

# **POLITECNICO DI MILANO**

Scuola di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile  
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale



## **SUL COMPORTAMENTO STRUTTURALE DI RIVESTIMENTI IN GALLERIE PROFONDE SOGGETTI AD INCENDIO**

Relatore: Dott. Ing. Patrick BAMONTE

### **Tesi di Laurea di:**

Raffaele ALIBERTI  
Matr. n. 797621

Giacomo MIGLIETTA  
Matr. n. 797149

Anno Accademico 2013-2014



# Ringraziamenti

Al termine di un percorso durato 5 anni è opportuno guardarsi indietro, e considerare tutti i fattori, tutte le scelte, e tutte le occasioni che ci hanno portati al punto in cui ci troviamo adesso. E' doveroso inoltre ringraziare tutti quelli che hanno reso possibile il raggiungimento di questo traguardo.

Ringraziamo innanzitutto in maniera particolare il nostro relatore, e professore durante gli studi, Ing. Patrick Bamonte, i cui consigli e guida sapiente ci hanno accompagnato per l'intera durata del lavoro.

Ringraziamo la prof.ssa Donatella Sterpi per l'aiuto ed i consigli forniti, e per la disponibilità dimostrata.

Desideriamo ringraziare inoltre tutte le persone che ci hanno insegnato, in ambito accademico e non, quelle che hanno creduto in noi, ed anche e soprattutto quelle che non l'hanno fatto: da tutto questo nasce lo stimolo a fare meglio.

Ringraziamo ovviamente i nostri amici, che ci sono stati sempre vicini, inspiegabilmente, dall'inizio alla fine di questa nostra avventura, che ci hanno offerto supporto e collaborazione in tante occasioni.

Ringraziamo i nostri genitori, vicini e lontani allo stesso tempo, che sono sempre un esempio, ed un modello a cui far riferimento.





# Indice

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| <b>1</b> | <b>Introduzione</b>   | <b>3</b>   |
| <b>2</b> | <b>Stato dell'arte nello studio delle gallerie soggette ad incendio</b> | <b>7</b>   |
| 2.1      | Stato dell'arte . . . . .   | 8          |
| <b>3</b> | <b>Comportamento del calcestruzzo ad elevate temperature</b>            | <b>17</b>  |
| 3.1      | Influenza della temperatura . . . . .                                   | 17         |
| 3.2      | Dilatazione termica alle alte temperature . . . . .                     | 19         |
| 3.3      | Proprietà termiche del calcestruzzo . . . . .                           | 23         |
| 3.4      | Lo Spalling del calcestruzzo . . . . .                                  | 29         |
| 3.5      | Proprietà meccaniche del calcestruzzo . . . . .                         | 32         |
| 3.6      | Riferimenti normativi [Eurocode 2, 2005] . . . . .                      | 36         |
| <b>4</b> | <b>Comportamento del terreno</b>  | <b>49</b>  |
| 4.1      | Criterio di rottura di Mohr - Coulomb . . . . .                         | 57         |
| 4.2      | Problemi geotecnici riguardanti gallerie profonde . . . . .             | 61         |
| <b>5</b> | <b>Realizzazione modello in forma chiusa</b>                            | <b>65</b>  |
| 5.1      | Cilindro assialsimmetrico in deformazione piana . . . . .               | 65         |
| 5.2      | Modello analitico . . . . .   | 76         |
| <b>6</b> | <b>Realizzazione modello F.E.M.</b>                                     | <b>89</b>  |
| 6.1      | Modello . . . . .   | 90         |
| 6.2      | Fase di deposizione del terreno, scavo e convergenza . . . . .          | 91         |
| 6.3      | Analisi termica in condizioni di incendio . . . . .                     | 92         |
| 6.4      | Analisi statica . . . . .   | 101        |
| 6.5      | Modelli di analisi . . . . .  | 110        |
| <b>7</b> | <b>Analisi Parametrica</b>  | <b>123</b> |
| 7.1      | Influenza della modellazione elasto-plastica del terreno . . . . .      | 123        |
| 7.2      | Influenza della storia di carico . . . . .                              | 127        |
| 7.3      | Realizzazione del Modello 4 . . . . .                                   | 131        |
| 7.4      | Variazione del tipo di calcestruzzo utilizzato . . . . .                | 133        |
| 7.5      | Variazione proprietà del terreno . . . . .                              | 136        |
| 7.6      | Variazione geometria tunnel . . . . .                                   | 141        |
| 7.7      | Variazione della curva di incendio . . . . .                            | 144        |

---

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| 7.8      | Variazione della temperatura lungo l'altezza . . . . .                       | 147        |
| 7.9      | Osservazioni sui risultati . . . . .   | 154        |
| <b>8</b> | <b>Conclusioni</b>   | <b>157</b> |
| <b>A</b> | <b>Appendice</b>   |            |
| A.1      | Criterio di stabilità nei fenomeni di trasmissione del calore . . . . .      | 159        |
| A.2      | Validazione delle analisi termiche in <i>Abaqus</i> . . . . .                | 161        |
| A.3      | Validazione delle analisi meccaniche in <i>Abaqus</i> . . . . .              | 166        |
| A.4      | Validazione del modello di Mohr-Coulomb in <i>Abaqus</i> . . . . .           | 169        |
| A.5      | Validazione del modello di Concrete Damage Plasticity in <i>Abaqus</i> . . . | 179        |
| A.6      | Comportamento biassiale del calcestruzzo . . . . .                           | 181        |

## **Bibliografia**

# Abstract

Aim of this work is to investigate the behaviour of deep tunnel linings when subjected to fire. The main issues that we investigated, to understand of the problem are:

- Geotechnical boundary conditions;
- Heat intensity and transfer;
- Decay of the mechanical properties of the material under fire load;
- Indirect actions due the thermal dilation.

The geotechnical problem has been treated as contingent, trying to model the mean in a realistic way, considering all the issues related to the specific problem. The fire load has been modelled by considering a specific "fire curve" taking into account both the duration and the intensity of the event. By applying the concepts commonly found in the literature and in the codes, it has been taken into account the variation with the temperature of the mechanical and thermal properties of the materials. In the specific problem only the decay of properties with the increase of temperature is taken into account. No recovery of properties in the "cooling phase" is studied. The problem has been studied first by considering a generic axisymmetric case of deep tunnel surrounded by rock with good mechanical properties and unitary lateral earth pressure coefficient, both with a solution obtained with an Excel worksheet, and with a Finite Element solution carried out with the commercial software *Abaqus* 6.10. On the basis of the solution obtained from this first FEM model, it has been possible to investigate the behaviour of the lining under various conditions, by varying the parameters of the problem and abandoning the simplified hypotheses used in the closed form solution. It will be shown how the variation between reasonable values of the geotechnical main parameters do not play a significant role in the stability of the tunnel lining, and how the main parameters to take into account are those related to the concrete mechanical and thermal properties when subjected to high temperatures. It will be shown how the tunnel lining, according also to the literature cases shown, does not collapse even if the circumferential stress state reaches significant values, but with a severe "fire curve" in the first minutes of the event the stress state could give rise to the spalling phenomena.

Scopo di questo lavoro è quello di investigare il comportamento del rivestimento di tunnel profondi. I principali argomenti da investigare per la completa comprensione del problema sono:

- Condizioni al contorno geotecniche;
- Trasferimento di calore;
- Decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali con la temperatura;
- Le azioni inderette che conseguono alla dilatazione del rivestimento.

Il problema geotecnico è stato trattato come contingente, modellando il mezzo in maniera realistica, considerando tutti i problemi relativi all'argomento trattato. Il carico termico è stato modellato considerando una specifica "curva di incendio" tenendo in considerazione sia la durata sia l'intensità dell'evento. Applicando i concetti comunemente presenti in letteratura e nei codici, è stata presa in considerazione la variazione delle proprietà termiche e meccaniche dei materiali con la temperatura. Nella trattazione adottata è considerato il solo decadimento delle proprietà con la temperatura, senza tenere in considerazione un recupero delle stesse nella fase di raffreddamento. Il problema è stato studiato prima considerando il generico problema assialsimmetrico di tunnel profondo circondato da roccia con buone proprietà meccaniche e coefficiente di spinta a riposo unitario, sia con una soluzione ottenuta con foglio di lavoro Excel, sia con una soluzione agli elementi finiti ottenuta con il codice di calcolo commerciale Abaqus 6.10. Sulla base della soluzione ottenuta da questo primo modello FEM, è stato possibile investigare il comportamento del rivestimento sotto varie condizioni, variando i parametri principali del problema ed abbandonando le ipotesi semplificate usate nella soluzione in forma chiusa. Viene mostrato come la variazione, tra valori ragionevoli, dei principali parametri geotecnici non comporti significativi cambiamenti nella stabilità del rivestimento, e come i parametri principali da tenere in considerazione sono quelli riguardanti le proprietà termiche e meccaniche del calcestruzzo soggetto ad elevate temperature. Viene mostrato come il rivestimento del tunnel, in accordo anche ai casi da letteratura, non raggiunge condizioni di collasso anche se lo sforzo circonferenziale raggiunge valori significativi, ma con una severa "curva di incendio" nei primi minuti dell'evento lo stato di sforzo circonferenziale può provocare il verificarsi del fenomeno dello spalling.

# 1 Introduzione

I recenti incidenti avvenuti nei tunnel ferroviari e stradali Europei [Great-Belt Tunnel (1994), Channel Tunnel (1996), Tauern Tunnel (1999), Mont Blanc Tunnel (1999), Tunnel del San Gottardo (2001) (in Figura 1.1) e Frejus (2005)], hanno causato severi danneggiamenti del rivestimento creando non pochi problemi economici e strutturali. L'incidente nel tunnel del Monte Bianco è stato il più importante in termini di perdite umane e economiche, con circa 40 morti e 500 milioni di Euro di danni, divisi tra costi per il rifacimento del tunnel, per la deviazione del traffico e le perdite dovute alle mancate entrate.



**Figura 1.1:** Incendio nel Tunnel del St. Gottardo 24.10.2001 (*Schlüter, 2004*)

Il problema strutturale nei tunnel profondi soggetti ad incendio è rappresentato non tanto da una perdita di capacità portante, ma dallo spacco esplosivo (spalling) del rivestimento in calcestruzzo, fenomeno che può portare ad una notevole riduzione della sezione resistente del rivestimento, come mostrato in Figura 1.2. Negli incendi sopra citati il danneggiamento del rivestimento ha interessato zone molto estese con spalling fino a 25 cm.



**Figura 1.2:** Conseguenze dell'incendio nel Channel Tunnel, Novembre 1996 (foto da Eurotunnel/QA Photos Ltd.)

Scopo del presente lavoro è quello di indagare il comportamento del rivestimento di tunnel profondi soggetti ad incendio. Le tematiche fondamentali da indagare, per la comprensione del problema sono le seguenti:

- le condizioni al contorno geotecniche;
- la trasmissione del calore;
- il degrado delle caratteristiche del materiale soggetto ad incendio;
- le azioni indirette che conseguono alla dilatazione del rivestimento.

La tematica delle condizioni al contorno geotecniche verrà trattata in modo da modellare il comportamento del mezzo in modo sufficientemente realistico, senza approfondire però in dettaglio tale aspetto, che esula dagli obiettivi primi del presente lavoro.

Verrà esaminato un problema assialsimmetrico, in cui la galleria è realizzata in un mezzo di buone caratteristiche meccaniche e caratterizzato da coefficiente di spinta a riposo unitario; di tale situazione si mostrerà la soluzione in forma chiusa ed una soluzione numerica, ottenuta mediante il codice di calcolo Abaqus. Sulla base di quest'ultimo modello verrà poi approfondito il problema, esaminando tutte le problematiche significative per una completa comprensione del problema. Variando

i parametri in gioco, sarà possibile analizzare il comportamento e la stabilità del rivestimento nelle situazioni ritenute più significative.





## 2 Stato dell'arte nello studio delle gallerie soggette ad incendio

Una delle condizioni di carico più sfavorevoli che possono verificarsi in galleria è certamente costituita dall'incendio. A causa principalmente delle dimensioni ridotte, e delle sempre più elevate velocità, in cui vanno ad operare quotidianamente i mezzi di trasporto in galleria, il problema dello sviluppo di incendi in gallerie profonde è estremamente attuale e ricorrente. Di seguito, nella tabella 2.1, sono riportati alcuni dei più significativi incendi in galleria avvenuti negli ultimi anni. Oltre al dato sicuramente importante riguardante il numero di decessi verificatisi in ognuno di questi incendi, il progettista deve considerare anche parametri di natura prettamente economica.

Nella tabella 2.1 sono quindi riportati, per ognuno degli incendi descritti, la durata di tale incendio e la temperatura massima raggiunta. A causa dell'ambiente di dimensioni ridotte, dell'abbondanza di combustibile, e dello scarso ricambio d'aria, le temperature massime raggiunte nel caso dello scoppio di un incendio in galleria sono estremamente elevate, se rapportate a quelle raggiunte in un incendio in edificio. Inoltre, a causa dell'impraticabilità del luogo in caso di incendio, a volte le autorità non riescono a domare le fiamme prima di svariate ore, richiedendo quindi all'opera strutturale di resistere ad un incendio di lunga durata.

| Data    | Nome           | Paese               | Lunghezza | Durata | Temp. Max |
|---------|----------------|---------------------|-----------|--------|-----------|
| 11 1996 | Channel Tunnel | Francia-Inghilterra | 53850 m   | 7 hrs  | 1000°C    |
| 03 1999 | Monte Bianco   | Francia-Italia      | 11600 m   | 53 hrs | 1000°C    |
| 05 1999 | Tauern         | Austria             | 8371 m    | 14 hrs | 1200°C    |
| 07 2000 | Rotsethorn     | Norvegia            | 1200 m    | -      | -         |
| 08 2001 | Gleinalm       | Austria             | 8300 m    | 37 min | -         |
| 10 2001 | San Gottardo   | Svizzera            | 16300 m   | 24 hrs | 1200°C    |
| 11 2003 | Fløyfjell      | Norway              | 3100 m    | -      | -         |
| 06 2005 | Frejus         | Francia-Italia      | 12895 m   | 6 hrs  | 1200°C    |

**Tabella 2.1:** Recenti incendi in galleria [Piarc - World Road Association Mondiale de la route].

Si riportano i danni strutturali causati da alcuni dei più significativi incendi documentati in letteratura ([Voeltzel e Dix, 2004], [Leitner, 2001] e [Kirkland, 2002]):

- Tunnel del San Gottardo: la soletta di partizione è stata soggetta a spalling fino alle armature, e ha subito una deformazione verticale di circa 10 cm. Prove di laboratorio hanno mostrato che la resistenza della sezione del controsoffitto è diminuita del 50% a causa delle elevate temperature raggiunte.
- Tunnel del Monte Bianco: i danni alla volta del tunnel hanno interessato una lunghezza di più di 900 m. I danni all'asfalto e alla soletta sottostante hanno interessato una lunghezza leggermente minore.
- Tauern Tunnel: i danni hanno interessato per una lunghezza di circa 1500 m la soletta di partizione, il rivestimento di calcestruzzo, che è stato soggetto a spalling.

La problematica dello scoppio di incendi in galleria è stata negli ultimi anni affrontata da diversi ricercatori e membri di enti internazionali, come la F.I.B., o nazionali. Questo soprattutto alla luce degli ultimi eventi in materia di incendi in galleria, di cui si è discusso in precedenza. Studi simili eseguiti in precedenza erano invece in genere focalizzati su edifici soggetti ad incendi standard.

## 2.1 Stato dell'arte

Il problema dell'incendio in galleria è stato oggetto negli ultimi anni di diversi studi, nei quali si va ad indagare la natura e lo svolgimento del fenomeno sotto vari punti di vista.

Lo studio del fenomeno si divide inevitabilmente in una fase di modellazione, nel quale il progettista applica tutte le ipotesi volte a semplificare il problema, o ad approfondirlo, e fornisce dei modelli di comportamento dei materiali, ed una fase di analisi che può essere svolta per via analitica o per via numerica, attraverso la combinazione di una analisi termica e di una analisi strutturale. Lo studio può essere finalizzato alla determinazione della capacità portante strutturale del rivestimento ([Caner et al., 2005]) oppure può essere finalizzato alla determinazione della sicurezza del rivestimento, e quindi ad indagare il collasso o il livello di sicurezza del rivestimento ([Pichler et al., 2006] e [Savov et al., 2005]) mettendo a confronto la sollecitazione agente sul rivestimento, e la capacità portante come funzione del tempo e della temperatura.

La modellazione del problema comporta la determinazione di fattori come:

*tipo di incendio:* temperatura di picco, durata, scegliendo tra curve reali e sperimentali, o tra le curve standardizzate proposte in letteratura, oppure facendo direttamente riferimento ad una distribuzione di temperatura all'interno del rivestimento, ricavata in precedenza;

*mix design del calcestruzzo:* assume un ruolo di fondamentale importanza nella determinazione delle proprietà meccaniche e termiche del materiale al variare della temperatura. Viene valutata inoltre la presenza di fibre in polipropilene, e di membrane impermeabilizzanti, il contenuto d'acqua, la dimensione massima degli aggregati. Le ultime due caratteristiche determinano la propensione allo spalling;

*degrado delle caratteristiche meccaniche del materiale con la temperatura:* il calcestruzzo perde resistenza con l'alta temperatura, come dimostrato da molti studi sperimentali a cui si fa riferimento nel capitolo 3;

*interazione terreno-struttura:* può essere modellata con molle radiali e tangenziali reagenti solo a compressione, o tramite più sofisticate interazioni utilizzando elementi finiti.

L'analisi analitica eseguita in [Caner et al., 2005] è volta innanzitutto alla determinazione delle azioni indirette causate dall'incendio ed agenti sul tunnel. Questa analisi è basata sulle ipotesi di tunnel realizzato in materiale elastico lineare, con proprietà meccaniche che si degradano con l'aumentare della temperatura. Inoltre gli autori tengono conto anche della riduzione di area (ed inerzia) della sezione dovuta allo spalling. L'interazione terreno-struttura è tenuta in conto tramite l'utilizzo di molle radiali e tangenziali reagenti solo a compressione.

Cosa importante da considerare è che lo spazio in cui si analizza il problema diventa in questo modo monoassiale, in quanto si va ad analizzare l'andamento degli sforzi e delle deformazioni circonferenziali lungo lo spessore del rivestimento, data una distribuzione di temperatura.

Il fuoco induce sul tunnel due tipologie di azioni:

*forze primarie:* composte da due componenti, forze termiche e forze equilibranti, dove il gradiente di temperatura induce forze termiche di compressione sulla superficie esposta al fuoco, equilibrate da una forza di trazione e da un momento flettente attorno al baricentro della sezione. Tali forze equilibranti inducono la reazione del terreno.

*forze secondarie:* si tratta dello stato tensionale indotto dalla reazione del terreno

all'espansione del tunnel.

Le forze termiche si possono ottenere dalle relative deformazioni dividendo la sezione in strisce caratterizzate da una temperatura diversa (il gradiente si può estrapolare sperimentalmente o mediante calcolo). Calcolata la deformazione termica, lo sforzo corrispondente si ottiene dal legame costitutivo degradato dalla temperatura; la forza termica si ottiene infine integrando gli sforzi sullo spessore del rivestimento.

Le forze equilibranti si ottengono con semplici relazioni di equilibrio sullo spessore; da esse si ottengono le deformazioni relative mediante una procedura iterativa, ipotizzando una variazione lineare della deformazione lungo il raggio.

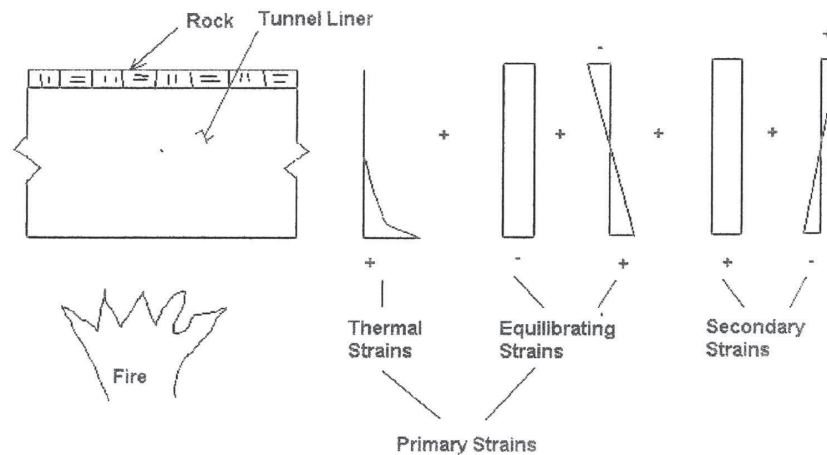
Le forze secondarie si ottengono con un'analisi strutturale non lineare, che tiene conto dell'interazione terreno-struttura inserendo le forze equilibranti nel programma. L'analisi si può svolgere in diverse fasi dell'incendio, così da considerare il danno subito dal materiale. Le deformazioni si ottengono come descritto prima.

La deformazione totale in ogni striscia di sezione si ottiene sommando alle componenti di cui si è detto la componente relativa al ritiro o rilassamento (molto minore rispetto alla deformazione termica) come si può osservare dalla equazione 2.1 e in Figura 2.1. La forza totale indotta dal fuoco si ottiene per mezzo del legame costitutivo dipendente dalla temperatura.

$$\varepsilon_{total}(t) = \varepsilon_{thermal_i}(t) + \varepsilon_{equilibrate_i}(t) + \varepsilon_{secondary_i}(t) + \varepsilon_{0_i}(t) \quad (2.1)$$

con  $\varepsilon_{equilibrate_i}$  = deformazioni equilibranti,  $\varepsilon_{secondary_i}$  = deformazioni secondarie,  $\varepsilon_{0_i}$  = deformazioni dovute a viscosità e rilassamento.

La capacità portante del rivestimento si ottiene mediante una relazione momento-curvatura ridotta, dividendo la sezione in strisce e utilizzando le proprietà meccaniche del materiale di ogni striscia funzione della temperatura, tenendo conto delle caratteristiche di resistenza ridotte con il fuoco.



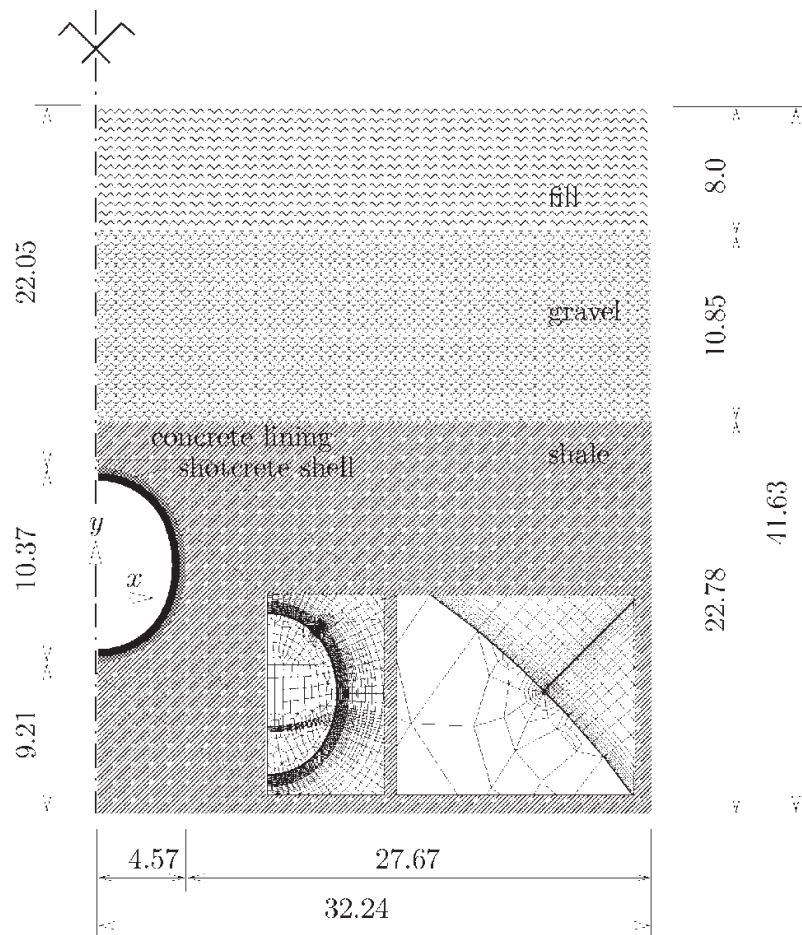
**Figura 2.1:** Deformazioni primarie e secondarie idotte dall'incendio [Caner et al., 2005].

L'analisi eseguita in [Pichler et al., 2006] è invece una analisi numerica basata su una discretizzazione bidimensionale agli elementi finiti del tunnel Lainzer situato tra Vienna e Salisburgo. Le condizioni al contorno sono state modellate utilizzando il criterio di Mohr-Coulomb per quanto riguarda il comportamento a compressione ed un tension cut-off per quanto riguarda il comportamento a trazione.

Viene quindi discretizzata agli elementi finiti l'intera sezione considerata, composta da rivestimento e roccia circostante, come mostrato in Figura 2.2. Nell'articolo viene mostrata inoltre la curva di incendio utilizzata, ricavata modificando la curva di temperatura data in Kusterle et al. (2004) in modo da avere una temperatura costante e studiare il comportamento della struttura sotto l'effetto di un incendio prolungato. Una evoluzione rispetto agli studi precedentemente svolti riguarda la distribuzione del carico termico, che è pensato essere massimo alla sommità del tunnel e minimo alla base.

Nell'analisi eseguita è tenuta in conto l'intera storia di carico della sezione di tunnel considerata, ed in particolare: il processo di scavo, l'installazione del rivestimento ed il carico di incendio.

A causa della elevata estensione longitudinale dell'evento, il problema viene considerato piano nelle deformazioni e quindi è possibile realizzare un modello 2D dove, sfruttando la simmetria sia geometrica sia di carico del problema, viene studiata solo metà della sezione.



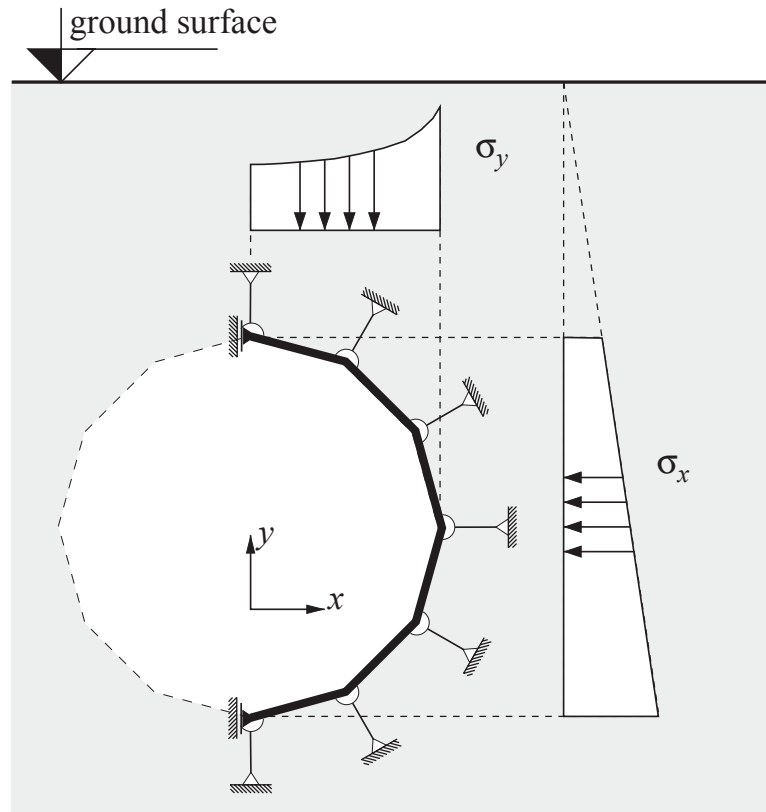
**Figura 2.2:** Discretizzazione e dimensioni della sezione da [Pichler et al., 2006].

Lo studio si è articolato in tre analisi:

- *Analisi I:* Stato iniziale di sforzo e deformazione ottenuti in seguito allo scavo ed alla applicazione del rivestimento;
- *Analisi II:* Problema termochimico, che fornisce la distribuzione della temperatura all'interno del rivestimento;
- *Analisi III:* Problema meccanico, dovuto agli sforzi generati dalla temperatura.

In [Savov et al., 2005] sono presentati modelli di comportamento sia per il calcestruzzo che per l'acciaio e si utilizza un modello "beam-spring" per il rivestimento, dove vi è una discretizzazione agli elementi finiti solo di quest'ultimo (si veda Figura 2.3), mentre l'azione esercitata dal terreno sul rivestimento è modellata

tramite delle molle che esercitano delle forze sui nodi della mesh del rivestimento simulando in questo modo un suolo alla Winkler. Il problema, per le considerazioni svolte anche da altri autori [Pichler et al., 2006] può essere considerato piano nelle deformazioni e quindi studiato in uno spazio bidimensionale.



**Figura 2.3:** Illustrazione del modello "beam-spring" in accordo a [Savov et al., 2005].

Il comportamento del calcestruzzo nel piano è stato considerato elasto-plastico: per mezzo del criterio di rottura di Drucker-Prager è stato simulato il collasso a compressione, mentre con il criterio di Rankine si è messa in conto la formazione di fessure. Il comportamento nel piano dell'acciaio è stato considerato elasto-plastico incrudente monodimensionale. In entrambi i casi il degrado dovuto all'alta temperatura è stato incluso impiegando le formule della normativa nazionale ed internazionale.

Lo spalling è stato messo in conto disattivando progressivamente strati di rivestimento all'intradosso, in base ai risultati sperimentali; la distribuzione di temperatura è stata ricavata con un'analisi ad elementi finiti i cui risultati sono stati poi importati nell'analisi meccanica.

Le conclusioni raggiunte dagli autori nei vari articoli riguardano il collasso ed il danneggiamento del rivestimento. Si nota come non venga raggiunto il collasso per gli incendi di usuale durata, applicando le curve standardizzate che ricreano una situazione certamente più gravosa rispetto agli incendi reali. Il rivestimento quindi può essere progettato in modo da resistere ad un certo carico termico, provocato da una ben definita curva di incendio, per il periodo di incendio di progetto, utilizzando una analisi a fasi e degradando le proprietà del materiale a seconda della temperatura raggiunta ([Caner et al., 2005]). Solo nel caso di profondità di spalling elevate il degrado del materiale può portare al collasso del rivestimento ([Savov et al., 2005]).

Questo è spiegabile considerando che il materiale danneggiato che si trova in corrispondenza dell'incendio, se non soggetto a spalling, pur non conservando alcuna proprietà meccanica, fornisce comunque una barriera termica, isolando gli strati più interni che mantengono quindi proprietà meccaniche quasi intatte.

La modalità di collasso presenta tre zone di rottura: in chiave, alle reni e al piede delle reni ([Savov et al., 2005]).

Per quanto riguarda la situazione dopo l'incendio la conclusione, raggiunta dagli autori di tutti gli studi, è che il calcestruzzo sottoposto ad elevata temperatura (superiore ai  $300^{\circ}C$  secondo [Caner et al., 2005], profondità stimabile dal grado di disidratazione [Pichler et al., 2006]) vada rimosso e sostituito con materiale avente composizione simile al materiale non danneggiato, in quanto l'utilizzo di materiale differente può portare alla creazione di zone deboli lungo il tunnel.

Gli articoli sopra citati sono pensati come applicazione di specifici casi di studio. L'analisi presentata nell'articolo ([Pichler et al., 2006]) è pensata, realizzata ed applicata in relazione alla valutazione della sicurezza del Lainzer Tunnel portando ad una mancanza di generalità per quanto riguarda geometria, condizioni al contorno e curva di incendio utilizzata. Allo stesso modo, lo studio di [Savov et al., 2005] è pensato, realizzato ed applicato in relazione all'evento del Lainzer Tunnel.

Lo studio proposto in questa tesi aspira invece ad avere carattere di maggiore generalità, e vuole fornire un metodo applicativo utilizzabile per lo studio del comportamento strutturale del rivestimento di un tunnel profondo soggetto ad incendio.

E' inoltre appurato da evidenze sperimentali, e dai citati articoli, che il collasso dell'elemento strutturale non si verifica che per incendi di durata irrealistica, e che per incendi di durata normale il calcestruzzo danneggiato costituisce uno strato di pochi centimetri e può essere facilmente sostituito; il problema si sposta quindi sulla



determinazione dello stato di sforzo all'interno del rivestimento, in modo da poter valutare il rischio di spalling.



# 3 Comportamento del calcestruzzo ad elevate temperature

Per la seguente trattazione si fa riferimento a [Bamonte, 2006].

Il calcestruzzo è un materiale composto: le sue componenti primarie sono aggregati minerali e pasta cementizia, che è il prodotto principale dei processi di idratazione. Le proprietà di queste due componenti influenzano enormemente le proprietà meccaniche e termiche del calcestruzzo ad elevate temperature.

Appena dopo il getto il cemento, combinato con acqua, forma una pasta costituita da una sorta di rete plastica di cemento ed acqua. L'acqua contenuta nella pasta cementizia può essere classificata come:

- acqua contenuta nel gel;
- acqua contenuta nei pori capillari;
- acqua legata chimicamente al gel;

Un'altra distinzione usualmente utilizzata nella pratica consiste nel considerare l'acqua che non è stata espulsa dopo una asciugatura a  $105^{\circ}C$ , come chimicamente legata al gel, e non evaporabile.

L'influenza dell' struttura fisica sulle proprietà termiche e meccaniche del calcestruzzo indurito non è trascurabile: sia la resistenza, sia la conducibilità termica, sia la resistenza ad agenti chimici, e in generale il comportamento ad alte temperature, sono fortemente influenzate.

## 3.1 Influenza della temperatura

Il calcestruzzo esposto ad elevate temperature è soggetto a significanti cambiamenti per quanto riguarda la composizione chimica, la struttura fisica, ed il contenuto di acqua. Questi cambiamenti possono aver luogo nella pasta cementizia, e, in maniera più limitata, negli aggregati.

Per quanto riguarda la pasta cementizia, innanzitutto si ha una perdita graduale dell'acqua evaporabile che è presente a temperatura ambiente (con andamento parabolico tra  $40^{\circ}C$  e  $105^{\circ}C$ ), poi, con le reazioni di deidratazione, si ha la perdita dell'acqua legata chimicamente (a partire dai  $105^{\circ}C$ ). Il riscaldamento causa anche

un cambiamento della porosità (del 34% circa tra  $105^{\circ}C$  e  $900^{\circ}C$ ) e della permeabilità alle temperature.

Gli aggregati sono ottenuti da rocce comuni, e contengono pori. Per questo l'acqua contenuta negli aggregati è evaporabile e può essere espulsa con l'aumentare della temperatura. La trasformazione e la decomposizione degli aggregati dovuta a processi di riscaldamento non ha comunque luogo per temperature inferiori ai  $500^{\circ}C$ .

Per temperature elevate, superiori ai  $1000^{\circ}C$ , sia la pasta cementizia sia gli aggregati perdono gran parte della loro resistenza.

Le reazioni combinate di pasta cementizia ed aggregati soggetti a riscaldamento sono state esaminate tramite analisi differenziali termiche (DTA). Da queste analisi è stato esaminato il susseguirsi di determinati eventi:

1. espulsione dell'acqua evaporabile dalla pasta cementizia e dagli aggregati, ad una temperatura di circa  $100^{\circ}C$ ;
2. deidratazione del gel cementizio ad una temperatura di circa  $180^{\circ}C$ ;
3. decomposizione degli idrossidi di calcio  $Ca(OH)_2$  nella pasta cementizia ad una temperatura compresa tra  $450^{\circ}C$  e  $500^{\circ}C$ ;
4. transizione di fase del quarzo ad una temperatura di circa  $570^{\circ}C$ , in aggregati basaltici e silicei;
5. decomposizione dei silicati di calcio idrati ad una temperatura di circa  $700^{\circ}C$ ;
6. decarbonatazione del carbonato di calcio contenuto negli aggregati calcarei ad una temperatura compresa tra  $700^{\circ}C$  e  $900^{\circ}C$ ;
7. liquefazione della pasta cementizia e degli aggregati con inizio tra  $1150^{\circ}C$  e  $1200^{\circ}C$ , reazione più evidente con aggregati basaltici e quarzifici.

Il contenuto di umidità nel calcestruzzo ad elevate temperature è approssimativamente uguale alla somma dell'umidità contenuta nella pasta cementizia e negli aggregati e, se riferito ad un particolare istante o ad un particolare valore di temperatura, è influenzato da vari fattori, come ad esempio le dimensioni dell'elemento, l'entità di calore cui l'elemento è soggetto ed ovviamente le condizioni ambientali. Il contenuto di umidità influenza importanti proprietà come ritiro, densità, deformazione sotto carichi, dilatazione termica e conduttività, che a sua volta influenza il gradiente termico all'interno dell'elemento ed il conseguente stato tensionale termico.

Non solo il contenuto, ma anche la migrazione e la distribuzione di umidità giocano un ruolo importante nel comportamento del calcestruzzo.

In genere, il contenuto di vapore manifesta un andamento decrescente, funzione principalmente delle proprietà della pasta cementizia e delle condizioni ambientali,

tra un valore iniziale ed un valore finale di equilibrio. L'acqua contenuta nei pori capillari vicino alla superficie tende ad evaporare per prima: questo causa una perturbazione nell'equilibrio termodinamico del sistema e provoca una migrazione dell'acqua contenuta nel gel lungo i pori capillari verso l'esterno. Questa migrazione continua fino al raggiungimento di un nuovo stato di equilibrio che dipende dalle caratteristiche dei pori, e dalle condizioni ambientali circostanti.

Nella progettazione e nella valutazione della sicurezza di qualsiasi struttura in calcestruzzo soggetta ad incendio è di fondamentale importanza tenere in considerazione gli elevati valori di pressione interstiziale, dovuti alla migrazione di umidità.

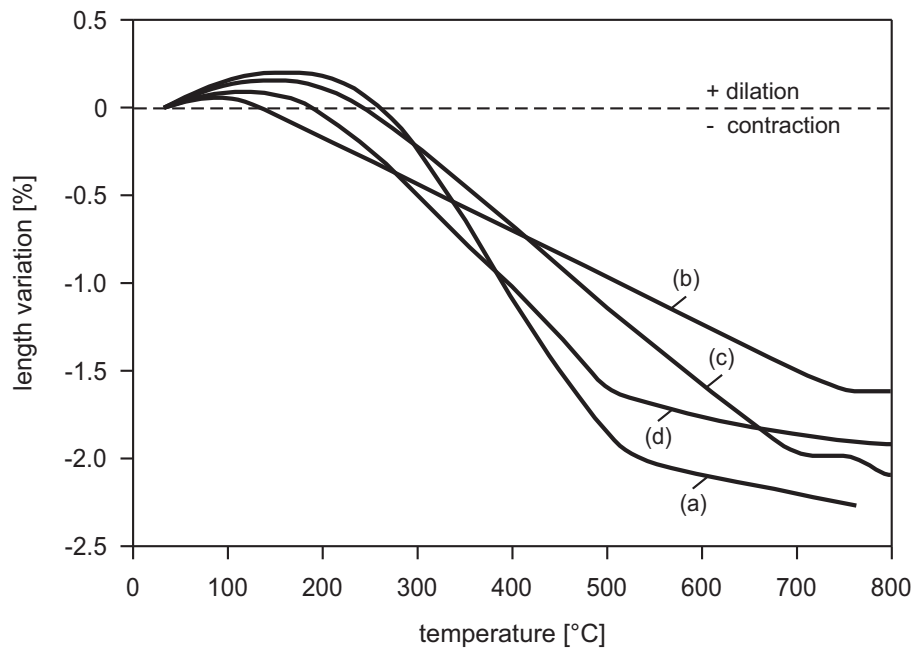
## **3.2 Dilatazione termica alle alte temperature**

Come tutti i materiali soggetti a riscaldamento, il calcestruzzo è caratterizzato da espansione termica. A causa dell'isotropia di tale materiale, la deformazione è praticamente la stessa in tutte le direzioni ed è causa di una variazione del volume dell'elemento strutturale.

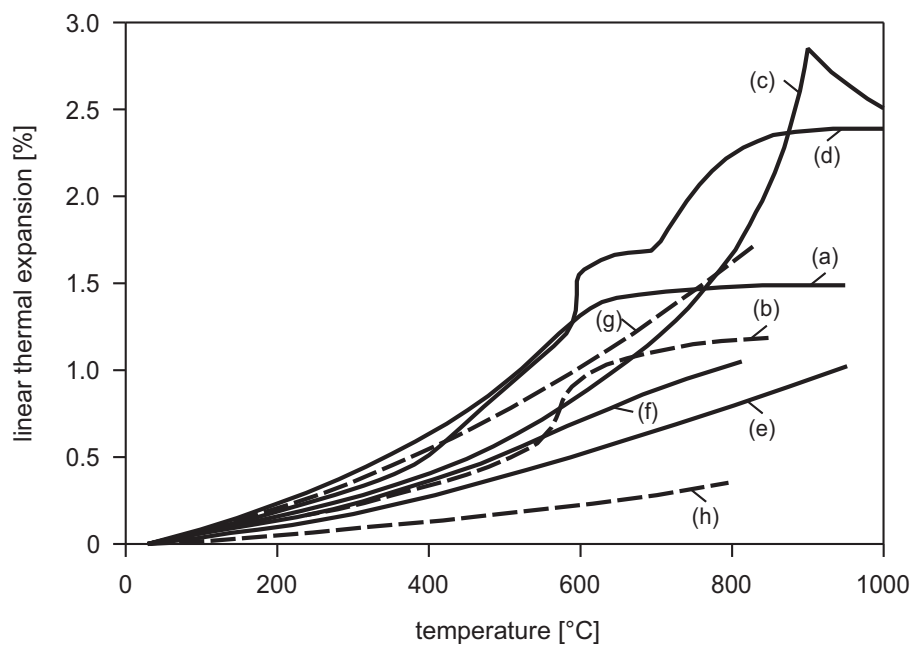
Siccome la temperatura non è uniforme sulla sezione, si genera una distribuzione di sforzi non uniformi. Inoltre la microstruttura del calcestruzzo è causa di una deformazione termica differente tra la pasta cementizia e gli aggregati. Quando queste differenze di deformazioni diventano rilevanti si generano delle autotensioni che possono anche danneggiare la microstruttura del calcestruzzo.

### **3.2.1 Dilatazione termica della pasta cementizia**

Come si può osservare nel Grafico 3.1, per una temperatura che va fino ai  $105^{\circ}C$  circa, la pasta cementizia indurita mostra una espansione che può raggiungere lo 0,2%. Questa espansione è stata in passato collegata al movimento dell'acqua all'interno della pasta cementizia. Successivamente, tra  $150^{\circ}C$  e  $300^{\circ}C$ , non si hanno ulteriori espansioni, mentre sopra i  $300^{\circ}C$  si ha un ritiro della pasta cementizia indurita. Ad  $800^{\circ}C$  il ritiro può variare tra l'1,6% ed il 2,2%. Questa contrazione del calcestruzzo è principalmente collegata alla perdita di umidità durante il riscaldamento.



**Grafico 3.1:** Elongazione termica di pasta cementizia di tipo portland con la temperatura: (a) Phileo (1958); (b) Harada et al. (1972); (c) Cruz e Gillen (1980); (d) Crowley (1956).



**Grafico 3.2:** Espansione termica di vari tipi di aggregati con la temperatura: (a) e (b) sandstone; (c) limestone; (d) granite; (e) anorthosite; (f) basalt; (g) limestone; (h) pumice.

### 3.2.2 Dilatazione termica degli aggregati

Gli aggregati costituiscono approssimativamente il 65 – 80% del volume totale del calcestruzzo ed hanno quindi un notevole effetto sulla variazione di volume che si ha ad elevate temperature. Gli aggregati sono in genere caratterizzati da una espansione termica ed il coefficiente di dilatazione termica, strettamente dipendente dalla classe della roccia, varia tra  $5,5 \cdot 10^{-6}$  e  $11,8 \cdot 10^{-6} C^{-1}$ , come mostrato nel Grafico 3.2.

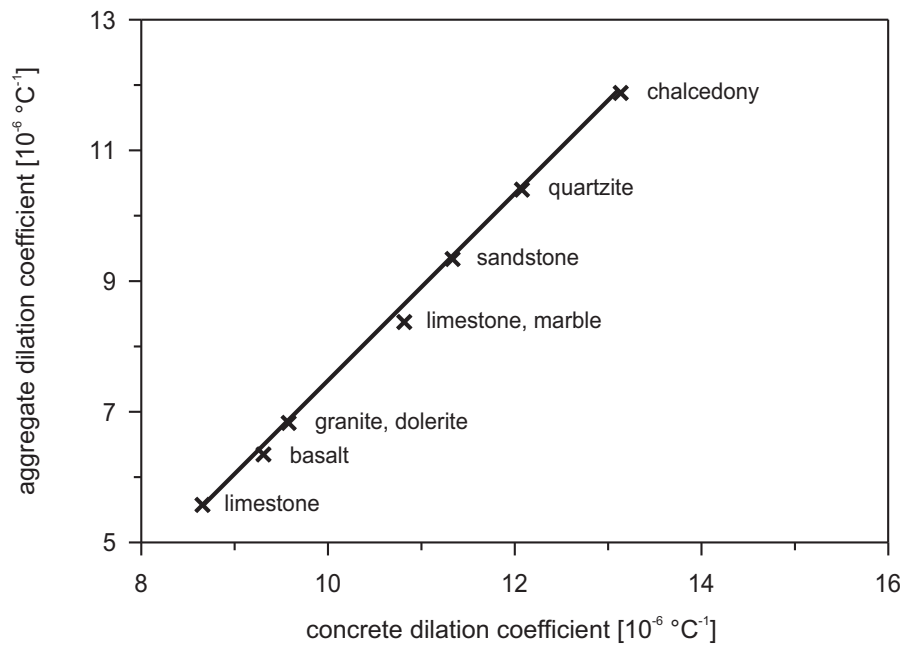
### 3.2.3 Dilatazione termica del calcestruzzo

Il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo  $\alpha$  è influenzato da diversi fattori. Principalmente dal tipo di aggregati come si può notare nei Grafici 3.3 e 3.4. La pasta cementizia ha però un valore di espansione termica più elevato di quello degli aggregati. Per questo motivo si possono fare alcune considerazioni:

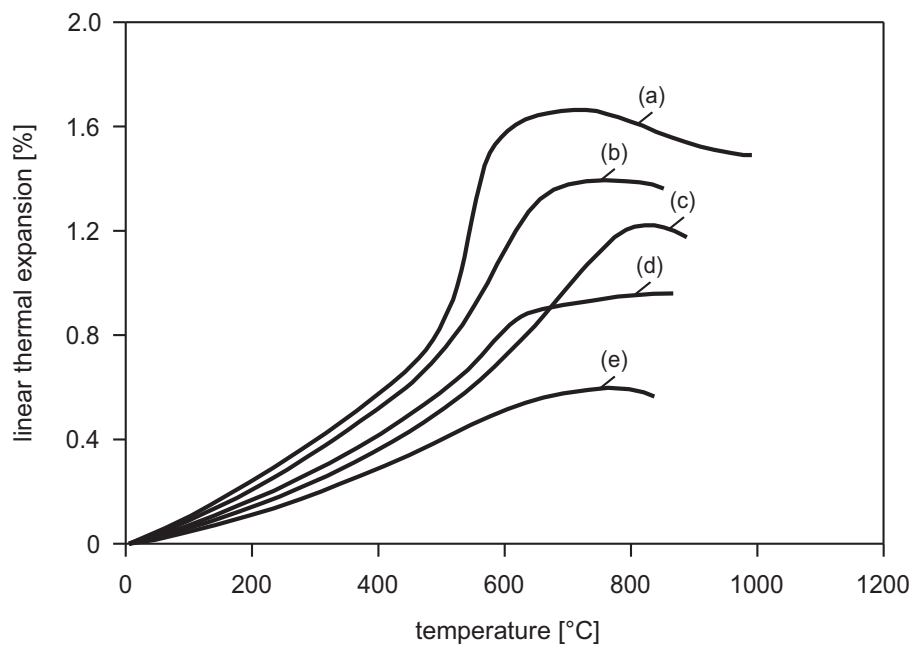
- la dilatazione termica del calcestruzzo è più elevata di quella degli aggregati di cui è composto;
- la dilatazione termica del calcestruzzo dipende fortemente dal tipo di aggregato da cui è composto;
- la dilatazione termica aumenta con il contenuto di cemento;

Un commento va espresso sul fatto che il calcestruzzo mostra un aumento dell'espansione termica con la temperatura, anche se come visto in precedenza per un range di temperatura la pasta cementizia presenta una contrazione. Si può pertanto osservare che l'espansione degli aggregati è superiore alla contrazione della pasta cementizia. Per questo va ribadita l'importanza del tipo di aggregato scelto per il calcestruzzo nell'analisi termica.

Va inoltre osservato che il calcestruzzo, una volta esposto ad elevate temperature, non è in grado di riacquistare la sua lunghezza originale dopo il raffreddamento: questo significa che è un materiale termicamente instabile. I valori residui delle deformazioni termiche sono causati da trasformazioni chimico-fisiche irreversibili che avvengono durante il riscaldamento.



**Grafico 3.3:** Correlazione tra espansione termica degli aggregati e del calcestruzzo.



**Grafico 3.4:** Espansione termica di calcestruzzi composti con differenti tipi di aggregati, in funzione della temperatura (Schneider, 1982): (a) quarzite; (b) sandstone; (c) limestone; (d) basalt; (e) expanded slag.



### 3.3 Proprietà termiche del calcestruzzo

L'evoluzione del campo termico all'interno di una struttura in calcestruzzo è governata dalle sue proprietà termiche. Queste non sono facilmente ricavabili per il calcestruzzo in quanto spesso non è possibile separarle da altri fenomeni chimico-fisici che avvengono all'aumentare della temperatura. Di conseguenza le relazioni tra temperatura e proprietà termiche del calcestruzzo non possono essere studiate tramite una singola legge, ma vanno relazionate con osservazioni teoriche che permettono una corretta interpretazione dei risultati.

#### 3.3.1 Densità

Il volume di una data massa di calcestruzzo varia durante l'esposizione ad elevata temperatura, causando quindi una variazione della densità. Questa variazione non accade soltanto a causa dell'asciugatura del calcestruzzo e dell'espansione termica, ma anche a causa di altri fenomeni quali diffusione dell'acqua, rilascio di gas e deidratazione.

Nei Grafici 3.5 e 3.6 è possibile osservare l'andamento della densità al variare della temperatura per vari tipi di calcestruzzo.

La diminuzione di densità iniziale è dovuta non solo all'espulsione dell'acqua, ma anche all'espansione termica degli aggregati. La densità, a seconda del tipo di aggregato utilizzato può passare da  $2,4g/cm^3$  a valori molto inferiori come  $1,4g/cm^3$  per un calcestruzzo calcareo,  $1,7g/cm^3$  per un calcestruzzo siliceo, o  $2,2g/cm^3$  per un calcestruzzo con aggregati quarziticci.

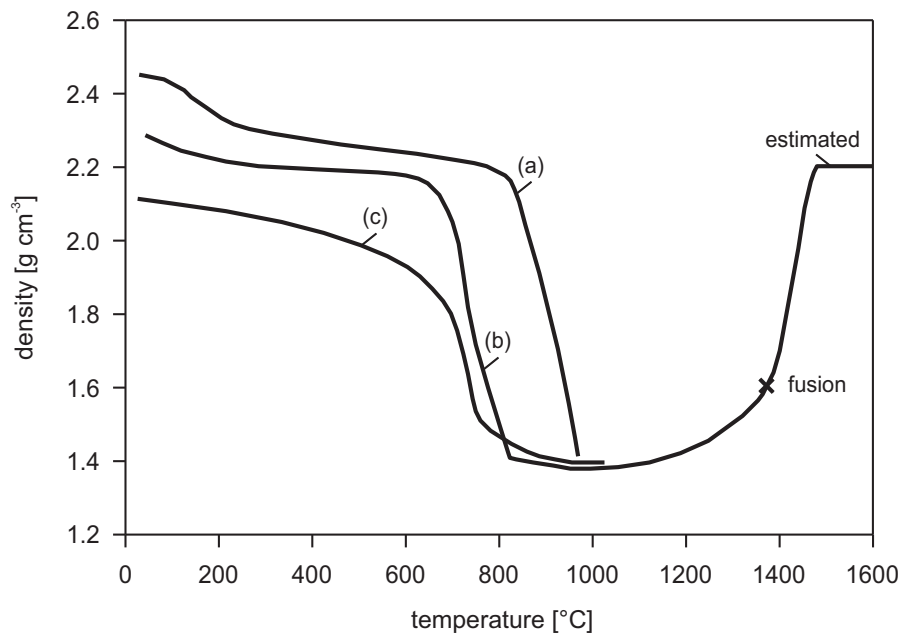
Per temperature elevate, al di sopra dei  $1000^{\circ}C$  si ha un aumento della densità a causa della liquefazione di pasta cementizia ed aggregati.

#### 3.3.2 Calore Specifico

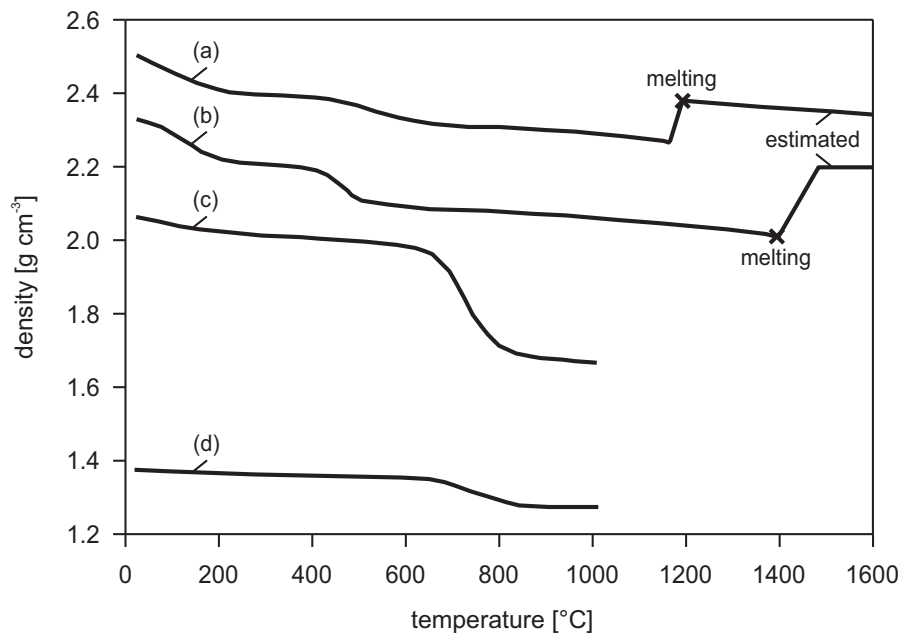
La capacità termica, o calore specifico, di un dato materiale è la quantità di calore richiesta per incrementare la temperatura di una unità di massa di  $1^{\circ}C$ .

