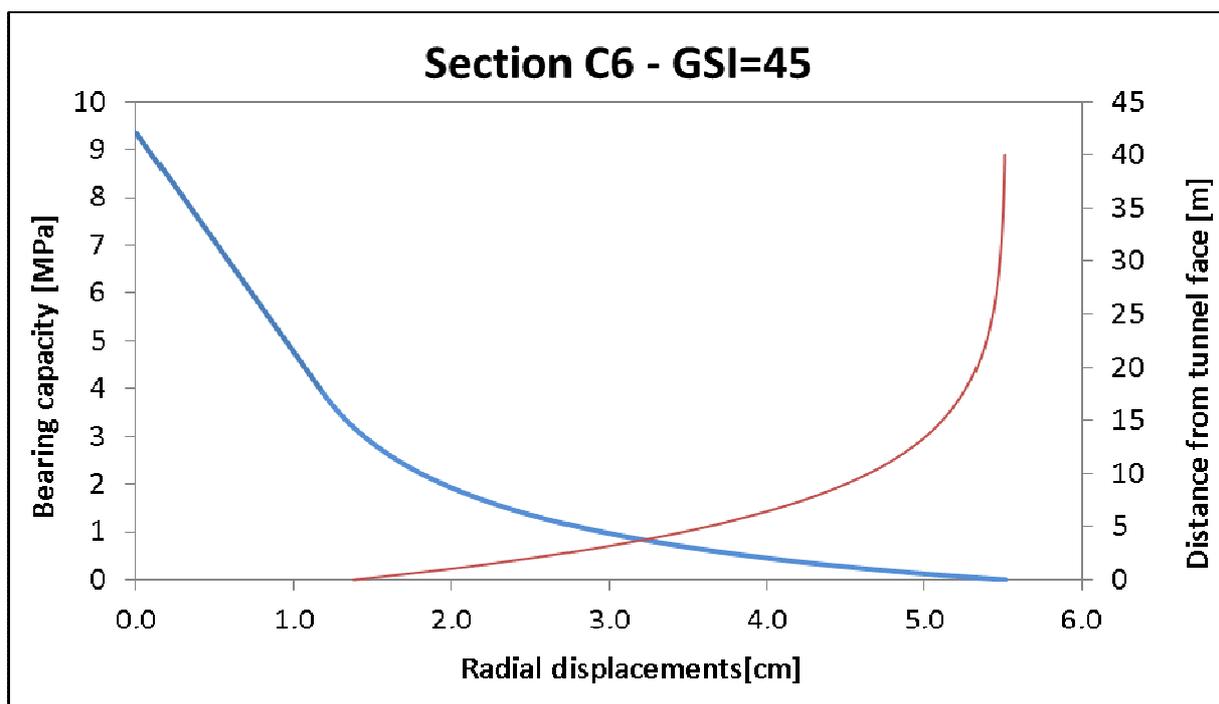


Figura 38 – Sezione C6 –GSI=45. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

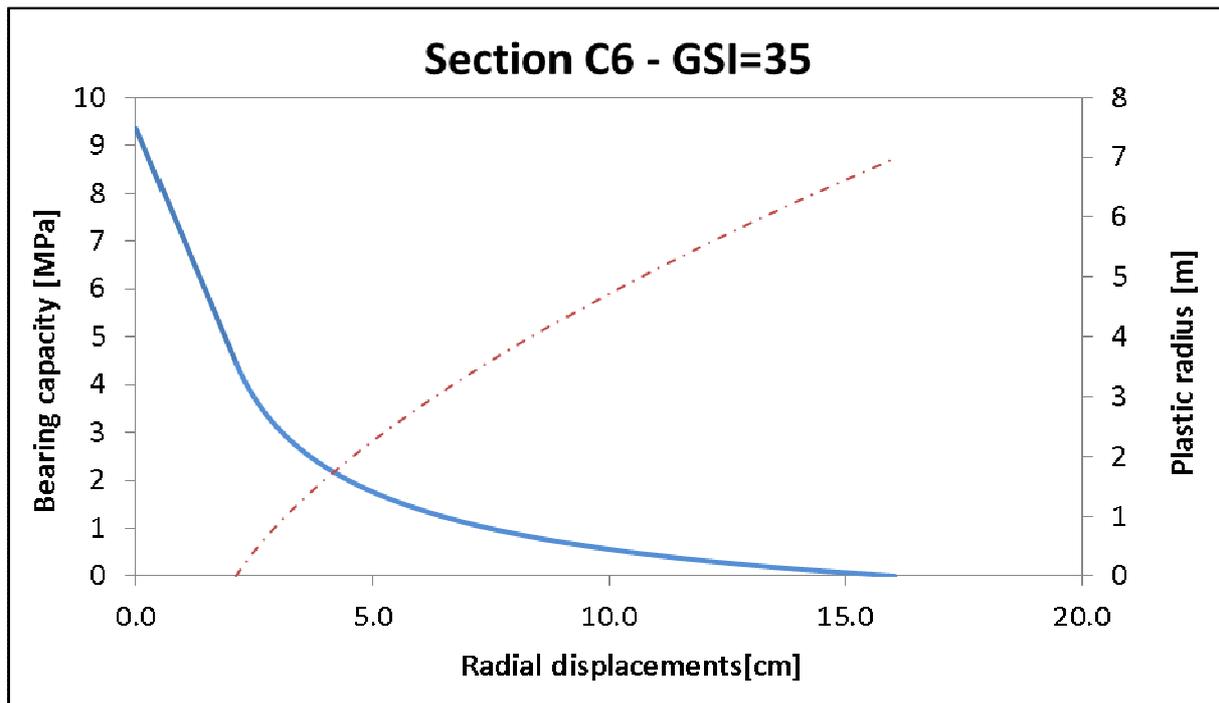


Figura 39 – Sezione C6 –GSI=35. Curva caratteristica e raggio plastico

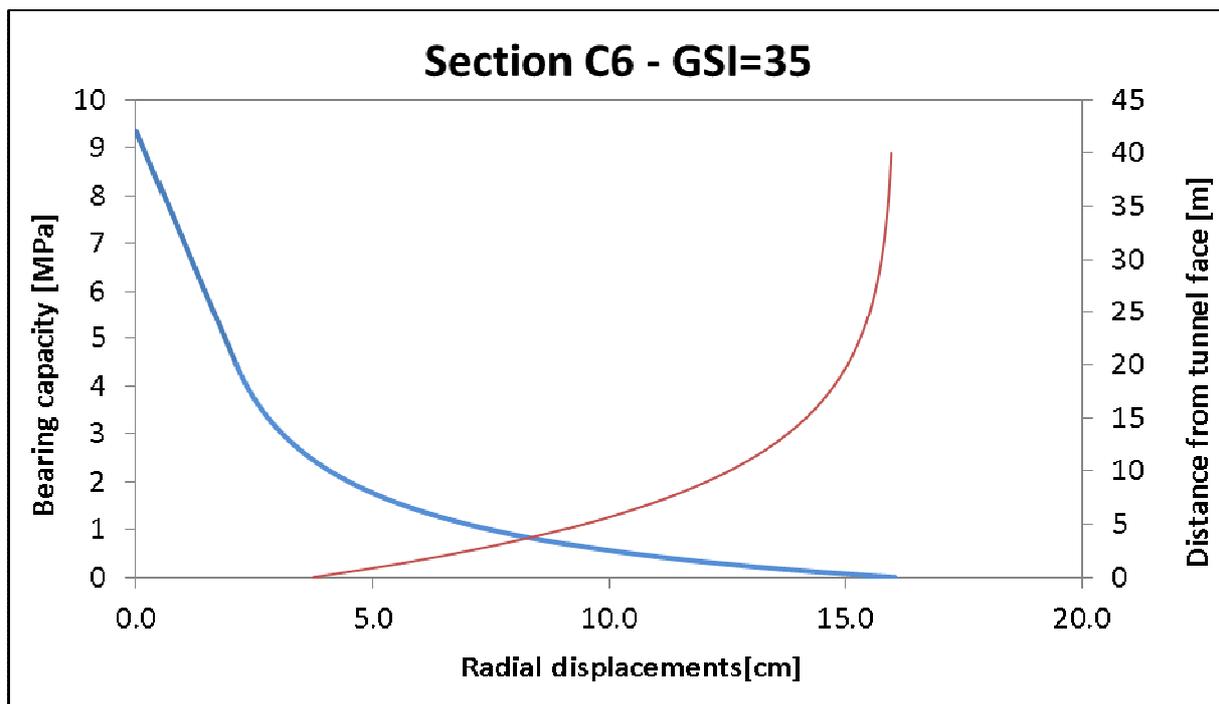
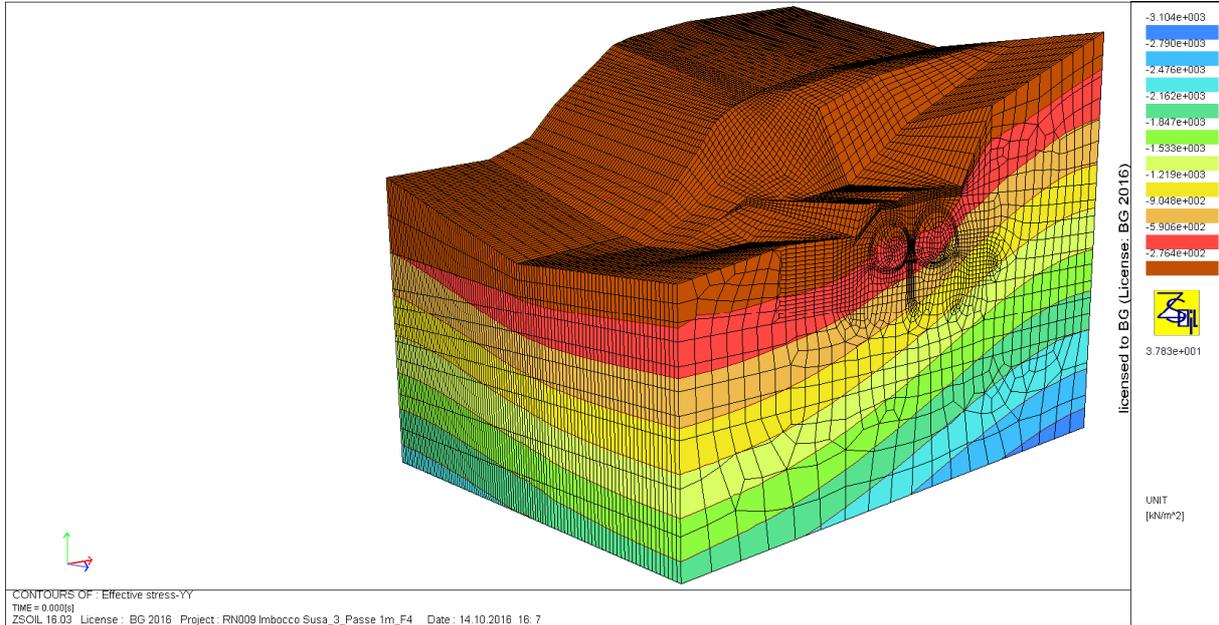


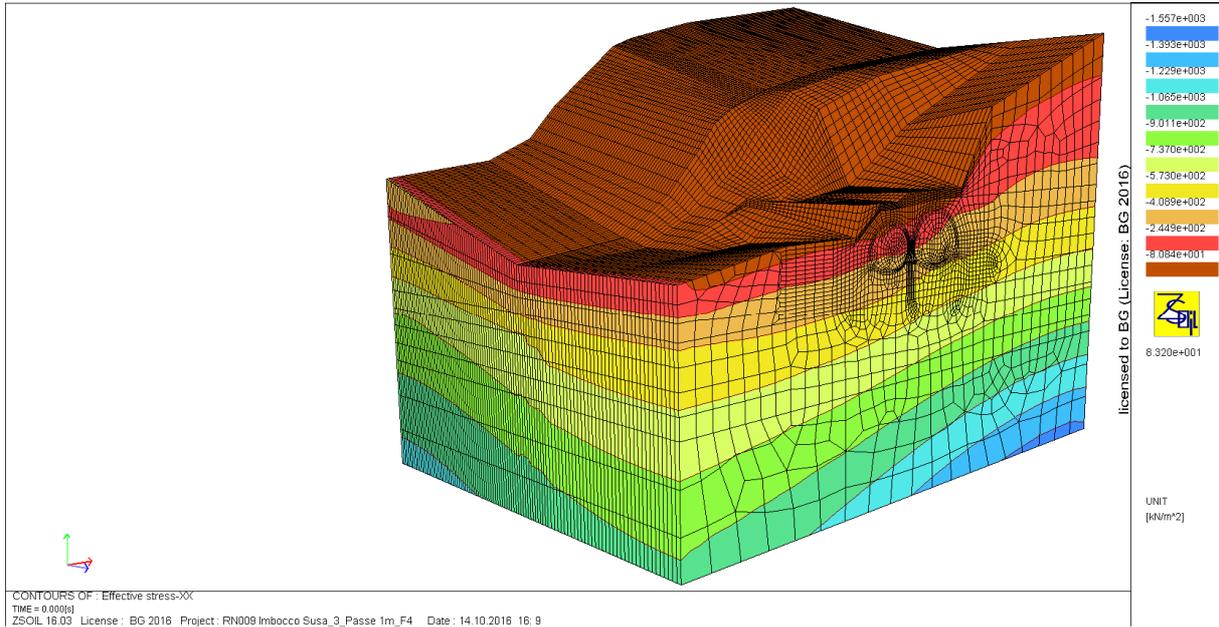
Figura 40 – Sezione C6 –GSI=35. Curva caratteristica e profilo longitudinale di spostamento

ALLEGATO 2: Sezioni allargate in prossimità dell'imbocco – modello 3D

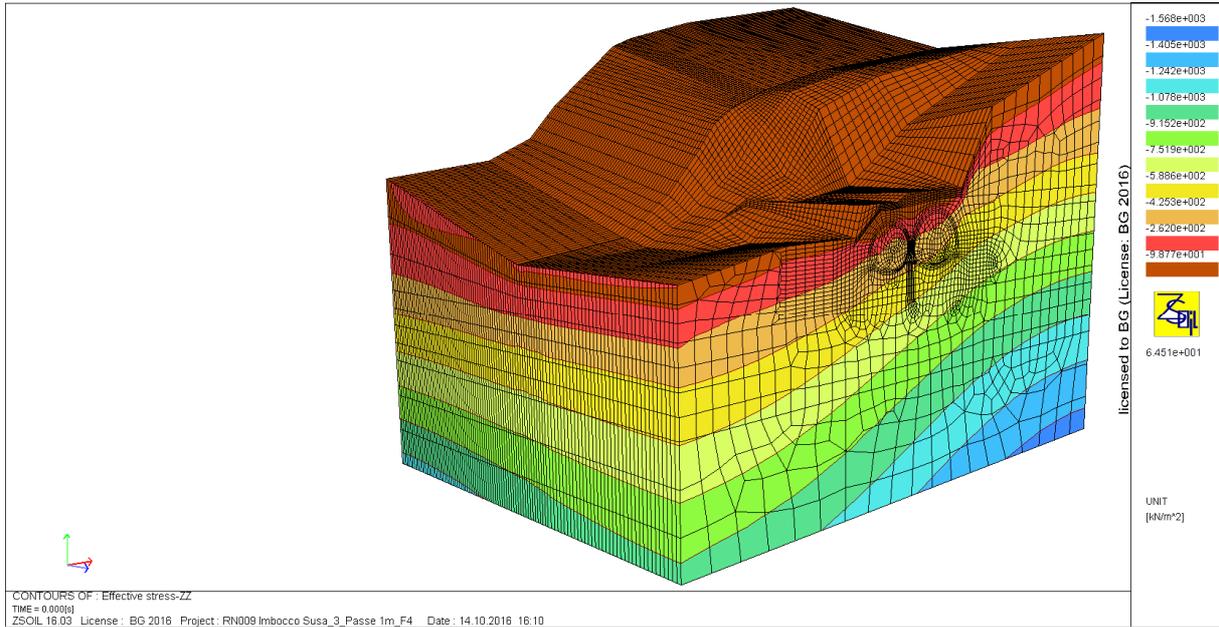
Tensioni verticali allo stato iniziale



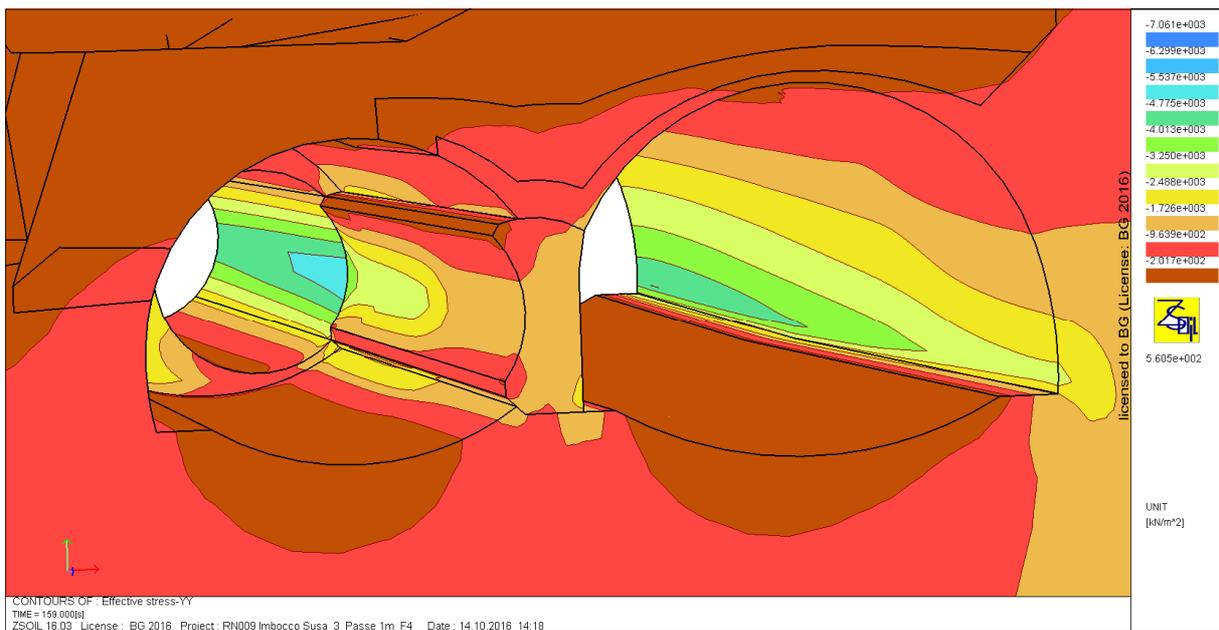
Tensioni orizzontali (trasversali) allo stato iniziale

