

**COMMITTENTE****PROGETTAZIONE****PROGETTO ESECUTIVO**

# LINEA FERROVIARIA MILANO - NAPOLI

## NODO DI FIRENZE - PENETRAZIONE URBANA LINEA AV

**Passante AV**

### GALLERIE NATURALI ESEGUITE CON SISTEMA MECCANIZZATO

#### Relazione di calcolo – Resistenza al fuoco delle gallerie

IL PROGETTISTA



Infrarail Firenze srl - IFR Firenze  
Sede legale: Via Circondaria, 32/34 – 50127 – Firenze  
PEC: infrarail.pec@legalmail.it  
Codice fiscale e n. iscr. al Registro Imprese: 06956550484

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO	DISCIPLINA	PROGR.	REV.
NF1W	00	E	ZZ	CL	GN0100	002	A

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
A	Emissione	Ing. Maturi	11/2020	Ing. Cucino	11/2020	Ing. Sorbello	11/2020

File NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.002.A.doc

n. Elab.:

## SOMMARIO

<b>1.</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>1</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO, RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E SOFTWARE UTILIZZATI</b> .....	<b>3</b>
2.1.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	3
2.2.	RIFERIMENTI CONTRATTUALI.....	4
2.3.	SOFTWARE UTILIZZATI .....	5
2.3.1.	ITASCA FLAC .....	5
<b>3.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>6</b>
3.1.	PROPRIETÀ MECCANICHE A FREDDO.....	6
3.1.	PROPRIETÀ MECCANICHE A CALDO.....	6
<b>4.</b>	<b>SEZIONE TIPO DEL RIVESTIMENTO IN CONCI</b> .....	<b>17</b>
<b>5.</b>	<b>AZIONI DA INCENDIO</b> .....	<b>20</b>
<b>6.</b>	<b>ANALISI DELL'INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA IN CONDIZIONI SISMICHE</b> .....	<b>21</b>
6.1.	MODELLO DI CALCOLO .....	21
6.1.1.	GENERALITÀ.....	21
6.1.2.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI .....	22
6.1.3.	CARATTERISTICHE GENERALI DEL CODICE DI CALCOLO FLAC.....	23
6.2.	SCHEMA DI CALCOLO .....	25
6.2.1.	CONDIZIONE DI SCAVO (ANALISI A FREDDO) .....	25
6.2.2.	ANALISI TERMICA.....	25
6.3.	FASI DI CALCOLO CONSIDERATE.....	26
6.4.	RISULTATI .....	27
6.4.1.	ANALISI TERMICA.....	27
6.4.2.	ANALISI MECCANICA.....	28
6.5.	DEFINIZIONE DEI DOMINI DI RESISTENZA .....	49
6.6.	VERIFICHE STRUTTURALI .....	51
6.6.1.	VERIFICA DEL CONCIO .....	51
6.6.2.	VERIFICA DEL GIUNTO .....	52
<b>7.</b>	<b>PRESENZA DI SPALLING</b> .....	<b>53</b>
7.1.	GENERALITA' .....	53
7.2.	VALUTAZIONE DELLO SPESSORE DELLO SPALLING.....	53
7.3.	MODELLO DI CALCOLO .....	54
7.3.1.	GENERALITA' .....	54
7.3.1.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI .....	55
7.4.	SCHEMA DI CALCOLO .....	56

---

7.4.1.	CONDIZIONE DI SCAVO (ANALISI A FREDDO) .....	56
7.4.2.	ANALISI TERMICA.....	56
7.5.	FASI DI CALCOLO CONSIDERATE .....	56
7.6.	RISULTATI .....	58
7.6.1.	ANALISI TERMO-MECCANICA CON SPALLING DI 50 MM .....	58
7.7.	VERIFICA.....	67
7.7.1.	VERIFICA DEL CONCIO .....	67
7.7.2.	VERIFICA DEL GIUNTO .....	68
<b>8.</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>69</b>

## 1. GENERALITA'

La "Convenzione" stipulata il 28 maggio 2007 tra RFI S.p.A. e il Contraente Generale "Nodavia", comprendeva, tra le varie prestazioni, anche la progettazione esecutiva e la realizzazione del Passante Ferroviario Alta Velocità del Nodo di Firenze e della Nuova Stazione Alta Velocità di Belfiore, opere ricadenti nel cosiddetto "Lotto 2".

In data 25/02/2010, conclusesi le attività di verifica e l'iter autorizzativo da parte degli enti preposti, RFI ha approvato il progetto esecutivo del Lotto 2 e, in data 10/03/2010, ha consegnato i relativi lavori.

Tra gli anni 2010 e 2018 sono state realizzate soltanto alcune parti d'opera previste contrattualmente, in particolare:

- Nuova stazione AV di Belfiore: paratie a protezione dei manufatti intorno alla Stazione, diaframmi del Camerone, pali di fondazione, gli scavi di approfondimento e la realizzazione del primo solaio;
- Passante AV: pozzo avvio scavo meccanizzato, trincea di approccio, prima fase delle gallerie artificiali, aria di triage nord;
- Deposito Definitivo ex miniera di S. Barbara: terminal ferroviario di Bricchette, piazzole per la caratterizzazione del materiale proveniente dagli scavi, area logistica, viabilità di accesso alle piazzole;

Dal 2018 i lavori oggetto di convenzione risultano di fatto sospesi, in quanto l'Appaltatore ad aprile di tale anno ha presentato richiesta di concordato preventivo, successivamente accettata. Ciò ha portato, in data 27/05/2020, RFI e l'Appaltatore alla risoluzione della Convenzione anzidetta.

A seguito di questi eventi, RFI, al fine di riavviare al più presto i lavori di costruzione del c.d. "Lotto 2" e mettere in esercizio la linea AV, ha affidato alla propria società Infrarail Firenze (di seguito "IFR") le attività necessarie a mettere a disposizione la documentazione progettuale da porre a base di appalto della sola esecuzione delle opere ancora da realizzare.

In ragione di questo affidamento, IFR ha, quindi, avviato le attività di revisione degli elaborati del progetto esecutivo già approvato, al fine di renderli coerenti con lo stato attuale delle opere già realizzate e le attività finora eseguite. Inoltre gli elaborati progettuali sono stati revisionati ed aggiornati, per le parti d'opera ancora da realizzare, in coerenza con le vigenti norme di riferimento e con il manuale di progettazione di RFI, ma, soprattutto, al fine di garantire l'interoperabilità delle linee transeuropee ai sensi della direttiva 2008/57/CE. Nel contempo sono state recepite le prescrizioni impartite in sede di approvazione del Progetto Esecutivo redatto dal Contraente Generale.

Si evidenzia che le attività di revisione progettuale sono state svolte nel rispetto degli indirizzi e delle autorizzazioni ottenute, pertanto sono stati inseriti, per completezza documentate, nella documentazione costituente il progetto esecutivo revisionato anche gli elaborati già approvati dagli enti competenti, con particolare riferimento all'Osservatorio Ambientale a suo tempo nominato, e che, come tali, sono stati di riferimento per la revisione ed aggiornamento delle soluzioni progettuali al fine di garantire la validità delle autorizzazioni già espresse.

La presente relazione ha come oggetto la verifica strutturale del rivestimento in conci prefabbricati delle gallerie di linea, previste nell'ambito della penetrazione urbana AV del Nodo di Firenze, sottoposto a carichi da incendio.

In accordo a quanto riportato nel par. 4.9.2 del doc. RFI DTC SI GA MA IFS 001 D "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI-PARTE II – SEZIONE 4-GALLERIE, per tutte le gallerie di  $L > 2000m$ , nelle more dell'armonizzazione della normativa nazionale ed europea, è inoltre necessario che siano condotte le verifiche di resistenza al fuoco sui rivestimenti anche secondo quanto riportato al punto 1.2.1 del DM 28/10/2005.

In particolare, le verifiche di resistenza al fuoco andranno condotte con la curva di incendio UNI 11076 (RWS) e le strutture dovranno avere caratteristiche di resistenza al fuoco non inferiore a R120.

Per la realizzazione delle gallerie di linea (a singolo binario) è previsto l'impiego di una macchina scudata da scavo meccanizzato integrale, con sostegno in pressione del fronte. Il rivestimento è costituito da un anello in elementi prefabbricati, in calcestruzzo armato, assemblati all'interno dello scudo della macchina. L'intasamento dello spazio

anulare tra il diametro esterno dell'anello di rivestimento e la superficie di scavo verrà effettuato, contemporaneamente all'avanzamento della macchina, mediante iniezioni cementizie in pressione eseguite da linee di distribuzione posizionate sulla circonferenza dello scudo.

Le gallerie hanno coperture variabili da un minimo di circa 6 m a un massimo di circa 28 m. Le verifiche a carico da incendio sono state effettuate per due sezioni tipo: la prima analisi (Analisi A) corrisponde alla zona con massima copertura sulla galleria (Galleria Profonda) mentre la seconda analisi (Analisi B) è stata effettuata per una sezione a minima copertura, in prossimità dell'imbocco Campo di Marte. Per l'analisi A (Galleria Profonda) si è fatto riferimento alla sezione 5.3 (progr. 2813) utilizzata nella verifica a freddo, mentre per l'Analisi B (Galleria Superficiale) è stata utilizzata la sezione 5.1 (progr. 1353).

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO, RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E SOFTWARE UTILIZZATI

### 2.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 3. Corpo stradale, e relativi allegati (A, B, C, D, E)
- UNI EN 1991-1-4. Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento
- UNI EN 1992 1-2. Eurocodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio
- UNI EN 1992-1-2:2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea
- UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- DECRETO 31 luglio 2012 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal: Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione; Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione per le persone con

disabilità e le persone a mobilità ridotta, modificato dal: Regolamento di esecuzione (UE) 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valuta i progressi compiuti in materia di accessibilità; Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria

- Regolamento (UE) N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "energia" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal: Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 DELLA Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione;
- Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la "sicurezza nelle gallerie ferroviarie" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal: Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 DELLA Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione; Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea, modificato dal: Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 DELLA Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione; UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici. UNI EN 1998-2:2011 Strutture in zone sismiche – parte 2: ponti. UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI/ENV 1997 - Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica.

## 2.2. RIFERIMENTI CONTRATTUALI

Le specifiche di riferimento sono di seguito richiamate:

- MdP. Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II – Sezione 4. Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 D)
- CGT. Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili parte II - Sezione 11. Gallerie (RFI DTC SI GA SP IFS 001 B)

## 2.3. SOFTWARE UTILIZZATI

### 2.3.1. ITASCA FLAC

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) è un software di modellazione numerica per analisi geotecniche di suolo, roccia, acque sotterranee, costruzioni e supporto al suolo. Tali analisi includono la progettazione ingegneristica, la previsione del fattore di sicurezza, la ricerca e il test e la back-analysis delle instabilità

FLAC utilizza una formulazione esplicita a volume finito che cattura i comportamenti complessi di modelli che consistono in più fasi, mostrano grandi spostamenti e deformazioni, mostrano un comportamento del materiale non lineare o sono instabili (inclusi casi di cedimento / cedimento su ampie aree o collasso totale).

Il metodo esplicito invoca dapprima le equazioni del moto per ricavare, in un intervallo molto piccolo, nuove velocità e spostamenti da stress e forze che agiscono sul singolo elemento. FLAC calcola il nuovo stato di equilibrio, a condizione che esista, e ne presenta i risultati in forma grafica sotto forma di stato di sforzo stato e di deformazione per terreno e strutture. L'analisi del continuo può essere applicata alla progettazione ingegneristica di scavi civili, minerari e geotecnici (es. Pendii, gallerie, caverne, ecc.) e costruzioni (dighe, fondazioni, basamenti, muri, ecc.). Utilizzando le interfacce, FLAC3D può anche simulare discontinuità come guasti, giunzioni, piani di assestamento e limiti ingegnerizzati lungo i costrutti. Il vantaggio di FLAC, originariamente sviluppato per simulare il comportamento di strutture costruite in terra, roccia o altri materiali che possono subire un flusso plastico quando vengono raggiunti i loro limiti di snervamento, è possibile simulare, con appropriate leggi costitutive, le diverse fasi di esecuzione o di comportamento di un'opera considerare durante il calcolo eventuali elementi di rinforzo, consolidamento e supporto posti durante i lavori di costruzione.

Attraverso il modulo termo-meccanico è in grado di valutare le sollecitazioni che nascono sulla galleria a causa delle dilatazioni termiche e del decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali a seguito dello sviluppo di un incendio all'interno della galleria; l'analisi è stata sviluppata a partire dalle sollecitazioni agenti nella struttura di rivestimento nelle condizioni a freddo determinate con un'analisi preliminare in cui si è tenuto conto dell'interazione terreno-galleria. Il codice consente una completa descrizione delle condizioni di sforzo e di deformazione nel terreno e nel rivestimento sia nelle fasi di costruzione dell'opera, sia nella fase di incendio.

Dopo aver definito lo stato tensionale a livello sezionale, la verifica della struttura di sostegno è stata effettuata confrontando le sollecitazioni fornite dall'analisi termo meccanica con i domini resistenti che tengono conto del decadimento meccanico dei materiali. I domini sono stati costruiti mediante un programma di calcolo sviluppato presso l'Università "Tor Vergata" di Roma.



### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1. PROPRIETÀ MECCANICHE A FREDDO

Il progetto prevede l'utilizzo di materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti per i seguenti materiali

1. calcestruzzo avente resistenza cubica caratteristica non minore di  $R_{ck}$  50 MPa (C40/50 secondo EN 206/1 o UNI 2016);
2. acciaio da cemento armato: tutti gli elementi strutturali in calcestruzzo armato sono realizzati utilizzando barre in acciaio B450C controllato in stabilimento

Le caratteristiche meccaniche dei materiali, coerentemente a quanto proposto nella normativa corrente, sono riassunte di seguito.

##### *Calcestruzzo per i conci prefabbricati*

Classe:	C40/50 (Tab. 4.1.I. NTC 2018)
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica :	$f_{ck} = 0.83 \cdot 50 = 41.5 \text{ MPa}$
Classe di esposizione:	XC2 / XF1
Modulo elastico istantaneo:	$E_{cm} = 22000[(0.83 R_{ck} + 8)/10]^{0.3} = 35547 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson :	$\nu = 0.2$
Resistenza di progetto per i carichi di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$ $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 40 / 1.50 = 22.67 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto per i carichi di breve durata	$\alpha_{cc} = 1.0$ $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 1.0 \cdot 40 / 1.50 = 26.67 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.51 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.46 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.63 \text{ MPa}$

##### *Acciaio di Armatura*

Tipo	B450C / acciaio ordinario / armature poco sensibili
Tensione caratteristica di rottura :	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_a = 200000 \text{ MPa}$

#### 3.1. PROPRIETÀ MECCANICHE A CALDO

Come si vedrà nel seguito, le proprietà dei materiali nello sviluppo della verifica a caldo risultano risultare afferenti alla classe C35/45, in quanto risulta sufficiente per la verifica della struttura. L'incremento della classe è infatti stato richiesto per le verifiche in condizioni statiche.

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche a caldo si fa riferimento al paragrafo 3.2.2.1 dell' EC2. Nella Tabella 1 sono riportati i valori caratteristici di resistenza dei calcestruzzi di peso normale con aggregati silicei e calcarei in funzione della temperatura.

Con  $f_{c,\theta}$  si indica la resistenza a compressione del calcestruzzo alla temperatura  $\theta$ , mentre con  $\epsilon_{c1,\theta}$  la deformazione alla quale si raggiunge tale resistenza e con  $\epsilon_{cu1,\theta}$  la deformazione ultima del calcestruzzo. Nella

Tab.2 sono riportati, in funzione della temperatura, i valori della resistenza a compressione per un calcestruzzo con  $f_{ck}$  37.3 MPa.

Concrete temp. $\theta$ [°C]	Siliceous aggregates			Calcareous aggregates		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]	$\varepsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\varepsilon_{cu1,\theta}$ [-]	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]	$\varepsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\varepsilon_{cu1,\theta}$ [-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

**Tabella 3-1 Condizioni Caratteristiche del calcestruzzo in funzione della temperatura**

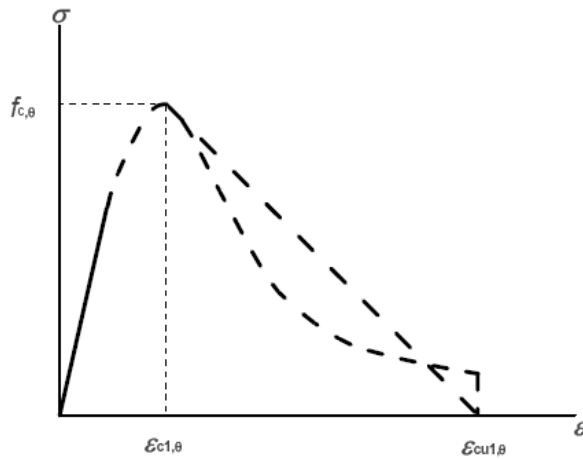
T [°C]	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
$f_{c,\theta}$ [MPa]	37.3	37.3	35.4	31.7	28.0	22.4	16.8	11.2	5.6	3.0	1.5	0.4	0

**Tabella 3-2 Variazione di  $f_{ck}$  con la temperatura per un calcestruzzo  $f_{ck}$  37.3 MPa**

La Figura 3-1 mostra il legame tensione-deformazione del calcestruzzo ad una assegnata temperatura  $\theta$ : percorrendo un primo ramo curvo ascendente si raggiunge la resistenza massima  $f_{c,\theta}$  in corrispondenza della deformazione  $\varepsilon_{c1,\theta}$ ; segue poi un ramo discendente, con decadimento delle proprietà del calcestruzzo, fino alla deformazione ultima  $\varepsilon_{cu1,\theta}$  in corrispondenza di un valore di resistenza nulla del calcestruzzo.

Nella Figura 3-2 sono rappresentate le curve tensione – deformazione per differenti valori della temperatura, tra 20° e 1000°.

Conservativamente è assunto che il calcestruzzo utilizzato per la realizzazione dei conci sia caratterizzato dalla presenza di aggregati silicei.



Range	Stress $\sigma(\theta)$
$\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\epsilon f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \left( 2 + \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\epsilon_{c1(\theta)} < \epsilon \leq \epsilon_{cu1,\theta}$	For numerical purposes a descending branch should be adopted. Linear or non-linear models are permitted.

Figura 3-1 – Legame tensione-deformazione del calcestruzzo

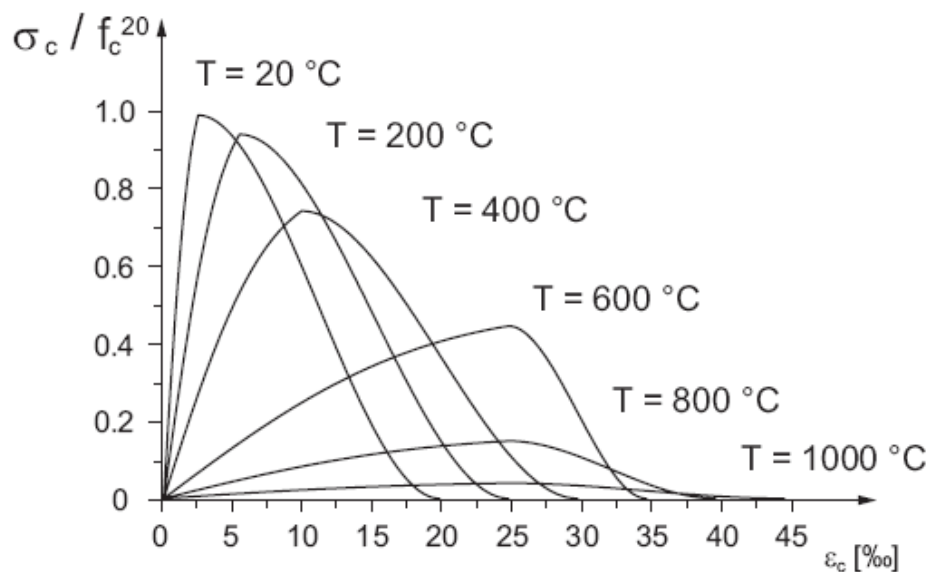
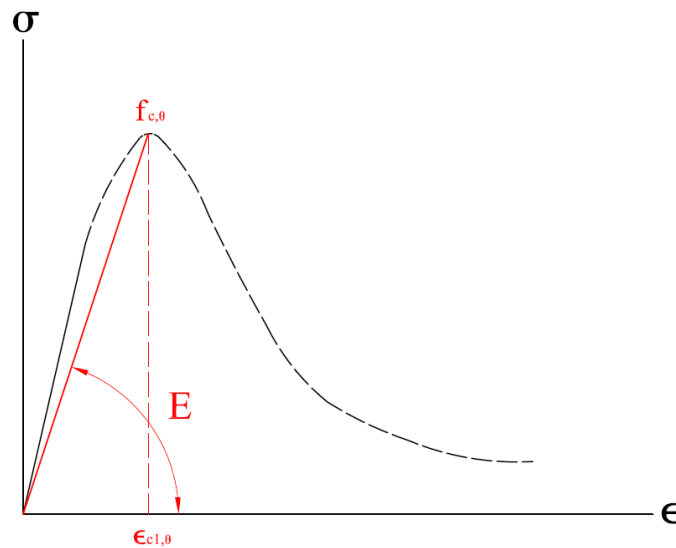


Figura 3-2 – Legame costitutivo del calcestruzzo per differenti temperature

Seguendo la legge indicata dalla normativa è quindi possibile calcolare il modulo elastico secante al variare della temperatura. Le analisi della galleria superficiale (Analisi B) sono state effettuate per due valori limiti del modulo elastico: nella prima analisi (B1) il modulo elastico secante  $E_{c,\theta}$  (variabile in funzione della temperatura) è stato assunto pari al rapporto tra la resistenza di picco  $f_{c,\theta}$  e la deformazione  $\epsilon_{c1,\theta}$  (Figura 3-3) (limite inferiore del

modulo), mentre nella seconda analisi (B2) il modulo è stato determinato in corrispondenza della deformazione  $\varepsilon_{c,\theta}$  pari ad una tensione  $\sigma$  di  $0,01 f_{c,\theta}$  (limite superiore).



**Figura 3-3 – Calcolo del modulo elastico secante**

Per quanto riguarda il comportamento a compressione del calcestruzzo alle alte temperature, le prescrizioni di normativa tengono conto delle deformazioni viscosi transitorie, che derivano da deformazioni supplementari dipendenti dalla temperatura e dalla tensione applicata, e si manifestano nel calcestruzzo sollecitato a compressione nella fase di primo riscaldamento. Nella Tabella 3-1 e nella Figura 3-4 sono riportati i moduli elastici secanti in funzione della temperatura per un calcestruzzo con  $f_{ck} 37,3\text{MPa}$ .

T [°C]	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Analisi B1	14920	9325	6443	4529	2798	1492	671	448	224	119	60	15	0
Analisi B2	22380	13987	9664	6794	4196	2238	1007	671	336	179	90	22	0

Tabella 3-3 Valori del modulo elastico secante in MPa per un calcestruzzo  $f_{ck}$  37,3 MPa

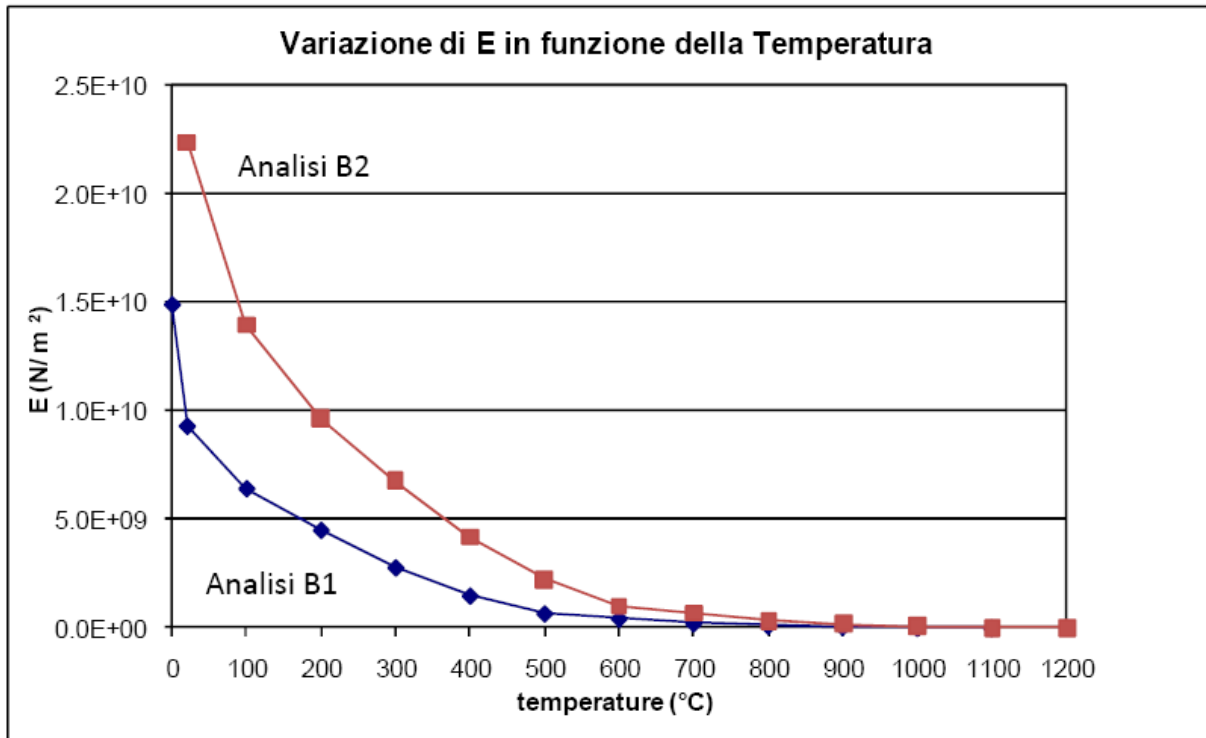


Figura 3-4 – Curva del modulo elastico secante in funzione della temperatura per  $f_{ck}=37,3$  MPa

Proprietà termiche del calcestruzzo

Le proprietà termiche del calcestruzzo sono state determinate in accordo con l'EC2.

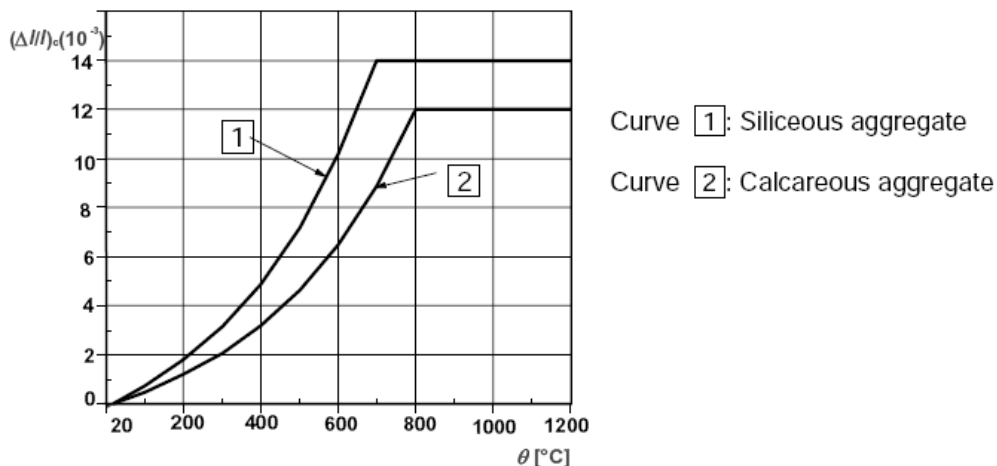
La prima grandezza è il coefficiente di espansione termica. Le due leggi indicate in Figura 3-5 regolano la variazione della deformazione termica con la temperatura per calcestruzzi con aggregati silicei o calcarei.

Siliceous aggregates:

$$\begin{aligned} \varepsilon_t(\theta) &= -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6}\theta + 2,3 \times 10^{-11}\theta^3 && \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \\ \varepsilon_t(\theta) &= 14 \times 10^{-3} && \text{for } 700^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Calcareous aggregates:

$$\begin{aligned} \varepsilon_t(\theta) &= -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6}\theta + 1,4 \times 10^{-11}\theta^3 && \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805^\circ\text{C} \\ \varepsilon_t(\theta) &= 12 \times 10^{-3} && \text{for } 805^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$



**Figura 3-5 – Deformazione termica per calcestruzzi silicei e calcarei**

La Tabella 3-4 Valori della deformazione termica e del coefficiente  $\alpha$  per calcestruzzi silicei riporta i valori della deformazione termica per il calcestruzzo con aggregati silicei da cui si ricava la variazione del coefficiente di deformazione termica  $\alpha = \Delta l / (l \cdot \Delta T)$ .

T [°C]	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
$\epsilon_c$	1,84 E-07	7,43 E-04	1,80 E-03	3,14 E-03	4,89 E-03	7,20 E-03	1,02 E-02	1,40 E-02	1,40 E-02	1,40 E-02	1,40 E-02	1,40 E-02	1,40 E-02
$\alpha$	9,20 E-09	7,43 E-06	9,02 E-06	1,05 E-05	1,22 E-05	1,44 E-05	1,70 E-05	2,00 E-05	1,75 E-05	1,56 E-05	1,40 E-05	1,27 E-05	1,17 E-05

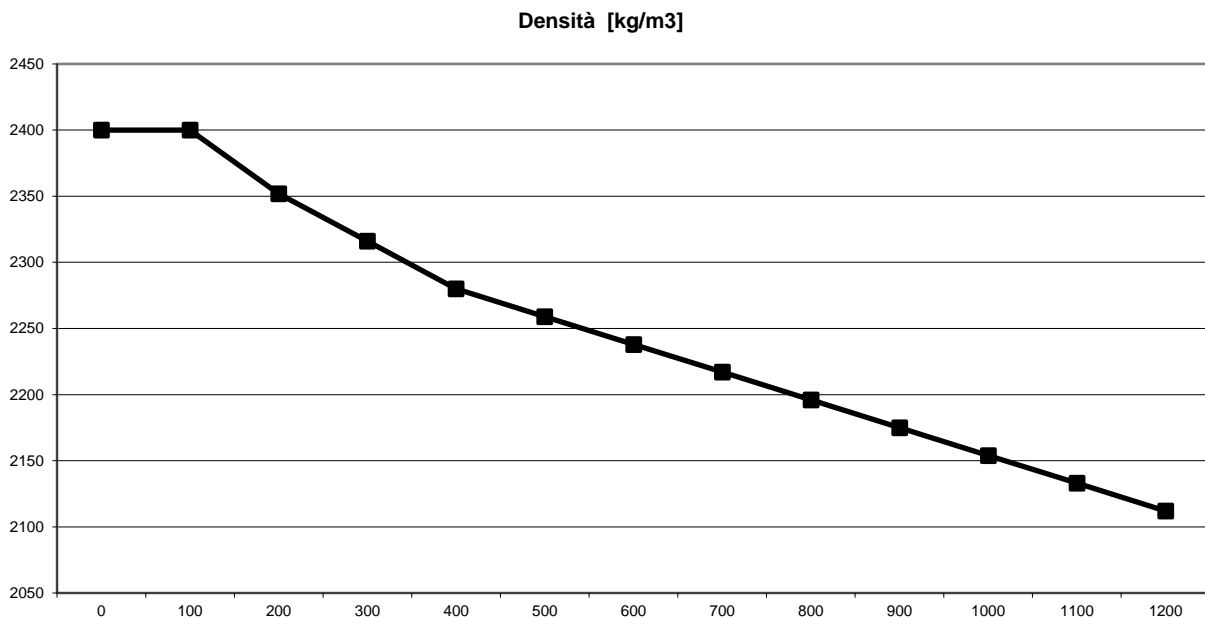
**Tabella 3-4 Valori della deformazione termica e del coefficiente  $\alpha$  per calcestruzzi silicei a**

La seconda grandezza considerata nella normativa è la densità. Le leggi indicate per calcolare la variazione della densità con la temperatura sono le seguenti:

$$\begin{aligned} \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) && \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85) && \text{for } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) && \text{for } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) && \text{for } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Nella Figura 3-6 si riporta il grafico della variazione di densità in funzione della temperatura.