Il calore specifico dei comuni aggregati da calcestruzzo è compreso, a temperatura ambiente, tra  $500$  e  $900J/kgK$ , mentre la pasta cementizia ha valori compresi tra  $630$  e  $1720J/kgK$ . Per un comune calcestruzzo, il calore specifico varia tra  $500$  e  $1130J/kgK$ . Il fattore più importante che influenza questa proprietà non è il tipo di aggregato, e nemmeno il mix design del calcestruzzo.

Il contenuto di umidità al momento del processo di riscaldamento è il fattore principale che influenza la variazione di calore specifico. L'acqua infatti possiede un valore di calore specifico molto più elevato di quello di un comune calcestruzzo.



**Grafico 3.5:** Effetto della temperatura sulla densità di un calcestruzzo calcareo: (a) maturato in acqua Schneider (1982); maturato a 20 °C ed al 65% di umidità relativa Schneider (1982); (c) Harmathy e Allen (1973).



**Grafico 3.6:** Effetto della temperatura sulla densità di calcestruzzi con diversi tipi di aggregati: calcestruzzi con aggregati (a) basaltici e (b) quarzitici (Schneider, 1982); (c) silicei e (d) expanded slag (Hamanth e Allen, 1973).

L'andamento del calore specifico per alcuni calcestruzzi può essere osservato nel Grafico 3.7. Si osserva che si ha un incremento fino ad una temperatura di  $700^{\circ}\text{C}$ . Successivamente l'incremento di calore specifico è solo apparente in quanto si hanno delle reazioni chimico-fisiche endotermiche.

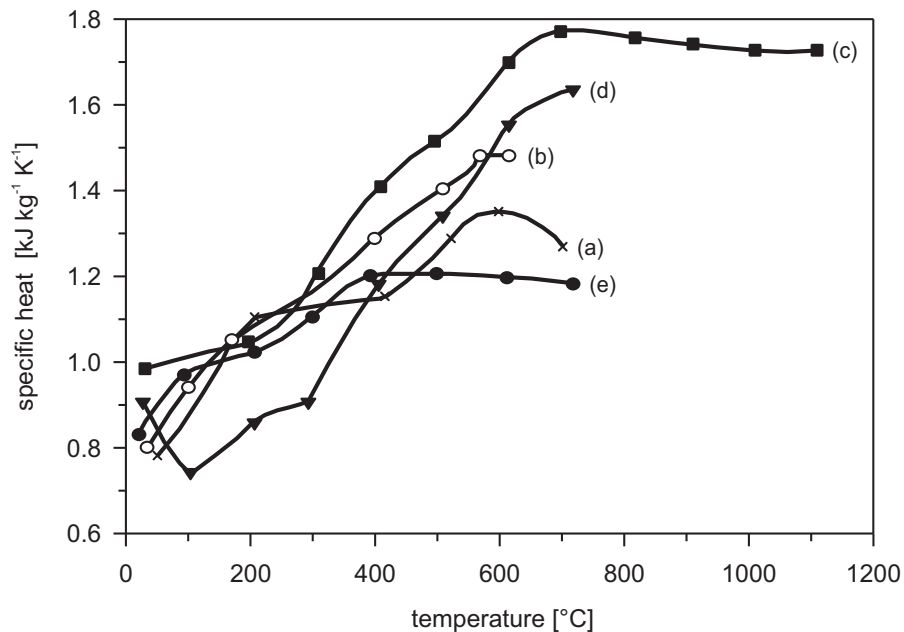
### 3.3.3 Conducibilità termica

La capacità del materiale di trasmettere calore è misurata attraverso la conducibilità.

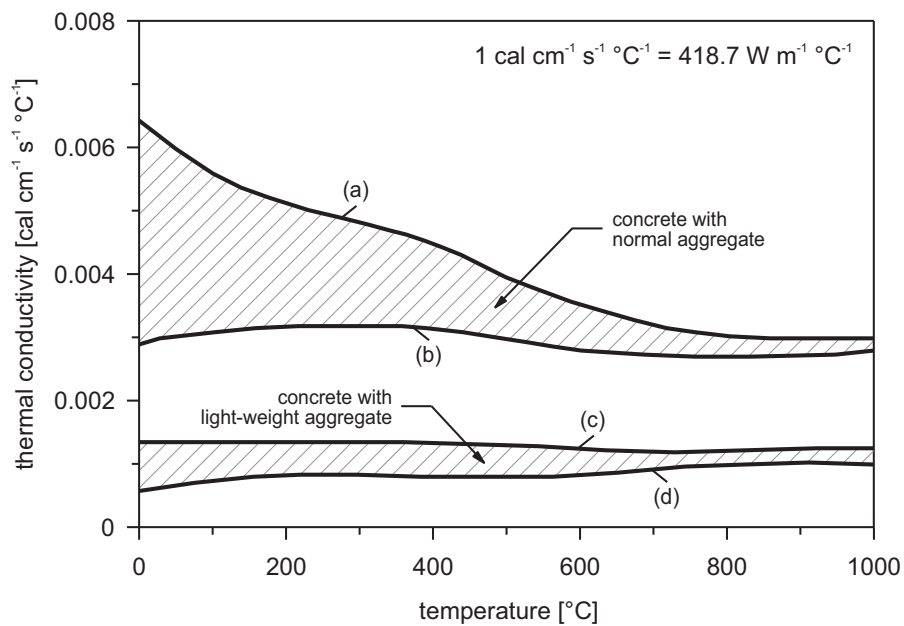
La conduttività termica del calcestruzzo a temperatura ambiente dipende da alcuni fattori tra i quali i più importanti sono la conduttività termica degli aggregati ed il contenuto di umidità.

Valori di conduttività termica sono  $1,0 \div 4,2 \text{ W/mK}$  per quanto riguarda gli aggregati (range molto ampio proprio a causa della diversità di aggregati utilizzabili), e  $1,1 \div 1,6 \text{ W/mK}$  per quanto riguarda la pasta cementizia. Questi ultimi valori dipendono inoltre fortemente dal tasso di umidità e dalla modalità di maturazione del calcestruzzo.

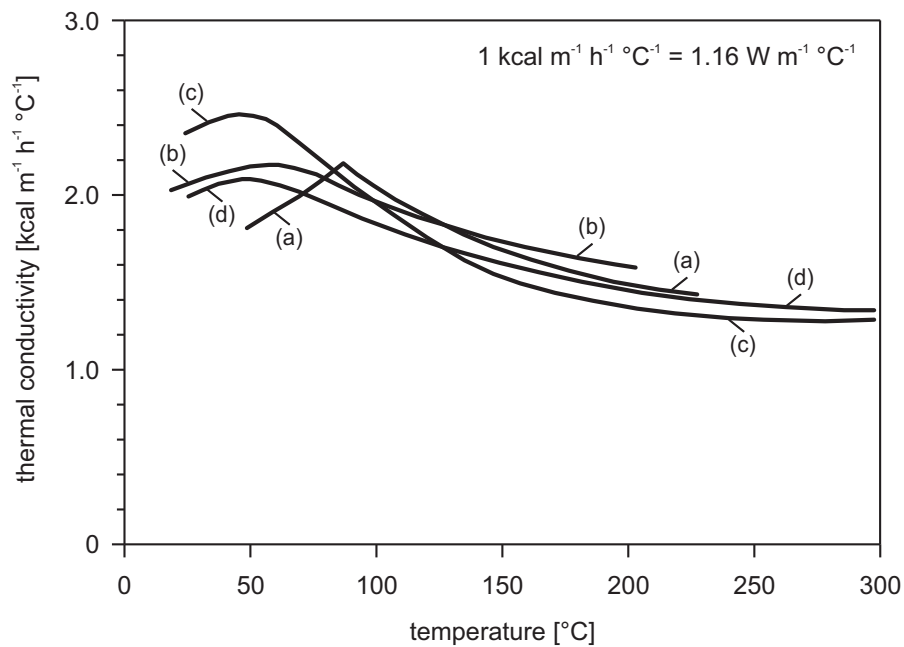
In media la conducibilità termica di un calcestruzzo ordinario varia tra  $1,4 \div 3,6 \text{ W/mK}$ , come si nota nei Grafici 3.8 e 3.9.



**Grafico 3.7:** Effetti della temperatura sul calore specifico di vari tipi di calcestruzzo: aggregati (a) calcarei e (b) silicei (Hamanthy e Allen, 1973); (c) silicei e (d) calcarei (Hildenbrand et al., 1978) e (e) calcareous (Collet e Tavernier, 1976).



**Grafico 3.8:** Conducibilità di diversi calcestruzzi asciugati in forno, in funzione della temperatura (Harmathly, 1970): (a) Calcestruzzo 1, con aggregati quarzitici; (b) Calcestruzzo 2, con aggregati anortositici; (c) Calcestruzzo 3, con expanded slag tipo A; (d) Calcestruzzo 4 con expanded slag tipo B.



**Grafico 3.9:** Conducibilità di diversi calcestruzzi non asciugati in forno, in funzione della temperatura: (a) aggregati calcarei (Crispino, 1972); (b) gravel aggregates (Abe et al., 1972) (c,d) aggregati quarzitici (Maréchal, 1972).

### 3.3.4 Diffusività termica

La diffusività termica, rapporto tra calore trasmesso e calore immagazzinato nella unità di massa, per unità di tempo, può essere valutato come:

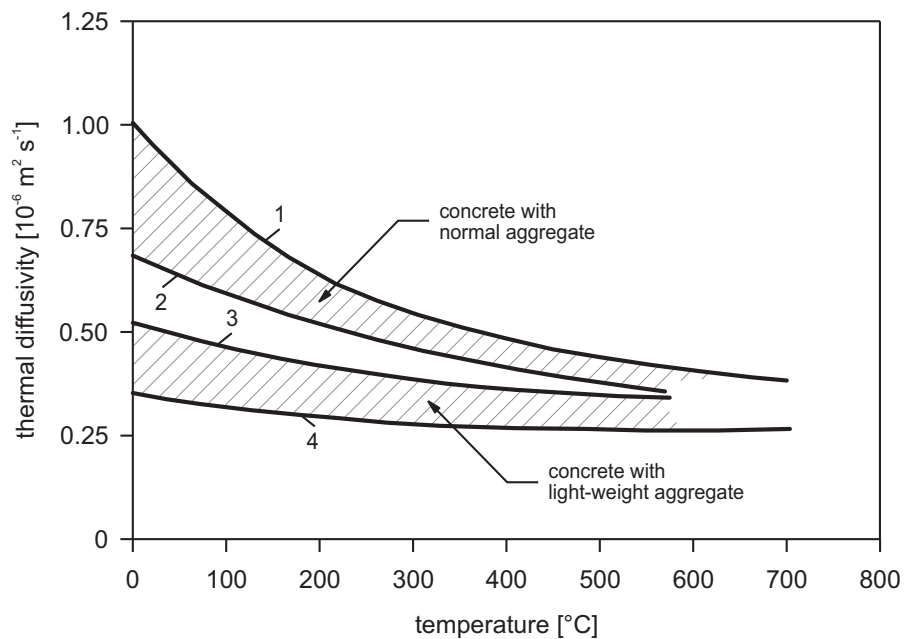
$$D = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \quad (3.1)$$

dove  $\lambda$  è la conducibilità termica,  $c$  è il calore specifico,  $\rho$  è la densità del materiale. In alternativa può essere valutato per via sperimentale.

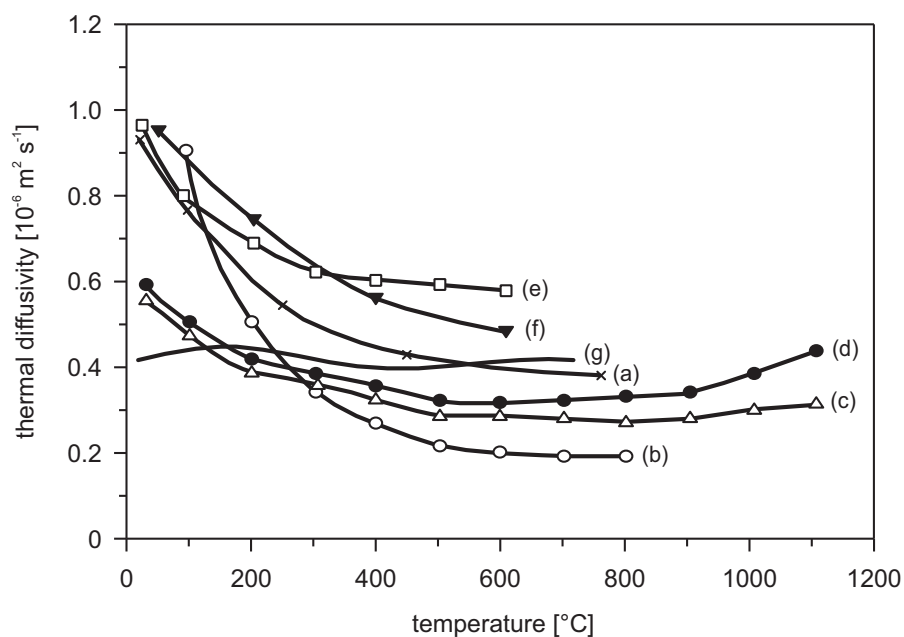
A temperatura ambiente la diffusività del calcestruzzo è influenzata da quella degli aggregati, che può variare tra  $0,69 \cdot 10^{-6} m^2/s$  e  $2,78 \cdot 10^{-6} m^2/s$ .

La pasta cementizia ha una diffusività termica che varia tra  $0,31 \cdot 10^{-6} m^2/s$  e  $0,50 \cdot 10^{-6} m^2/s$  mentre i valori tipici per un calcestruzzo sono compresi tra  $0,69 \cdot 10^{-6} m^2/s$ , per calcestruzzo con aggregati basaltici, e  $1,89 \cdot 10^{-6} m^2/s$ , per calcestruzzo con aggregati quarziticci. Harmathy e Allen (1973) hanno valutato la diffusività termica di campioni essiccati a 105 °C. I risultati, mostrati nel Grafico 3.10, mostrano che i valori per la diffusività termica di calcestruzzi ordinari variano tra le curve limite 1 e 2, mentre per calcestruzzi con aggregati alleggeriti la diffusività varia tra le curve 3 e 4. Si può inoltre notare che la diffusività di un calcestruzzo ordinario diminuisce del 50 % circa, mentre la diminuzione per un calcestruzzo alleggerito è dell'ordine del 25 %.

I risultati variano anche in base al tipo di aggregato come mostrato nel Grafico 3.11.



**Grafico 3.10:** Effetti della temperatura sulla diffusività termica di calcestruzzi silicei, calcarei ed alleggeriti (Harmathy e Allen, 1973).



**Grafico 3.11:** Effetti della temperatura sulla diffusività termica di calcestruzzi di tipo portland con diversi tipi di aggregati: (a) silicei (Harada et al., 1972); calcarei (Chu, 1978); (c) calcarei e (d) silicei (Hildenbrand et al., 1978); (e) silicei (Pogorzelski, 1980); (f) granitici e basaltici e (g) porosi (Schneider, 1982).

### 3.4 Lo Spalling del calcestruzzo

Lo spalling del calcestruzzo consiste nella violenta espulsione di frammenti di materiale dalla superficie di ogni elemento strutturale che è soggetto a rapido riscaldamento, come nel caso di un reale incendio, dove si hanno valori compresi tra 20 e 100 °C · min<sup>-1</sup>.

Lo spalling può essere suddiviso in quattro categorie:

- spalling degli aggregati;
- spalling esplosivo;
- spalling superficiale;
- spalling d'angolo.

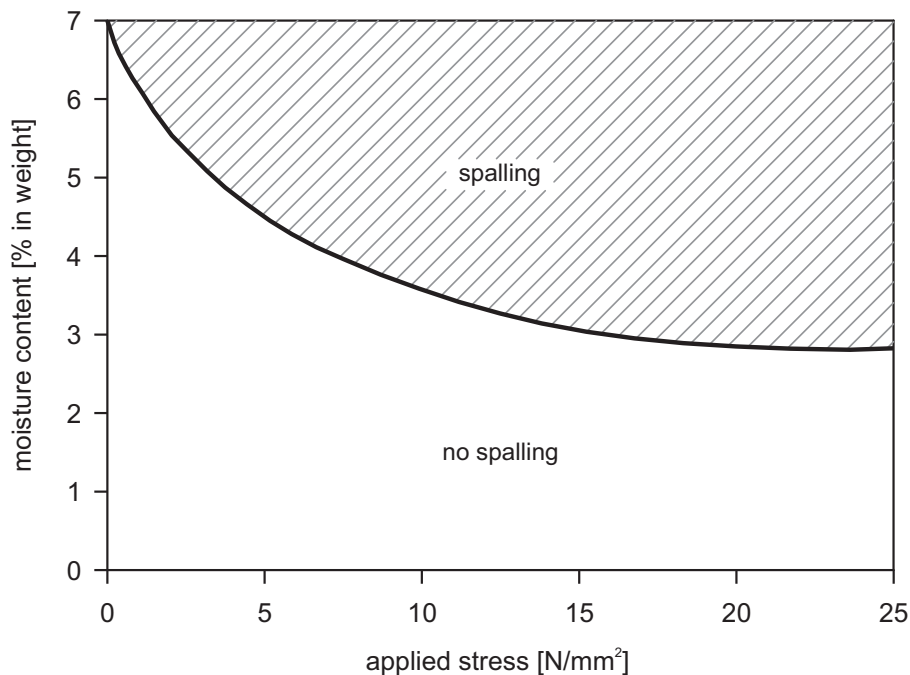
I primi tre tipi di spalling hanno luogo dopo 20-30 minuti di incendio e sono influenzati principalmente dalla velocità di riscaldamento mentre il quarto in genere ha luogo dopo 40-60 minuti di incendio ed è influenzato principalmente dalla temperatura massima. Lo spalling superficiale e quello esplosivo sono fenomeni tipicamente violenti, mentre lo spalling d'angolo è tipicamente un fenomeno non violento. Può essere dimostrato che lo spalling superficiale è semplicemente una sottocategoria dello spalling esplosivo, che è il tipo di spalling termico più importante e studiato.

Vi sono molti fattori che influenzano il fenomeno dello spalling, tra i quali:

- caratteristiche dei materiali, come livello di saturazione dei pori, permeabilità, tipo e dimensioni degli aggregati, fessurazione pregressa e distanza dell'armatura;
- fattori geometrici, come forma e dimensioni della sezione;
- fattori ambientali, come velocità di riscaldamento, forma della curva tempo-temperatura e precarico applicato.

I danni causati sugli elementi strutturali dallo spalling possono causare una elevata inaccuratezza della progettazione degli elementi strutturali in condizioni di incendio e ridurre notevolmente il livello di sicurezza. Pertanto il fenomeno dello spalling dovrebbe essere sempre tenuto in conto tramite dei modelli che predicano il comportamento della struttura. Una determinazione analitica del fenomeno dello spalling è molto complessa in quanto vi sono molti fattori riguardanti la microstruttura e le transizioni di fase da tenere in conto.

Al momento sono per lo più disponibili abachi semplificati, come quello nel Grafico 3.12, che permettono al progettista di tener conto delle situazioni di possibile spalling.



**Grafico 3.12:** Tipico dominio sforzo-umidità proposto per il progetto di sezioni in calcestruzzo soggette a spalling (Khoury, 2000)

Di seguito sono analizzati tre meccanismi proposti per spiegare il fenomeno dello spalling esplosivo.

### 3.4.1 Spalling dovuti a pressione del vapore

Il fattore principale che influenza lo spalling dovuto alla pressione di vapore sono la permeabilità del calcestruzzo, il contenuto iniziale di umidità nei pori e la velocità di riscaldamento.

Nel corso degli anni, e principalmente nell'ultimo periodo, sono stati proposti molti modi per investigare l'andamento della pressione del vapore all'interno del calcestruzzo, anche se il problema resta complesso e non completamente risolto.

### 3.4.2 Spalling dovuti a stati di sforzo

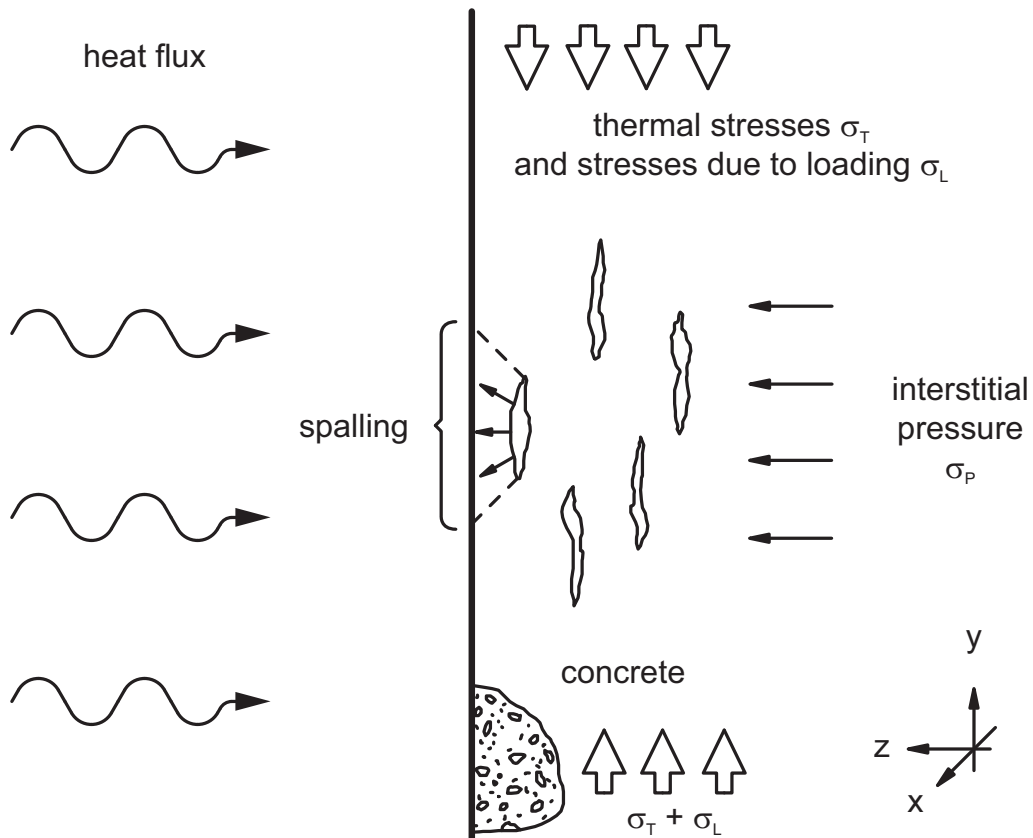
Oltre alla pressione del vapore, anche un elevato stato di sforzo causato dal rapido riscaldamento può contribuire allo spalling esplosivo.

Il gradiente di temperatura all'interno del calcestruzzo induce degli elevati stati di sforzo sulla superficie riscaldata (causati principalmente da una dilatazione termica vincolata) e di conseguenza sforzi di trazione lontano dalla zona riscaldata, in zone relativamente fredde. Lo sforzo di compressione vicino alla superficie può essere



incrementato dalla presenza contemporanea dei carichi.

Tuttavia, nella maggior parte delle strutture il livello di carico non porta al raggiungimento dello stato di sforzo necessario per avere collasso per spalling. Di conseguenza lo spalling termico dovuto esclusivamente allo stato di sforzo è un fenomeno piuttosto raro.



**Figura 3.13:** Stati di sforzo agenti sul calcestruzzo nella fase di riscaldamento (Khoury, 2000)

### 3.4.3 Combinazione dei tre meccanismi

Lo spalling esplosivo si verifica in genere sotto l'azione combinata di diversi fattori, tra i quali la pressione interstiziale e la compressione vicino alla superficie riscaldata, fattori dei quali si è discusso in precedenza. Questi fattori presi separatamente, raramente provocano il fenomeno dello spalling e va quindi indagata la loro azione sinergica. Quando l'azione combinata di questi effetti supera la resistenza a trazione del materiale, si sviluppano fessure parallele alla superficie, accompagnate da un improvviso rilascio di energia ed una violenta rottura degli strati esterni vicini alla zona riscaldata. In Figura 3.13 si mostra l'azione combinata di sforzi statici, termici e

dovuti alla pressione di vapore interstiziale.

La pressione dei pori e lo spalling termico agiscono insieme o indipendentemente a seconda delle dimensioni dell'elemento, delle caratteristiche del calcestruzzo, e del contenuto di umidità. In ogni caso, i test condotti fin ora, sia per calcestruzzo normale sia per calcestruzzo ad alte prestazioni, hanno mostrato che tra i due meccanismi quello predominante è lo spalling causato da pressione nei pori. Questo fatto spiega quanto sia utile l'utilizzo di calcestruzzo con fibre in polipropilene come strumento per prevenire lo spalling termico. Le fibre infatti si fondono ad un certo livello di temperatura, aumentando il grado di porosità del calcestruzzo e favorendo la fuoriuscita del vapore.

### **3.5 Proprietà meccaniche del calcestruzzo**

Il calcestruzzo, come già accennato è un materiale termicamente instabile, e presenta un decadimento delle caratteristiche meccaniche con l'aumentare della temperatura. Questo può essere attribuito a diversi fattori:

- cambiamenti chimico-fisici che hanno luogo nella pasta cementizia indurita;
- cambiamenti chimico-fisici negli aggregati;
- incompatibilità termica tra pasta cementizia ed aggregati.

Differenze nell'andamento del decadimento delle proprietà possono essere attribuite a fattori come:

- temperatura massima raggiunta;
- durata dell'incendio;
- quantità di calore assorbito;
- carichi esterni applicati;
- riscaldamento in condizioni sigillate o meno.

La resistenza del calcestruzzo può essere misurata sia tramite test a regime o nel transitorio. Nel caso di test a regime, il provino viene riscaldato fino ad una temperatura di riferimento, e poi si incrementa gradualmente il carico misurando sforzi e deformazioni fino a giungere a collasso. Si parla di "hot test" nel caso in cui questo sia eseguito ad elevata temperatura, e di "residual test" nel caso in cui questo sia condotto una volta raffreddato il provino.

Nel caso di test eseguiti nel transitorio si possono ottenere risultati molto importanti per interpretare il comportamento del materiale nelle condizioni ambientali in un incendio reale. Lo svantaggio principale è però che la temperatura all'interno del

provino non è uniforme e quindi la temperatura a cui il test viene eseguito resta incognita. Invece i test eseguiti in condizioni di regime non solo sono rappresentativi di una determinata temperatura, ma possono essere legati facilmente al legame costitutivo del materiale.

#### **3.5.1 Resistenza a compressione**

E' possibile fare alcune considerazioni qualitative riguardo agli effetti che la temperatura ha sulla resistenza a compressione del calcestruzzo. Osservando l'andamento della resistenza a compressione con la temperatura, mostrato nel Grafico 3.14, si vede un iniziale decadimento fino ad una temperatura di circa  $90^{\circ}C$  e successivamente un incremento di resistenza fino a che non viene raggiunta una temperatura di circa  $200^{\circ}C$ . Per temperature superiori si ha un decadimento monotono, fino a raggiungere per  $800^{\circ}C$  un valore di resistenza che può anche essere il 20% di quello iniziale.

Fortunatamente, durante un incendio reale, soltanto i primi centimetri di spessore superano la temperatura di  $300^{\circ}C$  a causa della scarsa diffusività del calcestruzzo. Nella pratica progettuale, quello che si fa è rimuovere lo strato di calcestruzzo che è stato danneggiato dalla temperatura. Nel caso questo strato non venga espulso durante l'incendio, pur non avendo più funzioni statiche, continua a garantire una protezione termica agli strati più interni e soprattutto alle barre di armatura.

Tra i fattori che influenzano la resistenza a compressione del calcestruzzo ad elevate temperature, c'è il tipo di aggregati (calcestruzzo con aggregati silicei sembra soffrire di più la variazione di temperatura se comparato con altri) ed il contenuto di cemento. Non sembra giocare un ruolo fondamentale il rapporto acqua cemento.

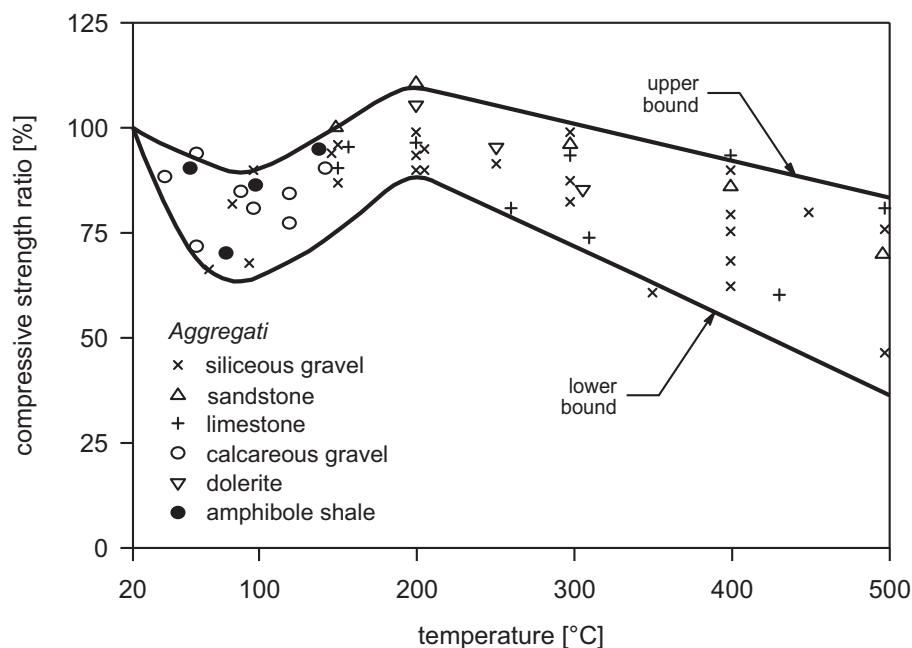
Un altro fattore che risulta determinante è la quantità di precarico applicata, che può avere effetti benefici sull'influenza della temperatura sulle proprietà di resistenza a compressione e modulo elastico.

Inoltre la durata dell'evento e la velocità di incremento della temperatura hanno un ruolo importante per quanto riguarda le caratteristiche residue.

#### **3.5.2 Resistenza a trazione**

La resistenza a trazione può essere misurata tramite test diretti (su provini provvisti o meno di dentellatura), o test indiretti (come ad esempio il "three or four point bending test", o lo splitting test).

Come nel caso della resistenza a compressione sono svariati i fattori che influenzano la resistenza a trazione per un elemento soggetto a gradiente di temperatura. E'



**Grafico 3.14:** Resistenza a compressione relativa di un cemento di tipo portland contenente aggregati normali, in funzione della temperatura (Campbell-Allen et al., 1965).

possibile affermare che la resistenza a trazione di un elemento in calcestruzzo decade più velocemente di quanto faccia la resistenza a compressione.

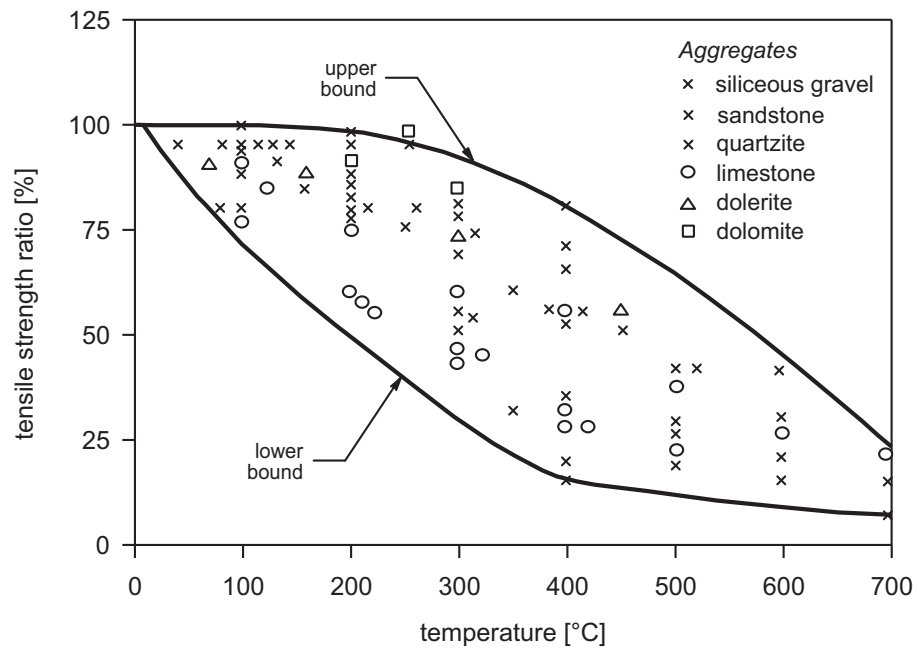
Il tipo di aggregato sembra giocare ancora un ruolo determinante nell'andamento della resistenza a trazione ad elevate temperature, mentre non sembra avere grande influenza la forma della curva tempo-temperatura.

Si può notare dal Grafico 3.15 che la resistenza a trazione in condizioni residue è generalmente inferiore a quella in condizioni "a caldo". Infine, per temperature superiori a  $150^{\circ}\text{C}$ , più il periodo di riscaldamento è lungo, più marcato è il decadimento della resistenza a trazione.

### 3.5.3 Modulo elastico

L'esposizione ad elevate temperature del calcestruzzo influenza notevolmente le deformazioni, tanto che è difficilmente possibile fare riferimento ad una deformazione "elastica" del materiale.

Le deformazioni dovute ad uno stato di sforzo per un calcestruzzo soggetto ad elevate temperature sono prevalentemente viscoelastiche, quando lo stato di sforzo non è elevato, o viscoplastiche per elevati stati di sforzo. A causa dell'elevato numero di fattori che entrano in gioco, il concetto di viscoelasticità o viscoplasticità non può



**Grafico 3.15:** Resistenza a trazione normalizzata di calcestruzzi di tipo portland contenenti aggregati normali, in funzione della temperatura.

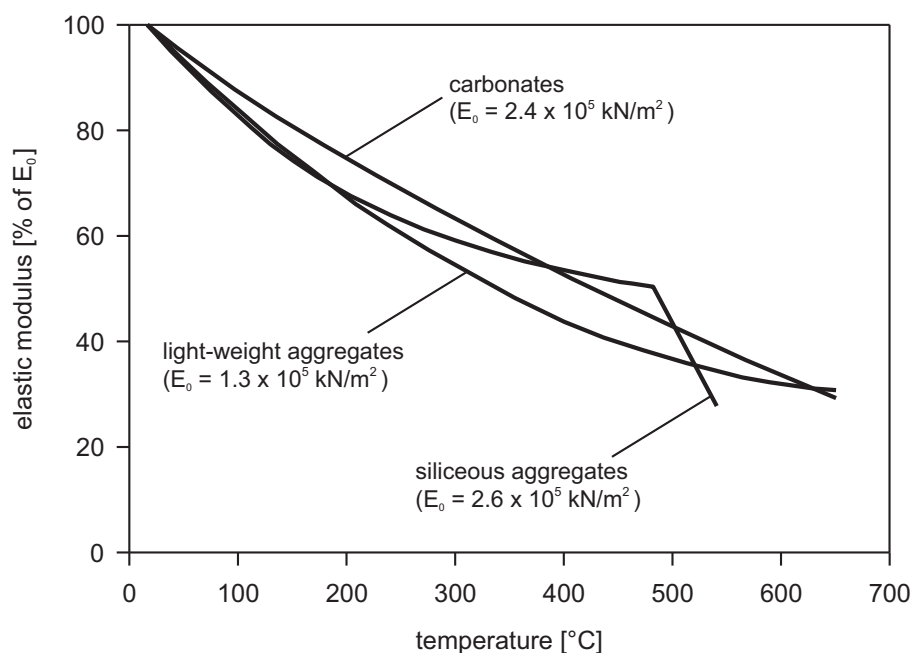
essere più usato e viene fatto riferimento al concetto più generale di viscosità (*creep*).

Il comportamento del materiale consiste nell'incremento nel tempo delle deformazioni indotte da uno stato di sforzo costante, e le deformazioni istantanee elastiche sono di conseguenza solo una piccola parte di quelle totali.

L'incremento delle deformazioni di viscosità con la temperatura è una caratteristica di tutti i solidi soggetti a riscaldamento. Sopra i  $100^{\circ}\text{C}$  e per modesti stati di sforzo, la viscosità ha luogo all'interno della pasta cementizia, a causa probabilmente della rottura dei legami nel gel cementizio. Inoltre la viscosità può essere incrementata dalla diffusione dell'umidità all'interno dei micropori del gel cementizio.

La rottura dei legami nella microstruttura della pasta cementizia, causata dall'incremento di temperatura ha effetti anche sul modulo elastico  $E$ , pur essendo la materia ancora sotto discussione in quanto è difficile ricavare separatamente gli effetti a breve termine.

Un altro fattore che influenza il decadimento del modulo elastico è il tipo di aggregato utilizzato, come mostrato nel Grafico 3.16.



**Grafico 3.16:** Modulo elastico di calcestruzzi di tipo portland con diversi tipi di aggregati, in funzione della temperatura (Cruz, 1966; Harada, 1957).

### 3.6 Riferimenti normativi [Eurocode 2, 2005]

In generale l'Eurocodice 2-Parte 1-2 suggerisce tre metodi di calcolo del caso di progettazione al fuoco: il metodo tabellare, il metodo semplificato ed i metodi di calcolo generali. Il metodo semplificato consiste nello stabilire una temperatura "limite", ad esempio  $500^{\circ}\text{C}$  al di sopra della quale la resistenza del calcestruzzo si considera nulla ed al di sotto della quale il materiale si considera integro. Per rendere più preciso il calcolo è possibile identificare tre zone, ad esempio attribuendo il 90% della resistenza alle zone di sezione con  $T \leq 400^{\circ}\text{C}$ , il 70% dove  $400^{\circ}\text{C} \leq T \leq 600^{\circ}\text{C}$ , e non considerando reagenti le zone con  $T \geq 600^{\circ}\text{C}$ . I metodi di calcolo generali sono tutti i metodi che forniscono una risposta realistica della struttura, si usano per strutture complesse, esposte all'incendio reale. Si tratta di codici di calcolo strutturale, che tengono conto di tutte le componenti di deformazione, e di codici di calcolo termico per la valutazione dei gradienti.

#### 3.6.1 Curva di temperatura per l'incendio

##### ISO 834

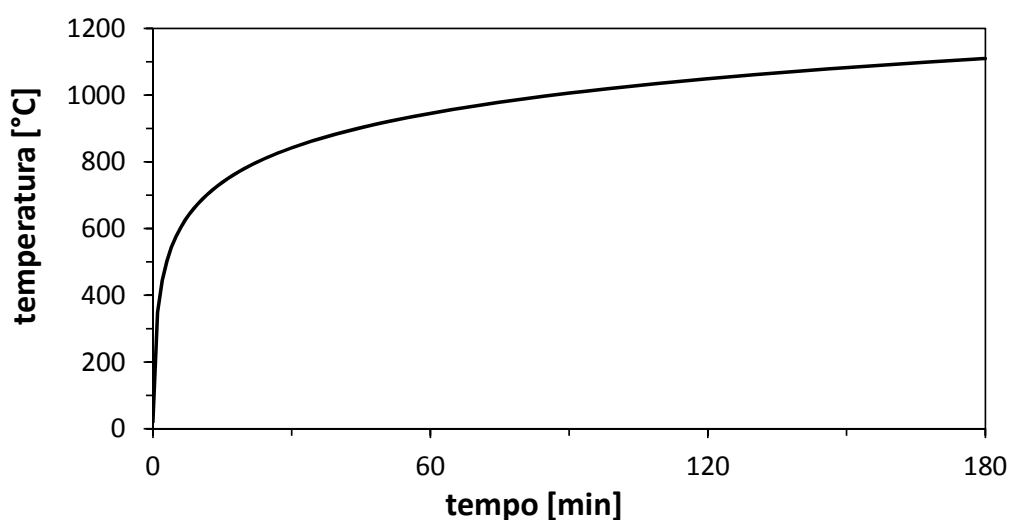
La normativa Europea adotta la curva ISO 834 che è rappresentativa di un incendio di tipo celluloso; verosimilmente gli incendi all'interno dei tunnel stradali non rientrano in questa categoria essendo in generale causati da idrocarburi. Si è scelto comunque di attenersi alle indicazioni da normativa.

La curva di incendio ISO834, mostrata nel Grafico 3.17, è descritta dall'equazione:

$$\theta_g = T_0 + 345 \cdot \text{Log}_{10}(8t + 1) \quad (3.2)$$

Dove:

- $t$  è il tempo, espresso in minuti;
- $T$  è la temperatura, espressa in gradi Celsius;
- $T_0$  è la temperatura iniziale, espressa in gradi Celsius.



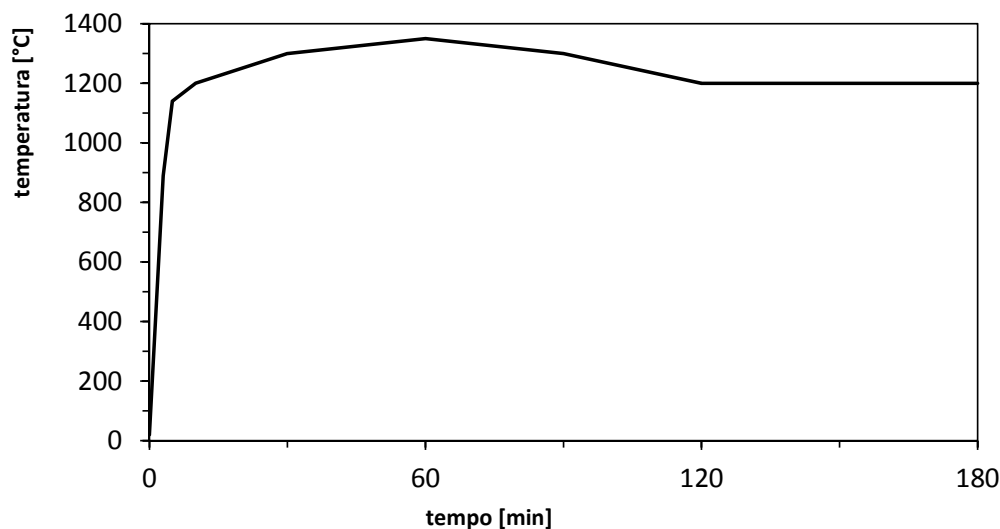
**Grafico 3.17:** Curva di incendio ISO834.

Questa curva rappresenta un incendio cellulosico che presenta una lenta velocità di incremento di temperatura, con legge logaritmica, che supera i  $1100^{\circ}\text{C}$  dopo 3 ore. Curve di questo tipo non presentano una fase di decadimento di temperatura. Una curva di questo tipo è perfettamente applicabile nel caso di edifici, ma nel caso di gallerie non rappresenta il caso più severo possibile.

#### **RWS, RijksWaterStaat**

Curva che rappresenta scenari di incendio più severi. Proposta dal ministero olandese dei lavori pubblici, è definita da una rapida ascesa della temperatura, a valori di  $1200^{\circ}\text{C}$  dopo soli 10 minuti e dal raggiungimento di un picco di  $1350^{\circ}\text{C}$  a cui fa seguito un tratto decrescente. Questa curva vuole simulare camion cisterne che trasportano petrolio in tunnel, con un carico di incendio di 300 MW.

La curva è rappresentata nel Grafico 3.18 ed innanzitutto si può notare che essa è definita tramite *break points* e non tramite equazioni. Inoltre, come si può vedere nel Grafico 3.20, tale curva presenta il valore di picco più alto tra le curve proposte in letteratura.



**Grafico 3.18:** Curva di incendio RWS

### RABT

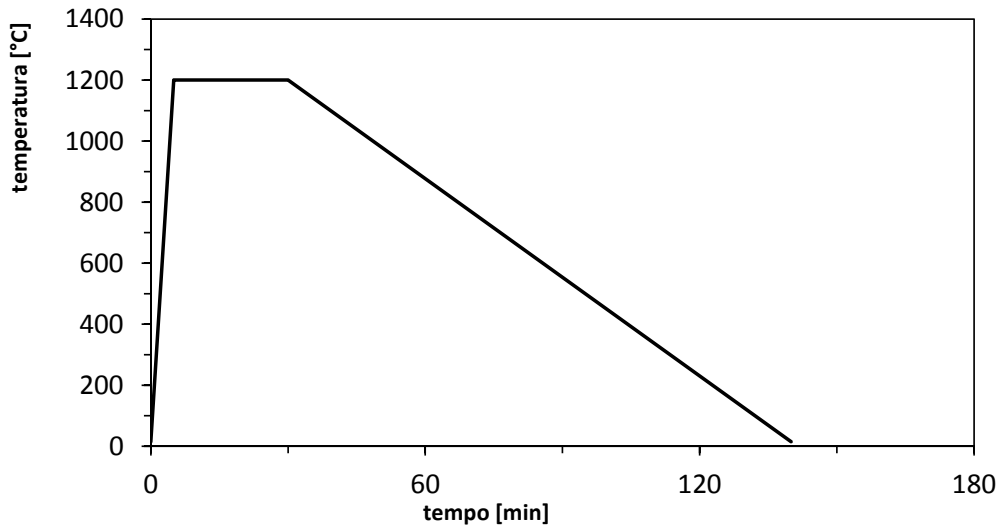
Curve determinate e standardizzate in Germania, e distinte a seconda che si tratti di autovetture o di veicoli ferroviari, caratterizzate da uno scenario di incendio meno severo di quello della RWS, ma con un marcato ramo discendente, ed una temperatura massima di  $1200^{\circ}\text{C}$ .

Facendo riferimento alla curva definita per autovetture, si nota che anche questa curva è definita tramite *break points* e non tramite equazioni. La curva, rappresentata nel Grafico 3.19, raggiunge rapidamente la temperatura massima ( $1200^{\circ}\text{C}$ ) in 5 minuti. La massima temperatura è mantenuta per 25 minuti ed a questo periodo segue un periodo discendente (*cooling phase*) di 110 minuti.

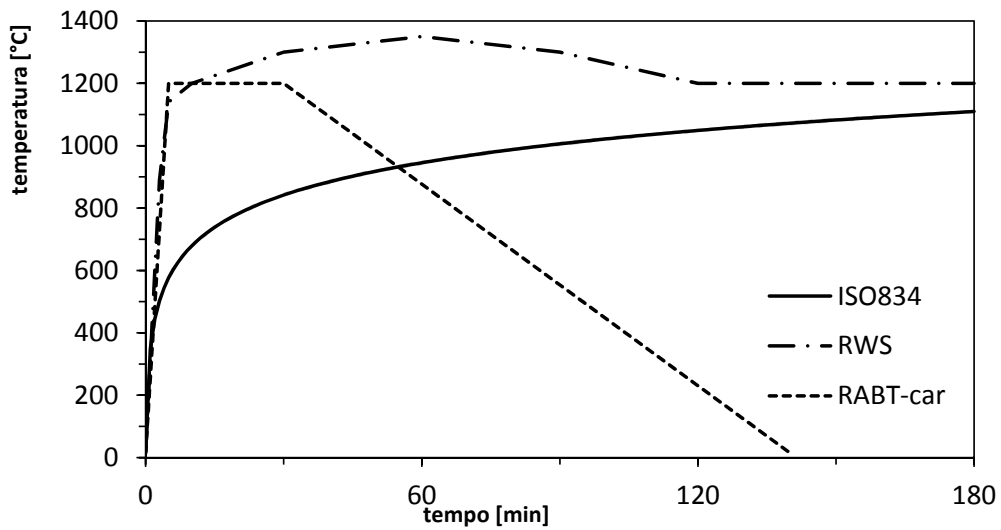
A causa della sua linearità tale curva è utilizzata sia per il progetto che per la ricerca. La curva RABT descrive bene il rapido incremento di temperatura della fase iniziale ed una marcata fase di raffreddamento, caratterizzata da una data velocità. Tale parametro infatti influenza le proprietà residue del calcestruzzo.

Nel lavoro in esame si è scelto di non tener conto degli effetti del raffreddamento del calcestruzzo in quanto il problema è certamente complesso.





**Grafico 3.19:** Curva di incendio RABT-car



**Grafico 3.20:** Confronto principali curve di incendio caratteristiche di letteratura

Dall'analisi degli incendi di cui si è discusso nel capitolo introduttivo si è potuto constatare come la temperatura raggiunta sia stata sempre inferiore o uguale a quella massima considerata in tali curve: Channel ( $1000^{\circ}C$ ), San Gottardo ( $1200^{\circ}C$ ), Monte Bianco ( $1000^{\circ}C$ ), Tauern ( $1200^{\circ}C$ ).

### 3.6.2 Caratteristiche termiche del calcestruzzo

#### Deformazione termica

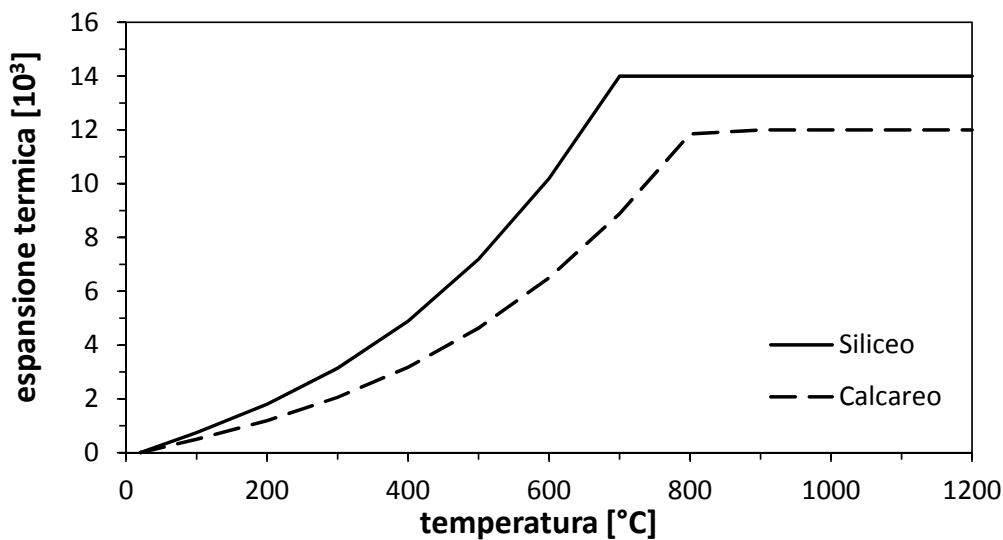
La deformazione termica del calcestruzzo può essere determinata tramite le formule suggerite dall'Eurocodice 2 Parte1-2 al paragrafo 3.3.1. Gli andamenti della deformazione termica per gli aggregati silicei e calcarei sono riportati nel Grafico 3.21.

Aggregati silicei:

$$\varepsilon_c(\theta) = \begin{cases} -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6}\theta + 2,3 \cdot 10^{-11}\theta^3 & \text{se } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \\ 14 \cdot 10^{-3} & \text{se } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases}$$

Aggregati calcarei:

$$\varepsilon_c(\theta) = \begin{cases} -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6}\theta + 1,4 \cdot 10^{-11}\theta^3 & \text{se } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805^\circ\text{C} \\ 12 \cdot 10^{-3} & \text{se } 805^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases}$$



**Grafico 3.21:** Deformazione termica del calcestruzzo.

#### Calore specifico

Nel paragrafo 3.3.2 dell'Eurocodice 2 Parte1-2 si trovano le indicazioni per il calcolo del calore specifico. Questa grandezza è fortemente dipendente dall'umidità del calcestruzzo mentre in normativa non vengono fatte distinzioni per quanto riguarda il tipo di aggregati.