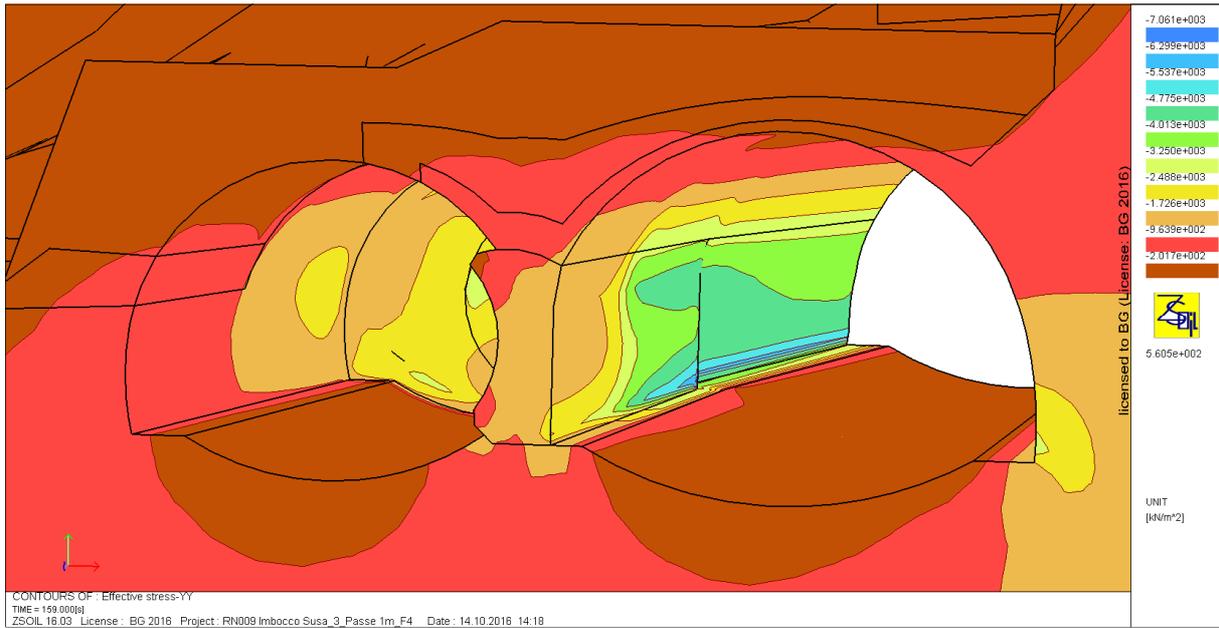


Tensioni orizzontali (longitudinali) allo stato iniziale

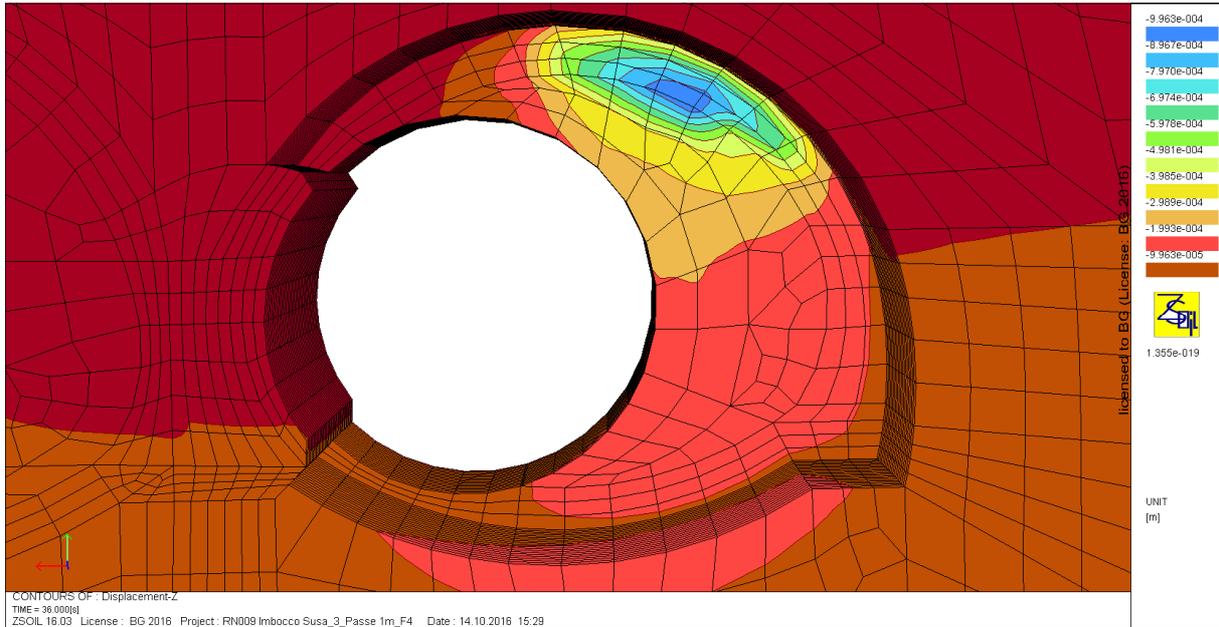


Tensioni verticali nel setto alla fine degli scavi

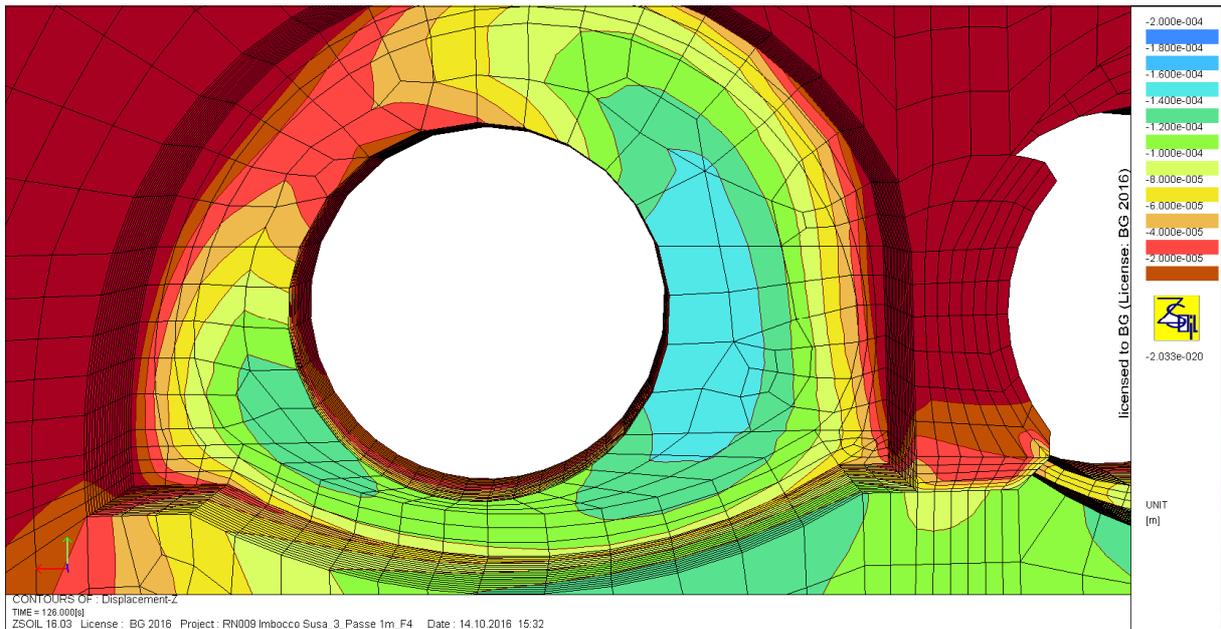




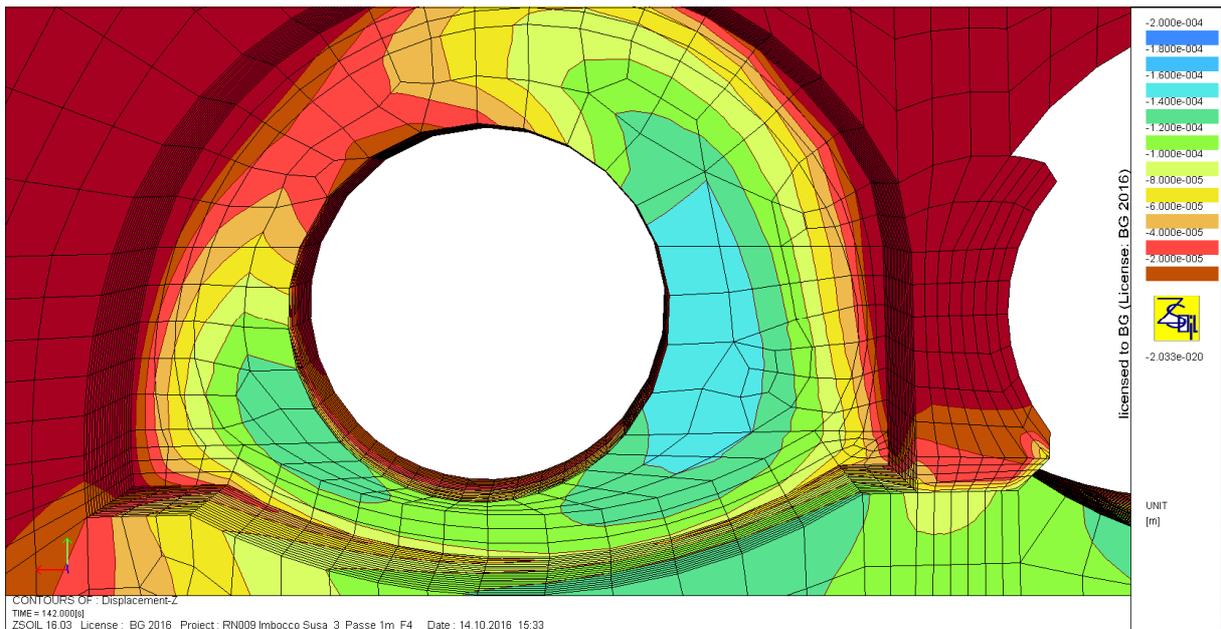
Estrusione del fronte del BP in seguito all'arresto dei lavori di scavo a 20 m dall'imbocco



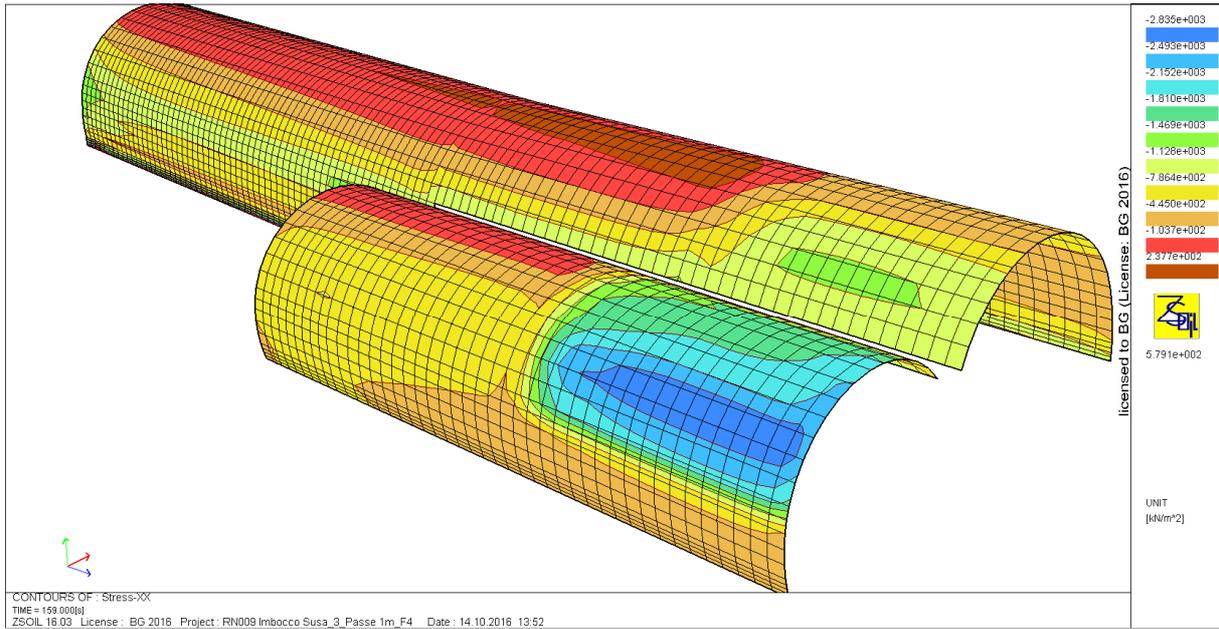
Estrusione del fronte del BD in seguito all'arresto dei lavori di scavo a 20 m dall'imbocco



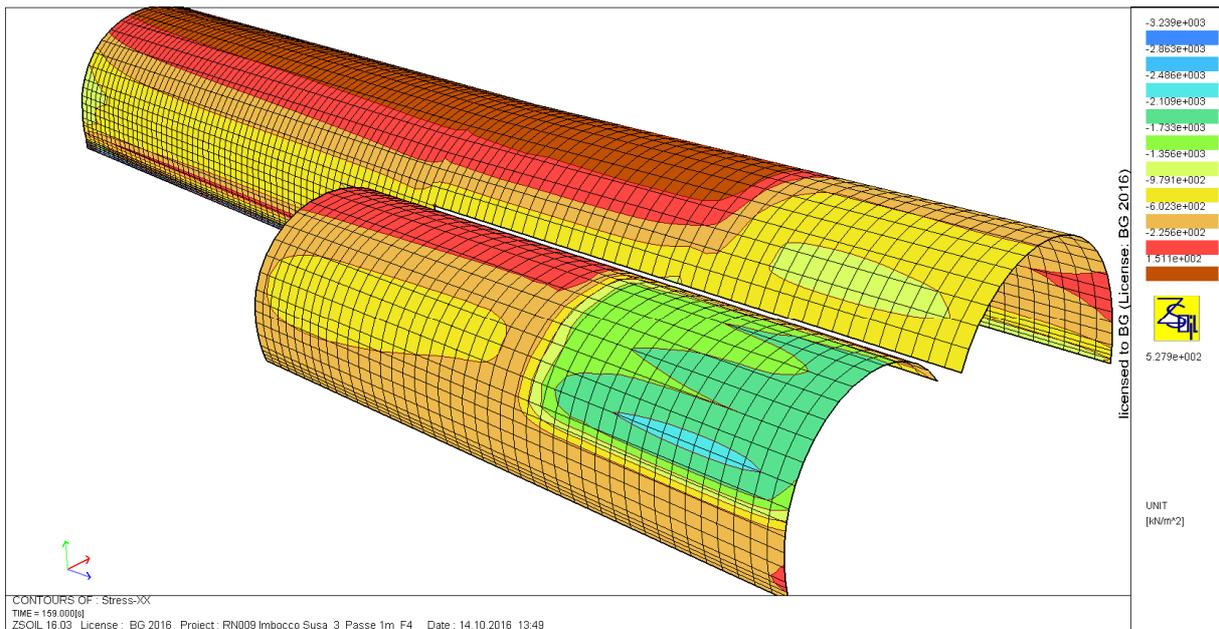
Estrusione del fronte del BD alla fine dell'allargamento del BP



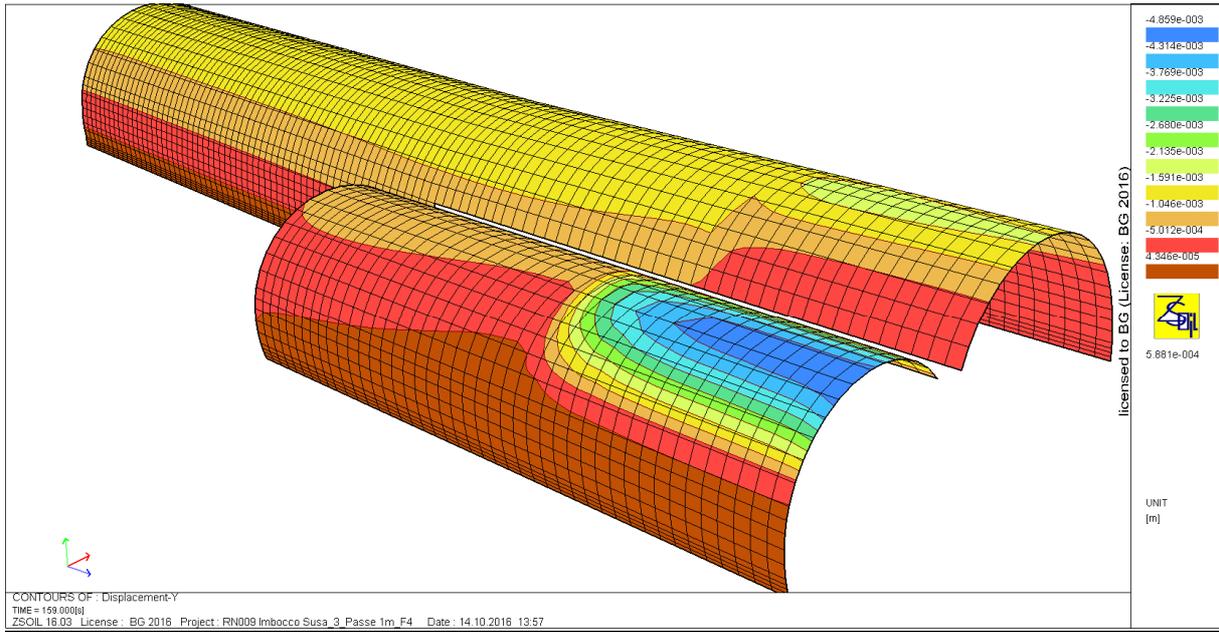
Tensioni sull'estradosso del sostegno alla fine dei lavori di scavo



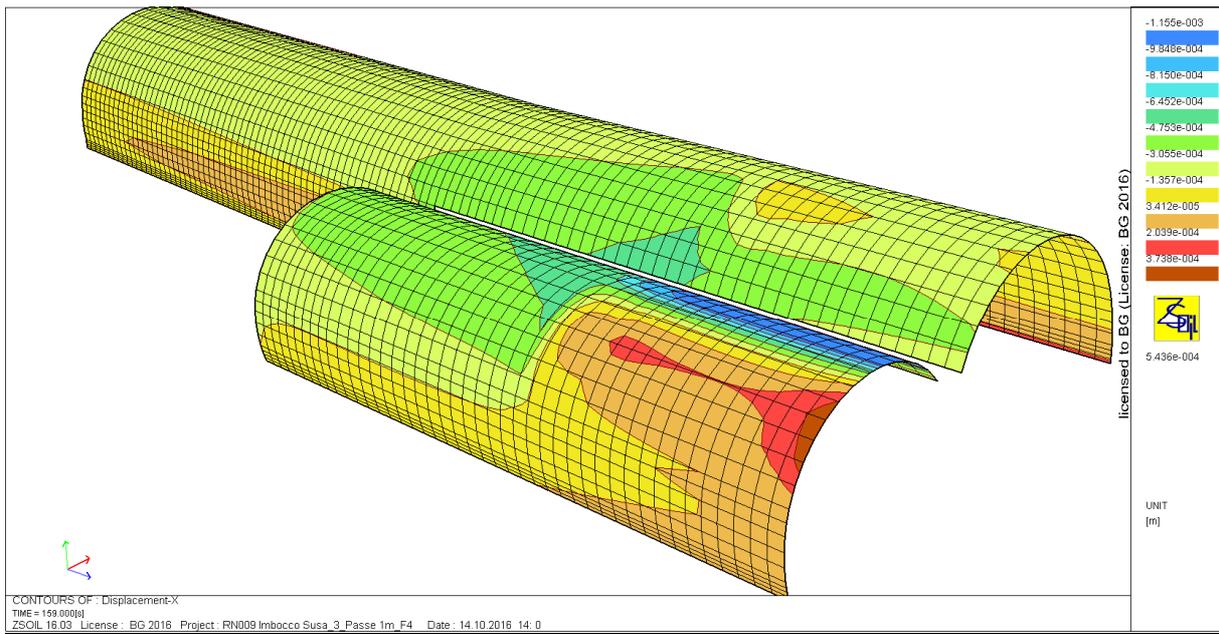
Tensioni sull'intradosso del sostegno alla fine dei lavori di scavo



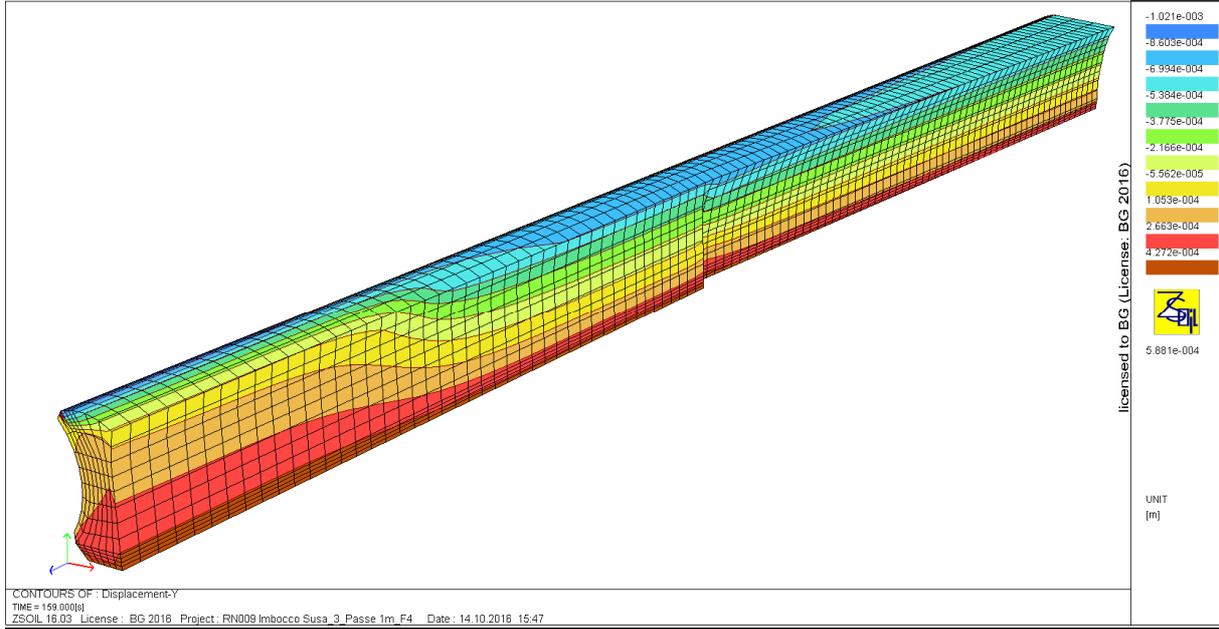
Spostamenti verticali del sostegno alla fine dei lavori di scavo