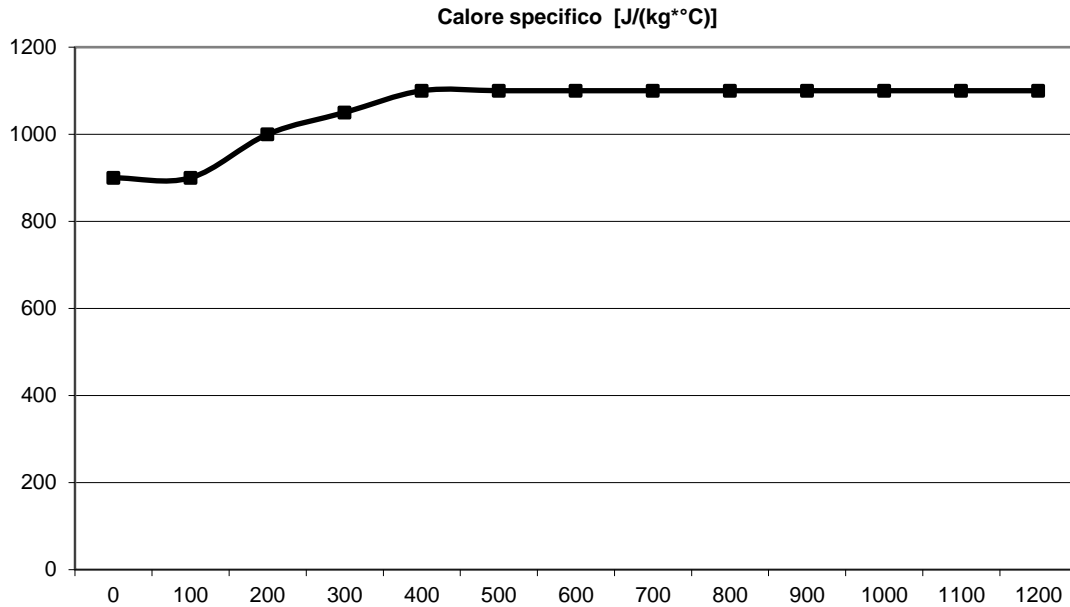
In generale la densità diminuisce all'aumentare della temperatura in quanto l'umidità libera nei pori tende ad evaporare a partire da 100°C. Se il calcestruzzo presenta aggregati di tipo calcareo, a partire dai 700°C si innesca inoltre il fenomeno della calcinazione, che determina la decomposizione del carbonato di calcio in ossido di calcio ed anidride carbonica, con una conseguente diminuzione della densità.



**Figura 3-6 –Grafico della densità in funzione della temperatura**

Il calore specifico è l'altra grandezza che varia con la temperatura. Nell'equazione di Fourier, che è la legge della trasmissione del calore nei materiali, il calore specifico compare moltiplicato per la densità. Le leggi di variazione del calore specifico in funzione della temperatura sono riportate in Figura 3-7. All'aumentare della temperatura, mentre la densità diminuisce, il calore specifico aumenta sempre a causa della variazione di umidità all'interno dell'impasto e di fenomeni chimici innescati alle alte temperature, come la dissociazione dell'idrossido di calcio in ossido di calcio ed acqua e l'aumento di volume dovuto al cambiamento di forma cristallina del quarzo.

$$\begin{aligned}
 c_p(\theta) &= 900 \text{ (J/kg K)} & 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \\
 c_p(\theta) &= 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg K)} & \text{for } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \\
 c_p(\theta) &= 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kg K)} & \text{for } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \\
 c_p(\theta) &= 1100 \text{ (J/kg K)} & \text{for } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned}$$



*Figura 3-7 – Variazione del calore specifico in funzione della temperatura*

L'ultimo valore preso in conto dalla normativa è la conduttività termica. Sulla normativa sono indicati un limite superiore ed un limite inferiore, ed è permesso scegliere la curva di variazione con la temperatura nel campo di valori compreso tra le due curve. In Figura 3-8 sono riportate le leggi che determinano rispettivamente il limite superiore e il limite inferiore con il relativo grafico; nella Figura 3-9 è rappresentata la curva che corrisponde alla media tra i due limiti.

Infine, la Tabella 3-5 riassume i valori di tutte le grandezze caratteristiche del calcestruzzo al variare della temperatura.

Le analisi sono state eseguite nell'ipotesi di assenza di spalling del calcestruzzo, ovvero di esplosione del materiale causata dalla pressione interna di vapore, e di spalling (cap. 4.9.3 del MdP).

Nel caso in esame per determinare la quantità di fibre necessaria a minimizzare tale fenomeno sono state eseguite prove sperimentali per la determinazione della sensibilità allo spalling su elementi prefabbricati; da tali prove è stato determinato un quantitativo di fibre pari a 2,05 kg/m<sup>3</sup>.

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta/100) + 0,0107 (\theta/100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta/100) + 0,0057 (\theta/100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$



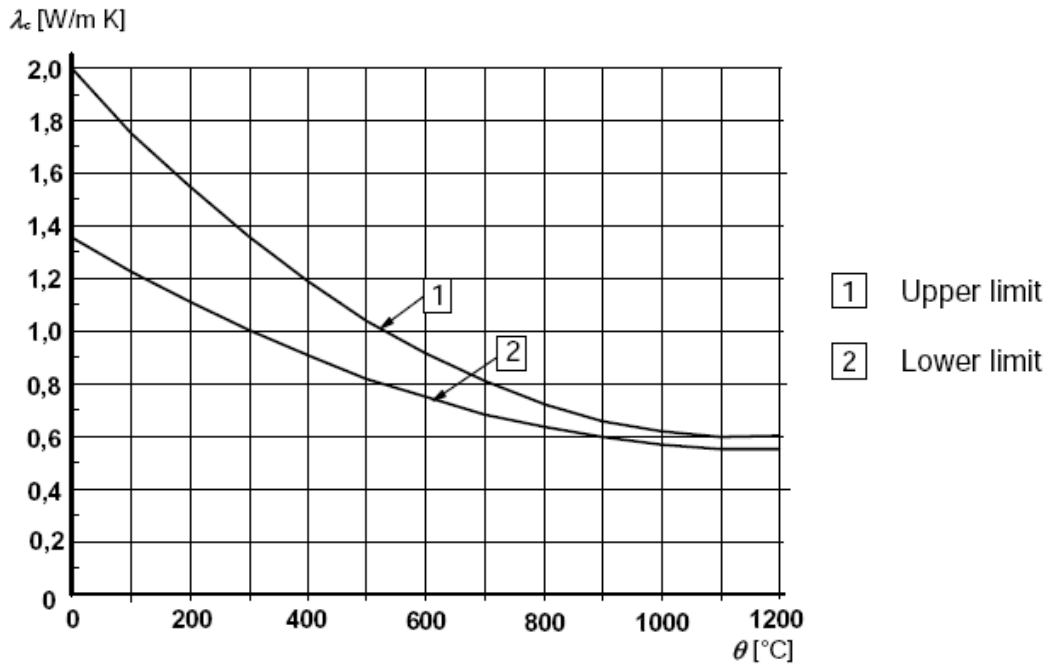


Figura 3-8 – Leggi della conduttività termica

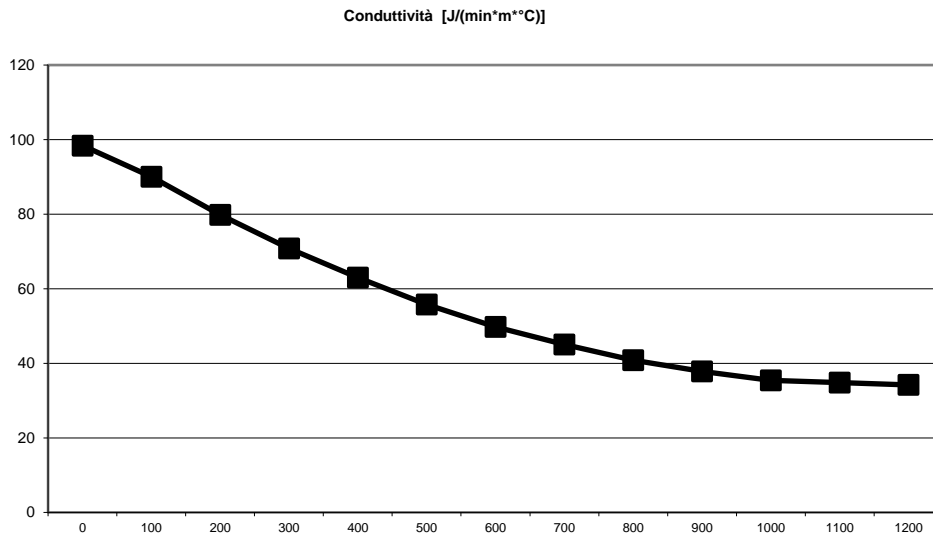


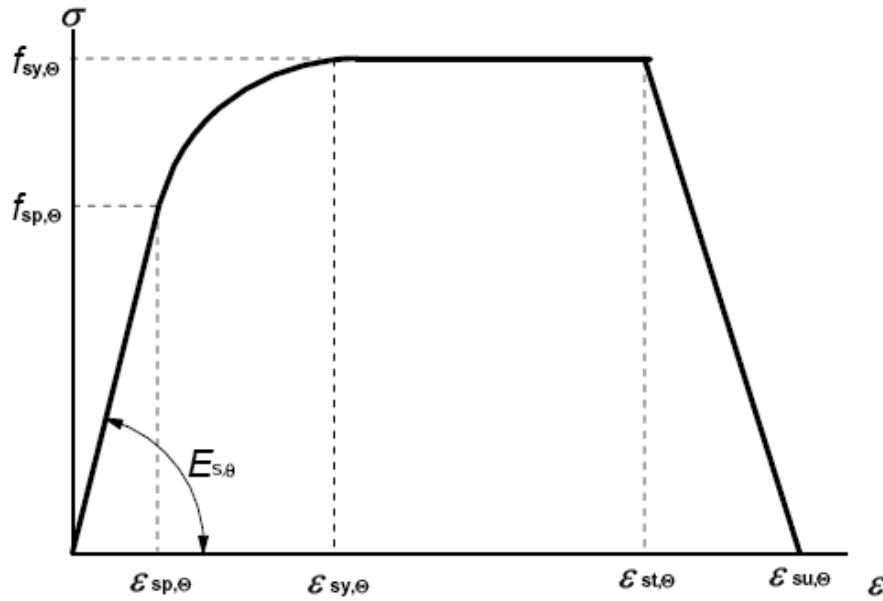
Figura 3-9 – Curva della conduttività termica determinata come media tra i limiti di normativa

T [°C]	K [J/(min*m*°C)]	c [J/kg°C]	ρ [kg/m3]	E (37) [N/m2]	α [1/°C]
0	98,4	900	2400	1,49E+10	9,20E-09
100	90	900	2400	9,32E+09	7,43E-06
200	79,8	1000	2352	6,44E+09	9,02E-06
300	70,8	1050	2316	4,45E+09	1,05E-05
400	63	1100	2280	2,79E+09	1,22E-05
500	55,8	1100	2259	1,49E+09	1,44E-05
600	49,8	1100	2238	6,71E+08	1,70E-05
700	45	1100	2217	4,48E+08	2,00E-05
800	40,8	1100	2196	2,24E+08	1,75E-05
900	37,8	1100	2175	1,19E+08	1,50E-05
1000	35,4	1100	2154	6,90E+07	1,40E-05
1100	34,8	1100	2133	1,50E+07	1,27E-05
1200	34,2	1100	2112	0,00E+00	1,17E-05

**Tabella 3-5 Valori delle principali grandezze fisiche del calcestruzzo**

Per l'acciaio di armatura, il paragrafo 3.2.3 dell'EC2 indica il legame costitutivo degli acciai di rinforzo al variare della temperatura. La curva tipo riportata nell'Eurocodice dipende da tre parametri principali: il modulo di elasticità  $E_{s,\theta}$ , il limite di proporzionalità  $f_{sp,\theta}$  e la resistenza massima  $f_{sy,\theta}$ . Tutti e tre i parametri cambiano con la temperatura e variano a seconda del tipo di acciaio e del tipo di lavorazione. Si tratta di una curva che segue il legame tipico elasto-plastico dell'acciaio, con un ultimo tratto discendente che descrive il legame costitutivo fino alla deformazione ultima. La curva è descritta dai valori di deformazione che indicano il limite di proporzionalità, il massimo di resistenza, la fine del tratto plastico ed il limite ultimo del legame.

La Figura 3-10 mostra il legame tensione-deformazione per gli acciai e la Tabella 3-6 riporta la variazione dei tre parametri principali in funzione della temperatura. I diagrammi sono validi anche per acciai che lavorano a compressione. Dalla tabella 6 risulta che sia la resistenza sia il modulo elastico rimangono costanti fino ad una certa temperatura (intorno ai 400°C) per poi diminuire, fino ad arrivare a zero a 1200°C. In realtà, mentre all'aumentare della temperatura il limite di snervamento e il modulo elastico diminuiscono, la resistenza ultima a trazione aumenta per valori di temperatura compresi tra i 100°C e i 200°C, per poi tornare a diminuire.



Range	Stress $\sigma(\theta)$	Tangent modulus
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Parameter <sup>*)</sup>	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ Class A reinforcement: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Functions	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

Figura 3-10 – Legame tensione-deformazione dell'acciaio

Steel Temperature $\theta$ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

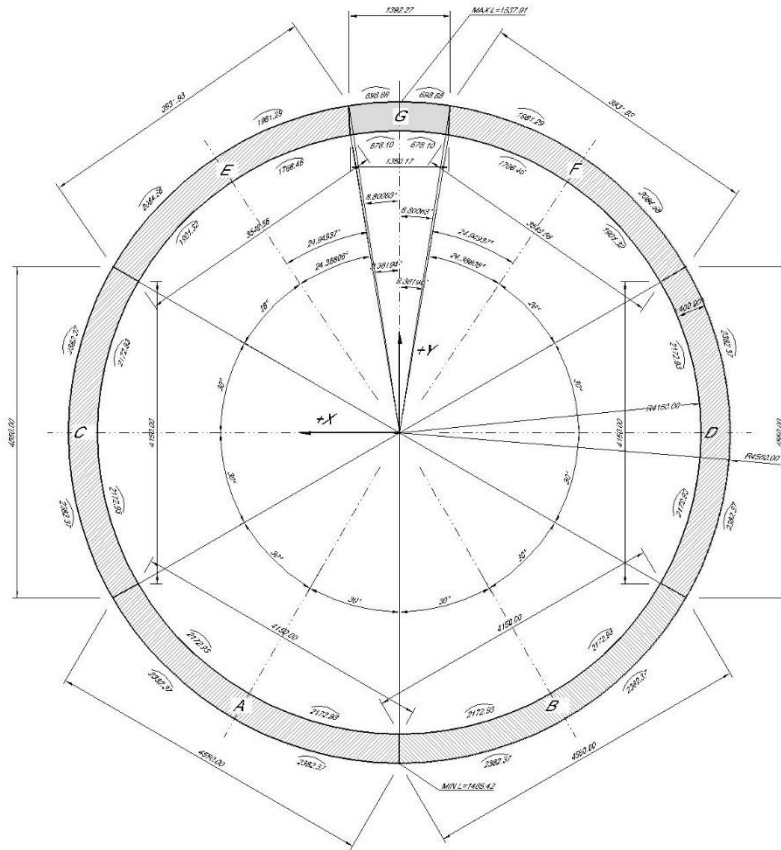
*Tabella 3-6 Caratteristiche dell'acciaio in funzione della temperatura*

#### 4. SEZIONE TIPO DEL RIVESTIMENTO IN CONCI

Il rivestimento della galleria verrà messo in opera all'interno dello scudo della macchina di scavo. L'anello è costituito da conci prefabbricati in calcestruzzo armato di lunghezza media pari a 1,50 m e spessore 0,40m. Il raggio interno dell'anello è pari a 4,15m, mentre quello all'estradosso è di 4,55m. L'anello è costituito da sei elementi più il concio di chiave. Nelle figure che seguono si riporta lo schema dell'anello e la geometria di un concio tipo.

Gli elementi prefabbricati in calcestruzzo devono presentare una elevata resistenza meccanica e precisione geometrica. La tenuta idraulica del rivestimento sarà garantita da guarnizioni in gomma montate sul perimetro del concio.

Nel progetto si è previsto di utilizzare un anello di tipo universale. Mediante la rotazione dell'anello rispetto al proprio asse è possibile sfalsare i giunti longitudinali tra i conci e seguire l'andamento piano-altimetrico del tracciato. I conci verranno assemblati all'interno dello scudo e collegati gli uni agli altri mediante bulloni metallici temporanei.



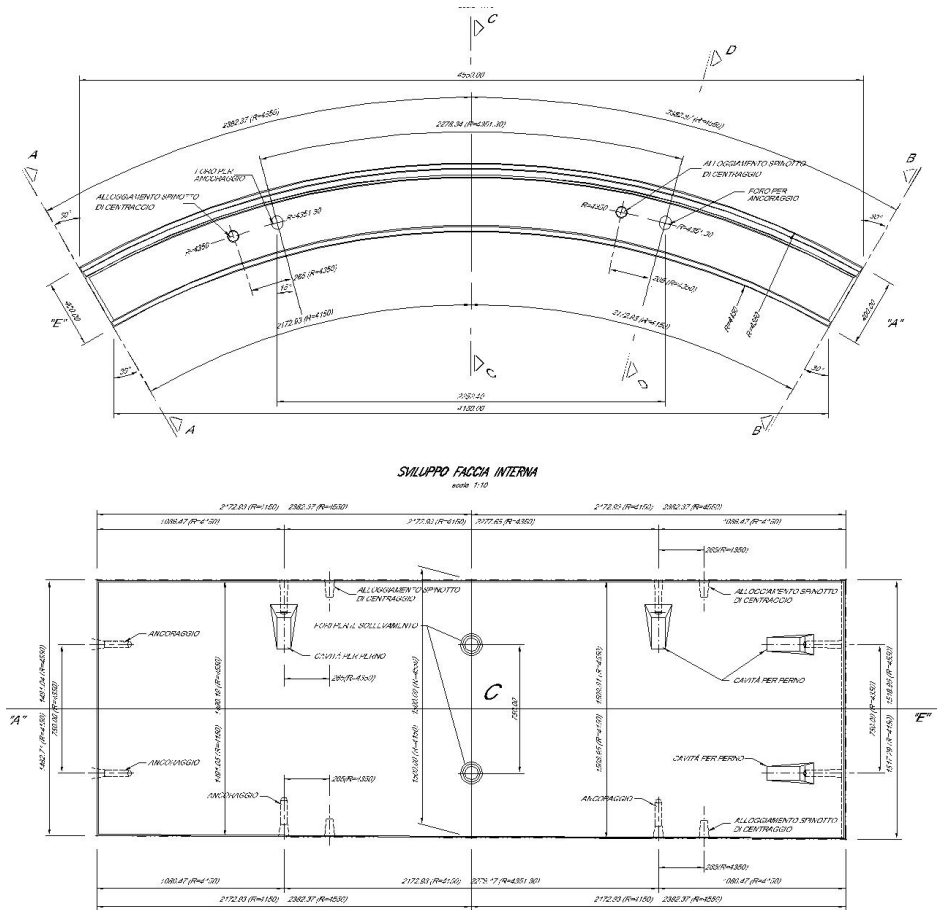


Figura 4-2 - Conco tipo

Nelle analisi numeriche il rivestimento è stato schematizzato con 6 conci, ciascuno di apertura angolare pari a 57°, senza considerare il conco di chiave. I giunti tra conci adiacenti dello stesso anello sono stati rappresentati mediante elementi al cui materiale sono state attribuite a compressione le caratteristiche elastiche del calcestruzzo ed a trazione resistenza nulla.

## 5. AZIONI DA INCENDIO

Ai fini del presente studio si è fatto riferimento da un incendio convenzionale di progetto definito attraverso una curva di incendio che rappresenta l'andamento, in funzione del tempo, della temperatura dei gas di combustione nell'intorno della superficie degli elementi strutturali. Come dato di input per l'analisi è stata assegnata la curva tempo-temperatura tipica di un fuoco standard nei tunnel (curva di incendio RWS), in accordo a quanto previsto al cap 4.9.2 del MdP. I valori numerici delle temperature in funzione del tempo sono riportati nella tabella 7.

La curva RWS è stata adottata in Italia con la norma UNI 11076 "Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi applicati a soffitti di opere sotterranee in condizioni di incendio".

time [min]	T [°C]
0	20
3	890
5	1140
10	1200
30	1300
60	1350
90	1300
120	1200

*Tabella 5-1 Valori della temperatura in funzione del tempo secondo la curva RWS*

La curva è stata definita in Olanda dal Rijkswaterstaat e dal centro per le ricerche sul fuoco (TNO/EFFECTIS) che l'hanno descritta come curva di incendio da idrocarburi di un serbatoio di 45000 litri di petrolio all'interno di una galleria. La curva è caratterizzata da un rapido incremento delle temperature fino ai 1200°C a 10 minuti, un massimo di 1350 °C a 60 minuti e un ritorno a 1200°C a 120 minuti.

Lo scambio termico convettivo è regolato dalla legge:

$$Q = h_c \cdot S \cdot (T - T_\infty)$$

dove il coefficiente di convezione utilizzato è pari a

$$h_c = 1500 J / (K \cdot m^2 \cdot \text{min})$$

Per quanto riguarda l'irraggiamento, lo scambio di calore tra due corpi a temperature T1 e T2 avviene secondo la seguente relazione:

$$Q = \varepsilon(T) \cdot \sigma_0 \cdot A_1 \cdot (T_1^4 - T_2^4)$$

dove

$\varepsilon(T)$  è il fattore di emissività, preso uguale a 0,7

$\sigma_0$  è la costante di Stefan-Boltzmann, che è uguale a  $5,67 \cdot 10^{-8} W / (m^2 \cdot K^4)$ .

Nelle analisi effettuate la temperatura della superficie interna del rivestimento della galleria è stata assunta pari a quella della curva di incendio.

## 6. ANALISI DELL'INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA IN CONDIZIONI SISMICHE

### 6.1. MODELLO DI CALCOLO

#### 6.1.1. GENERALITÀ

Per valutare lo stato tensionale e deformativo nel terreno e nel sistema di sostegno e rivestimento definitivo della galleria sono state eseguite una serie di analisi numeriche.

Le analisi si compongono di più passi di calcolo, in modo da rappresentare adeguatamente le varie fasi di scavo della galleria, realizzazione del rivestimento, nonché l'effetto di un incendio di durata 120 minuti.

Nelle analisi è stata considerata una sola galleria; per le condizioni di simmetria rispetto al piano verticale passante per l'asse longitudinale della galleria nel modello di calcolo è stata presa in esame metà sezione.

Sulla base delle caratteristiche geotecniche dei terreni, si è ipotizzato che l'avanzamento dello scavo e la posa in opera del rivestimento avvengano in condizioni drenate, assumendo inoltre che il rivestimento sia perfettamente impermeabile.

In particolare sono state analizzate due sezioni tipo: la sezione A, in corrispondenza della zona con copertura massima (27.5 m sopra la calotta), e la sezione B con copertura minima (7.3 m sopra la calotta). Le condizioni stratigrafiche caratteristiche per le due sezioni ed i parametri di resistenza e deformabilità assunti per i diversi terreni interessati dallo scavo sono riportate al capitolo 6.1.2.

Oltre ai carichi derivanti dall'interazione terreno-struttura, è stato analizzato l'effetto di un incendio nella fase di esercizio della galleria determinando le variazioni dello stato tensionale e deformativo del terreno e della struttura al variare della temperatura all'interno della galleria. La sezione B è stata verificata per due serie di valori del modulo elastico secante del calcestruzzo. Nella prima analisi (B1) il modulo elastico secante è stato calcolato in corrispondenza della resistenza di picco del calcestruzzo (variabile in funzione della temperatura) mentre nella seconda analisi (B2) il modulo è stato determinato per una tensione di  $0,01 f_{c,0}$ .

Le analisi tenso-deformative sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 6.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) che consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e dalle condizioni imposte al contorno. Il codice FLAC utilizza il metodo delle differenze finite (FDM).

Il reticolo di calcolo è formato da "zone" (analoghe agli "elementi" utilizzati nei codici FEM). Nel caso in esame sono stati utilizzati elementi piani a 4 nodi sia per il terreno sia per il rivestimento in calcestruzzo ed il materiale di riempimento dello spazio anulare tra l'estradosso del rivestimento e il terreno. Il rivestimento è stato suddiviso in 16 zone nel senso dello spessore e 80 zone in direzione anulare, analogamente, l'anello di riempimento è stato suddiviso in 3 zone nel senso dello spessore e 80 zone in direzione anulare (Figura 6-1).



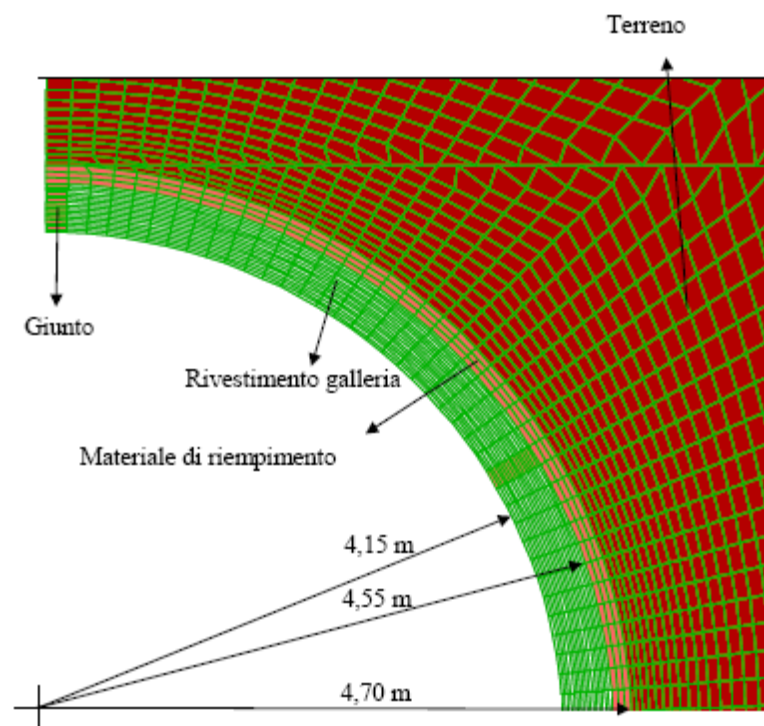


Figura 6-1 - Dimensioni geometriche e reticolo di calcolo nella zona adiacente la galleria.

### 6.1.2. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Lo scavo delle gallerie interessa principalmente i depositi Quaternari lacustri ed alluvionali del Bacino di Firenze-Prato-Pistoia, dell'Arno e dei suoi principali affluenti. Questi depositi sono rappresentati da:

Conoidi alluvionali (Olocene ed Attuale): depositi clastici costituiti da ciottolami e ghiaie prevalenti in scarsa matrice limosa.

- Alluvioni recenti dell'Arno (Olocene ed Attuale): depositi lentiformi di alveo costituiti da ciottolami, ghiaie e sabbie con matrice limoso-argillosa e depositi di esondazione costituiti da limi ed argille; hanno uno spessore variabile da pochi metri ad alcune decine di metri.
- Alluvioni recenti degli affluenti dell'Arno (Olocene ed Attuale): sono essenzialmente limi sabbioso-argillosi con sporadici corpi lentiformi di ghiaie in matrice fine.
- Depositii fluvio-lacustri (Villafranchiano): alla base presentano un livello detritico, a cui seguono argille limose turchine con ligniti, torbe e lenti eterometriche di ghiaie argilloso sabbiose, con clasti in genere ben arrotondati, localmente cementate. Nella matrice limoso sabbiosa sono presenti rari clasti metrici a litologia prevalentemente calcarea. Seguono limi-sabbiosi bruni, con paleosuoli e frustoli carboniosi, con lenti di ghiaie e sabbie argillose non stratificate; al tetto si rinvengono ciottoli prevalentemente calcarei e sabbie fluviali a stratificazione incrociata.

Caratteristica peculiare dei terreni clastici fluvio-lacustri dell'area fiorentina è quella di una accentuata varietà di facies verticale e laterale e frequenti discontinuità stratigrafiche, spesso corrispondenti a fenomeni erosivi avvenuti nell'ambito di un processo sedimentario.

Altrettanto rilevante è la complessità dei rapporti stratigrafici che nella maggior parte dei casi non sono di semplice sovrapposizione, ma di incastro ed accostamento laterale secondo superfici sedimentarie eteropiche o secondo superfici erosive anche complesse e ripetute. Lo spessore dei depositi può risultare modesto o discontinuo, sia per un'originaria discontinuità od episodicità delle aree di accumulo, sia in conseguenza di intercorsi fenomeni erosivi.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni sopra descritti sono state determinate sulla base dei risultati di prove di laboratorio effettuate su campioni prelevati da sondaggi e prove in sito i cui risultati sono riportati in dettaglio nella Relazione Geotecnica.

Nelle analisi tensio-deformative per la verifica al fuoco delle due situazioni tipo prese in esame (galleria superficiale e galleria profonda) si è fatto riferimento alla sequenza stratigrafica ed ai parametri geotecnici indicati nelle seguenti tabelle.

Il terreno è stato schematizzato come un mezzo continuo, per il quale è stato assunto un comportamento di tipo elasto-plastico ideale con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata (angolo di dilatanza  $\psi$  costante e pari a 0). La superficie di falda è stata considerata ad una profondità di 5m da piano campagna

Sezione	stratigrafia di calcolo		$\gamma$ (kN/mc)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	E (MPa)	$k_0$ -
	(m)	(terreno)					
A	0 - 5.0	riporti	19	0	30	30	0.5
Galleria profonda	5.0 - 15	SA - comp. gran.	20	0	35	85	0.426
	> 15	SL - comp. coesivo	20	20	25	150	1.000

Sezione	stratigrafia di calcolo		$\gamma$ (kN/mc)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	E (MPa)	$k_0$
	(m)	(terreno)					
B	> 0	SA - comp. gran.	20	0	35	85	0.426

$\gamma$  = peso dell'unità di volume  
 $c'$  = coesione efficace  
 $E'$  = modulo elastico in condizioni drenate  
 $\phi'$  = angolo di attrito  
 $K_0$  = coefficiente di spinta a riposo

SL – Supersintema del Lago  
 SA – Supersintema dell'Arno

La relazione concernente la verifica statica del rivestimento in conci ha evidenziato come l'utilizzo di un modello costitutivo elastoplastico ideale con criterio di plasticizzazione Mohr-Coulomb si dimostri estremamente conservativo, generando fenomeni anche non consistenti con la realtà fisica della risposta (es. sollevamento del terreno). In considerazione di tali evidenze, la verifica deve essere considerata come limite superiore nel campo di variabilità degli effetti.

### 6.1.3. CARATTERISTICHE GENERALI DEL CODICE DI CALCOLO FLAC

I metodi di calcolo numerici (FEM, FDM) consentono una simulazione realistica delle fasi di avanzamento dello scavo e installazione del rivestimento, tenendo conto dell'effetto della gravità, dell'eventuale anisotropia ( $K_0 \neq 1$ ) dello sforzo in sito e delle specifiche caratteristiche del rivestimento (geometria, presenza di giunti).