Sono proposti quindi tre andamenti, relativi a tre livelli di umidità (Grafico 3.22):

- 0 %
- 1,5 %
- 3 %

Per un livello di umidità pari allo 0%:

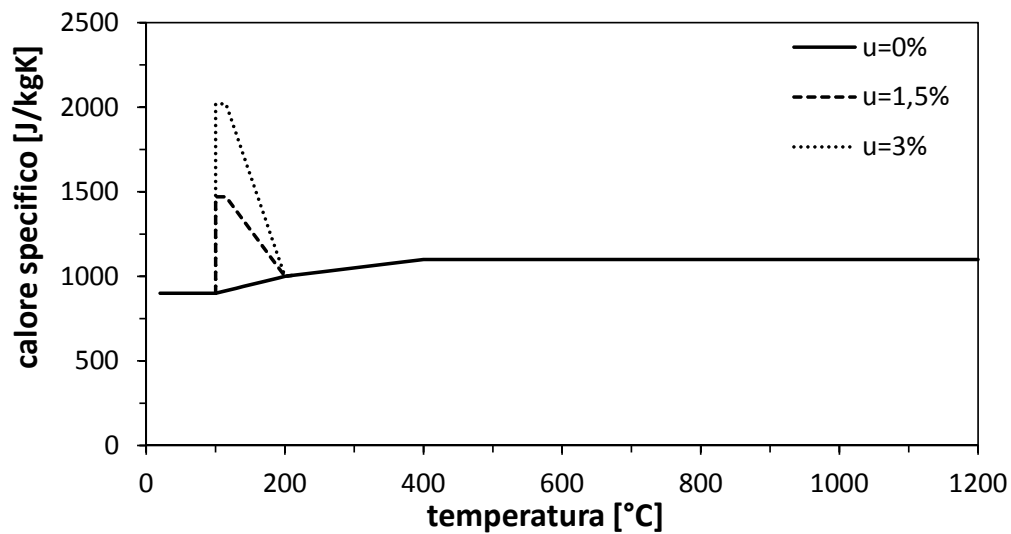
$$c_p(\theta) = \begin{cases} 900 [J/kgK] & \text{se } 20^\circ C \leq \theta \leq 100^\circ C \\ 900 + (\theta - 100) [J/kgK] & \text{se } 100^\circ C \leq \theta \leq 200^\circ C \\ 1000 + (\theta - 200) / 2 [J/kgK] & \text{se } 200^\circ C \leq \theta \leq 400^\circ C \\ 1100 [J/kgK] & \text{se } 400^\circ C \leq \theta \leq 1200^\circ C \end{cases}$$

Per un livello di umidità pari allo 1,5%:

$$c_p(\theta) = \begin{cases} 900 [J/kgK] & \text{se } 20^\circ C \leq \theta \leq 100^\circ C \\ 1470 [J/kgK] & \text{se } 100^\circ C \leq \theta \leq 115^\circ C \\ 1470 - \frac{470}{85} (\theta - 115) [J/kgK] & \text{se } 115^\circ C \leq \theta \leq 200^\circ C \\ 1100 + (\theta - 400) / 2 [J/kgK] & \text{se } 200^\circ C \leq \theta \leq 400^\circ C \\ 1100 [J/kgK] & \text{se } 400^\circ C \leq \theta \leq 1200^\circ C \end{cases}$$

Per un livello di umidità pari al 3%:

$$c_p(\theta) = \begin{cases} 900 [J/kgK] & \text{se } 20^\circ C \leq \theta \leq 100^\circ C \\ 2020 [J/kgK] & \text{se } 100^\circ C \leq \theta \leq 115^\circ C \\ 2020 - \frac{1020}{85} (\theta - 115) [J/kgK] & \text{se } 115^\circ C \leq \theta \leq 200^\circ C \\ 1100 + (\theta - 400) / 2 [J/kgK] & \text{se } 200^\circ C \leq \theta \leq 400^\circ C \\ 1100 [J/kgK] & \text{se } 400^\circ C \leq \theta \leq 1200^\circ C \end{cases}$$



**Grafico 3.22:** Calore specifico per tre diversi valori di umidità.

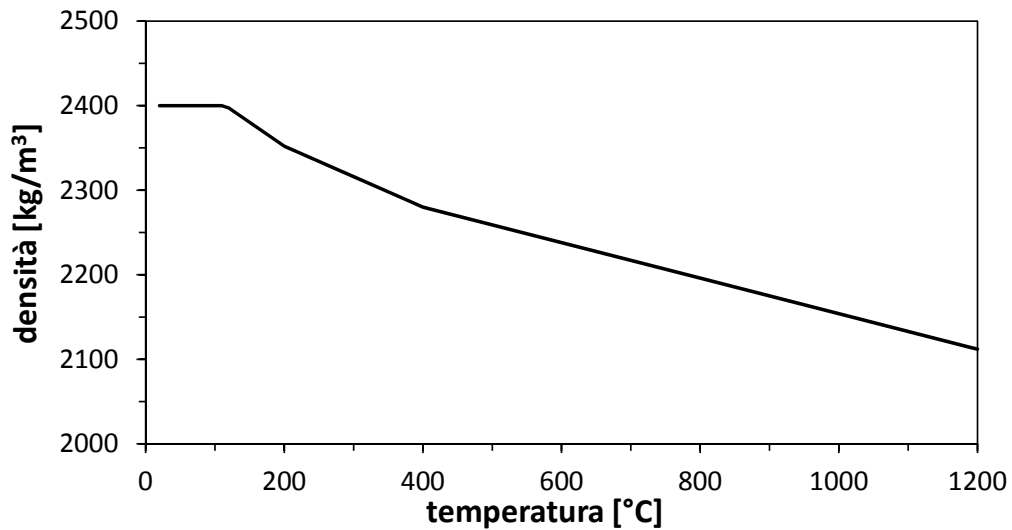
### Densità

La densità, che gioca un ruolo importante nella trasmissione del calore per conduzione, varia con la temperatura. La legge di variazione, fornita dalla normativa al paragrafo 3.3.2(3), mostrata nel Grafico 3.23, è descritta dall'equazione:

$$\rho(\theta) = \begin{cases} \rho(20^{\circ}C) & \text{se } 20^{\circ}C \leq \theta \leq 115^{\circ}C \\ \rho(20^{\circ}C) \cdot \left(1 - \frac{0,02(\theta-115)}{85}\right) & \text{se } 115^{\circ}C \leq \theta \leq 200^{\circ}C \\ \rho(20^{\circ}C) \cdot \left(0,98 - \frac{0,03(\theta-200)}{200}\right) & \text{se } 200^{\circ}C \leq \theta \leq 400^{\circ}C \\ \rho(20^{\circ}C) \cdot \left(0,95 - \frac{0,07(\theta-400)}{800}\right) & \text{se } 400^{\circ}C \leq \theta \leq 1200^{\circ}C \end{cases}$$

Dove il valore di densità a temperatura ambiente è considerato pari a:

$$\rho(20^{\circ}C) = 2400 \text{ kg/m}^3 \quad (3.3)$$



**Grafico 3.23:** Densità del calcestruzzo in funzione della temperatura.

### Conducibilità termica

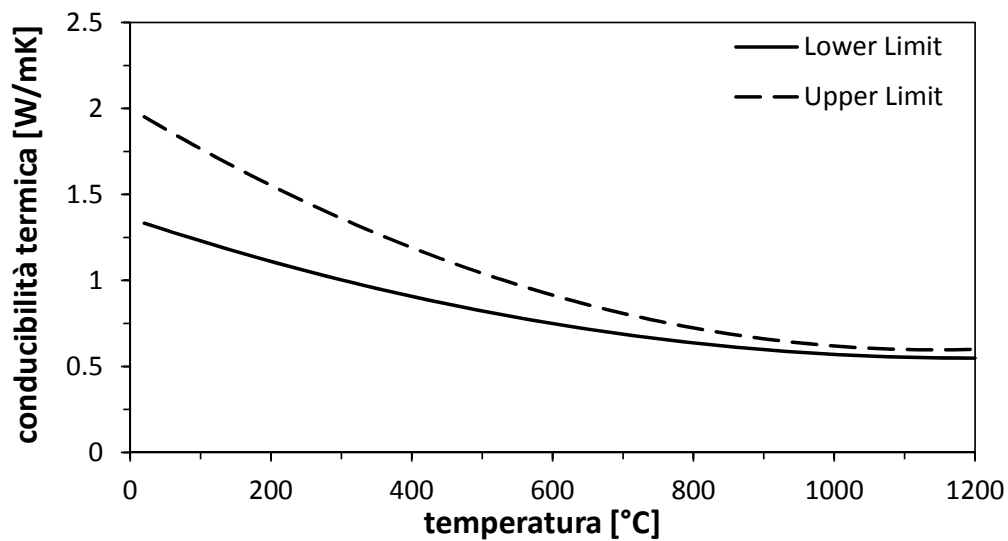
La conducibilità termica del calcestruzzo può essere determinata, secondo l'Eurocodice 2 Parte 1-2, tra due valori limite denominati *upper limit* (Grafico 3.24). Il primo risulta essere meno attendibile, in quanto ottenuto dalla sperimentazione su provini composti in acciaio e calcestruzzo mentre il secondo è riferito proprio a provini in calcestruzzo.

*Upper Limit*

$$\lambda_c \left[ \frac{W}{mK} \right] = 2 - 0,2451 \cdot \frac{\theta}{100} + 0,0107 \cdot \left( \frac{\theta}{100} \right)^2 \quad (3.4)$$

*Lower Limit*

$$\lambda_c \left[ \frac{W}{mK} \right] = 1,36 - 0,136 \cdot \frac{\theta}{100} + 0,0057 \cdot \left( \frac{\theta}{100} \right)^2 \quad (3.5)$$



**Grafico 3.24:** Conduttività termica del calcestruzzo.

### Emissività

L'emissività dei corpi in calcestruzzo, parametro fondamentale per il calcolo della trasmissione del calore per irraggiamento, ha un valore inferiore all'unità. La normativa, al paragrafo 2.2, prevede come valore di emissività per il calcestruzzo:

$$e = 0,7$$

### Fattore di Convezione

Anche questo valore è suggerito dal testo di legge ed è assunto pari a:

$$h = 25 \frac{W}{m^2K}$$

### 3.6.3 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

#### Calcestruzzo soggetto a compressione

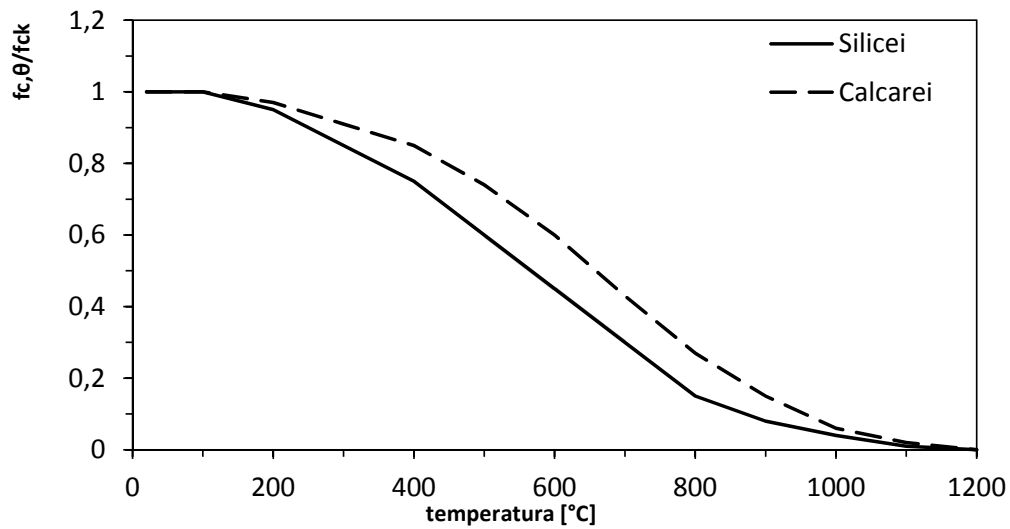
Le proprietà di resistenza e deformabilità del calcestruzzo compresso uniassialmente ad elevate temperature sono ricavate dalle relazioni sforzo-deformazione presentate in Tabella 3.1, (EC2, Parte1-2 3.2.2.1). Le relazioni sforzo-deformazione sono definite da due parametri:

- la resistenza a compressione  $f_{c,\theta}$ ;
- la deformazione di snervamento  $\varepsilon_{c1,\theta}$  corrispondente ad  $f_{c,\theta}$ ;

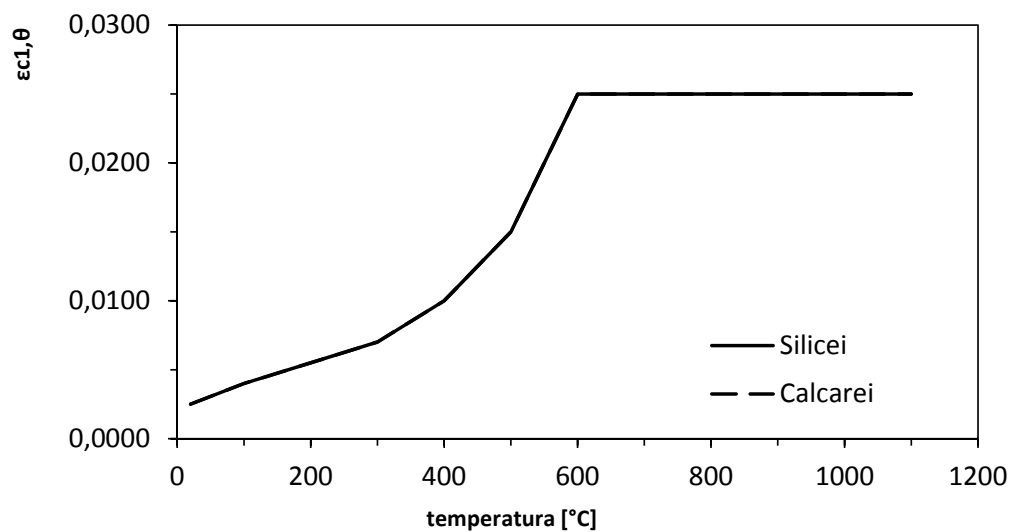
| T [°C] | Aggregati Silicei     |                           |                            | Aggregati Calcarei    |                           |                            |
|--------|-----------------------|---------------------------|----------------------------|-----------------------|---------------------------|----------------------------|
|        | $f_{c,\theta}/f_{ck}$ | $\varepsilon_{c1,\theta}$ | $\varepsilon_{cu1,\theta}$ | $f_{c,\theta}/f_{ck}$ | $\varepsilon_{c1,\theta}$ | $\varepsilon_{cu1,\theta}$ |
| 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:** Valori dei principali parametri della relazione sforzo-deformazione del calcestruzzo ad elevate temperature, con aggregati Silicei e Calcarei.

L'andamento dei parametri descritti è riportato nei Grafici 3.25, 3.26 e 3.27. Si nota che per le deformazioni non vi sono differenze nell'approccio da normativa considerando diversi tipi di aggregati.



**Grafico 3.25:** Andamento  $f_{c,\theta}/f_{ck}$  al variare della temperatura



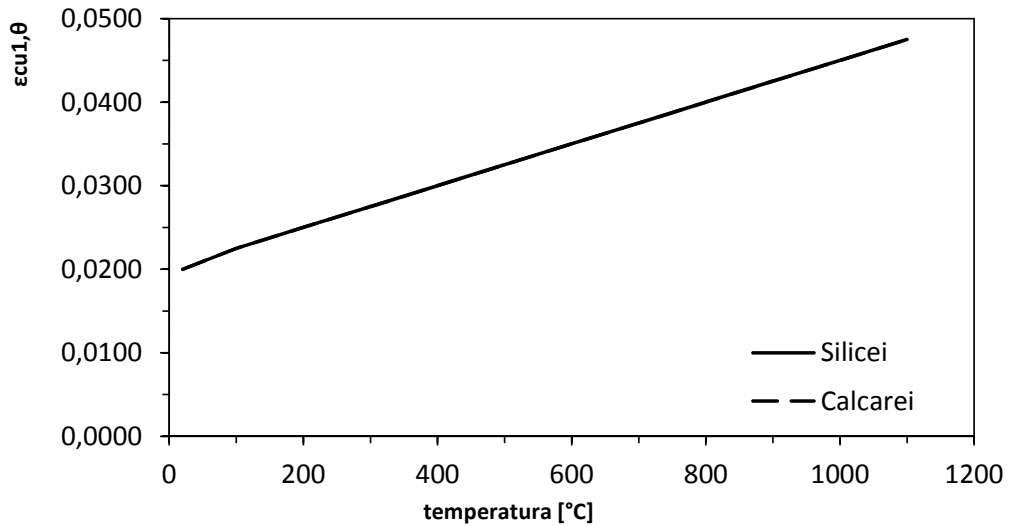
**Grafico 3.26:** Andamento  $\epsilon_{c1,\theta}$  al variare della temperatura

La modellazione matematica della relazione sforzo-deformazione è descritta dall'equazione:

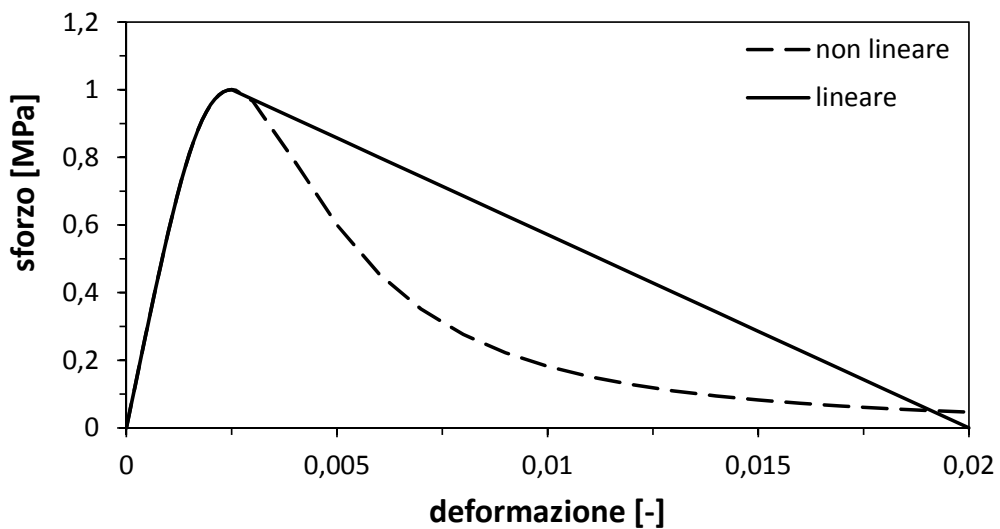
$$\sigma(\theta) = \begin{cases} \frac{n \cdot \epsilon \cdot f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \left( n-1 + \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^n \right)} & \text{per } 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta} \\ \text{stessa espressione, o un andamento lineare} & \text{per } \epsilon_{c1,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{cu1,\theta} \end{cases} \quad (3.6)$$



Nella trattazione in esame si è scelto di utilizzare un andamento lineare per la parte decrescente, come mostrato nel Grafico 3.28.



**Grafico 3.27:** Andamento  $\varepsilon_{cu1,\theta}$  al variare della temperatura



**Grafico 3.28:** Curva sforzo - deformazione adimensionalizzata a 20 °C

Il parametro  $n$  è fissato dalla normativa pari a 3. Nel caso in esame si è però deciso di valutare il valore del parametro, imponendo che la tangente nell'origine alla curva sforzo-deformazione sia pari al modulo elastico. Si è inoltre considerata la

dipendenza dalla temperatura. Dal legame costitutivo proposto dalla normativa:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} \Big|_{(0,0)} = \frac{n \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \cdot \frac{n-1}{(n-1)^2} = E_{c,\theta} \quad (3.7)$$

$$n = \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,\theta} - f_{c,\theta}/\varepsilon_{c1,\theta}} \quad (3.8)$$

### Resistenza a trazione

La resistenza del calcestruzzo a trazione viene normalmente trascurata, operando a favore di sicurezza. Nel caso in esame, utilizzando strumenti di calcolo avanzati, si sceglie di non trascurare tale resistenza e considerare le procedure suggerite da normativa.

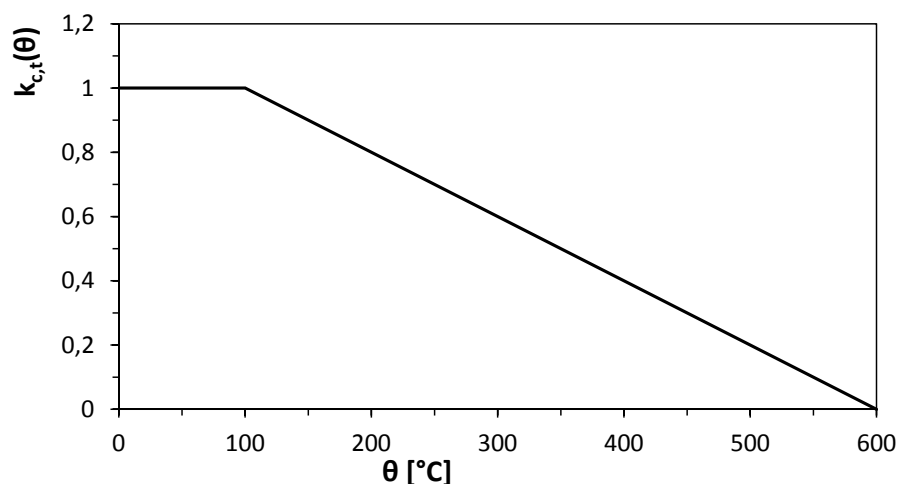
La riduzione della resistenza a trazione è tenuta in conto come segue (Grafico 3.29):

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t}$$

dove  $k_{c,t}(\theta)$  è:

$$k_{c,t}(\theta) = \begin{cases} 1,0 & \text{se } 20^\circ C \leq \theta \leq 100^\circ C \\ 1,0 - 1,0 \cdot \frac{(\theta-100)}{500} & \text{se } 100^\circ C \leq \theta \leq 600^\circ C \end{cases}$$

La resistenza a trazione è nulla per temperature superiori ai  $600^\circ C$ .



**Grafico 3.29:** Coefficiente  $k_{c,t}$  di riduzione della resistenza a trazione del calcestruzzo con la temperatura

## 4 Comportamento del terreno

Una delle tematiche fondamentali da indagare nel momento in cui si voglia studiare a fondo il problema del comportamento di tunnel profondi soggetti ad incendio è quella delle condizioni a contorno geotecniche.

Le gallerie possono essere infatti classificate in base al mezzo geotecnico da cui sono circondate ed in base alla loro posizione (profonde o superficiali). Tali condizioni infatti influenzano anche significativamente la risposta del sistema strutturale. Si dovrà distinguere tra gallerie in ammassi rocciosi o terrosi. Mediante prove in sito ed in laboratorio, per le gallerie in roccia si determinano i principali parametri fisici e meccanici necessari. Si riportano in Tabella 4.1 le principali prove in sito ed in laboratorio.

I parametri che è possibile ricavare tramite le prove sopra elencate possono essere: il tipo di roccia, l'orientazione e le caratteristiche meccaniche delle principali famiglie di giunti, lo stato di sollecitazione naturale nell'ammasso roccioso, le caratteristiche di permeabilità e l'eventuale presenza di faglie.

I risultati delle prove sopra indicate concorrono a formare un quadro omogeneo, nel quale le correlazioni tra i vari risultati costituiscono il modello geomeccanico di interpretazione del comportamento della roccia.

In laboratorio si determinano le caratteristiche della matrice rocciosa e delle superfici elementari dei giunti, in sito si ottiene una risposta più rappresentativa del comportamento reale della roccia.

I parametri ricavati diventano i dati in ingresso per le analisi di stabilità locale e di massa degli scavi mediante modelli numerici. Dal punto di vista dell'ingegnere un qualunque materiale, e quindi anche una roccia, ha due principali aspetti concorrenti nella definizione del comportamento:

- modo di deformarsi sotto sforzo;
- valore massimo dello sforzo sopportabile a rottura.

|                      |   |
|----------------------|---|
| Prove in sito        |   |
|                      | Rilievo geostrutturale di dettaglio   |
|                      | Sondaggi verticali ed inclinati   |
|                      | Prospezioni con sonda televisiva  |
|                      | Rilievi di carotaggio sonico nei fori di sondaggio  |
|                      | Rilievi tomografici sonici fra i fori di sondaggio  |
|                      | Prove dilatometriche  |
|                      | Prove di carico su piastra  |
|                      | Prove con martinetto piatto   |
|                      | Prove per la determinazione dello stato di tensione naturale presente in sito   |
|                      | Misure di convergenza in cunicoli esplorativi   |
|                      | Prove di permeabilità   |
|                      | Sismica a rifrazione all'interno di un cunicolo   |
|                      | Microrifrazione in parete   |
| Prove in laboratorio |   |
|                      | Analisi petrografiche   |
|                      | Determinazione del peso di volume totale e secco, del peso specifico dei grani, della porosità, del contenuto d'acqua, del grado di saturazione e dell'indice di durabilità |
|                      | Misura della velocità sonica  |
|                      | Prove di compressione monoassiale   |
|                      | Prove di compressione triassiale  |
|                      | Prove di trazione diretta   |
|                      | Prove di taglio diretto su discontinuità (artificiali e naturali)   |
|                      | Analisi diffrattometrica a raggi X  |
|                      | Prove di rigonfiamento  |

**Tabella 4.1:** Prove in sito ed in laboratorio per caratterizzazione roccia da [Tanzini, 2006].

La classificazione di Deere, o classificazione ingegneristica delle rocce si basa su due parametri che dipendono dai due aspetti sopra citati:

- resistenza massima a compressione monoassiale  $\sigma_a(ult)$ ;
- modulo di elasticità  $E_t$  misurato come la tangente al diagramma sforzo-deformazione, ottenuto da una prova di compressione monoassiale, al 50% dello sforzo di rottura;

Questa classificazione si riferisce a campioni di roccia "sana" o "intatta" che non contengono macroscopiche fratture di discontinuità. La resistenza a compressione ed il modulo di elasticità devono essere determinati utilizzando provini di roccia cilindrici aventi rapporto altezza/diametro pari a 2.

In base alla resistenza massima a compressione monoassiale le rocce si dividono in 6 classi, come mostrato in Tabella 4.2. In base al rapporto tra il modulo di elasticità tangente  $E_t$  e la resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_{a,ult}$ , le rocce vengono suddivise nelle tre classi riportate in Tabella 4.3.

E' quindi possibile classificare ogni tipo di roccia in base ai valori ricavati dalle prove, assegnando al materiale una sigla composta da due lettere.

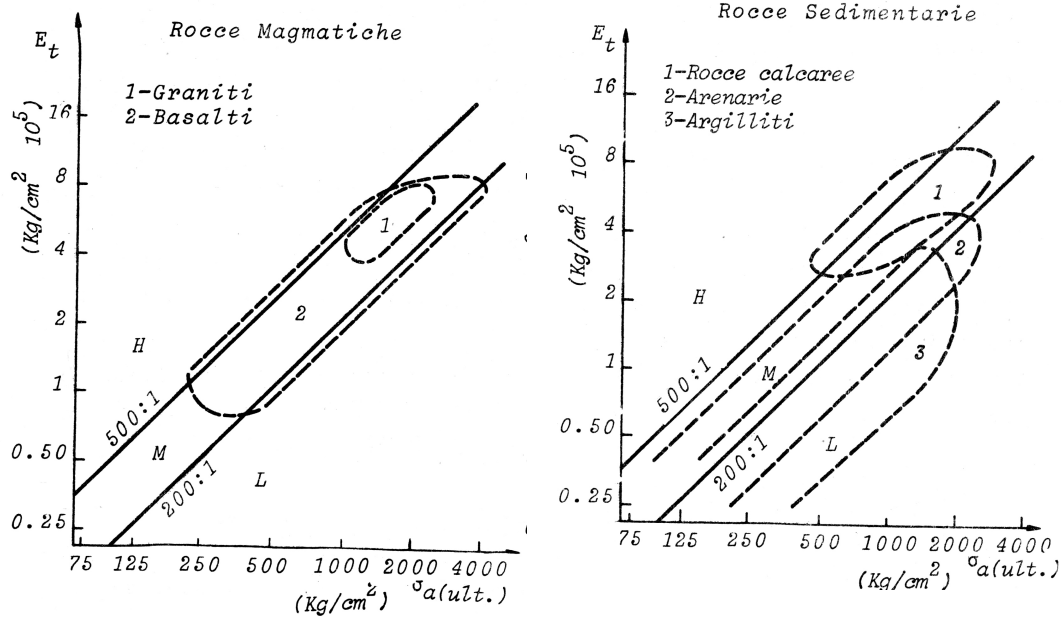
| Classe | Descrizione                     | $\sigma_{a,ult}$ [kg/cm <sup>2</sup> ] |
|--------|---------------------------------|--|
| A      | resistenza estremamente elevata | $\geq 2250$                            |
| B      | resistenza elevata              | $2250 \div 1125$                       |
| C      | resistenza media                | $1125 \div 560$                        |
| D      | resistenza bassa                | $560 \div 280$                         |
| E      | resistenza estremamente bassa   | $\leq 280$                             |

**Tabella 4.2:** Suddivisione delle rocce in base alla resistenza massima a compressione monoassiale  $\sigma_{a,ult}$  da [Gioda, 1981]

| Classe | Descrizione                           | $E_t/\sigma_{a,ult}$ |
|--------|---------------------------------------|----------------------|
| H      | rapporto $E_t/\sigma_{a,ult}$ elevato | $\geq 500$           |
| B      | rapporto $E_t/\sigma_{a,ult}$ medio   | $500 \div 200$       |
| C      | rapporto $E_t/\sigma_{a,ult}$ basso   | $\leq 200$           |

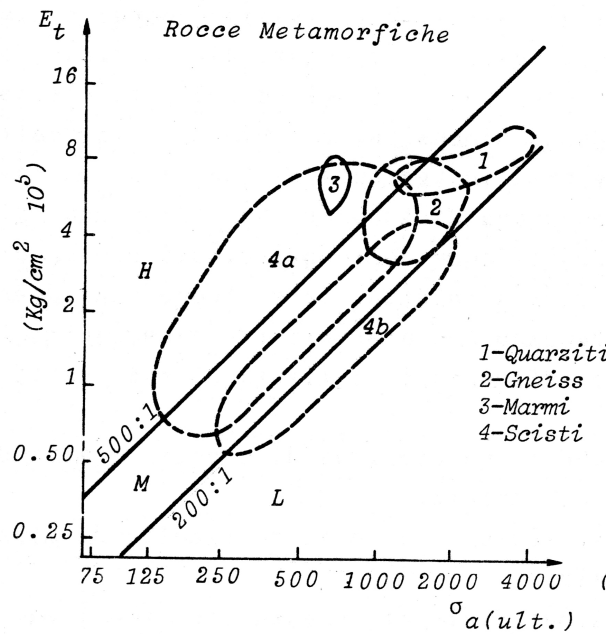
**Tabella 4.3:** Suddivisione delle rocce in base al rapporto  $E_t/\sigma_{a,ult}$  da [Gioda, 1981]

Dai Grafici 4.1, 4.2 e 4.3 si può osservare quanto riportato nelle Tabelle 4.3 e 4.2.



**Grafico 4.1:** Diagrammi di classificazione delle principali rocce magmatiche secondo Deere [Gioda, 1981]

**Grafico 4.2:** Diagrammi di classificazione delle principali rocce sedimentarie secondo Deere [Gioda, 1981]



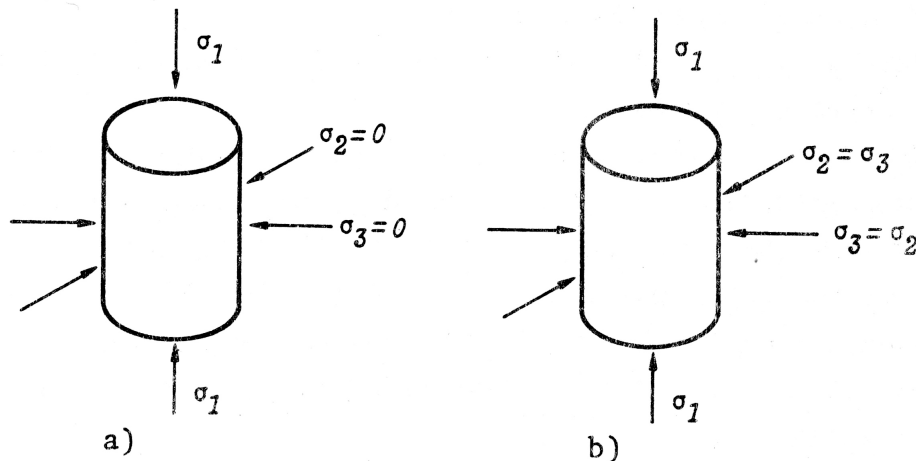
**Grafico 4.3:** Diagrammi di classificazione delle principali rocce metamorfiche secondo Deere [Gioda, 1981]

Tali diagrammi consentono una semplice classificazione delle rocce e sono molto utili nel determinare immediatamente se sono stati commessi degli errori nell'interpretazione dei risultati di una prova di laboratorio.

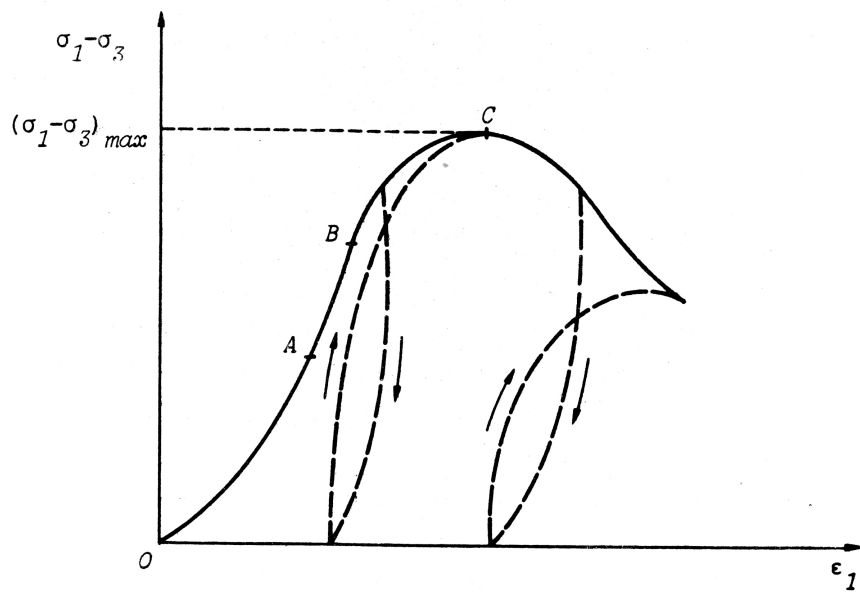
I risultati di una prova di compressione monoassiale dipendono però fortemente anche da altri fattori, quali ad esempio la dimensione del provino e la rigidità dello strumento utilizzato.

E' necessario definire delle caratteristiche meccaniche "medie" di una roccia intatta tramite prove su campioni di dimensioni sufficientemente grandi per contenere un numero di particelle costituenti e di micro discontinuità, ma anche sufficientemente piccole da escludere le maggiori discontinuità dell'ammasso roccioso.

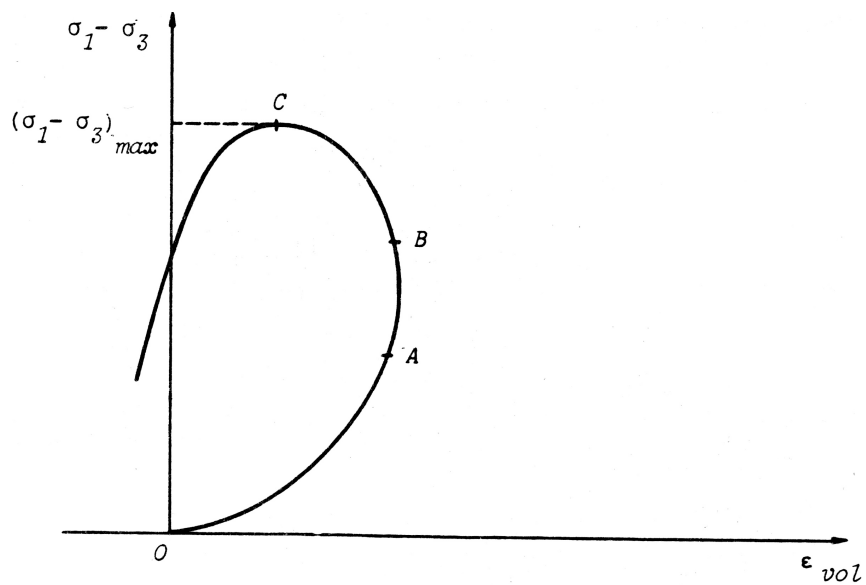
Una prova di compressione, mono o triassiale (Figura 4.4), fornisce dei risultati che possono essere rappresentati da un diagramma carico deviatorico-deformazione verticale ( $\sigma_1 - \sigma_3, \varepsilon_1$ ) mostrato nel Grafico 4.5, e da un diagramma carico deviatorico-deformazione volumetrica ( $\sigma_1 - \sigma_3, \varepsilon_{VOL}$ ) mostrato nel Grafico 4.6.



**Figura 4.4:** Stati di sforzo ideali in campioni assoggettati a prove monoassiali (a) e prove triassiali (b) [Gioda, 1981]



**Figura 4.5:** Diagramma tipico *sforzo deviatorico - deformazione verticale* ottenuto da prove di compressione su campioni di roccia sana [Gioda, 1981]



**Grafico 4.6:** Diagramma tipico *sforzo deviatorico - deformazione volumetrica* ottenuto da prove di compressione su campioni di roccia sana [Gioda, 1981]

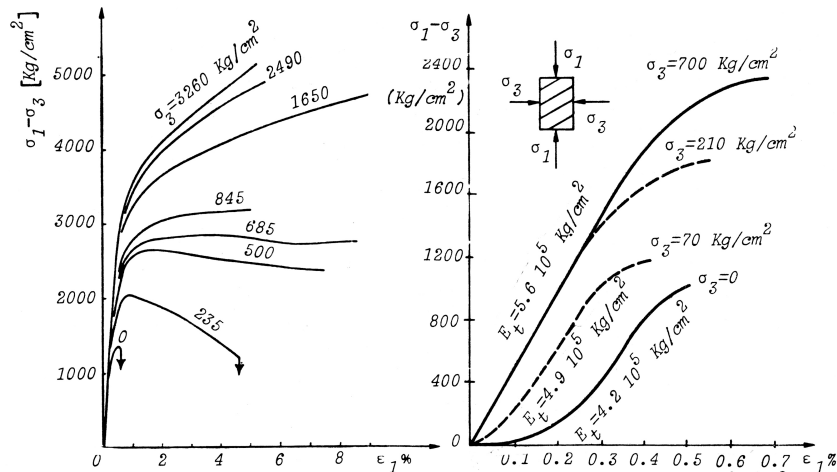


Osservando i Grafici 4.5 e 4.6 si possono distinguere 4 tratti:

- tratto OA, corrisponde alla chiusura delle microfrazture presenti nel campione; è anche detto tratto "locking";
- tratto AB, praticamente lineare nel diagramma  $\sigma_1 - \sigma_3, \epsilon_1$ . In questo tratto ha inizio l'apertura di nuove fratture nel campione: in questo tratto la propagazione delle fratture è stabile, e la variazione di volume inverte il suo andamento a causa della "dilatanza" della roccia;
- tratto BC, che termina nel punto di massima resistenza a compressione. In questo tratto la propagazione delle fratture è instabile, cioè esse si propagano anche a carico costante. Un ciclo carico scarico in questo tratto dà luogo ad un coppia di isteresi;
- tratto oltre il punto C, in cui si osserva un comportamento fragile (necessario utilizzo di macchine a deformazione controllata).

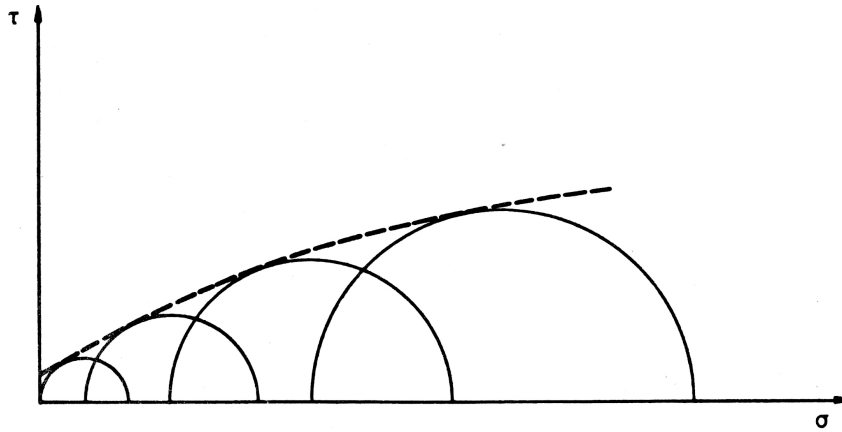
I diagrammi ottenuti sono influenzati dalle condizioni in cui la prova viene eseguita, tra cui principalmente:

- valore della pressione di contenimento o pressione di cella (Grafico 4.7);
- temperatura a cui la prova viene eseguita (Grafico 4.9);
- velocità di applicazione del carico (Grafico 4.10);

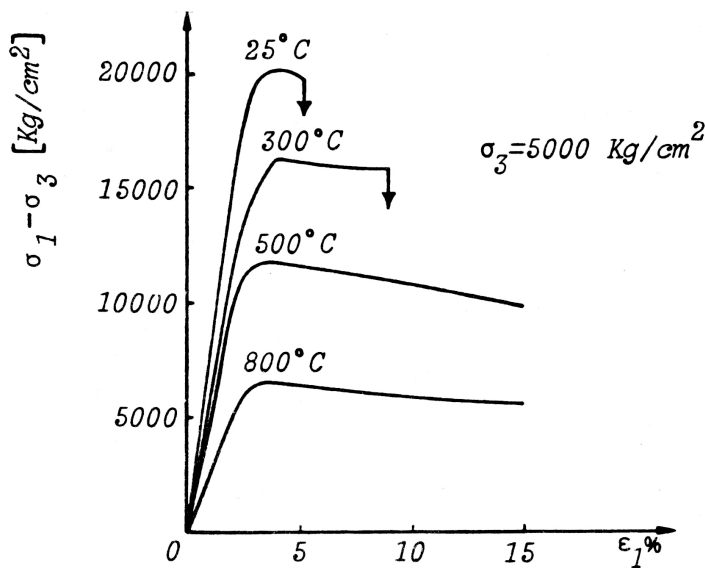


**Grafico 4.7:** Curve sforzi deformazioni da prove triassiali su marmo e roccia scistosa a diverse pressioni di cella [Gioda, 1981]

Si osserva come la variazione di resistenza con la pressione di cella si evidenzia tracciando l'involuppo dei cerchi di Mohr corrispondenti alla situazione di picco di prove eseguite a diverse pressioni di confinamento (Grafico 4.8).



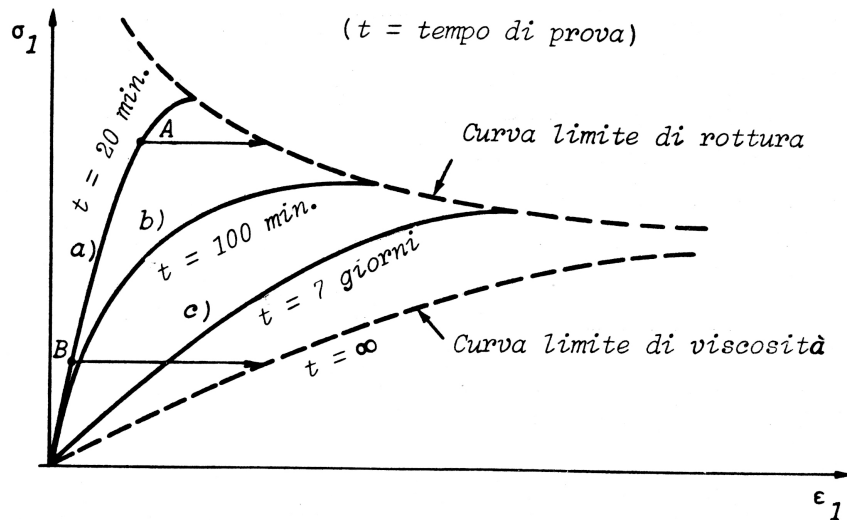
**Grafico 4.8:** Involuppo dei cerchi di Mohr di picco [Gioda, 1981]



**Grafico 4.9:** Curve *sforzo-deformazione verticale* da prove triassiali su granito a diverse temperature [Gioda, 1981]

Per la presenza negli ammassi rocciosi di discontinuità come giunti e faglie, nasce la necessità di distinguere tra roccia intesa come materiale ed ammassi rocciosi (o rocce in sito). Le proprietà meccaniche di un ammasso roccioso sono in genere assai differenti da quelle della roccia sana che lo compone.

Quindi tali proprietà non possono essere direttamente derivate dai risultati di prove di laboratorio, nè possono essere ottenute da informazioni circa il comportamento di ammassi simili a quello in esame. La determinazione delle caratteristiche meccaniche deve essere quindi eseguita tramite opportune prove in sito, che sono state elencate in precedenza, in Tabella 4.1.



**Grafico 4.10:** Effetto della velocità di carico sulla resistenza a rottura e sul modulo di elasticità [Gioda, 1981]

## 4.1 Criterio di rottura di Mohr - Coulomb

Per la seguente trattazione si fa riferimento a [Gioda, 1981].

Dai risultati ottenuti dalle prove triassiali eseguite su rocce e terreni in generale, si osserva che la resistenza a compressione dipenda dallo sforzo volumetrico, o dalla pressione di cella. Il criterio di Mohr-Coulomb si basa sull'ipotesi che tale dipendenza sia lineare. Tale criterio ha una buona aderenza al comportamento reale della roccia, pur essendo di semplice utilizzo e quindi facilmente implementabile in un foglio di calcolo o in un programma ad elementi finiti.

Il criterio di Mohr-Coulomb è descritto, nel sistema di riferimento polare, dalla seguente espressione:

$$\frac{\sigma_{\theta} - \sigma_r}{2} = \left( \frac{c}{\tan\Phi} - \frac{\sigma_{\theta} + \sigma_r}{2} \right) \cdot \text{sen}\Phi \quad (4.1)$$

dove  $\phi$  è l'angolo di attrito del materiale.

Tale espressione può essere riscritta come segue:

$$\sigma_r \cdot (1 + \operatorname{sen}\Phi) - \sigma_\theta \cdot (1 - \operatorname{sen}\Phi) = 2 \cdot \left( \frac{c}{\tan\Phi} \right) \cdot \operatorname{sen}\Phi \quad (4.2)$$

$$\sigma_r \cdot (1 + \operatorname{sen}\Phi) - \sigma_\theta \cdot (1 - \operatorname{sen}\Phi) = \left( \frac{c}{\tan\Phi} \right) \cdot (1 + \operatorname{sen}\Phi) - \left( \frac{c}{\tan\Phi} \right) \cdot (1 - \operatorname{sen}\Phi) \quad (4.3)$$

$$\frac{\frac{c}{\tan\Phi} - \sigma_\theta}{\frac{c}{\tan\Phi} - \sigma_r} = \frac{1 + \operatorname{sen}\Phi}{1 - \operatorname{sen}\Phi} = k \quad (4.4)$$

Si definiscono quindi:

$$k = \frac{1 + \operatorname{sen}\Phi}{1 - \operatorname{sen}\Phi} \quad (4.5)$$

$$A = \frac{c}{\tan\Phi} \quad (4.6)$$

In questo modo è possibile riscrivere il criterio di rottura di Mohr-Coulomb come:

$$A - \sigma_\theta = k \cdot (A - \sigma_r) \quad (4.7)$$

#### 4.1.1 Caratteristiche del legame costitutivo elasto-plastico

Si descrive ora il comportamento elasto-plastico della roccia. Ricordando l'equazione di equilibrio radiale per un problema assialsimmetrico:

$$\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{r} = \frac{\partial\sigma_r}{\partial\sigma_\theta} \quad (4.8)$$

Combinando le Equazioni 4.8 e 4.7, dopo vari passaggi è possibile pervenire alle seguenti espressioni per gli sforzi nella regione plastica:

$$\sigma_r = A - (A - p) \cdot \left( \frac{r}{R_e} \right)^{k-1} \quad (4.9)$$

$$\sigma_{\theta} = A - k \cdot (A - p) \cdot \left( \frac{r}{R_e} \right)^{k-1} \quad (4.10)$$

dove  $r$  è la coordinata radiale,  $R_e$  è il raggio del foro.

Oltre al valore degli sforzi nella regione plastica, è necessario valutare l'estensione di tale regione, tramite il raggio plastico  $r_{pl}$ . Si considera che nella zona elastica valga la seguente equazione:

$$\sigma_{\theta} + \sigma_r = 2p_0 \quad (4.11)$$

Quindi, scrivendo questa ultima equazione e la definizione del criterio di rottura all'interfaccia tra la zona elastica e la zona plastica ( $r = r_{pl}$  e  $\sigma_r = p_{pl}$ ), si ha:

$$2p_0 - p_{pl} = 2A - (1 + k) (A - p) \left( \frac{r_{pl}}{R_e} \right)^{k-1} - p_{pl} \quad (4.12)$$

Da questa espressione è possibile ricavare l'espressione del raggio plastico.

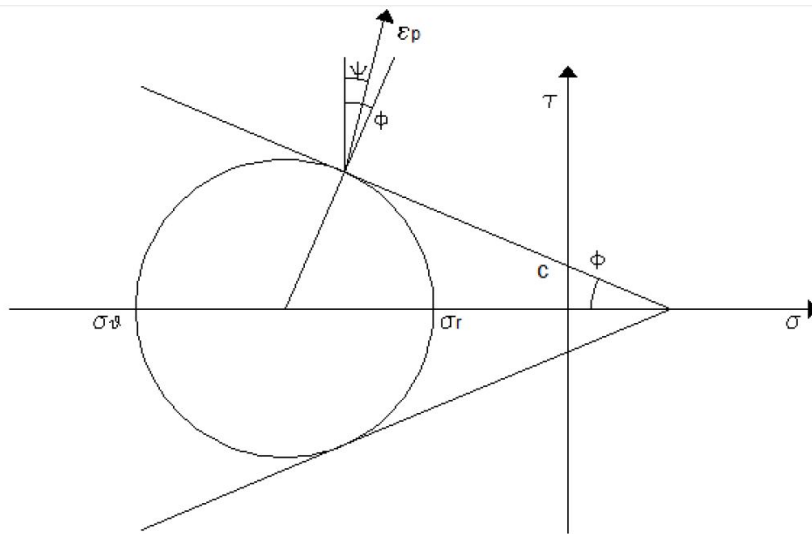
$$r_{pl} = R_e \left( \frac{2}{1 + k} \cdot \frac{A - p_0}{A - p} \right)^{\frac{1}{k-1}} \quad (4.13)$$

Dove con  $p_0$  si indica lo sforzo in sito, con  $p$  la pressione sulla parete della galleria; ovviamente la relazione indicata vale solo se:

$$r_{pl} \geq R_e \quad (4.14)$$

Per calcolare le deformazioni, e quindi in particolare lo spostamento radiale della parete della galleria (convergenza), è necessario introdurre una legge di scorrimento plastico. Nel caso di materiali ad attrito, per evitare di sovrastimare l'aumento di volume che si accompagna allo sviluppo di deformazioni plastiche, è buona norma adottare una legge di scorrimento non associata, come mostrato nel Grafico 4.11:

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial \Psi}{\partial \sigma} \quad (4.15)$$



**Grafico 4.11:** Rappresentazione del criterio di Mohr-Coulomb nel piano  $\sigma, \tau$

La funzione  $\Psi$ , detta potenziale plastico è definita come segue:

$$\Psi(\sigma) = \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} - \left( \frac{c}{\tan\psi} - \frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2} \right) \cdot \text{sen}\psi \tag{4.16}$$

dove l'angolo  $\psi$  è detto angolo di dilatanza plastica e soddisfa la seguente disequazione:

$$0 \leq \psi \leq \phi \tag{4.17}$$

$\dot{\lambda}$  è il moltiplicatore plastico, scalare non negativo indice della deformazione plastica subita; adottando per tale parametro la seguente definizione da letteratura [Gioda, 1981]:

$$\dot{\lambda} = \frac{(1 - \nu^2)(k^2 - 1)(\frac{c}{\tan\phi} - p)}{E[2 + (k - 1)(1 - \text{sen}\psi)]} \cdot \left[ \left( \frac{r_{pl}}{R_e} \right)^{\frac{2}{1 - \text{sen}\psi} + k - 1} \left( \frac{r}{R_e} \right)^{-\frac{2}{1 - \text{sen}\psi}} - \left( \frac{r}{R_e} \right)^{k - 1} \right] \tag{4.18}$$

Sostituendo l'Equazione 4.16 e la 4.18 nella 4.15 si ottiene l'andamento delle deformazioni in zona plastica, da cui si può ricavare l'entità degli spostamenti radiali  $\delta$  dal legame di congruenza:

$$\delta = R_e \cdot (\varepsilon_\theta^e + \varepsilon_\theta^p) \tag{4.19}$$

Dove la deformazione elastica è definita dalla seguente equazione:

$$\varepsilon_{\theta}^e = \frac{(1 + \nu)}{E} \left\{ \left( \frac{c}{\tan \phi} - p_0 \right) (1 - 2\nu) - \left( \frac{c}{\tan \phi} - p \right) \left( \frac{r}{R_e} \right)^{k-1} [k(1 - \nu) - \nu] \right\} \quad (4.20)$$

## 4.2 Problemi geotecnici riguardanti gallerie profonde

### 4.2.1 Stato di sforzo in sito

Lo stato di sforzo in sito, cui l'ammasso roccioso è soggetto ad una certa profondità, prima che venga effettuato qualsiasi intervento antropico, è generalmente definito dalla sovrapposizione di tre contributi:

- quello gravitativo, dovuto al peso della copertura della roccia;
- quello tettonico, legato a fenomeni deformativi che hanno interessato nel passato, o interessano, la crosta terrestre;
- quello residuo, che rimane quale "ricordo" di azioni verificatesi nel passato e poi rimosse.

La conoscenza della direzione e dell'intensità delle componenti che definiscono lo stato di sforzo in sito è decisiva ai fini delle scelte compiute nel progetto di grandi opere in sotterraneo.

Le componenti di tensione che agiscono in direzione verticale ( $\sigma_v$ ) ed orizzontale ( $\sigma_h$ ) mostrano la tendenza a crescere con la profondità. Tuttavia il valore di  $\sigma_v$  può risultare diverso, anche sensibilmente, da quello della componente puramente gravitativa (Brown e Hoek, 1978; Martinetti e Ribacchi, 1979).

La determinazione della componente verticale di sforzo è affidata quindi a prove eseguite in sito, prove che presentano comunque delle criticità. I metodi più ricorrenti consistono nella rimozione dello stato di sforzo in una zona della massa rocciosa, tramite ad esempio l'esecuzione di un foro. Si misurano quindi gli spostamenti prodotti dall'apertura del foro. Successivamente si può operare in due modi:

- si risale agli sforzi che hanno portato a tali spostamenti, assumendo un opportuno comportamento meccanico del materiale;
- si ripristina lo stato di sforzo iniziale tramite ad esempio l'applicazione di una pressione idraulica: lo stato di sforzo risulta ripristinato quando si annullano gli spostamenti precedentemente prodotti.

Il valore della componente orizzontale di tensione viene solitamente espresso mediante la seguente relazione:

$$\sigma_h = k \cdot \sigma_v \quad (4.21)$$

dove  $k$  è un coefficiente adimensionale che riassume la storia tensionale riguardante l'ammasso roccioso.

Brown e Hoek (1978), interpretando una notevole quantità di dati raccolti in letteratura, forniscono dei limiti indicativi, in funzione della profondità  $z$  espressa in metri, entro cui il valore medio del coefficiente  $k$  dovrebbe variare:

$$0.3 + \frac{100}{z} \leq k_m \leq 0.5 + \frac{1500}{z} \quad (4.22)$$

dove:

$$k_m = \frac{\sigma_{h,m}}{\sigma_v}$$

$\sigma_{h,m}$  è il valore medio della componente orizzontale dello stato di sforzo in sito.

#### 4.2.2 Il problema della convergenza

Un utile metodo per analizzare la stabilità delle opere in sotterraneo è il "metodo delle curve caratteristiche", che tiene conto dell'interazione tra ammasso roccioso, che tende a convergere verso l'interno dello scavo, ed il supporto, che contrasta la chiusura, esercitando una pressione di confinamento.

La soluzione del problema, con il metodo delle curve caratteristiche, schematizza la galleria con una sezione circolare e profonda (forze di volume trascurabili rispetto alla sollecitazione naturale alla quota dello scavo), scavata in un mezzo omogeneo ed isotropo.

Lo scavo della galleria causa una variazione delle condizioni di equilibrio preesistenti. All'avanzare del fronte di scavo si ha una progressiva chiusura, o convergenza, immediatamente dietro il fronte. Il problema può essere affrontato, sotto opportune ipotesi come un problema in deformazione piana.

La tensione radiale  $\sigma_r$  è applicata al contorno della galleria e diminuisce da un valore iniziale  $\sigma^0$  fino a zero, nel caso non vi sia alcun sostegno.

Il sostegno temporaneo fornito dal fronte della galleria, all'avanzamento tende a ridursi progressivamente. La tensione radiale  $\sigma_r$  simula l'effetto del fronte e tale supporto temporaneo fittizio è dato dalla seguente espressione:

$$\sigma_r = (1 - \lambda) \cdot \sigma^0 \quad (4.23)$$



dove il parametro  $\lambda$ , definito tasso di deconfinamento, varia da 0 a 1.