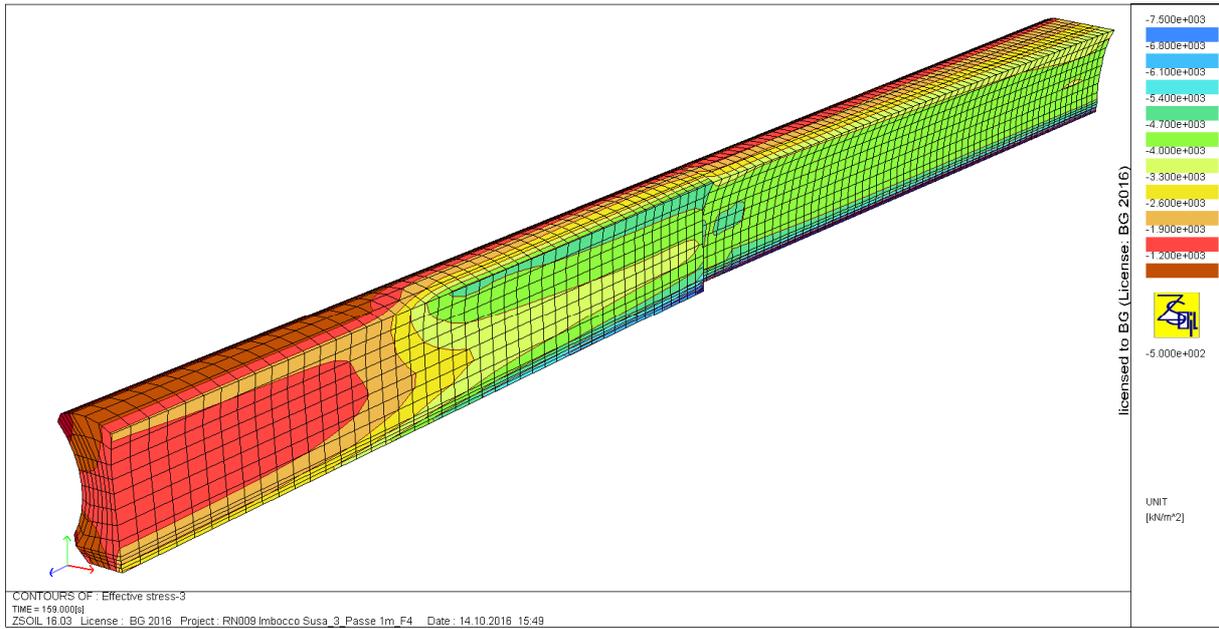
Spostamenti orizzontali del sostegno alla fine dei lavori di scavo



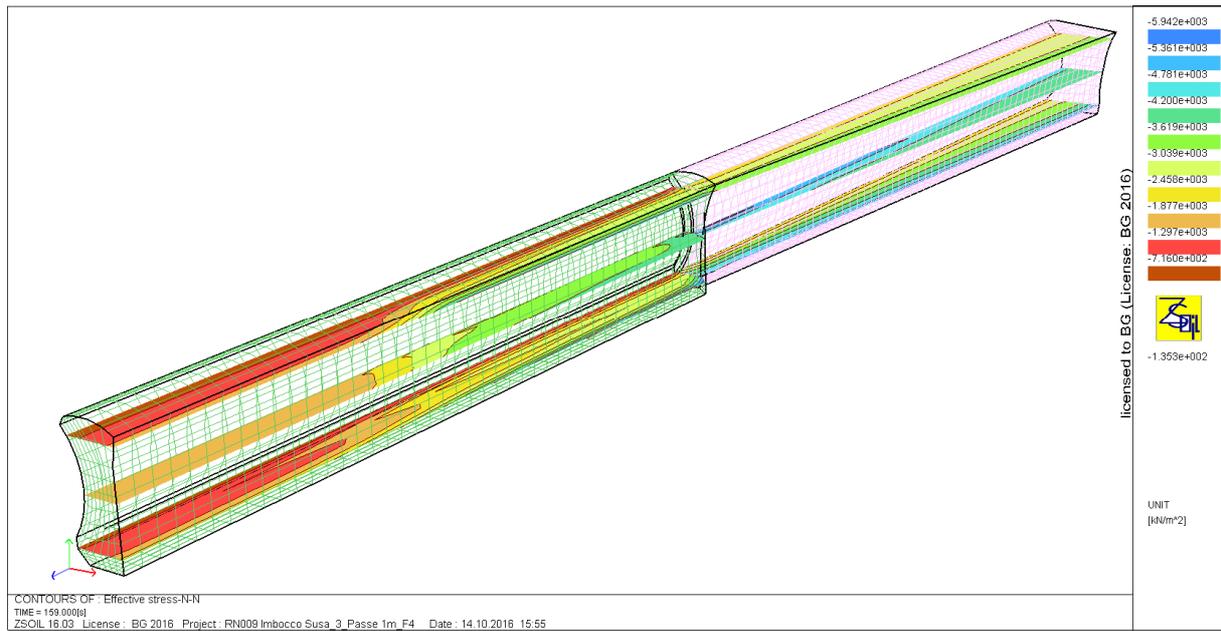
Spostamenti verticali del setto



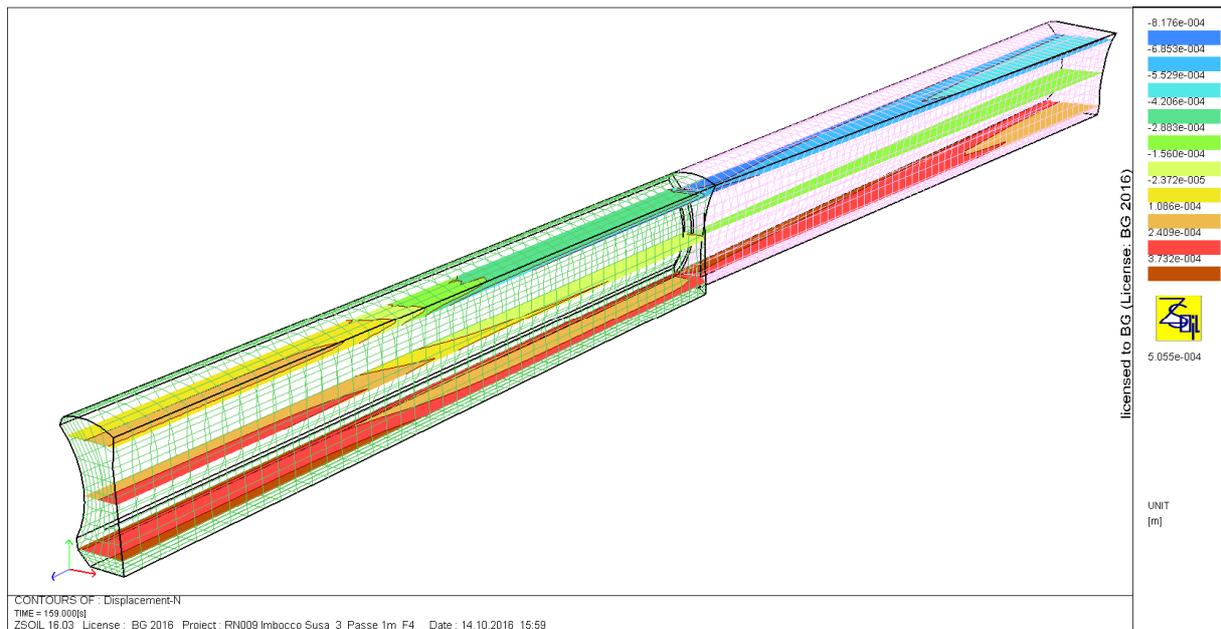
Compressione massima nel setto



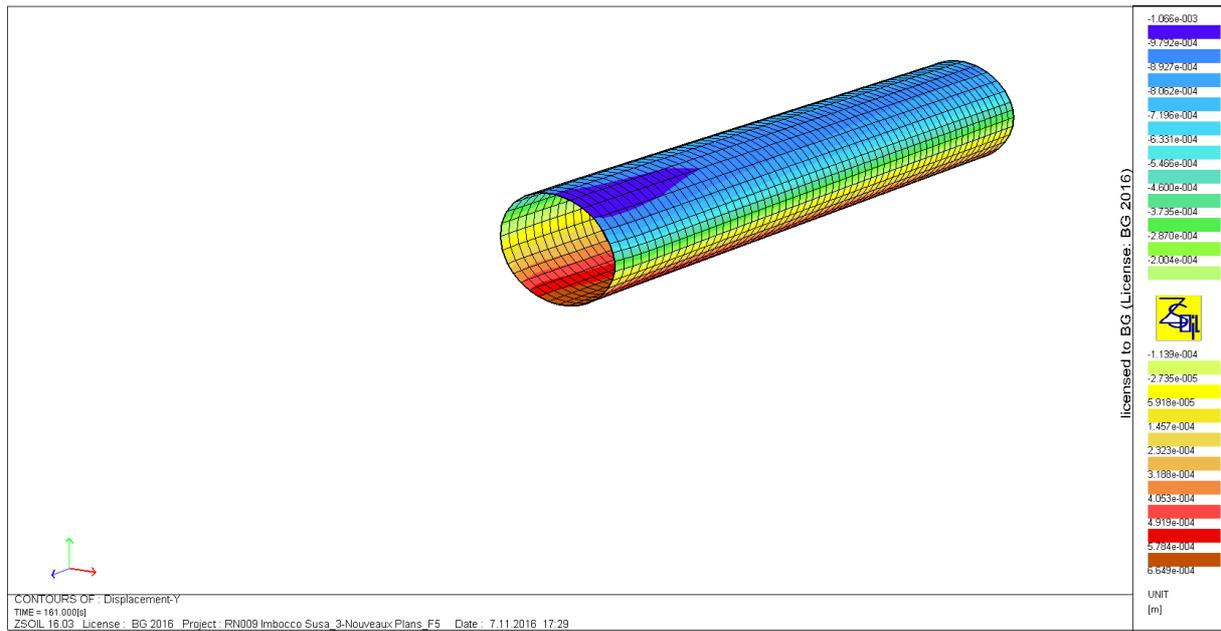
Discesa dei carichi nel setto



Ripartizione degli spostamenti verticali nel setto



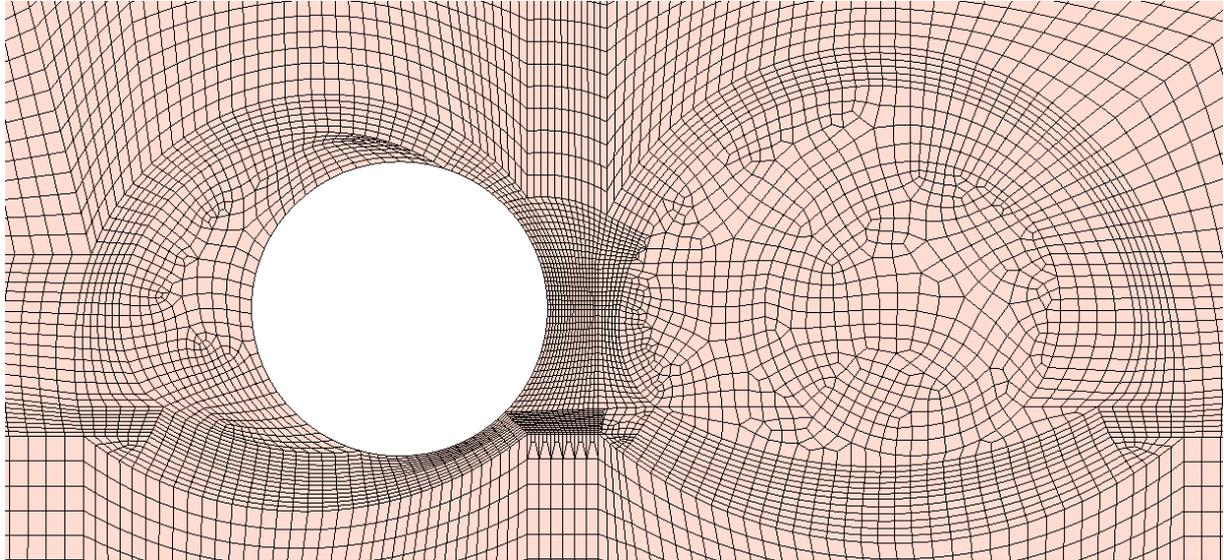
Deformazione e spostamenti verticali dei conci



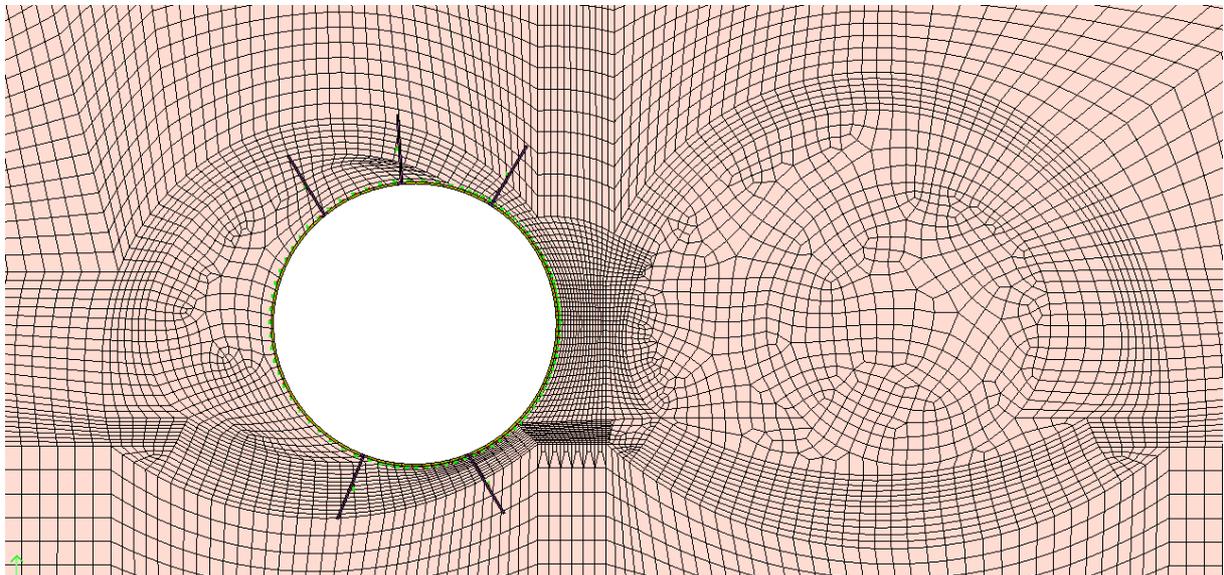
ALLEGATO 3: Sezioni allargate in prossimità dell'imbocco – modello 2D

Fasi di calcolo

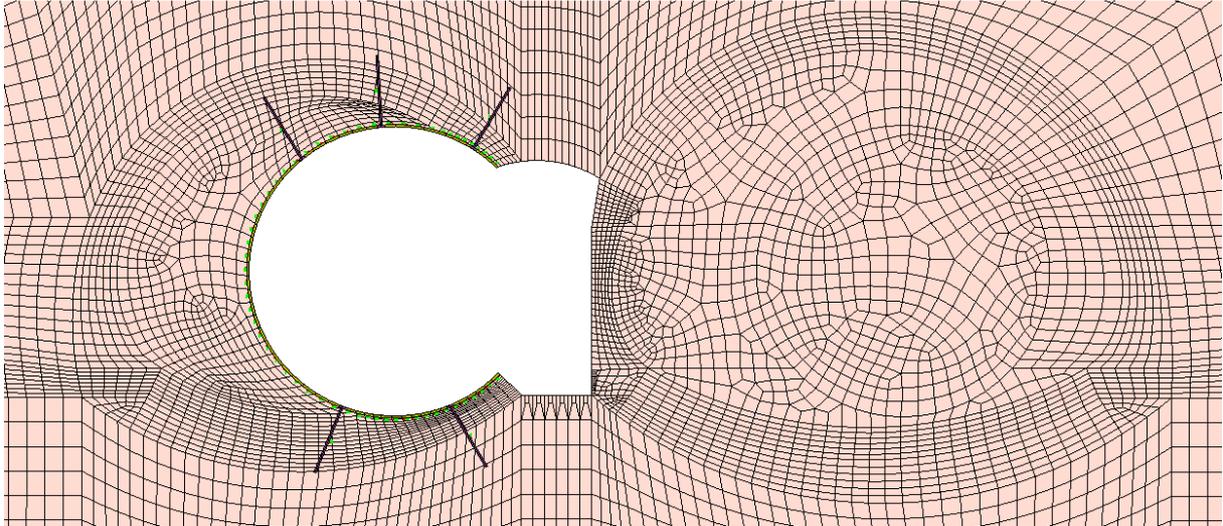
Fase 1: Scavo sezione corrente BP con TBM



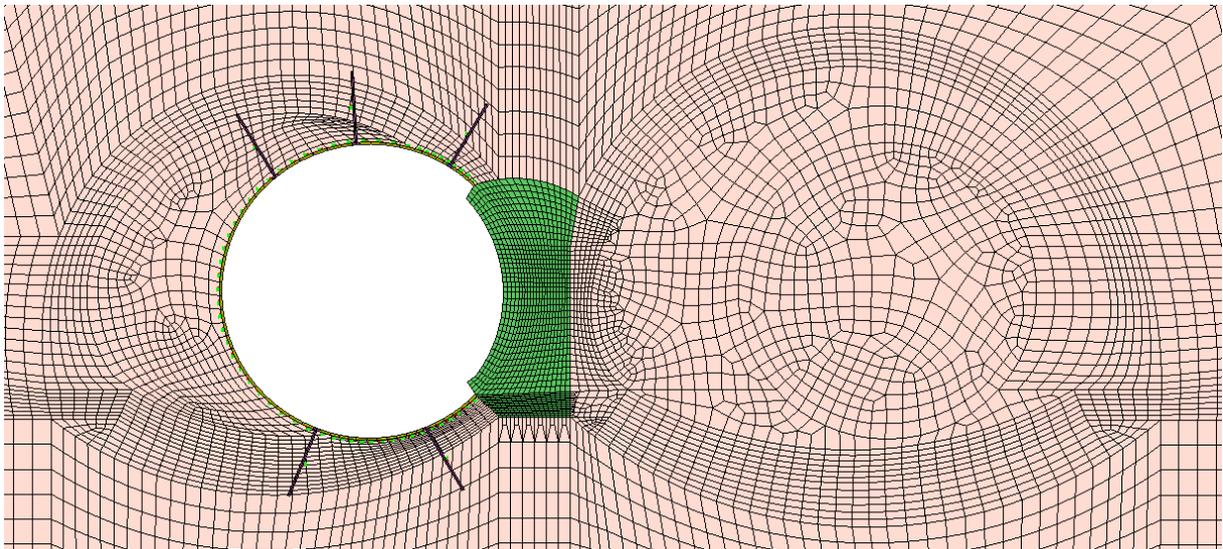
Fase 2: Messa in opera dei conci e dei bulloni per il fissaggio dei conci che non sono da rimuovere per la realizzazione del setto



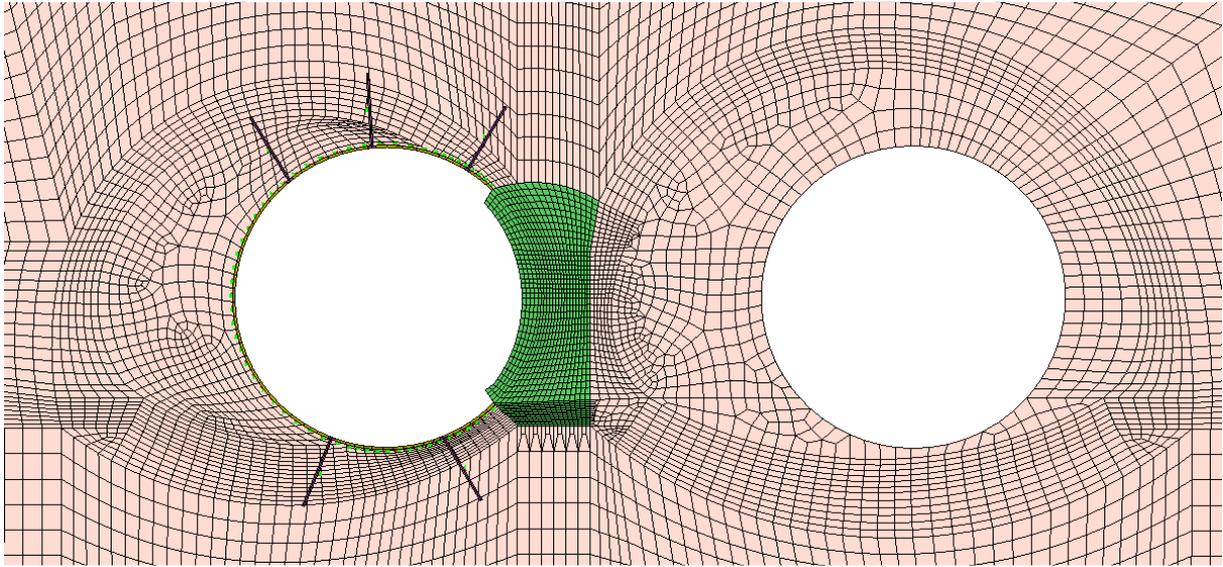
Fase 3: allargo della galleria per la sezione che ospiterà il setto