Le modellazioni numeriche necessarie valutare le condizioni tensio-deformative del terreno e della struttura di rivestimento sono state effettuate con il codice di calcolo FLAC, particolarmente orientato alla soluzione di problemi geotecnici.

La condizione di deformazione piana caratterizza il comportamento della galleria in una sezione lontana dal fronte; in prossimità del fronte si può invece fare riferimento ad un modello assialsimmetrico. Per le condizioni di assialsimmetria il codice di calcolo FLAC utilizza coordinate cilindriche in cui  $x=0$  è l'asse di simmetria, la direzione dell'asse  $x$  corrisponde alla direzione radiale e la direzione  $z$  alla direzione tangenziale.

Diversamente dai programmi di calcolo basati sul metodo degli elementi finiti, per generare il sistema di equazioni risolventi il codice FLAC utilizza il metodo delle differenze finite. Si può dimostrare tuttavia che fissato un certo numero di punti ("nodi") della porzione di terreno (o struttura) da analizzare, il sistema di equazioni generato dal FLAC, in cui le incognite primarie sono gli spostamenti nodali, è lo stesso di un codice FEM che utilizzi elementi triangolari a deformazione costante.

Le caratteristiche peculiari del codice FLAC, che lo differenziano dai programmi FEM, sono le seguenti.

- ⇒ La soluzione di un problema statico viene ottenuta integrando le equazioni dinamiche del moto; questo consente di seguire anche processi di instabilità fisica senza problemi di instabilità numerica (perdita di unicità della soluzione) e di simulare i processi di generazione e dissipazione dell'energia cinetica, che in realtà sempre accompagnano l'applicazione dei carichi. La soluzione statica di un problema viene quindi raggiunta al termine di una serie di iterazioni nel tempo in cui le velocità nodali si riducono progressivamente a zero per effetto dello smorzamento viscoso del materiale.
- ⇒ Il codice utilizza un algoritmo di calcolo di tipo esplicito, che non richiede l'assemblaggio della matrice di rigidità globale della struttura. Un ulteriore vantaggio dello schema di integrazione esplicito è la possibilità di tenere conto di leggi sforzi-deformazioni anche fortemente non lineari senza un aggravio eccessivo dei tempi di calcolo. Per ottenere una soluzione accurata è però sempre necessario utilizzare un passo di integrazione nel tempo molto piccolo: questo rende il programma relativamente meno efficiente di un codice di tipo implicito nella soluzioni di problemi elastici lineari.
- ⇒ Per una valutazione accurata delle deformazioni plastiche e dei carichi di collasso viene utilizzato il metodo della "discretizzazione mista" proposto da Marti e Cundall (1982). In generale una porzione di terreno viene discretizzata preparando una "mesh" costituita da un insieme di elementi quadrilateri individuati dalle coordinate dei 4 nodi di vertice; tali elementi vengono poi suddivisi dal programma in due coppie di triangoli a deformazione costante sovrapposte. Gli sforzi medi di ciascun elemento e le forze nodali vengono quindi ricavati effettuando una media dei contributi delle due coppie. Poiché per ogni triangolo si hanno 4 componenti di sforzo ( $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{zz}$ ,  $\sigma_{xy}$ ) si ha che per ogni elemento è necessario memorizzare 16 componenti di sforzo.

I nodi della discretizzazione individuano quindi un reticolo di "zone" (analoghe agli "elementi" di un modello FEM), a ciascuna delle quali è possibile associare un materiale con diverse caratteristiche meccaniche.

Sono disponibili diversi modelli costitutivi dei materiali, che vanno dal modello "nullo", utile a simulare operazioni di scavo, al semplice modello elastico, a modelli elasto-plastici di crescente complessità (Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, Cam-Clay, modelli speciali implementati mediante un linguaggio di programmazione interno, denominato FISH).

Per schematizzare elementi strutturali interagenti con il terreno si possono utilizzare elementi classici di tipo "trave", caratterizzati da 2 nodi di estremità, ciascuno con 3 gradi di libertà (spostamento  $x$ ,  $y$  e rotazione  $\theta$ ). Gli elementi trave possono essere connessi tra loro mediante nodi "incastro" o nodi "cerniera", e/o con i nodi del reticolo di discretizzazione del terreno. I nodi strutturali possono infatti essere gli stessi nodi del terreno oppure essere distinti e collegati ai nodi del terreno tramite un'interfaccia, caratterizzata da una rigidità normale  $K_n$  e una rigidità a taglio  $K_s$ .

L'interfaccia collega due superfici mediante un sistema di "molle" normali e tangenziali, che esercitano rispettivamente uno sforzo  $\sigma_n = K_n u_n$  e  $\tau = K_s u_s$ , proporzionale alla componente di spostamento relativo tra le due facce.

La logica d'interfaccia implementata nel FLAC consente anche di simulare la separazione tra le due facce e lo scorrimento plastico a taglio. I parametri che controllano l'innescio di questi fenomeni sono la resistenza a trazione e la resistenza a taglio (attrito e coesione) del contatto tra le facce. L'interfaccia può essere utile per rappresentare sia il contatto tra un elemento strutturale e il terreno, sia l'effetto di una superficie di giunto o di debolezza che separa due porzioni di terreno.

## 6.2. SCHEMA DI CALCOLO

### 6.2.1. CONDIZIONE DI SCAVO (ANALISI A FREDDO)

Le analisi sono state effettuate considerando le azioni dei carichi statici corrispondenti alle tensioni litostatiche ed alle forze derivanti dallo scavo.

Nella ricostruzione dello stato tensionale preesistente lo scavo, il valore del rapporto  $K_0$  tra sforzo efficace orizzontale e verticale è variabile per i diversi strati di terreno (valori compresi tra 0.43 e 1.0).

Per stimare l'effetto di contenimento del terreno al fronte non ancora scavato, in relazione alle varie fasi costruttive, si può far riferimento alla nota relazione di Panet che esprime la relazione tra lo spostamento radiale della parete galleria (in condizioni assialsimmetriche) e la distanza dal fronte.

In pratica, la presenza del nucleo di terreno al fronte rende il problema tridimensionale. Il passaggio dalla situazione tridimensionale al fronte alla situazione piana può essere rappresentato mediante una progressiva riduzione dello sforzo  $q$  applicato sul contorno dello scavo:

$$q = (1-\lambda) \sigma_0;$$

dove  $\sigma_0$  è lo sforzo applicato sul contorno della galleria nella situazione iniziale geostatica, mentre  $\lambda$  è un coefficiente di rilascio che assume valori variabili da 0 a 1 in funzione della distanza della sezione in esame dal fronte di scavo. Valori di  $\lambda=0$  corrispondono alle condizioni iniziali ( $q = \sigma_0$ ), valori di  $\lambda=1$  corrispondono ad una situazione in cui il terreno è stato completamente scavato ovvero il fronte si trova a grande distanza dalla sezione di riferimento ( $q = 0$ ).

Nelle analisi in esame è stato utilizzato un fattore di rilascio  $\lambda=0$  dello sforzo originario  $\sigma_0$  (forze di scavo). Assumendo questo coefficiente di rilascio ( $\lambda=0$ ), lo stato tensionale finale nel rivestimento della galleria risulta maggiore di quello che si otterrebbe simulando l'effetto dell'interazione dello scavo tra le due canne adiacenti, che pertanto non è stato considerato nell'analisi.

### 6.2.2. ANALISI TERMICA

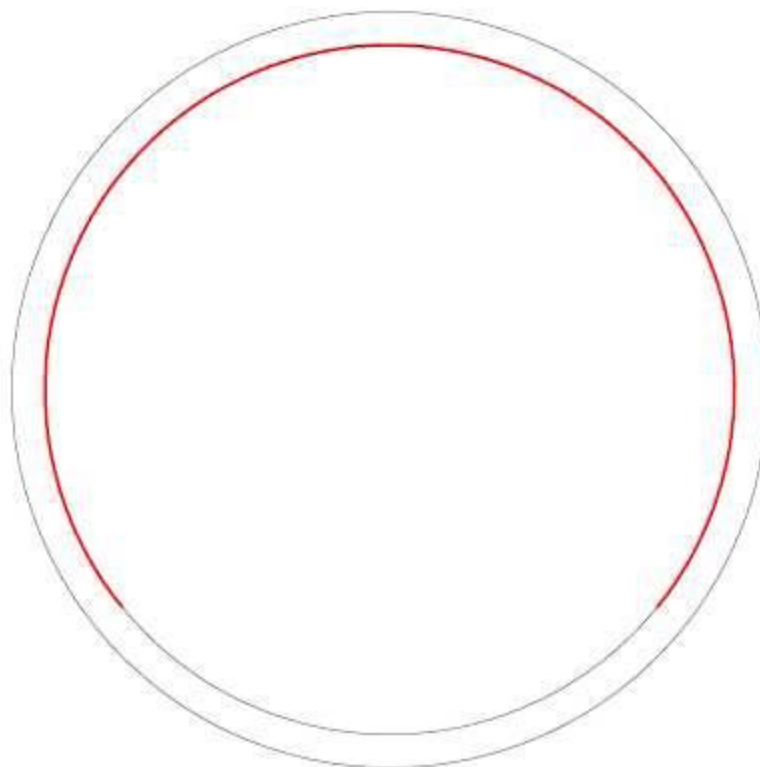
Le ipotesi di base per l'analisi termica risiedono nella risoluzione numerica dell'equazione di Fourier, che definisce la variazione nello spazio e nel tempo della temperatura. Nel caso in esame il problema è stato analizzato in due dimensioni in quanto si considera che il fenomeno interessi una lunghezza rilevante del tunnel. Sotto queste ipotesi, e sotto l'ipotesi che non vi sia generazione di calore all'interno del corpo, l'equazione di Fourier si può riscrivere come:

$$k \cdot \left( \frac{\partial^2 T(x, y, t)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T(x, y, t)}{\partial y^2} \right) = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T(x, y, t)}{\partial t}$$

Dove si è indicata la conduttività  $k$  uguale nelle due direzioni. L'equazione di Fourier è un'equazione differenziale alle derivate parziali di tipo parabolico e la sua integrazione necessita di condizioni al contorno.

Condizione al contorno per la parete di struttura esposta all'incendio è la curva di incendio descritta nel precedente paragrafo. La parte esposta al fuoco è mostrata in Figura 6-2.

Nell'arco inferiore della struttura la presenza del riempimento impedisce che la superficie interna degli elementi strutturali sia esposta alla variazione di temperatura dell'ambiente in cui si sviluppa l'incendio.



*Figura 6-2 - Superficie del rivestimento esposta all'incendio.*

### 6.3. FASI DI CALCOLO CONSIDERATE

Ciascuna analisi si compone delle seguenti fasi di calcolo:

- ⇒ **Fase 1** - In questa prima fase di calcolo viene attivato il peso proprio dei terreni; cioè viene ricostruito lo stato tensionale preesistente allo scavo della galleria. Vengono determinate anche le forze applicate sul profilo teorico di scavo dal terreno del nucleo non ancora scavato.
- ⇒ **Fase 2** – Scavo e posa in opera del rivestimento in calcestruzzo e del materiale di riempimento a tergo (il fattore di rilascio  $\lambda$  delle forze di scavo passa da 0 ad 1). La situazione tensio-deformativa del terreno e del rivestimento al termine di questa fase di calcolo corrisponde alle condizioni ordinarie di esercizio della galleria.
- ⇒ **Fase 3** – Analisi termo-meccanica. A partire dalle condizioni tensio-deformative ottenute al termine della precedente fase di calcolo (tempo  $t = 0$ ), viene effettuato il calcolo accoppiato in funzione del tempo della distribuzione delle temperature e dello stato tensio-deformativo nel rivestimento e nel terreno.

Le condizioni al contorno di tipo termico considerate nell'analisi in funzione del tempo (fino ad un tempo massimo  $t = 120$  minuti) sono le seguenti:

- variazione temporale della temperatura all'intradosso del rivestimento imposto (curva d'incendio); il tratto di intradosso corrispondente all'arco rovescio della galleria (angolo  $\theta$  compreso tra  $-90^\circ$  e  $-45^\circ$ ) non risente però dell'effetto dell'incendio, su questa superficie quindi la temperatura non varia, mantenendosi pari a  $20^\circ$ ;
- temperatura costante ( $20^\circ$ ) all'estradosso del rivestimento (spessore 0.4 m), nel materiale di riempimento a tergo (spessore 0.15 m) e nel terreno circostante.

Il calcolo del transitorio termo-meccanico è stato effettuato mediante un algoritmo di integrazione nel tempo, di tipo totalmente esplicito, delle equazioni che governano il problema meccanico e il problema di propagazione termica.

Nel calcolo di propagazione termica si è tenuto conto della variazione della conduttività termica e del calore specifico del calcestruzzo con la temperatura. L'accoppiamento termo-meccanico è governato dalle funzioni che esprimono la dipendenza della densità  $\rho$  del calcestruzzo, del modulo elastico  $E$  e del coefficiente di espansione termica  $\alpha$  in funzione della temperatura.

Il passo temporale  $\Delta t$  d'integrazione delle equazioni della termica è stato assunto di 5 secondi. L'aggiornamento dei parametri termo-meccanici dipendenti dalla temperatura è stato invece effettuato ogni 60 secondi. Con lo stesso passo sono state quindi risolte le equazioni di equilibrio meccanico.

Nel corso dell'analisi termo-meccanica è stato eseguito il "salvataggio" completo dello stato del modello per i seguenti tempi: 20, 40, 60, 80, 100 e 120 minuti. Infine, per alcune grandezze significative per il controllo dell'analisi (ad esempio: una componente di spostamento o di sforzo in punti caratteristici del rivestimento), è stato eseguito il "monitoraggio" continuo nel tempo ("history").

## 6.4. RISULTATI

### 6.4.1. ANALISI TERMICA

In Figura 6-3 e Figura 6-4 è rappresentato l'andamento della temperatura nello spessore del rivestimento in calcestruzzo ai tempi di 20 – 60 – 120 minuti. Le condizioni termiche al contorno (superfici di intradosso ed estradosso del rivestimento) sono le stesse per entrambe le analisi effettuate (A: Galleria Profonda; B: Galleria Superficiale) e pertanto la distribuzione delle temperature rappresentata in figura vale per entrambe le analisi.

Dalle figure è possibile osservare il sensibile incremento di temperatura ( $> 200^\circ$ ) nella fascia di calcestruzzo in prossimità della superficie interna della galleria. Al tempo di 120 minuti lo spessore di questa fascia risulta di poco superiore a 10cm, pari cioè a circa il 25% dell'intero spessore del rivestimento (40 cm).

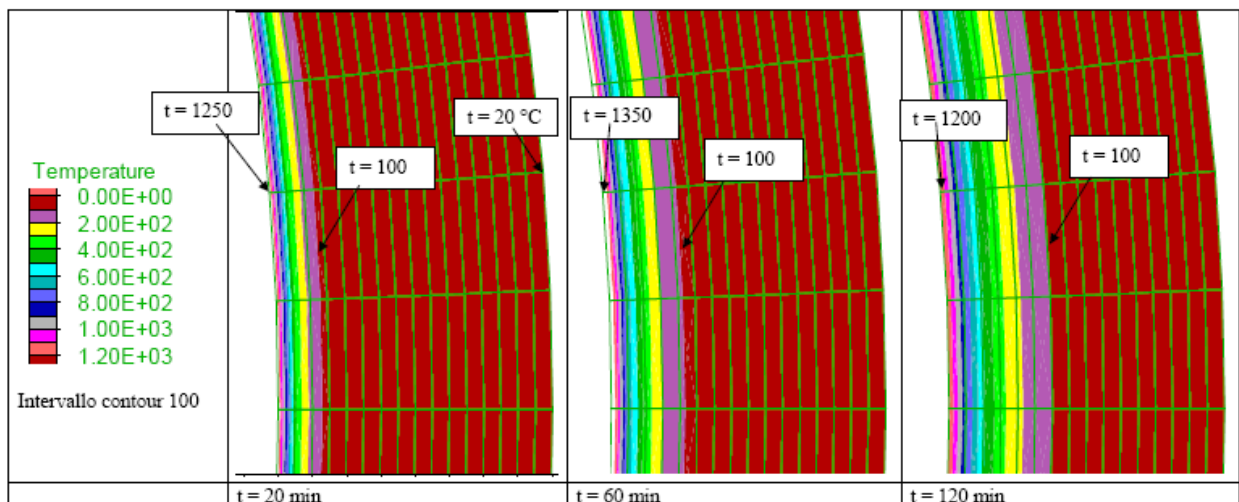
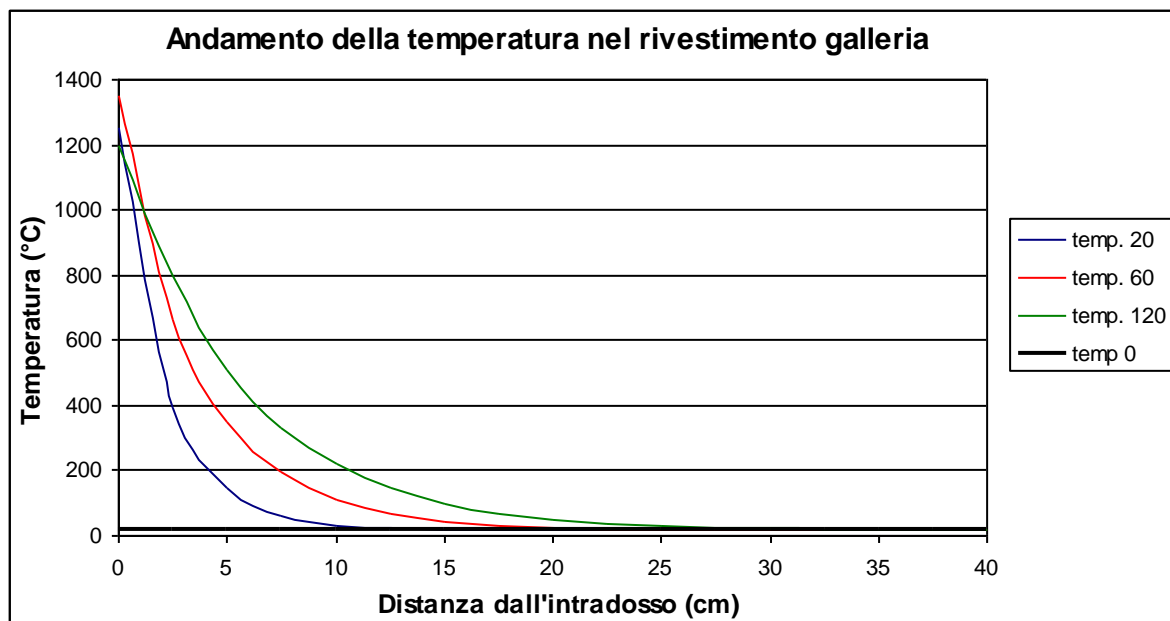


Figura 6-3 - Distribuzione della temperatura nel rivestimento in conci per diversi intervalli di tempo.



*Figura 6-4 - Diagramma dell'andamento della temperatura nel rivestimento a vari tempi.*

#### 6.4.2. ANALISI MECCANICA

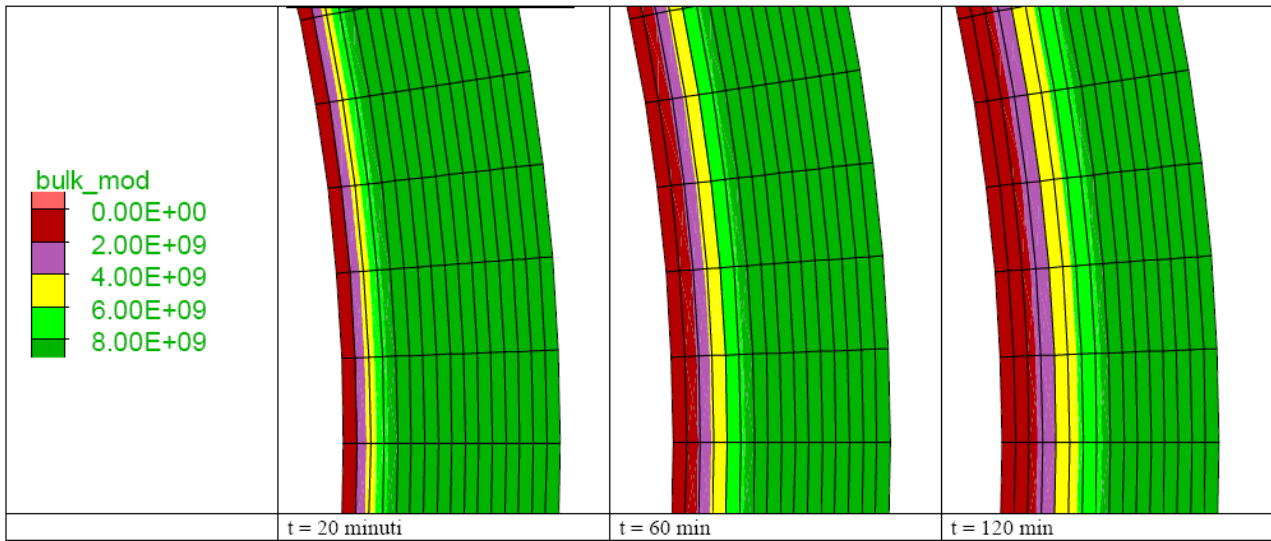
Come indicato in precedenza, le equazioni di equilibrio meccanico sono state risolte per passi temporali di 60 secondi, dopo aver aggiornato i parametri del calcestruzzo dipendenti dalla temperatura (densità, modulo elastico, coefficiente di espansione termica).

In Figura 6-5 e Figura 6-6 è rappresentata la distribuzione del modulo elastico nello spessore del rivestimento ai tempi di 20, 60 e 120 minuti.

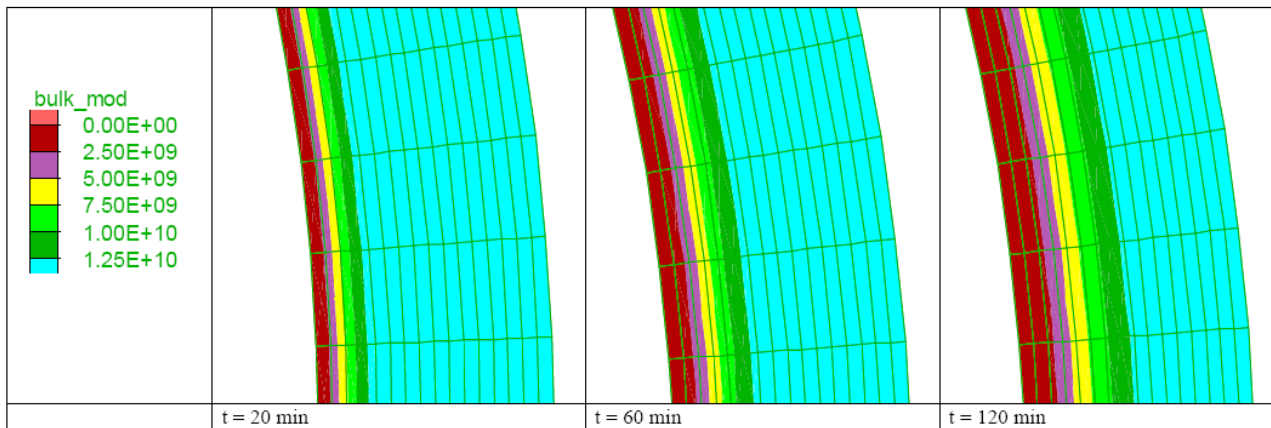
La fascia di calcestruzzo in cui si verifica il decadimento del modulo di Young presenta uno spessore crescente nel tempo fino a raggiungere, al tempo  $t=120$  min, un valore di oltre 25 cm.

In Figura 6-7 è rappresentato un dettaglio della maglia di calcolo in prossimità della galleria, con la posizione dei giunti e dei punti di controllo in cui sono state tracciate le "history". Nei successivi paragrafi gli stati tensionali nel rivestimento verranno rappresentati in corrispondenza di alcune sezioni della struttura ritenute più rappresentative, ubicate rispettivamente in corona ( $\theta=90^\circ$ ), sul piedritto ( $\theta=0^\circ$ ), ed in 4 sezioni di cui 2 nel quarto di cilindro superiore ( $\theta = +30^\circ$  e  $+60^\circ$ ) e 2 in quello inferiore ( $\theta = -30^\circ$  e  $-60^\circ$ ). Le sezioni a  $\theta = 90^\circ$ ,  $+30^\circ$ ,  $-30^\circ$  ricadono in corrispondenza dei giunti tra conci adiacenti.





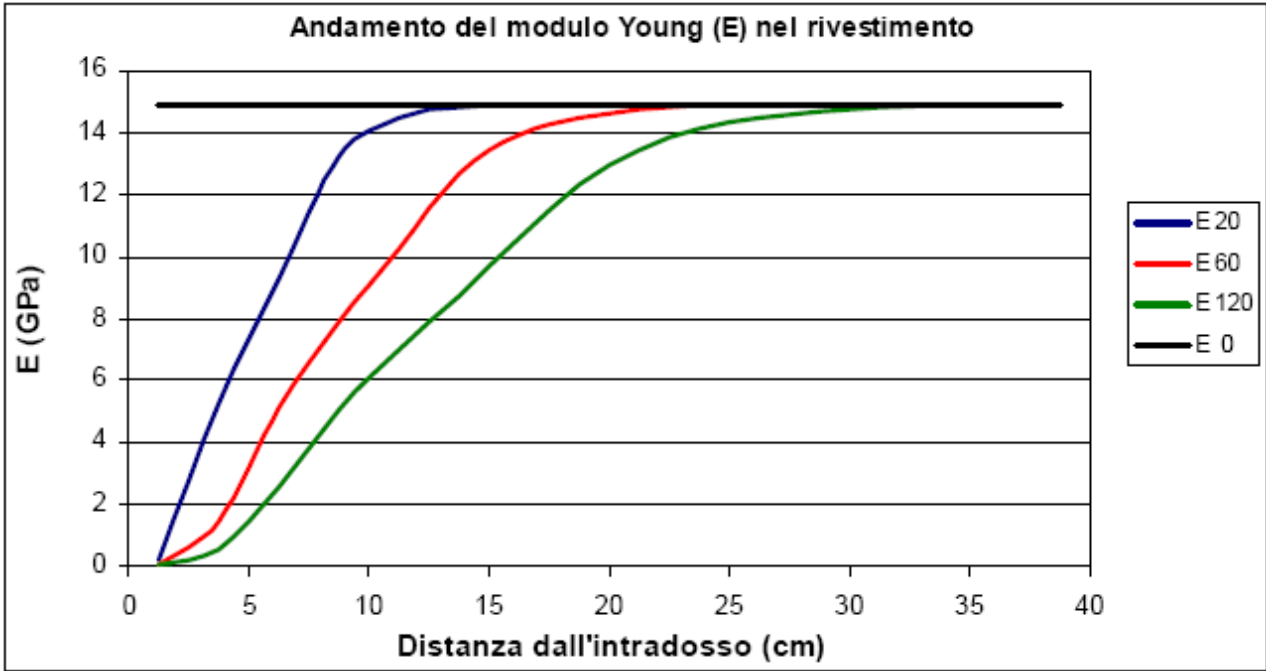
Analisi A e B1



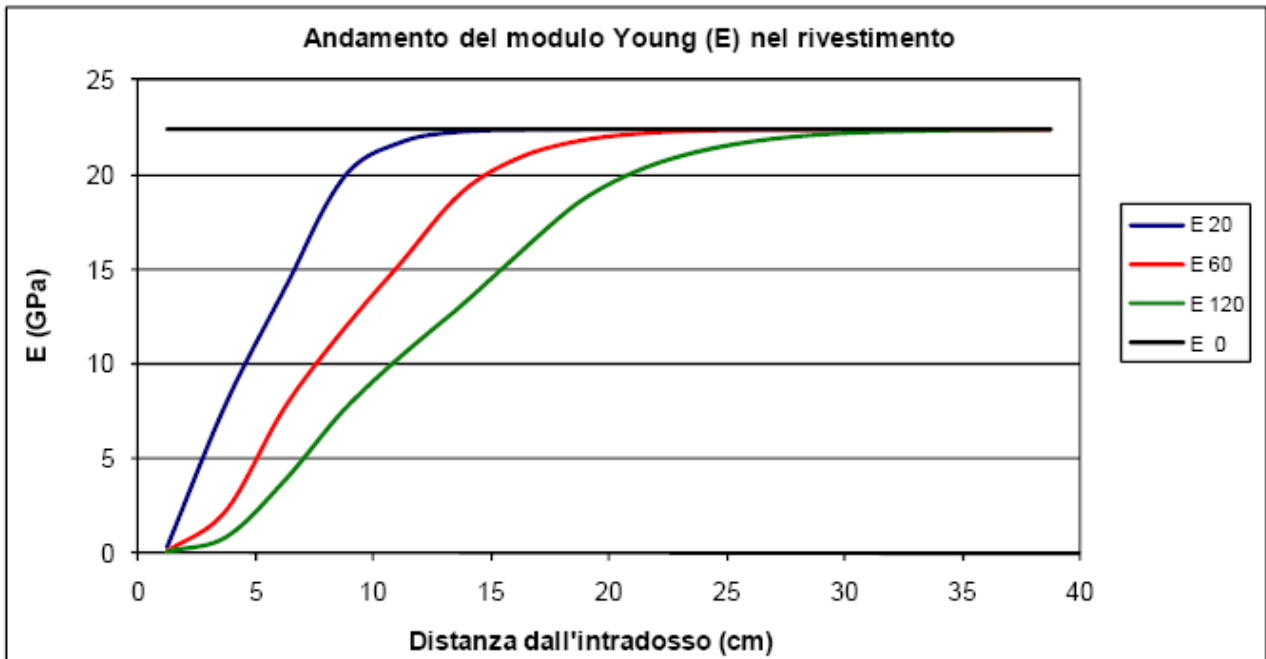
Analisi B2

*Figura 6-5 - Distribuzione del Modulo di volume nel rivestimento per diversi tempi.*





Analisi A e B1



Analisi B2

Figura 6-6 - Diagramma di distribuzione del modulo nel rivestimento in cls in funzione del tempo di durata dell'incendio.