Nel caso elastico si ha che

$$\lambda = \frac{u_r(x)}{u_r^\infty} \quad (4.24)$$

dove

$u_r(x)$  è la componente radiale dello spostamento ad una distanza  $x$  dal fronte di scavo;

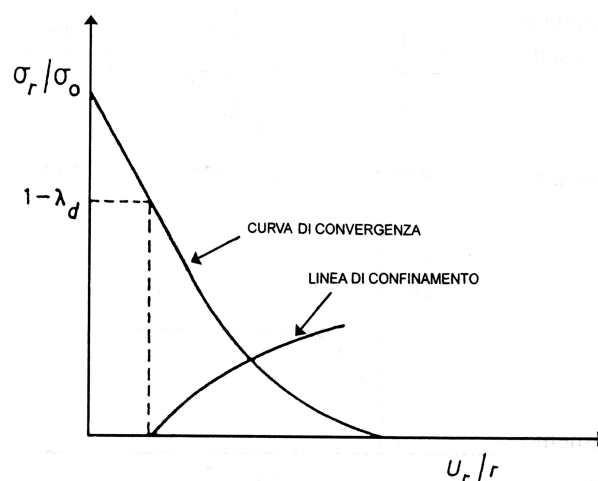
$u_r^\infty$  è la componente radiale dello spostamento a distanza infinita dal fronte.

Tale valore, nel caso di un mezzo elastico, è pari a:

$$u_r^\infty = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_r^0 \cdot R \quad (4.25)$$

Nel problema tridimensionale, in prossimità del fronte, le tensioni radiali e tangenziali non sono le tensioni principali; tuttavia le tensioni principali hanno, con sufficiente approssimazione, valori prossimi a quelli radiali e tangenziali del problema di deformazione piano associato.

Nel Grafico 4.12 è riportata una curva di convergenza, che relaziona lo stato di sforzo radiale  $\sigma_r$  con  $u_r(x)$ . Nel caso elastico questa curva è una linea retta, mentre nel caso elasto-plastico, per un particolare valore  $\lambda_e$ , del parametro  $\lambda$ , si ha la comparsa di una zona plastica e la curva di convergenza non è più lineare.  $\lambda$  inoltre non è più rappresentato dalla Equazione 4.24.



**Grafico 4.12:** Metodo delle curve caratteristiche [Tanzini, 2006]

La funzione di sostegno del rivestimento è caratterizzata dalla pressione radiale che questo scambia con il fronte di scavo. Con riferimento al Grafico 4.12, la variazione della pressione agente sul sostegno in funzione dello spostamento radiale del sostegno è rappresentata dalla linea di confinamento. L'equilibrio finale è dato dall'intersezione della curva di convergenza con la linea di confinamento, tenendo conto dello spostamento radiale che occorre prima della messa in opera del supporto.

Il problema della convergenza è stato analizzato nell'Appendice A.4.2, eseguendo il confronto tra una analisi analitica ed una analisi numerica.

# 5 Realizzazione modello in forma chiusa

Il problema trattato, di rivestimento soggetto ad incendio, può essere trattato, previa adozione di opportune ipotesi, tramite la realizzazione di due modelli in forma chiusa. Tali modelli risulteranno utili anche per la validazione dei successivi risultati ottenuti mediante analisi ad elementi finiti.

## 5.1 Cilindro assialsimmetrico in deformazione piana

Il problema di tunnel profondo soggetto ad incendio può essere studiato tramite l'approccio seguito in [Dell'Acqua, 2010].

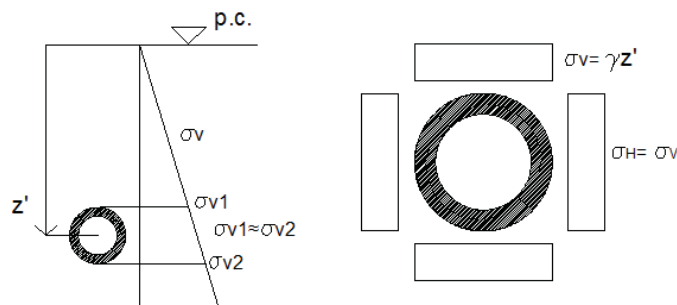
### 5.1.1 Ipotesi di calcolo

La trattazione analitica del problema di un tubo spesso soggetto ad incendio, si basa sulle seguenti ipotesi:

- comportamento elastico lineare del terreno;
- diametro del tunnel trascurabile rispetto alla profondità della galleria;
- coefficiente di spinta a riposo  $k_0=1$ ;
- temperatura indipendente dall'anomalia  $\theta$ .

Sulla base di queste ipotesi il problema risulta essere assialsimmetrico, ovvero qualunque grandezza dipende solo dal raggio.

Inoltre per le ipotesi fatte, i carichi agenti sul rivestimento possono essere considerati uniformi, come mostrato in Figura 5.1.

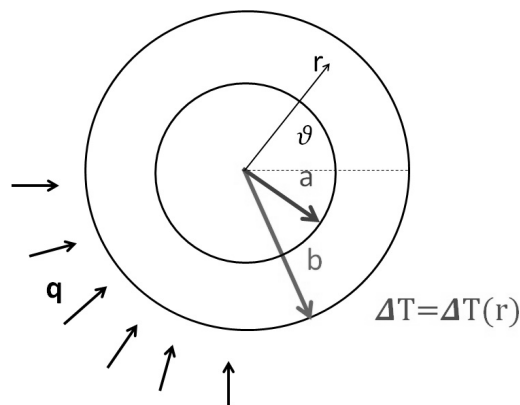


**Figura 5.1:** Carichi agenti sul rivestimento.

Poichè per le ipotesi adottate il sistema è elastico lineare, è valido il principio di sovrapposizione degli effetti. Il problema viene quindi studiato separatamente per quanto riguarda le forze di contatto tra rivestimento e roccia e il problema termico.

### 5.1.2 Soluzione del problema

Nel testo citato si sviluppa il problema di un cilindro di raggio interno  $a$  e raggio esterno  $b$  soggetto a pressioni interna ed esterna  $p$  e  $q$  e a una variazione di temperatura  $\Delta T(r)$ , indipendente dall'anomalia, come mostrato in in figura 5.2. Il cilindro si trova in condizioni di deformazione piana ( $\varepsilon_z = 0$ ).



**Figura 5.2:** Cilindro soggetto a pressione esterna e variazione termica.

Per la simmetria polare rispetto a  $z$ , la soluzione risulta indipendente dall'anomalia  $\theta$  e saranno nulle sia le tensioni tangenziali  $\tau_{r\theta}$ , che gli scorrimenti angolari  $\gamma_{r\theta}$ .

Il problema è governato da equazioni differenziali ordinarie:

- L'equazione indefinita di equilibrio in assenza di forze di volume per un problema assialsimmetrico.

$$\frac{d\sigma_r}{dr} - \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{r} = 0 \quad (5.1)$$

- L'equazione di congruenza interna, nel caso di problema piano nelle deformazioni.

$$\frac{d\varepsilon_\theta}{dr} - \frac{\varepsilon_\theta - \varepsilon_r}{r} = 0 \quad (5.2)$$

Al contorno si applicano le condizioni di equilibrio:

$$\sigma_r(a) = -p \quad (5.3)$$

$$\sigma_r(b) = -q \quad (5.4)$$

Il legame elastico per problemi piani nelle deformazioni, nel caso assialsimmetrico risulta:

$$\varepsilon_r = \frac{1 + \nu}{E} \{(1 - \nu)\sigma_r - \nu\sigma_\theta + (1 - \nu)\Theta\} \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1 + \nu}{E} \{(1 - \nu)\sigma_\theta - \nu\sigma_r + (1 - \nu)\Theta\} \quad (5.6)$$

dove:

$$\Theta(r) = \frac{E}{1 - \nu} \cdot \alpha \cdot \Delta T(r) \quad (5.7)$$

Il problema è abbastanza semplice da poter essere risolto per integrazione diretta, ottenendo:

- Campo di sforzi:

$$\sigma_r(r) = -p \cdot \frac{a^2}{r^2} - \frac{1}{r^2} \cdot \int_a^r r \cdot \Theta(r) dr + K \cdot \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (5.8)$$

$$\sigma_\theta(r) = p \cdot \frac{a^2}{r^2} + \frac{1}{r^2} \cdot \int_a^r r \cdot \Theta(r) dr - \Theta(r) + K \cdot \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (5.9)$$

$$\sigma_z(r) = 2\nu \cdot K - \Theta(r) \quad (5.10)$$

- Campo di spostamenti, caratterizzato dalla sola componente radiale:

$$s_r(r) = a \cdot \frac{1 + \nu}{E} \left\{ \frac{a}{r} \cdot \left[ p + \frac{1}{a^2} \cdot \int_a^r r \cdot \Theta(r) dr + K \right] + \frac{r}{a} \cdot K \cdot (1 - 2\nu) \right\} \quad (5.11)$$

dove:

$$K = \frac{1}{b^2 - a^2} \left\{ -qb^2 + pa^2 + \int_a^b r \cdot \Theta(r) dr \right\} \quad (5.12)$$

Come si è detto, nel caso in esame il rivestimento è soggetto a una pressione esterna  $q$  e a un gradiente termico  $\Delta T$ . La pressione esterna, trascurando il contributo dovuto alla storia pregressa dovuta all'inserimento del rivestimento, è pari alla reazione esercitata dalla roccia quando il rivestimento espande radialmente per effetto del riscaldamento. Poichè il sistema è elastico lineare, si valutano singolarmente gli effetti della sola pressione esterna e del solo gradiente termico, per poi sovrapporli ed ottenere l'effetto totale.

$$\sigma_{tot} = \sigma_{\Delta T} + \sigma_q \quad (5.13)$$

Poichè la soluzione è elastica lineare, per considerare il danneggiamento del calcestruzzo a causa delle elevate temperature, si considera un modulo elastico pari a 10000 MPa, minore di quello dello stesso calcestruzzo a temperatura ambiente.

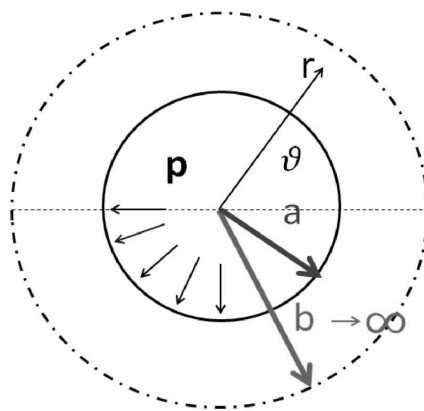
Gli sforzi sono negativi se di compressione e lo spostamento radiale è positivo se verso l'esterno.

### Calcolo rigidità del terreno

Per il calcolo della rigidità offerta dal terreno si considera forfettariamente la convergenza del tunnel, considerando una rigidità equivalente pari al rapporto tra la pressione iniziale esercitata dal lining (pari a 0,75 MPa) e lo spostamento che subisce il terreno quando soggetto a questa pressione, in analogia alla teoria di Winkler della trave su suolo elastico.

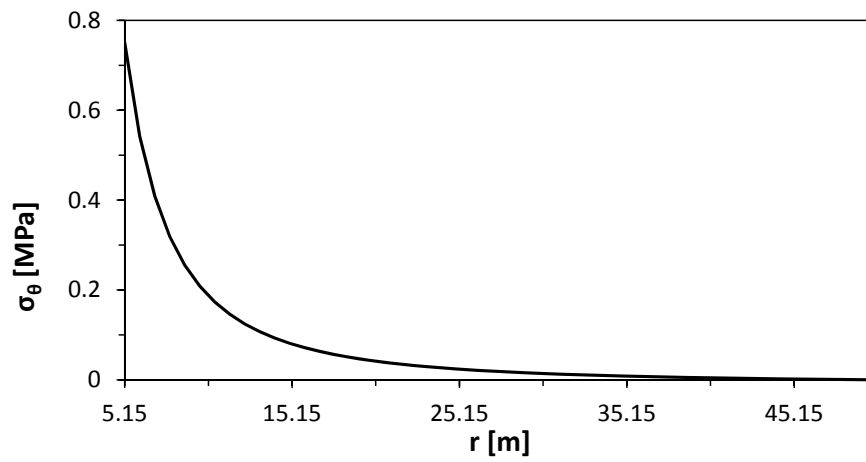
$$k_r = \frac{p}{s_r(a)} \quad (5.14)$$

Si modella quindi il sistema roccia come un cilindro in deformazione piana, soggetto a sola pressione interna  $p$  pari a 0,75 MPa, con raggio esterno molto maggiore rispetto al raggio interno (si assume  $b=50$  m), come mostrato in Figura 5.3.

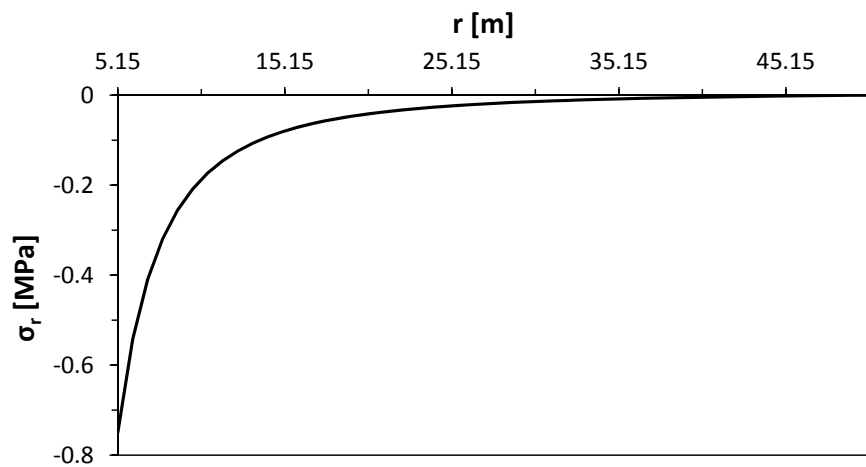


**Figura 5.3:** Modello del sistema roccia.

Nei Grafici 5.4 e 5.5 si riportano gli andamenti dello sforzo circonferenziale e radiale nel terreno soggetto ad una pressione interna di 0,75 MPa.

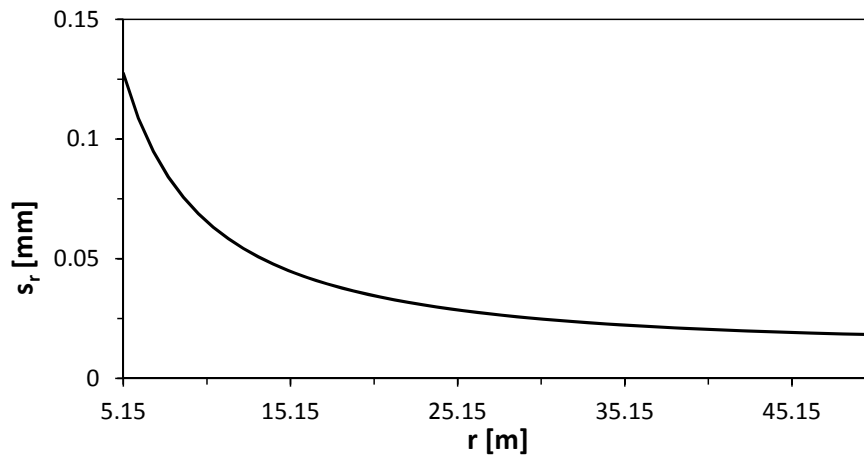


**Grafico 5.4:** Sforzo circonferenziale nel terreno.



**Grafico 5.5:** Sforzo radiale nel terreno.

Nel Grafico 5.6 si riporta l'andamento dello spostamento radiale nel terreno.



**Grafico 5.6:** Spostamento radiale nel terreno.

Si ricava quindi il valore di rigidità equivalente, che risulta essere pari a:

$$k_r = \frac{p}{s_r(a)} = \frac{0,75\text{MPa}}{0,127\text{mm}} = 5,89\text{N/mm}^3$$

### Rivestimento soggetto al gradiente della temperatura

Si considera il lining unicamente soggetto a una variazione radiale di temperatura  $\Delta T(r)$ , con  $\Delta T(a)$  pari a 300°C e  $\Delta T(b)$  pari a 20°C

Si assumono due andamenti di  $\Theta(r)$ : uno logaritmico (suggerito nel testo citato in precedenza) e uno polinomiale di grado  $n$  (grafico 5.7).

- andamento logaritmico:

$$\Theta(r) = \Theta_a - (\Theta_a - \Theta_b) \cdot \frac{\ln(r/a)}{\ln(b/a)} \quad (5.15)$$

- andamento polinomiale:

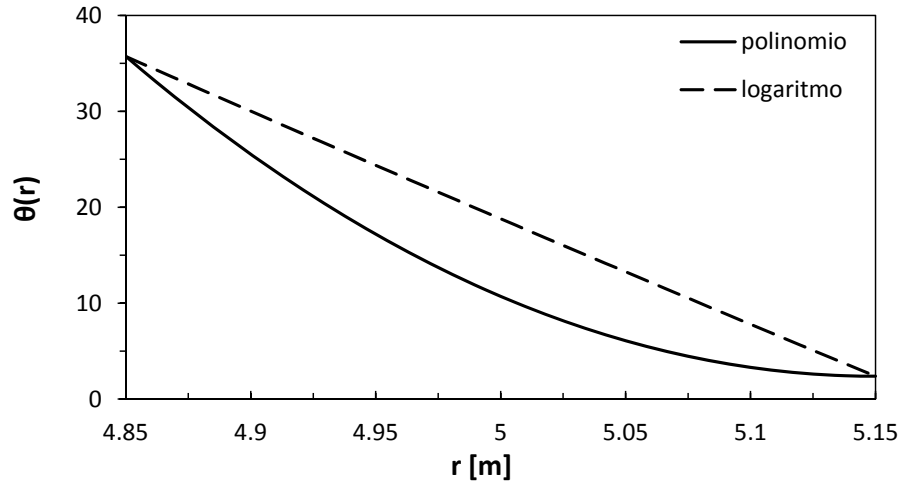
$$\Theta(r) = \Theta_b - \frac{\Theta_b - \Theta_a}{(b/a - 1)^n} \cdot (b/a - r/a)^n \quad (5.16)$$

dove  $\Theta_a$  e  $\Theta_b$  sono i valori che  $\Theta$  assume in corrispondenza dei raggi interno ed esterno.

L'andamento polinomiale permette una distribuzione delle temperature con un gradiente molto maggiore rispetto a quello possibile con la legge logaritmica,

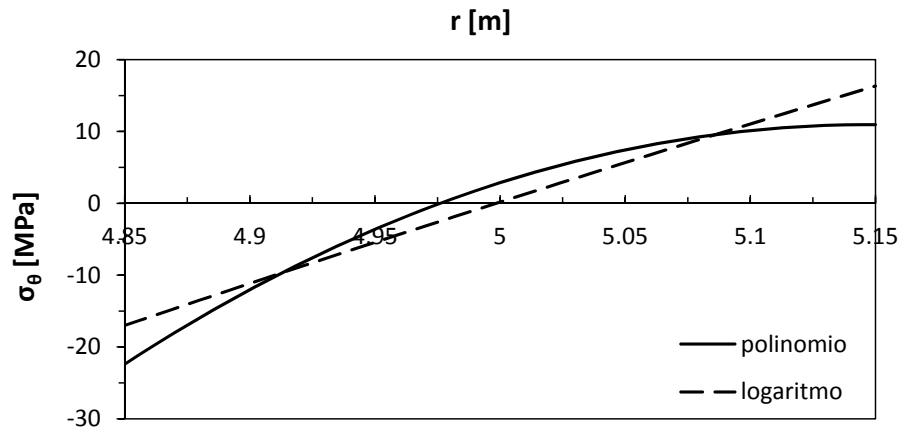


rispecchiando il comportamento isolante del calcestruzzo. Si assume un andamento polinomiale quadratico.

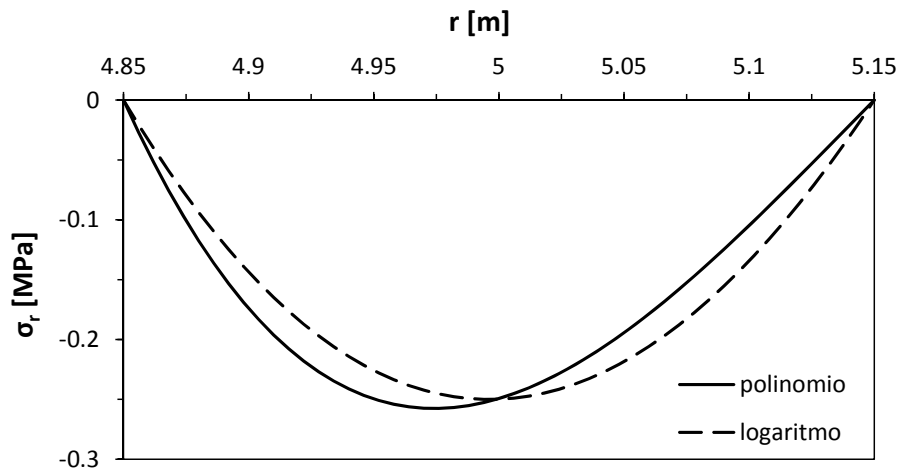


**Grafico 5.7:** Andamento di  $\Theta(r)$  nel rivestimento.

Nei Grafici 5.8 e 5.9 si riportano gli andamenti degli sforzi circonferenziali e radiali nel rivestimento. Si nota come a causa del gradiente termico il rivestimento risulta teso nella parte esterna.



**Grafico 5.8:** Sforzo circonferenziale dovuto a  $\Delta T$ .



**Grafico 5.9:** Sforzo radiale dovuto a  $\Delta T$  in MPa.

In Tabella 5.1 sono riportati valori di spostamento radiale  $s_r(r)$  in corrispondenza del raggio esterno, per i due andamenti di temperatura. Si nota come lo spostamento con l'andamento logaritmico di  $\Theta(r)$  risulta più grande di quello con andamento polinomiale, in quanto il primo ha valori di  $\Theta(r)$  maggiori rispetto al secondo, come mostrato nel Grafico 5.7.

|               | Andamento Polinimiale | Andamento Logaritmico |
|---------------|-----------------------|-----------------------|
| $s_r(b)$ [mm] | 0,0324                | 0,143                 |

**Tabella 5.1:** Spostamento radiale  $s_r(b)$  dovuto a  $\Delta T$  in mm.

### Rivestimento soggetto a pressione esterna

A causa dell'espansione termica del rivestimento, il terreno esercita una pressione uniforme sullo stesso, pari a:

$$q = k_r \cdot s_r(b)$$

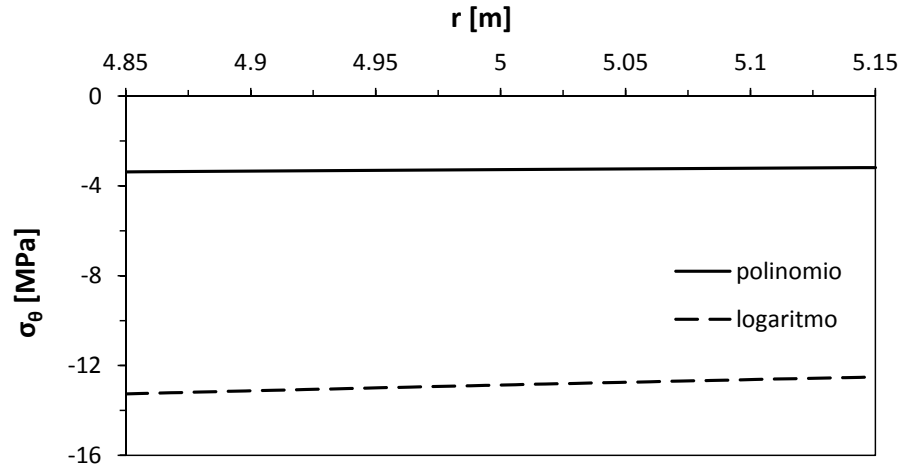
Per i due andamenti della temperatura si hanno quindi due valori di pressione esterna:

$$q_{pol} = 5,89 \text{ kN/mm}^3 \cdot 0,0324 \text{ mm} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$q_{log} = 5,89 \text{ kN/mm}^3 \cdot 0,143 \text{ mm} = 0,84 \text{ MPa}$$

Nel Grafico 5.10 sono riportati gli andamenti degli sforzi circonferenziali nel lining dovuti alla pressione esterna  $q$ . Si nota come lo stato di sforzo associato

all'andamento logaritmico di  $\Theta(r)$  risulta più severo, in accordo alle osservazioni fatte in precedenza.

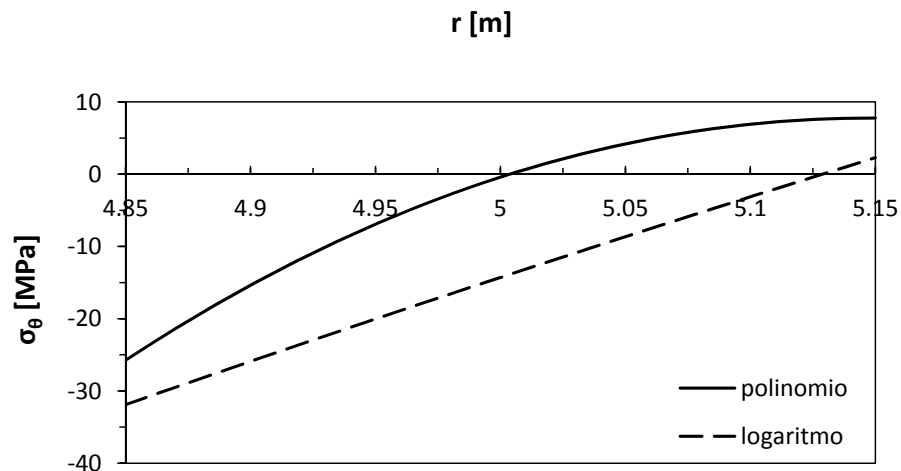


**Grafico 5.10:** Distribuzione di sforzo circonferenziale  $\sigma_\theta$  nel rivestimento.

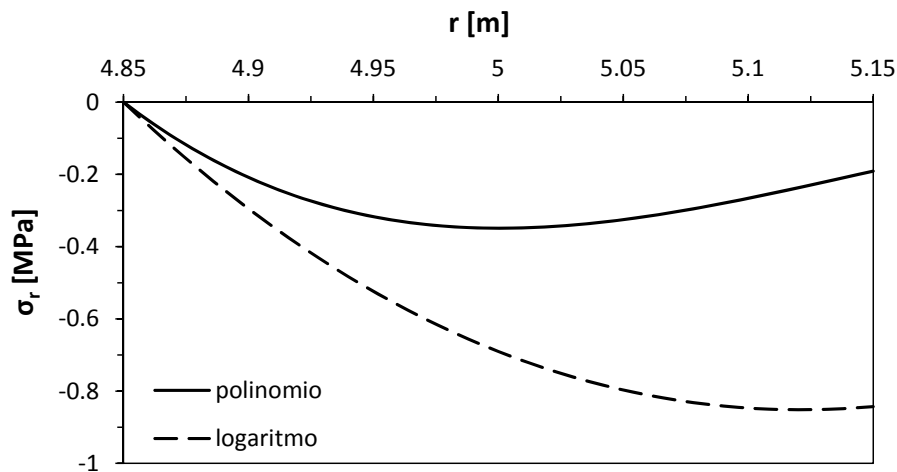
#### Stato di sforzo totale nel rivestimento

Sovrapponendo gli effetti grazie alla linearità del problema, si ottiene lo stato di sforzo totale agente sul rivestimento soggetto a un gradiente termico e a una pressione esterna.

Nei Grafici 5.11 e 5.12 sono riportate le distribuzioni di sforzo nel rivestimento. Si nota che il rivestimento è soggetto a sforzi circonferenziali di trazione nella parte esterna.

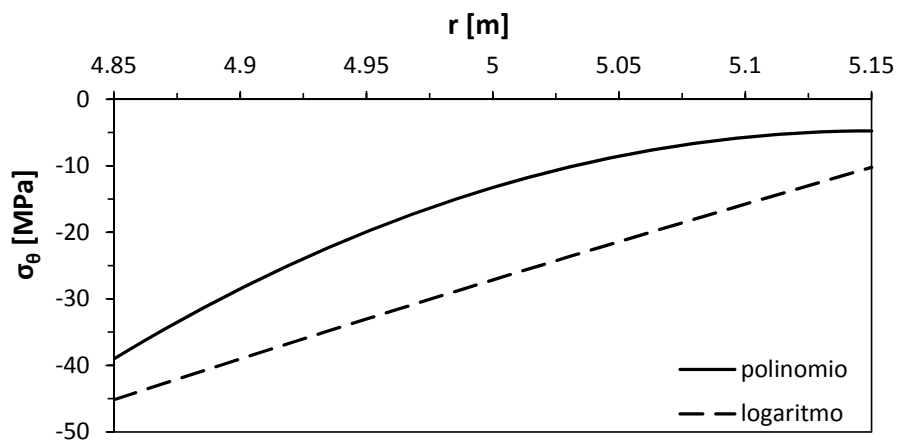


**Grafico 5.11:** Distribuzione di sforzo circonferenziale totale  $\sigma_\theta$  nel rivestimento.



**Grafico 5.12:** Distribuzione di sforzo radiale totale  $\sigma_r$  nel rivestimento.

Se si considera anche la storia di carico precedente l'incendio e quindi lo stato di sforzo dovuto alla pressione di 0,75 MPa che si scambiano lining e roccia al termine della convergenza, lo stato di sforzo circonferenziale risulta solo di compressione, come mostrato nel Grafico 5.13.



**Grafico 5.13:** Distribuzione di sforzo circonferenziale totale considerando la storia pregressa  $\sigma_\theta$  nel rivestimento.

### 5.1.3 Considerazioni

Dalla soluzione ottenuta con la trattazione sopra descritta possono essere tratte alcune conclusioni.

Innanzitutto si nota che se non si considera la storia pregressa del sistema, e quindi lo stato di compressione iniziale a cui è soggetto il rivestimento, per il rispetto dell'equilibrio, la parte esterna del rivestimento è soggetta a trazione, come mostrato nel Grafico 5.11. Considerando invece lo stato di sforzo di compressione esercitato dalla roccia sul rivestimento, questo risulta interamente compresso, come mostrato nel Grafico 5.13.

Nel calcolo della pressione esercitata dal terreno sul rivestimento, si è considerato il terreno come vincolo rigido. Questa semplificazione viene poi giustificata nelle successive analisi.

La trattazione utilizzata fornisce una buona soluzione che permette di poter prevedere il comportamento del sistema, fornendo un utile strumento di confronto per le successive analisi numeriche.

La soluzione presenta però alcune criticità. Il degrado delle proprietà termiche del calcestruzzo è tenuto in conto in maniera forfettaria, non differenziando zone in cui il calcestruzzo è danneggiato da quelle in cui è non degradato. Questo, unitamente alla modellazione elastica del problema, comporta stati di sforzo molto elevati nelle zone più interne. In particolare dal Grafico 5.13 si osserva che per la soluzione logaritmica si raggiunge uno sforzo massimo di 45 MPa.

Inoltre il gradiente termico nel rivestimento, modellato tramite le espressioni analitiche 5.16 e 5.15, non rispecchia il comportamento reale del calcestruzzo. Il calcestruzzo è infatti un materiale molto isolante, e ci si aspetta quindi che le temperature più elevate siano confinate negli strati superficiali in prossimità della superficie esposta all'incendio.

## 5.2 Modello analitico

Si sviluppa una soluzione analitica del problema di tunnel profondo soggetto ad incendio tramite l'implementazione di un foglio di calcolo.

### 5.2.1 Ipotesi di calcolo

Considerando le equazioni governanti il problema assialsimmetrico, modellando il terreno come un cilindro cavo con spessore infinito, si ottiene che lo spostamento radiale dovuto alla pressione esercitata all'interno della galleria è pari a:

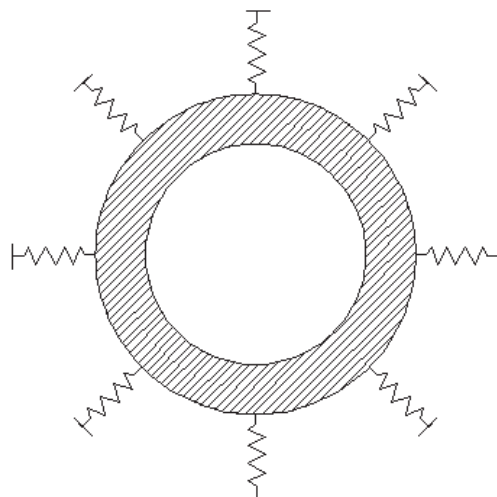
$$u(r) = \frac{1 + \nu}{E} \cdot R \cdot p \quad (5.17)$$

dove:

- $R$  è il raggio esterno del tunnel;
- $p$  è la pressione esercitata all'interno della galleria.

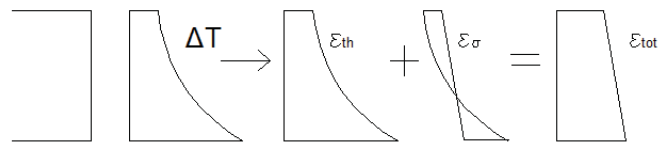
Si può quindi attribuire all'elemento infinitesimo di roccia una rigidezza analoga a quella che si ottiene con la teoria di Winkler per travi su suolo elastico, schematizzando l'interazione tra rivestimento e terreno con molle di rigidezza  $k$  (Figura 5.14).

$$k = \frac{E}{(1 + \nu)R} \quad (5.18)$$



**Figura 5.14:** Modellazione dell'interazione rivestimento-terreno.

Un gradiente termico non lineare che investe il rivestimento genera delle deformazioni termiche con andamento non lineare (Figura 5.15), il che viola l'ipotesi cinematica delle sezioni piane: è necessario dunque che si instauri una deformazione meccanica "correttiva" che ripristini la congruenza riportando la deformazione totale ad un andamento lineare. Per strutture iperstatiche si genera quindi un sistema di reazioni auto-equilibrate che producono una distribuzione di sforzi associata alle azioni interne. Nella soluzione non si considera l'effetto biassiale dato dalla deformazione fuori piano nulla per la condizione di deformazione piana.



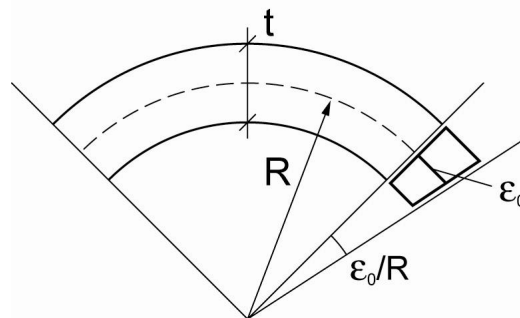
**Figura 5.15:** Componenti di deformazione nella sezione.

La deformazione meccanica genera uno stato di sforzo che, integrato sulla sezione insieme agli sforzi originati dal carico geostatico, è pari a  $N$ :

$$N = \int_A \sigma(\varepsilon_\sigma) dA = \int_A E \cdot (\varepsilon_{tot} - \varepsilon_{th}) dA \quad (5.19)$$

Per l'ipotesi di congruenza (Figura 5.16), la deformazione circonferenziale totale può essere espressa con riferimento alla sola deformazione della fibra baricentrale  $\varepsilon_0$ .

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_0 \cdot \left(1 - \frac{z}{R}\right) \quad (5.20)$$



**Figura 5.16:** Deformazione circonferenziale nel rivestimento.

La risultante delle tensioni circonferenziali deve equilibrare le pressioni agenti sul rivestimento, in accordo con la formula di Mariotte (Figura 5.17).

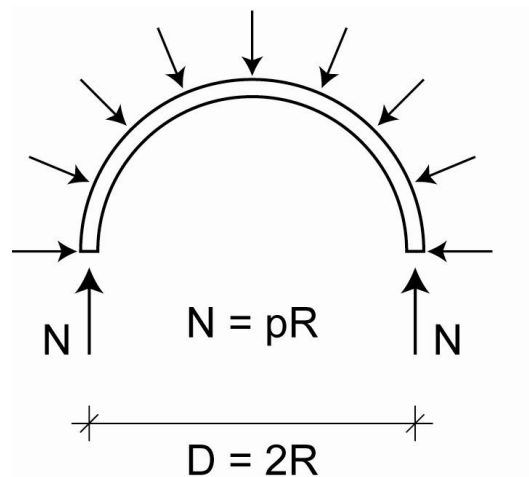
$$N = p \cdot R \quad (5.21)$$

Il carico agente  $p$  è dato dalla somma della pressione geostatica gravante sul rivestimento e dalla reazione offerta dal terreno all'espansione termica.

$$p = p_g + k \cdot u \quad (5.22)$$

dove:

- $p_g$  è la pressione geostatica o quota parte di essa, in quanto il rivestimento può essere realizzato in modo da ricevere solo una percentuale del valore totale in base al cedimento che si permette alla volta prima di posare il rivestimento;
- $k$  è la rigidezza del terreno;
- $u$  è lo spostamento radiale del rivestimento dovuto all'espansione termica.



**Figura 5.17:** Azioni agenti sul rivestimento.

Si ricava quindi un'unica equazione in cui l'unica incognita è  $\varepsilon_0$ .

### 5.2.2 Realizzazione del modello

Si è quindi costruito un semplice modello con l'ausilio di un foglio di calcolo. Si è considerato il comportamento elastico e elasto-plastico del terreno, assumendo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Inoltre si è trascurata la pressione geostatica, e quindi i soli carichi agenti sul rivestimento sono l'incendio e l'associata reazione del terreno.

La differenza nella modellazione della roccia causa una variazione del valore della rigidezza  $k$ . Si è considerata quindi la rigidezza di terreno elastico e la rigidezza di terreno totalmente plasticizzato, assunto come raggio esterno del tunnel quello



corrispondente al valore di raggio plastico, calcolato con lo studio della convergenza del terreno.

### Determinazione dello stato di sforzo sul rivestimento

Mediante processo iterativo si determina la distribuzione di sforzo circonferenziale agente nel rivestimento. Il procedimento mostrato di seguito va ripetuto per diversi gradienti di temperatura e quindi per diversi valori della durata d'incendio.

In funzione di  $\varepsilon_0$  si determinano:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_0 \cdot \left(1 - \frac{z}{R}\right) \quad (5.23)$$

$$\varepsilon_{th} = \begin{cases} -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6}\theta + 2,3 \cdot 10^{-11}\theta^3 & \text{se } 20^\circ C \leq \theta \leq 700^\circ C \\ 14 \cdot 10^{-3} & \text{se } 700^\circ C \leq \theta \leq 1200^\circ C \end{cases} \quad (5.24)$$

$$\varepsilon_{mech} = \varepsilon_\sigma = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_{th} \quad (5.25)$$

La definizione della deformazione termica  $\varepsilon_{th}$  è in accordo all'EC2-Parte 1-2.

Applicando il legame costitutivo da EC2, esposto nel Capitolo 3.6.3 si calcola il valore di sforzo nel calcestruzzo associato alla deformazione meccanica.

$$\sigma(\theta) = \frac{n \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left( n - 1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^n \right)}$$

I parametri di resistenza e rigidità vengono calcolati per ogni punto del rivestimento per le varie temperature in automatico, interpolando linearmente i valori di input, valutati in accordo con l'EC2.

Per calcolare la deformazione del punto medio del rivestimento  $\varepsilon_0$ , si impone l'equilibrio tra la risultante degli sforzi circonferenziali sullo spessore con la pressione esercitata dal terreno associata all'espansione radiale del rivestimento.

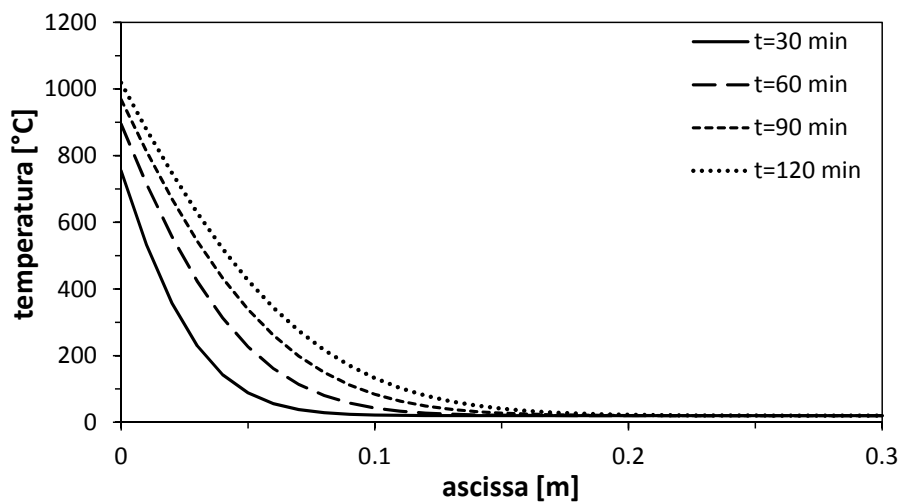
$$N = \int_A \sigma(\varepsilon_\sigma) dA = p \cdot R \quad (5.26)$$

Dove  $p$ , con l'ipotesi di terreno alla Winkler e per le condizioni di congruenza del problema assialsimmetrico, è pari a:

$$p = k \cdot u = k \cdot \varepsilon_{tot} \cdot R \quad (5.27)$$

Come rigidità del terreno si è considerata quella corrispondente al terreno elastico vergine e totalmente plasticizzato, come descritto in precedenza.

La distribuzione di temperatura nel rivestimento dovuta all'incendio è stata calcolata tramite soluzione dell'equazione del calore di Fourier. Nel grafico 5.18 si riportano i valori di temperatura nelle diverse fasi di incendio.



**Grafico 5.18:** Distribuzione di temperatura nel rivestimento in condizioni di incendio.

Si nota come il rivestimento di calcestruzzo ha una funzione isolante, limitando la variazione di temperatura agli strati più vicini all'incendio. Nei modelli non si considera quindi la variazione di proprietà meccaniche della roccia con la temperatura, considerando i valori delle proprietà a 20 °C.

### 5.2.3 Modello con terreno elastico

Si analizza una galleria profonda in mezzo roccioso caratterizzato da buone proprietà meccaniche (riportate in Tabella 5.2). Il materiale roccioso è modellato come elastico lineare ed il suo comportamento è descritto da modulo elastico e coefficiente di Poisson. Come detto in precedenza non si considera la dipendenza dalla temperatura.

|           |       |
|-----------|-------|
| $E$ [MPa] | 40000 |
| $\nu$ [-] | 0,3   |

**Tabella 5.2:** Proprietà meccaniche del mezzo roccioso elastico a  $T=20^{\circ}\text{C}$ .

Con queste caratteristiche, il valore della rigidezza della roccia risulta pari a:

$$k_{elastica} = 5.975[\text{N}/\text{mm}^3] \quad (5.28)$$

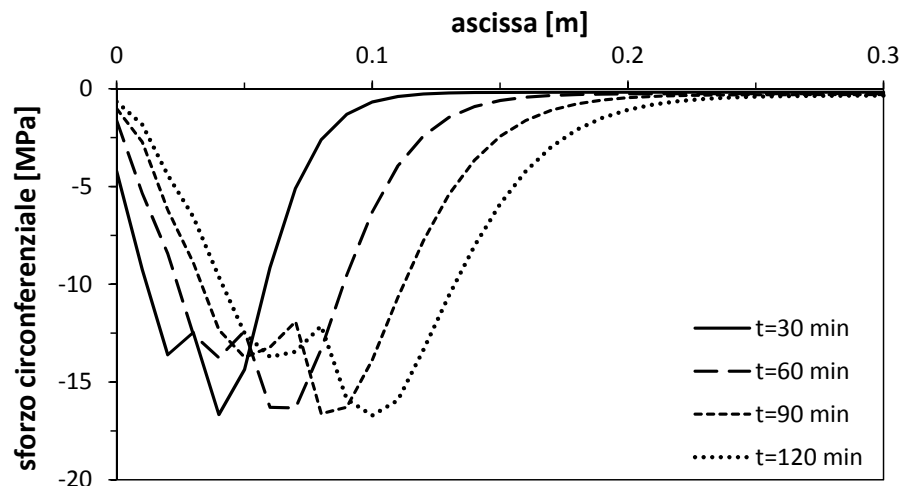
Per quanto riguarda il rivestimento, si considera un calcestruzzo caratterizzato da una  $f_{cm}$  pari a 25 MPa, con aggregati silicei. Le proprietà termiche utilizzate nell'analisi termica sono quelle descritte nel Paragrafo 3.6.2, assunte indipendenti dal tipo di calcestruzzo utilizzato, fatta eccezione per la deformazione termica che dipende fortemente dal tipo di aggregato utilizzato. Per quanto riguarda la conducibilità termica si utilizza un calcestruzzo con un livello di umidità pari all'1,5%.

Le proprietà meccaniche sono calcolate in accordo con l'EC2, Parte1-2, come descritto nel Capitolo 3.6.3, considerando la dipendenza dalla temperatura e quindi il degrado di tali proprietà. In Tabella 5.3 si riportano le principali proprietà meccaniche a temperatura ambiente.

|                                      |                      |
|--------------------------------------|----------------------|
| $f_{cm}$ [MPa]                       | 25                   |
| $E$ [MPa]                            | 31475                |
| $\alpha$ [ $^{\circ}\text{C}^{-1}$ ] | $9,29 \cdot 10^{-6}$ |

**Tabella 5.3:** Proprietà meccaniche del calcestruzzo a  $T=20^{\circ}\text{C}$ .

Nel Grafico 5.19 sono riportate le distribuzioni di sforzo circonferenziale nel rivestimento in condizione di incendio. Si nota come la distribuzione di sforzi tenda a traslare verso l'esterno del rivestimento all'aumentare della durata di incendio e presenti due picchi di sforzo, con valori che si mantengono costanti.



**Grafico 5.19:** Modello elastico: sforzo circonferenziale nel rivestimento in condizioni di incendio.

### 5.2.4 Modello con terreno elasto-plastico

Il materiale roccioso è ora modellato come elasto-plastico, secondo il criterio di Mohr-Coulomb (Tabella 5.4). Come detto in precedenza non si considera la dipendenza dalla temperatura.

|            |       |
|------------|-------|
| $E$ [MPa]  | 40000 |
| $\nu$ [-]  | 0,3   |
| $\phi$ [°] | 33    |
| $\psi$ [°] | 25    |
| $c$ [MPa]  | 0,3   |

**Tabella 5.4:** Proprietà meccaniche del mezzo roccioso elasto-plastico a  $T=20^\circ\text{C}$ .

Dall'analisi della curva di convergenza, si ricava il valore di raggio plastico e quindi il valore della rigidezza della roccia totalmente plasticizzata, che risulta pari a:

$$k_{plastica} = 3.818[\text{N/mm}] \quad (5.29)$$

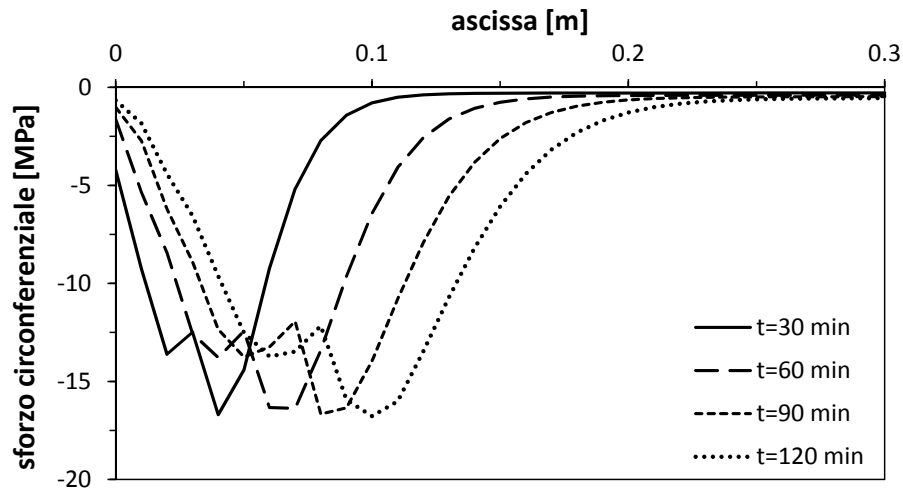
Si nota che rispetto alla rigidezza di roccia elastica vergine c'è una diminuzione di rigidezza pari al 36 %.

In Tabella 5.5 si riportano le principali caratteristiche meccaniche a temperatura ambiente utilizzate per il calcestruzzo.

|                                    |                      |
|------------------------------------|----------------------|
| $f_{cm}$ [MPa]                     | 25                   |
| $E$ [MPa]                          | 31475                |
| $\alpha$ [ $^\circ\text{C}^{-1}$ ] | $9,29 \cdot 10^{-6}$ |

**Tabella 5.5:** Proprietà meccaniche del calcestruzzo a  $T=20^\circ\text{C}$ .

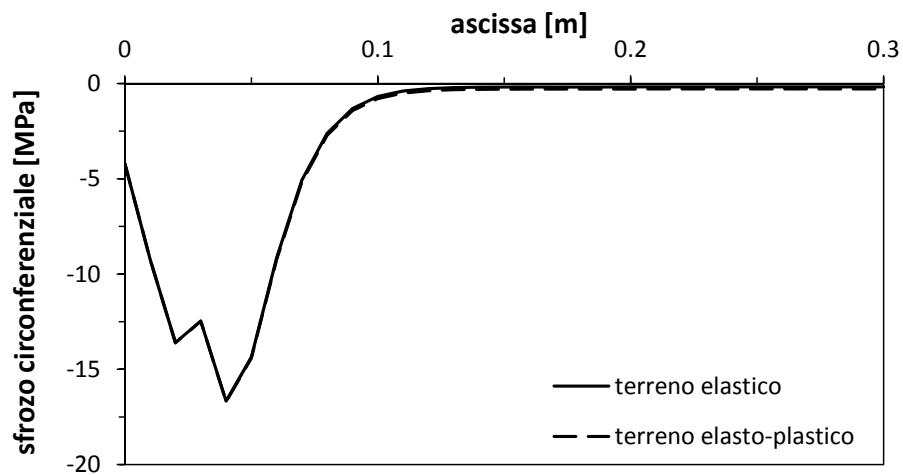
Nel Grafico 5.20 sono riportate le distribuzioni di sforzo circonferenziale nel rivestimento in condizioni di incendio. Si nota come la distribuzione di sforzi tenda a traslare verso l'esterno del rivestimento in condizioni di incendio e presenti due picchi di sforzo, con valori che si mantengono costanti, analogamente ai risultati del modello con il terreno elastico.



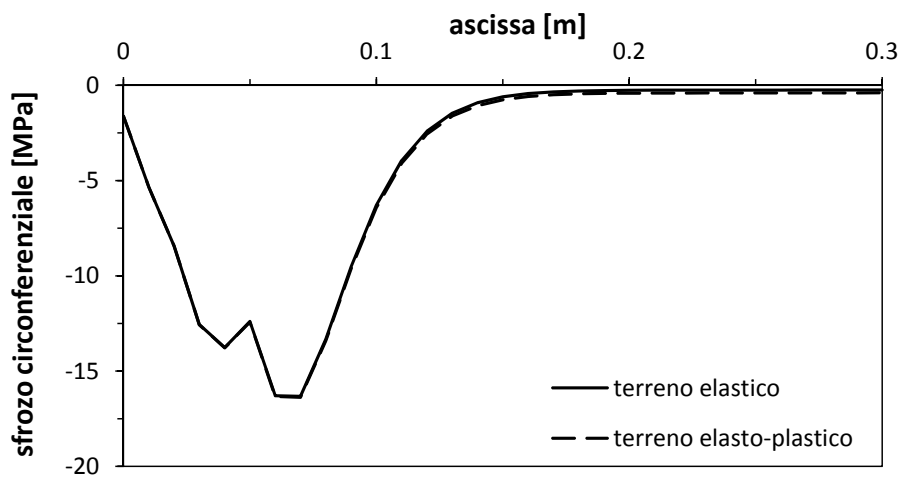
**Grafico 5.20:** Modello plastico: sforzo circonferenziale nel rivestimento in condizioni di incendio.

### 5.2.5 Confronto tra i risultati

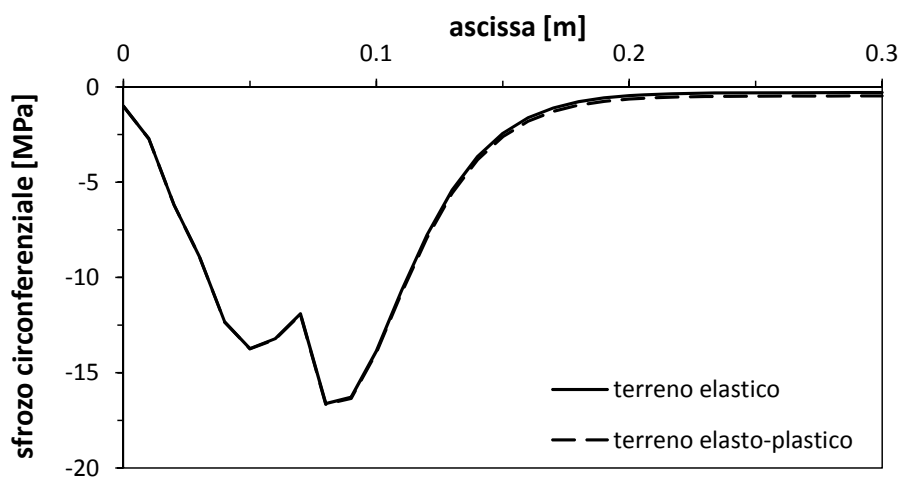
Nei Grafici 5.21, 5.22, 5.23 e 5.24 si riportano le distribuzioni di sforzo circonferenziale nel rivestimento per il modello con terreno elastico e elasto-plastico. Si nota come la differenza di modellazione del terreno, che comporta una variazione della rigidità della roccia all'espansione del rivestimento, sia trascurabile.



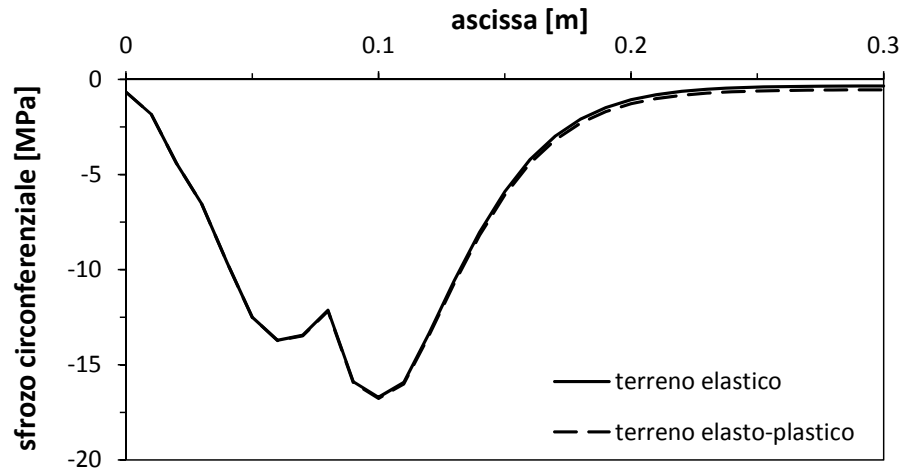
**Grafico 5.21:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di terreno elastico e elasto-plastico, t=30 minuti.



**Grafico 5.22:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di terreno elastico e elasto-plastico,  $t=60$  minuti.