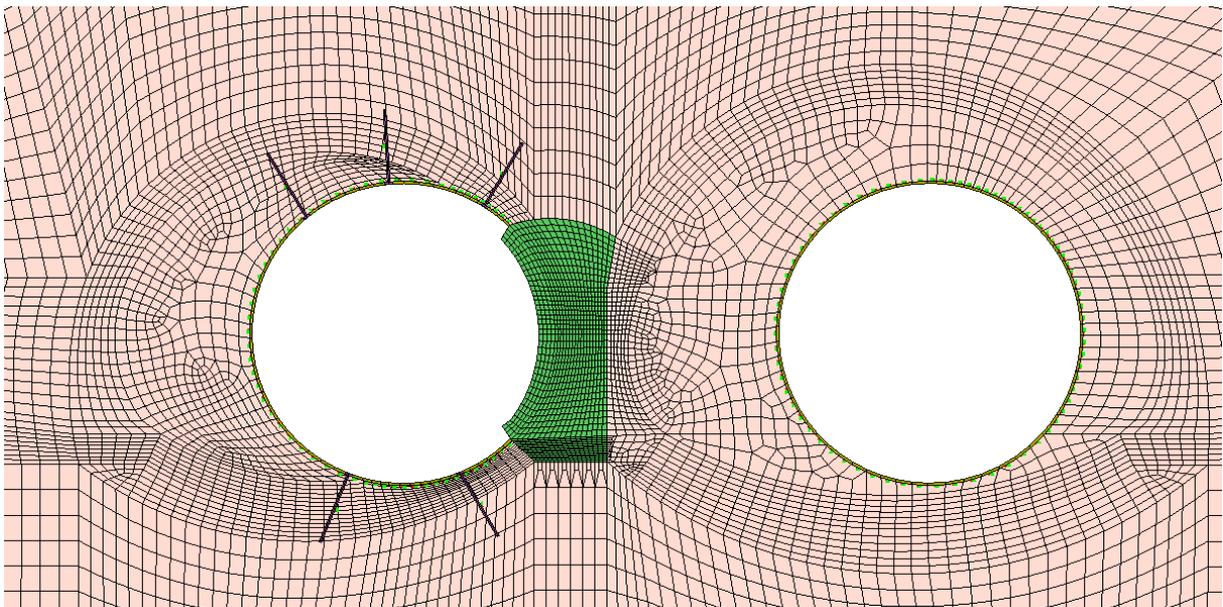
Fase 4: attivazione del setto in cls



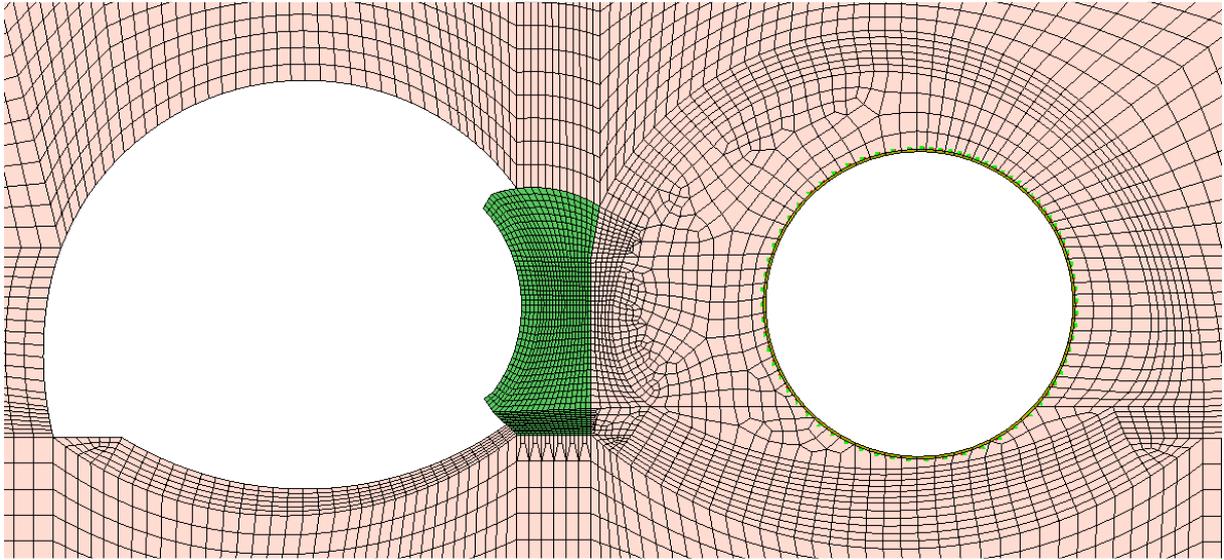
Fase 5: scavo sezione corrente BD con TBM



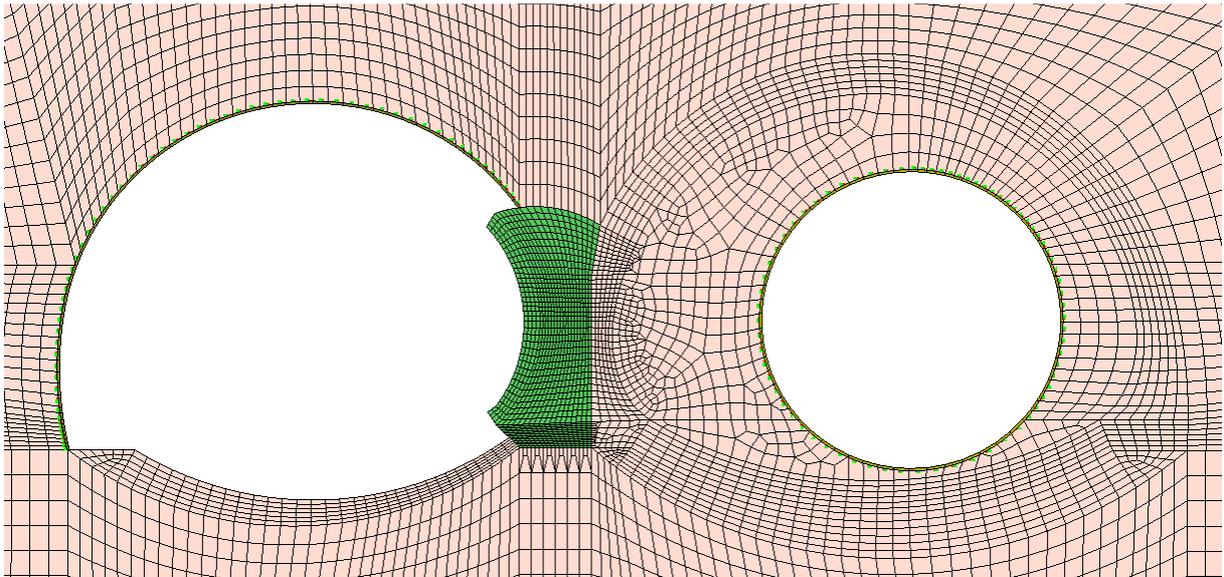
Fase 6: messa in opera dei conchi sul BD



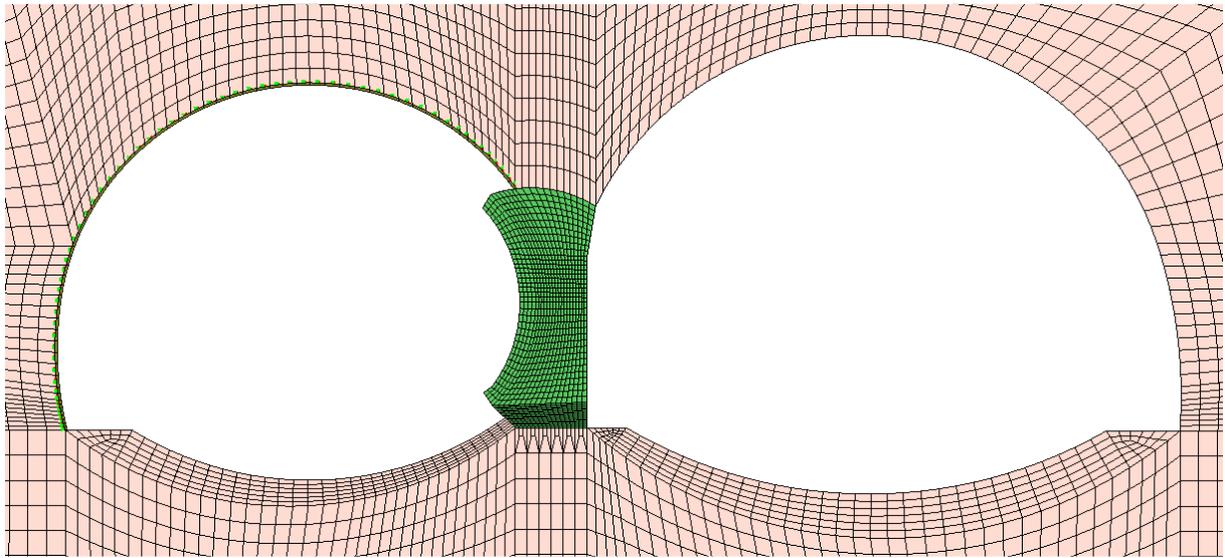
Fase 7: allargo camerone BP



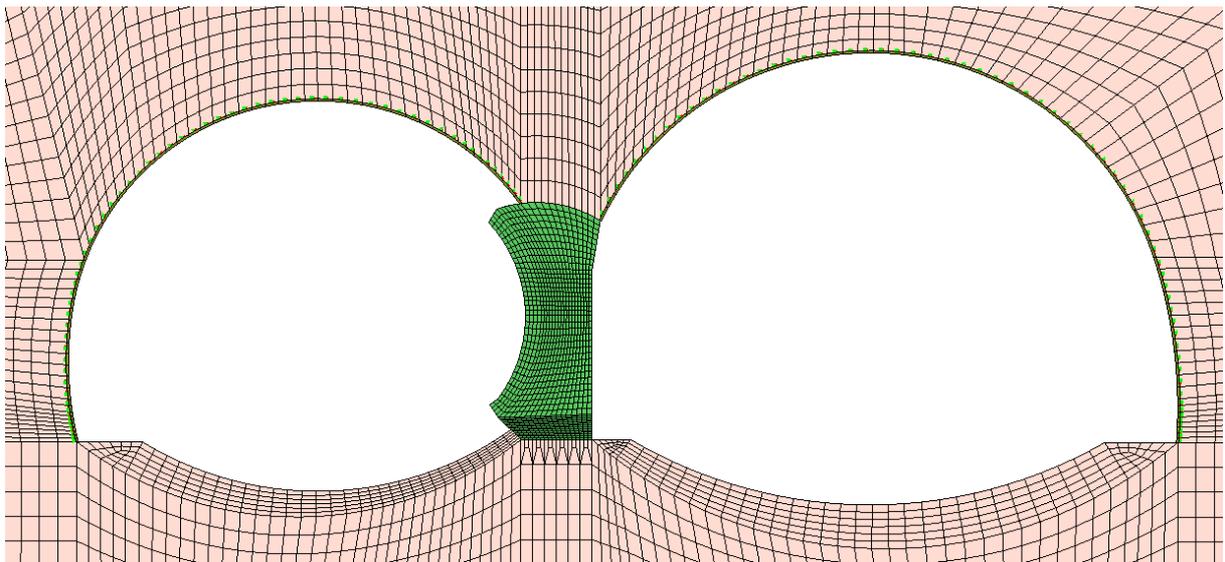
Fase 8: messa in opera dei sostegni nel camerone BP



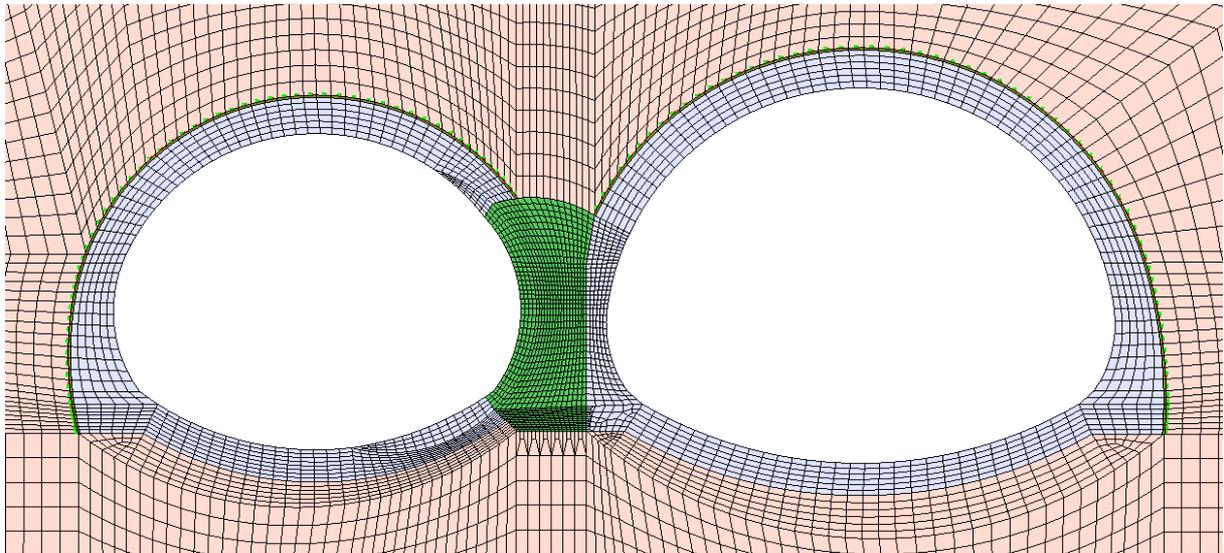
Fase 9: allargo camerone BD



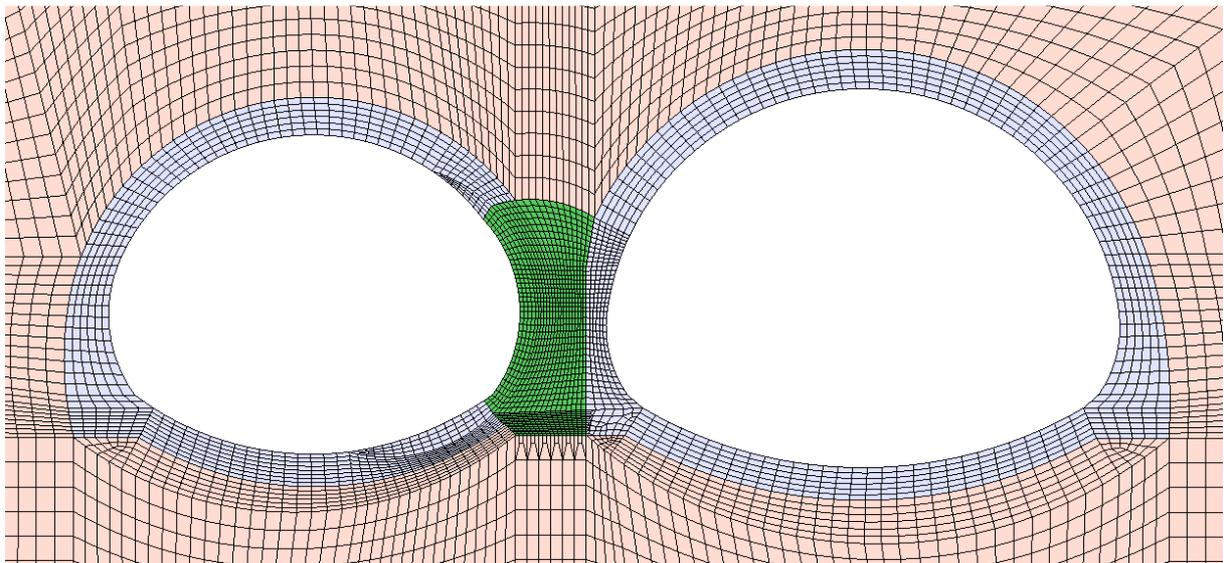
Fase 10: messa in opera dei sostegni nel camerone BD



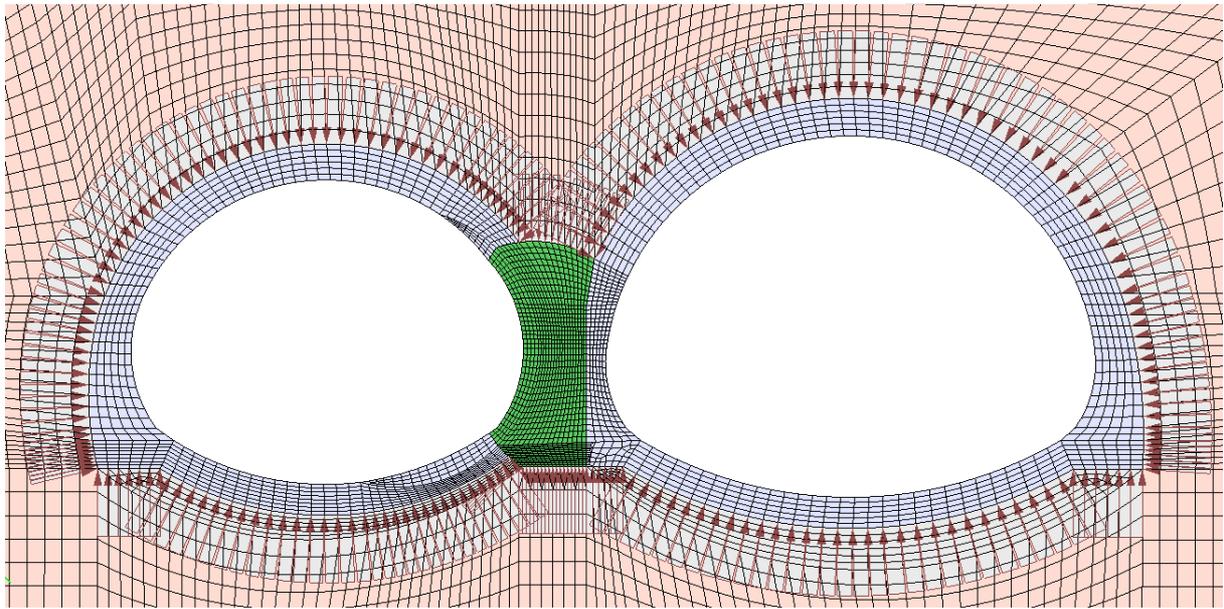
Fase 11: messa in opera dei rivestimenti definitivi



Fase 12: disattivazione dei sostegni

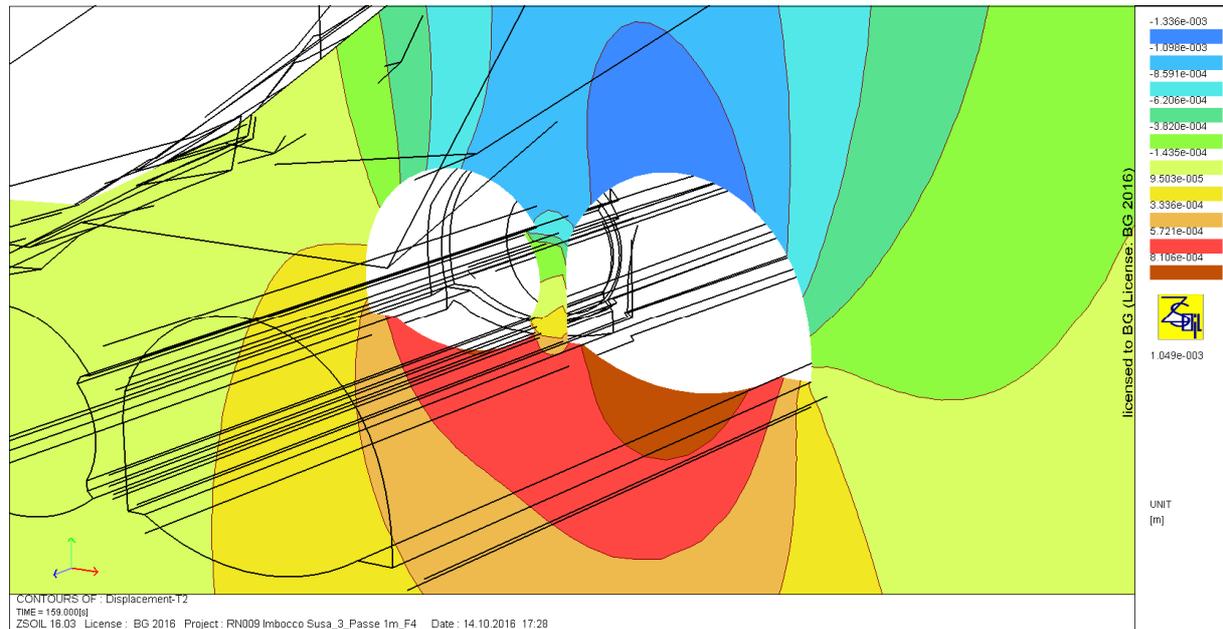
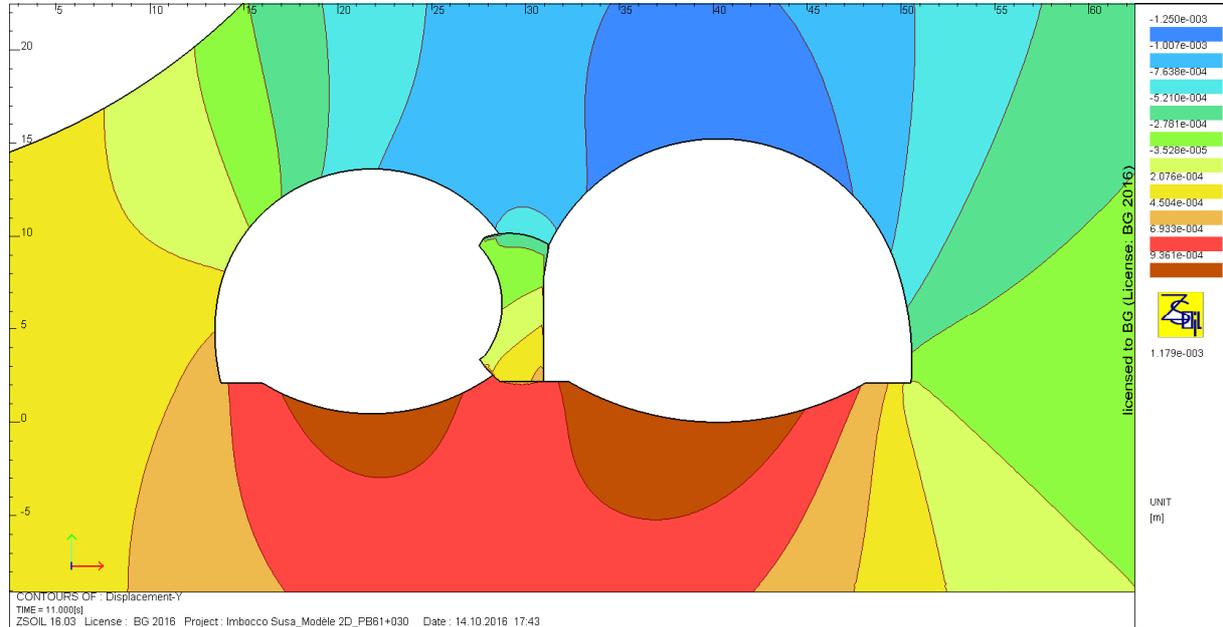