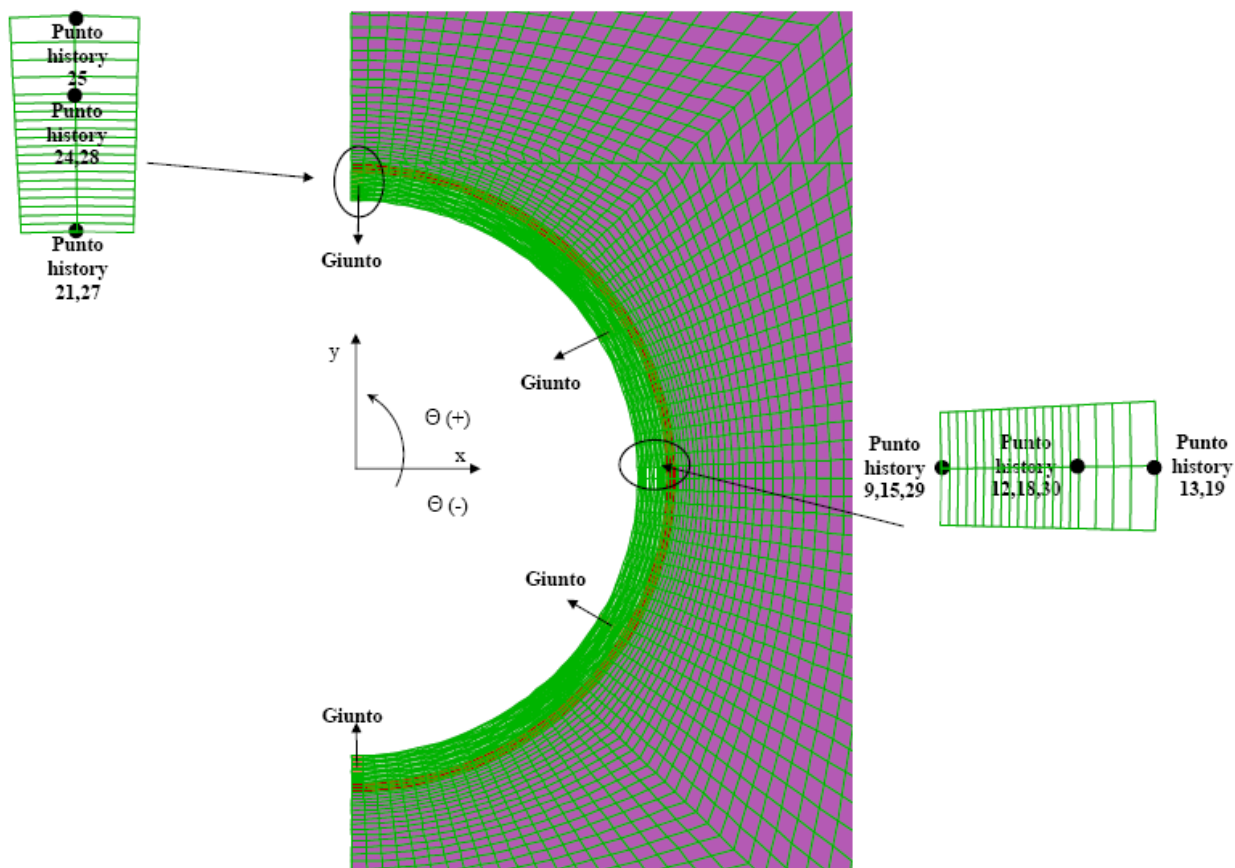
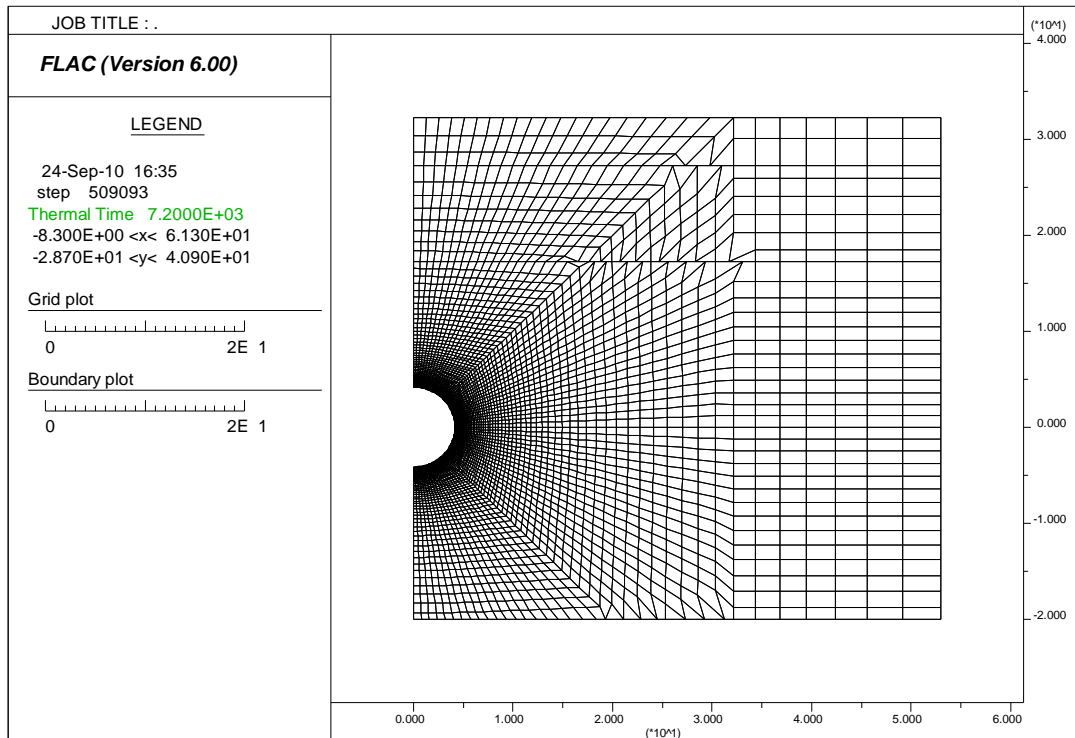


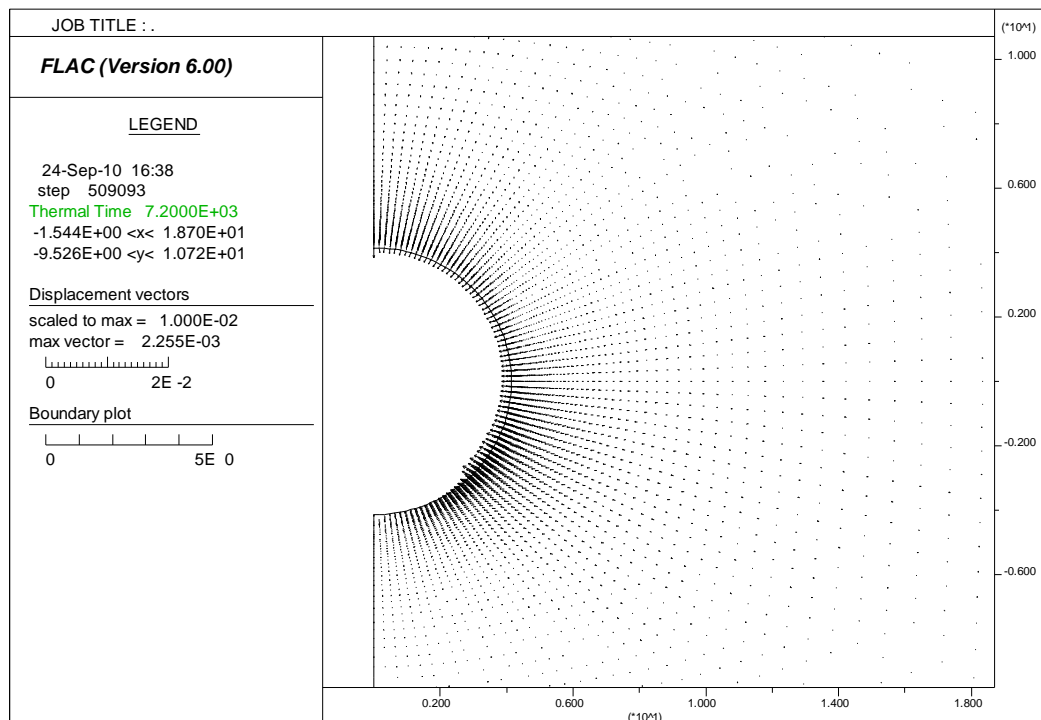
Figura 6-7 - Dettaglio della maglia di calcolo con indicate le posizioni dei giunti tra i conci ed i punti di controllo delle "history"

### Analisi A – GALLERIA PROFONDA

Nella Figura 6-8 è rappresentata la maglia utilizzata per l'analisi e nella successiva Figura 6-9 sono riportati i vettori spostamento nei punti nodali indotti dal carico da incendio al tempo  $t=120$  min. La convergenza massima risulta pari a circa 2mm e si verifica sulla superficie di intradosso della galleria, sopra il riempimento dell'arco rovescio.



*Figura 6-8 - Galleria Profonda, reticolo di calcolo.*



*Figura 6-9 - Galleria Profonda, Vettori spostamenti per effetto dell'esposizione al fuoco*

In Figura 6-10e Figura 6-11 sono rappresentate le direzioni delle tensioni principali nella fase rispettivamente di pre-incendio (a freddo) e dopo una durata di incendio di 120 min.

Nelle condizioni a freddo le tensioni principali maggiori (di compressione) hanno un andamento circolare (tangenti alla circonferenza) con valori all'incirca costanti lungo lo sviluppo dell'anello e nella sezione. L'esposizione al fuoco per un tempo di 120 min modifica sostanzialmente lo stato di sforzo nella struttura (Figura 6-11). Le tensioni

principali maggiori in questo caso presentano valori sensibilmente diversi al variare della distanza dalla superficie interna della galleria.

All'intradosso del rivestimento le tensioni circonferenziali risultano nulle in quanto, per le alte temperature raggiunte in questa zona, il modulo del calcestruzzo si riduce ad un valore prossimo a zero. Procedendo verso l'interno della sezione, per effetto della dilatazione termica differenziata e dell'azione di confinamento esercitata dal terreno adiacente la struttura, si verifica un sensibile incremento degli sforzi di compressione del calcestruzzo rispetto alle condizioni a freddo. Spostandosi ulteriormente verso l'estradosso dell'anello, le sollecitazioni di compressione si riducono poi rapidamente fino a valori minori di quelli preesistenti, nella condizione a freddo. Questo andamento del tensore degli sforzi si osserva lungo tutto l'arco del rivestimento esposto al fuoco mentre, nell'arco rovescio, dove è presente il riempimento, lo stato tensionale rimane qualitativamente simile a quello presente nella fase pre incendio.

Quanto sopra indicato viene meglio evidenziato in Figura 6-12 a-f in cui è rappresentato l'andamento delle sollecitazioni normali in alcune sezioni caratteristiche lungo lo sviluppo dell'anello. Nelle figure è riportata la sollecitazione normale  $\sigma_n$  agente sulla sezione sia nella fase pre incendio sia per l'esposizione al fuoco per un tempo di 120 min.

Nelle sezioni del rivestimento, ad una distanza compresa tra 5 e 20cm dalla superficie di intradosso, il carico da incendio determina un sensibile incremento della sollecitazione  $\sigma_n$ ; nella zona più distante dalla superficie esposta al fuoco, tra 20 e 40cm, si verifica invece una riduzione delle tensioni rispetto alla condizione a freddo. In prossimità della parete esposta al fuoco la riduzione dello stato di sollecitazione è invece dovuta al decadimento delle caratteristiche elastiche del calcestruzzo.

Nel caso di galleria profonda, lo stato tensionale iniziale (condizioni a freddo) e l'azione di confinamento esercitata dal terreno adiacente sono tali da non determinare l'apertura dei giunti tra conci adiacenti come invece si verifica per la galleria superficiale successivamente illustrata.

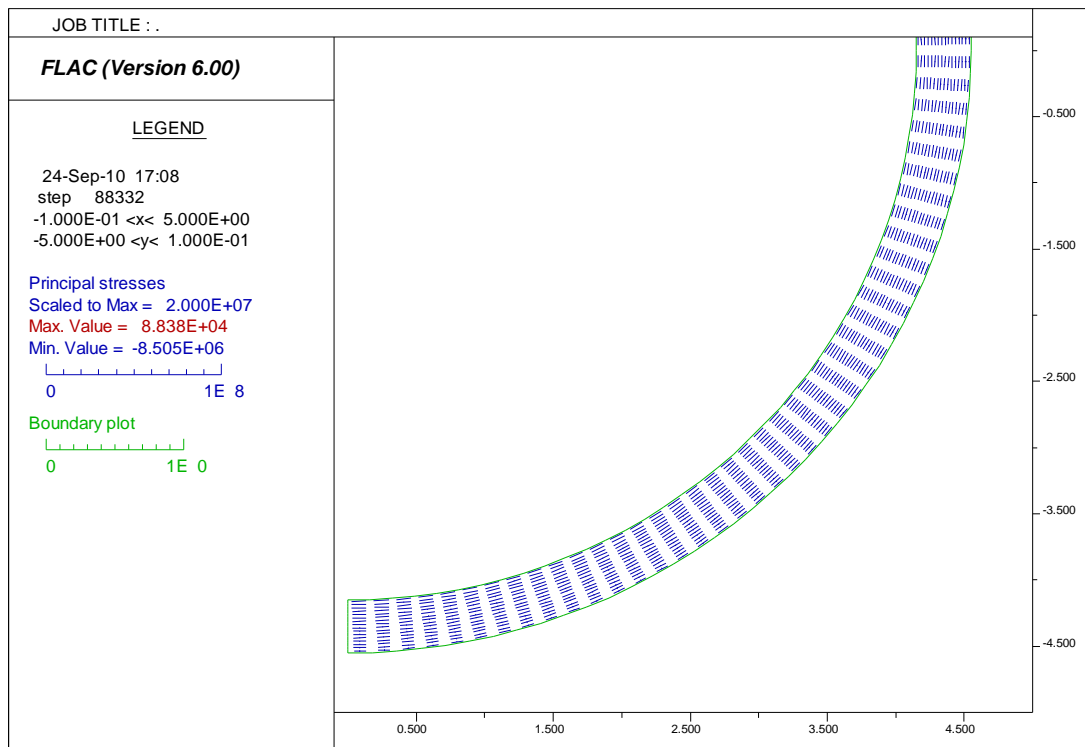
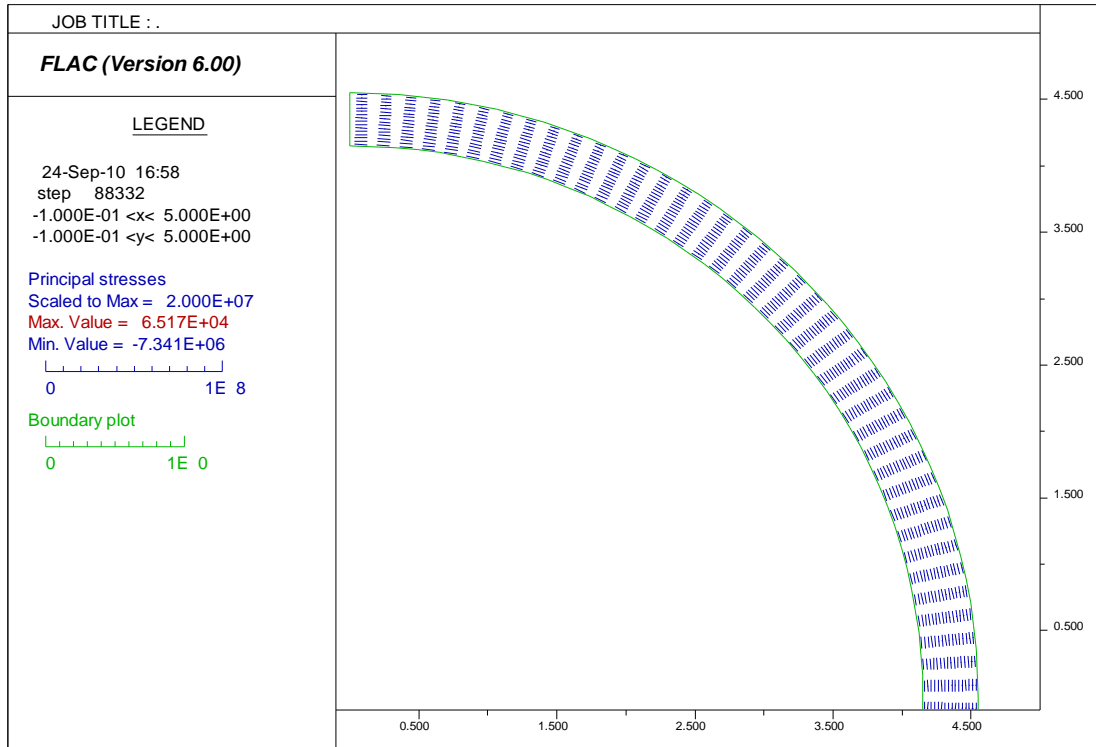


Figura 6-10 - Tensore degli sforzi nel rivestimento nella fase pre incendio

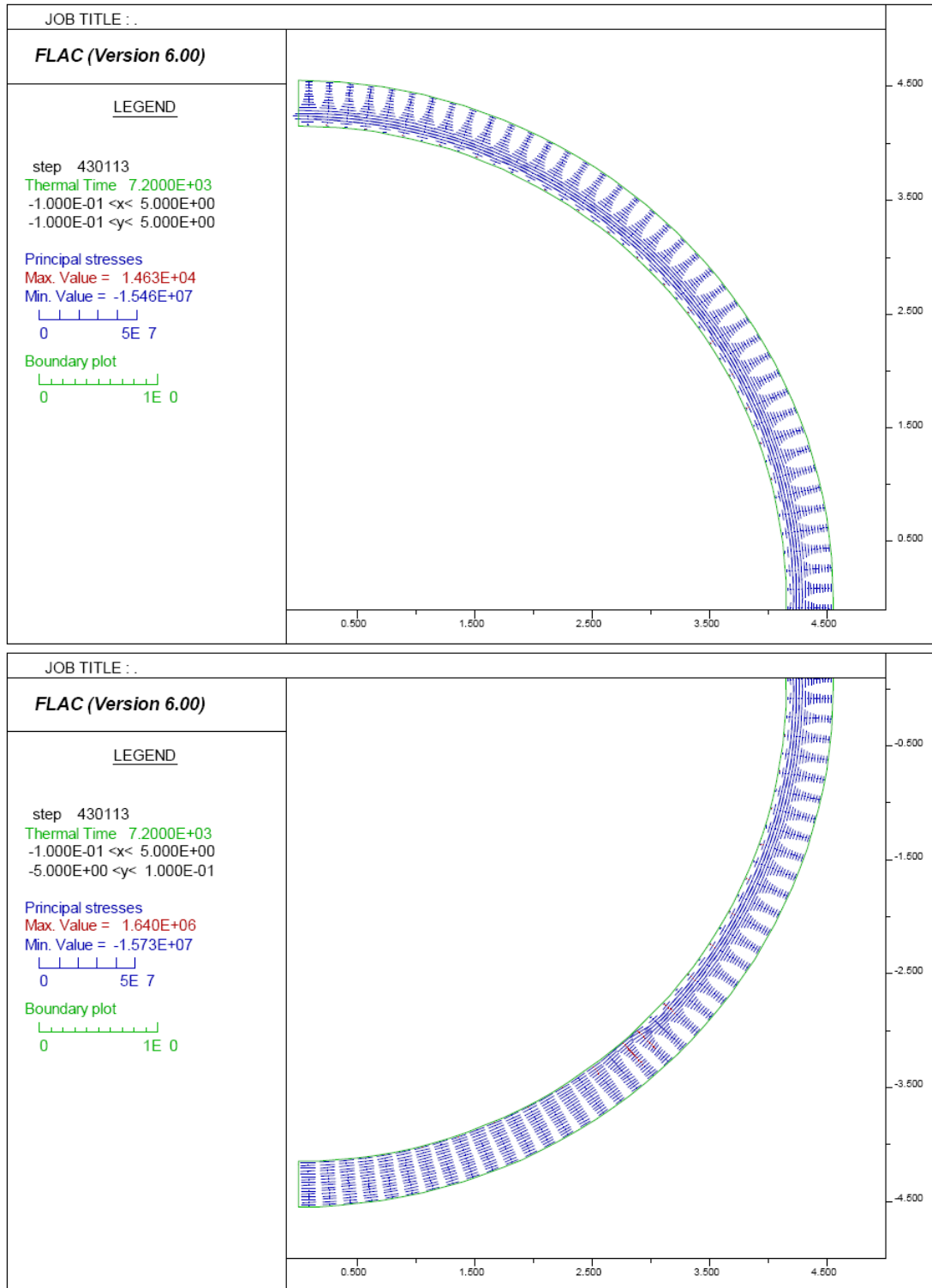
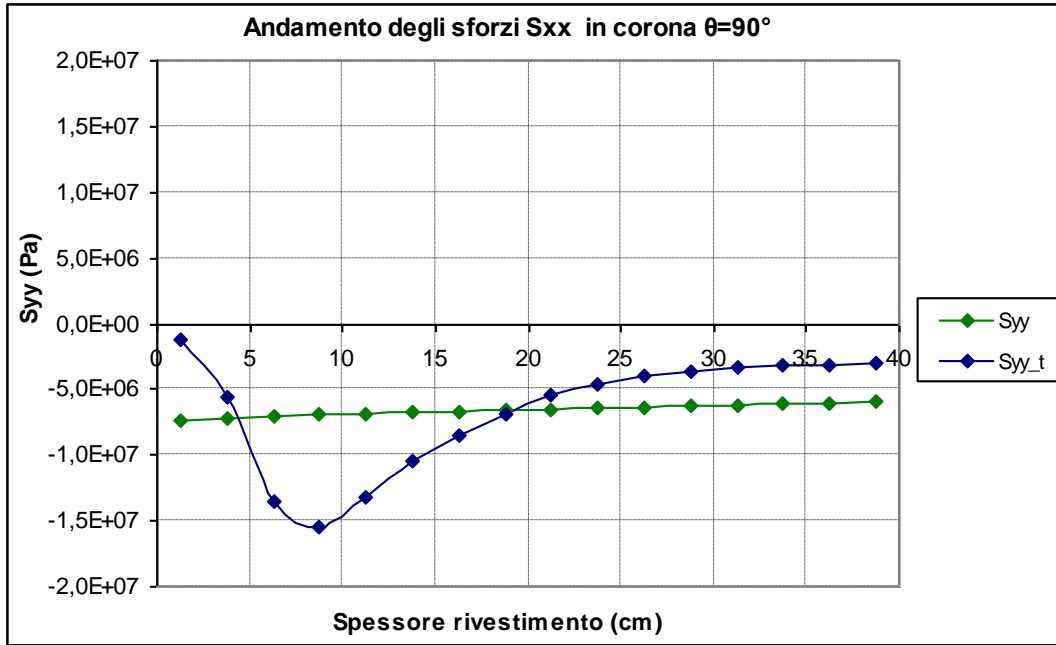
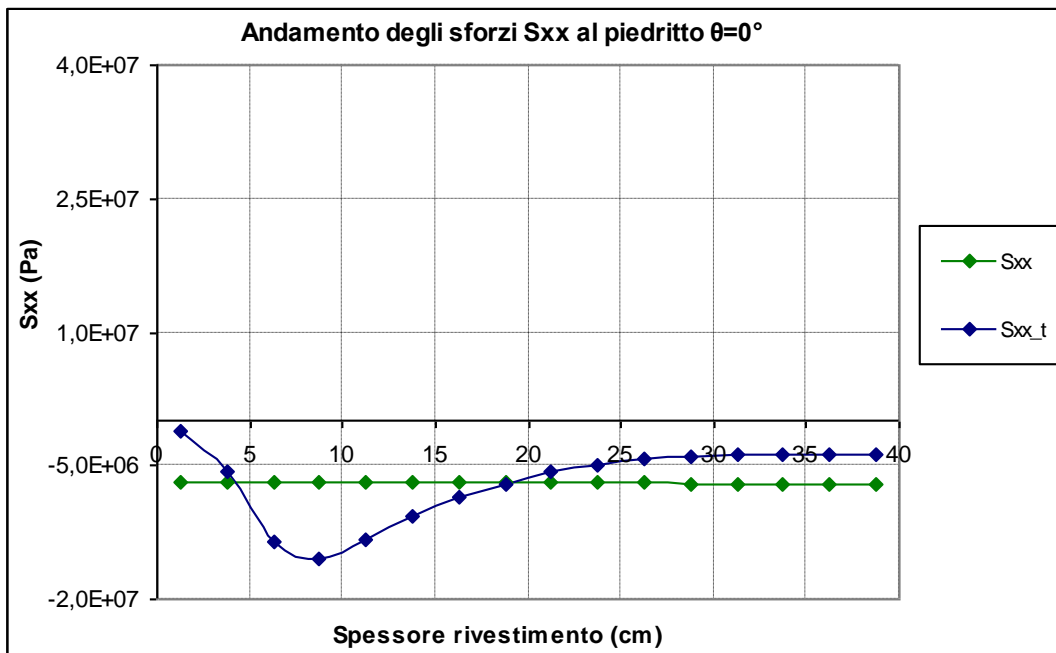


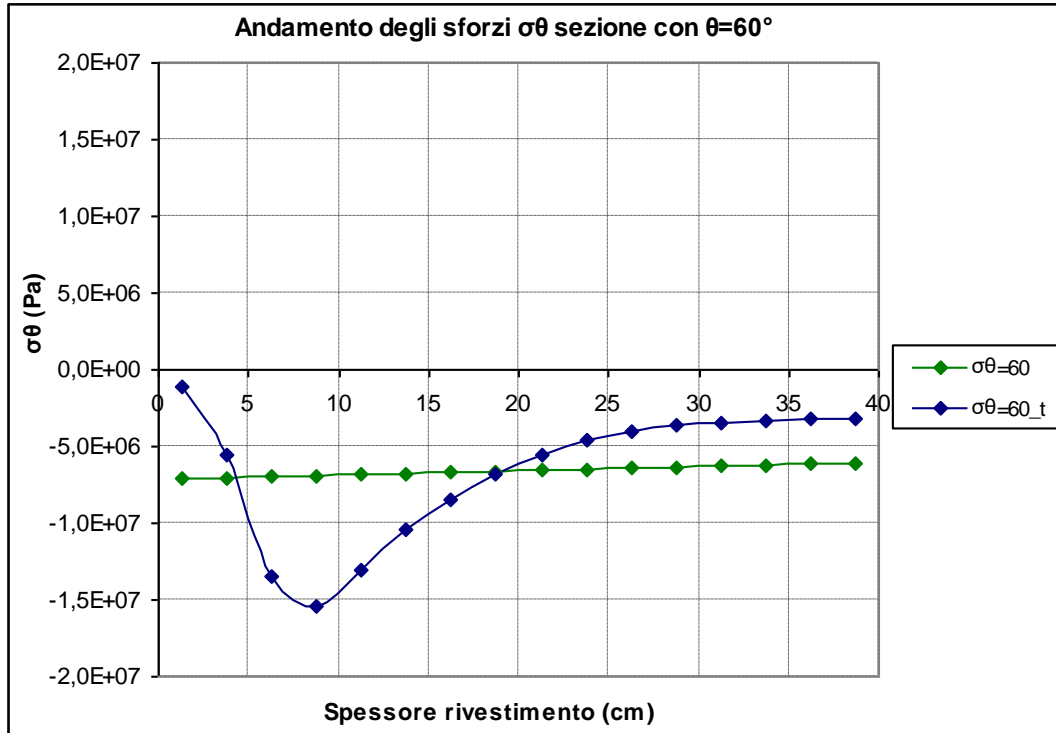
Figura 6-11 - Tensore degli sforzi nel rivestimento dopo l'esposizione al fuoco per un tempo  $t=120\text{min}$ .



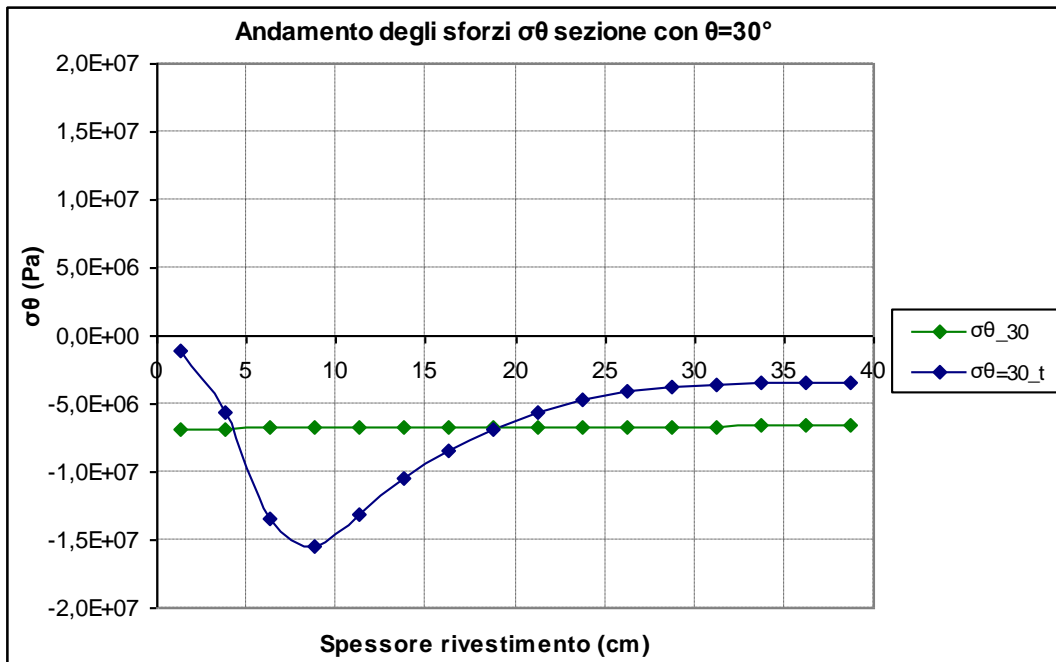
a



b

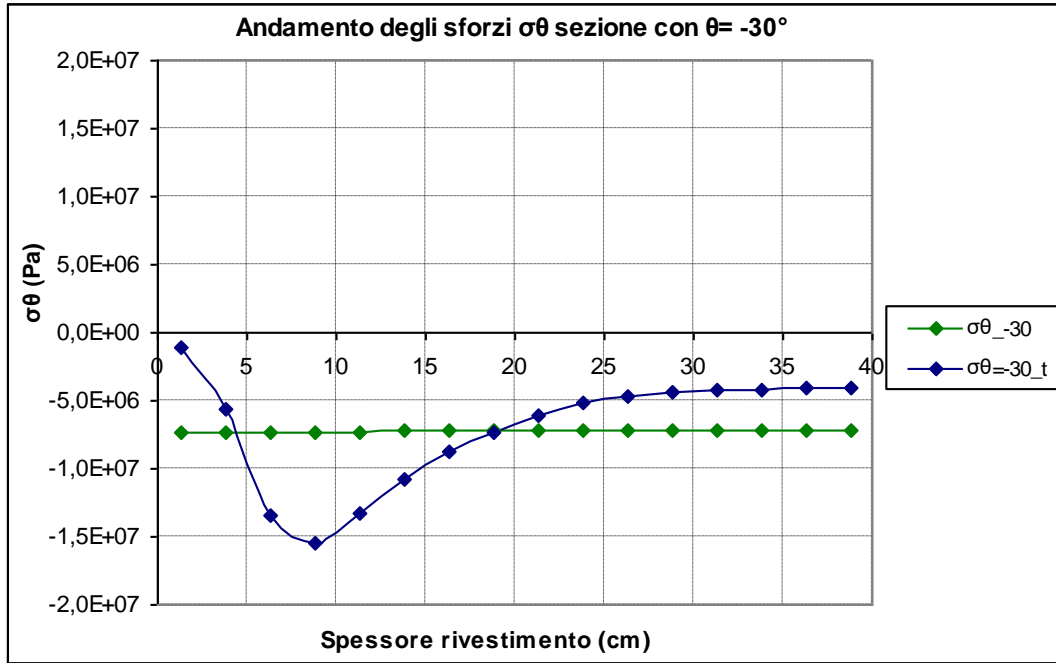


c

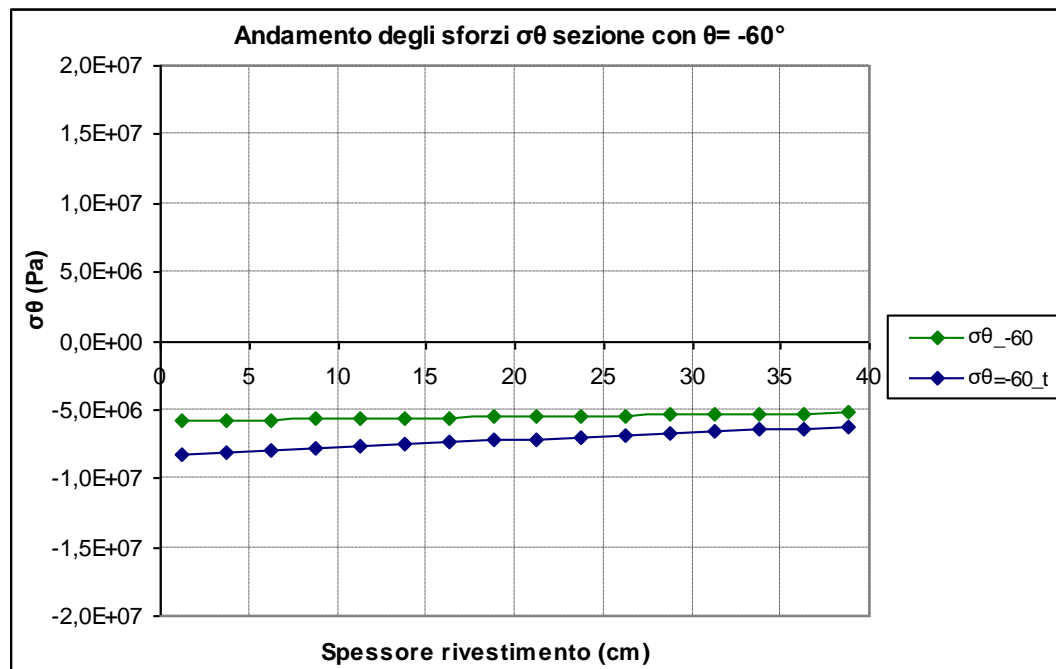


d





e



f

Figura 6-12 - Andamento delle sollecitazioni normali in alcune sezioni caratteristiche lungo lo sviluppo dell'anello. Sollecitazione normale  $\sigma_n$  agente sulla sezione sia nella fase pre incendio sia per l'esposizione al fuoco per un tempo di 120 min.