**Grafico 5.23:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di terreno elastico e elasto-plastico,  $t=90$  minuti.



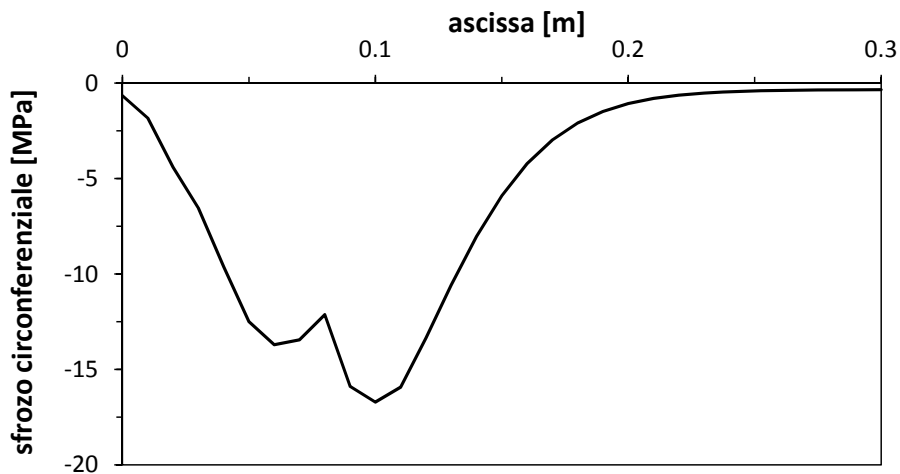
**Grafico 5.24:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di terreno elastico e elasto-plastico,  $t=120$  minuti.

### 5.2.6 Osservazioni sui risultati

Si nota come i risultati non differiscano nel caso si consideri il terreno elastico, o elasto-plastico, in quanto questo costituisce in ogni caso un vincolo rigido nei confronti del rivestimento. Siccome la plasticità del terreno è stata modellata conferendo una rigidità inferiore, è possibile affermare che anche una variazione del modulo elastico della roccia, e quindi di conseguenza della rigidità, non comporti variazioni nella distribuzione dello sforzo circonferenziale.

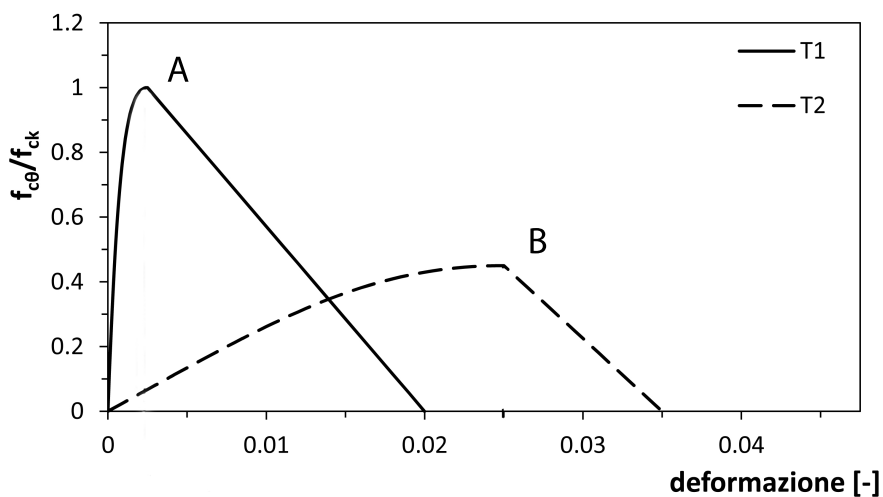
Dalla distribuzione dello sforzo circonferenziale si può notare la presenza di un doppio picco di sforzo (Grafico 5.25).

La parte più esterna di calcestruzzo è soggetta alla temperatura più elevata, e questo comporta, oltre ad una deformazione termica più elevata, il fatto che questo sia più danneggiato rispetto agli strati più interni. Considerando il Grafico 5.26 ci si trova sulla curva B, per una deformazione più elevata, e si ha quindi uno stato di sforzo più basso. Spostandosi verso l'interno del rivestimento la temperatura diminuisce rapidamente. Questo comporta, oltre al diminuire dell'espansione termica, e quindi dello spostarsi verso sinistra sulla curva  $\sigma-\varepsilon$  per una fissata temperatura, anche un minor danneggiamento termico, e quindi lo spostarsi ad esempio dalla curva B alla curva A nel Grafico 5.26. La presenza del primo picco può essere quindi spiegata considerando la correlazione tra questi due fenomeni. Muovendosi ulteriormente verso l'interno la temperatura e la deformazione termica diminuiscono. In questa zona il materiale è meno danneggiato e quindi ci si sposta verso sinistra sulla curva A, raggiungendo un picco più elevato.



**Grafico 5.25:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento dopo 120 min di incendio

Con riferimento ai risultati raggiunti e mostrati nel Grafico 5.25, si osserva come il primo picco è nelle condizioni di temperatura circa pari a 344°C e deformazione meccanica di circa 0.004, mentre il secondo picco è nelle condizioni di temperatura circa pari a 132°C e deformazione meccanica di circa 0.001. Dai legami costitutivi utilizzati, si osserva che entrambi i picchi siano in campo elastico e il calcestruzzo non sfrutta al massimo la sua resistenza.



**Grafico 5.26:** Curve  $\sigma$ - $\epsilon$  per due temperature diverse. Si osserva l'aumento della deformazione ultima ed il ridursi della resistenza.

Inoltre si osserva che, a prescindere dalla resistenza del terreno, il picco di resistenza



ha un valore notevolmente inferiore a quello della resistenza a compressione del calcestruzzo a 20 °C. Tale valore corrisponde alla resistenza  $f_{c,T}$  del materiale nel punto in cui si manifesta il picco.

Questo fenomeno può essere spiegato osservando che la roccia si comporta come vincolo rigido per il rivestimento è che quindi  $\varepsilon_{TOT} \cong 0$ . Di conseguenza:

$$\varepsilon_{mech} = \varepsilon_{th}$$

La soluzione può essere anche valutata considerando un materiale con comportamento elastico lineare e dividendo il rivestimento in una zona danneggiata ed in una zona integra. Lo stato di sforzo nel rivestimento può essere ricavato come:

$$\varepsilon_{th}(= \varepsilon_{mech}) \cdot \bar{E} = \bar{\sigma}$$

dove:  $\varepsilon_{th}(= \varepsilon_{mech})$  è la deformazione nel rivestimento, parametro dipendente direttamente dalla temperatura;

$\bar{E}$  è il modulo elastico equivalente del calcestruzzo trattato come elastico lineare soggetto a danneggiamento termico.

Per una data legge costitutiva del materiale quindi si ha sempre lo stesso sforzo in corrispondenza di una data temperatura.

Può essere inoltre osservato che il modello così realizzato non tiene conto della biassialità del problema, e del confinamento esercitato dalla deformazione longitudinale impedita. Tale problema è infatti, come discusso in precedenza, un problema piano nelle deformazioni.

Risultati analoghi sono stati raggiunti nel lavoro di tesi di laurea magistrale [Zaffaroni, 2012].



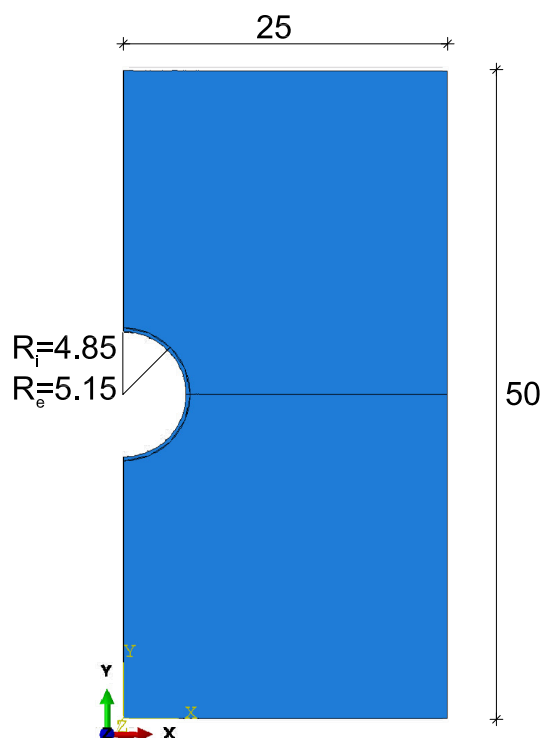
## 6 Realizzazione modello F.E.M.

In questo capitolo si espone la procedura seguita per la realizzazione del modello a elementi finiti.

Per realizzare il modello ci si è serviti del codice di calcolo commerciale *Abaqus* 6.10. L'analisi è stata svolta in tre fasi:

- FASE 1: Deposizione del terreno, scavo e parziale convergenza;
- FASE 2: Analisi termica in condizioni di incendio;
- FASE 3: Analisi statica sequenzialmente accoppiata all'analisi termica.

A causa della grande estensione longitudinale sia della struttura, sia dell'incendio (Kirkland 2002 riporta che il rivestimento del Channel Tunnel sia stato danneggiato per oltre 280 m dall'incendio del 1996), il problema può essere modellato come piano nelle deformazioni, ed è quindi stato possibile limitarsi alla generazione di un modello bidimensionale.



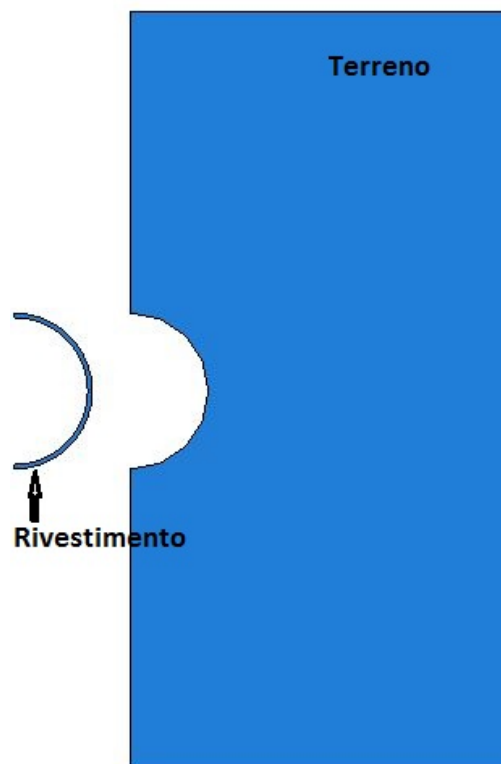
**Figura 6.1:** Geometria del modello (misure in metri).

Pertanto, per la modellazione sia della roccia che del rivestimento, è stato scelto un elemento piano. Inoltre, in virtù della simmetria verticale si è modellato solo metà sistema, per permettere in seguito una variazione delle proprietà lungo l'altezza.

## 6.1 Modello

Il modello di riferimento realizzato rappresenta una galleria profonda costituita da un rivestimento di raggio interno di 4.85 m e raggio esterno di 5.15 m, per uno spessore di 30 cm. Le frontiere del terreno vengono poste ad elevata distanza dal rivestimento per simulare lo spazio infinito. La geometria del modello è riportata in Figura 6.1.

Per una corretta e completa modellazione delle fasi di deposizione del terreno, scavo e convergenza si è scelto di creare due parti distinte, corrispondenti alla roccia e al rivestimento (Figura 6.2). L'interazione meccanica e termica tra le due parti distinte è imposta con un vincolo di tipo *tie*, in quanto l'ipotesi assunta è che rivestimento e terreno rimangano sempre a contatto reciproco sia nella fase di posa in opera del rivestimento, quando è il terreno ad esercitare una spinta sul lining dovuta alla convergenza, che nella fase di incendio, quando è il lining che, espandendosi, esercita una spinta sul terreno circostante.

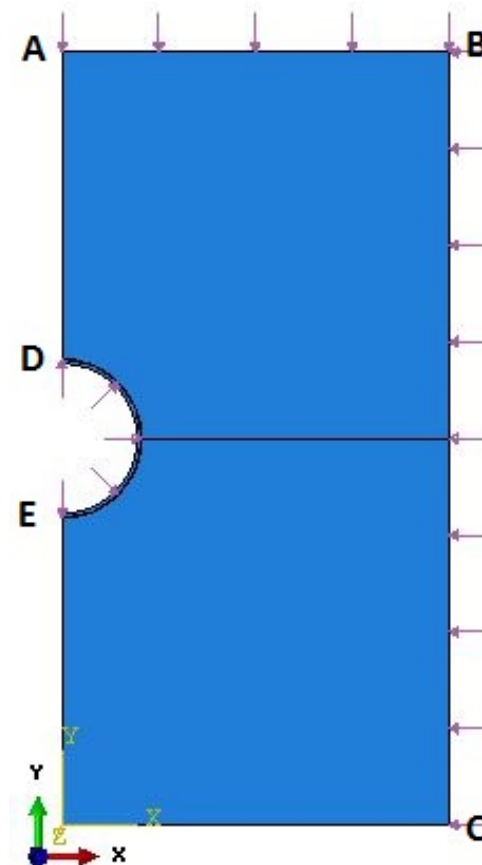


**Figura 6.2:** Parti del modello: rivestimento e terreno.

## 6.2 Fase di deposizione del terreno, scavo e convergenza

Questa prima fase è a sua volta composta da tre fasi distinte, nelle quali si modellano la deposizione del terreno, lo scavo e la conseguente convergenza; si procederà poi a modellare la posa in opera del rivestimento.

La deposizione del terreno viene simulata applicando una pressione esterna sulle frontiere superiore e laterale (AB e BC) ed una interna sul bordo di scavo (ED), come mostrato in Figura 6.3, crescenti linearmente fino al valore finale. La pressione sulla frontiera ED, di valore pari a quella esterna, è volta a simulare la presenza del terreno all'interno del foro. Viene così ricreato lo stato di sforzo presente nella roccia prima che avvenga lo scavo. Si analizza dapprima una condizione di stato di sforzo iniziale con coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  unitario.

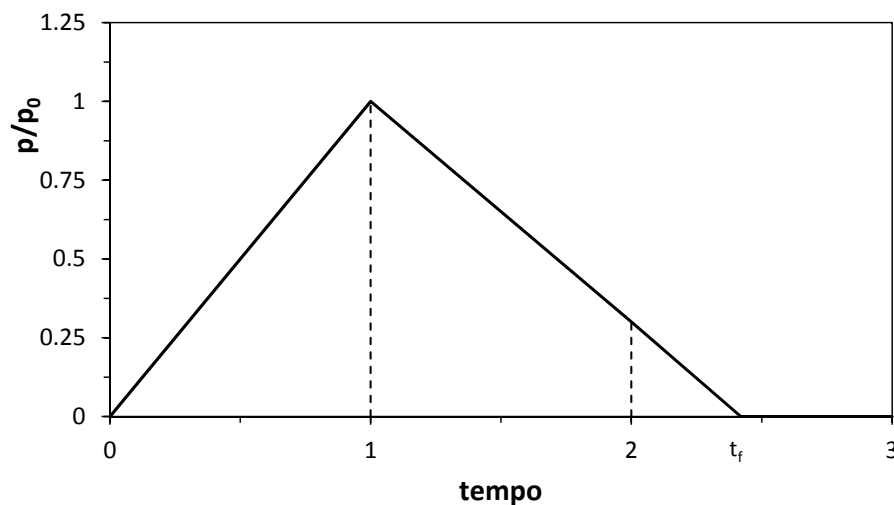


**Figura 6.3:** Pressioni agenti nella fase di creazione della montagna.

Nella fase di parziale convergenza del terreno, si simula la fase di scavo facendo

decrescere linearmente la pressione interna al foro (frontiera ED della figura 6.3) fino ad un valore pari a 0,75 MPa, corrispondente alla pressione agente sul rivestimento al momento del suo inserimento.

Al termine di questa convergenza parziale ha inizio la terza fase e viene inserito il rivestimento in calcestruzzo, tramite la funzione *Model Change* di Abaqus. Il rivestimento, presente sin dall'inizio in termini di geometria, era infatti disattivato nelle prime due fasi; quando questo viene riattivato nel modello la pressione interna viene fatta decrescere ulteriormente fino ad annullarsi. Il rivestimento quindi si carica e contrasta la convergenza del fronte di scavo.



**Grafico 6.4:** Andamento della pressione interna adimensionalizzata nelle diverse fasi.

Dal Grafico 6.4 si osserva l'andamento della pressione interna al foro in funzione del tempo di analisi. Tale pressione cresce linearmente fino al valore  $p_0$  nella prima fase di analisi, simulando la deposizione del terreno, decresce fino ad un valore pari a  $0,3 p_0$  nella seconda fase di analisi, simulando la convergenza dovuta allo scavo, quindi si annulla nella terza fase, mantenendo la stessa pendenza di decrescita, consentendo così di simulare il trasferimento della pressione dal terreno al rivestimento.

### 6.3 Analisi termica in condizioni di incendio

In questa fase si studia il problema di trasmissione di calore dall'ambiente al sistema dovuto all'incendio. Al termine di questa fase si ricavano le distribuzioni di temperatura nella sezione del rivestimento. Tale fase del problema è stata studiata effettuando una analisi *Heat Transfer*. Il codice di calcolo si è dimostrato infatti

molto affidabile per la valutazione della distribuzione di temperatura secondo i criteri forniti nella ISO 10211-1:1995, come mostrato nell'Appendice A.2.

L'analisi è stata eseguita su un modello geometricamente identico al modello descritto in precedenza. In seguito alla visita effettuata dagli autori del presente lavoro al cantiere della Galleria di base del Monte Ceneri, in data 9 Maggio 2014 (Figura 6.5), ed alla comunicazione privata avuto con lo staff di direzione dei lavori, si è scelto di assegnare all'intero modello una temperatura iniziale di 20°C. Si osserverà in seguito che la temperatura iniziale assegnata al sistema non influisce sui risultati.



**Figura 6.5:** Cantiere della Galleria di base del Monte Ceneri (foto degli autori).

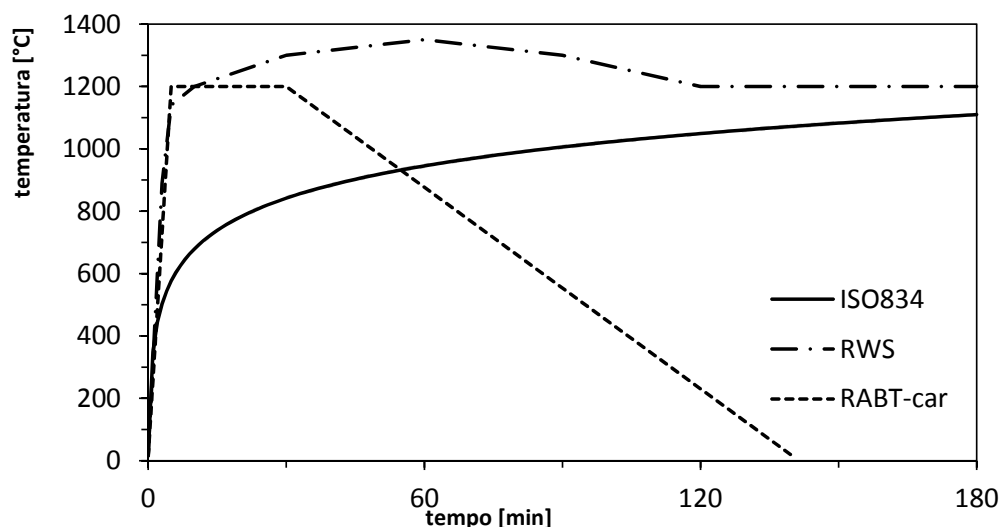
### 6.3.1 Curve di incendio

Per modellare l'incendio, viene assegnata una curva di incendio al bordo interno del rivestimento. In letteratura sono disponibili diverse curve di temperatura, differenziate a seconda del combustibile e dell'ambiente, di cui si è ampiamente parlato nel Capitolo 3.6.1.

- ISO 834;
- RWS;
- RABT.

Nel Grafico 6.6 è riportato il confronto tra le principali curve di incendio.

Nelle successive analisi si è scelto di utilizzare le sole curve ISO834 e RWS, in quanto la curva RABT presenta un andamento iniziale molto simile a quello della RWS, ma presenta anche un ampio ramo di raffreddamento.



**Grafico 6.6:** Principali curve di incendio caratteristiche disponibili in letteratura

### 6.3.2 Meccanismi di trasmissione del calore

Come meccanismi di trasmissione del calore sono stati considerati conduzione, convezione e irraggiamento.

La conduzione viene direttamente presa in considerazione dal codice di calcolo, una volta definite le proprietà termiche dei materiali. La conduzione termica tra le due parti del sistema (lining e terreno) è tenuta in conto dall'interazione di tipo *tie*.

Per la convezione e l'irraggiamento si è inizialmente ipotizzato che l'incendio investa in maniera uniforme l'intero intradosso del rivestimento. Come fattore di convezione  $h$  e coefficiente di emissività  $e$  del calcestruzzo sono stati assunti i valori di cui all'EC2, Parte 1-2 come descritto nel Paragrafo 3.6, riportati in Tabella 6.1.

|                  |     |
|------------------|-----|
| $h$ [ $W/m^2K$ ] | 25  |
| $e$ [-]          | 0.7 |

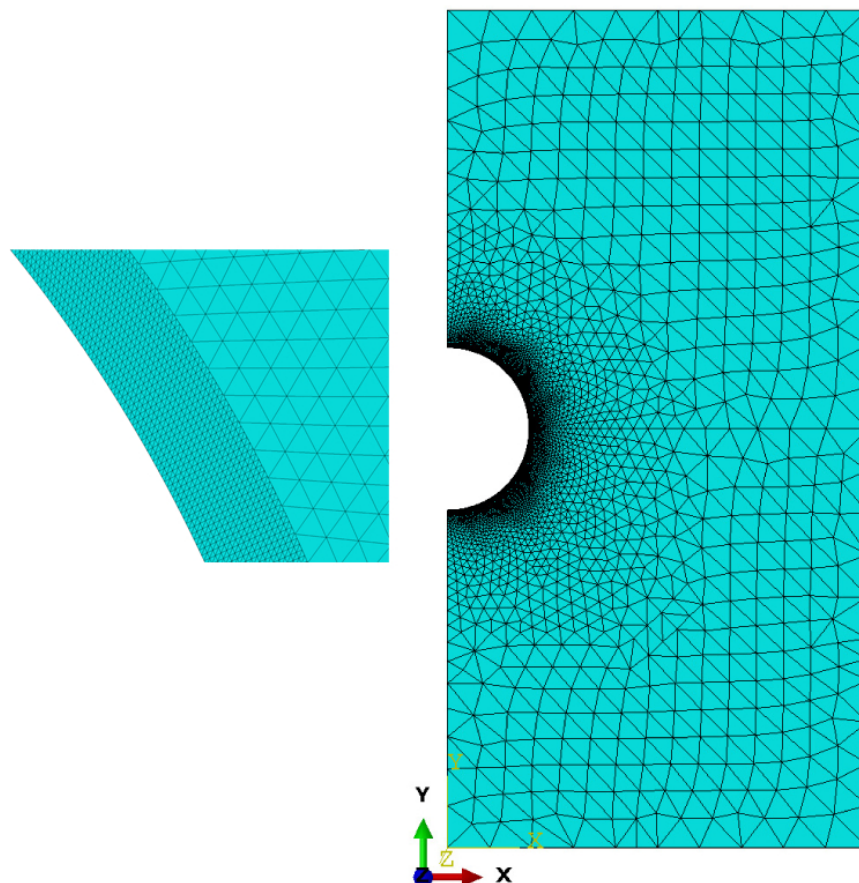
**Tabella 6.1:** Proprietà termiche del calcestruzzo.

### 6.3.3 Generazione della Mesh

Passo fondamentale nell'esecuzione dell'analisi termica e della successiva analisi statica è la scelta della mesh con cui discretizzare le varie parti che costituiscono il modello. Per garantire una perfetta corrispondenza tra l'analisi termica e quella meccanica, nella successiva analisi statica il modello ha la stessa identica discretizzazione.



Trattandosi di un'analisi termica vengono scelti elementi di tipo *heat transfer*. Si utilizzano elementi finiti triangolari, adatti alla discretizzazione di bordi curvilinei, con funzione di forma quadratica. La discretizzazione del problema è finalizzata ad obiettivi diversi per le due parti del modello. Le dimensioni della mesh vengono assegnate per ottimizzare la discretizzazione. Per quanto riguarda il rivestimento, direttamente esposto all'incendio, è stata adottata una discretizzazione molto fitta, con 15 elementi da 0,02 m sullo spessore, in quanto sono attesi elevati gradienti termici. Per quanto riguarda il terreno circostante, la mesh adottata è meno fitta, in quanto i gradienti termici attesi sono molto bassi. Sul bordo a contatto con il rivestimento la mesh ha una dimensione di 0,1 m, e tramite un *bias lineare* si arriva ad una dimensione di 2,5 m nelle zone più lontane dal lining. Una discretizzazione meno fitta della roccia circostante permette, oltre ad una notevole riduzione dell'onere computazionale, di evitare problemi di instabilità numerica dovuti all'utilizzo di un legame costitutivo elasto-plastico nella successiva analisi statica, come si discuterà al paragrafo 6.4.1. In figura 6.7 è mostrata la mesh adottata.



**Figura 6.7:** Discretizzazione del modello per l'analisi termica.

La dimensione minima degli elementi finiti del rivestimento è conforme a quanto previsto dal criterio di stabilità del problema termico discusso nell'Appendice A.1.

### 6.3.4 Proprietà termiche dei materiali

Si assegnano le proprietà termiche fondamentali dei materiali:

- densità  $\rho$ ;
- calore specifico  $c$ ;
- conducibilità termica  $\lambda$ .

#### Calcestruzzo

Al calcestruzzo sono assegnate le proprietà termiche funzione della temperatura in accordo all'EC2 come già descritto nel Capitolo 3.3.

#### Roccia

Si ipotizza che la roccia non subisca variazioni di temperatura significative, poichè il rivestimento agisce da isolante. Si utilizza un materiale caratterizzato dalle proprietà a temperatura di 20 °C riportate in Tabella 6.2.

|                              |      |
|------------------------------|------|
| Densità [kg/m <sup>3</sup> ] | 2800 |
| Calore specifico [J/kgK]     | 1300 |
| Conducibilità termica [W/mK] | 3,5  |

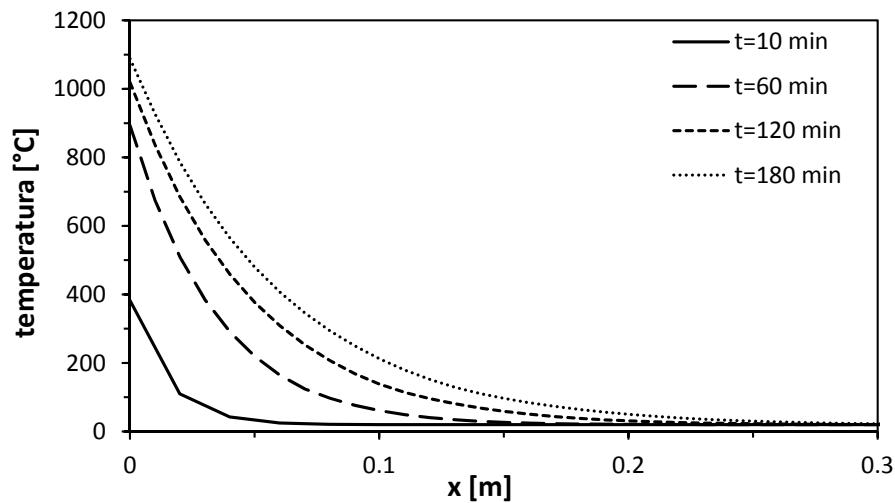
**Tabella** 6.2: Proprietà termiche della roccia.

### 6.3.5 Risultati dell'analisi termica

Utilizzando il modello sopra definito si esegue una analisi termica, simulando l'incendio. Di seguito si riportano gli andamenti delle temperature nel rivestimento per le diverse curve di incendio.

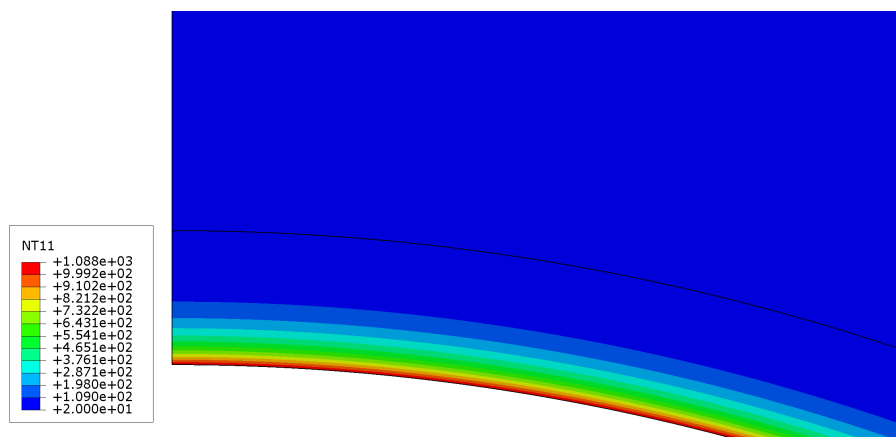
#### Curva di incendio ISO 834

Nel Grafico 6.8 si riporta l'andamento della temperatura nel rivestimento soggetto alla curva di incendio ISO834. Si nota come l'ipotesi di effetto isolante del rivestimento è ben verificata, in quanto soltanto i primi centimetri del rivestimento raggiungono una temperatura maggiore di 300 °C e dopo 3 ore di incendio il rivestimento a contatto con la roccia non ha avuto sostanziali variazioni di temperatura.



**Grafico 6.8:** Andamento della temperatura nel lining, curva ISO834.

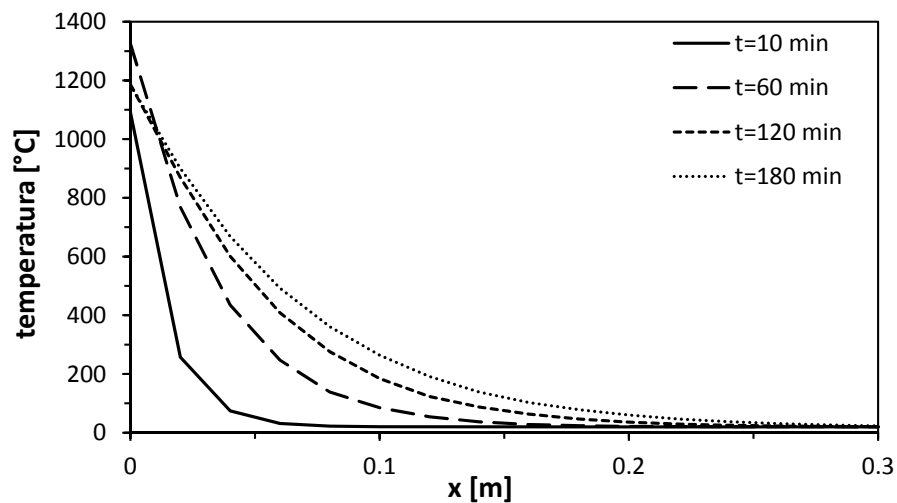
In Figura 6.9 si riporta la mappa di temperatura nel rivestimento a fine incendio (t=180 minuti).



**Figura 6.9:** Temperatura nel rivestimento (ISO834, t=180 minuti).

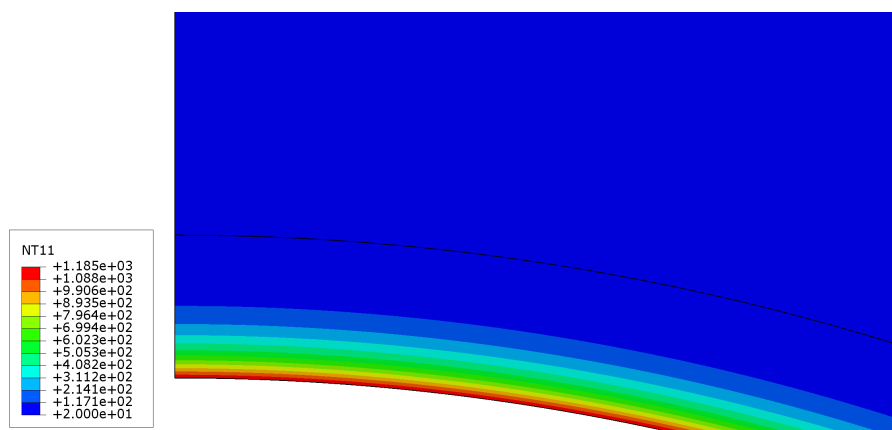
### Curva di incendio RWS

Nel Grafico 6.10 si riporta l'andamento della temperatura nel rivestimento soggetto alla curva di incendio RWS. Anche in questo caso, è ben verificata l'ipotesi di effetto isolante del rivestimento, come descritto in precedenza. Si nota inoltre come, a differenza della curva ISO834, che è monotona, a 60 minuti si raggiunge la massima temperatura sulla superficie esposta all'incendio. Oltre i 5 cm dalla superficie esposta, invece, l'andamento della temperatura "segue" la durata di incendio (ovvero, a durate maggiori corrispondono temperatura maggiori).



**Grafico 6.10:** Andamento della temperatura nel lining, curva RWS.

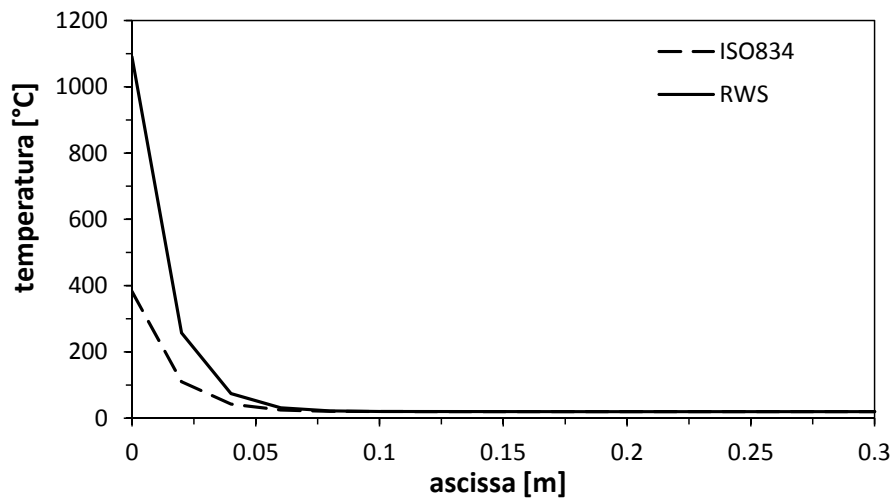
In Figura 6.11 si riporta la mappa di temperatura nel rivestimento a fine incendio (t=180 minuti).



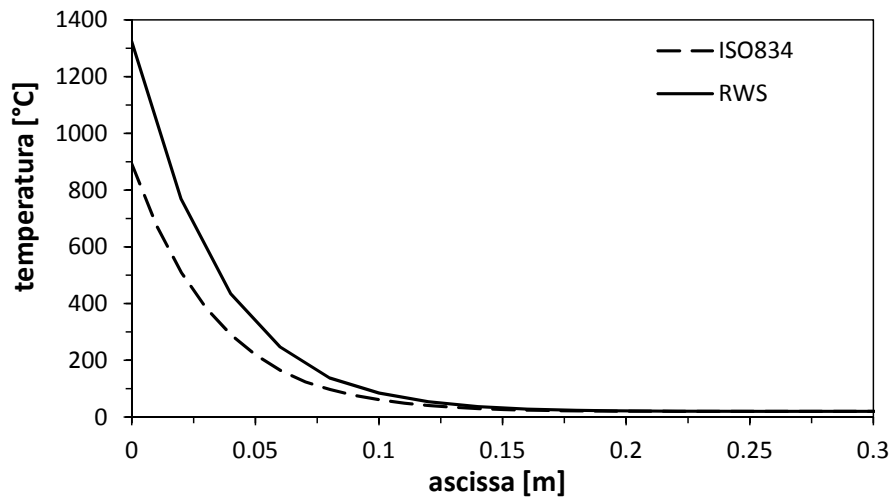
**Figura 6.11:** Temperatura nel rivestimento (RWS, t=180 minuti).

### 6.3.6 Confronto tra i risultati ottenuti con le due curve di incendio

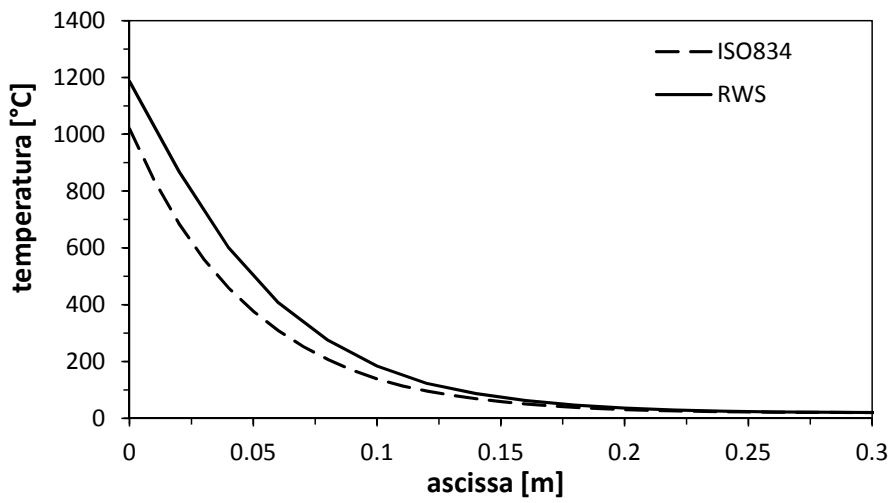
Si confrontano le distribuzioni di temperatura nel rivestimento in diversi istanti per le diverse curve di incendio. Si nota che la differenza maggiore si ha nelle fasi iniziali (Grafici 6.12 e 6.13), nelle quali il riscaldamento secondo la curva RWS è molto più veloce e severo; nelle fasi finali la differenza diventa trascurabile (grafici 6.14 e 6.15). Dal grafico 6.12 si nota che per la curva di incendio RWS il calcestruzzo a diretto contatto con l'incendio, raggiunge dopo 10 minuti una temperatura superiore ai 1000°C.



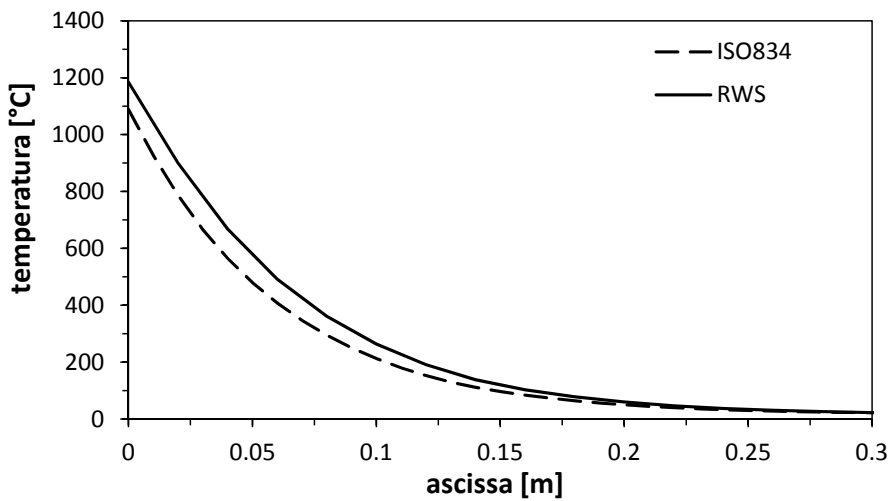
**Grafico 6.12:** Profilo di temperatura nel rivestimento a 10 minuti.



**Grafico 6.13:** Profilo di temperatura nel rivestimento a 60 minuti.



**Grafico 6.14:** Profilo di temperatura nel rivestimento a 120 minuti.



**Grafico 6.15:** Profilo di temperatura nel rivestimento a 180 minuti.

## 6.4 Analisi statica

L'analisi statica viene eseguita in un'unica analisi costituita da 4 fasi:

1. deposizione del terreno;
2. scavo del tunnel;
3. inserimento del rivestimento;
4. incendio.

L'incendio viene modellato utilizzando i valori di temperatura ai nodi ottenuti dall'analisi termica descritta nel Capitolo 6.3.5; come si è detto, il modello utilizzato per l'analisi meccanica è geometricamente identico a quello messo a punto per l'analisi termica. Per avere i valori di temperatura esattamente sui nodi della mesh, si utilizza una mesh identica a quella utilizzata nell'analisi termica.

Di seguito si descrivono la modellazione dei materiali ed i diversi modelli statici utilizzati.

### 6.4.1 Modellazione del terreno

Nell'analisi statica si considerano due comportamenti del terreno:

- elastico lineare;
- elasto-plastico.

In entrambi i casi si trascura la dipendenza dei parametri meccanici dalla temperatura, in quanto, come si è mostrato al Paragrafo 6.3.5, il rivestimento di calcestruzzo svolge una funzione isolante e il terreno resta a temperatura ambiente.

Il terreno viene discretizzato in maniera non uniforme, infittendo la mesh in corrispondenza del rivestimento per avere una maggiore precisione nei risultati e diradando gli elementi nei pressi delle frontiere per contenere l'onere computazionale, come mostrato in Figura 6.16.

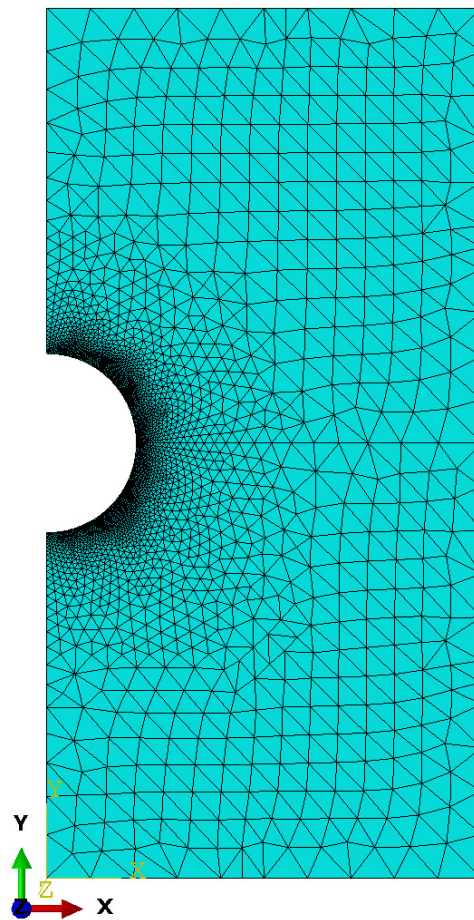
#### Comportamento elastico

Si modella il terreno come mezzo elastico-lineare, attraverso la definizione del modulo elastico e del coefficiente di Poisson.

#### Comportamento elasto-plastico

Per descrivere il comportamento elasto-plastico si utilizza il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, come descritto nel capitolo 4.1. La validazione del modello di Mohr-Coulomb nel codice di calcolo *Abaqus* è descritta nell'Appendice A.4.

Modellando il terreno in questo modo, si sono riscontrati problemi con la dimensione minima degli elementi finiti. Con una discretizzazione troppo fitta, c'è una localizzazione di deformazioni che comporta problemi di convergenza dell'analisi. Questa localizzazione non comporta peraltro significative variazioni della risposta del sistema, ma solo un'arrestarsi prematuro dell'analisi. Questa instabilità del modello è stata risolta con le considerazioni riguardo le dimensioni della mesh discusse nel capitolo 6.3.3.



**Figura 6.16:** Discretizzazione del terreno.



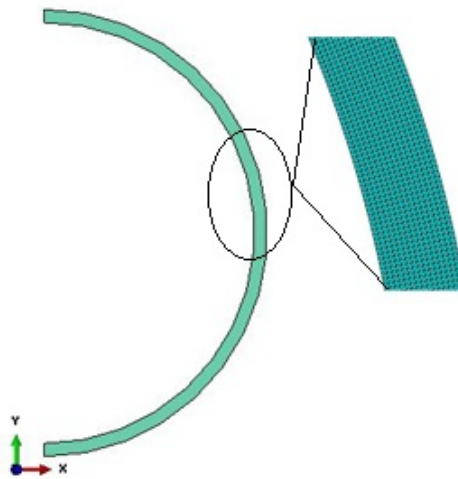
### 6.4.2 Modellazione del rivestimento

Si considerano due comportamenti per il calcestruzzo del rivestimento:

- elastico lineare;
- elasto-plastico.

In entrambi i casi si considera la dipendenza dei parametri meccanici dalla temperatura.

Poichè l'oggetto primario dell'analisi è il rivestimento, questo viene discretizzato con una mesh di almeno 15 elementi finiti, come mostrato in Figura 6.17.



**Figura 6.17:** Discretizzazione a EF del lining.

#### Calcestruzzo elastico

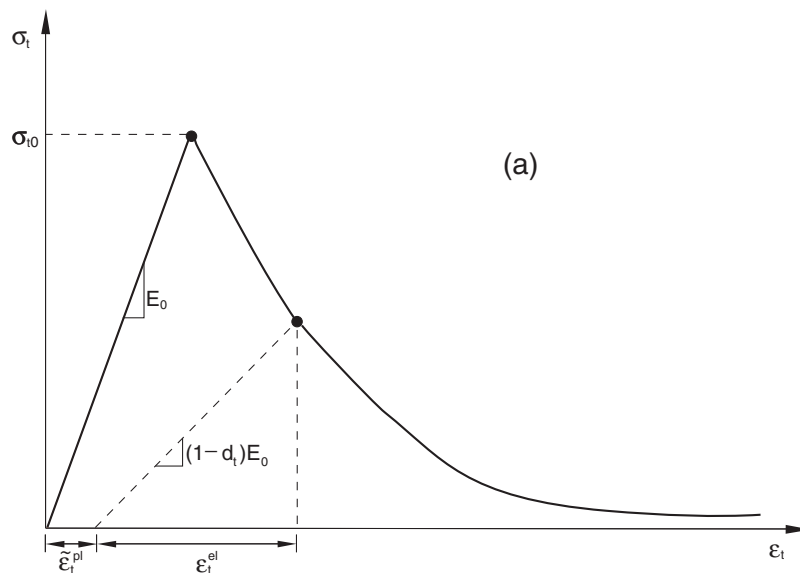
Le proprietà meccaniche, ovvero modulo elastico e modulo di Poisson, sono calcolate in accordo all'EC2, Parte1-2, come descritto rispettivamente nei Capitoli 3.6.2 e 3.6.3.

#### Calcestruzzo elasto-plastico: Concrete Damage Plasticity

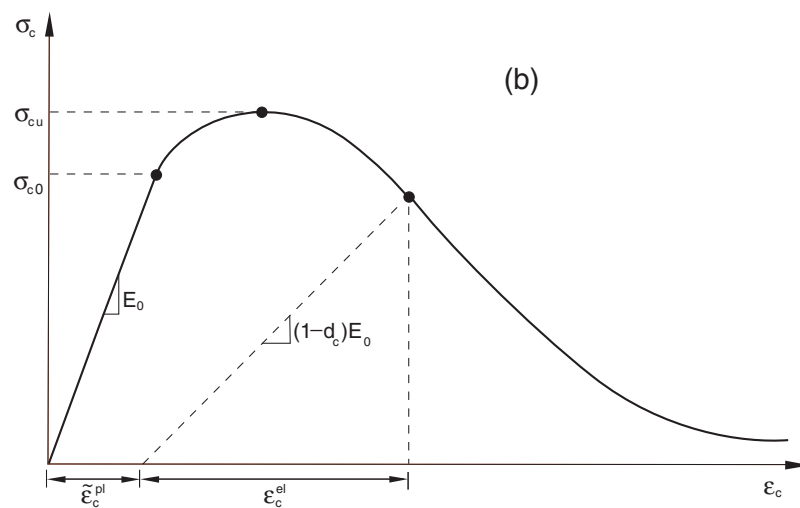
Si considera il legame costitutivo non lineare del calcestruzzo, tenendo conto anche del degrado delle proprietà meccaniche con la temperatura. Si utilizza il comportamento proposto dal software di calcolo di Concrete Damage Plasticity.

Questo modello permette di descrivere in modo sufficientemente completo la superficie di rottura del calcestruzzo. Si basa sulla ipotesi di incrudimento (negativo) isotropo e prende in considerazione la diminuzione della resistenza a compressione e trazione indotta dalle deformazioni plastiche.

Il modello è basato sulle ipotesi che le due principali modalità di crisi sono la rottura a trazione e lo schiacciamento a compressione. L'evoluzione della superficie di rottura è controllata da due variabili di incrudimento,  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  e  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ , che sono le deformazioni equivalenti plastiche riferite rispettivamente ai meccanismi di rottura in trazione e compressione.



**Grafico 6.18:** Comportamento monoassiale del calcestruzzo a trazione.



**Grafico 6.19:** Comportamento monoassiale del calcestruzzo a compressione.

Il modello ipotizza che il comportamento monoassiale a trazione e compressione del calcestruzzo è caratterizzato da un danneggiamento plastico, come mostrato rispettivamente nei Grafici 6.18 e 6.19. In trazione monoassiale, la risposta è elastica lineare fino al valore di collasso  $\sigma_{t0}$ , corrispondente all'inizio della micro-fessurazione. Per deformazioni maggiori, la presenza di micro fessure è rappresentata con un incrudimento negativo (*softening*). In compressione monoassiale, il comportamento è elastico lineare fino alla tensione di "snervamento" iniziale  $\sigma_{c0}$  e nel regime plastico la risposta è caratterizzata da un comportamento incrudente seguito dall'incrudimento negativo superato lo sforzo ultimo  $\sigma_{cu}$ .

Nel caso in esame non si considera però il danneggiamento che il materiale subisce nella fase plastica e si trascura la diminuzione di rigidità nella fase di scarico, mantenendo la rigidità costante e pari a quella elastica iniziale.

### Superficie di rottura

Il modello adotta la superficie di rottura di Lubliner (1989), con le modifiche proposte da Lee e Fenves (1998) per considerare la diversa evoluzione del comportamento in trazione e compressione.

L'evoluzione della superficie di rottura è controllata dalle variabili di incrudimento  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  e  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ , e in termini di sforzi efficaci è descritta dall'equazione:

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \bar{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0 \quad (6.1)$$

con:

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{(2\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}; \quad 0 \leq \alpha \leq 0,5$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$$

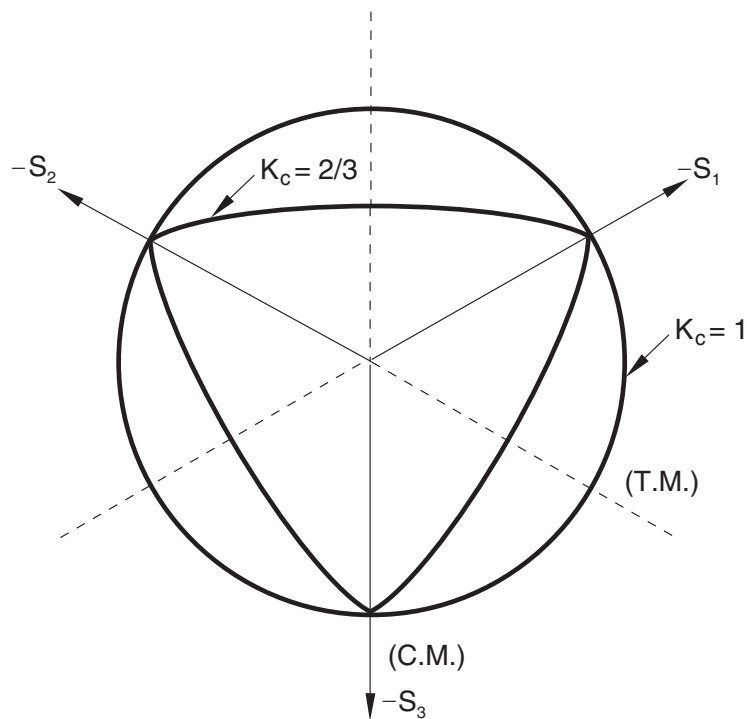
$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}$$

dove:

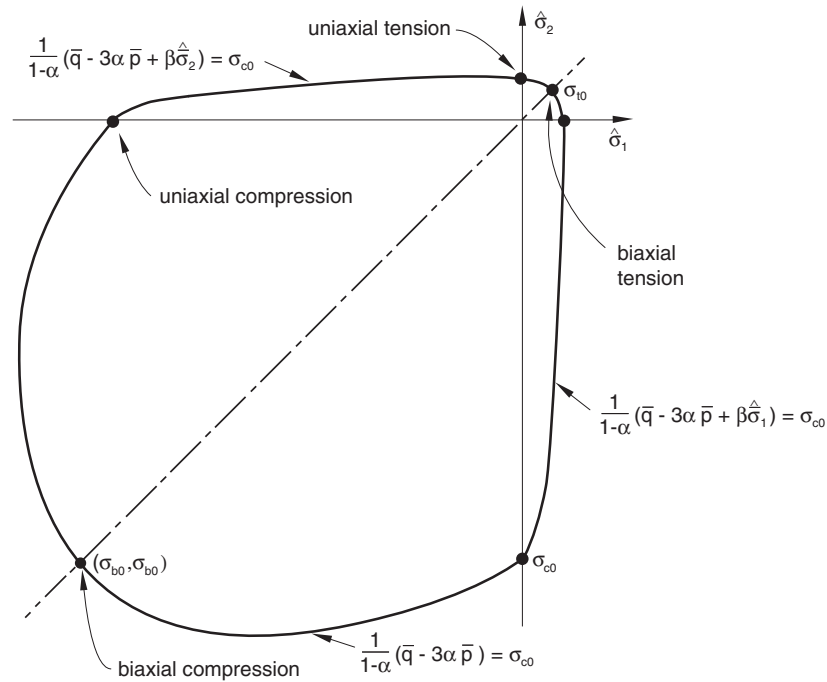
- $\bar{p}$  e  $\bar{q}$  sono rispettivamente la componente idrostatica e deviatorica dello sforzo, quest'ultima valutata secondo l'espressione di Mises;
- $\bar{\sigma}_{max}$  è il massimo sforzo efficace principale;
- $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$  è il rapporto tra lo sforzo di snervamento biassiale e monoassiale a compressione;

- $K_c$  è il rapporto tra l'invariante secondo di sforzo nel meridiano delle trazioni e quello nel meridiano delle compressioni; deve essere  $0,5 \leq K_c \leq 1$ ;
- $\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$  e  $\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$  sono gli sforzi efficaci di coesione di trazione e compressione.

Nei Grafici 6.20 e 6.21 è rappresentata la superficie di rottura nel piano deviatorico e per stato piano di sforzo.