Fase 12: attivazione della pressione idraulica

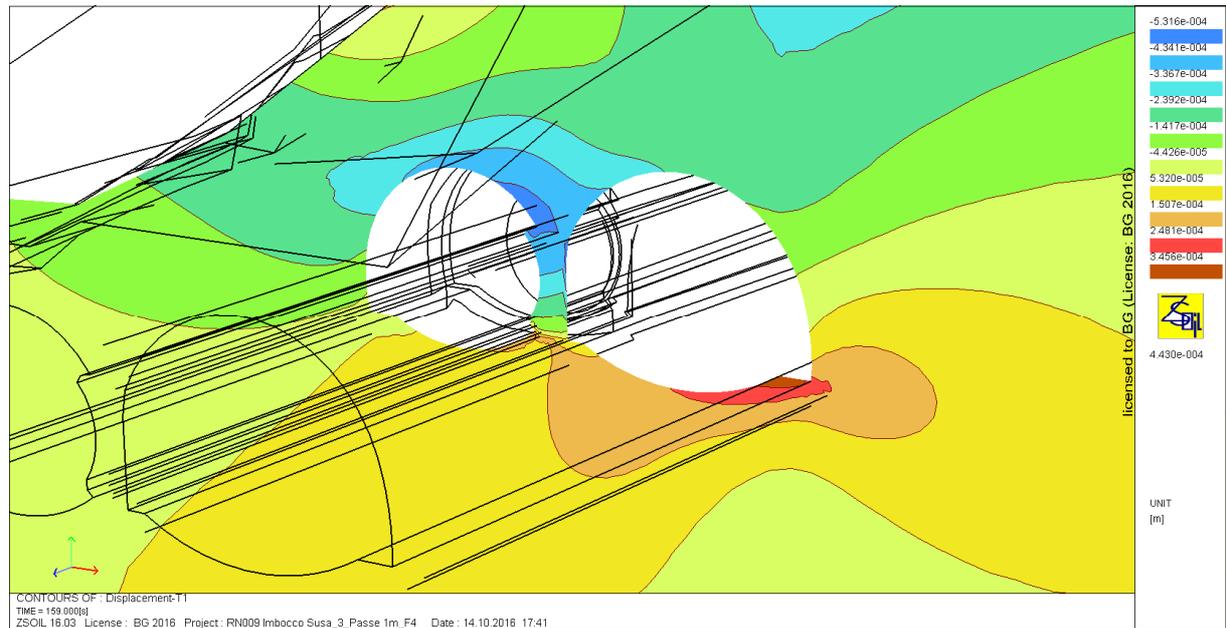
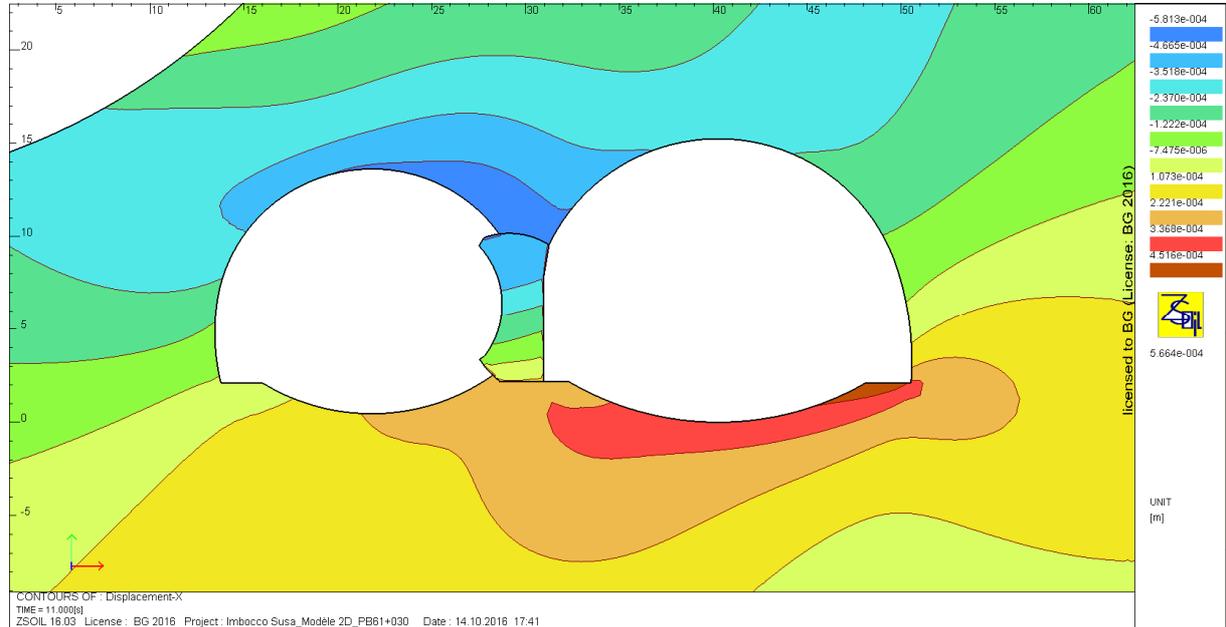


ALLEGATO 4: Sezioni allargate in prossimità dell'imbocco - confronto dei modelli 2D e 3D

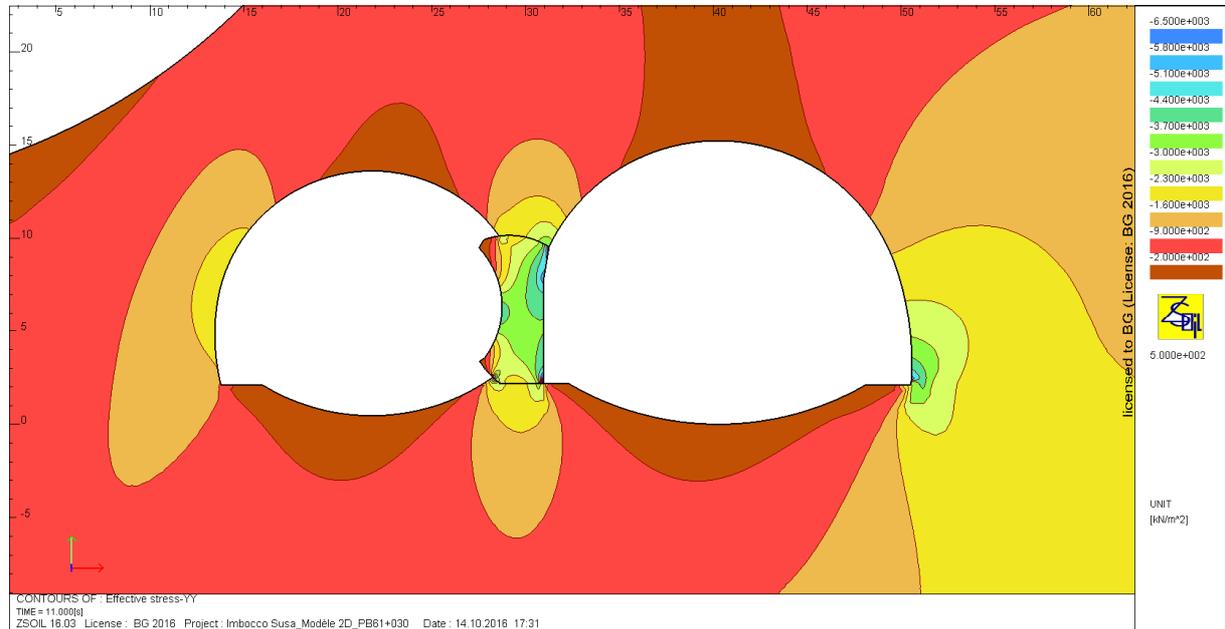
Spostamenti verticali



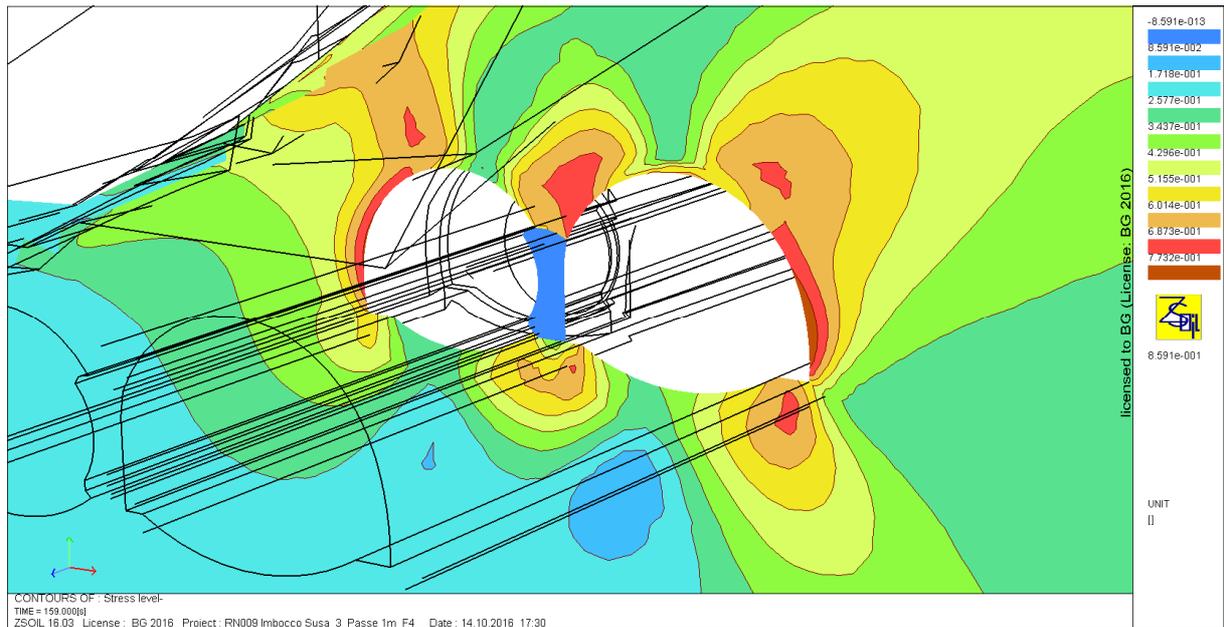
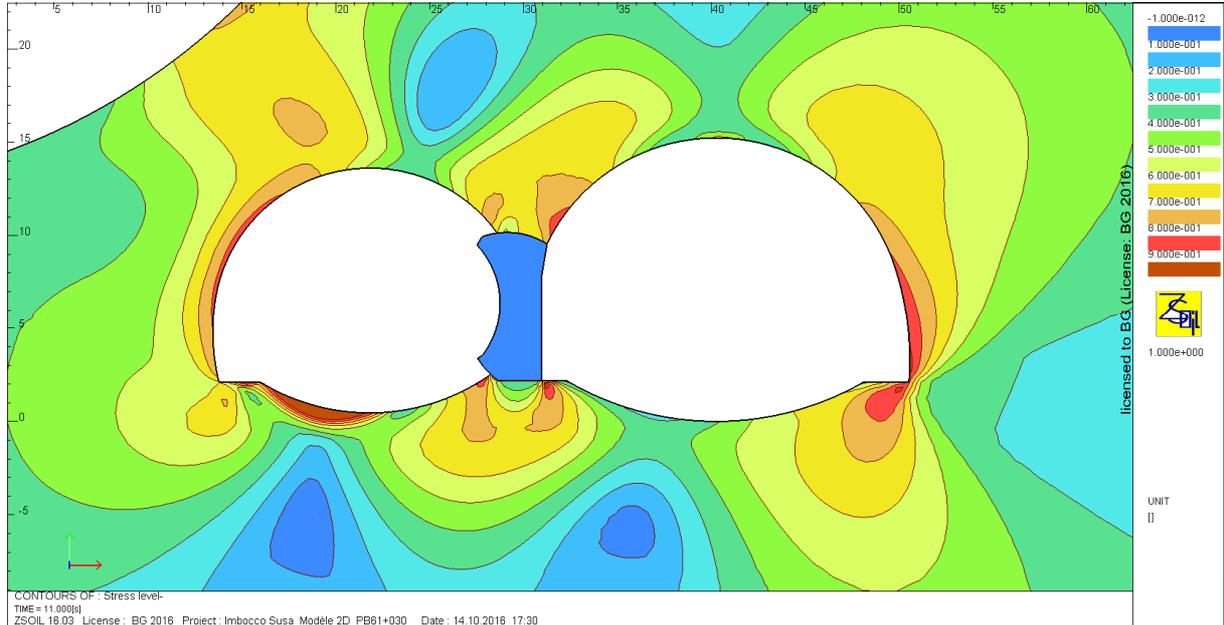
Spostamenti orizzontali



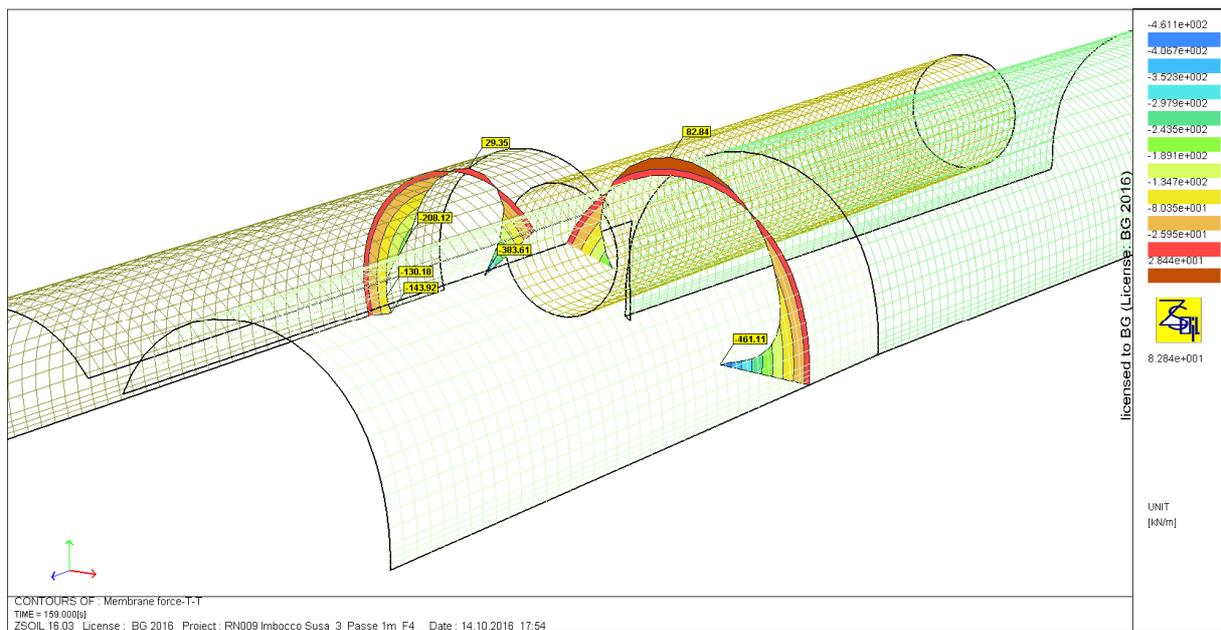
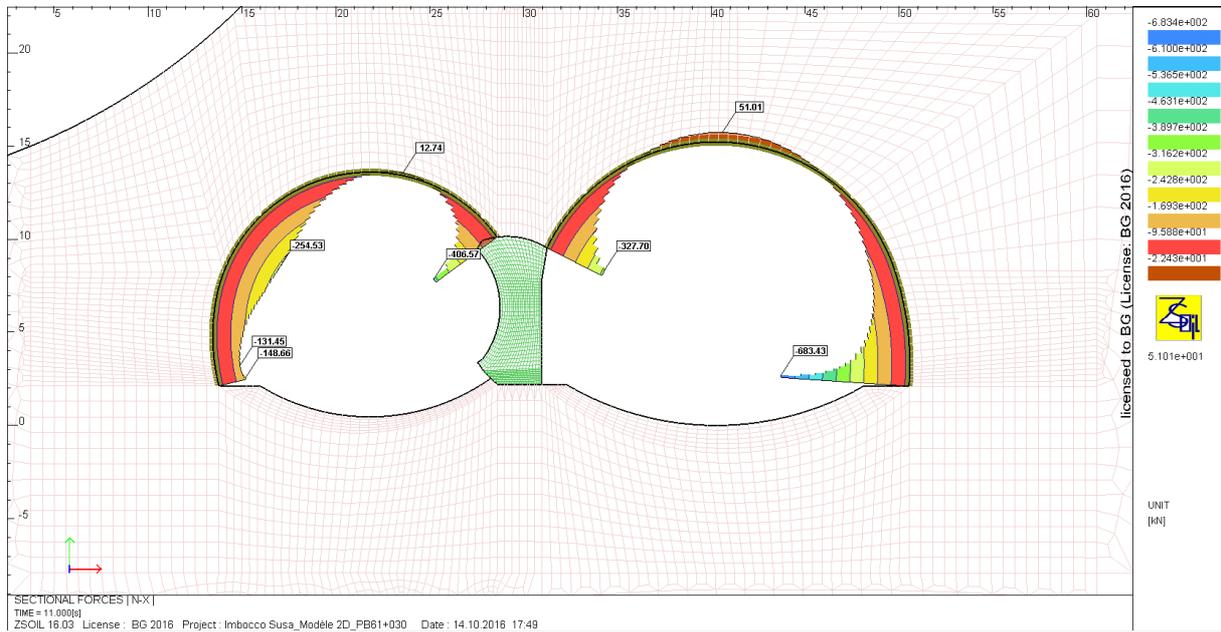
Tensioni verticali alla fine dello scavo