## Analisi B – GALLERIA SUPERFICIALE

La discretizzazione utilizzata per la verifica della sezione è rappresentata nella Figura 6-13; in questo caso il terreno di copertura sulla calotta dello scavo ha uno spessore di poco superiore a 7m.

Nella Figura 6-14 sono rappresentati i tensori degli sforzi  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  nell'anello di rivestimento. Lo stato tensionale è tipico di un anello ovalizzato, con momenti flettenti che generano sollecitazioni di compressione all'estradosso dell'anello nelle zone di calotta ed arco rovescio ed un momento di segno opposto al piedritto.

Nella successiva Figura 6-15 è invece rappresentato lo stato tensionale a seguito dell'esposizione al fuoco per una durata di 120 min. Le deformazioni termiche e quelle indotte dalla variazione del modulo elastico con la temperatura modificano sostanzialmente lo stato tensionale nella struttura rispetto alle condizioni a freddo. Su tutto l'arco dell'anello esposto al carico da incendio all'estradosso della sezione di rivestimento si osservano sollecitazioni di trazione, con l'apertura dei giunti tra conci adiacenti. Nella Figura 6-16 è rappresentata la deformata della struttura a seguito del carico da incendio. A causa delle basse coperture, l'azione di confinamento esercitata dal terreno non è sufficiente a mantenere uno stato di compressione nell'anello di rivestimento; la deformazione termica determina pertanto l'apertura dei giunti di contatto tra i conci.

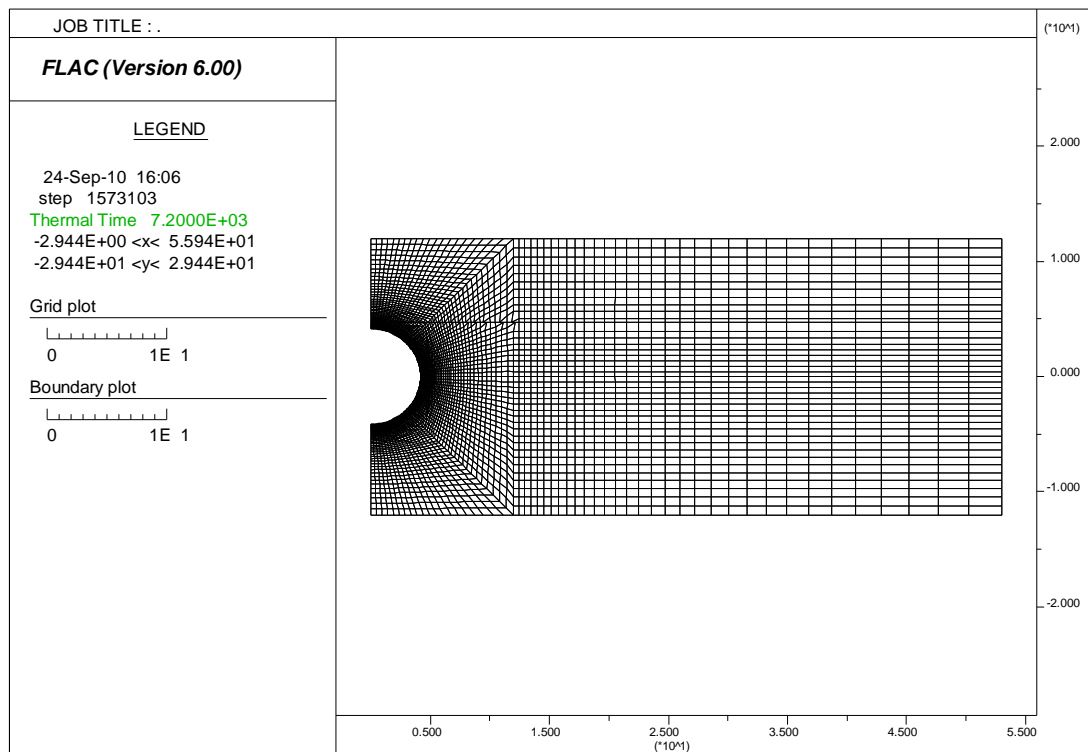


Figura 6-13 - Galleria Superficiale – reticolo di calcolo

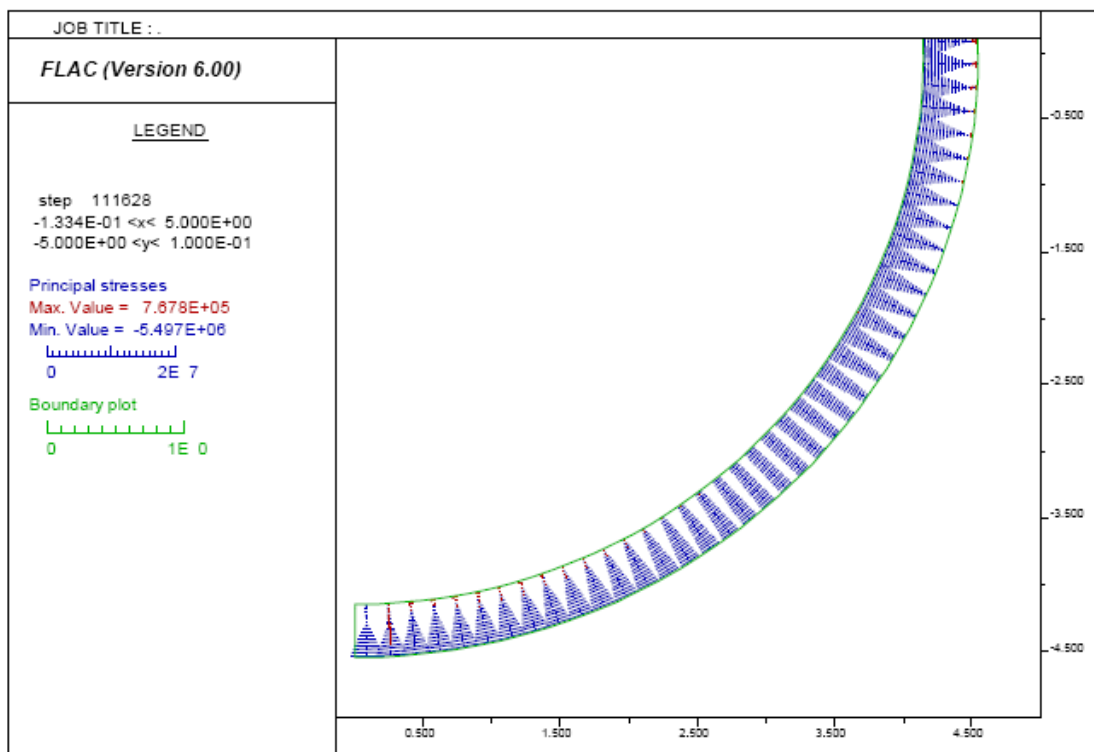
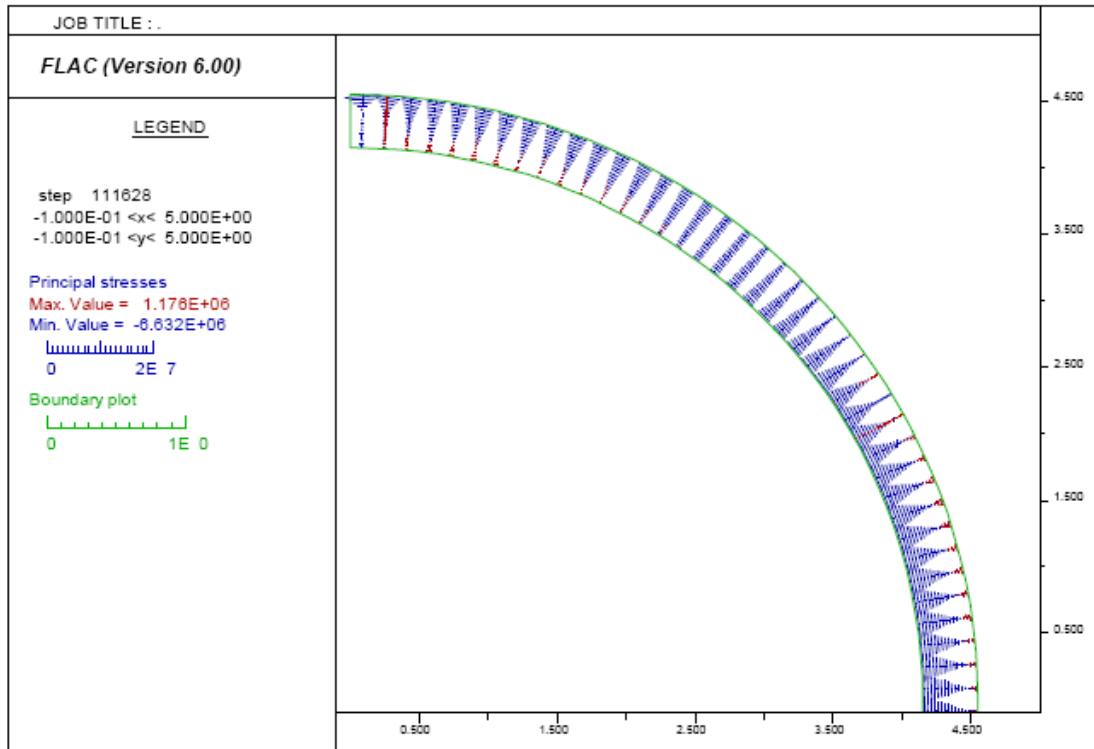


Figura 6-14 - Galleria Superficiale, tensore degli sforzi situazione a freddo

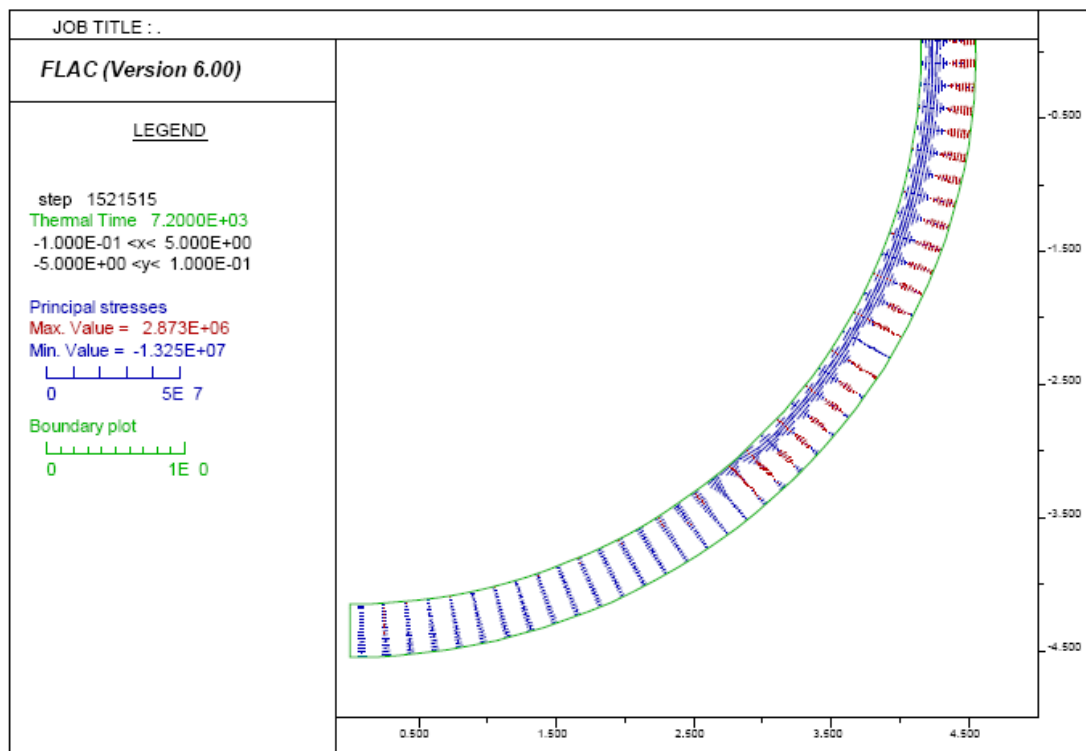
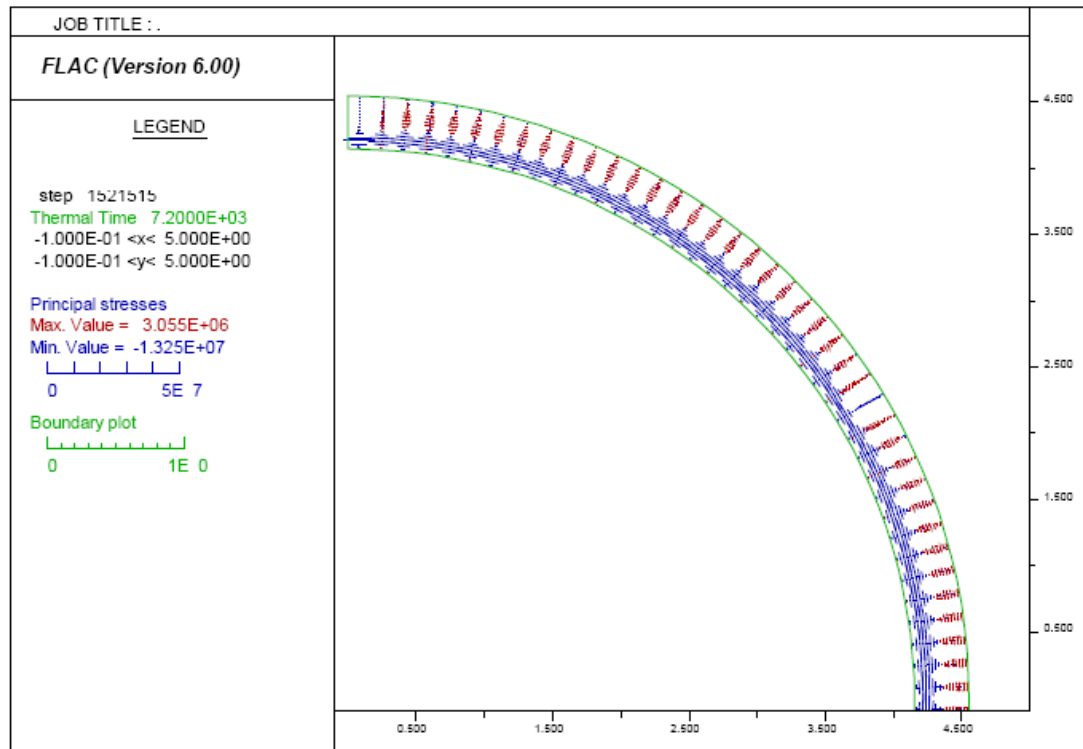
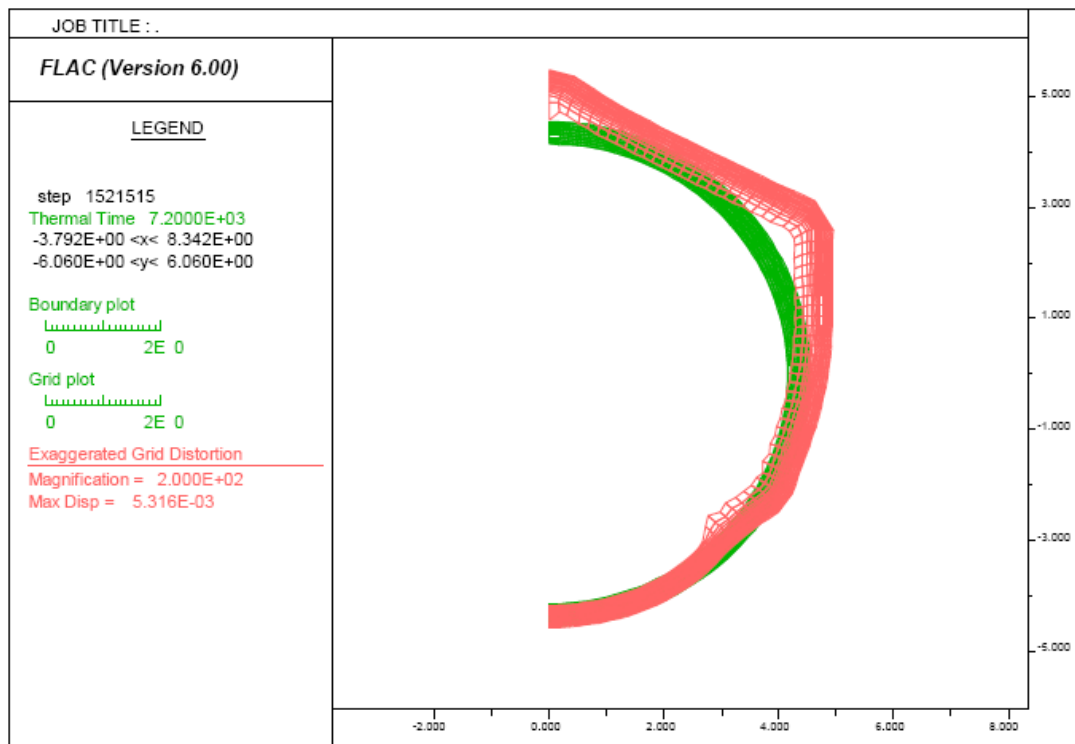


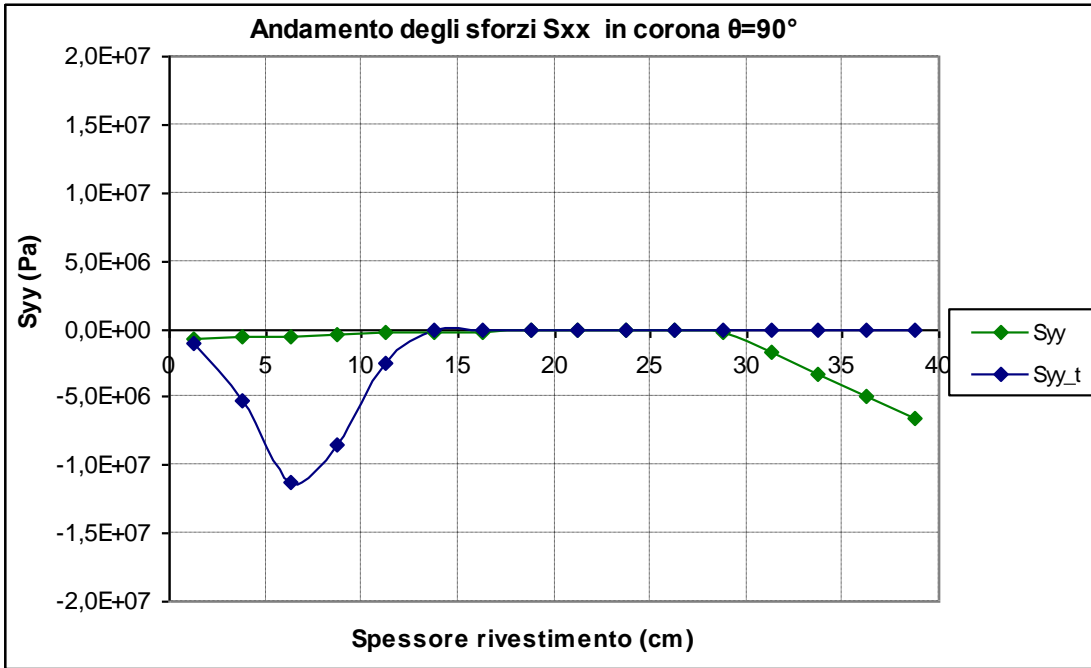
Figura 6-15 Galleria Superficiale, Tensore degli sforzi per carico da incendio  $t=120$  min – Analisi B1



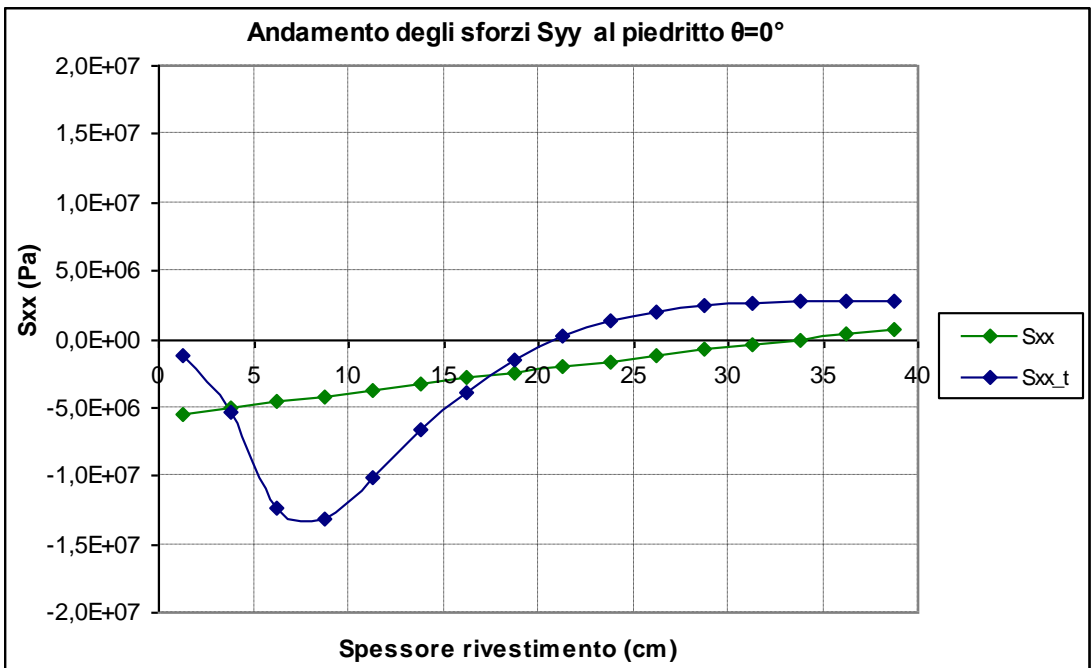
**Figura 6-16 Galleria Superficiale, Deformata della struttura a seguito del carico da incendio – Analisi B1**

Nelle successive Figura 6-17 (a, f) è rappresentato l’andamento delle sollecitazioni normali  $\sigma_n$  in 6 sezioni distribuite lungo l’arco del rivestimento; 3 di queste sezioni sono tracciate in corrispondenza dei giunti di separazione tra i conci ( $\theta = 90^\circ, 30^\circ, -30^\circ$ ). Nelle figure sono rappresentati i risultati dell’analisi B1, con modulo elastico del calcestruzzo pari ai valori minimi. Avendo definito il giunto con elementi di materiale non resistente a trazione, il tratto di sezione in cui la sollecitazione normale risulta pari a zero corrisponde all’apertura del giunto.

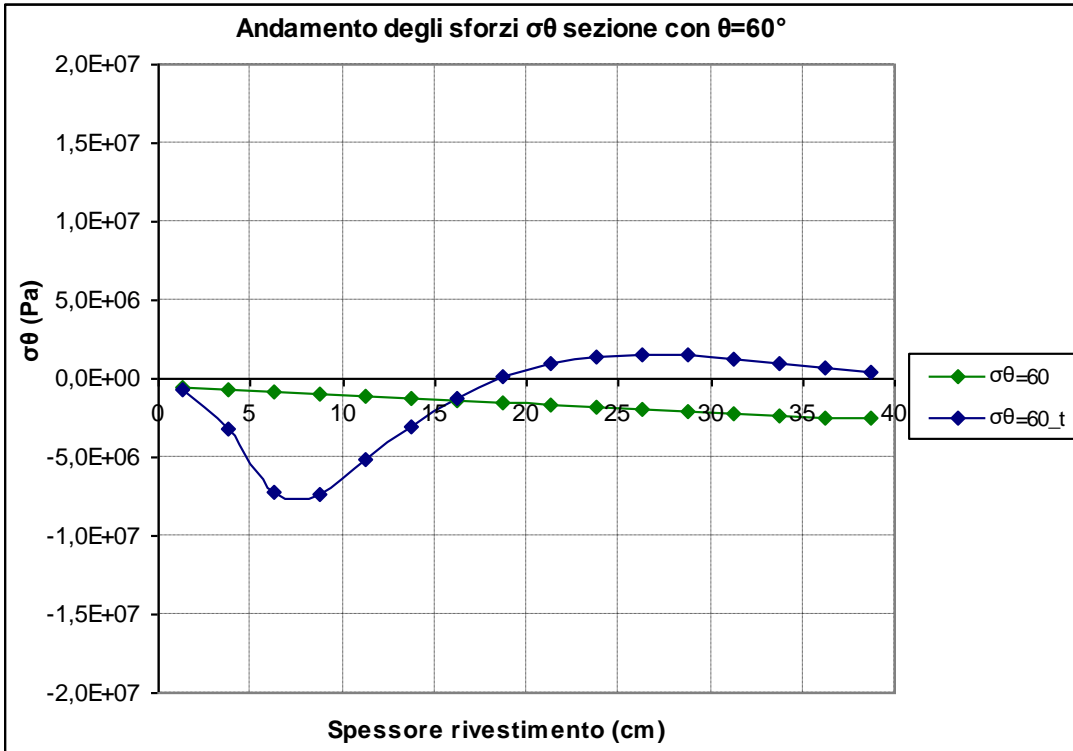
Il carico termico determina un sensibile incremento degli sforzi di compressione nel calcestruzzo in una zona a distanza compresa tra 5 e 20 cm dalla superficie esposta al fuoco. All’estradosso del rivestimento (lato contro terra) si genera invece una sollecitazione di trazione per effetto dell’espansione termica, non contrastata adeguatamente dall’azione di confinamento del terreno.