**Grafico 6.20:** Superficie di rottura nel piano deviatorico, per differenti valori di  $K_c$ .



**Grafico 6.21:** Superficie di rottura nella condizione piana negli sforzi.

### Potenziale plastico

Questo modello di comportamento per il calcestruzzo prevede una legge di scorrimento non associata. Il potenziale plastico  $G$  adottato è la funzione iperbolica di Drucker-Prager:

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (6.2)$$

dove:

- $\psi$  è l'angolo di dilatanza nel piano  $p$ - $q$  con elevata pressione di confinamento;
- $\sigma_{t0}$  è lo sforzo di rottura in trazione monoassiale;
- $\epsilon$  è l'eccentricità della legge di scorrimento.

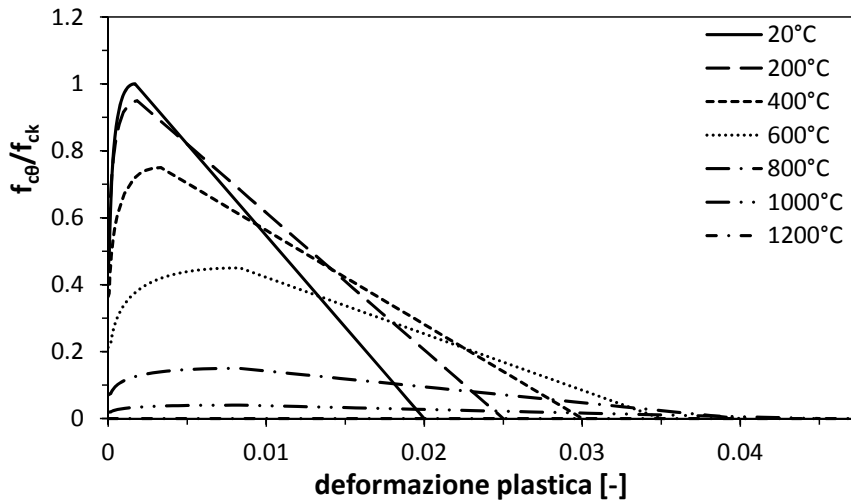
### Definizione del comportamento a compressione

Nel modello di *Abaqus* l'andamento dello sforzo massimo viene espresso in funzione delle deformazioni plastiche e non di quelle totali. Nel caso in esame si è inoltre specificato tale andamento in funzione anche della temperatura, per considerare il degrado delle caratteristiche del calcestruzzo.

$$\sigma_c = \sigma_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}, \theta) \quad (6.3)$$

Si è adottato il legame costitutivo proposto da EC2, Parte1-2 descritto nel Paragrafo 3.6.3. Si è fissato il limite del comportamento plastico in corrispondenza di uno sforzo pari a metà di quello massimo.

Nel Grafico 6.22 si riporta il legame  $\sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta) - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ .



**Grafico 6.22:** Legame sforzo-deformazione plastica adimensionalizzato al variare della temperatura.

### Definizione del comportamento a trazione

Il modello permette di definire in tre modi diversi il comportamento a trazione del materiale descrivendo l'andamento della resistenza con la deformazione plastica, con lo spostamento plastico o con l'energia di frattura. Si è scelto di utilizzare la definizione basata sull'energia di frattura, in ragione della maggiore disponibilità di dati sperimentali alle alte temperature.

Il modello ipotizza un incrudimento negativo in seguito alla fessurazione, come mostrato nel Grafico 6.23. E' quindi sufficiente specificare la resistenza a trazione del materiale e l'energia di frattura per determinare univocamente il legame tensione spostamento nella fase post-picco.

L'andamento della resistenza a trazione monoassiale è stato calcolato in accordo all'EC2, Parte1-2 come descritto nel capitolo 3.6.3, considerando il degrado con la temperatura.

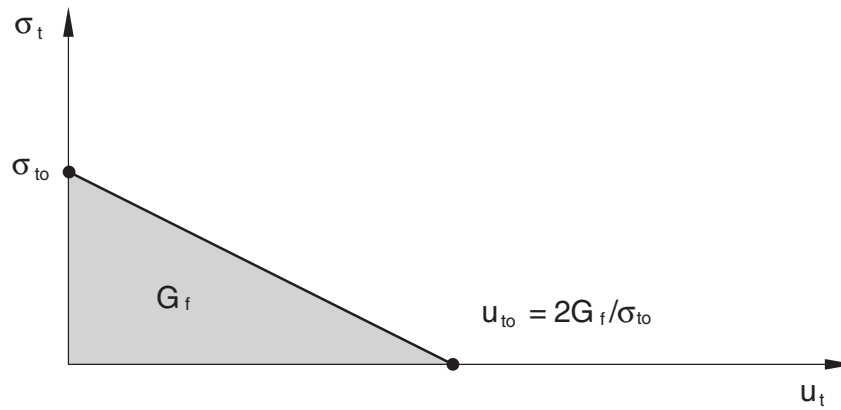
$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t} \quad (6.4)$$

L'energia di frattura  $G_f$  è stata calcolata in accordo al Model Code 2010:

$$G_f = 73 \cdot f_{ctm}^{0,18} \quad (6.5)$$

con  $f_{ctm}$  resistenza media a trazione in MPa, pari a:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (6.6)$$



**Grafico 6.23:** Curva sforzo-spostamento nella fase post-picco.

## 6.5 Modelli di analisi

Si procede con l'illustrazione dei diversi modelli ad elementi finiti analizzati e dei relativi risultati. Nei vari modelli sono state variate principalmente le ipotesi di comportamento dei materiali. Si valuta quindi l'influenza delle diverse ipotesi sulla risposta del sistema.

Il modello del rivestimento è stato preliminarmente validato, come mostrato nell'Appendice A.3.

Sono di seguito descritte le analisi eseguite sui modelli di seguito denominati:

- Modello 1: terreno elastico-lineare, lining elastico-lineare;
- Modello 2: terreno elasto-plastico, lining elastico-lineare;
- Modello 3: terreno elasto-plastico, lining elasto-plastico (CDP).

### 6.5.1 Modello 1

Il terreno è modellato come elastico lineare e caratterizzato da buone proprietà meccaniche riportate in Tabella 6.3. Le proprietà termiche del materiale roccioso sono riportate nel Paragrafo 6.3.4. Come detto precedentemente, non si considera la dipendenza di tali parametri dalla temperatura in quanto il rivestimento svolge funzione di isolante, e la roccia rimane a temperatura ambiente per l'intera analisi.

|           |       |
|-----------|-------|
| $E$ [MPa] | 40000 |
| $\nu$ [-] | 0,3   |

**Tabella 6.3:** Proprietà meccaniche del mezzo roccioso elastico a  $T=20^{\circ}\text{C}$ .

Per quanto riguarda il rivestimento, si considera un calcestruzzo con  $f_{cm}=25$  MPa, con aggregati silicei. Le proprietà termiche utilizzate nell'analisi termica sono quelle descritte nel Paragrafo 3.6.2, assunte indipendenti dal tipo di calcestruzzo utilizzato fatta eccezione per la deformazione termica che dipende fortemente dal tipo di aggregato utilizzato. Per quanto riguarda la conducibilità termica si utilizza un calcestruzzo con un livello di umidità pari all'1,5%.

Le proprietà meccaniche sono calcolate in accordo con l'EC2, Parte1-2, come descritto nel Capitolo 3.6.3, considerando la dipendenza dalla temperatura e quindi il degrado di rigidità e resistenza. In Tabella 6.4 si riportano le principali proprietà meccaniche a temperatura ambiente.



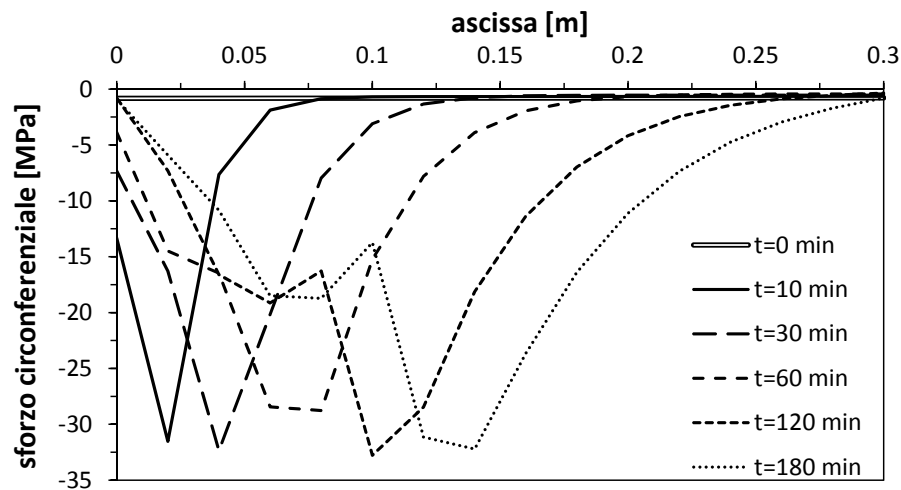
|                                      |                      |
|--------------------------------------|----------------------|
| $f_{cm}$ [MPa]                       | 25                   |
| $E$ [MPa]                            | 31475                |
| $\alpha$ [ $^{\circ}\text{C}^{-1}$ ] | $9,29 \cdot 10^{-6}$ |

**Tabella 6.4:** Proprietà meccaniche del calcestruzzo a  $T=20^{\circ}\text{C}$ .

Per la discretizzazione del problema è adottata la mesh descritta nei Paragrafi 6.3.3, 6.4.1 e 6.4.2, dove agli elementi triangolari di tipo *heat transfer* con funzione di forma quadratica sono sostituiti degli elementi di tipo *plane strain* con funzione di forma quadratica.

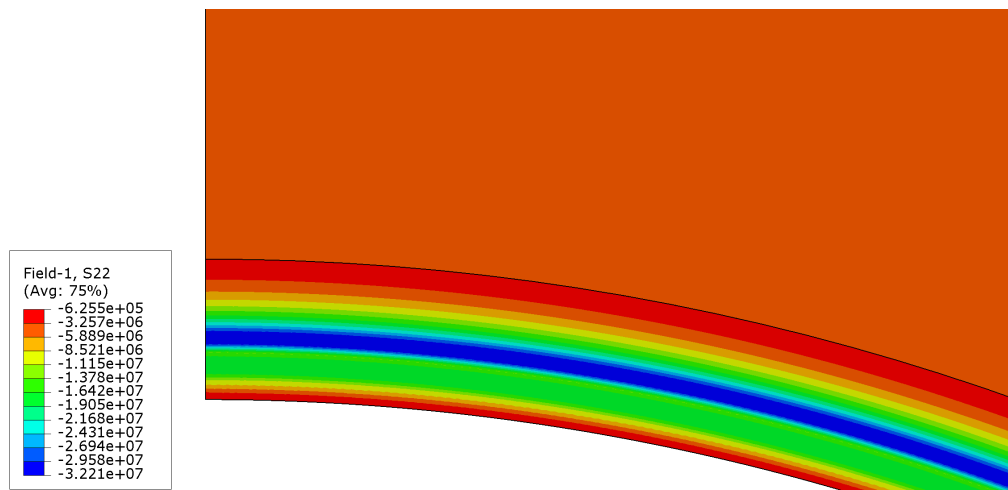
L'analisi è stata svolta come descritto nel Capitolo 6.4. La curva di incendio utilizzata è la ISO834, descritta in precedenza.

Nel Grafico 6.24 sono riportate le distribuzioni di sforzo circonferenziale nel lining nella fase di incendio.



**Grafico 6.24:** Sforzo circonferenziale nel rivestimento in condizioni di incendio.

In Figura 6.25 si riporta la mappa dello sforzo circonferenziale dopo 3 ore di incendio. I valori di sforzo riportati in legenda sono in Pascal.



**Figura 6.25:** Sforzo circonferenziale a t=180 minuti.

Analizzando tali risultati possono essere fatte alcune considerazioni. Innanzitutto si può osservare che il rivestimento è interamente compresso per tutta la durata dell'incendio. Lo stato di sforzo circonferenziale raggiunge picchi superiori ai 30 MPa, e l'entità del picco di sforzo resta praticamente invariata durante l'incendio. Il raggiungimento di valori di sforzo superiori alla resistenza del materiale può essere giustificato dalla biassialità del problema, e dalle deformazioni impedito nella direzione perpendicolare a quella di interesse. Il comportamento biassiale del calcestruzzo viene discusso nell'Appendice A.6.

Con il procedere dell'incendio, ed il riscaldamento progressivo dello strato più esterno del lining, si osserva come il picco di sforzo tenda a spostarsi verso le zone più interne, non danneggiate, mentre la parte più esterna, a causa del degrado delle proprietà meccaniche dovuto alla temperatura, diventa sempre meno caricata. Nella fase finale dell'incendio si osserva la presenza di un doppio picco nella curva di sforzo. Tale risultato è stato raggiunto anche nel Capitolo 5.2 dove se ne è fornita una giustificazione.

### 6.5.2 Modello 2

Il modello analizzato è realizzato a partire dal Modello 1 studiato in precedenza. L'unica differenza consiste nella modellazione della roccia. Il materiale è modellato come elasto-plastico, alla Mohr Coulomb, caratterizzato dalle proprietà in Tabella 6.5. Come detto precedentemente, non si considera la dipendenza dei parametri dalla temperatura.

|            |       |
|------------|-------|
| $E$ [MPa]  | 40000 |
| $\nu$ [-]  | 0,3   |
| $\phi$ [°] | 33    |
| $\psi$ [°] | 25    |
| $c$ [MPa]  | 0,3   |

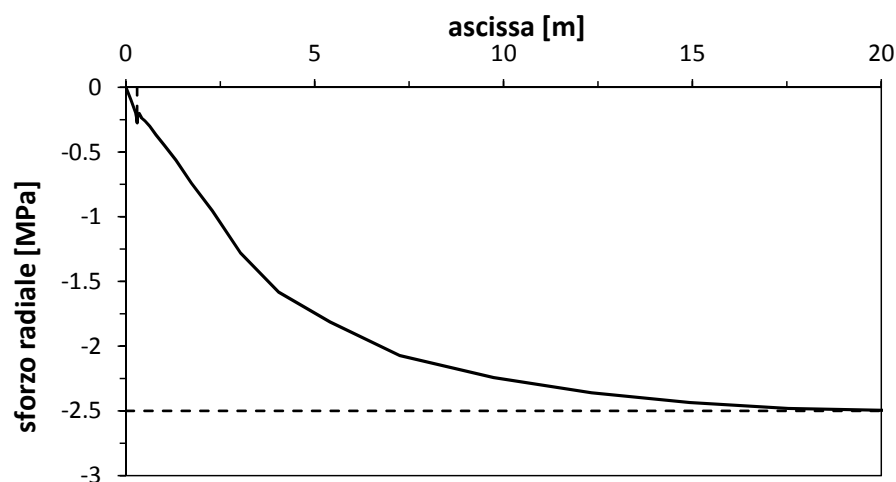
**Tabella 6.5:** Proprietà meccaniche del mezzo roccioso a  $T=20^{\circ}\text{C}$ .

Per quanto riguarda il rivestimento, questo è modellato in maniera identica a quanto visto nel Modello 1. Si riportano in Tabella 6.6 le proprietà del calcestruzzo.

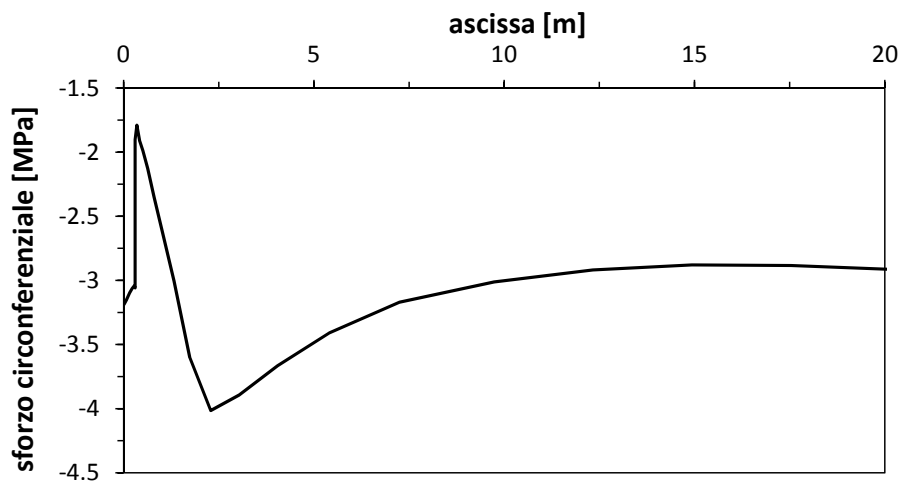
|                                      |                      |
|--------------------------------------|----------------------|
| $f_{cm}$ [MPa]                       | 25                   |
| $E$ [MPa]                            | 31475                |
| $\alpha$ [ $^{\circ}\text{C}^{-1}$ ] | $9,29 \cdot 10^{-6}$ |

**Tabella 6.6:** Proprietà meccaniche del calcestruzzo a  $T=20^{\circ}\text{C}$ .

Si fanno alcune considerazioni sulla risposta del sistema nelle fasi precedenti all'incendio, con particolare attenzione al comportamento del terreno. Nei Grafici 6.26 e 6.27 si riportano gli andamenti di sforzo radiale e circonferenziale nel sistema nelle fasi precedenti all'incendio. Si nota la plasticizzazione del terreno nelle vicinanze del rivestimento. Dal Grafico 6.26 si nota come lo sforzo radiale al contorno è pari al valore di 2.5 MPa, in quanto pressione imposta al contorno. Dal Grafico 6.27 si nota come lo sforzo circonferenziale al contorno non raggiunge il valore di 2.5 MPa. Questo può essere conseguenza del fatto che la frontiera non è sufficientemente remota.

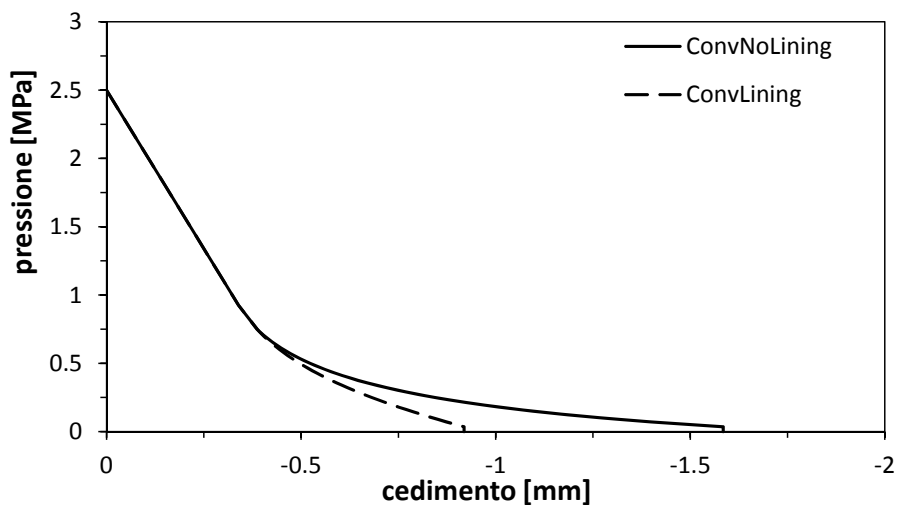


**Grafico 6.26:** Sforzo radiale nel sistema precedente all'incendio.



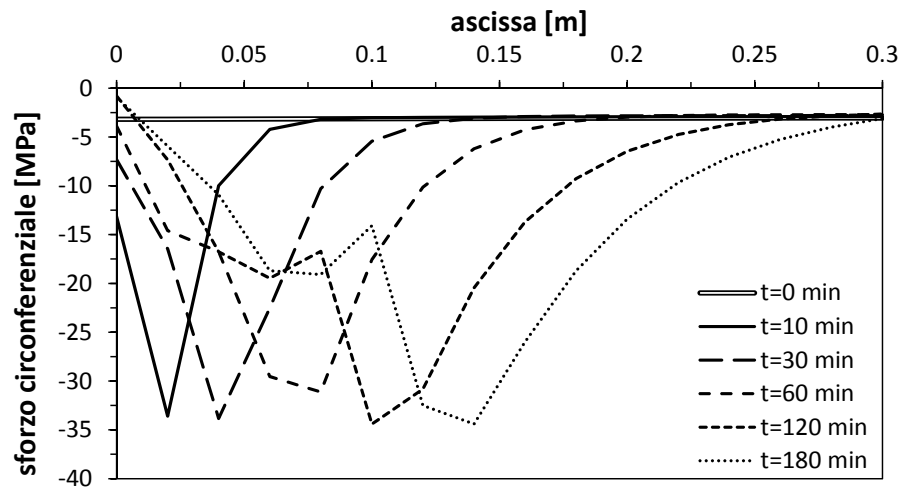
**Grafico 6.27:** Sforzo circonferenziale nel sistema precedente all'incendio.

Nel Grafico 6.28 si riporta la curva di convergenza nel caso di convergenza senza rivestimento e con il rivestimento. Si nota che il rivestimento, caricandosi, fa diminuire la convergenza.



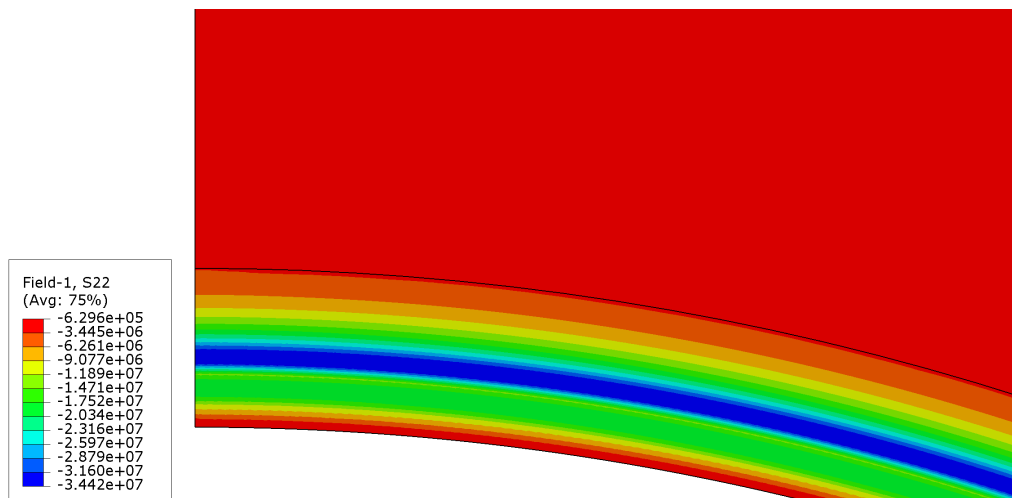
**Grafico 6.28:** Cedimento del terreno con e senza rivestimento.

Nel Grafico 6.29 sono riportate le distribuzioni di sforzo circonferenziale nel rivestimento in condizioni di incendio. Si nota come lo stato di sforzo iniziale sia uniforme, in accordo all'ipotesi di Mariotte, e di limitata intensità (circa 3 MPa).



**Grafico 6.29:** Sforzo circonferenziale in [MPa] nel rivestimento nella fase di incendio.

In Figura 6.30 si riporta la mappa dello sforzo circonferenziale dopo 3 ore di incendio. I valori di sforzo riportati in legenda sono in Pascal.



**Figura 6.30:** Sforzo circonferenziale a t=180 minuti.

Si osserva come gli andamenti degli sforzi sono molto simili a quelli riscontrati nel Modello 1.

### 6.5.3 Modello 3

Tale modello è realizzato a partire dal Modello 2. Il materiale è modellato come elasto-plastico, alla Mohr Coulomb, caratterizzato dalle proprietà in Tabella 6.7.

|            |       |
|------------|-------|
| $E$ [MPa]  | 40000 |
| $\nu$ [-]  | 0,3   |
| $\phi$ [°] | 33    |
| $\psi$ [°] | 25    |
| $c$ [MPa]  | 0,3   |

**Tabella 6.7:** Proprietà meccaniche del mezzo roccioso a  $T=20^\circ\text{C}$ .

Per quanto riguarda il rivestimento, è caratterizzato dalle stesse proprietà meccaniche del modello 1, riportate in Tabella 6.8.

|                                    |                      |
|------------------------------------|----------------------|
| $f_{cm}$ [MPa]                     | 25                   |
| $E$ [MPa]                          | 31475                |
| $\alpha$ [ $^\circ\text{C}^{-1}$ ] | $9,29 \cdot 10^{-6}$ |

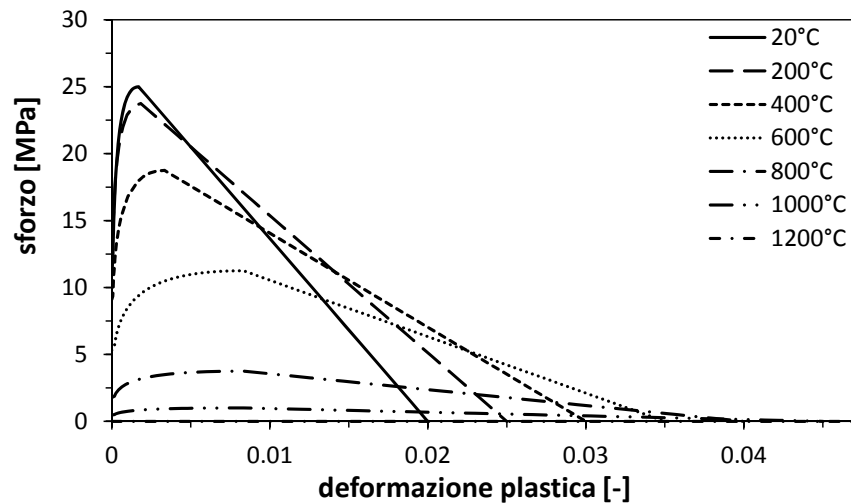
**Tabella 6.8:** Proprietà meccaniche del calcestruzzo a  $T=20^\circ\text{C}$ .

Il calcestruzzo è modellato adesso come elasto-plastico utilizzando il modello Concrete Damaged Plasticity descritto in dettaglio nel Paragrafo 6.4.2, adottando i parametri riportati in Tabella 6.9. Il comportamento del calcestruzzo con il modello *Concrete damaged plasticity* nel codice di calcolo è stato validato, come mostrato nell'Appendice A.5.

|                           |            |
|---------------------------|------------|
| $\psi$                    | $30^\circ$ |
| $\epsilon$                | 0,1        |
| $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ | 1,16       |
| $K_c$                     | 2/3        |

**Tabella 6.9:** Parametri della superficie di rottura e del potenziale plastico per il legame costitutivo del calcestruzzo.

Inoltre, per la descrizione del comportamento del materiale, vengono inserite le leggi sforzo-deformazione plastica riportate nel Grafico 6.31 al variare della temperatura.



**Grafico 6.31:** Legame sforzo-deformazione plastica al variare della temperatura.

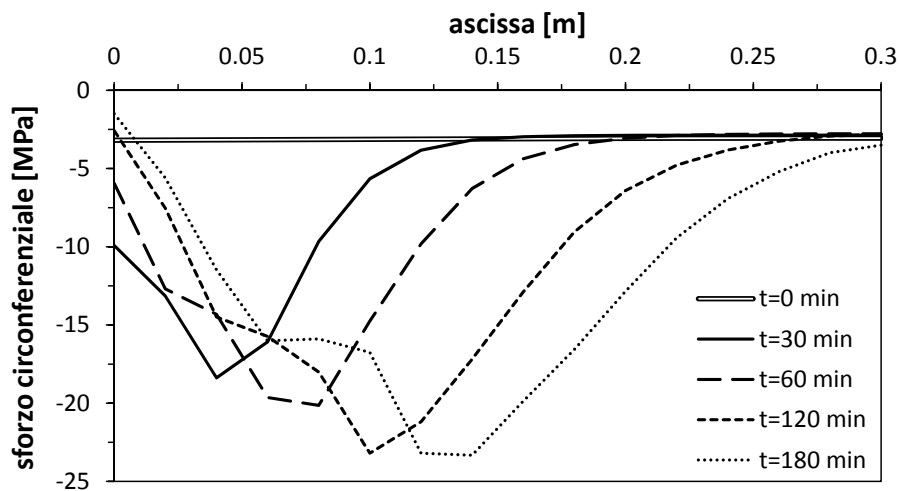
Per la definizione del comportamento a trazione del materiale si sceglie di trascurare la dipendenza dalla temperatura, in quanto le zone tese, se presenti, interessano la parte esterna del rivestimento, dove le temperature non subiscono significative variazioni. Ci si aspetta inoltre che l'influenza del comportamento a trazione sia trascurabile. In Tabella 6.10 si riporta il valore di energia di frattura a temperatura ambiente.

| T [°C] | $f_{ctm}(\theta)$ [MPa] | $G_f$ [N/m] |
|--------|-------------------------|-------------|
| 20     | 1.28                    | 136.98      |

**Tabella 6.10:** Valore dell'energia di frattura a 20°C.

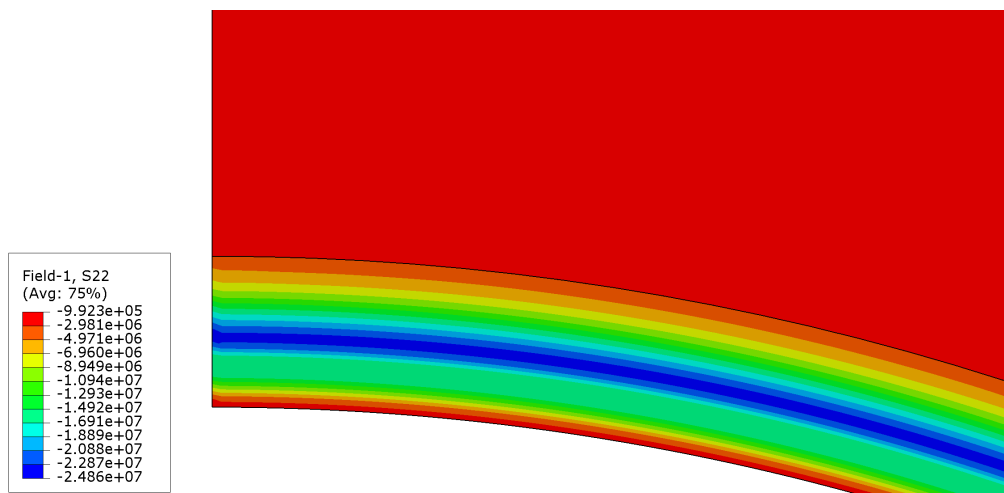
Nel Grafico 6.32 sono riportate le distribuzioni di sforzo circonferenziale nel rivestimento in condizioni di incendio.

Si osserva che i risultati in termini di sforzi circonferenziali nel rivestimento presentano un andamento simile a quello riscontrato nei precedenti modelli, ma che i valori di picco sono inferiori.



**Grafico 6.32:** Sforzo circonfrenziale nel rivestimento in condizioni di incendio.

In Figura 6.33 si riporta la mappa dello sforzo circonfrenziale dopo 3 ore di incendio. I valori di sforzo riportati in legenda sono in Pascal.



**Figura 6.33:** Sforzo circonfrenziale a t=180 minuti.

Il Modello 3, per la completezza della trattazione utilizzata, comprensiva sia dello studio del problema geotecnico, sia delle proprietà meccaniche del calcestruzzo, può essere considerato come punto di partenza per un successivo approfondimento dell'analisi. Di seguito infatti, sulla base dei risultati ottenuti analizzando tale modello, si potrà operare il confronto con i risultati ottenuti utilizzando un tipo diverso di roccia ed un tipo diverso di calcestruzzo. Anche la distribuzione delle temperature,



considerata fin ora uniforme sull'intera superficie del rivestimento verrà utilizzata come parametro di studio.

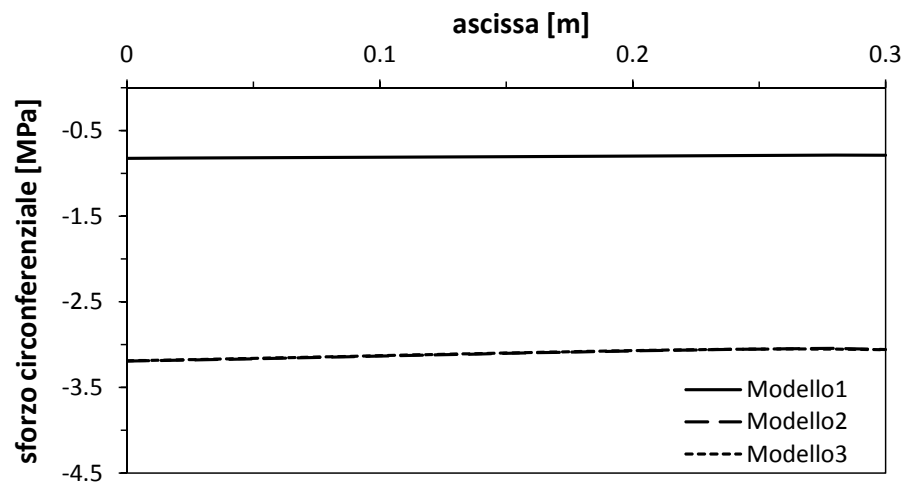
#### 6.5.4 Confronto tra i modelli

Si procede con il confronto dei risultati, in termini di sforzo circonferenziale, ottenuti dai modelli precedentemente descritti.

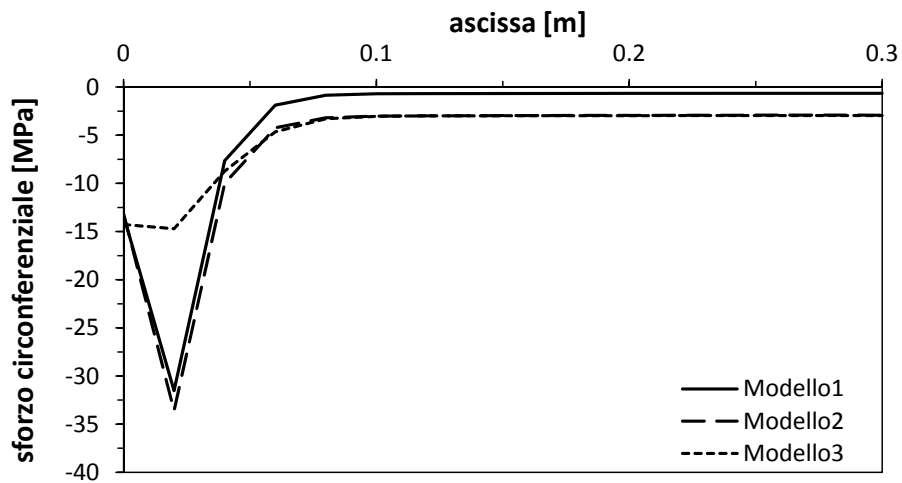
Nei Grafici 6.34, 6.35, 6.36, 6.37, 6.38 e 6.39 si riportano le distribuzioni di sforzo circonferenziale nel rivestimento ottenute con i tre modelli, al variare della durata di incendio.

Si nota come la diversa modellazione del terreno (Modello 1 e Modello 2) influisca solo sullo stato di sforzo precedente all'incendio (Grafico 6.34), che risulta minore per il Modello 1, mentre in condizione di incendio la differenza è trascurabile. L'influenza della modellazione del terreno sarà ulteriormente approfondita nel Capitolo 7.1.

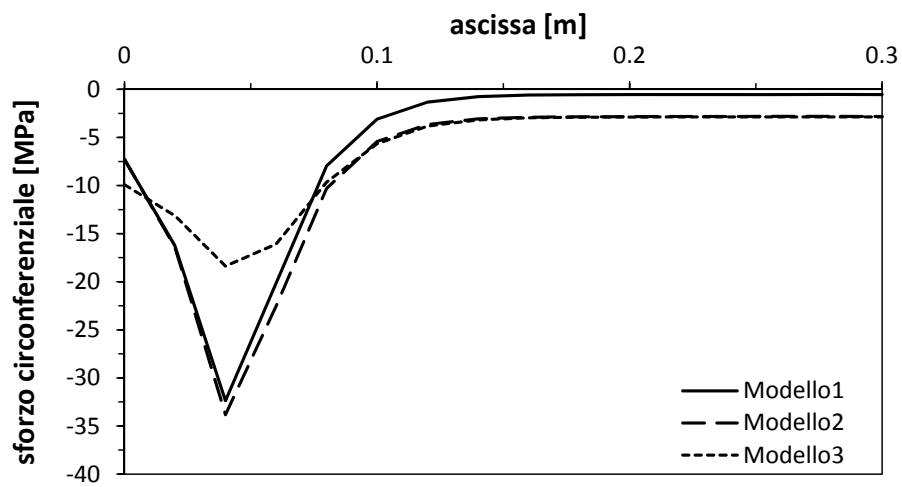
Il comportamento del calcestruzzo (Modelli 2 e 3) influisce invece sulla risposta del rivestimento durante l'incendio, e gli sforzi del Modello 3 risultano minori rispetto a quelli del Modello 2. Il comportamento elasto-plastico del calcestruzzo risulta non trascurabile. In seguito il calcestruzzo verrà modellato in maniera elasto-plastica per raggiungere una maggiore realistica dei risultati.



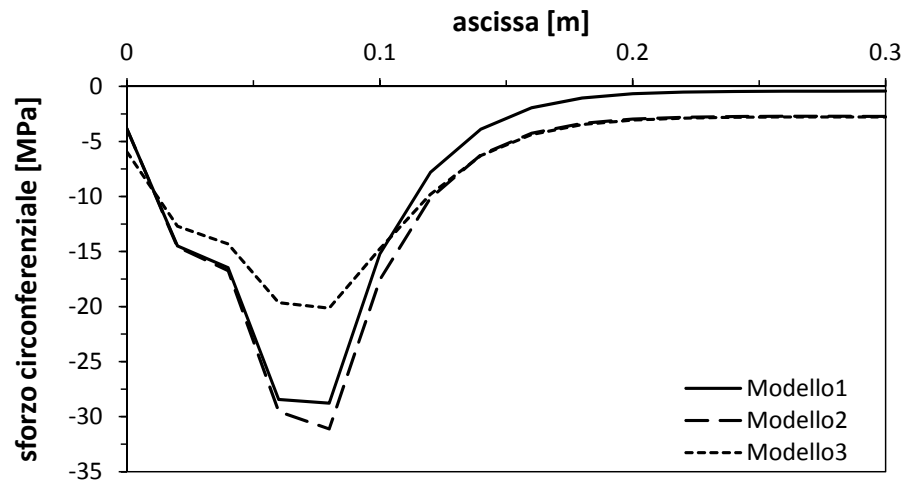
**Grafico 6.34:** Confronto sforzo circonferenziale dei tre modelli, t=0 minuti.



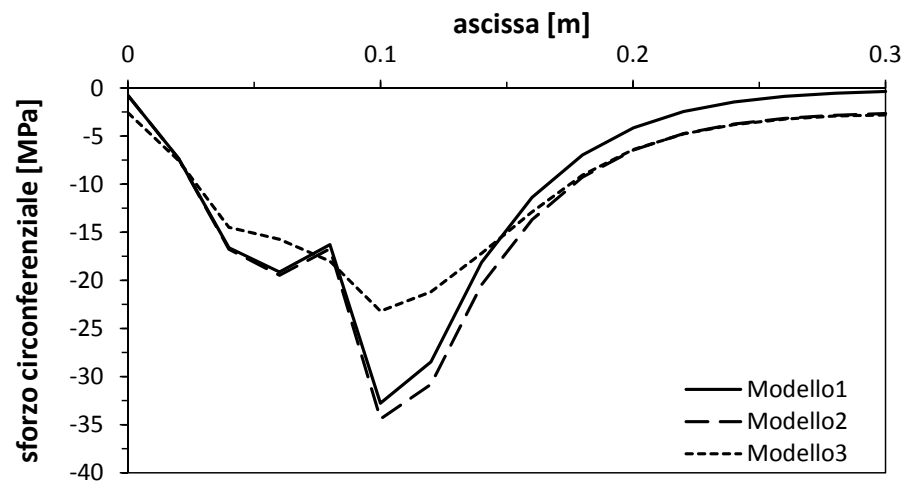
**Grafico 6.35:** Confronto sforzo circonferenziale dei tre modelli, t=10 minuti.



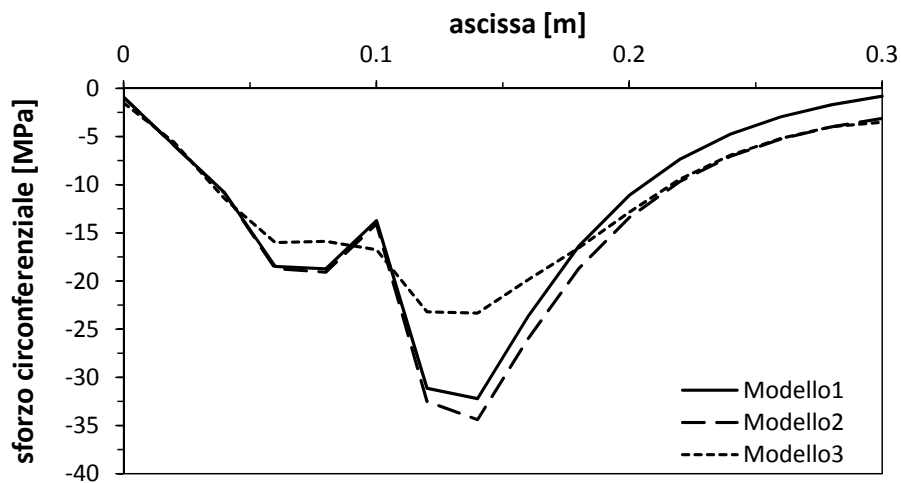
**Grafico 6.36:** Confronto sforzo circonferenziale dei tre modelli, t=30 minuti.



**Grafico 6.37:** Confronto sforzo circonferenziale dei tre modelli,  $t=60$  minuti.



**Grafico 6.38:** Confronto sforzo circonferenziale dei tre modelli,  $t=120$  minuti.



**Grafico 6.39:** Confronto sforzo circonferenziale dei tre modelli,  $t=180$  minuti.

### 6.5.5 Variazione proprietà materiali

A partire dai modelli analizzati, è possibile ora analizzare separatamente l'influenza dei vari parametri. Lo scopo principale è quello di alleggerire e semplificare il più possibile l'analisi, pur mantenendo una sufficiente accuratezza nei risultati.

Il seguente capitolo è dedicato proprio a questo scopo, analizzando inizialmente l'influenza della storia pregressa di carico, e poi passando ad analizzare l'influenza del tipo di materiale utilizzato nell'analisi, della sua modellazione (legame costitutivo) e della geometria della struttura.

Infine si valuta l'influenza del tipo di incendio sulla risposta del sistema, variando la curva di incendio e la distribuzione di temperatura lungo l'altezza.

# 7 Analisi Parametrica

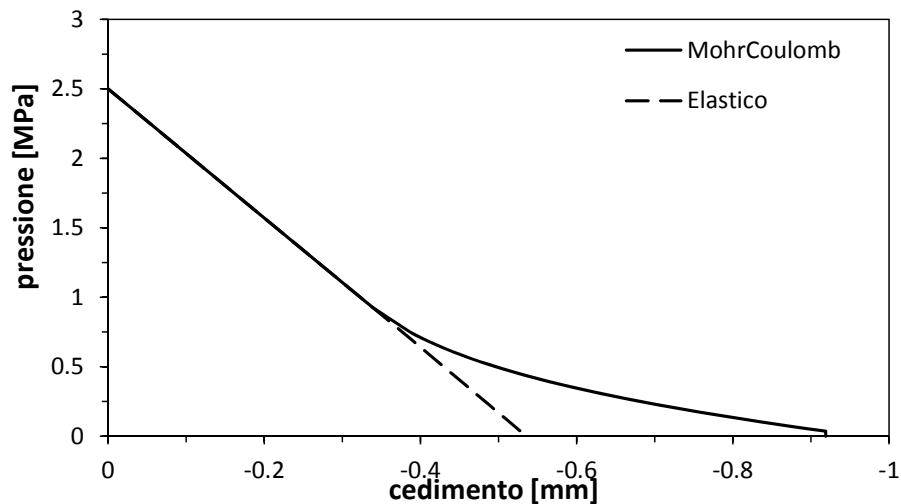
Nel presente capitolo viene analizzata l'influenza delle singole scelte adottate nei modelli discussi nel capitolo precedente. Lo scopo principale è quello di alleggerire e semplificare il più possibile l'analisi pur mantenendo una sufficiente accuratezza dei risultati e individuare i parametri più significativi nella risposta del sistema.

Viene assunto come modello di riferimento il Modello 3.

## 7.1 Influenza della modellazione elasto-plastica del terreno

Si studia l'influenza della modellazione del terreno sulla risposta del sistema durante l'incendio.

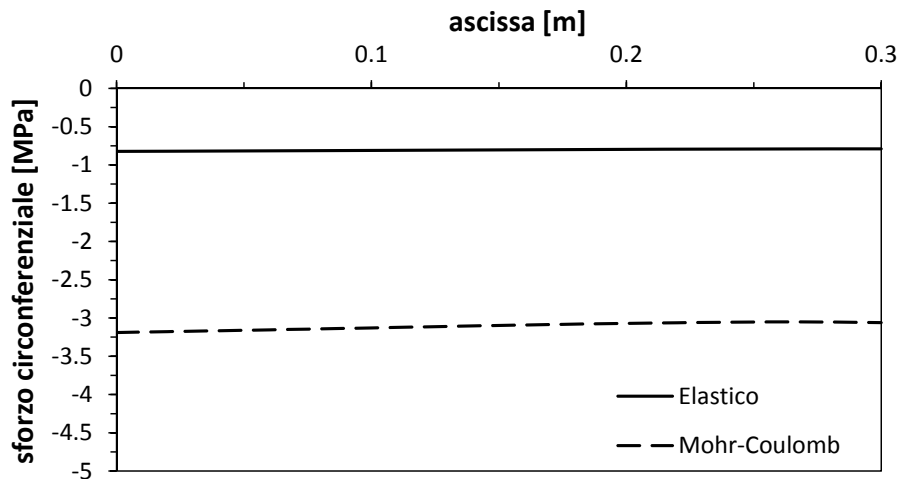
Sulla base del Modello 3 (calcestruzzo elasto-plastico) si realizzano due modelli: uno con il terreno elastico e l'altro elasto-plastico (Mohr-Coulomb). Nel Grafico 7.1 si riporta l'andamento del cedimento che subisce il rivestimento nell'ipotesi di terreno elasto-plastico e elastico. Si nota come la plasticizzazione nel terreno faccia aumentare il cedimento che subisce lo scavo.



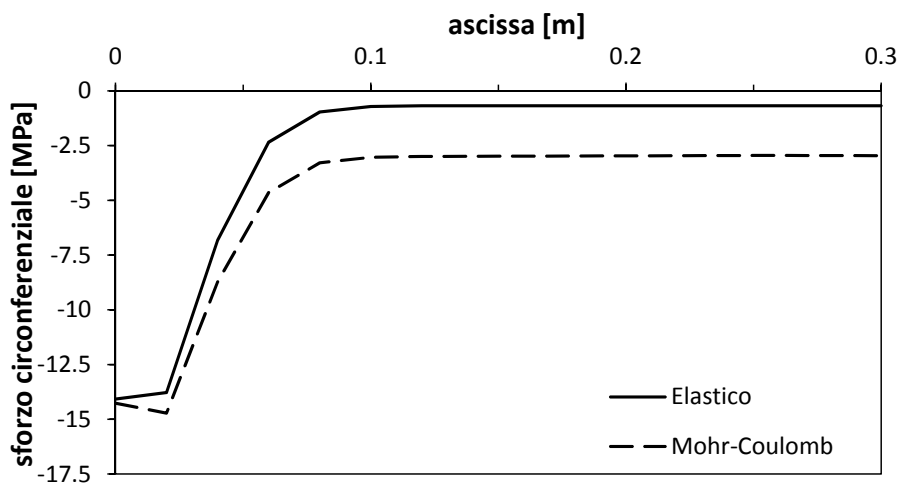
**Grafico 7.1:** Convergenza del tunnel modellazione elasto-plastica e elastica.

Nei Grafici 7.2, 7.3, 7.4, 7.5, 7.6 e 7.7 si riportano gli andamenti degli sforzi circolarziali nel rivestimento per diverse durate di incendio, rappresentato dalla curva ISO834. Si nota che durante l'incendio il terreno esercita la stessa reazione

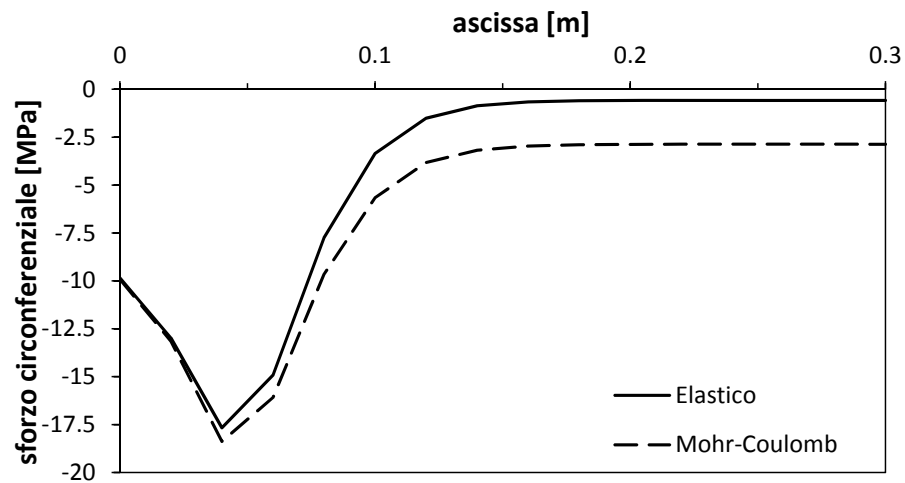
all'espansione termica del lining e la differenza tra le distribuzioni di sforzo è trascurabile. Solo nello stato iniziale (Grafico 7.2) c'è una variazione non trascurabile dello stato di sforzo: con la modellazione elastica il rivestimento risulta meno caricato in quanto il terreno risulta più rigido e quindi meno cedevole.



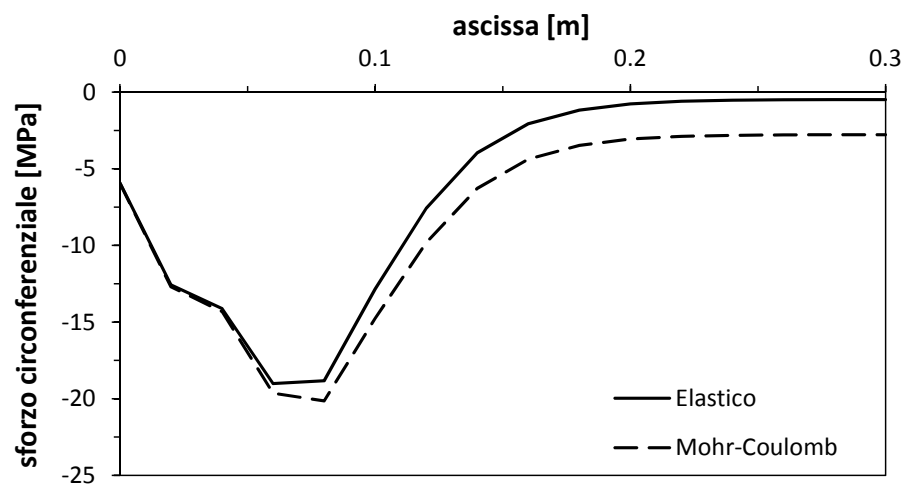
**Grafico 7.2:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di terreno elastico e elasto-plastico,  $t=0$  minuti.



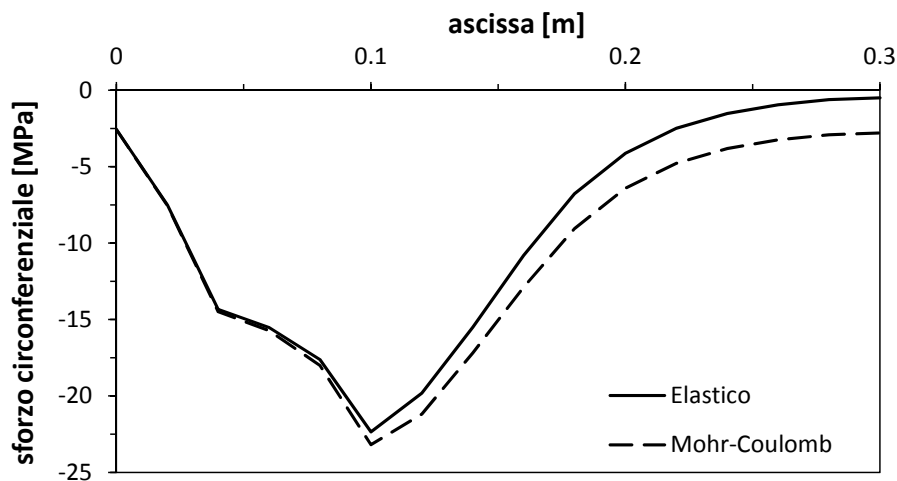
**Grafico 7.3:** Confronto sforzo circonferenziale in [MPa], terreno elastico e elasto-plastico,  $t=10$  minuti.



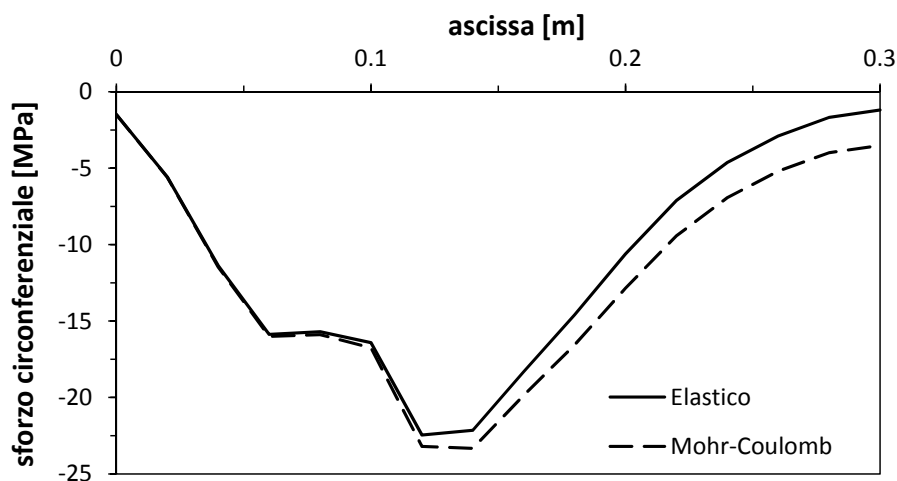
**Grafico 7.4:** Andamento dello sforzo circonfenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di terreno elastico e elasto-plastico,  $t=30$  minuti.



**Grafico 7.5:** Andamento dello sforzo circonfenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di terreno elastico e elasto-plastico,  $t=60$  minuti.