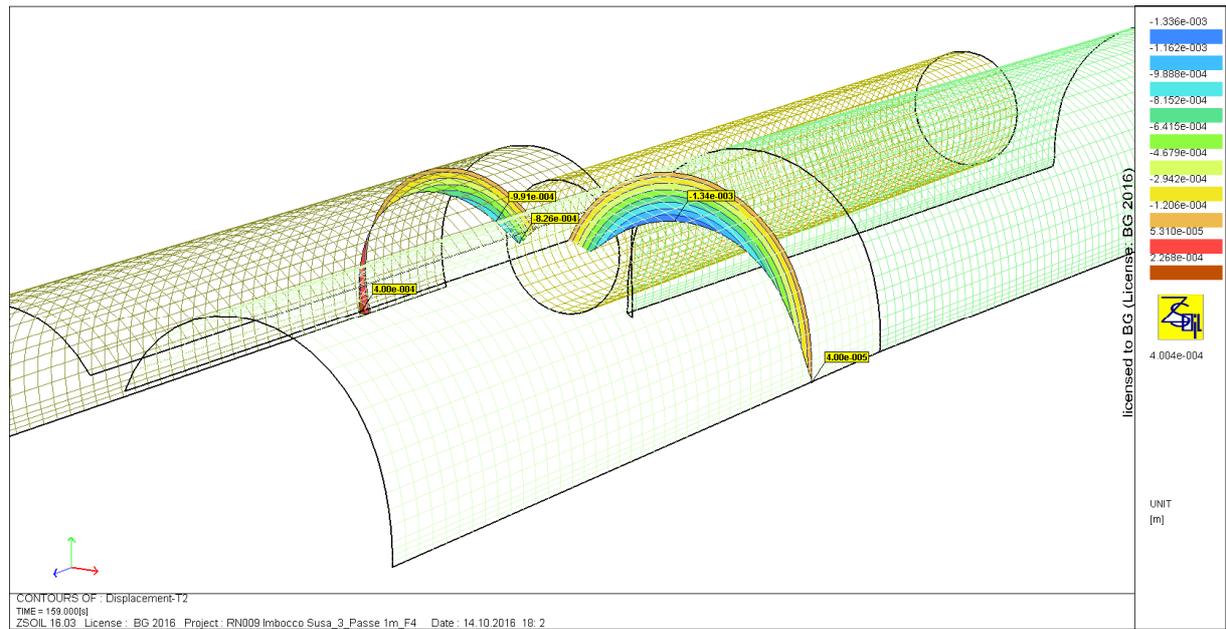
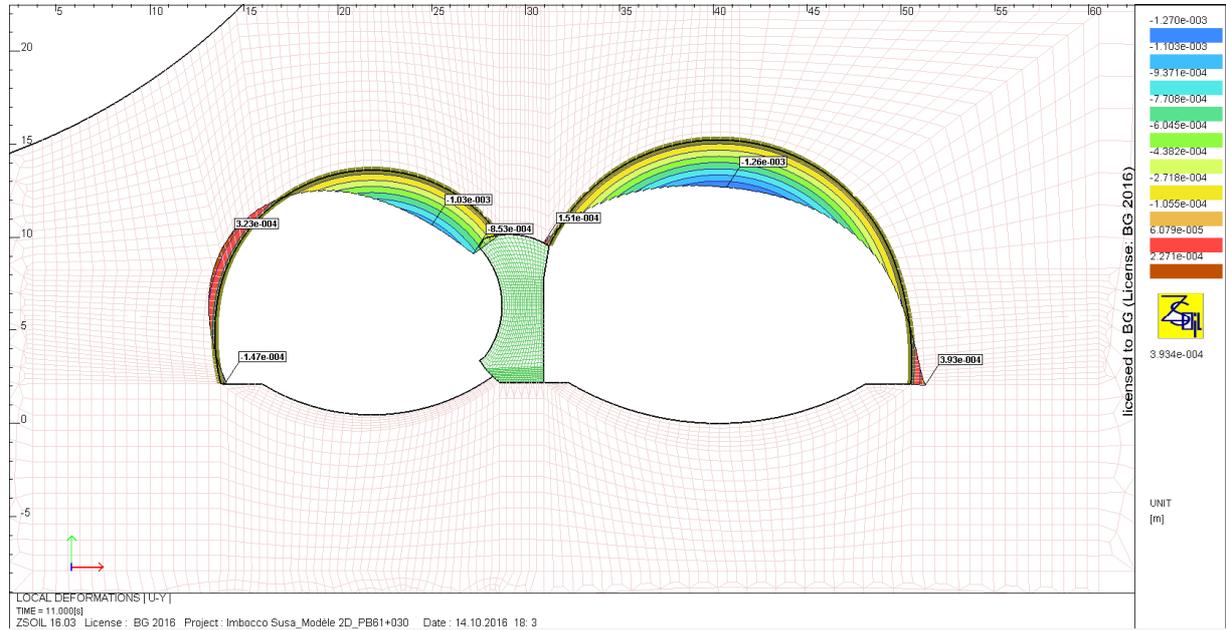
Zone plastiche alla fine dello scavo



Sforzo normale sostegni alla fine dello scavo

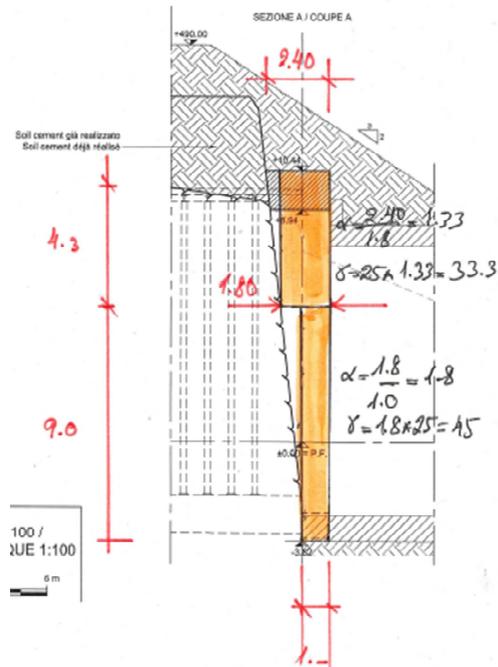
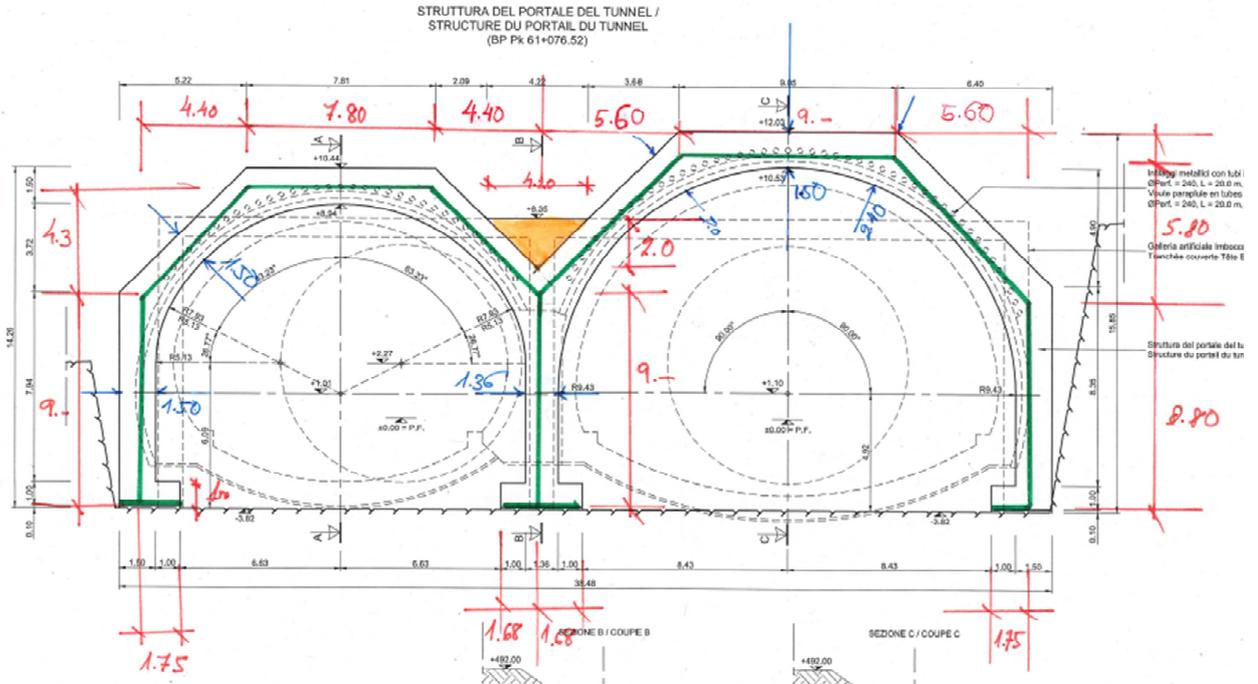


Spostamenti verticale alla fine dello scavo



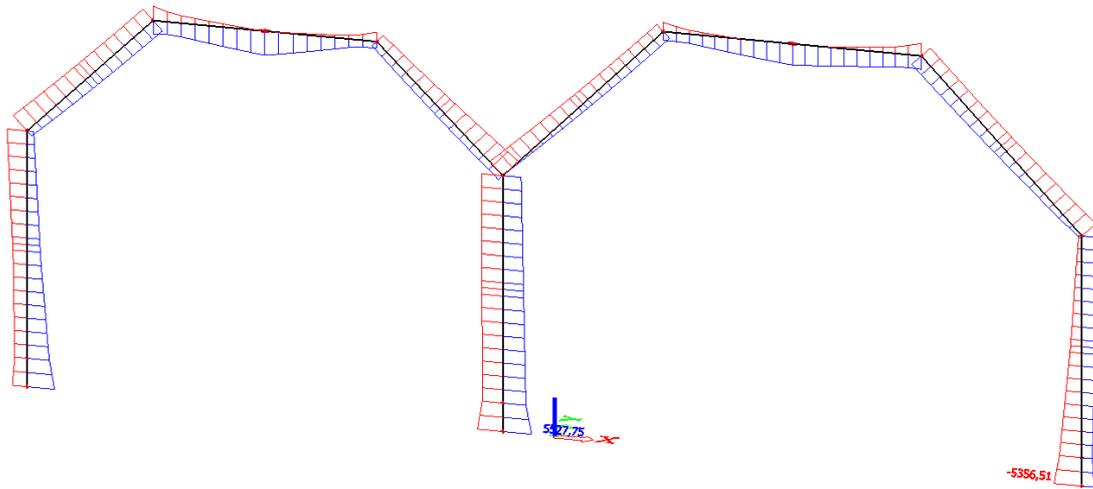
ALLEGATO 5: Struttura al portale - Modello strutturale e sollecitazioni al sisma

Modello strutturale

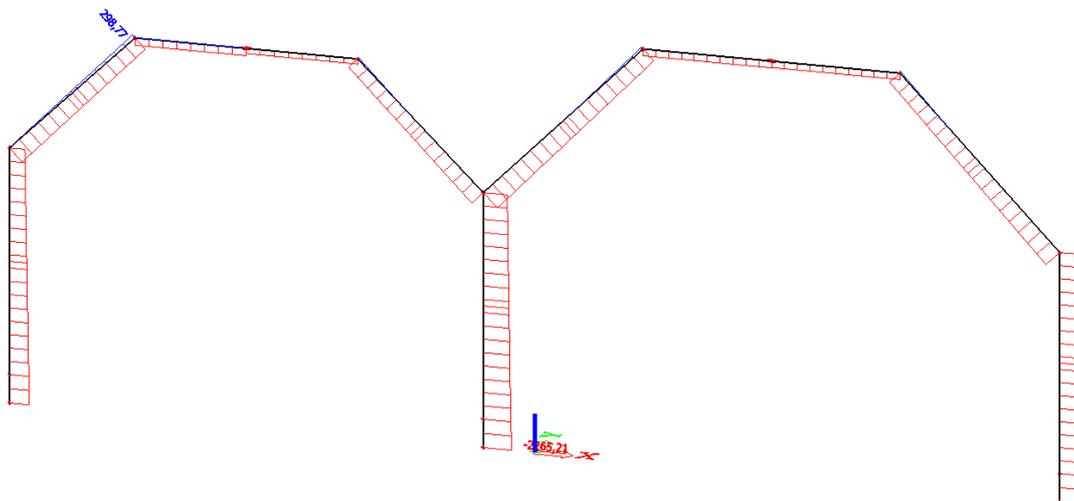


Sollecitazioni al sisma

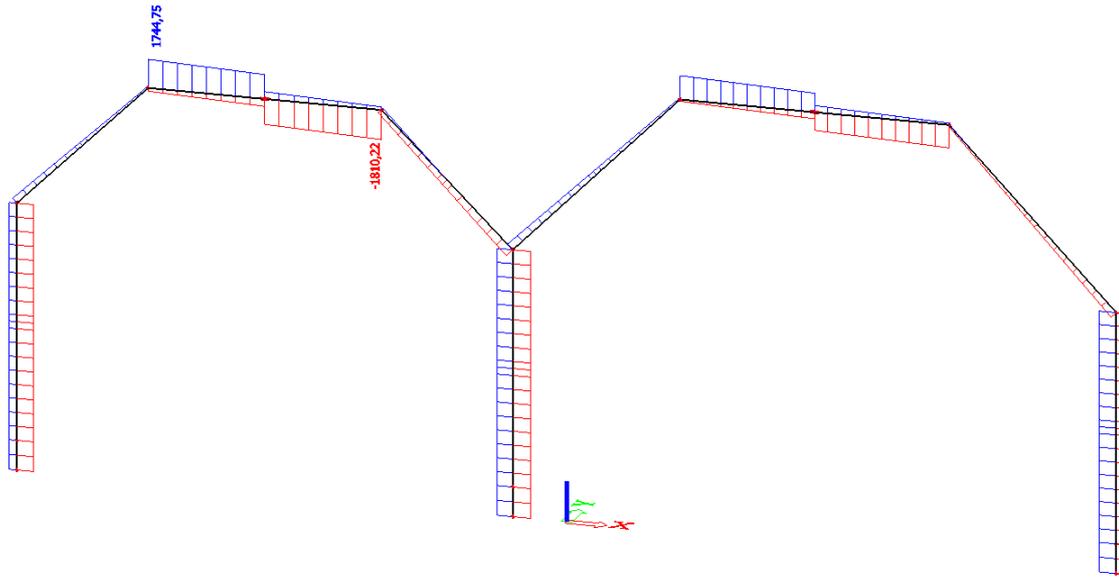
Sollecitazione a momento



Sollecitazione a sforzo normale



Sollecitazione a taglio



ALLEGATO 6: Sezioni allargate in prossimità dell'imbocco - calcolo sismico

Parametri del calcolo sismico

BG		CALCUL PARASISMIQUE DU PORTAIL À SUSÀ	
<u>Données selon la NTC 2008:</u>			
Coordonnées de Susa	45.012 N, 7.055 E		
ID	13784		
T_R	2475	an	
Accélération horizontale pic de base du sol, a_g	2.198	m/s^2	
F_0	2.55	-	
T_c^*	0.29	s	
<u>Paramètres du terrain</u>			
Classe du sol (Tab 3.2.II)	A	(Roche)	
Condition topographique (Tab. 3.2.IV)	T2	($i > 15^\circ$)	
Vitesse d'onde sismique primaire, V_p	2500	m/s	
Vitesse d'onde S sismique secondaire, V_s	800	m/s	
Densité moyen des sols, ρ	2700	kg/m^3	
Coefficient de Poisson dynamique, ν_d	0.44	-	
Module d'élasticité dynamique, E_d	4987	MPa	
Module de cisaillement dynamique, G_d	1728	MPa	
<u>Amplification du terrain</u>			
Amplification stratigraphique, S_c (Tab. 3.2.V)	1.0	-	
Amplification topographique S_T (Tab. 3.2.VI)	1.2	-	
Coefficient d'amplification du sol, S (Eq. 3.2.5)	1.2	-	
<u>Paramètre du spectre de réponse</u>			
Amplification stratigraphique, C_c (Tab. 3.2.V)	1.00	-	
Paramètre temporel, T_B (Eq. 3.2.8)	0.097	s	
Paramètre temporel, T_C (Eq. 3.2.7)	0.290	s	
Paramètre temporel, T_D (Eq. 3.2.9)	2.496	s	
Accélération pic sur surface, $PGA = S_e (T = 0)$	2.638	m/s^2	
Déplacement pic sur surface, $PGD = S_{De} (T = \infty)$	0.048	m	
Vitesse pic sur surface, $PGV = S_{Ve} (T = \infty)$	0.122	m/s	
	PGV/PGA	46	$cm/s/g$
	PGD/PGA	18	cm/g
Période naturelle du terrain, T_1	0.17	s	
Longueur d'onde sismique, λ	133.9	m	



CALCUL PARASISMIQUE DU PORTAIL À SUSÀ

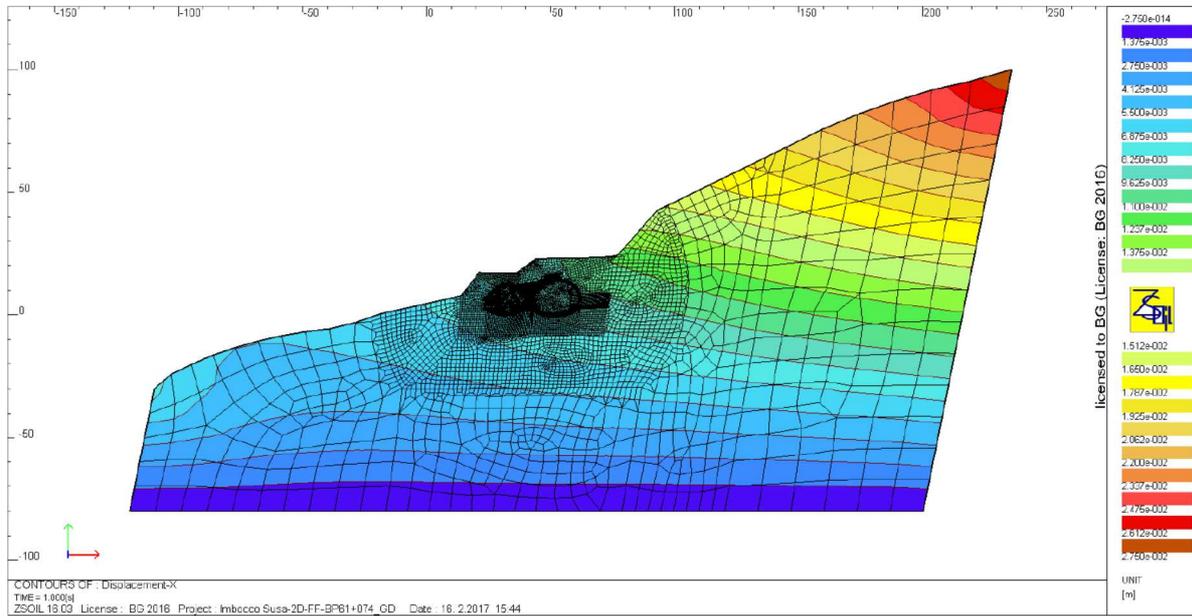
Paramètre du modèle de calcul en champ libre

Profondeur minimum du modèle, $H_{\min} = \lambda/4$	33.5	m
Déformation de cisaillement de surface, γ_{FF}	1.53E-04	m/m
Profondeur du modèle au bord gauche, H_G	50.0	m
Profondeur du modèle au bord droite, H_D	180.0	m
Déplacement horizontal de surface au bord gauche, $\Delta_{FF,G}$	7.65E-03	m
Déplacement horizontal de surface au bord droite, $\Delta_{FF,D}$	2.75E-02	m

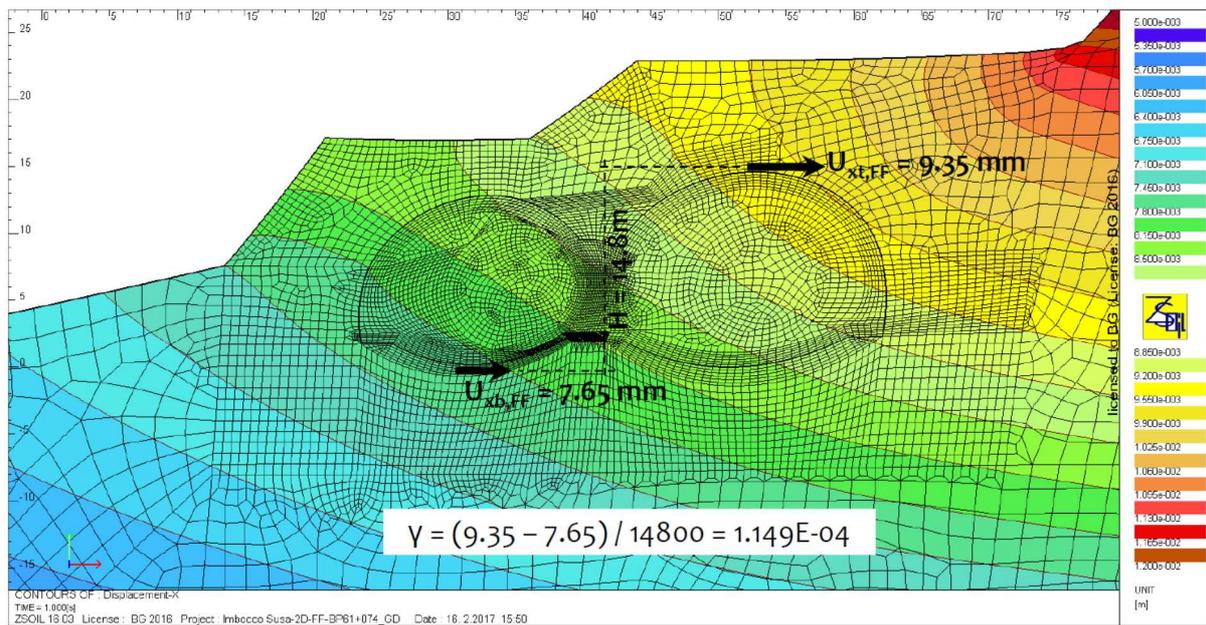
Résultats du Calcul en Champ Libre:

Déplacement horizontal sur clé de voûte, $U_{xt,FF}$	9.35E-03	m
Déplacement horizontal sur radier, $U_{xb,FF}$	7.65E-03	m
Hauteur d'excavation, H_T	14.8	m
Ovalisation sur périmètre du tunnel en champ libre, γ	1.15E-04	m/m
Facteur d'échelle d'ajustement de D_{FF} , $\alpha = \gamma_{FF}/\gamma$	1.33	-
Valeur calibrée de $\Delta_{FF,G}$, $\alpha \times \Delta_{FF,G}$	1.02E-02	m
Valeur calibrée de $\Delta_{FF,D}$, $\alpha \times \Delta_{FF,D}$	3.67E-02	m