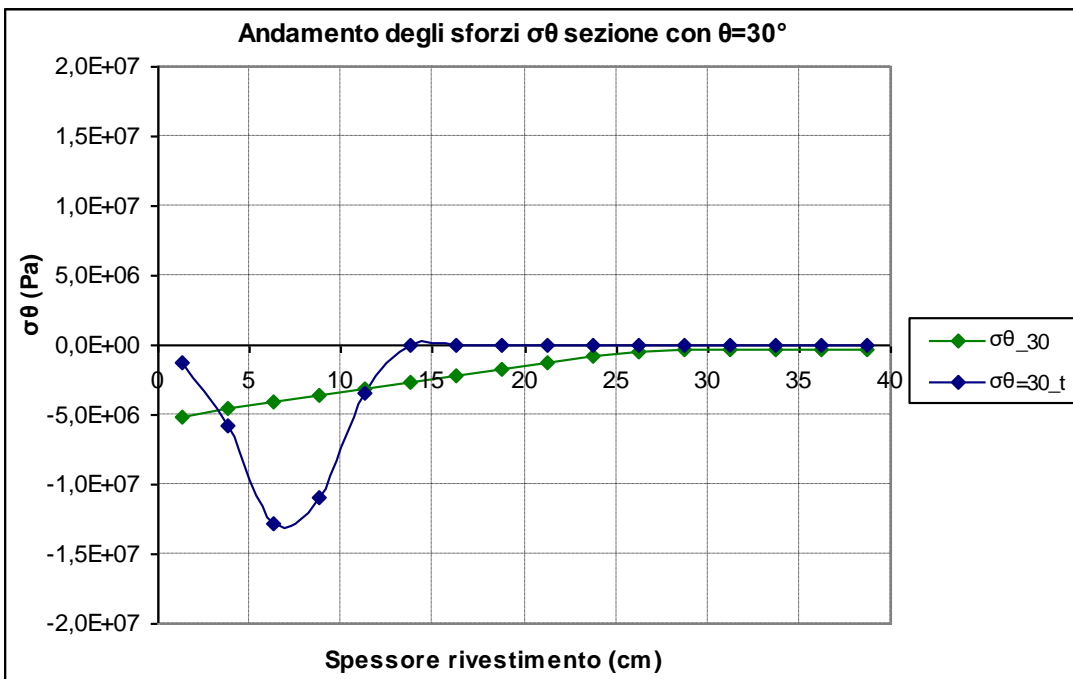
a



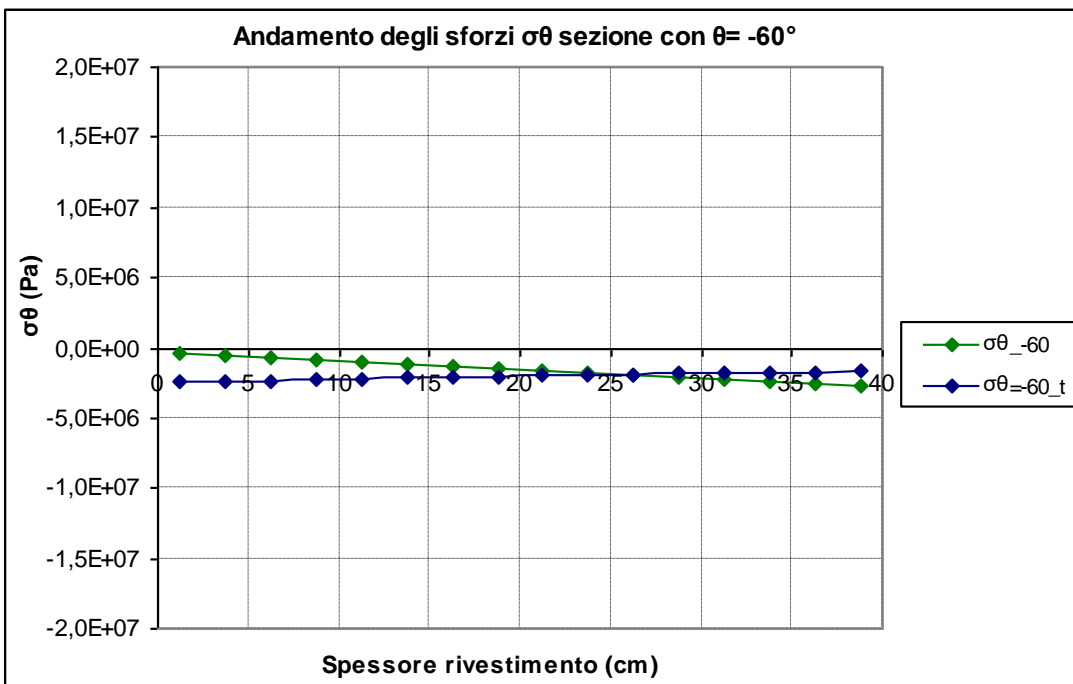
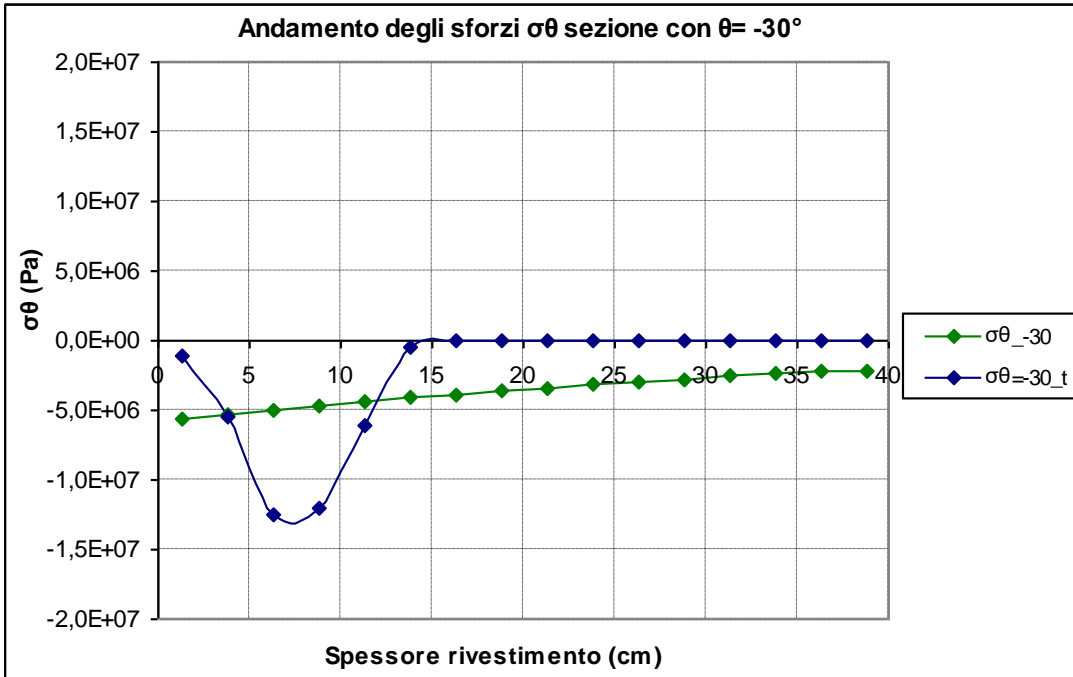
b



c



d

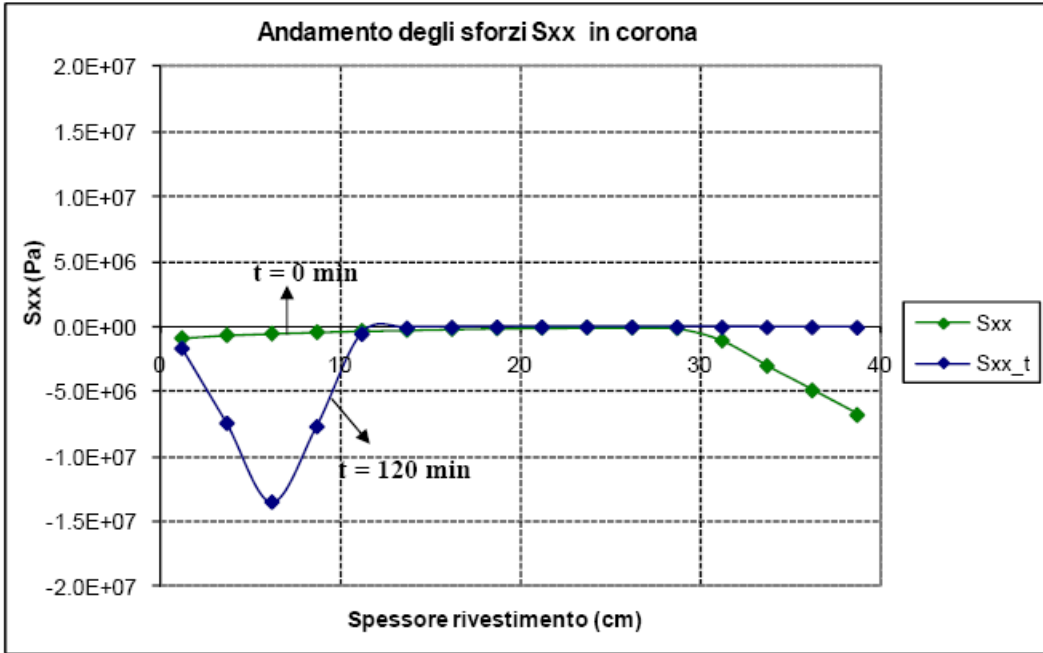


f

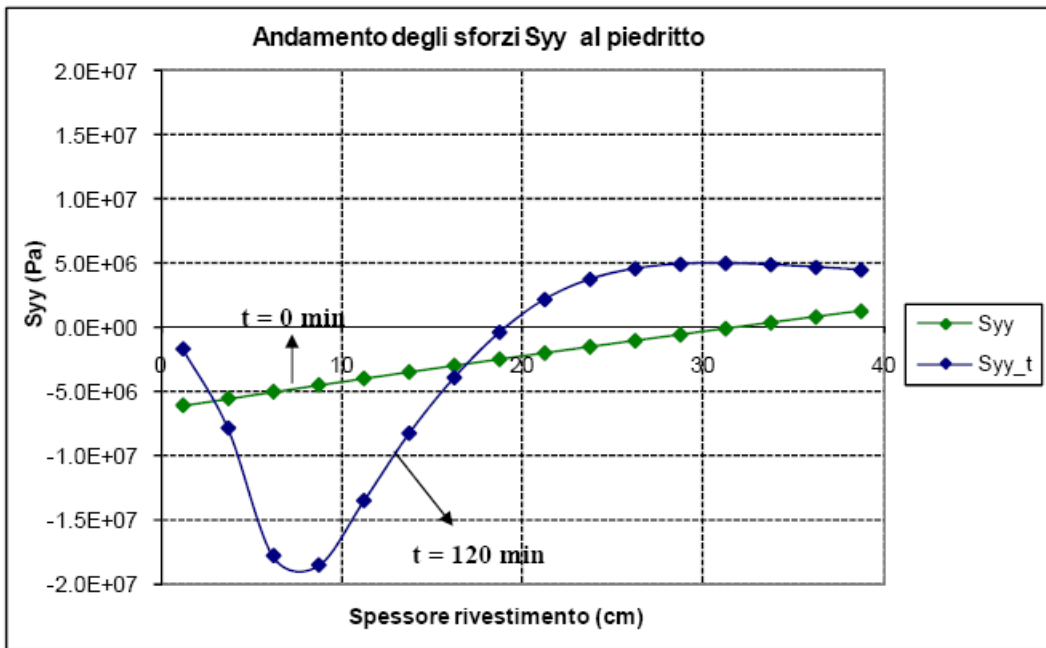
Figura 6-17 Galleria superficiale. Andamento delle sollecitazioni normali  $\sigma_n$  in 6 sezioni distribuite lungo l'arco del rivestimento

Nelle analoghe Figura 6-18 a-f sono invece rappresentati i risultati dell'analisi B2, in cui il modulo elastico del calcestruzzo è stato assunto pari al valore secante iniziale della curva tensione – deformazione (limite superiore). Rispetto all'analisi B1, la maggiore rigidità del calcestruzzo determina un incremento dello stato tensionale nel rivestimento.

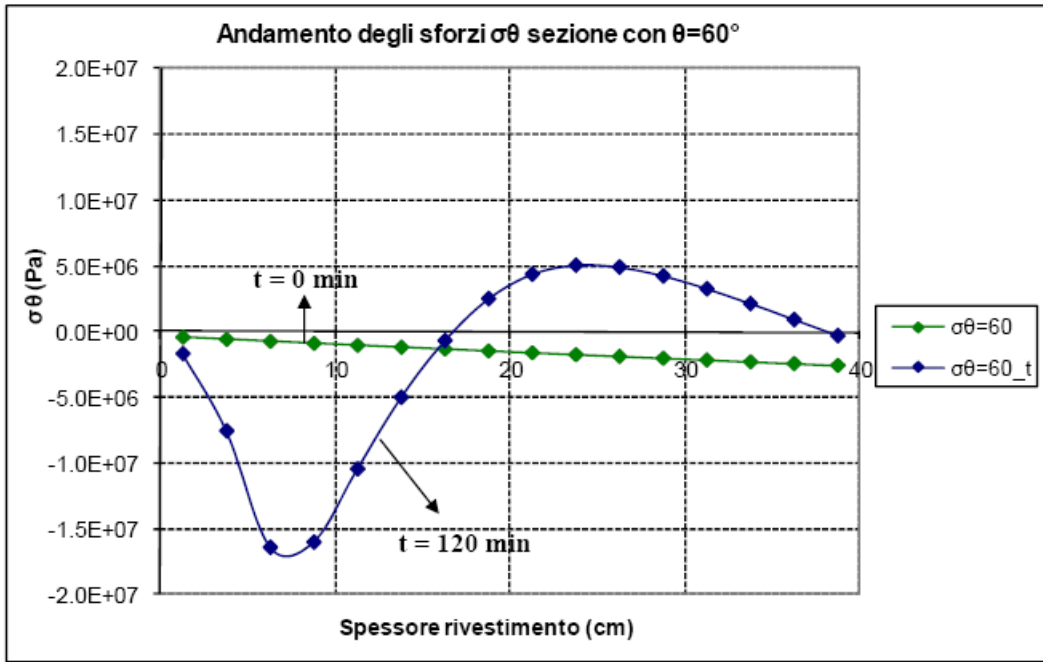




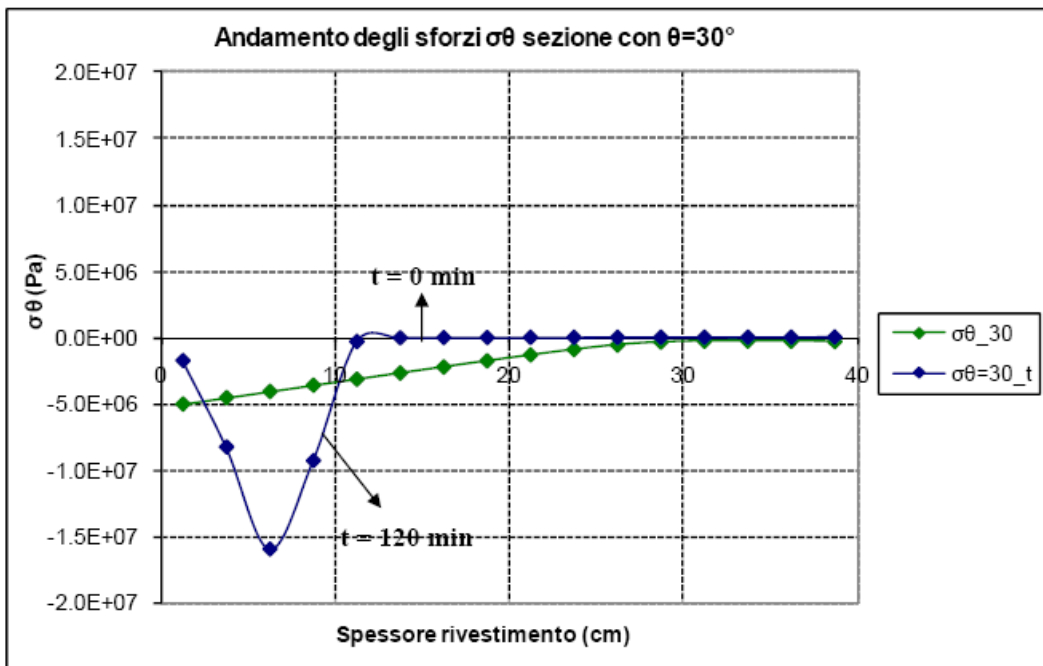
a



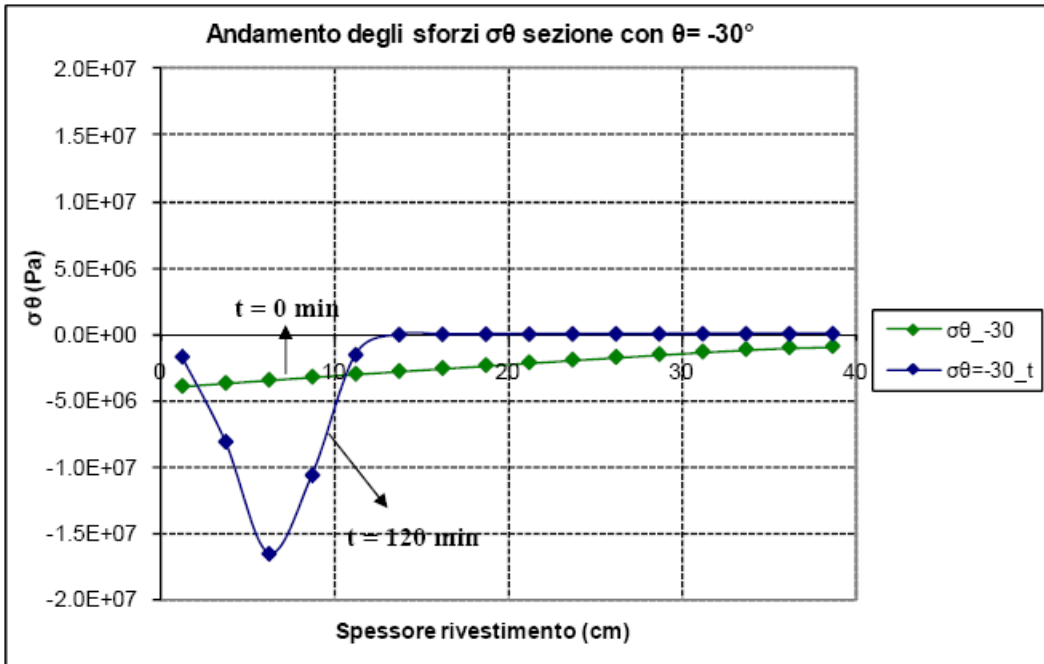
b



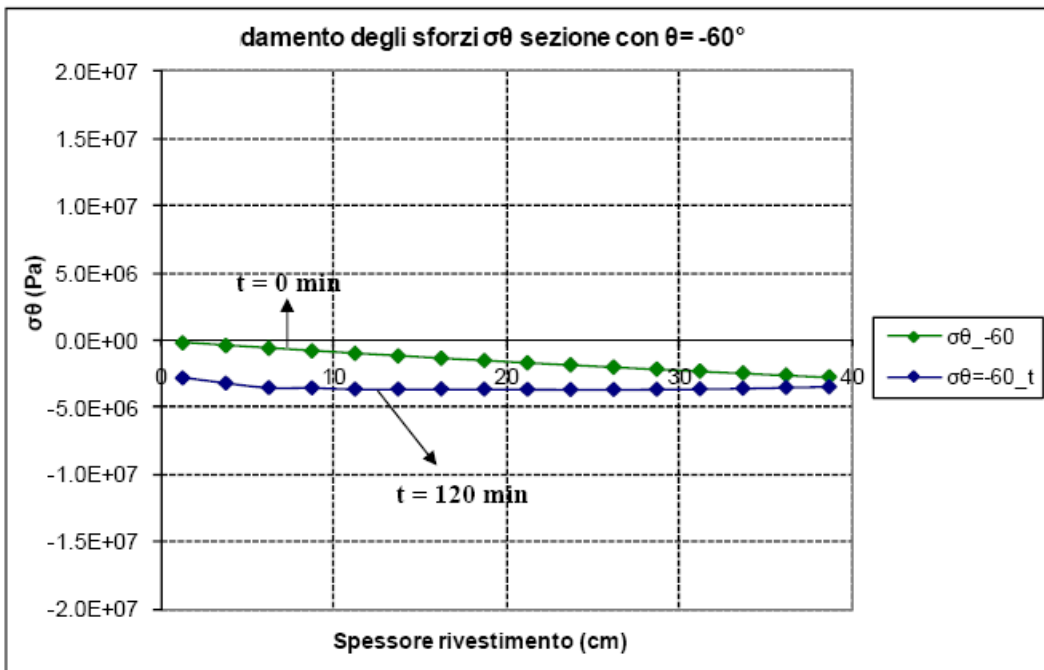
c



d



e



f

Figura 6-18 Galleria profonda. Andamento delle sollecitazioni normali  $\sigma_n$  in 6 sezioni distribuite lungo l'arco del rivestimento

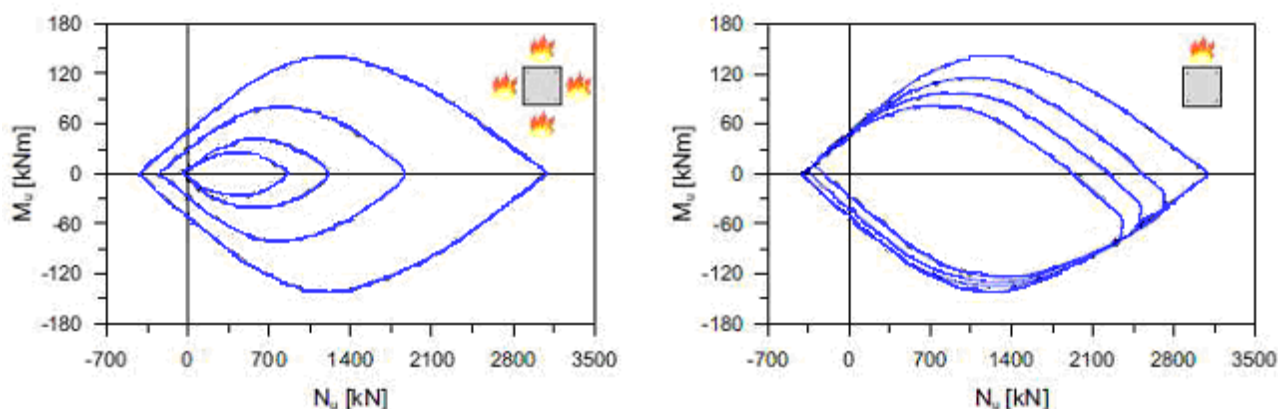
## 6.5. DEFINIZIONE DEI DOMINI DI RESISTENZA

Per la definizione dei domini di resistenza si è considerata la sezione trasversale del concio pari a 150x40cm, armata con ferri 18φ10 ad intradosso ed estradosso.

I domini di resistenza per diverse durate di incendio sono stati determinati con un programma ad elementi finiti sviluppato presso l'Università "Tor Vergata" di Roma, che esegue inizialmente l'analisi termica e definisce il dominio per diverse durate di incendio

A seguito dell'analisi termica, il programma calcola i domini resistenti della sezione secondo il metodo della Forza Bruta.

Nella figura successiva è riportato il confronto tra i domini tipici che risultano per una sezione in cemento armato sottoposta ad incendio su 4 lati (caso simmetrico) o su un solo lato (caso asimmetrico). Come si vede, mentre nel caso di incendio simmetrico (4 lati o due lati opposti) i domini di resistenza sono simmetrici, nel caso di incendio asimmetrico (un lato, tre lati, o due lati contigui) i domini di resistenza non sono simmetrici, perché la risposta della sezione non lo è, in quanto una parte risulta degradata mentre il resto della sezione è ancora integra.



*Figura 6-19 – Confronto tra domini di sezioni sottoposte a fuoco simmetrico e asimmetrico*

Il metodo della ricerca esaustiva della soluzione, detto delle Forza Bruta, benché molto più dispendioso, è decisamente il metodo più "sicuro" e ha permesso di risolvere il problema del tracciamento del dominio di resistenza.

Nella figura seguente è rappresentato il dominio di resistenza corrispondente a una durata di incendio di 120 minuti. Come si vede dalle figure, la quantità di punti trovata è molto grande, e si può anche notare che i punti sono disposti secondo delle curve all'interno del dominio stesso, perché ogni curva corrisponde a tutti i calcoli fatti dal programma per una data coppia di  $\epsilon_0$  e di  $\chi$  e per i valori di sforzo normale N.

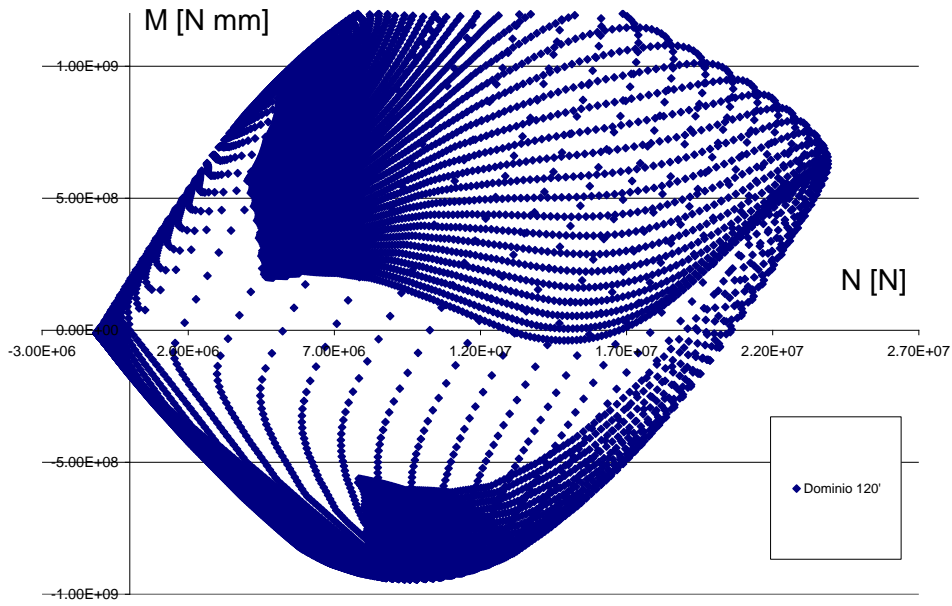


Figura 6-20 – Dominio di resistenza per 120 minuti di incendio

## 6.6. VERIFICHE STRUTTURALI

### 6.6.1. VERIFICA DEL CONCIO

La verifica viene eseguita verificando che i punti rappresentanti le coppie M-N (momento- azione assiale) sollecitanti, determinate mediante l'analisi FLAC risultino interni al dominio resistente della sezione. Sia azioni sollecitanti che dominio resistente sono state determinate per una durata di incendio di 120'.

La figura seguente riporta il grafico del dominio di verifica. Come si può notare i punti rappresentanti le azioni agenti risultano interne del dominio e pertanto le sezioni risultano verificate:

$$Ed > Rd$$

Il margine di sicurezza rispetto allo stato limite ultimo risulta tanto maggiore quanto più la galleria è profonda; all'aumentare della copertura, la compressione nella struttura nella fase pre incendio risulta infatti maggiore così come è più efficace l'azione di confinamento esercitata dal terreno nella fase di espansione termica del calcestruzzo. Inoltre, a parità di profondità della galleria, all'aumentare del modulo elastico del calcestruzzo (Analisi B2) aumenta lo stato di sollecitazione nella struttura di rivestimento e si riduce il margine di sicurezza.

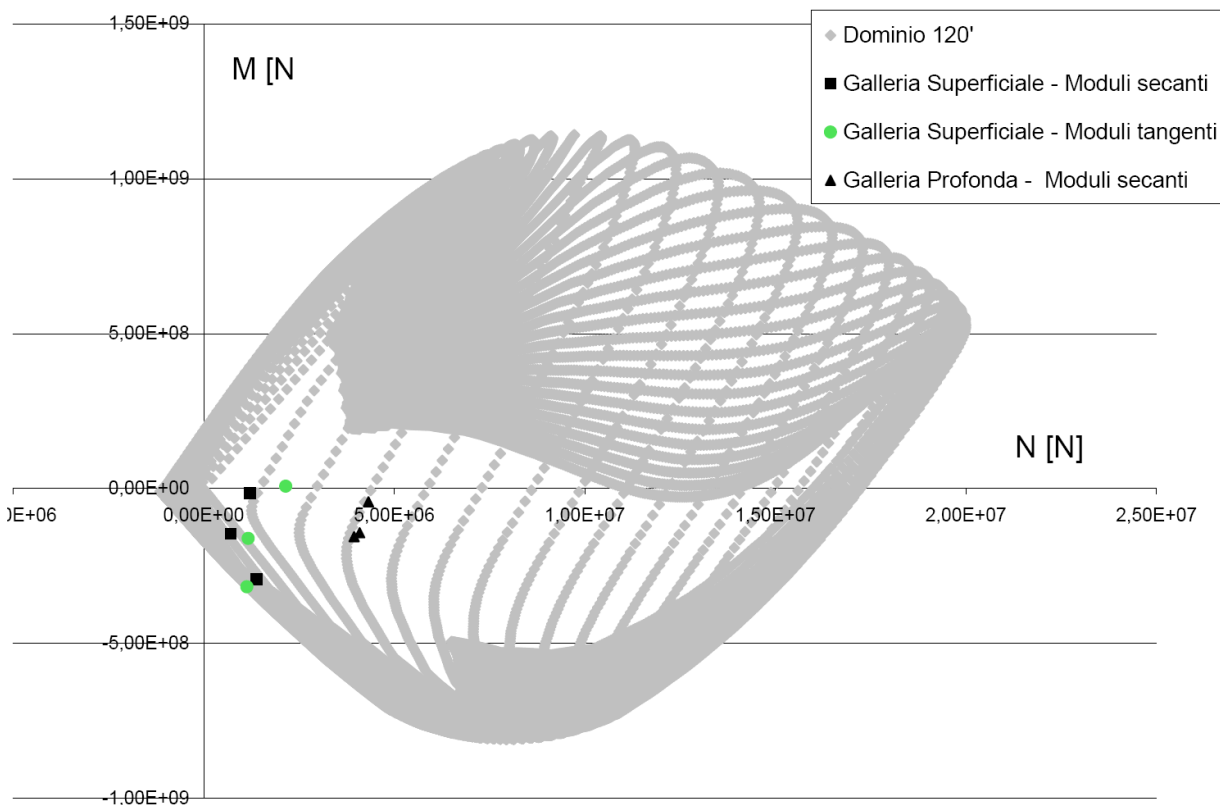


Figura 6-21 – Verifica della sezione

### 6.6.2. VERIFICA DEL GIUNTO

La verifica di resistenza del giunto è stata effettuata confrontando lo stato tensionale massimo agente nella sezione del giunto con la resistenza del calcestruzzo alla temperatura raggiunta nel punto in esame.

La sezione di giunto più sollecitata è risultata quella dell'analisi B2 (galleria superficiale con modulo elastico secante iniziale della curva  $\sigma - \varepsilon$  e  $\vartheta = -30^\circ$ ). Per questa sezione il valore massimo di compressione nel calcestruzzo risulta pari a 16,58 MPa a fronte di una resistenza di 26,74 MPa per la temperatura di 422° agente in questo punto.

In merito ai giunti circolari, questi sono contraddistinti dalla presenza di un pad in PVC che permette un certo grado di assestamento e deformazione: la presenza di tali elementi (come anche le gole di tutti i giunti) permette di limitare gli effetti reali di coazione, in quanto le deformazioni termiche risultano di tipo volumetrico.

## 7. PRESENZA DI SPALLING

### 7.1. GENERALITA'

Il procedimento in precedenza descritto è stato completato anche valutando l'influenza del fenomeno dello spalling sulla risposta strutturale. A tal proposito, infatti, l'Eurocodice 2 [2] (UNI EN 1992-1-2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2 - Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio, Sezione 4 Procedure di progettazione, p.to 4.1 Generalità) richiede che "...il distacco del calcestruzzo deve essere evitato per mezzo di misure appropriate oppure si deve tenere conto della sua influenza sui requisiti prestazionali (R e/o E I)..."

Questo risponde a quanto previsto nel MdP, cap. 4.9.3 è stata valutata la condizione di presenza di spalling

### 7.2. VALUTAZIONE DELLO SPESSORE DELLO SPALLING

Al fine di quantificare l'entità dello spalling da considerare nelle analisi, si fa riferimento al criterio sviluppato, per conto di RFI, nel documento "Considerazioni sul fenomeno dello spalling ai fini dell'esecuzione delle verifiche in condizioni di incendio delle strutture di rivestimento di opere in sotterraneo" (E. Cartapati - maggio 2012), e riportato nel MdP, cap. 4.9.3.

Tale criterio, basato su evidenze sperimentali e di incendi realmente avvenuti, che hanno coinvolto strutture prive di accorgimenti nei riguardi del fenomeno dello spalling, definisce che per le strutture armate la riduzione media di spessore da utilizzare nelle analisi e verifiche è ricavabile dalla formula:

$$s = c + \phi_r + \phi_f + i/10$$

dove

- c : il copriferro netto
- i : l'interasse delle armature di forza;
- $\phi_r$  e  $\phi_f$  rispettivamente i diametri delle armature di ripartizione (r) e di forza (f)

Tale valore è determinato dalla somma di diversi contributi:

- distacco del calcestruzzo per tutto lo spessore del copriferro,
- distacco del calcestruzzo per tutto lo spessore corrispondente all'ingombro delle armature (somma dei diametri dei due ordini di armature: principali e trasversali),
- spessore medio aggiuntivo che tiene conto del possibile distacco di schegge di calcestruzzo non contrastato dalla presenza delle barre di armatura; tale spessore aggiuntivo può essere valutato mediante dell'ordine di 1/10 dell'interasse fra le armature principali.

Nel caso in esame si rileva come:

- Armatura di forza	$\phi_f$	10	mm
- Armatura di ripartizione	$\phi_r$	10	mm
- Interasse armatura forza	i	83	mm
- Copriferro	c	40	mm
- Spessore spalling	s	68.3	mm
- Spessore spalling con tolleranza	s	73.3	mm

Occorre segnalare che nel caso in esame, con Comunicazione di Lavoro n°3318 del 03.10.2013 è stata richiesta una integrazione della relazione di verifica di resistenza al fuoco del progetto approvato (Elaborato FEW1 40 C ZZ CL GN0100 002 C). Le prove sperimentali effettuate presso il laboratorio NFPA di Lipsia, pur confermando il pieno raggiungimento della prestazione R120 richiesta dalla normativa, hanno tuttavia evidenziato un fenomeno



di spalling superiore a quello ipotizzato nelle verifiche del progetto esecutivo di dettaglio in quanto le prove sono state effettuate su un campione in grandezza reale, sottoposto a carico statico oltre che al fuoco, differente quindi dalla prova su piastra individuata dalla Norma per definire la presenza o meno dello spalling sull'elemento in calcestruzzo.

I risultati della sperimentazione effettuata sono riportati nel documento *Test Report N° PB 3.2./13-020-1* del 17 settembre 2013, negli annessi e nei documenti associati, richiamati nella CDL. Dalle prove sperimentali, il valore massimo dello *spalling* medio misurato è risultato pari a 30 mm, mentre, nella successiva scansione "a freddo" fatta dopo un raffreddamento del concio di circa 20 ore, è stato misurato un valore massimo di *spalling* medio pari a 51 mm. Le prove sono state effettuate su conci in grandezza e scala reale, e sotto l'azione del carico di esercizio di progetto; queste condizioni di prova differiscono sostanzialmente dalle modalità della prova di Norma, individuata per definire la presenza o meno dello spalling su un elemento di calcestruzzo.

## 7.3. MODELLO DI CALCOLO

### 7.3.1. GENERALITA'

Volendo analizzare da un punto di vista teorico la sperimentata capacità portante di resistenza al fuoco del rivestimento della galleria, nelle analisi numeriche riportate nella presente relazione si è tenuto conto del fenomeno dello spalling adottando una sezione resistente ridotta e, seguendo le indicazioni dell'Eurocodice 2 sugli effetti del carico termico, con caratteristiche meccaniche del calcestruzzo inferiori rispetto a quelle del materiale integro. Come risulta dalle analisi di seguito illustrate, le verifiche teoriche hanno confermato i risultati delle prove sperimentali in rapporto alla prestazione R120, ovvero l'idoneità dei conci eseguiti ad essere utilizzati per il rivestimento della galleria.