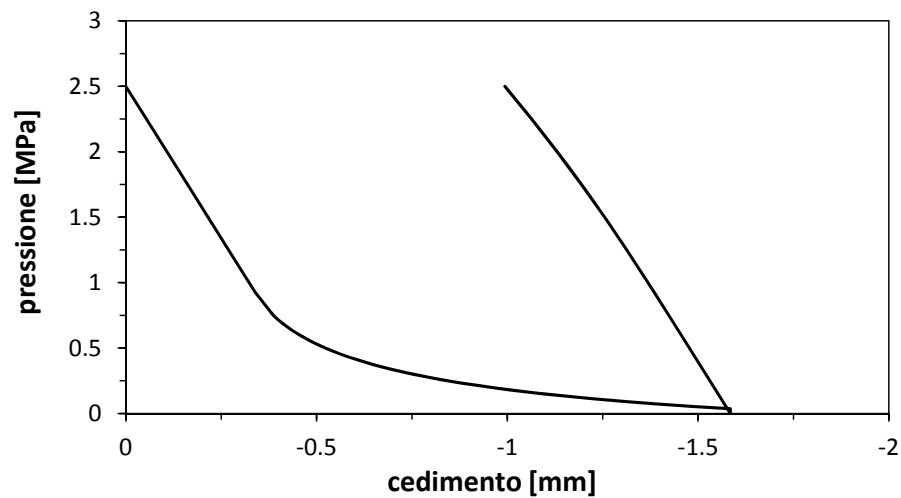
**Grafico 7.6:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di terreno elastico e elasto-plastico,  $t=120$  minuti.



**Grafico 7.7:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di terreno elastico e elasto-plastico,  $t=180$  minuti.

Il buon accordo tra i risultati ottenuti con i due modelli può essere spiegata considerando che il criterio di rottura utilizzato presenta una rigidità al ricarico uguale a quella iniziale elastica. Nel Grafico 7.8 si riporta l'andamento del cedimento totale e di ricarico del tunnel per il terreno modellato come elasto-plastico. Si nota il comportamento lineare nella fase di ricarico a conferma di quanto esposto sopra.





**Grafico 7.8:** Comportamento del terreno in fase di convergenza e ad un successivo ricarico.

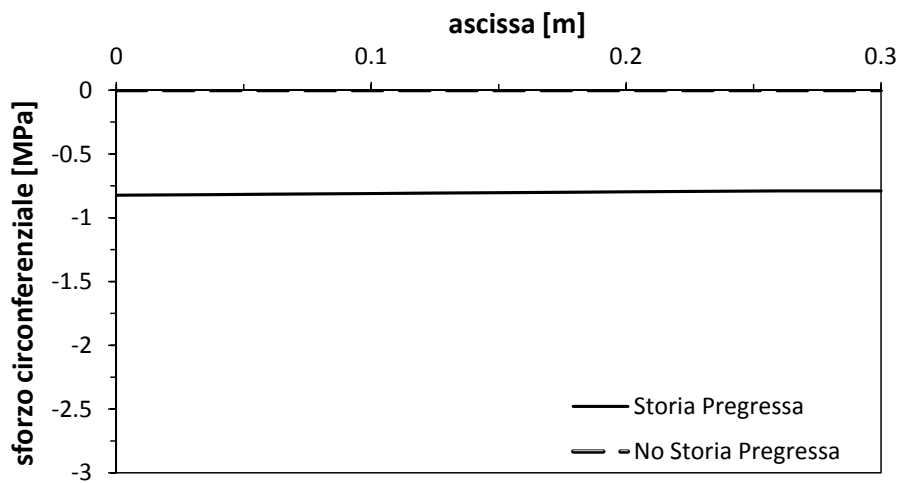
Nelle condizioni precedenti l'incendio, lo stato di sforzo nel caso di terreno elasto-plastico risulta maggiore di quello di terreno elastico, per i motivi espressi in precedenza. In condizioni di incendio, si osserva come nella parte più esterna del rivestimento (non danneggiato) la differenza tra gli sforzi ottenuti con il modello elastico e elasto-plastico resta uguale a quella iniziale.

Il comportamento elasto-plastico del terreno tende quindi a fornire effetti trascurabili, ed è allora possibile adottare una modellazione del terreno come elastico.

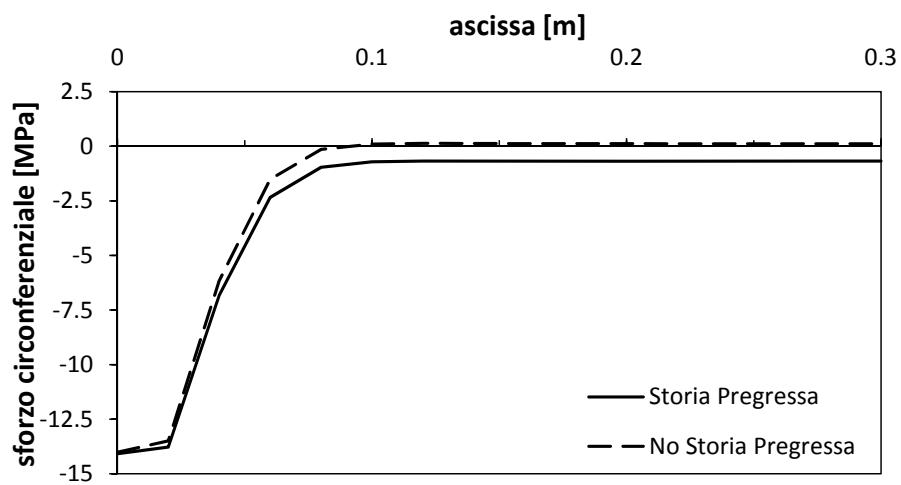
## 7.2 Influenza della storia di carico

Si studia l'influenza della storia di carico sulla risposta del sistema durante l'incendio. Si valuta l'incidenza dello stato di sforzo iniziale, dato dai carichi statici di pressione geostatica.

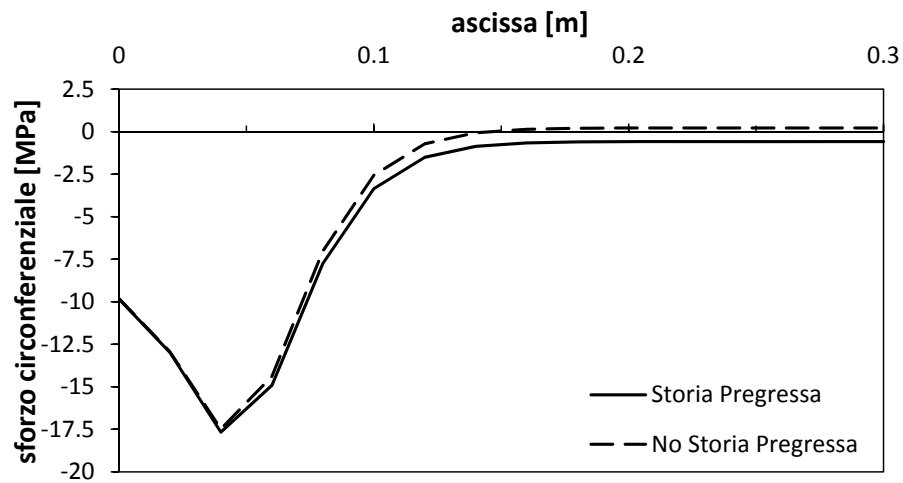
Sulla base del Modello 3, con il terreno modellato elasticamente, si sono realizzati due modelli: uno che tiene in conto le fasi di storia pregressa, e uno con solo la fase di incendio. Nei Grafici 7.9, 7.10, 7.11, 7.12, 7.13 e 7.14 si riportano gli andamenti degli sforzi circonferenziali nel rivestimento per diverse durate di incendio, rappresentato dalla curva ISO834. Si nota come la storia di carico influenza solo lo stato di sforzo iniziale, mentre durante l'incendio la differenza tra gli sforzi è trascurabile. La storia di carico pregressa risulta quindi trascurabile.



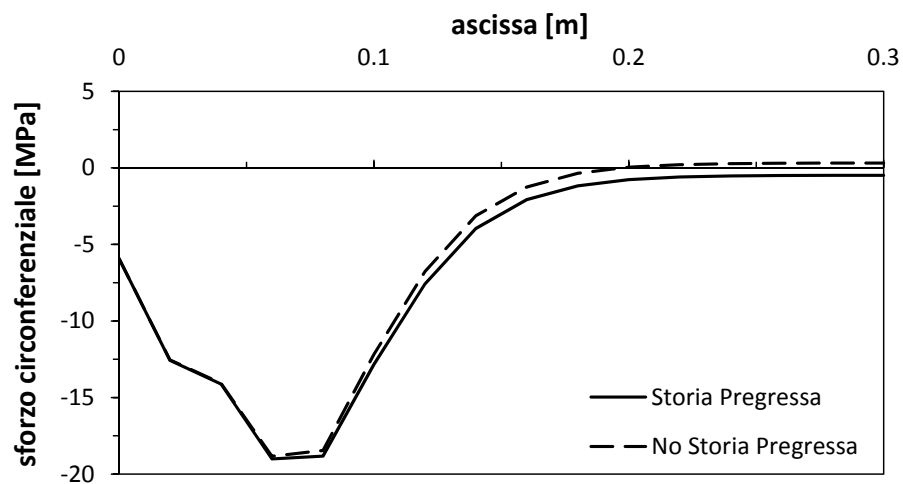
**Grafico 7.9:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, influenza storia di carico, t=0 minuti.



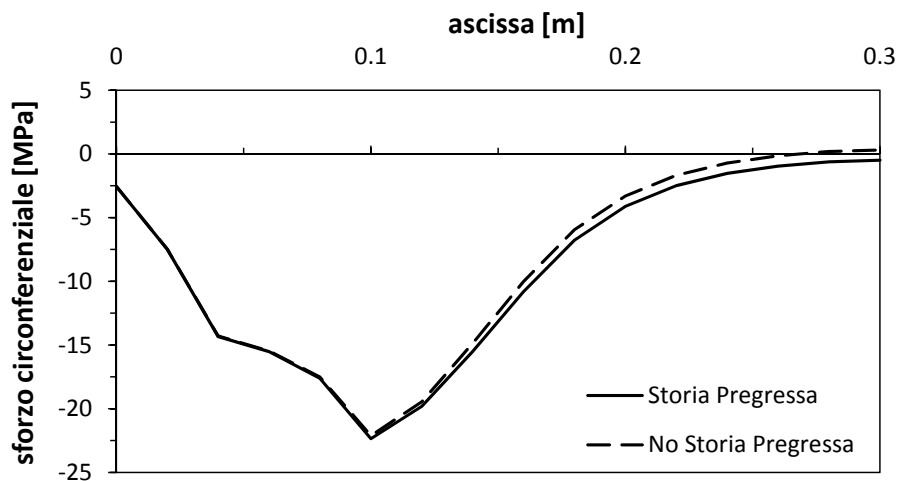
**Grafico 7.10:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, influenza storia di carico, t=10 minuti.



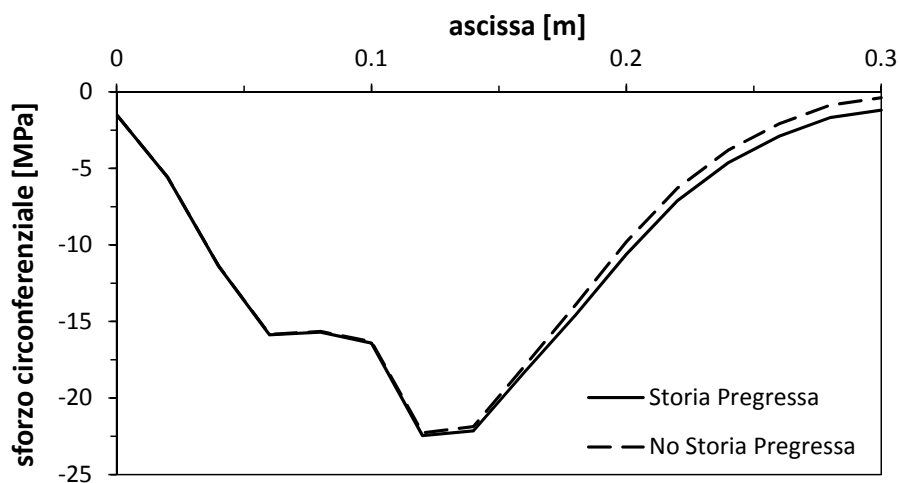
**Grafico 7.11:** Andamento dello sforzo circonfrenziale nel rivestimento, influenza storia di carico,  $t=30$  minuti.



**Grafico 7.12:** Andamento dello sforzo circonfrenziale nel rivestimento, influenza storia di carico,  $t=60$  minuti.



**Grafico 7.13:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, influenza storia di carico,  $t=120$  minuti.



**Grafico 7.14:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, influenza storia di carico,  $t=180$  minuti.

La modellazione del terreno e la storia di carico risultano non influenti nella risposta del sistema ed è quindi possibile realizzare un nuovo modello che non considera la storia di carico e nel quale il terreno è modellato come elastico-lineare. Tale modello è descritto nel Capitolo 7.3.

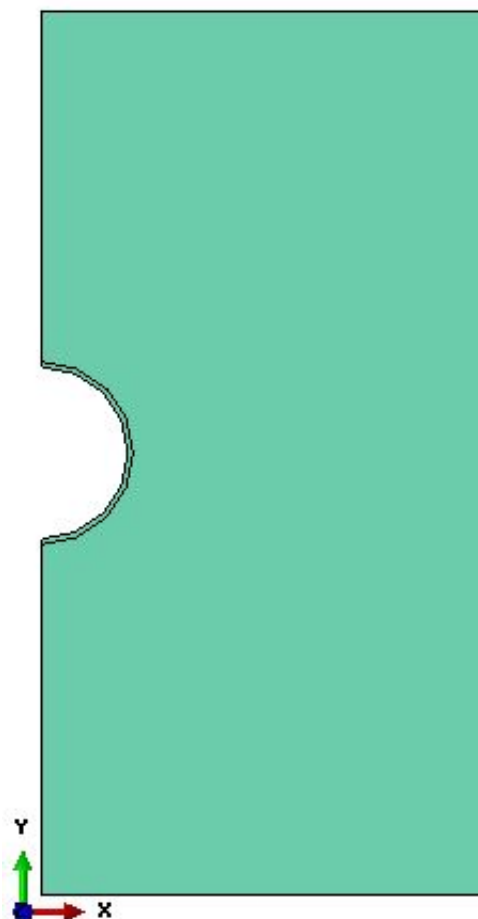
### 7.3 Realizzazione del Modello 4

La modellazione del terreno e la storia di carico pregressa risultano ininfluenti sul sistema durante la fase di incendio. Si introduce quindi un Modello 4 caratterizzato da:

- calcestruzzo elasto-plastico (CDP);
- terreno elastico;
- no storia di carico pregressa.

Per il calcestruzzo, modellato come elasto-plastico, si mantengono i parametri introdotti nel Modello 3, descritti in Tabella 6.9.

La modellazione elastica del terreno e la trascurabilità della storia di carico permettono una semplificazione dell'analisi, con una contemporanea riduzione dell'impiego computazionale.

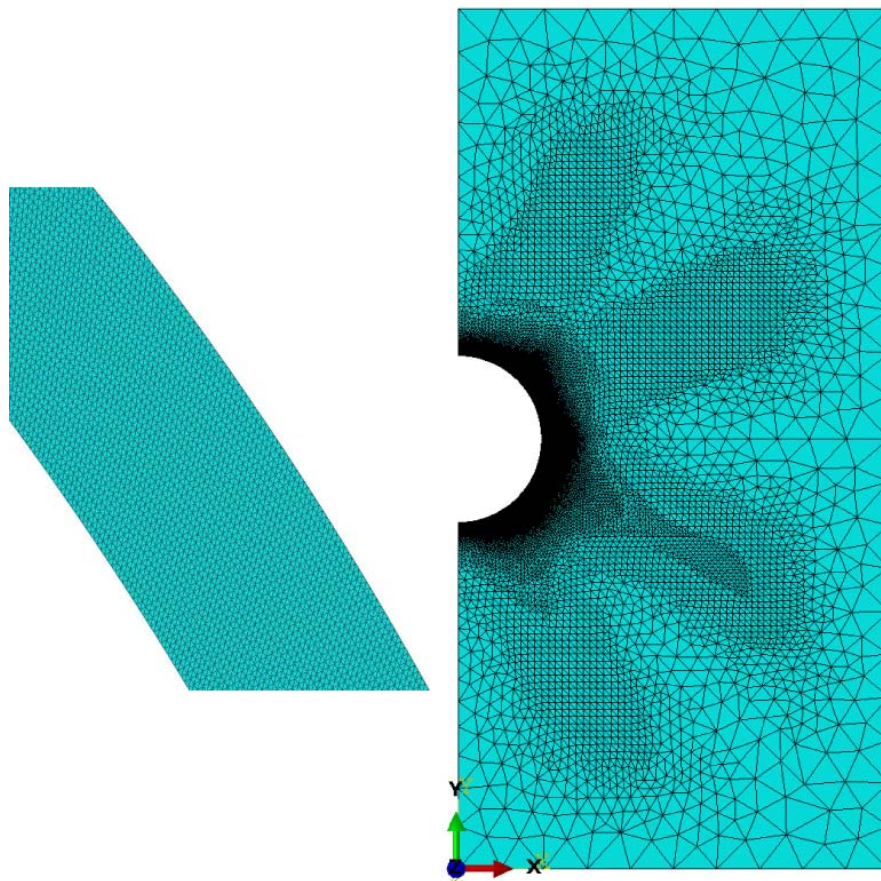


**Figura 7.15:** Modello 4.

### 7.3.1 Descrizione del Modello 4

Come detto in precedenza le fasi di creazione della montagna, scavo e convergenza sono ininfluenti. A differenza dei modelli precedentemente realizzati nei quali si utilizzano due parti distinte per il rivestimento e il terreno, vincolate tramite l'interazione di tipo *tie*, il Modello 4 è caratterizzato da un'unica parte nella quale il rivestimento e il terreno sono realizzate tramite partizione (Figura 7.15). L'interazione meccanica e termica risulta quindi automatica e il comando *model change* non più necessario, in quanto non sono più modellate le fasi di deposizione del terreno e scavo del tunnel.

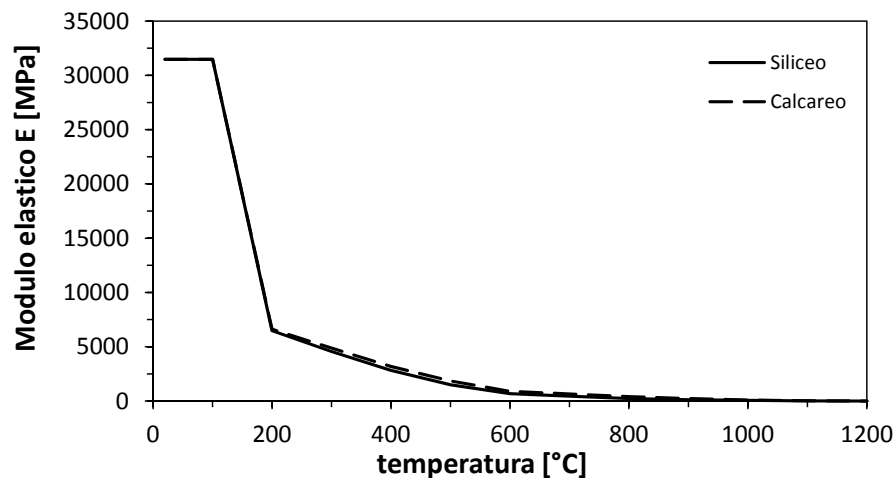
L'analisi statica viene eseguita nell'unica fase corrispondente alla fase di incendio. Poichè l'impiego computazionale risulta minore, sia il rivestimento che il terreno vengono discretizzati con una mesh più fitta rispetto a quella dei modelli precedenti, come mostrato in Figura 7.16, caratterizzata da 30 elementi finiti nel rivestimento.



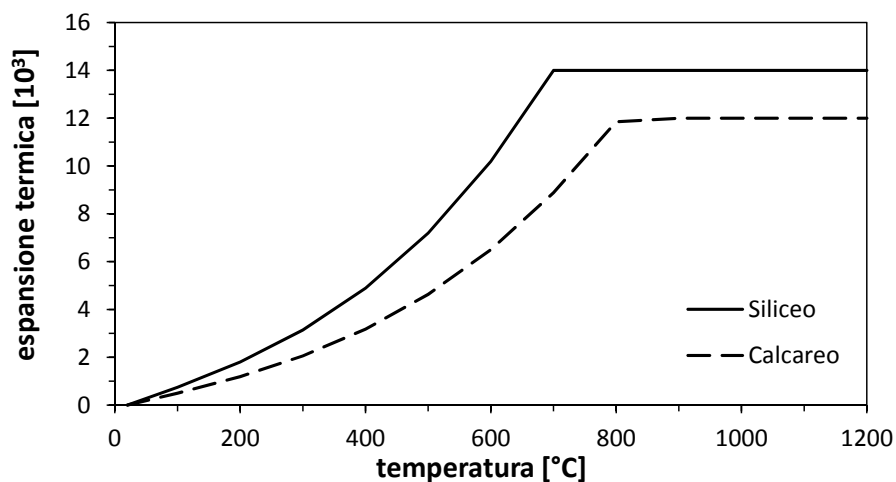
**Figura 7.16:** Discretizzazione del Modello 4, con particolare del rivestimento.

## 7.4 Variazione del tipo di calcestruzzo utilizzato

Si analizza l'influenza del tipo di aggregati sulla risposta del tunnel, considerando due tipi di aggregati: silicei e calcarei. Il comportamento del calcestruzzo sotto incendio risulta diverso a seconda della natura dell'aggregato in termini di degrado del modulo elastico con la temperatura (Grafico 7.17) e di coefficiente di espansione termica (Grafico 7.18), come descritto nel Capitolo 3. Si nota come un calcestruzzo calcareo espanda meno all'aumentare della temperatura. I valori del modulo elastico e del coefficiente di espansione sono calcolati in accordo all'EC2, Parte 1-2.



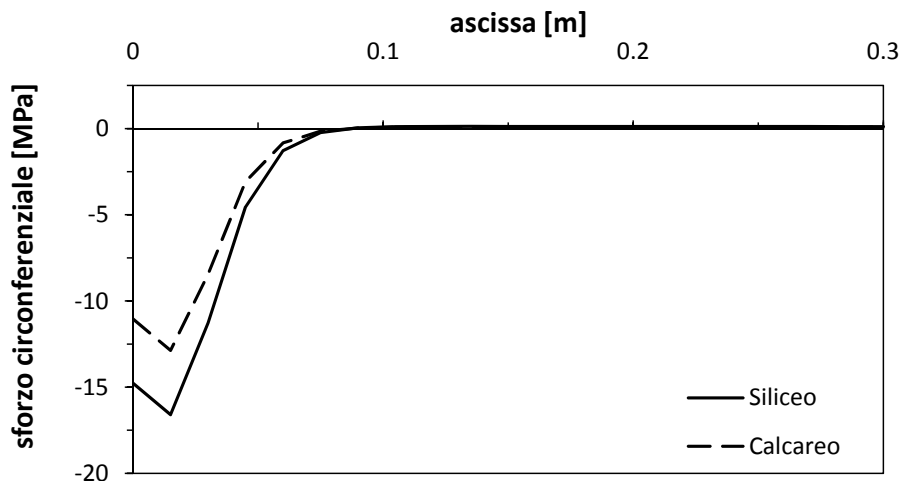
**Grafico 7.17:** Modulo elastico.



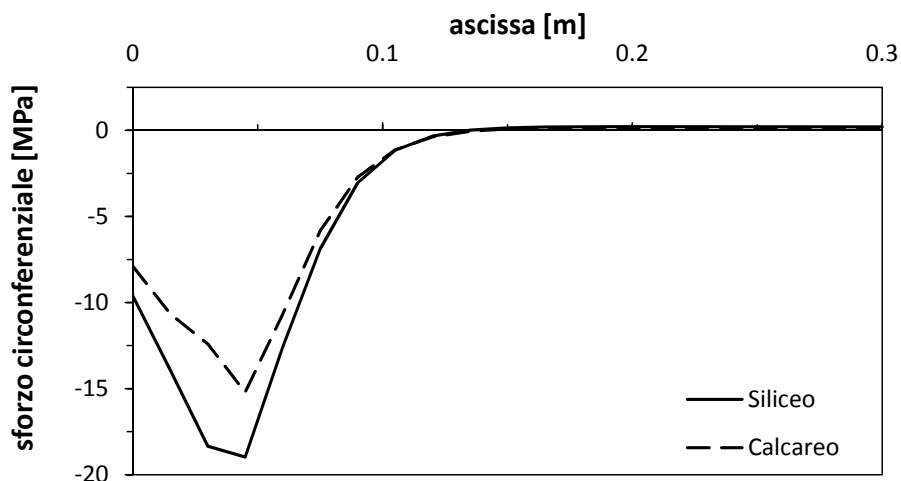
**Grafico 7.18:** Espansione termica.

Sulla base del Modello 4, si sono realizzati due modelli nei quali si è fatto variare

il tipo di calcestruzzo, in termini di modulo elastico ed il coefficiente di espansione termica, mantenendo costanti le caratteristiche del terreno ( $E_r = 40000$  MPa). Nei Grafici 7.19, 7.20, 7.21, 7.22 e 7.23 si riportano gli andamenti degli sforzi circolarziali nel rivestimento per diverse durate di incendio, rappresentato dalla curva ISO834. Si nota come lo stato tensionale del rivestimento in calcestruzzo calcareo risulta minore rispetto a quello in calcestruzzo siliceo a causa della minore espansione termica del primo.

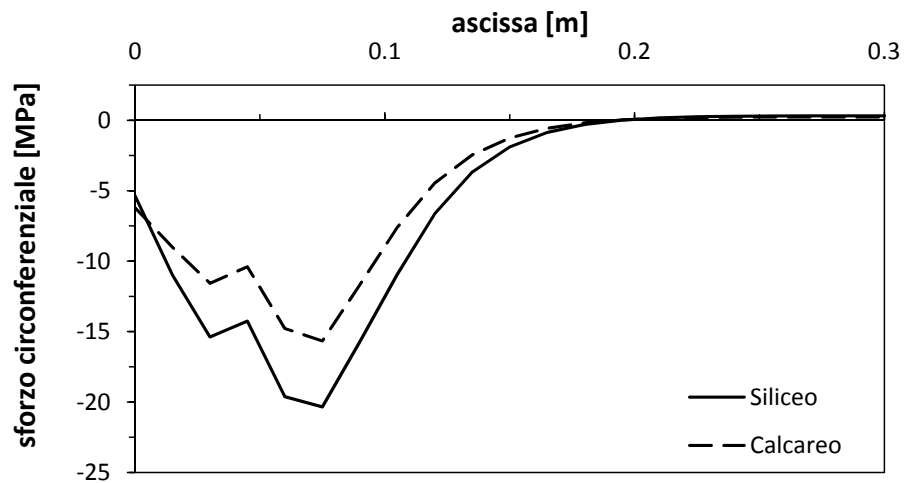


**Grafico 7.19:** Andamento dello sforzo circolarziale nel rivestimento, nelle ipotesi di aggregati silicei e calcarei,  $t=10$  minuti.

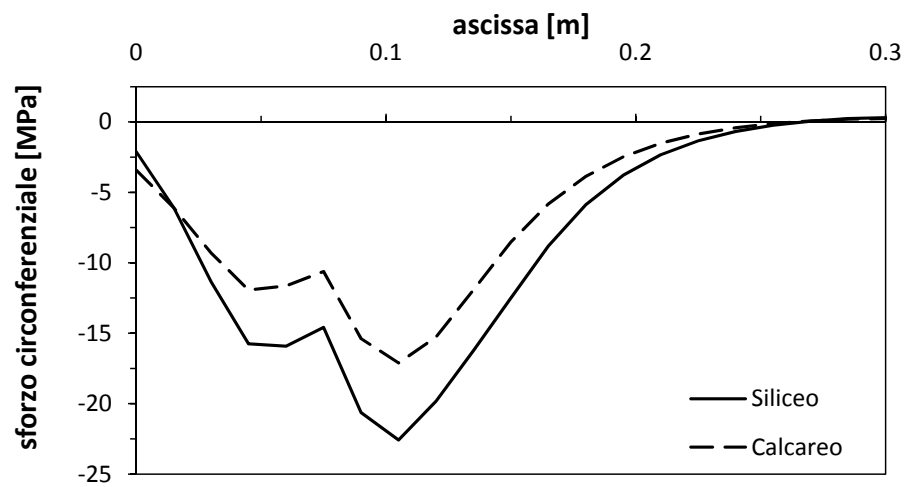


**Grafico 7.20:** Andamento dello sforzo circolarziale nel rivestimento, nelle ipotesi di aggregati silicei e calcarei,  $t=30$  minuti.

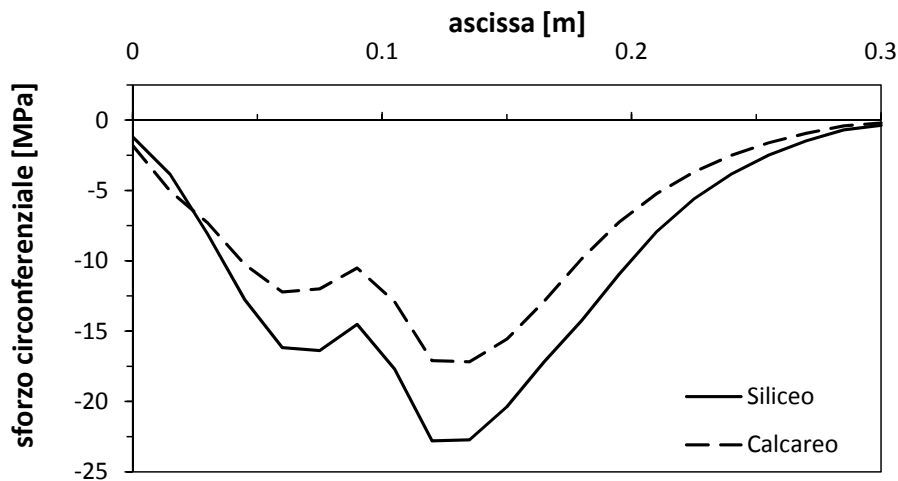




**Grafico 7.21:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di aggregati silicei e calcarei,  $t=60$  minuti.



**Grafico 7.22:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di aggregati silicei e calcarei,  $t=120$  minuti.



**Grafico 7.23:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di aggregati silicei e calcarei,  $t=180$  minuti.

Si nota quindi come i parametri riguardanti le proprietà del calcestruzzo, specialmente il coefficiente di espansione termica, nel caso di tunnel profondo soggetto ad incendio, siano determinanti nella risposta del sistema.

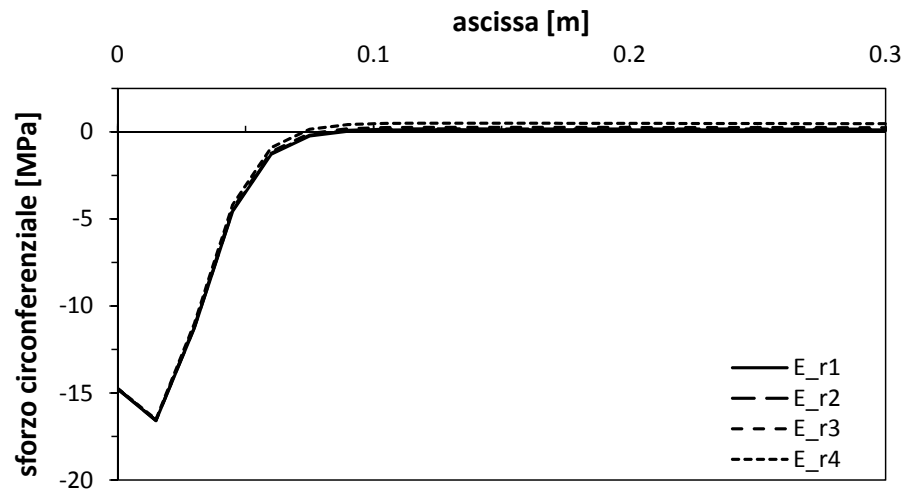
## 7.5 Variazione proprietà del terreno

Si studia l'influenza della qualità del terreno sulla risposta del rivestimento in condizioni di incendio. La diminuzione di qualità del terreno viene rappresentata dalla diminuzione del modulo elastico.

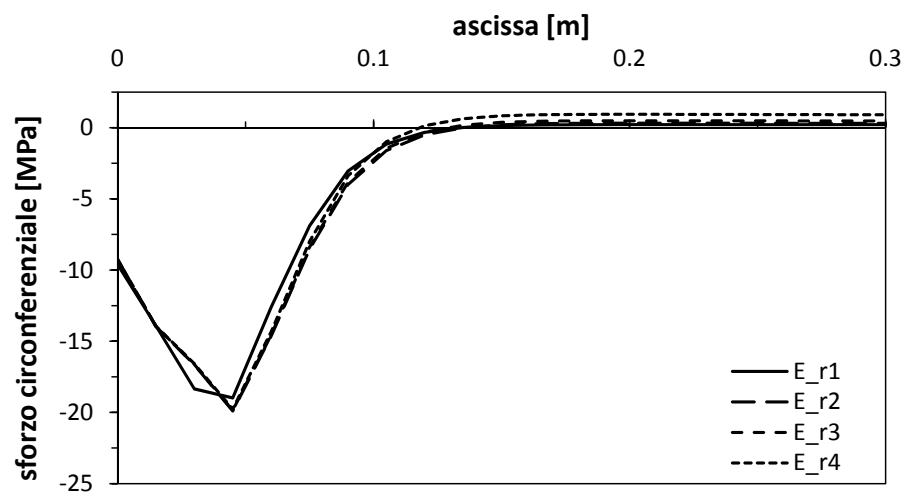
Sulla base del Modello 4, si sono realizzati 4 modelli variando il modulo elastico della roccia:

- $E_{r1}=40000$  MPa;
- $E_{r2}=30000$  MPa;
- $E_{r3}=20000$  MPa;
- $E_{r4}=10000$  MPa;

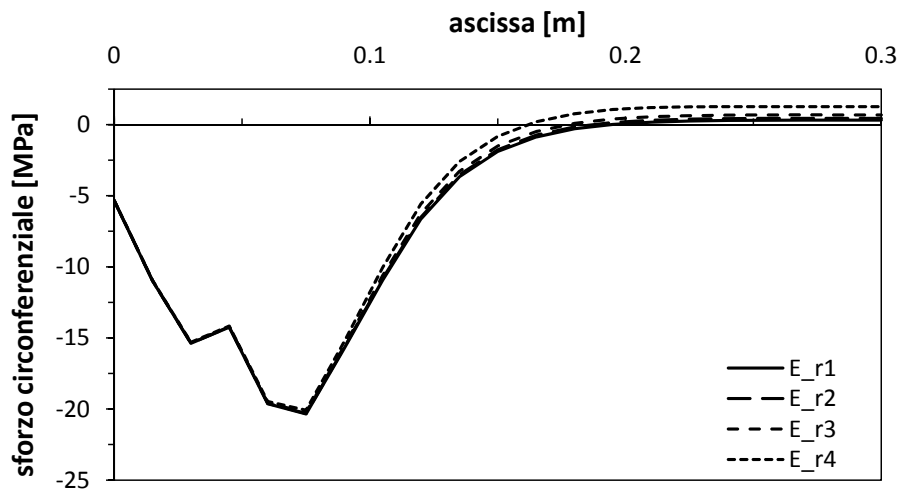
Nei Grafici 7.24, 7.25, 7.26, 7.27 e 7.28 si riportano gli andamenti degli sforzi circonferenziali nel rivestimento per diverse durate di incendio, rappresentato dalla curva ISO834. Si nota che la variazione del modulo elastico del terreno influenza solo lo stato iniziale, mentre in condizioni di incendio l'influenza risulta minima.



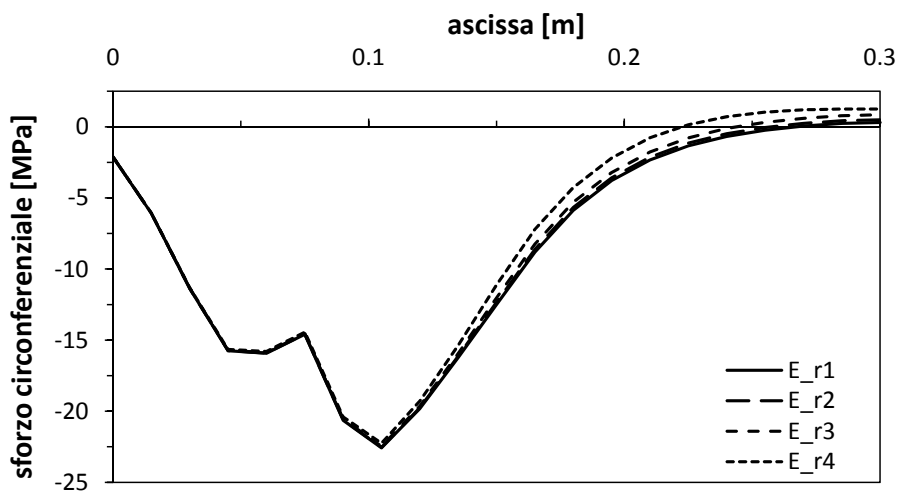
**Grafico 7.24:** Andamento dello sforzo circonfrenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di diverse qualità di roccia,  $t=10$  minuti.



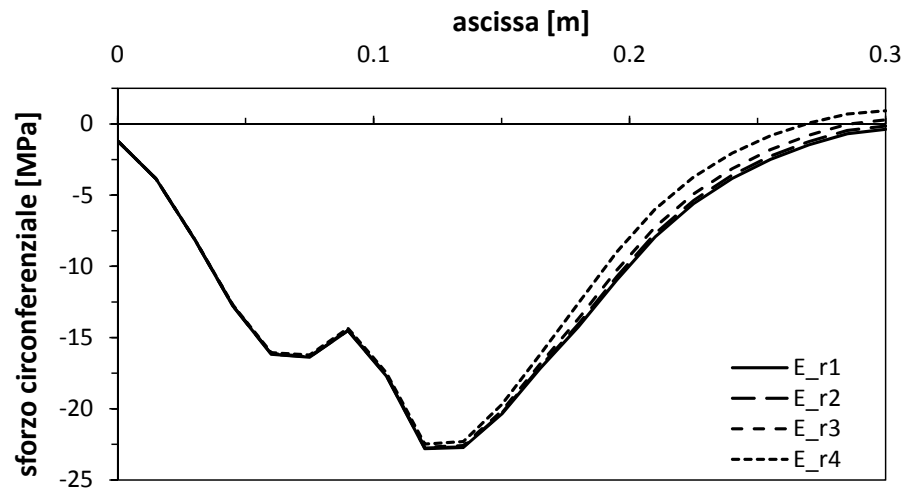
**Grafico 7.25:** Andamento dello sforzo circonfrenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di diverse qualità di roccia,  $t=30$  minuti.



**Grafico 7.26:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di diverse qualità di roccia,  $t=60$  minuti.



**Grafico 7.27:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di diverse qualità di roccia,  $t=120$  minuti.

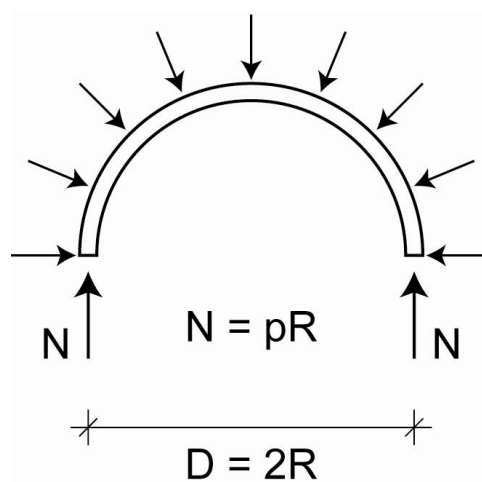


**Grafico 7.28:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, nelle ipotesi di diverse qualità di roccia,  $t=180$  minuti.

Si nota quindi che il terreno circostante il tunnel si comporta da vincolo rigido nei confronti dell'espansione termica del rivestimento, pur in presenza di un mezzo con caratteristiche meccaniche scadenti. Questo può essere spiegato facendo riferimento al problema del tubo in pressione.

La rigidità, opposta dal terreno all'espansione termica, pensato come letto di molle alla Winkler, è data dalla 7.1, come discusso nel capitolo 5:

$$k_{rock} = \frac{E_{rock}}{(1 + \nu)R} \quad (7.1)$$



**Figura 7.29:** Azioni agenti sul rivestimento.

La rigidità del rivestimento, costituito da materiale elastico, può essere calcolata utilizzando la seguente teoria (Figura 7.29).

$$N = p \cdot R \quad (7.2)$$

$$\sigma = \frac{N}{t \cdot 1} \quad (7.3)$$

$$\varepsilon = \frac{N}{E_{lining} \cdot t \cdot 1} \quad (7.4)$$

$$w = \varepsilon \cdot R = \frac{N \cdot R}{E_{lining} \cdot t} = \frac{p \cdot R^2}{E_{lining} \cdot t} \quad (7.5)$$

$$k_{lining} = \frac{E_{lining} \cdot t}{R^2} \quad (7.6)$$

Il rapporto tra le rigidità risulta pari a:

$$\frac{k_{rock}}{k_{lining}} = \frac{E_{rock}}{(1 + \nu) \cdot R} \cdot \frac{R^2}{E_{lining} \cdot t} \quad (7.7)$$

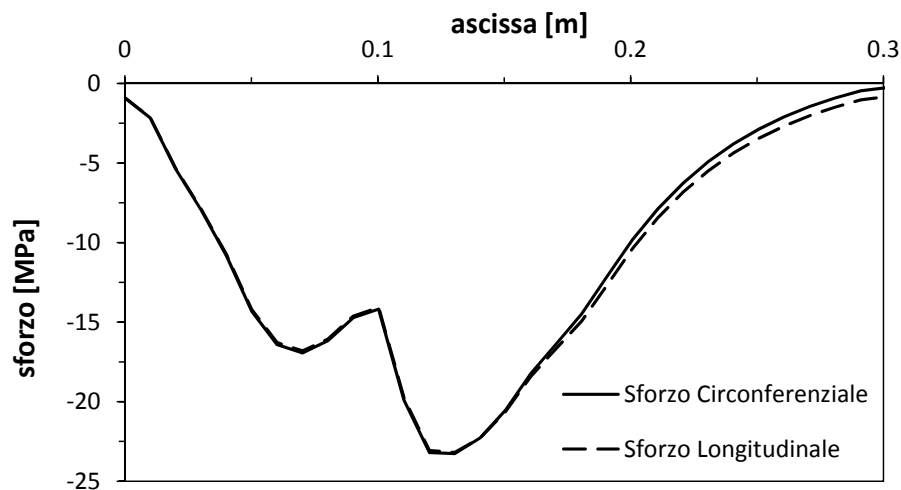
Riorganizzando i termini si ottiene:

$$\frac{k_{rock}}{k_{lining}} = \frac{E_{rock}}{E_{lining}} \cdot \frac{R}{t} \cdot \frac{1}{(1 + \nu)} \quad (7.8)$$

Considerando trascurabile l'influenza del rapporto dei moduli elastici e del coefficiente di Poisson del terreno, dal rapporto  $R/t$  si osserva come, indipendentemente dal modulo elastico del terreno, la rigidità offerta dal terreno sia di un ordine di grandezza superiore a quella del rivestimento.

$$\frac{k_{rock}}{k_{lining}} \approx \frac{R}{t} \quad (7.9)$$

La considerazione che la roccia si comporta come vincolo rigido per il rivestimento è avvalorata considerando lo stato di sforzo fuori piano. Come mostrato nel Grafico 7.30 lo stato di sforzo longitudinale risulta simile a quello circonferenziale. Il vincolo opposto dal terreno risulta equiparabile al vincolo rigido di deformazione fuori piano impedita.



**Grafico 7.30:** Confronto sforzo circonferenziale e longitudinale.

## 7.6 Variazione geometria tunnel

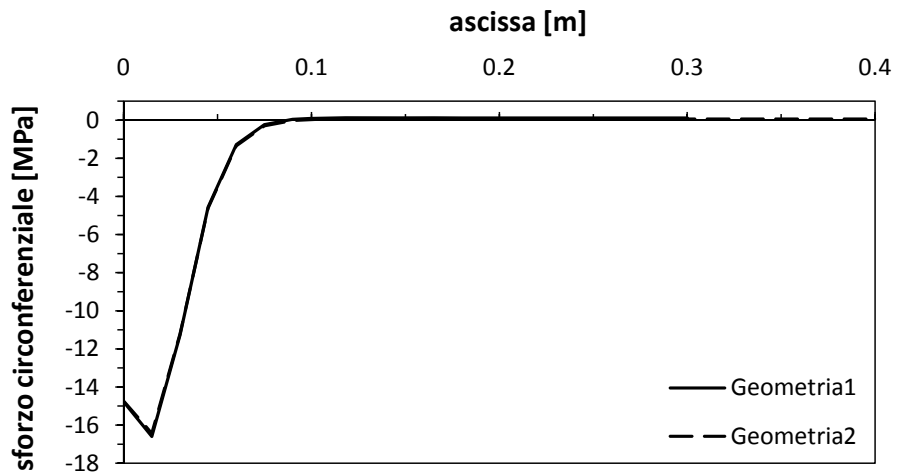
Si studia l'influenza della geometria del tunnel sulla risposta del sistema in condizioni di incendio.

Sulla base del Modello 4, si sono realizzati due modelli variando la geometria del tunnel, sia per quanto riguarda il raggio che per lo spessore del rivestimento:

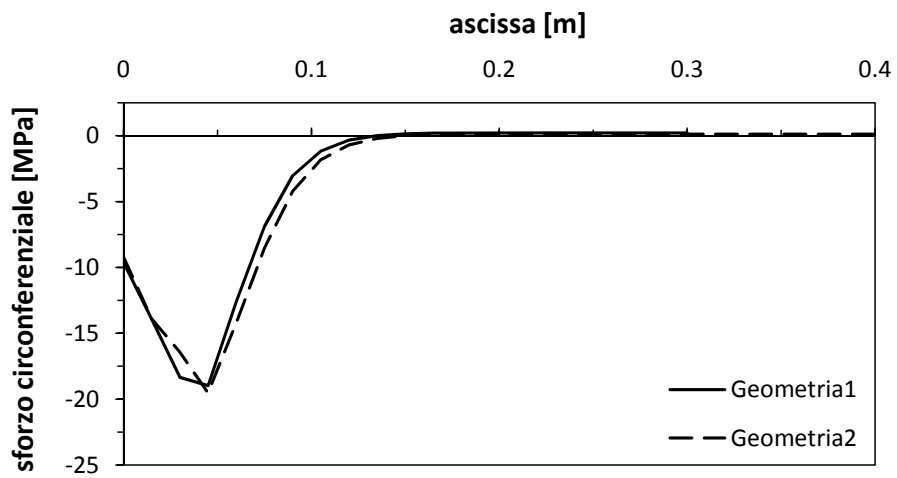
- geometria 1: raggio medio 5 m, spessore rivestimento 30 cm;
- geometria 2: raggio medio 10 m, spessore rivestimento 40 cm.

Il calcestruzzo è caratterizzato da  $f_{cm}$  pari a 25 MPa e il terreno ha modulo elastico pari a 40000 MPa.

Nei Grafici 7.31, 7.32, 7.33, 7.34 e 7.35 si riportano gli andamenti degli sforzi circonferenziali nel rivestimento per diverse durate di incendio, rappresentato dalla curva ISO834. Si nota che la variazione della geometria del tunnel è trascurabile. Questo a conferma di quanto descritto nel Capitolo 7.5, ed in particolare del risultato raggiunto nell'Equazione 7.9.

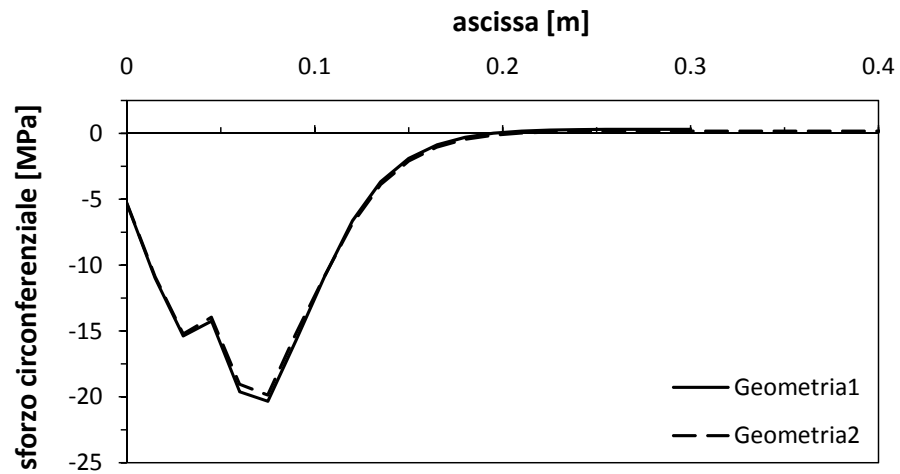


**Grafico 7.31:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento per diverse geometrie,  $t=10$  minuti.

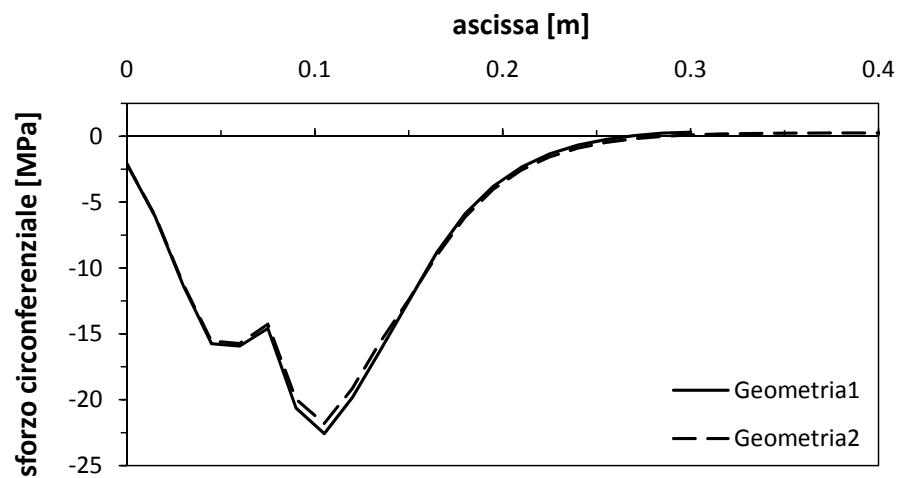


**Grafico 7.32:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento per diverse geometrie,  $t=30$  minuti.

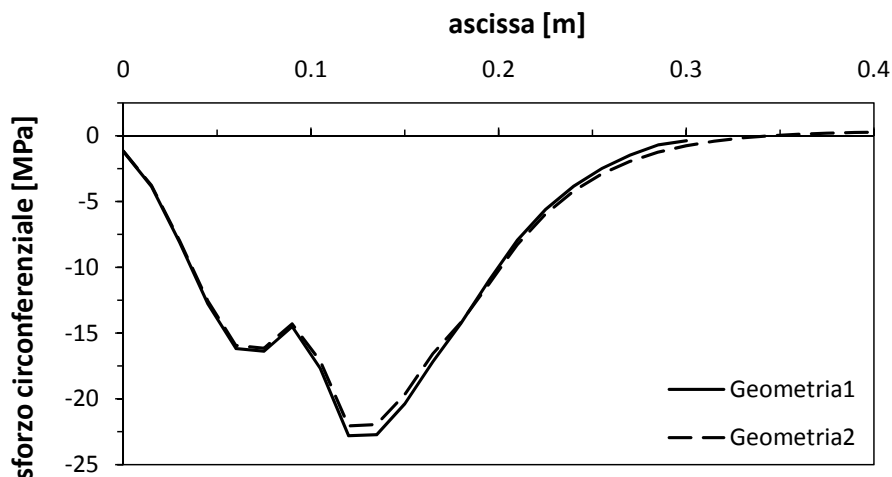




**Grafico 7.33:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento per diverse geometrie,  $t=60$  minuti.



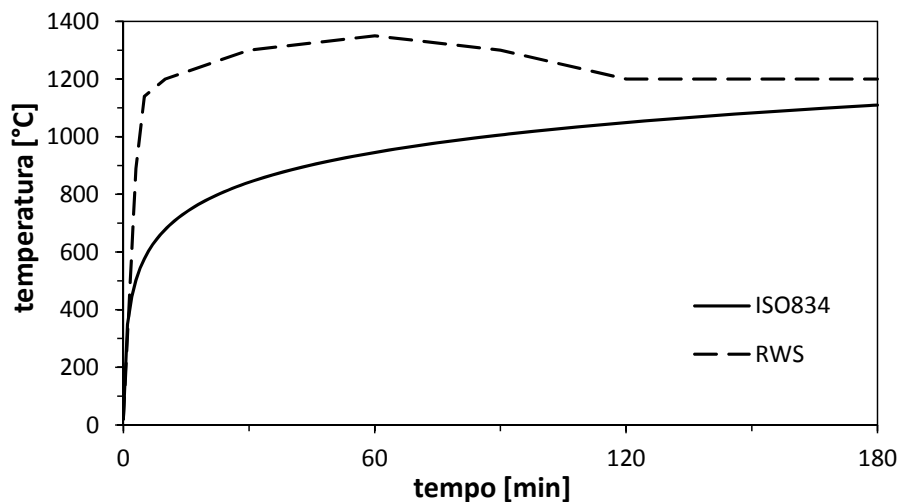
**Grafico 7.34:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento per diverse geometrie,  $t=120$  minuti.



**Grafico 7.35:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento per diverse geometrie,  $t=180$  minuti.

## 7.7 Variazione della curva di incendio

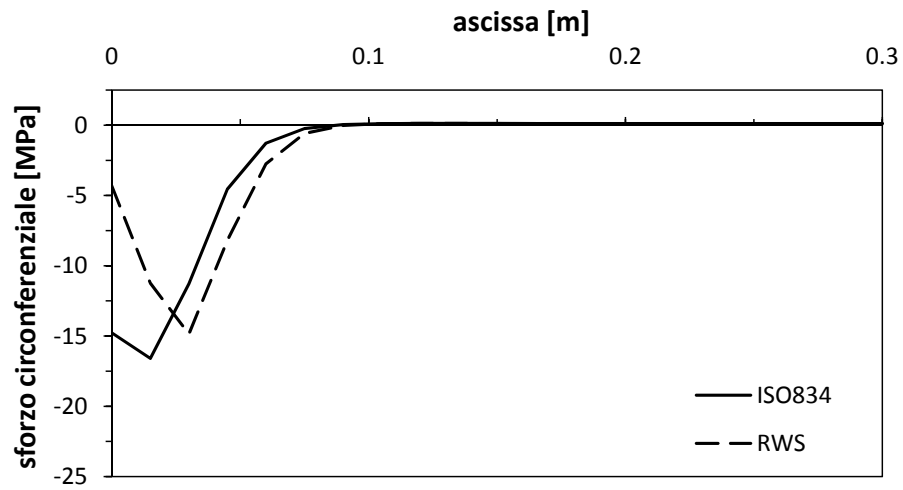
Come descritto nel Capitolo 6.3.1 l'incendio è descritto da curve di temperatura. Si studia quindi l'influenza dei diversi tipi di incendio sulla risposta del sistema, considerando le curve di temperatura ISO834 e RWS (Grafico 7.36). La RWS dà un gradiente termico più elevato nei primissimi minuti dell'incendio. Questo può provocare l'insorgere di spalling.