Risultati del calcolo sismico

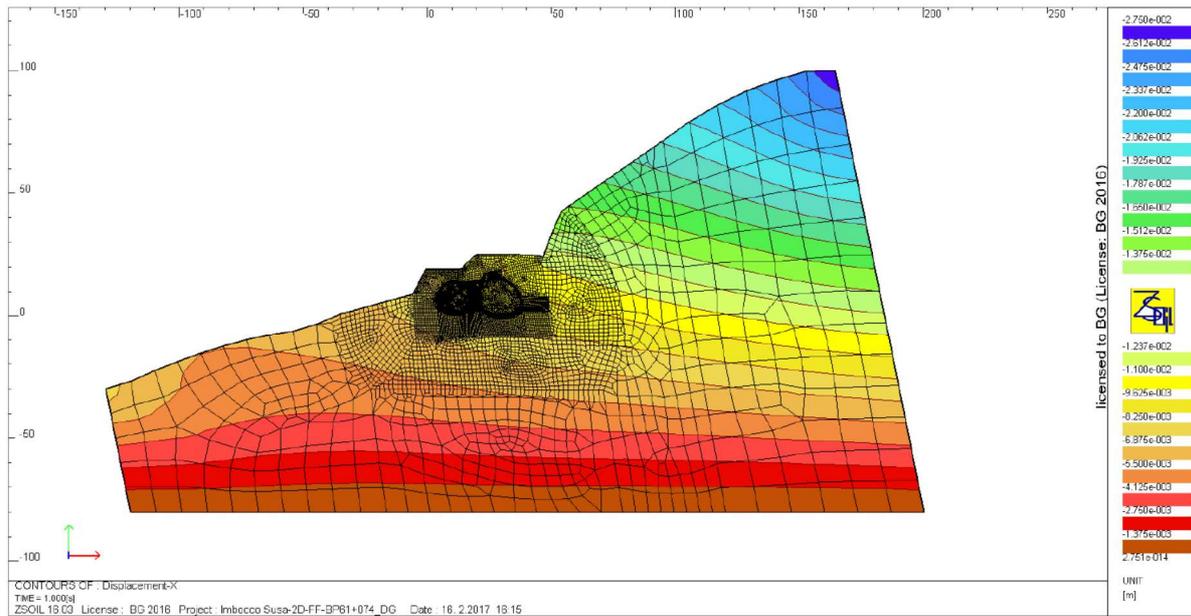


Résultats du modèle en Chambre Libre – maillage déformé sous $\gamma_{FF} = 1.53E-04$ m/m de gauche à droite

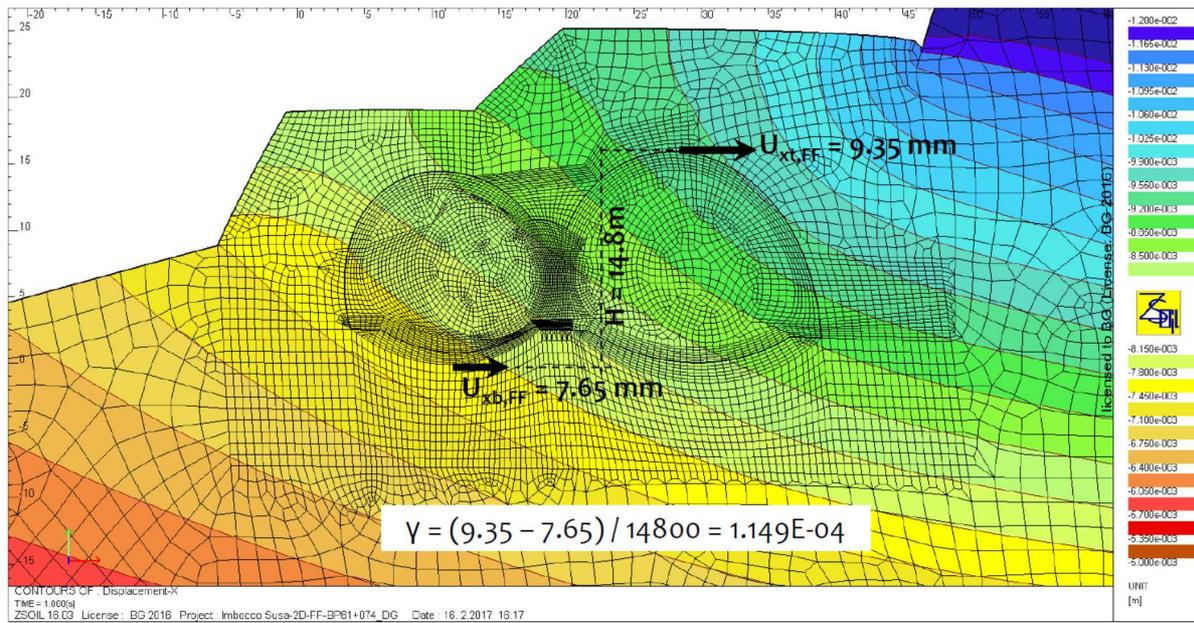


Calcul en champ libre – Distorsion, γ , sur le périmètre du tunnel sous $\gamma_{FF} = 1.53E-04$ m/m de gauche à droite

Rapport technique et de calcul Tunnel de Base coté Italie / Relazione tecnica e di calcolo Tunnel di base lato Italia

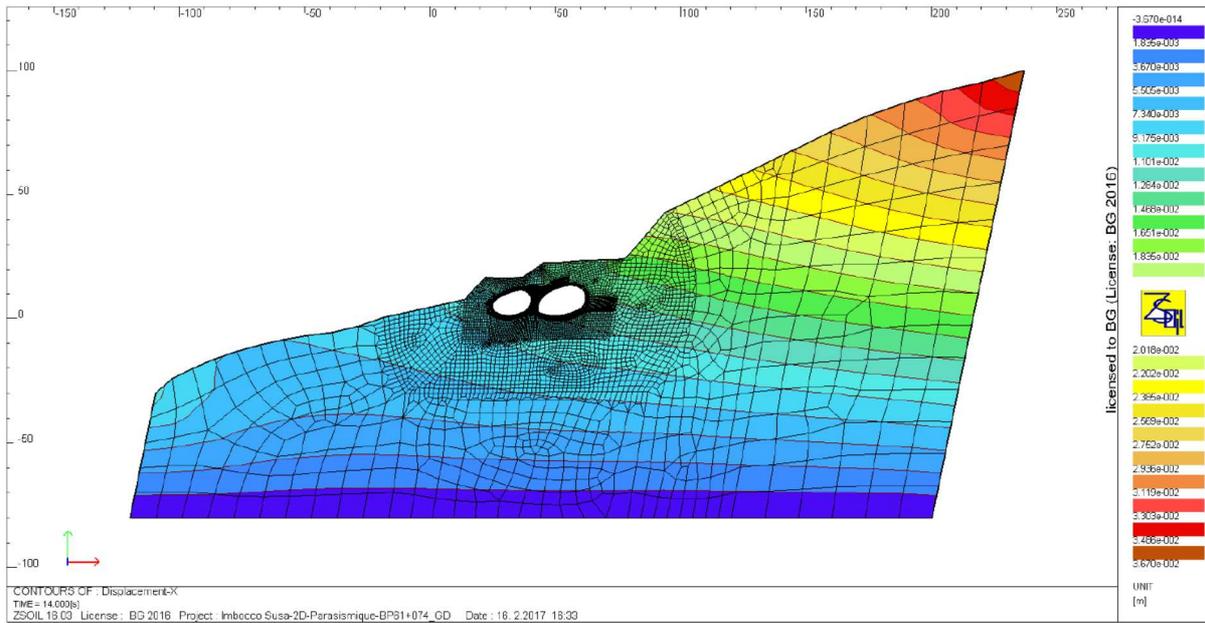


Résultats du modèle en Chambre Libre – maillage déformé sous $\gamma_{FF} = 1.53E-04$ m/m de droite à gauche



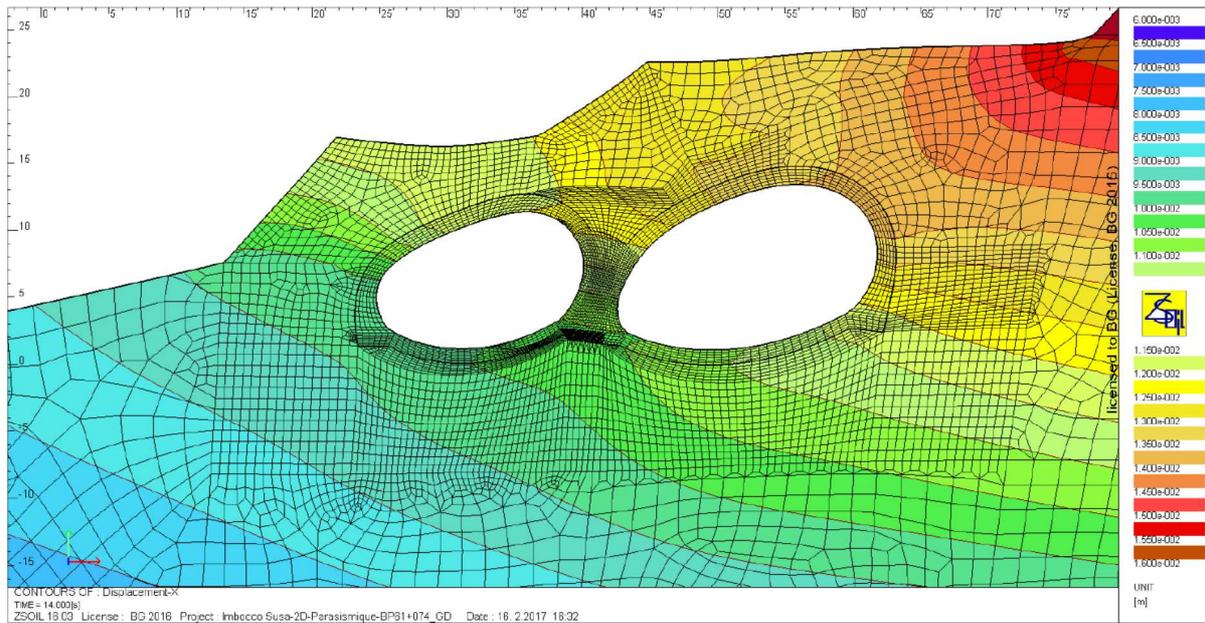
Calcul en champ libre – Distorsion, γ , sur le périmètre du tunnel sous $\gamma_{FF} = 1.53E-04$ m/m de droite à gauche

Rapport technique et de calcul Tunnel de Base coté Italie / Relazione tecnica e di calcolo Tunnel di base lato Italia



Calcul d'interaction dynamique sans charge statique

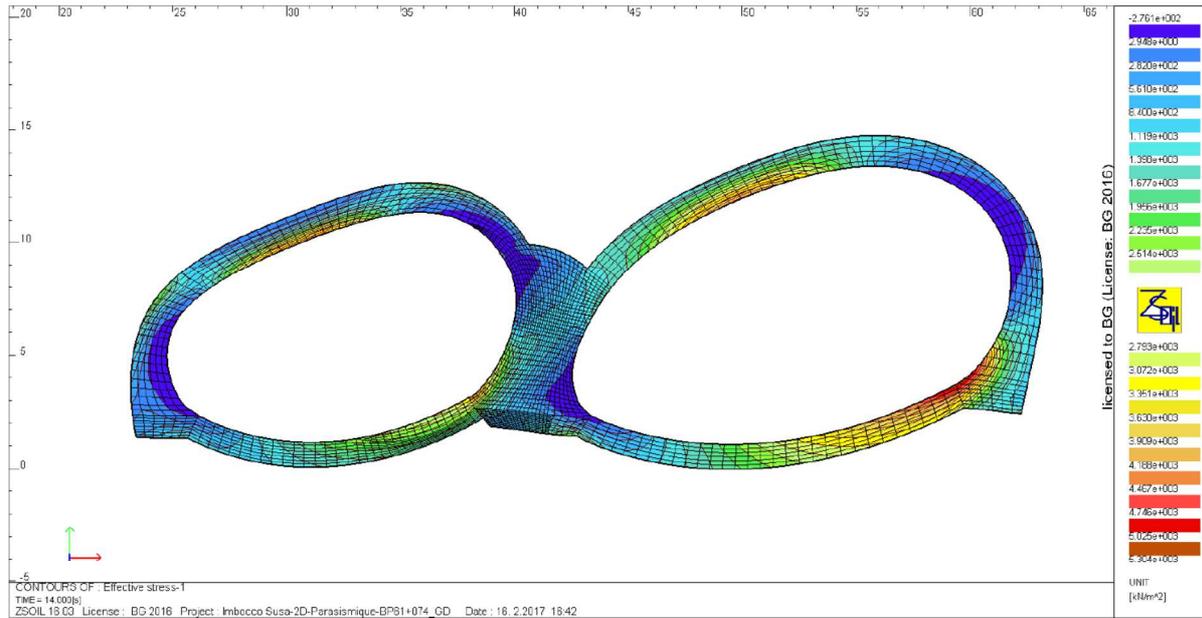
Déformations horizontales du modèle sous valeur calibrée de déformation imposée de séisme ($\alpha\Delta_{FF}$) appliquée de gauche à droite



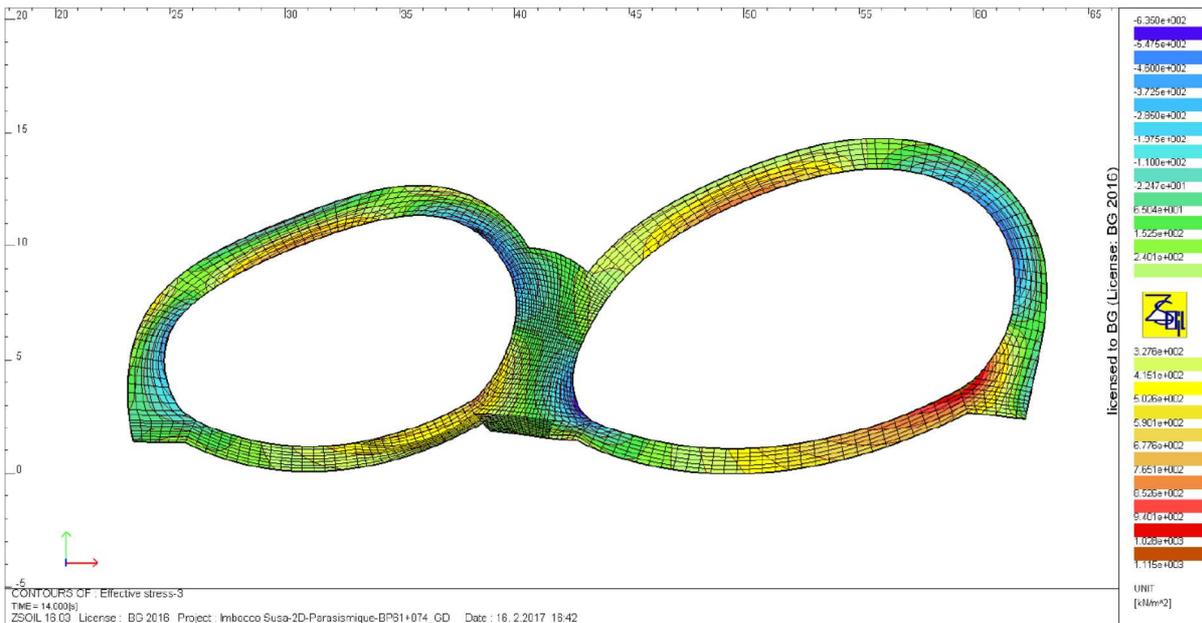
Calcul d'interaction dynamique sans charge statique

Déformations horizontales au tour de l'ouvrage sous valeur calibrée de déformation imposée de séisme ($\alpha\Delta_{FF}$) appliquée de gauche à droite

Rapport technique et de calcul Tunnel de Base coté Italie / Relazione tecnica e di calcolo Tunnel di base lato Italia

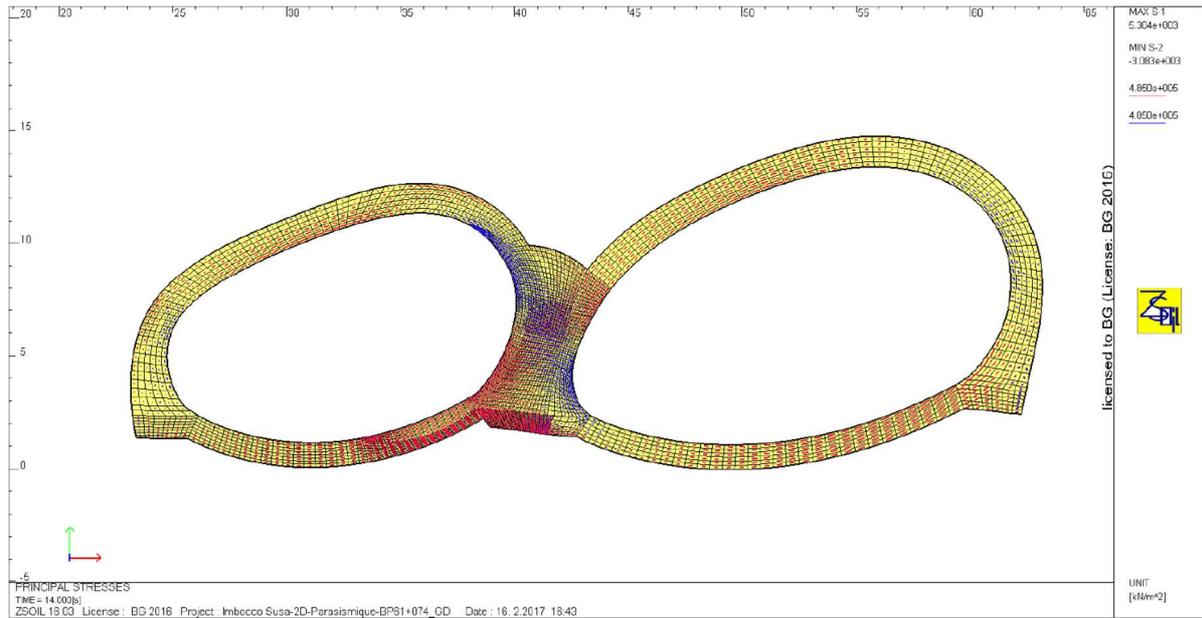


Calcul d'interaction dynamique sans charge statique
 Contraintes majeures (σ_1) du revêtement sous déformation imposée de séisme ($\alpha\Delta_{FF}$) appliquée de gauche à droite



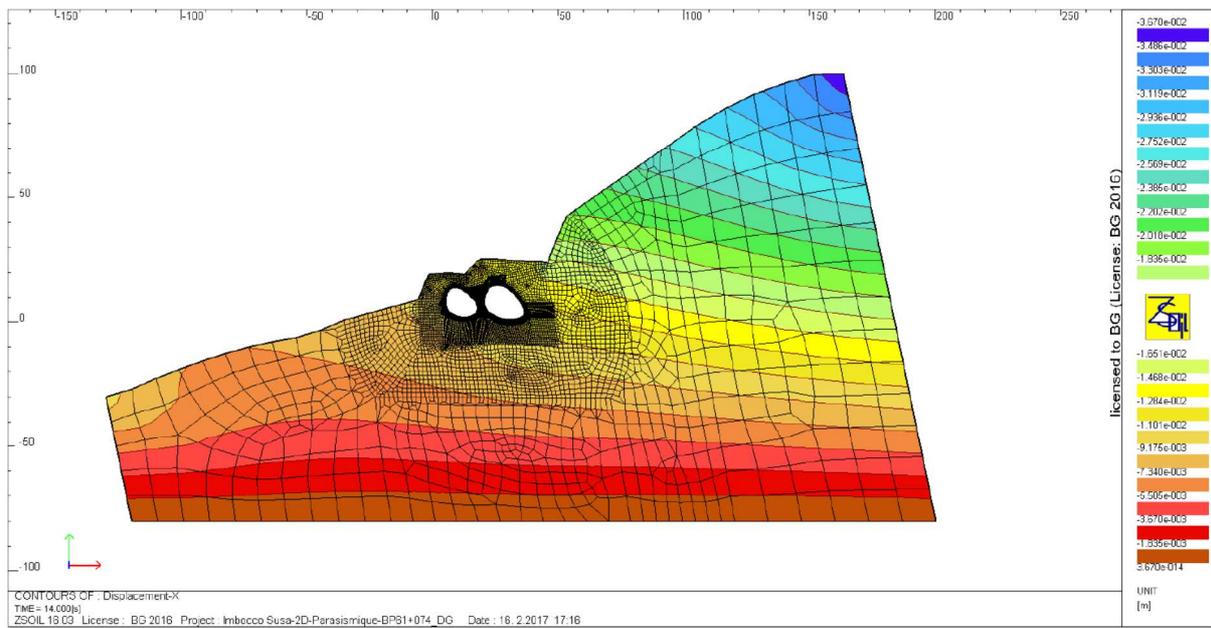
Calcul d'interaction dynamique sans charge statique
 Contraintes mineures (σ_3) du revêtement sous déformation imposée de séisme ($\alpha\Delta_{FF}$) appliquée de gauche à droite