La presente relazione illustra le verifiche strutturali "a caldo" del rivestimento in conci prefabbricati delle gallerie di linea per tutta la durata dello scenario d'incendio previsto dalla normativa, assumendo che a seguito dello *spalling* si verifichi una riduzione dello spessore di sezione, costante su tutto l'anello, pari a 50 mm (in accordo ai risultati dei test condotti) e 75mm (valore conservativo basato sul valore determinato con le formulazioni contenute all'interno del MdP). Nel calcolo, la struttura di rivestimento della galleria è stata discretizzata mediante elementi di spessore pari a 25mm; per tener conto dell'effetto dello *spalling* si è ipotizzato di ridurre lo spessore resistente della sezione di 25mm dopo 5 minuti dall'inizio dell'incendio e di ulteriori 25 mm a 10 minuti da inizio incendio.

L'analisi numerica è stata effettuata utilizzando il codice di calcolo FLAC con modulo aggiuntivo per l'analisi termica; il codice di calcolo utilizzato consente una completa descrizione delle condizioni di sforzo e di deformazione nel terreno e nel rivestimento sia nelle fasi di costruzione dell'opera, sia nella fase di incendio.

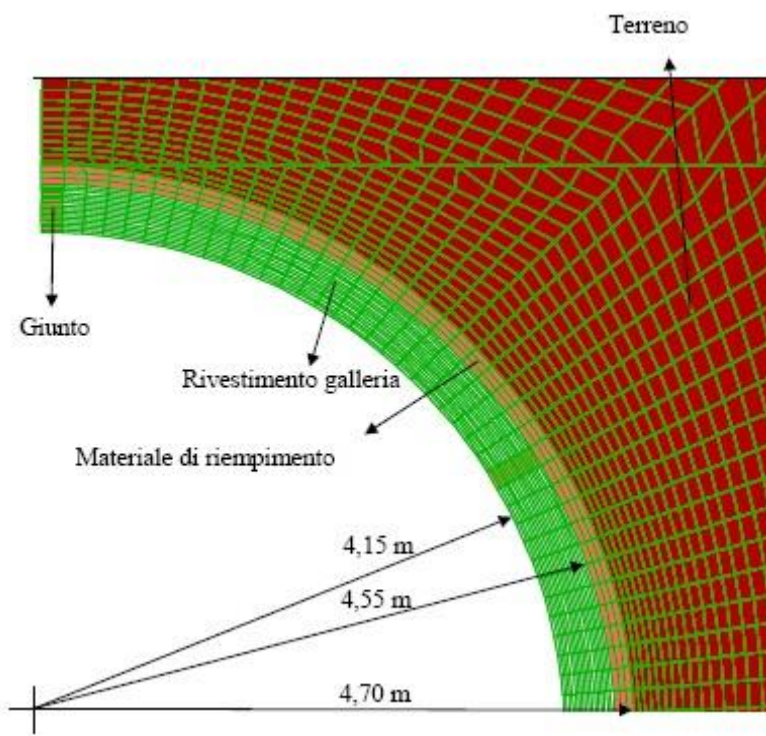
Dopo aver definito lo stato tensionale a livello sezionale, la verifica della struttura di sostegno è stata effettuata confrontando le sollecitazioni fornite dall'analisi termo meccanica con i domini resistenti che tengono conto del decadimento meccanico dei materiali. I domini sono stati costruiti mediante un programma di calcolo sviluppato presso l'Università "Tor Vergata" di Roma. Le analisi e le verifiche sono state effettuate anche considerando l'ipotesi che la sezione presenti *spalling* trascurabile (*spalling* nullo) e nell'ipotesi di *spalling* maggiore di quello indicato dalle prove (ipotesi di *spalling* pari a 75 mm).

Le analisi sono state effettuate adottando un modello di calcolo più raffinato rispetto a quello utilizzato per l'analisi precedente, assumendo per il calcestruzzo un comportamento di tipo elastico – plastico ideale, sia in compressione che in trazione.

Le verifiche integrative a carico da incendio sono state effettuate solo per la sezione a minima copertura, in prossimità dell'imbocco Campo di Marte (progr. 1353), in quanto le analisi progettuali sopra presentate hanno indicato, per questa sezione, condizioni di sforzo nella struttura più gravose rispetto a quelle dei tratti di galleria a maggior copertura.

L'effetto di un incendio nella fase di esercizio della galleria è stato analizzato determinando, oltre ai carichi derivanti dall'interazione terreno-struttura nelle condizioni ordinarie di esercizio dell'opera, anche le variazioni dello stato tensionale e deformativo del terreno e della struttura al variare della temperatura all'interno della galleria.

Il reticolo di calcolo è formato da "zone" (analoghe agli "elementi" utilizzati nei codici FEM). Nel caso in esame sono stati utilizzati elementi piani a 4 nodi sia per il terreno sia per il rivestimento in calcestruzzo ed il materiale di riempimento dello spazio anulare tra l'estradosso del rivestimento e il terreno. Il rivestimento è stato suddiviso in 16 zone nel senso dello spessore e 80 zone nella direzione anulare; l'anello di riempimento è stato suddiviso in 3 zone nel senso dello spessore e 80 zone nella direzione anulare (Fig. 8)



*Figura 7-1 – Dimensioni geometriche e reticolo di calcolo nella zona adiacente la galleria*

### 7.3.1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Nelle presenti verifiche a carico da incendio le analisi sono state effettuate solo per la sezione a minima copertura, in prossimità dell'imbocco Campo di Marte (progr. 1353), per la quale nelle precedenti analisi progettuali si erano riscontrate le condizioni più gravose per la struttura. Come riportato nella precedente relazione di progetto, il margine di sicurezza rispetto allo stato limite ultimo risulta infatti tanto maggiore quanto più la galleria è profonda; all'aumentare della copertura, la compressione nella struttura nella fase pre incendio risulta infatti maggiore così come è più efficace l'azione di confinamento esercitata dal terreno nella fase di espansione termica del calcestruzzo.

Nella verifica al fuoco della sezione si è fatto riferimento alla sequenza stratigrafica ed ai parametri geotecnici indicati nella successiva tabella.

Il terreno è stato schematizzato come un mezzo continuo, a comportamento di tipo elasto-plastico ideale, con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata (angolo di dilatanza  $\psi$  costante e pari a 0).

La superficie di falda è stata considerata ad una profondità di 5m da piano campagna

Sezione	stratigrafia di calcolo		$\gamma$ (kN/mc)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E (MPa)	k <sub>0</sub>
	(m)	(terreno)					
Galleria superficiale	> 0	Supersintema dell'Arno SA - comp. gran.	20	0	35	85	0.426

$\gamma$  = peso dell'unità di volume

c' = coesione efficace

$\phi'$  = angolo di attrito

E' = modulo elastico in condizioni

drenate K<sub>0</sub> = coefficiente di spinta a riposo

## 7.4. SCHEMA DI CALCOLO

### 7.4.1. CONDIZIONE DI SCAVO (ANALISI A FREDDO)

L'analisi "a freddo" è stata effettuata considerando le azioni dei carichi statici corrispondenti alle tensioni litostatiche ed alle forze derivanti dallo scavo.

Nelle analisi non è stato preso in esame il rilascio tensionale nel terreno che si verifica in prossimità del fronte di scavo per effetto della realizzazione della galleria ( $\lambda = 0$ ). Con questa ipotesi lo stato tensionale finale nel rivestimento della galleria risulta maggiore di quello che si otterrebbe simulando lo scavo.

I risultati delle analisi "a freddo" sono illustrati nella relazione di calcolo di progetto e non subiscono variazioni rispetto alle precedenti analisi in quanto sono prese in esame le condizioni statiche del rivestimento prima della fase di incendio.

### 7.4.2. ANALISI TERMICA

Le ipotesi di base per l'analisi termica risiedono nella risoluzione numerica dell'equazione di Fourier, che definisce la variazione nello spazio e nel tempo della temperatura. Nel caso in esame il problema è stato analizzato in due dimensioni in quanto si considera che il fenomeno interessi una lunghezza rilevante del tunnel.

Si rimanda alla descrizione precedente per il dettaglio della curva di incendio e della superficie del rivestimento esposto al fuoco.

## 7.5. FASI DI CALCOLO CONSIDERATE

Ciascuna analisi si compone delle seguenti fasi di calcolo.

- ⇒ **Fase 1** - In questa prima fase di calcolo viene attivato il peso proprio dei terreni; cioè viene ricostruito lo stato tensionale preesistente allo scavo della galleria. Vengono determinate anche le forze applicate sul profilo teorico di scavo dal terreno del nucleo non ancora scavato.
- ⇒ **Fase 2** - Scavo e posa in opera del rivestimento in calcestruzzo e del materiale di riempimento a tergo (il fattore di rilascio  $\lambda$  delle forze di scavo passa da 0 ad 1). La situazione tensio-deformativa del terreno e del rivestimento al termine di questa fase di calcolo corrisponde alle condizioni ordinarie di esercizio della galleria.
- ⇒ **Fase 3** - Analisi termo-meccanica. A partire dalle condizioni tensio-deformative ottenute al termine della precedente fase di calcolo (tempo  $t = 0$ ), viene effettuato il calcolo accoppiato in funzione del tempo della distribuzione delle temperature e dello stato tensio-deformativo nel rivestimento e nel terreno.

Le condizioni al contorno di tipo termico considerate nell'analisi in funzione del tempo (fino ad un tempo massimo  $t = 120$  minuti) sono le seguenti:

- variazione temporale della temperatura all'intradosso del rivestimento imposto (curva d'incendio); il tratto di intradosso corrispondente all'arco rovescio della galleria (angolo  $\theta$  compreso tra  $-90^\circ$  e  $-45^\circ$ ) non risente però dell'effetto dell'incendio, su questa superficie quindi la temperatura non varia, mantenendosi pari a  $20^\circ$ ;
- temperatura costante ( $20^\circ$ ) all'estradosso del rivestimento (spessore 0.4 m), nel materiale di riempimento a tergo (spessore 0.15 m) e nel terreno circostante.

Il calcolo del transitorio termo-meccanico è stato effettuato mediante un algoritmo di integrazione nel tempo, di tipo totalmente esplicito, delle equazioni che governano il problema meccanico e il problema di propagazione termica. Nel calcolo di propagazione termica si è tenuto conto della variazione della conduttività termica e del calore specifico del calcestruzzo con la temperatura. L'accoppiamento termo-meccanico è governato dalle funzioni che esprimono la dipendenza della densità  $\rho$  del calcestruzzo, del modulo elastico  $E$  e del coefficiente di espansione termica  $\alpha$  in funzione della temperatura .

Il passo temporale  $\Delta t$  d'integrazione delle equazioni della termica è stato assunto di 5 secondi. L'aggiornamento dei parametri termo-meccanici dipendenti dalla temperatura è stato invece effettuato ogni 60 secondi. Con lo stesso passo sono state quindi risolte le equazioni di equilibrio meccanico.

Nel corso dell'analisi termo-meccanica è stato eseguito il "salvataggio" completo dello stato del modello per i seguenti tempi: 20, 40, 60, 80, 100 e 120 minuti. Infine, per alcune grandezze significative per il controllo dell'analisi (ad esempio: una componente di spostamento o di sforzo in punti caratteristici del rivestimento), è stato eseguito il "monitoraggio" continuo nel tempo ("hystory")

## 7.6. RISULTATI

### 7.6.1. ANALISI TERMO-MECCANICA CON SPALLING DI 50 MM

In questa analisi si ipotizza che il fenomeno di *spalling* determini il distacco e l'espulsione di uno strato di calcestruzzo di spessore pari a 50 mm dalla zona all'intradosso del rivestimento, direttamente esposta all'azione dell'incendio.

A causa della notevole complessità del fenomeno, i modelli matematici attualmente disponibili non consentono una affidabile ed univoca valutazione dello spalling. Anche le prove condotte su strutture reali, come quelle effettuate presso il laboratorio MFPA di Lipsia sui conci del Passante AV della galleria di Firenze, forniscono risultati alquanto diversi da concio a concio.

La procedura di prova concordata tra le parti prevedeva:

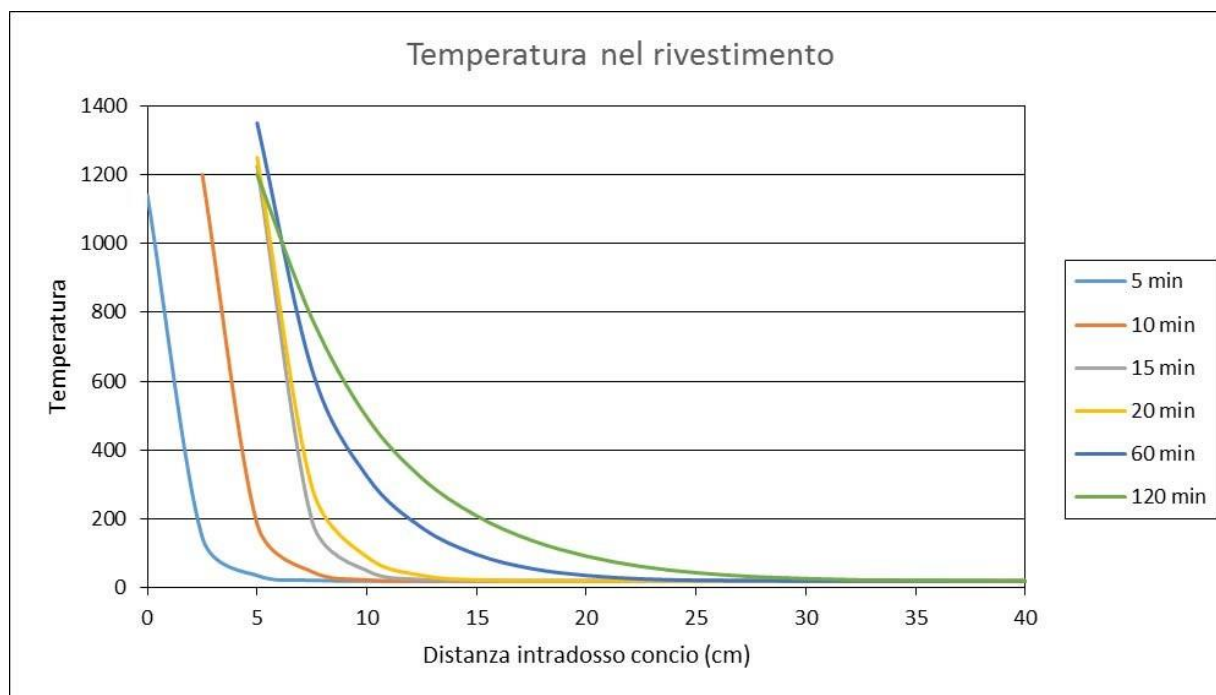
1. La messa in carico ed il riscaldamento del concio, installato su una fornace, con la curva d'incendio RWS per la durata di 120 minuti;
2. il raffreddamento naturale della fornace fino al raggiungimento della temperatura di circa 200° ed il successivo scarico e rimozione del concio;
3. una prima scansione, immediatamente dopo la prova, della superficie esposta al fuoco per valutare lo *spalling* "a caldo";
4. il raffreddamento del concio per circa 20 ore e la successiva scansione "a freddo".

Nell'analisi, a favore di sicurezza, si è ipotizzato di ridurre di 25 mm lo spessore resistente della sezione dopo 5 minuti dall'inizio dell'incendio e, successivamente, ridurre di ulteriori 25 mm lo spessore a 10 minuti da inizio incendio.

La riduzione di sezione della struttura è stata simulata nel modello numerico annullando la fascia di elementi prossimi alla superficie interna del rivestimento. La temperatura d'incendio, definita dalla curva RWS, è stata imposta sulla superficie di contorno del concio.

Nella Figura 7-2 è rappresentato l'andamento della temperatura nello spessore del rivestimento in calcestruzzo a diversi tempi da inizio incendio. Le curve a 5 e 10 minuti rappresentano le temperature nell'istante immediatamente precedente lo spalling.

Le temperature nella struttura al tempo  $t=120$  minuti sono state utilizzate nelle successive verifiche strutturali "a caldo" per determinare il dominio di resistenza.

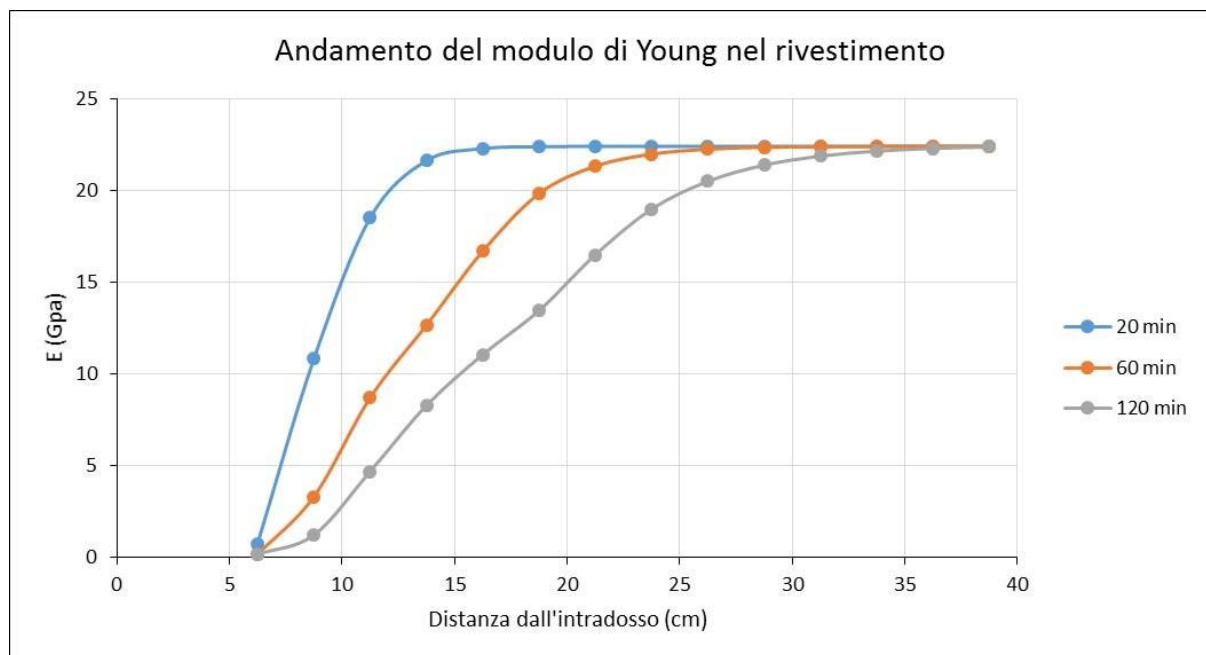


**Figura 7-2 – Diagramma dell’andamento della temperatura nel rivestimento a vari tempi**

Le equazioni di equilibrio meccanico sono state risolte per passi temporali di 60 secondi, dopo aver aggiornato i parametri del calcestruzzo dipendenti dalla temperatura (densità, modulo elastico, coefficiente di espansione termica).

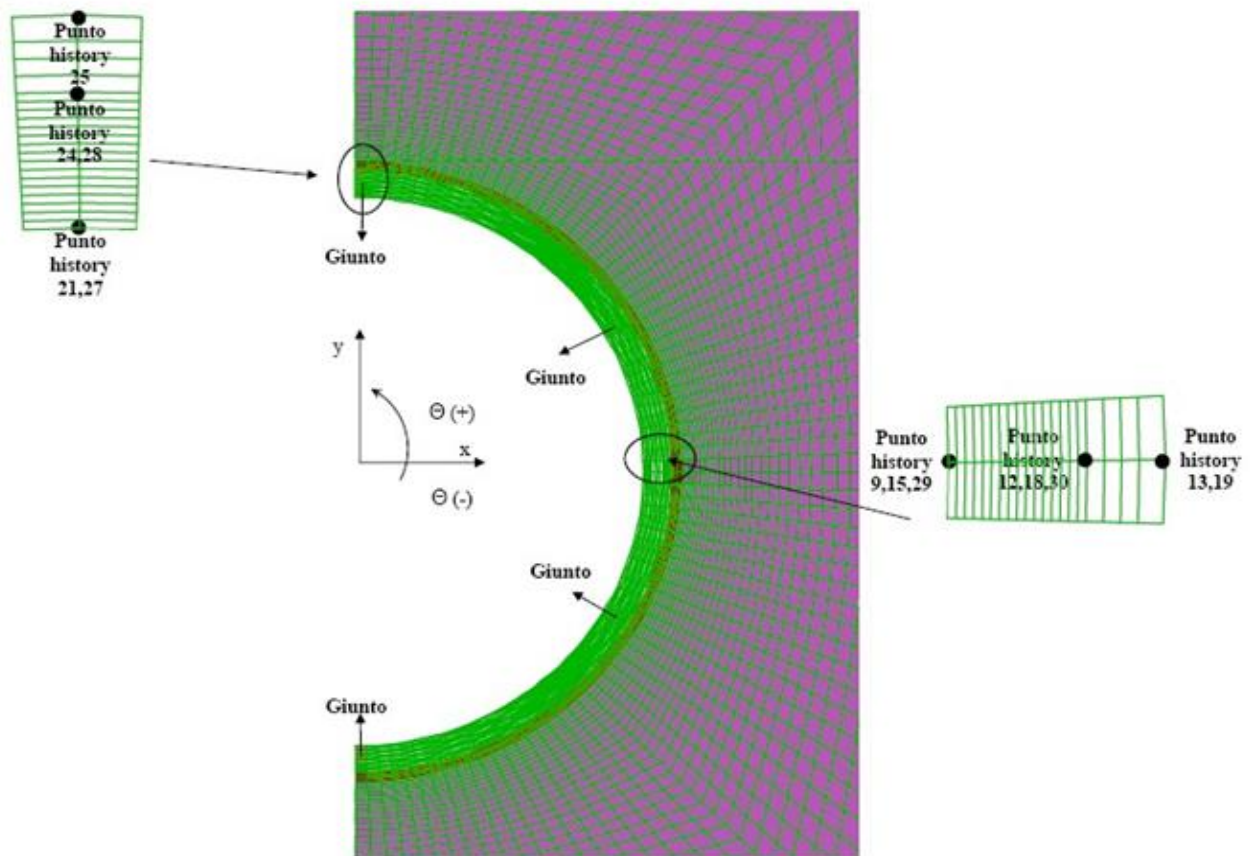
Nella Figura 7-3 è rappresentata la distribuzione del modulo elastico nello spessore del rivestimento ai tempi di 20, 60 e 120 minuti.

La fascia di calcestruzzo in cui si verifica il decadimento del modulo di Young presenta uno spessore crescente nel tempo fino a raggiungere, al tempo  $t=120$  min, un valore di circa 25 cm (20 cm reali nella sezione ridotta per *spalling*).



**Figura 7-3 – Diagramma di distribuzione del modulo nel rivestimento in cls in funzione del tempo di durata dell’incendio**

Nella figura seguente è rappresentato un dettaglio della maglia di calcolo in prossimità della galleria, con la posizione dei giunti e dei punti di controllo in cui sono state tracciate le “history”. Nei successivi paragrafi gli stati tensionali nel rivestimento verranno rappresentati in corrispondenza di alcune sezioni della struttura ritenute più rappresentative, ubicate rispettivamente in corona ( $\theta=90^\circ$ ), sul piedritto ( $\theta=0^\circ$ ), ed in 4 sezioni di cui 2 nel quarto di cilindro superiore ( $\theta = +30^\circ$  e  $+60^\circ$ ) e 2 in quello inferiore ( $\theta = -30^\circ$  e  $-60^\circ$ ). Le sezioni a  $\theta = 90^\circ, +30^\circ, -30^\circ$  ricadono in corrispondenza dei giunti tra conci adiacenti.



**Figura 7-4 – Dettaglio della maglia di calcolo con indicate le posizioni dei giunti tra i conci ed i punti di controllo delle “history”**

La discretizzazione utilizzata per la verifica della sezione è rappresentata nella Figura 7-5; il terreno di copertura sulla calotta dello scavo ha uno spessore di poco superiore a 7m.

Nella Figura 7-6 sono rappresentati i tensori degli sforzi  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  (direzione e modulo delle tensioni principali) a seguito dell’esposizione al fuoco per una durata di 120 min, mentre nella successiva Figura 7-7 è rappresentato un particolare del tensore degli sforzi in corrispondenza del piedritto.

Le deformazioni termiche e quelle indotte dalla variazione del modulo elastico con la temperatura modificano sostanzialmente lo stato tensionale nella struttura rispetto alle condizioni a freddo. Su tutto l’arco dell’anello esposto al carico da incendio all’estradosso della sezione di rivestimento si osservano tensioni di trazione che raggiungono il valore limite di resistenza assunto nel modello costitutivo elasto- plastico per il calcestruzzo.

Nella Figura 7-8 è rappresentata la deformatata della struttura a seguito del carico da incendio. A causa delle basse coperture, l’azione di confinamento esercitata dal terreno non è sufficiente a mantenere uno stato di compressione nell’anello di rivestimento; la deformazione termica determina pertanto l’apertura dei giunti di contatto tra conci adiacenti.



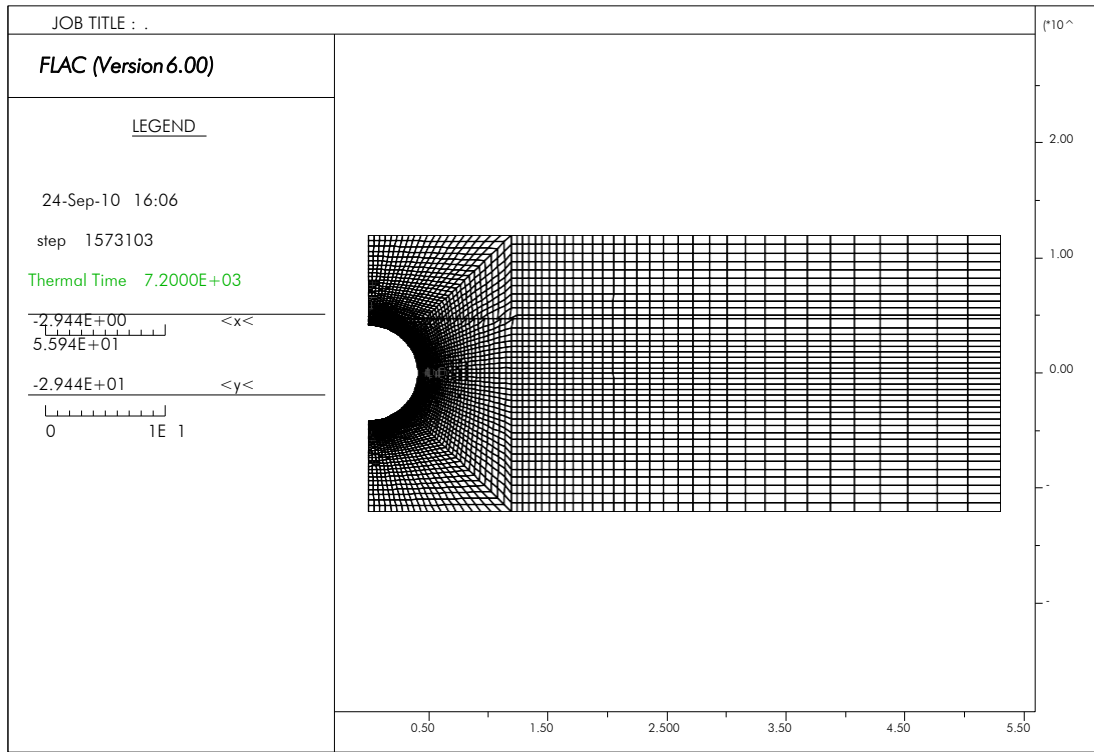
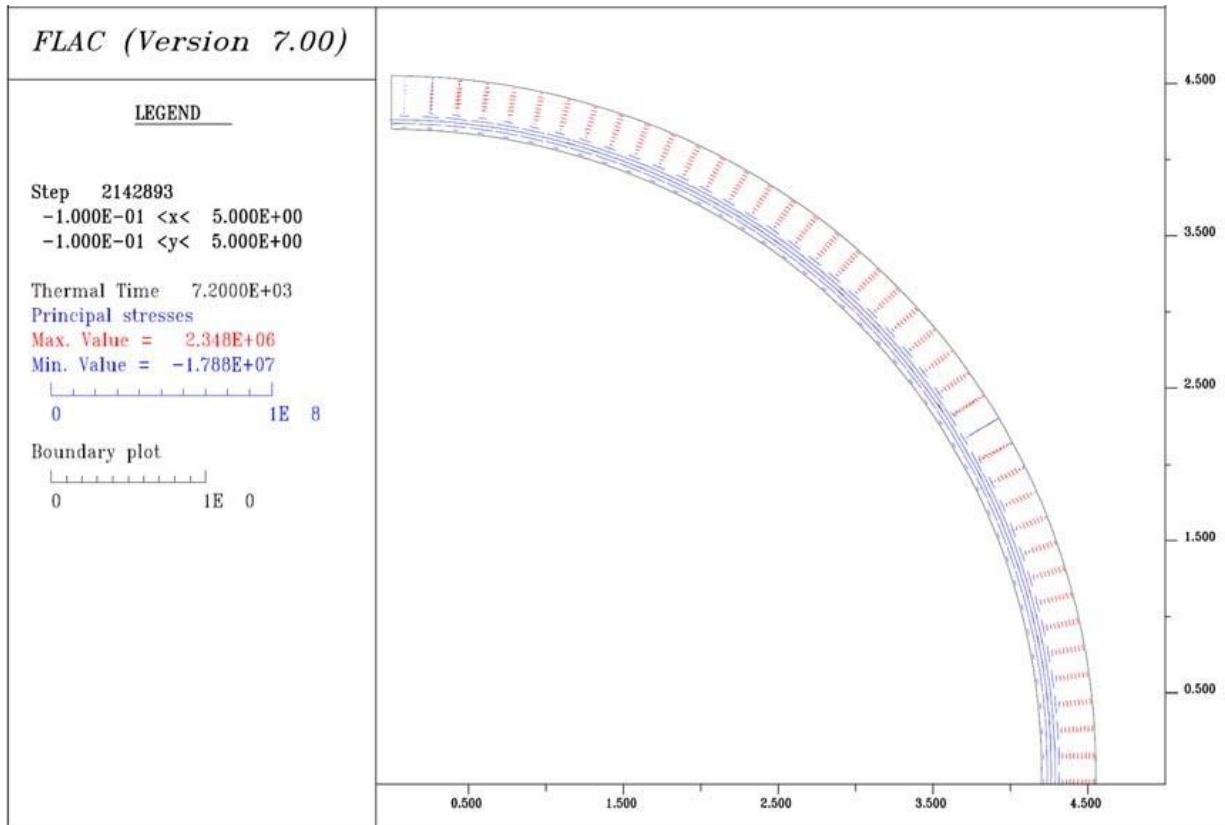


Figura 7-5 . Galleria Superficiale – reticolo di calcolo





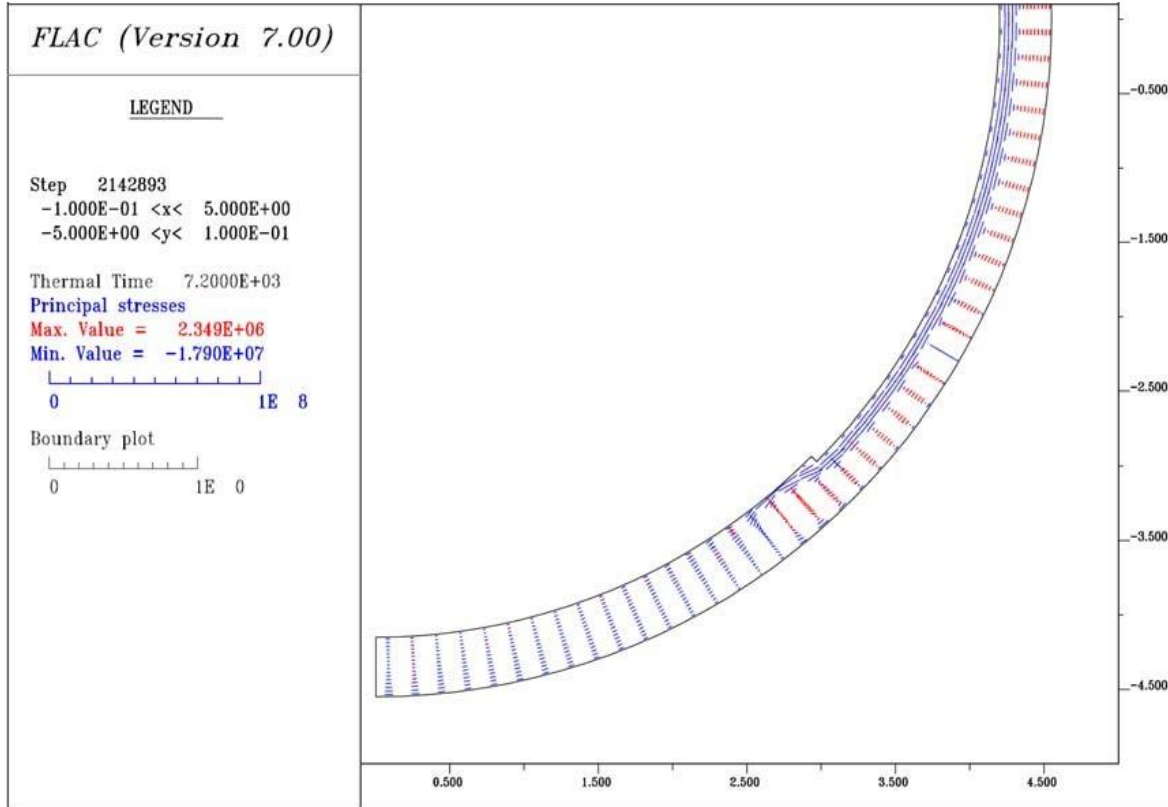


Figura 7-6 Galleria Superficiale, Tensore degli sforzi per carico da incendio t=120 min

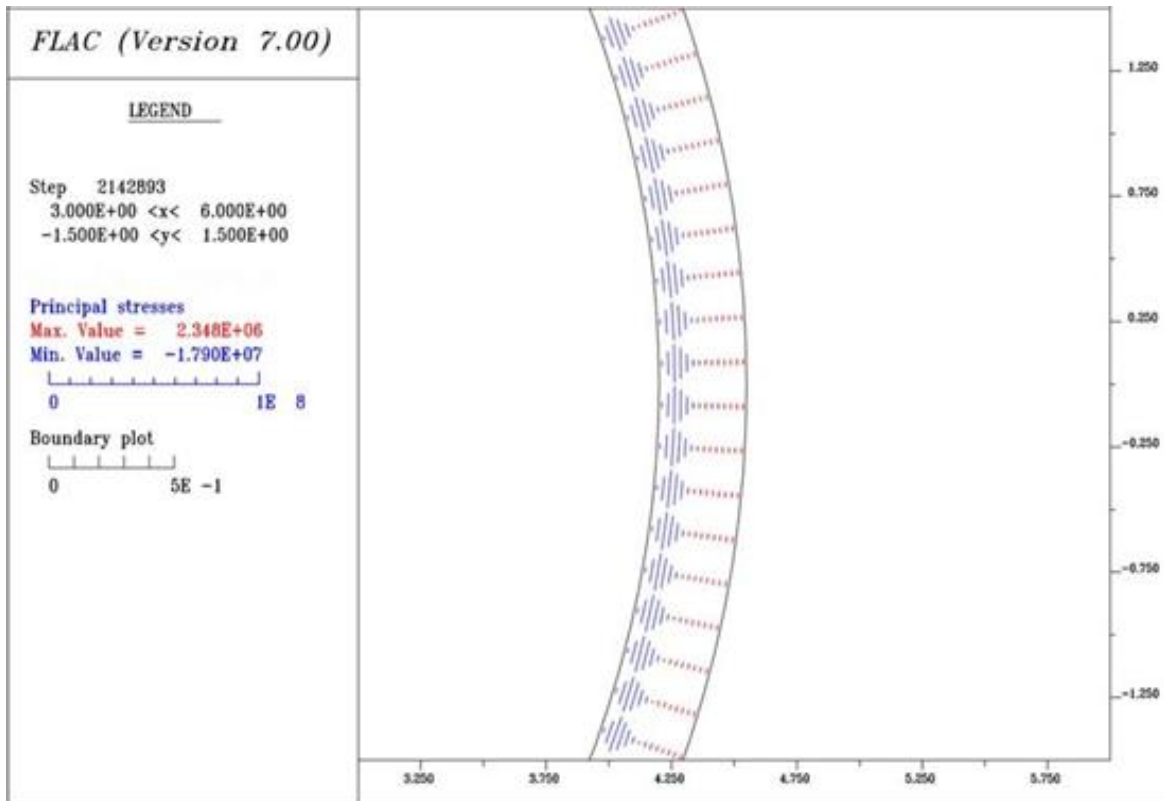
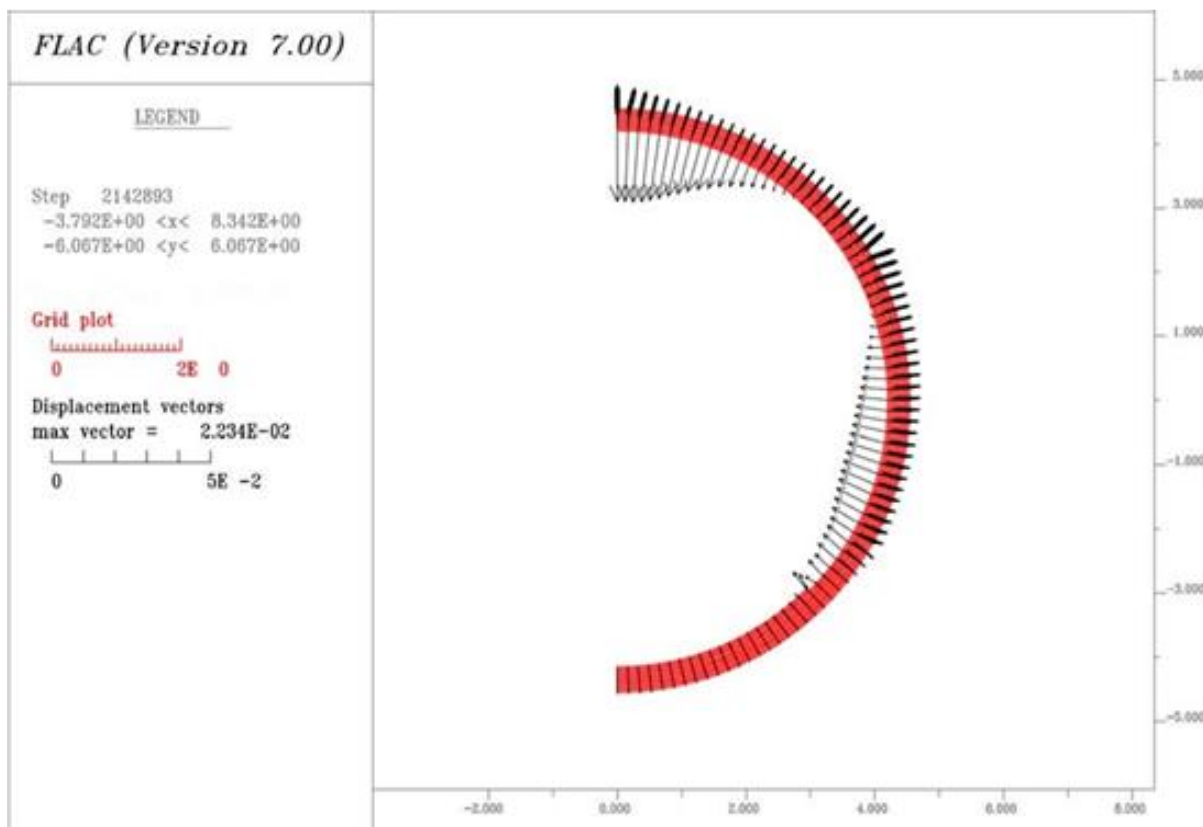


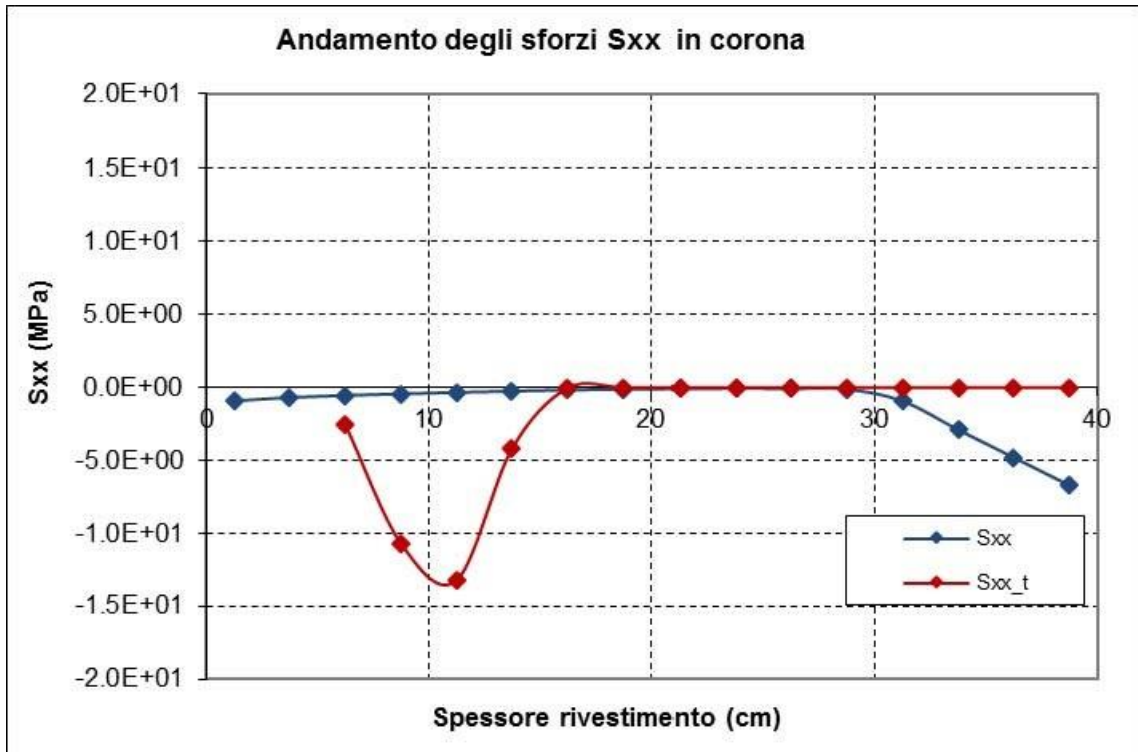
Figura 7-7 Galleria Superficiale, Deformata della struttura a seguito del carico da incendio



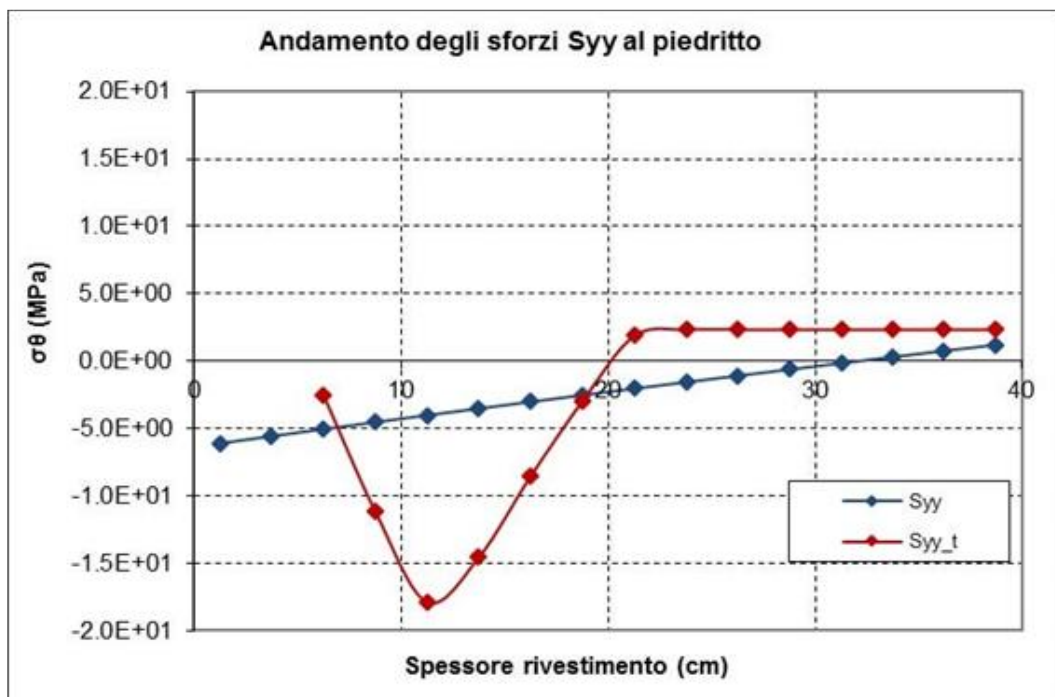
**Figura 7-8 Galleria Superficiale, Deformata della struttura a seguito del carico da incendio**

Nelle successive figure è rappresentato l'andamento delle sollecitazioni normali  $\sigma_n$  in 6 sezioni distribuite lungo l'arco del rivestimento; 3 di queste sezioni sono tracciate in corrispondenza dei giunti di separazione tra i conci ( $\theta = 90^\circ, 30^\circ, -30^\circ$ ). Avendo definito il giunto con elementi di materiale non resistente a trazione, il tratto di sezione in cui la sollecitazione normale risulta pari a zero corrisponde all'apertura del giunto.

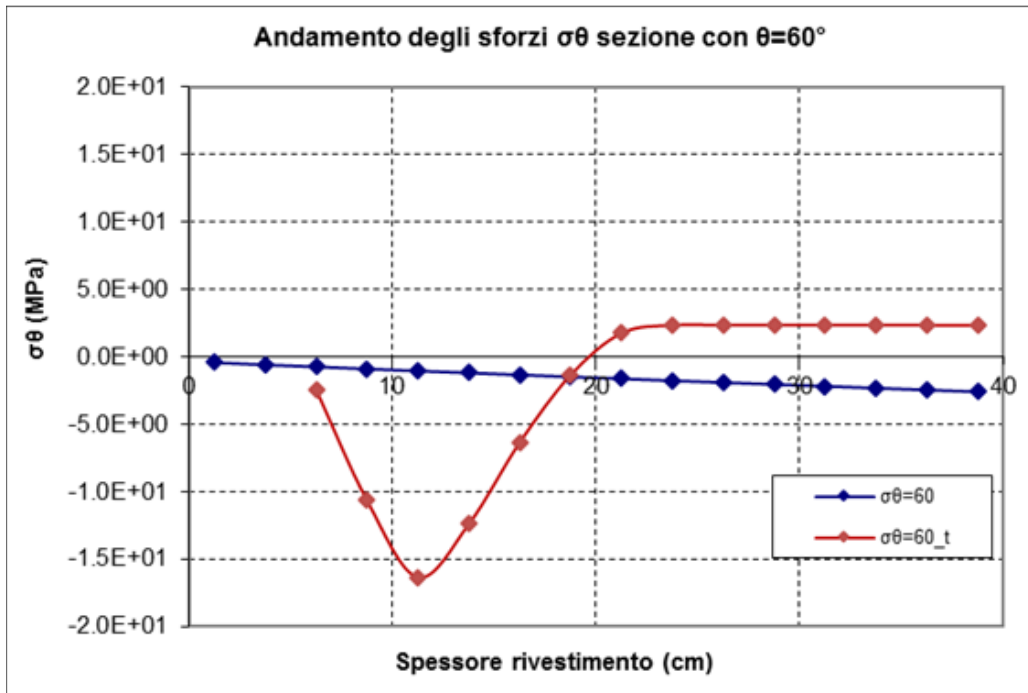
Il carico termico determina un sensibile incremento degli sforzi di compressione nel calcestruzzo in una zona a distanza compresa tra 5 e 20 cm dalla superficie esposta al fuoco. All'estradosso del rivestimento (lato terreno) si genera invece uno sforzo di trazione che raggiunge il valore limite di resistenza.



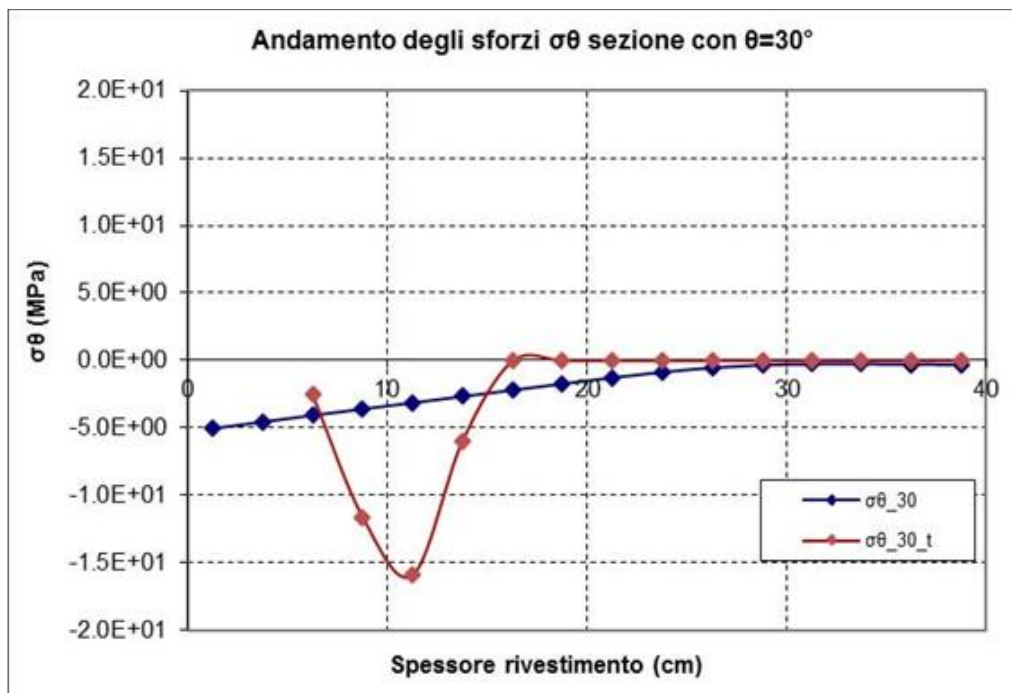
(1/6)



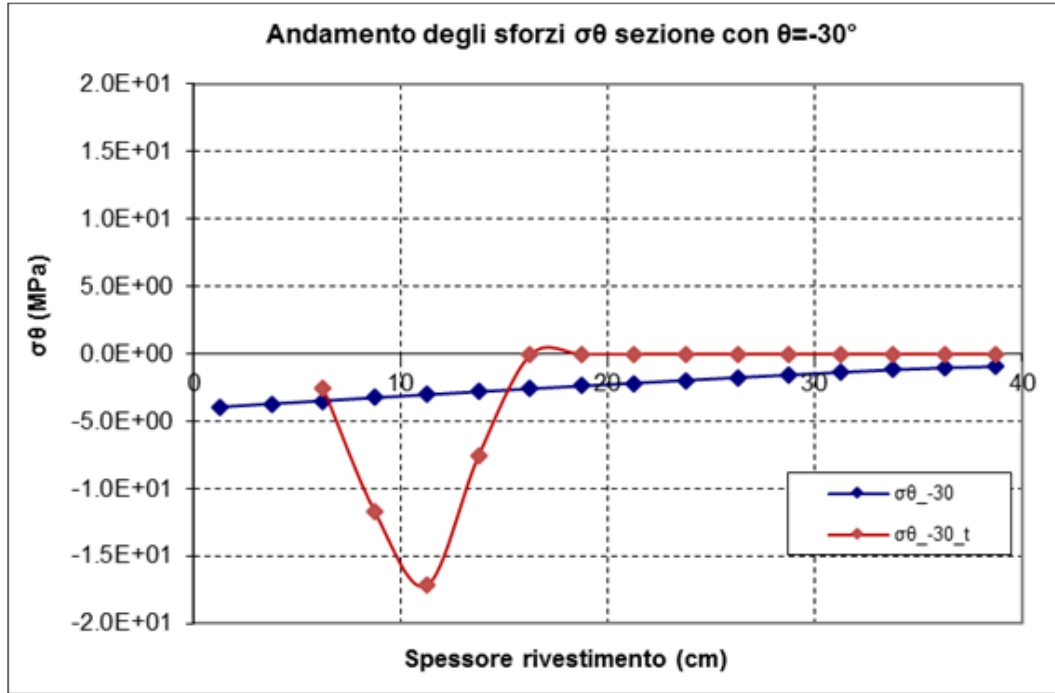
(2/6)



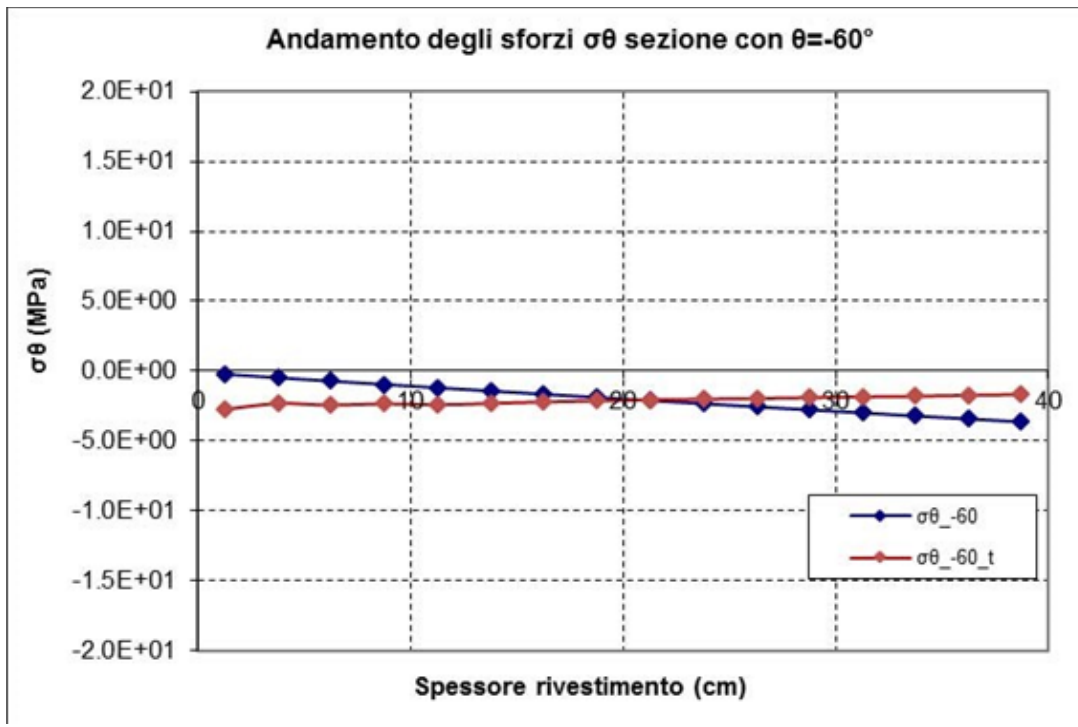
(3/6)



(4/6)



(5/6)



(6/6)

Figura 7-9 Galleria Superficiale, Andamento sollecitazioni normali

## 7.7. VERIFICA

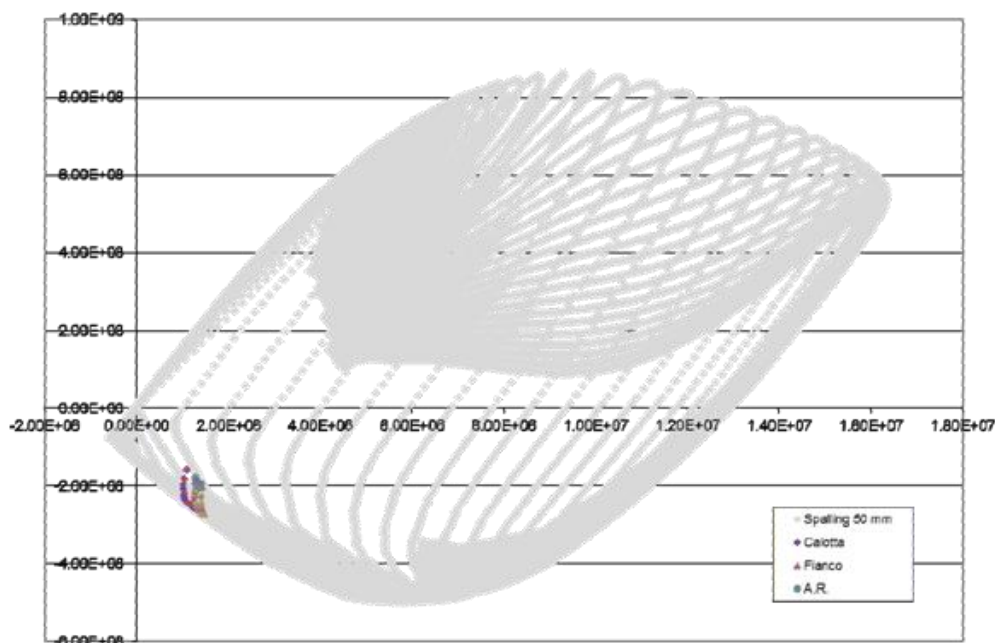
### 7.7.1. VERIFICA DEL CONCIO

Per la definizione dei domini di resistenza si è considerata la sezione trasversale del concio, ridotta per effetto dello *spalling*. Poiché le analisi sono state effettuate ipotizzando uno *spalling* di 50 mm, nella determinazione del dominio di resistenza della sezione ridotta non è stata considerata l'armatura sul lato verso l'interno della galleria.

I domini di resistenza sono stati determinati con un programma ad elementi finiti sviluppato presso l'Università "Tor Vergata" di Roma. Il programma calcola i domini resistenti della sezione secondo il metodo della Forza Bruta.

La verifica viene eseguita controllando che i punti rappresentanti le coppie M-N sollecitanti (momento - azione assiale), determinate mediante l'analisi FLAC risultino interni al dominio resistente della sezione. Sia azioni sollecitanti che dominio resistente sono state determinate per una durata di incendio di 120'.

Nella figura successiva è riportato il grafico di verifica assumendo una profondità di *spalling* di 50 mm; i punti rappresentanti le azioni agenti risultano interni al dominio e pertanto le sezioni risultano verificate.



**Figura 7-10 Verifica della sezione. Spalling 50 mm**

Le analisi numeriche sono state effettuate anche assumendo l'ipotesi che lo *spalling* raggiunga un valore di 75 mm. Di queste ulteriori analisi, nella presente relazione si riportano solo i risultati sintetici di verifica della sezione. Anche per queste due situazioni limiti la sezione risulta verificata in quanto i punti rappresentativi delle azioni agenti risultano interni ai domini di resistenza.

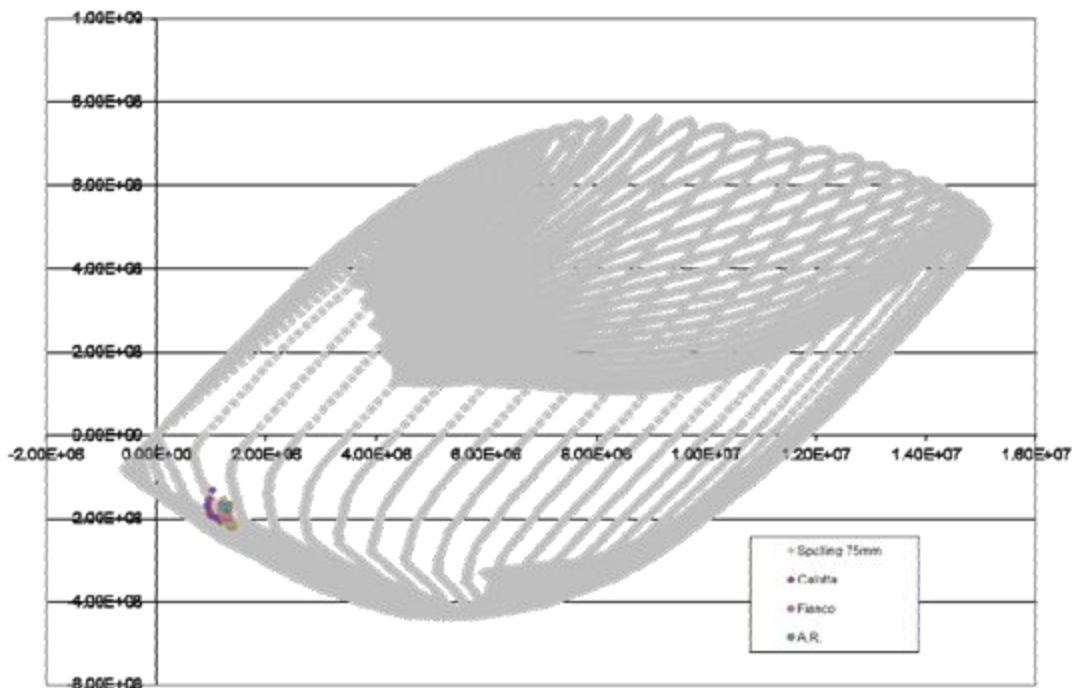


Figura 7-11 Verifica della sezione. Spalling 75mm

### 7.7.2. VERIFICA DEL GIUNTO

La verifica di resistenza del giunto è stata effettuata confrontando lo stato tensionale massimo agente nella sezione del giunto con la resistenza del calcestruzzo alla temperatura raggiunta nel punto in esame.

Nell'analisi con spalling di 50 mm la sezione di giunto più sollecitata è risultata quella a  $\vartheta = -30^\circ$ . Per questa sezione il valore massimo di compressione nel calcestruzzo risulta pari a 17,2 MPa a fronte di una resistenza di 27,6 MPa per la temperatura di 495° agente in questo punto.

Le verifiche risultano soddisfatte anche considerando i valori di *spalling* pari a 75 mm.

In merito ai giunti circonferenziali, questi sono contraddistinti dalla presenza di un pad in PVC che permette un certo grado di assestamento e deformazione: la presenza di tali elementi (come anche le gole di tutti i giunti) permette di limitare gli effetti reali di coazione, in quanto le deformazioni termiche risultano di tipo volumetrico.

## 8. CONCLUSIONI

Il presente documento ha analizzato le problematiche connesse con la stabilità e la resistenza del rivestimento in conci prefabbricati delle gallerie di linea scavate con metodo meccanizzato.

Sono state condotte verifiche in differenti scenari, che hanno tenuto in conto le condizioni di coazione derivanti dall'applicazione del carico termico e gli effetti diretti di tale carico, in accoppiamento con i carichi agenti per effetto dell'interazione terreno-struttura.

Le analisi sono state effettuate in assenza ed in presenza di presenza spalling.

Quanto condotto risponde alla richiesta contenuta nel MdP in merito alla problematica. Per i calcoli riportati in precedenza, la condizione richiesta risulta soddisfatta.