Rapport technique et de calcul Tunnel de Base coté Italie / Relazione tecnica e di calcolo Tunnel di base lato Italia



Calcul d'interaction dynamique sans charge statique

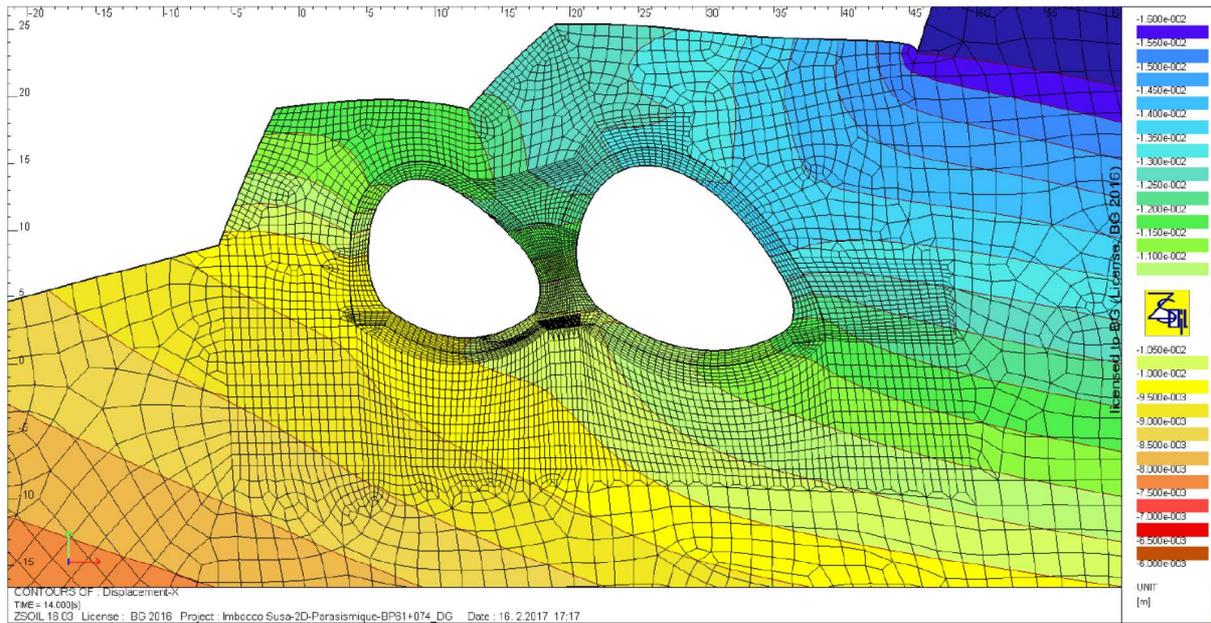
Vecteur de contraintes sur le revêtement sous déformation imposée de séisme ($\alpha\Delta_{FF}$) appliquée de gauche à droite



Calcul d'interaction dynamique sans charge statique

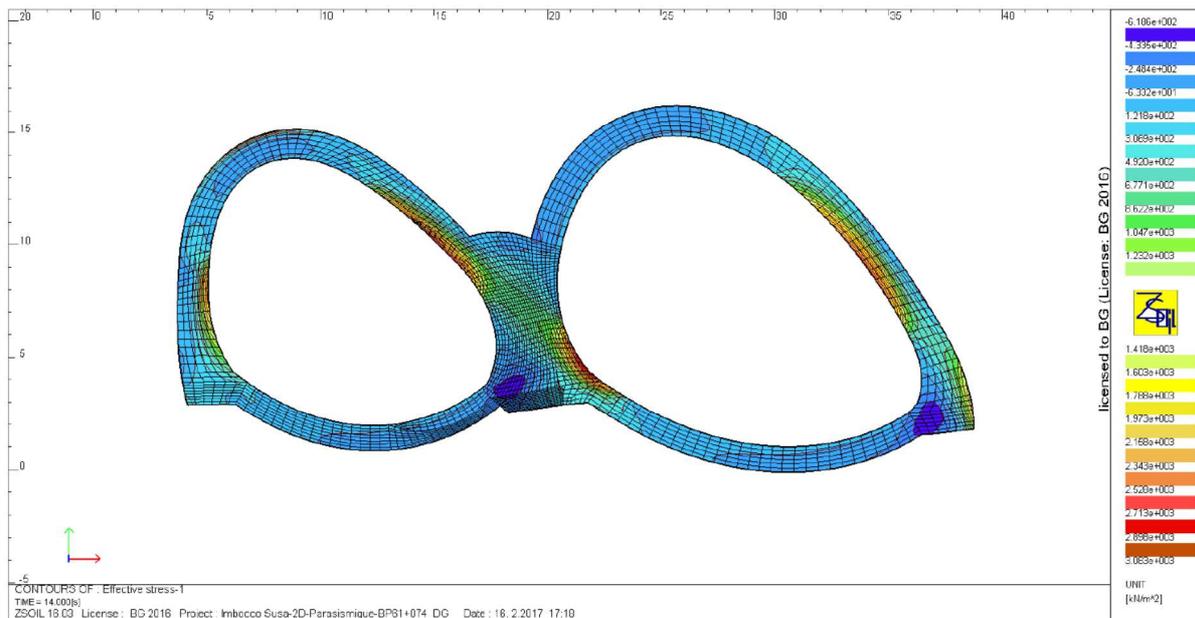
Déformations horizontales du modèle sous valeur calibrée de déformation imposée de séisme ($\alpha\Delta_{FF}$) appliquée de droite à gauche

Rapport technique et de calcul Tunnel de Base coté Italie / Relazione tecnica e di calcolo Tunnel di base lato Italia



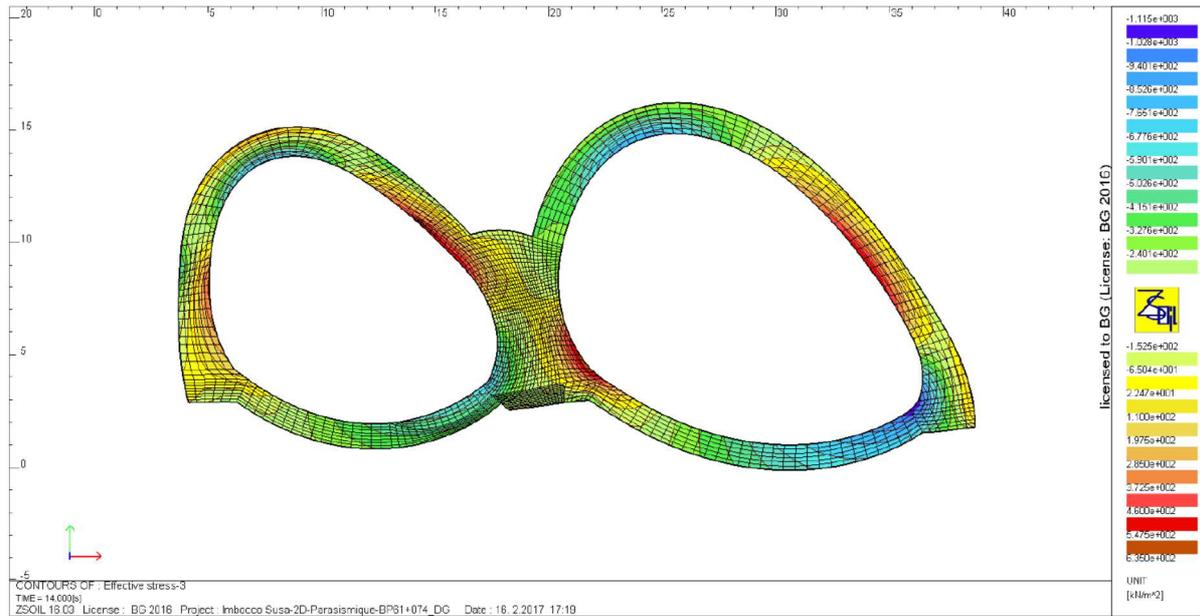
Calcul d'interaction dynamique sans charge statique

Déformations horizontales au tour de l'ouvrage sous valeur calibrée de déformation imposée de séisme ($\alpha\Delta_{FF}$) appliquée de droite à gauche

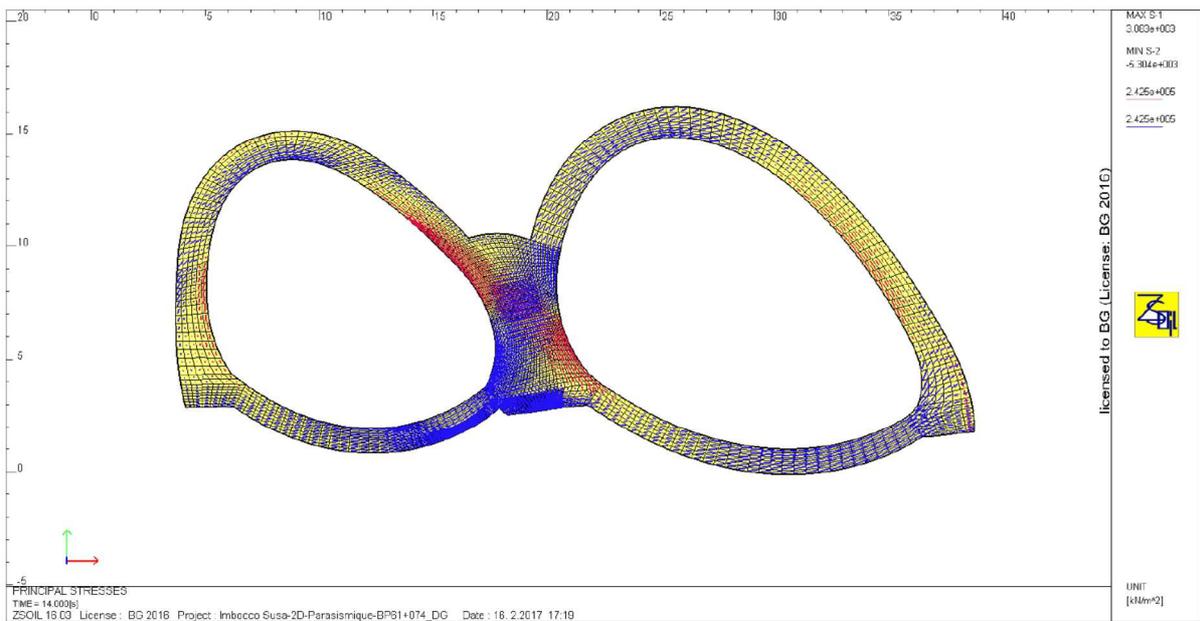


Calcul d'interaction dynamique sans charge statique

Contraintes majeures (σ_1) du revêtement sous déformation imposée de séisme ($\alpha\Delta_{FF}$) appliquée de droite à gauche



Calcul d'interaction dynamique sans charge statique
 Contraintes mineures (σ_{-3}) du revêtement sous déformation imposée de séisme ($\alpha\Delta_{FF}$) appliquée de droite à gauche



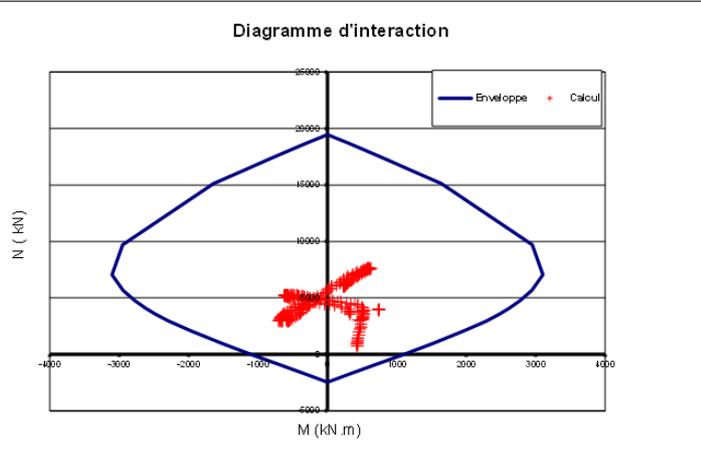
Calcul d'interaction dynamique sans charge statique
 Vecteur de contraintes sur le revêtement sous déformation imposée de séisme ($\alpha\Delta_{FF}$) appliquée de droite à gauche

Diagrammi di interazione considerando le sollecitazioni statiche in presenza di carico idraulico

Calotta DX-SX

Données

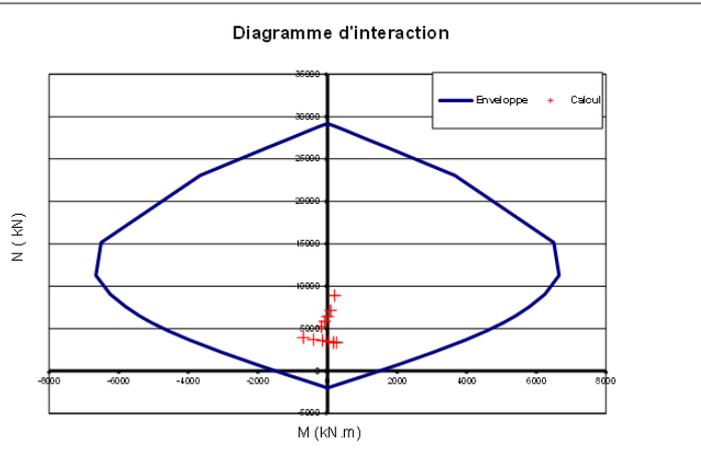
Section																																			
Largueur section b =	1	m																																	
Epaisseur section hw =	1	m																																	
Section	1	m ²																																	
Béton																																			
Résistance du béton fck =	30	MPa																																	
yc =	1,5																																		
acc.pl et act.pl =	0,85																																		
Acier																																			
σe	450	MPa																																	
Es	200000	MPa																																	
ys =	1,15																																		
<table border="1" style="width:100%; text-align:center;"> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td></td> </tr> <tr> <td>nbre barres</td> <td>10</td> <td>10</td> <td>0</td> <td>0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>diamètre</td> <td>20</td> <td>20</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>enrobage à l'axe</td> <td>0,06</td> <td>0,94</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>section (cm²)</td> <td>31,42</td> <td>31,42</td> <td></td> <td></td> <td>cm²</td> </tr> </table>							1	2	3	4		nbre barres	10	10	0	0		diamètre	20	20	0	0	mm	enrobage à l'axe	0,06	0,94	0	0	m	section (cm ²)	31,42	31,42			cm ²
	1	2	3	4																															
nbre barres	10	10	0	0																															
diamètre	20	20	0	0	mm																														
enrobage à l'axe	0,06	0,94	0	0	m																														
section (cm ²)	31,42	31,42			cm ²																														



Piedritti DX-SX

Données

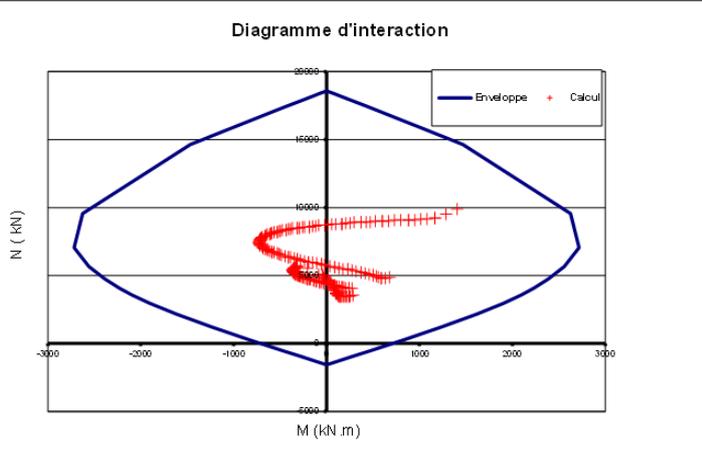
Section																																			
Largueur section b =	1	m																																	
Epaisseur section hw =	1,6	m																																	
Section	1,6	m ²																																	
Béton																																			
Résistance du béton fck =	30	MPa																																	
yc =	1,5																																		
acc.pl et act.pl =	0,85																																		
Acier																																			
σe	450	MPa																																	
Es	200000	MPa																																	
ys =	1,15																																		
<table border="1" style="width:100%; text-align:center;"> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td></td> </tr> <tr> <td>nbre barres</td> <td>10</td> <td>10</td> <td>0</td> <td>0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>diamètre</td> <td>18</td> <td>18</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>enrobage à l'axe</td> <td>0,059</td> <td>1,541</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>section (cm²)</td> <td>25,45</td> <td>25,45</td> <td></td> <td></td> <td>cm²</td> </tr> </table>							1	2	3	4		nbre barres	10	10	0	0		diamètre	18	18	0	0	mm	enrobage à l'axe	0,059	1,541	0	0	m	section (cm ²)	25,45	25,45			cm ²
	1	2	3	4																															
nbre barres	10	10	0	0																															
diamètre	18	18	0	0	mm																														
enrobage à l'axe	0,059	1,541	0	0	m																														
section (cm ²)	25,45	25,45			cm ²																														



Arco rovescio DX-SX

Données

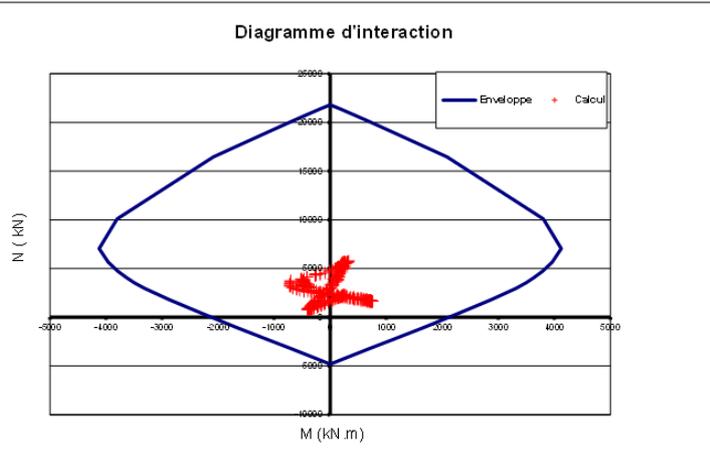
Section				
Largeur section b =	1	m		
Epaisseur section hw =	1	m		
Section	1	m ²		
Béton				
Résistance du béton fck =	30	MPa		
yc =	1,5			
acc.pl et act.pl =	0,85			
Acier				
σe	450	MPa		
Es	200000	MPa		
ys =	1,15			
nbre barres	10	10	0	0
diamètre	16	16	0	0
enrobage à l'axe	0,058	0,942	0	0
section (cm ²)	20,11	20,11		



Calotta SX-DX

Données

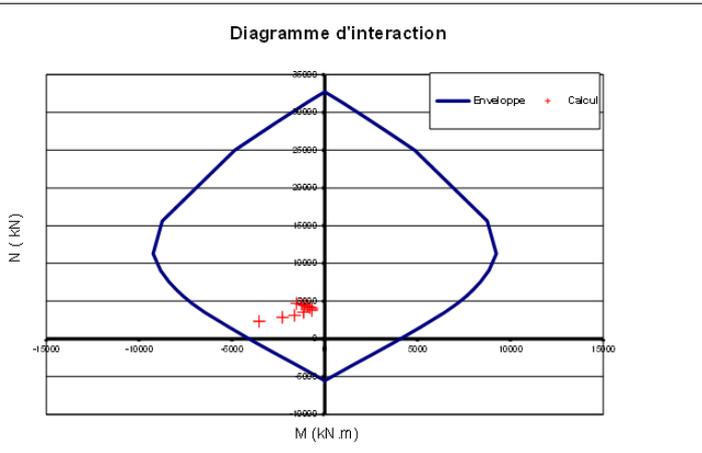
Section				
Largeur section b =	1	m		
Epaisseur section hw =	1	m		
Section	1	m ²		
Béton				
Résistance du béton fck =	30	MPa		
yc =	1,5			
acc.pl et act.pl =	0,85			
Acier				
σe	450	MPa		
Es	200000	MPa		
ys =	1,15			
nbre barres	10	10	0	0
diamètre	28	28	0	0
enrobage à l'axe	0,064	0,936	0	0
section (cm ²)	61,58	61,58		



Piedritti SX-DX

Données

Section				
Largeur section b =	1	m		
Epaisseur section hw =	1,6	m		
Section	1,6	m ²		
Béton				
Résistance du béton fck =	30	MPa		
yc =	1,5			
acc.pl et act.pl =	0,85			
Acier				
σe	450	MPa		
Es	200000	MPa		
ys =	1,15			
nbre barres	10	10	0	0
diamètre	30	30	0	0
enrobage à l'axe	0,065	1,535	0	0
section (cm ²)	70,69	70,69		



Arco rovescio SX-DX

Données

Section					
Largeur section b =	1	m			
Epaisseur section hw =	1	m			
Section	1	m ²			
Béton					
Résistance du béton fck =	30	MPa			
γc =	1,5				
acc.pl et αct.pl =	0,85				
Acier					
σe	450	MPa			
Es	200000	MPa			
γs =	1,15				
	1	2	3	4	
nbre barres	10	10	0	0	
diamètre	30	30	0	0	mm
enrobage à l'axe	0,065	0,935	0	0	m
section (cm ²)	70,69	70,69			cm ²