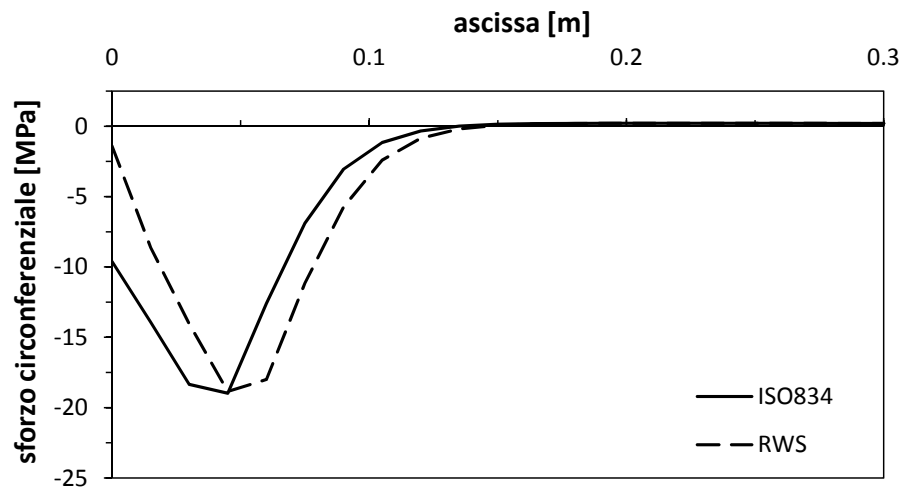
**Grafico 7.36:** Curve di temperatura: ISO834 e RWS.

Sulla base del Modello 4, si sono realizzati due modelli nei quali si è fatto variare la curva di temperatura che descrive l'incendio. Nei Grafici 7.37, 7.38, 7.39, 7.40 e 7.41

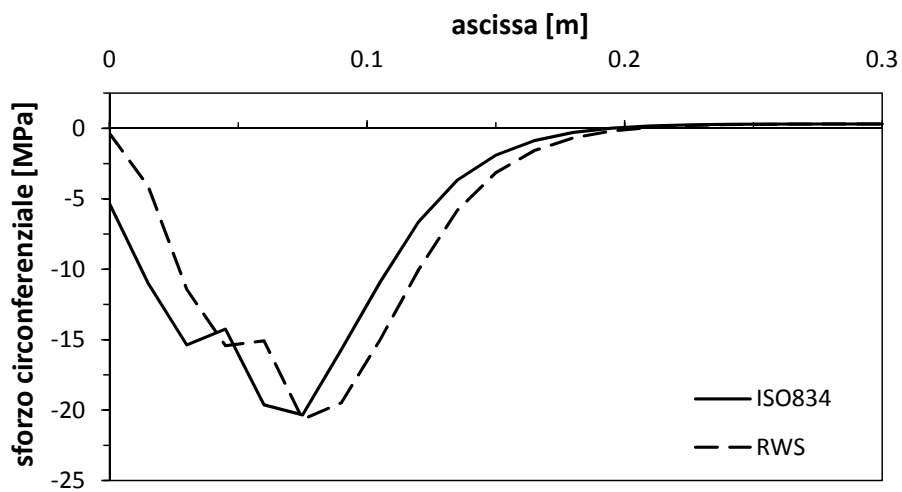
si riportano gli andamenti degli sforzi circonferenziali nel nel rivestimento per diverse durate di incendio.



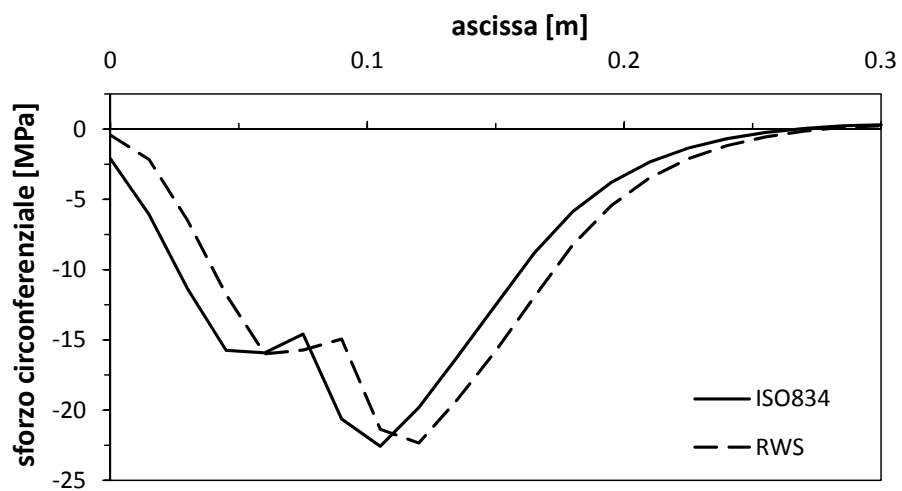
**Grafico 7.37:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, ISO834 e RWS, t=10 minuti.



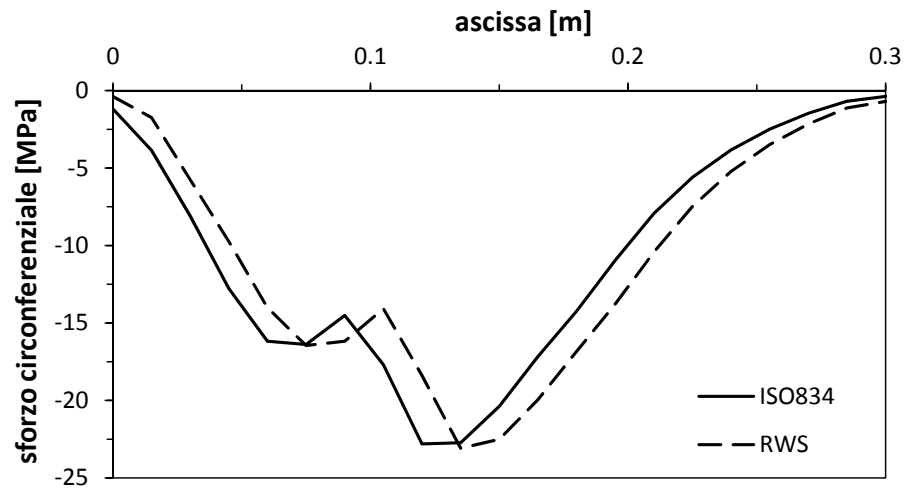
**Grafico 7.38:** Confronto sforzo circonferenziale in [MPa], ISO834 e RWS, t=30 minuti.



**Grafico 7.39:** Andamento dello sforzo circonfrenziale nel rivestimento, ISO834 e RWS, t=60 minuti.



**Grafico 7.40:** Andamento dello sforzo circonfrenziale nel rivestimento, ISO834 e RWS, t=120 minuti.

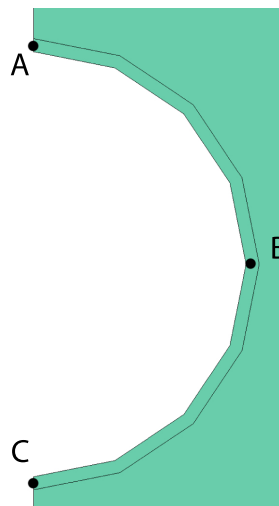


**Grafico 7.41:** Andamento dello sforzo circonfrenziale nel rivestimento, ISO834 e RWS,  $t=180$  minuti.

## 7.8 Variazione della temperatura lungo l'altezza

Si studia l'influenza della stratificazione della temperatura lungo l'altezza del tunnel. Si fa variare l'intensità della temperatura che investe il rivestimento scalando la curva di incendio linearmente lungo l'altezza, raggiungendo valore massimo in corrispondenza della volta. Si rimuove quindi la condizione di assialsimmetria del problema, e la distribuzione di temperatura nel rivestimento dipende dall'anomalia  $\theta$ .

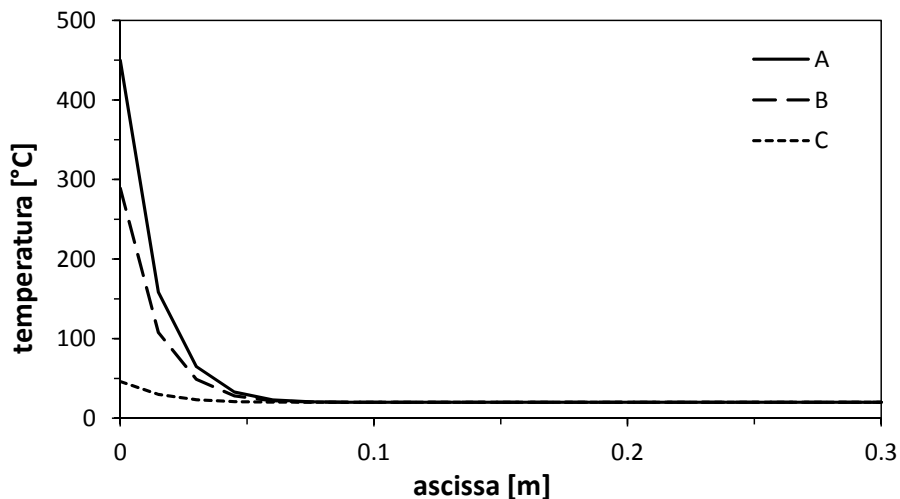
In Figura 7.42 sono mostrati i punti per i quali si riportano in seguito le distribuzioni di sforzo circonfrenziale nel rivestimento.



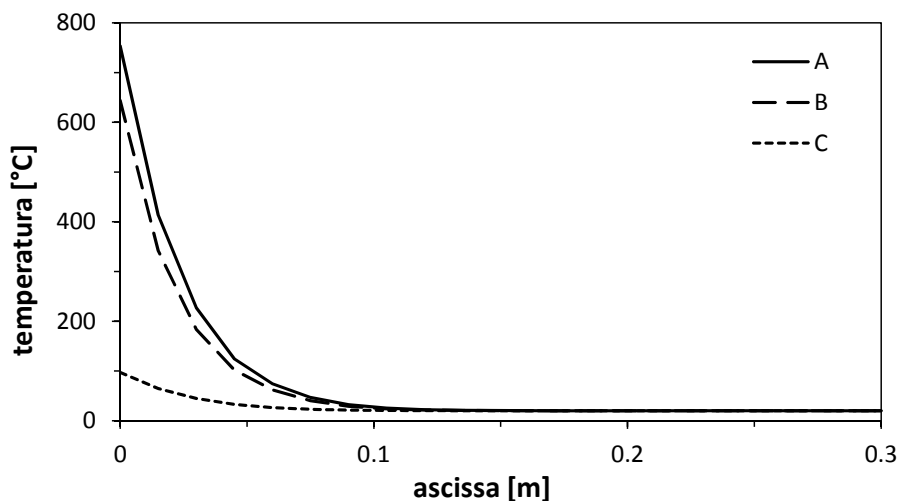
**Figura 7.42:** Punti notevoli.

Sulla base del Modello 4, considerando come curva di incendio la ISO834, si è fatto variare linearmente lungo l'altezza l'intensità della temperatura.

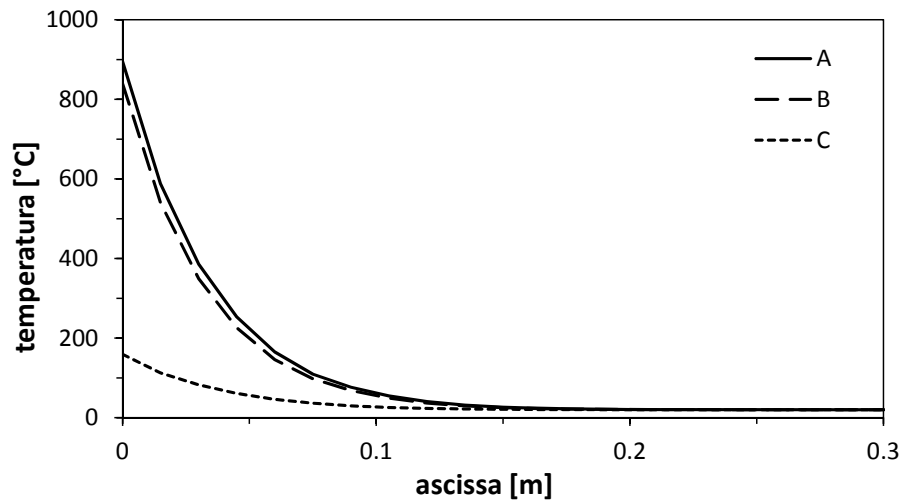
Nei Grafici 7.43, 7.44, 7.45, 7.46 e 7.47 si riportano gli andamenti di temperatura nel rivestimento per diverse durate di incendio. Si nota come il riscaldamento è più severo per la volta del tunnel (punto A), e che la differenza tra il punto di volta e quello di metà tunnel (punto B) tende a diminuire con il procedere dell'incendio.



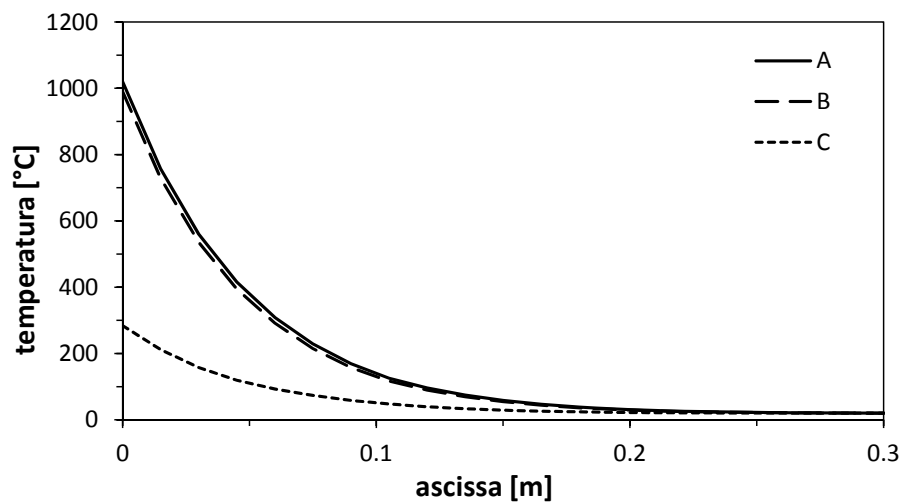
**Grafico 7.43:** Andamento della temperatura nel rivestimento variando l'intensità lungo l'altezza, t=10 minuti.



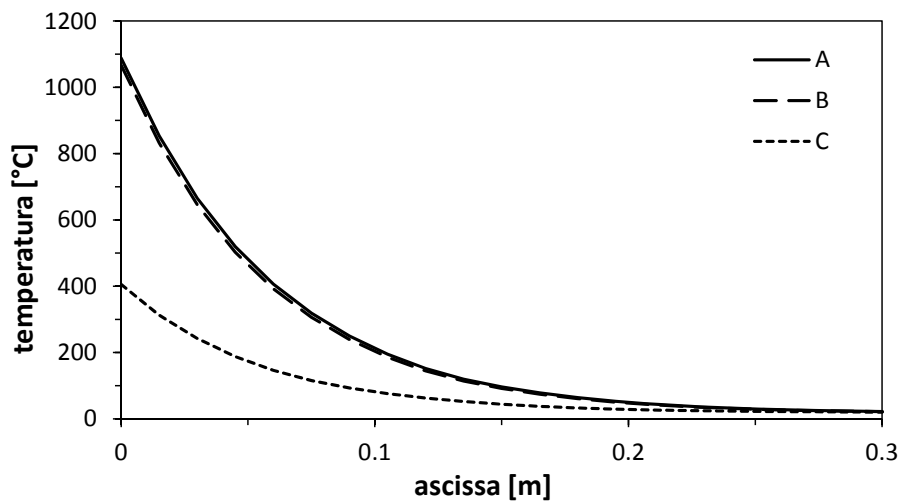
**Grafico 7.44:** Andamento della temperatura nel rivestimento variando l'intensità lungo l'altezza, t=30 minuti.



**Grafico 7.45:** Andamento della temperatura nel rivestimento variando l'intensità lungo l'altezza,  $t=60$  minuti.

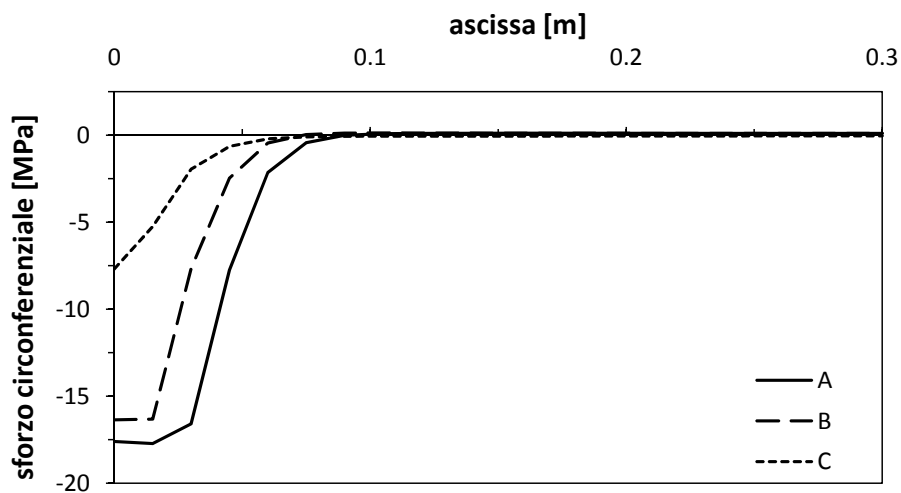


**Grafico 7.46:** Andamento della temperatura nel rivestimento variando l'intensità lungo l'altezza,  $t=120$  minuti.



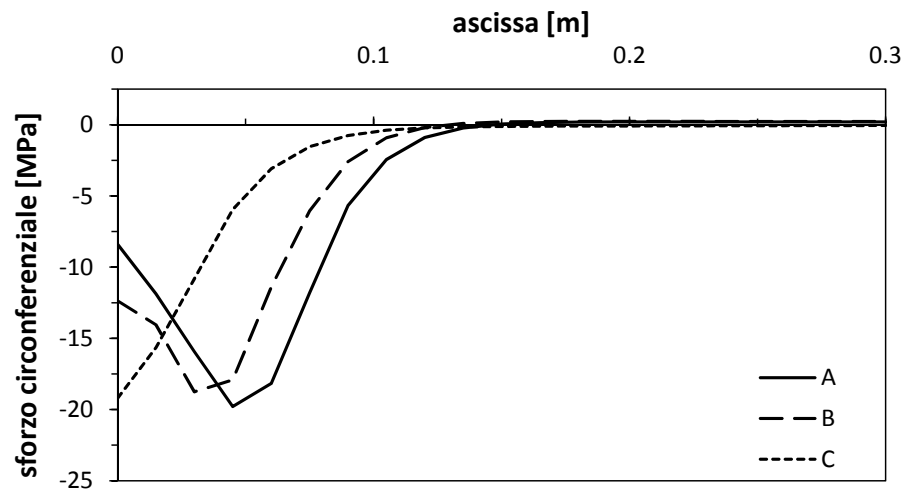
**Grafico 7.47:** Andamento della temperatura nel rivestimento variando l'intensità lungo l'altezza,  $t=180$  minuti.

Nei Grafici 7.48, 7.49, 7.50, 7.51 e 7.52 si riportano gli andamenti di sforzo circonferenziale nel rivestimento per diverse durate di incendio. Si nota che la differenza tra gli sforzi è conseguente alla diversa distribuzione di temperatura nei diversi punti, e che non si notano effetti dovuti all'abbandono dell'ipotesi di assial simmetria del problema.

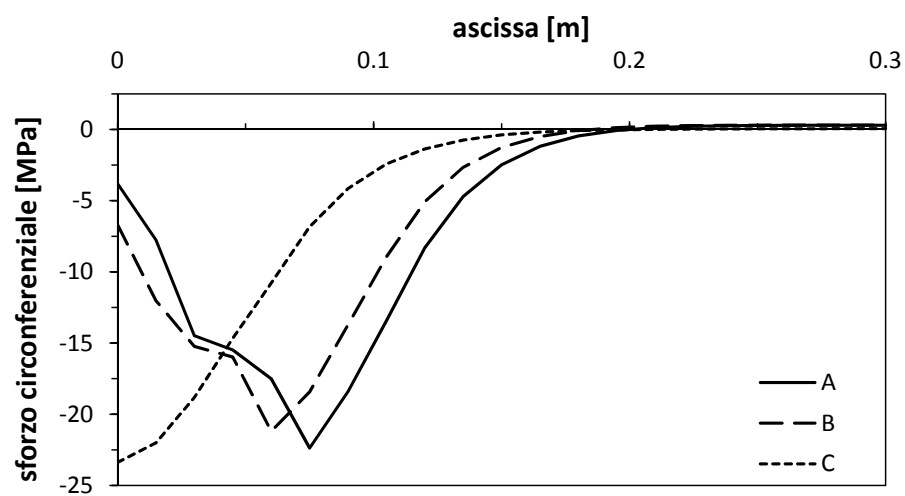


**Grafico 7.48:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento variando l'intensità lungo l'altezza,  $t=10$  minuti.

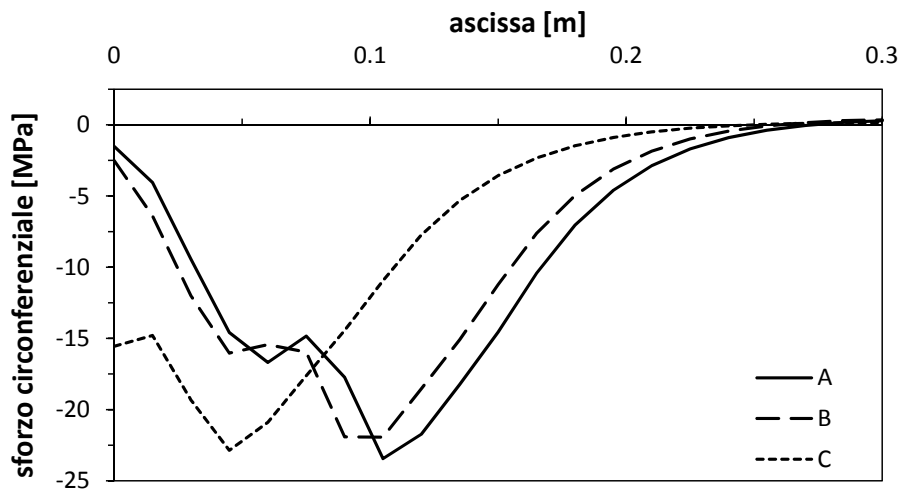




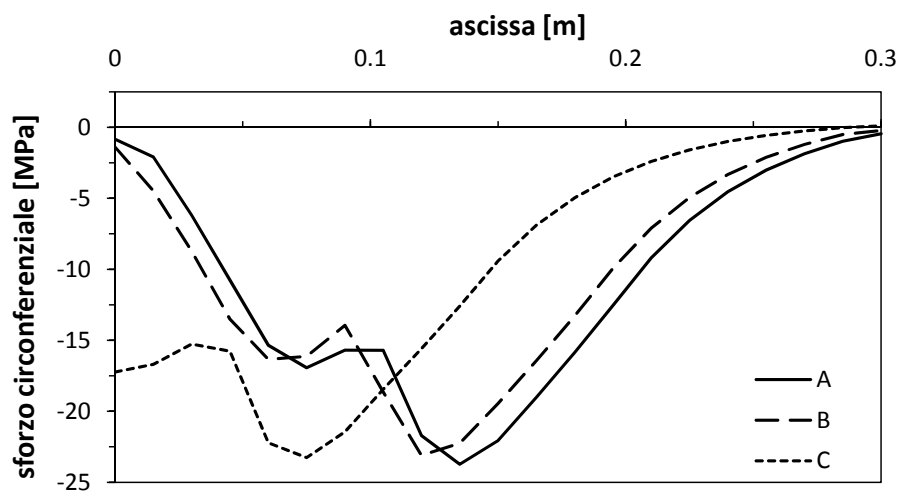
**Grafico 7.49:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento variando l'intensità lungo l'altezza, t=30 minuti.



**Grafico 7.50:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento variando l'intensità lungo l'altezza, t=60 minuti.

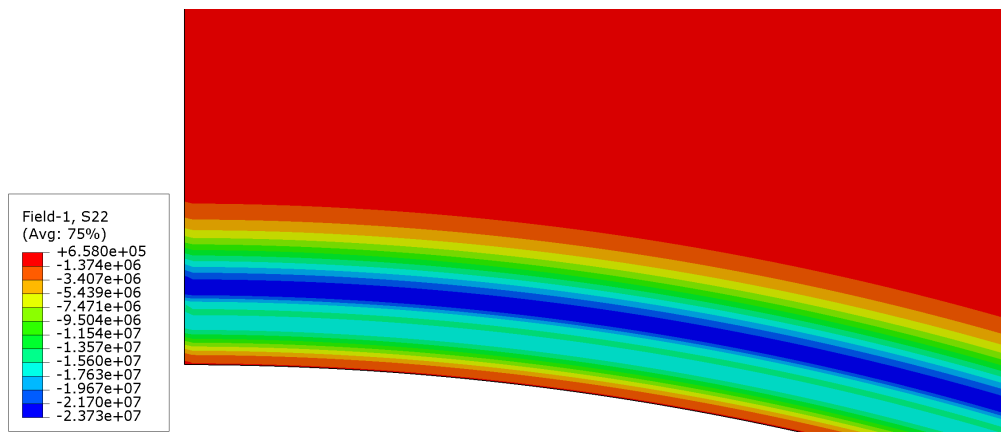


**Grafico 7.51:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento variando l'intensità lungo l'altezza,  $t=120$  minuti.

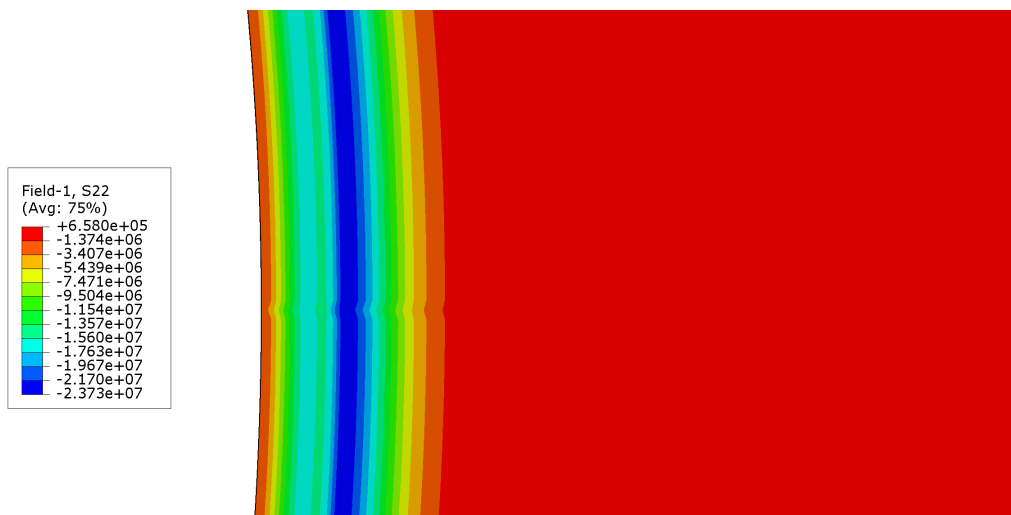


**Grafico 7.52:** Andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento variando l'intensità lungo l'altezza,  $t=180$  minuti.

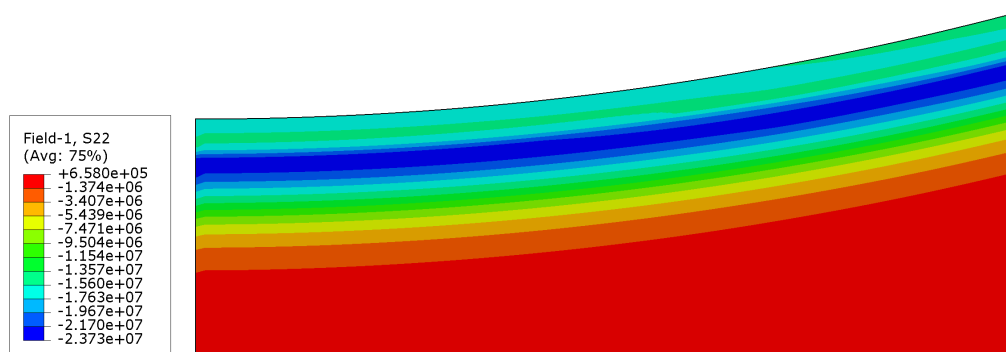
Nelle Figure 7.53, 7.54 e 7.55 si riportano le mappe di sforzo circonferenziale dopo 3 ore di incendio per i tre punti del tunnel analizzati. I valori di sforzo riportati in legenda sono in Pascal.



**Figura 7.53:** Sforzo circonferenziale del punto A a t=180 minuti.



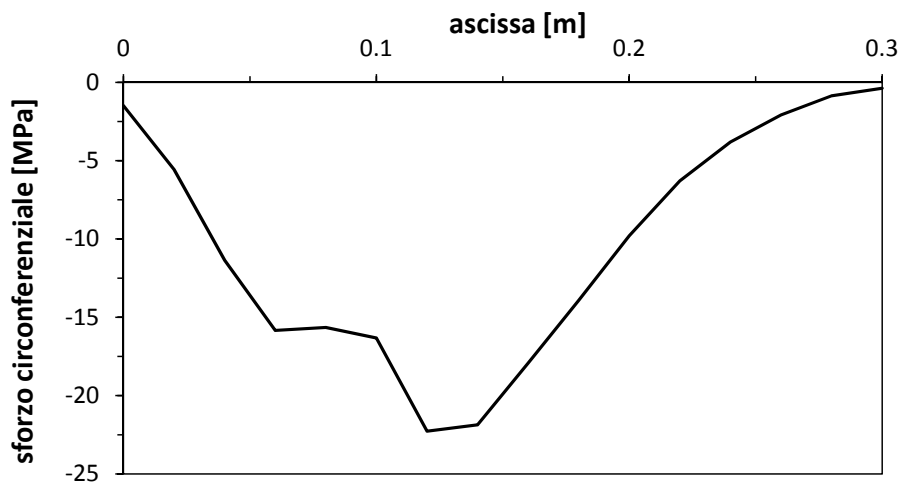
**Figura 7.54:** Sforzo circonferenziale del punto B a t=180 minuti.



**Figura 7.55:** Sforzo circonferenziale del punto C a t=180 minuti.

## 7.9 Osservazioni sui risultati

Analizzando la distribuzione di sforzi circonfenziali lungo lo spessore del rivestimento, si può osservare la presenza di due picchi di sforzo (Grafico 7.56). Tale risultato era stato raggiunto anche tramite la soluzione in forma chiusa presentata nel Capitolo 5.2.



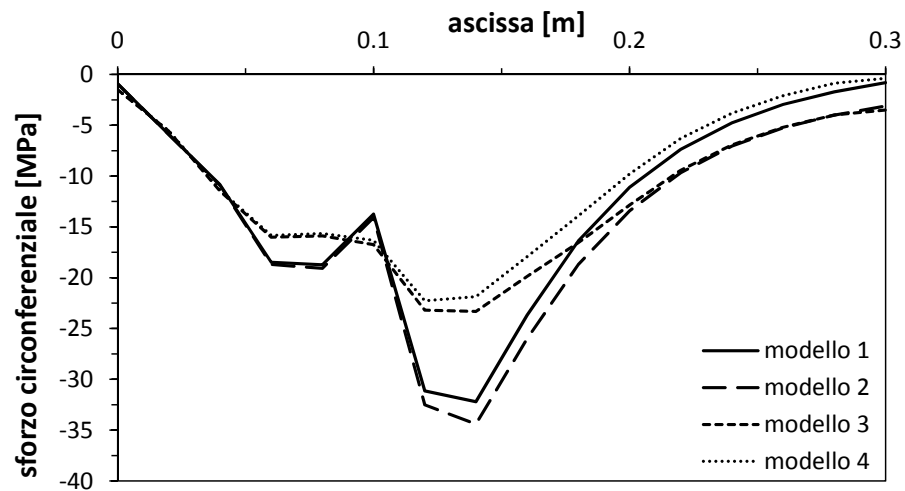
**Grafico 7.56:** Andamento dello sforzo circonfenziale nel rivestimento, Modello 4,  $t=180$  minuti.

Per spiegare la particolare conformazione della curva di sforzo, possono essere quindi fatte considerazioni analoghe a quelle fatte nel Capitolo 5.2.

Osservando il Grafico 7.57, si può concludere che il valore di sforzo raggiunto dai due picchi dipende dalla legge costitutiva del materiale e dalla temperatura raggiunta in quel punto, essendo:

$$\varepsilon_{mech} = \varepsilon_{th}$$

per l'opposizione di un vincolo rigido da parte della roccia.



**Grafico 7.57:** Andamento dello sforzo circonfenziale per i vari modelli a t=180 minuti.

Infatti si osserva, che per una fissata legge costitutiva del materiale calcestruzzo (elastico nei modelli 1 e 2, elasto-plastico nei modello 3 e 4), e per una fissata temperatura (a parità curva di incendio), il valore dei picchi non subisce variazioni significative. In particolare il primo picco non è significativamente influenzato dalla variazione del modello, mentre il secondo picco (di valore più elevato) subisce una leggera variazione. Questo porta alla conclusione che la modellazione del terreno circostante il rivestimento, le proprietà meccaniche del terreno, la storia pregressa di deposizione del terreno, scavo e convergenza, e quindi la condizione di sforzo iniziale ed altre condizioni a contorno non riguardanti il materiale calcestruzzo, non giocano un ruolo significativo nella determinazione dello stato di sforzo circonfenziale nel rivestimento.



## 8 Conclusioni

Scopo del presente lavoro è l'indagine del comportamento strutturale di rivestimenti in gallerie profonde soggetti ad incendio. Il problema è stato studiato a partire dal generico problema assialsimmetrico ad un grado di libertà fino a variare i parametri meccanici e termici in gioco per ottenere un modello il più possibile rappresentativo del comportamento reale.

Dai risultati ottenuti si evince come il vincolo offerto dal terreno alla dilatazione termica del rivestimento possa essere ragionevolmente approssimato come vincolo rigido. Questo a prescindere dalla rigidità del terreno e dalla modellazione adottata per il comportamento del materiale. Inoltre, il grado di confinamento offerto dal vincolo del terreno, comporta che la sezione del rivestimento si mantenga interamente compressa in condizione di incendio.

Dalla modellazione ad elementi finiti, si evince che al variare della legge costitutiva del calcestruzzo, non vi sia variazione nello stato di sforzo circonferenziale nel rivestimento nella fase precedente all'incendio. Questo comporta che il materiale calcestruzzo non esce dal campo elastico per i soli carichi statici dovuti alla sua funzione prima, come è lecito attendersi. Inoltre lo stato di sforzo precedente all'incendio non influisce sulla risposta del rivestimento, quando soggetto ad incendio.

I risultati di tutte le analisi effettuate non differiscono significativamente tra di loro. Il rivestimento non è mai soggetto a trazione, ad eccezione delle fasi iniziali dell'incendio nel Modello 4, nel quale il calcestruzzo è modellato come elasto-plastico, il terreno come elastico e non si considera la pressione geostatica dovuta alla storia pregressa di carico. Nelle fasi finali dell'incendio nel suddetto modello, il rivestimento risulta essere completamente compresso in quanto le elevate deformazioni termiche richieste sono contrastate dal terreno circostante. Analizzando l'andamento dello sforzo circonferenziale nel rivestimento, si nota la presenza di due picchi di sforzo, dovuti al degrado delle proprietà meccaniche del calcestruzzo soggetto ad elevate temperature ed al grado di confinamento offerto dal terreno.

La modellazione in stato piano di deformazione, unita alla dilatazione isotropa del calcestruzzo, induce uno stato di confinamento nella direzione longitudinale molto elevato. Tale condizione comporta quindi l'insorgere di uno stato di sforzo biassiale, che incrementa la resistenza del materiale calcestruzzo.

Dall'analisi dei casi reali, delle analisi presenti in letteratura, e dei risultati raggiunti

nel presente lavoro si osserva che non si evidenziano problemi legati al collasso della struttura per durate di incendio limitate. Il problema deve essere quindi affrontato non tanto dal punto di vista strutturale (non è importante lo specifico problema in quanto il terreno si comporta sempre come vincolo approssimativamente rigido), ma riconducendosi allo studio delle prestazioni del calcestruzzo utilizzato.

Il calcestruzzo da galleria non necessita quindi di avere delle elevate proprietà meccaniche, in quanto gli stati di sollecitazione si mantengono comunque ridotti, ma il ragionamento deve essere improntato al danneggiamento del materiale. Il problema può essere affrontato ragionando quindi sulla capacità di deformazione del calcestruzzo ( $\varepsilon_{th}$  vs  $\varepsilon_{ult}$ ) per evitare la frantumazione del materiale, e sullo spessore del calcestruzzo per garantire la presenza di uno strato di materiale non danneggiato nella parte più interna del rivestimento.

E' inoltre opportuno limitare al massimo i gradienti termici per evitare che le compressioni biassiali che si verificano in prossimità della superficie esposta comportino l'insorgere di fenomeni di spacco esplosivo.



# A Appendice

## A.1 Criterio di stabilità nei fenomeni di trasmissione del calore

Per la verifica del criterio di stabilità nei fenomeni di trasmissione del calore si utilizza la trattazione riportata in [Bonacina, 1992]. Il metodo numerico illustrato nel testo è il metodo alle differenze finite.

Il problema della trasmissione del calore è descritto dall'equazione differenziale di Fourier, che nel caso monodimensionale risulta:

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} - a \frac{\partial^2 t}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{A.1})$$

dove  $a = \frac{\lambda}{c\rho}$  è la diffusività termica del sistema,  $t$  è la variabile temperatura,  $\tau$  è la variabile tempo e  $x$  è la variabile spaziale.

Con la soluzione a differenze finite avviene una discretizzazione nel tempo  $\Delta\tau$  e nello spazio  $\Delta x$ , e la soluzione è descritta dalle equazioni:

$$\frac{t'_i - t_i}{\Delta\tau} = a \cdot \frac{t_{i+1} + t_{i-1} - 2t_i}{\Delta x^2} \quad (\text{A.2})$$

La soluzione rimane stabile se fissati gli intervalli di spazio  $\Delta x$  nel sistema, gli intervalli di tempo  $\Delta\tau$  soddisfano la limitazione:

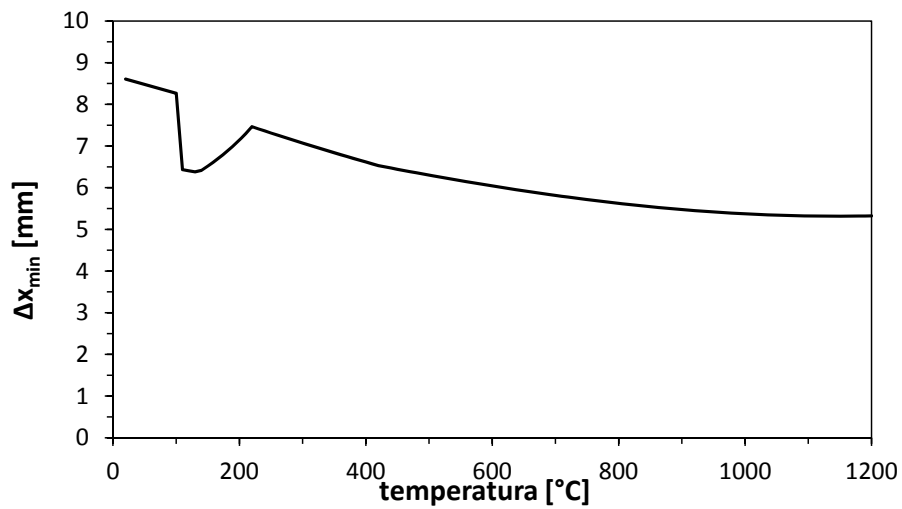
$$\Delta\tau \leq \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta x^2}{a} \quad (\text{A.3})$$

Nel caso in esame  $\Delta\tau$  varia tra 1 e 60 secondi e la verifica da effettuare riguarda la dimensione minima dell'elemento finito. Si riscrive l'Equazione A.3 in funzione della dimensione dell'elemento finito:

$$\Delta x_{min} = \sqrt{2a \cdot \Delta\tau} \quad (\text{A.4})$$

La condizione più sfavorevole risulta quella con  $\Delta\tau$  pari a 60 secondi, e valutando la dipendenza della diffusività termica con la temperatura (Grafico A.1) si ottiene il valore più sfavorevole di  $\Delta x_{min}$  pari a:

$$\Delta x_{min} = 8.6 \text{ mm} \quad (\text{A.5})$$



**Grafico A.1:** Andamento della dimensione minima dell'elemento finito con la temperatura.

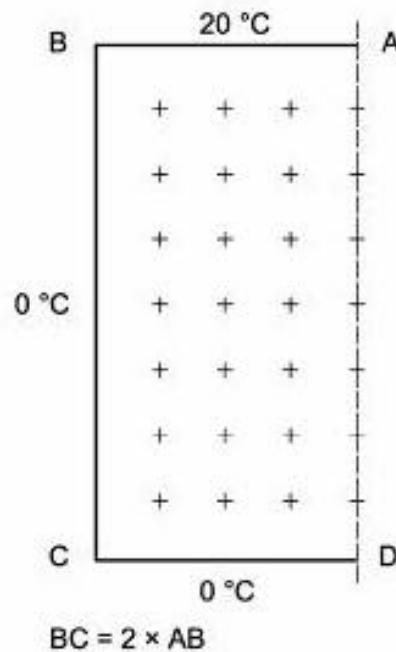
La discretizzazione massima effettuata nell'analisi ad elementi finiti, è stata di 30 elementi nel rivestimento, per una dimensione minima di 10 mm. Si osserva quindi come il criterio di stabilità risulta rispettato.

## A.2 Validazione delle analisi termiche in *Abaqus*

Per la validazione delle analisi termiche eseguite con il codice di calcolo *Abaqus*, si sono analizzati i casi forniti dalla ISO 10211-1:1995, finalizzata alla validazione dei metodi di calcolo termici ad alta precisione, confrontando in seguito i risultati ottenuti con l'analisi a elementi finiti con quelli derivanti da analisi analitiche e riportati nella suddetta norma.

### A.2.1 Caso 1

Si calcola la distribuzione di temperatura in regime stazionario nella sezione quadrata di una colonna in calcestruzzo (Figura A.2). La colonna è soggetta ad una temperatura di  $20^{\circ}\text{C}$  su un lato e  $0^{\circ}\text{C}$  sugli altri tre lati.



**Figura A.2:** Sezione della colonna oggetto del caso 1.

Le proprietà del calcestruzzo a  $20^{\circ}\text{C}$  sono:

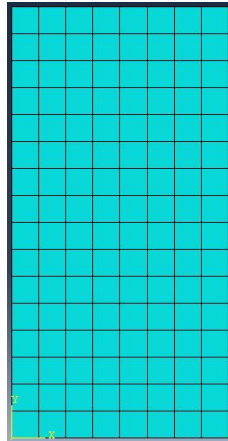
- densità:  $2400\text{kg}/\text{m}^3$ ;
- conducibilità:  $2\text{W}/\text{mK}$ ;
- calore specifico:  $1000\text{J}/\text{kgK}$ .

Si osserva che, essendo l'analisi stazionaria, le proprietà di densità e calore specifico non sono rilevanti.

### **Analisi numerica con *Abaqus***

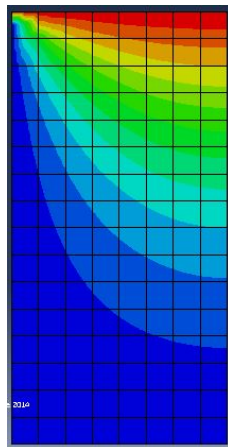
Il modello numerico è realizzato nel piano, con elementi di tipo Shell.

Essendo il problema stazionario non sono importanti le dimensioni fisiche della sezione, ma solo la sua geometria in termini di rapporti geometrici. Sfruttando la simmetria del problema, si crea la colonna come rettangolo di lati  $1m \times 0,5m$ . Si sceglie una mesh regolare con elementi quadrati a 8 nodi (Figura A.3).



**Figura A.3:** Mesh utilizzata per la soluzione del caso 1.

L'andamento della temperatura nella sezione è mostrato in Figura A.4.



**Figura A.4:** Distribuzione delle temperature.

Si nota come i risultati sono coerenti con i dati di ingresso e le isoterme intersechino normalmente l'asse di simmetria che rappresenta una superficie adiabatrica. I valori delle temperature nei punti notevoli sono confrontati in Tabella A.1. Si nota come

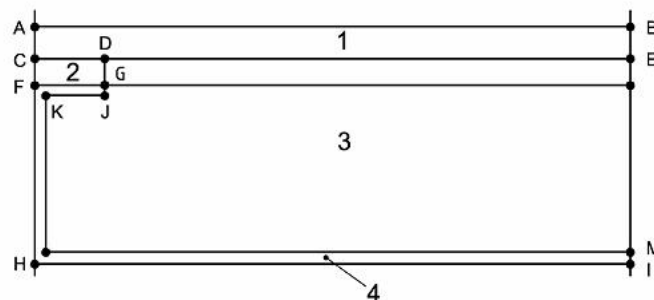
i valori differiscano al massimo di  $0,05^{\circ}C$ , minore del massimo errore permesso di  $0,1^{\circ}C$ .

|            |             |             |             |
|------------|-------------|-------------|-------------|
| 9,7 - 9,65 | 13,4 - 13,4 | 14,7 - 14,7 | 15,1 - 15,1 |
| 5,3 - 5,25 | 8,6 - 8,64  | 10,3 - 10,3 | 10,8 - 10,8 |
| 3,2 - 3,19 | 5,6 - 5,61  | 7,0 - 7,01  | 7,5 - 7,47  |
| 2,0 - 2,01 | 3,6 - 3,64  | 4,7 - 4,66  | 5,0 - 5,0   |
| 1,3 - 1,26 | 2,3 - 2,31  | 3,0 - 2,99  | 3,2 - 3,22  |
| 0,7 - 0,74 | 1,4 - 1,36  | 1,8 - 1,77  | 1,9 - 1,91  |
| 0,3 - 0,34 | 0,6 - 0,63  | 0,8 - 0,82  | 0,9 - 0,87  |

**Tabella A.1:** Confronto temperature [ $^{\circ}C$ ]: blu ISO, rosse *Abaqus*.

### A.2.2 Caso 2

Si studia la distribuzione delle temperature e il flusso termico all'interno di una sezione di parete composta soggetta a convezione (Figura A.5).



**Figura A.5:** Sezione di parete oggetto del caso 2.

La parete è composta da 4 materiali (calcestruzzo, legno, isolante e alluminio) ed è caratterizzata dalle seguenti condizioni al contorno:

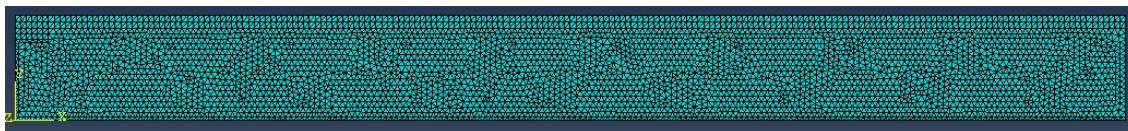
- su AB:  $T = 0^{\circ}C$ ,  $R_{se} = 0,06m^2K/W$ ;
- su HI:  $T = 20^{\circ}C$ ,  $R_{si} = 0,11m^2K/W$ .

dove  $R_{se}$  è la resistenza termica sul lato AB e  $R_{si}$  è la resistenza termica sul lato HI.

Il massimo errore permesso è di  $0,1^{\circ}C$  per le temperature e dello  $0,1\%$  per il flusso.

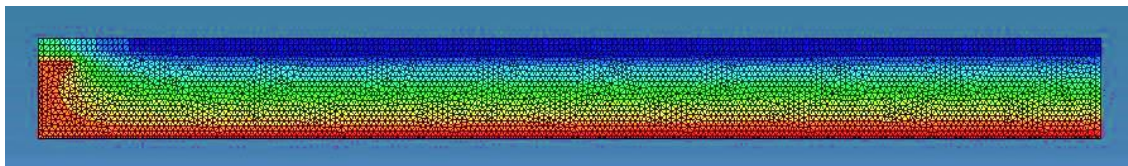
### Analisi numerica con *Abaqus*

Il modello numerico è realizzato nel piano, con elementi di tipo Shell. Si discretizza la parete con elementi triangolari a 6 nodi (Figura A.6).



**Figura A.6:** Mesh utilizzata per la soluzione del caso 2.

I risultati dell'analisi termica sono mostrati in Figura A.7. Si nota come i risultati siano coerenti con i dati di ingresso.



**Figura A.7:** Distribuzione temperature caso 2.

I risultati dell'analisi numerica sono confrontati con quelli analitici riportati nella norma ISO. In Tabella A.2 sono riportati i valori di temperatura dei punti notevoli; in Tabella A.3 è riportato il flusso termico totale. Si nota come gli errori tra i valori siano minori dei limiti di accettabilità previsti nella norma.

|         |             |
|---------|-------------|
| Punto A | 7,1 - 7,07  |
| Punto B | 0,8 - 0,76  |
| Punto C | 7,9 - 7,9   |
| Punto D | 6,3 - 6,27  |
| Punto E | 0,8 - 0,82  |
| Punto F | 16,4 - 16,4 |
| Punto G | 16,3 - 16,3 |
| Punto H | 16,8 - 16,8 |
| Punto I | 18,3 - 18,3 |

**Tabella A.2:** Confronto temperature [ $^{\circ}C$ ]: blu ISO, rosse *Abaqus*.

|            |             |
|------------|-------------|
| 9,5 - 9,53 | errore 0,3% |
|------------|-------------|

**Tabella** A.3: Confronto flusso termico [ $W/m$ ]: blu ISO, rosso *Abaqus* .

### **A.3 Validazione delle analisi meccaniche in *Abaqus***

Per una corretta interpretazione dei risultati si è scelto di eseguire una validazione del modello agli elementi finiti. Si confrontano i risultati dell'analisi numerica eseguita con il codice di calcolo con quelli derivanti da un'analisi condotta mediante un calcolo manuale semplificato.

#### **A.3.1 Analisi condotta mediante calcolo manuale**

Sulla base di quanto esposto nel Capitolo 5.2, si calcola lo stato di sforzo nel rivestimento generato dal solo incendio.

Riprendendo quanto sopra esposto, imponendo il vincolo di deformazione piana e l'equilibrio con i carichi agenti si ricava la distribuzione di sforzi circonferenziali nel lining. Trascurando la pressione geostatica del terreno, e modellando la roccia come mezzo elastico di rigidezza  $k$ , si ottiene:

$$N = \int_A \sigma(\varepsilon_\sigma) dA = k \cdot u$$

dove  $k$  è la rigidezza del terreno e  $u$  è lo spostamento radiale del rivestimento.

Si assume come rigidezza del terreno il valore elastico pari a:

$$k = 5,975 \cdot 10^6 \quad [kN/mm^3]$$

A differenza del modello esposto nel Capitolo 5.2, si è considerato un legame sforzo - deformazione meccanica elastico lineare, introducendo il degrado termico del modulo elastico:

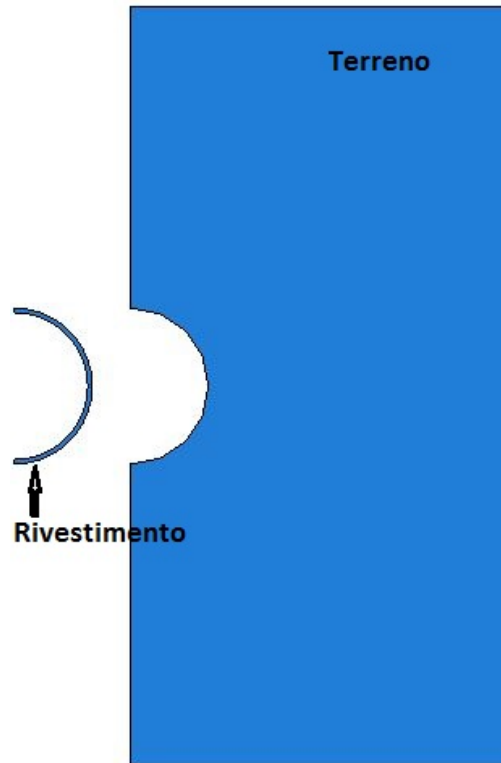
$$\sigma(\varepsilon_\sigma) = E_{c,\theta} \cdot \varepsilon_\sigma$$

L'andamento delle temperature nel rivestimento è stato calcolato per via numerica risolvendo l'equazione della trasmissione del calore.



### A.3.2 Analisi numerica con *Abaqus*

Si procede con la creazione del modello nel software di calcolo come descritto nel capitolo 6.



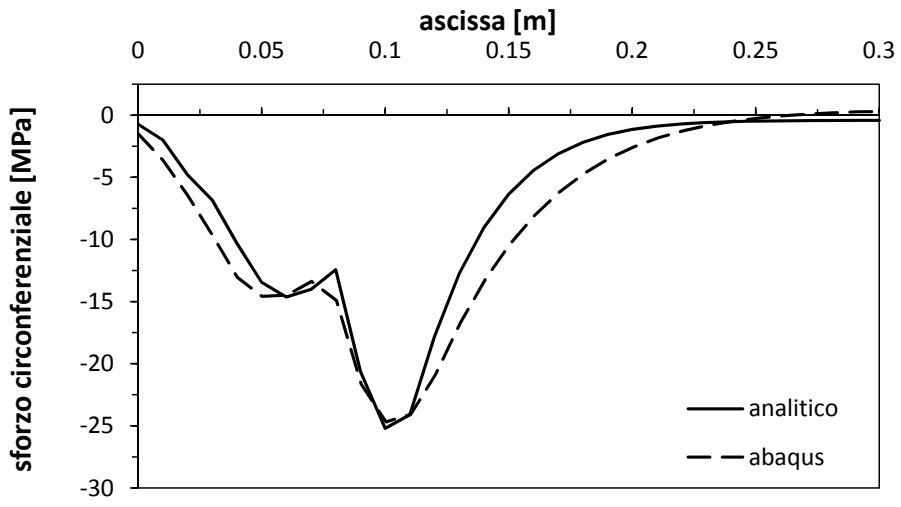
**Figura A.8:** Parti del modello: lining e terreno.

I materiali calcestruzzo e roccia sono modellati come elastici lineari, considerando, come si è detto in precedenza, il degrado delle proprietà del calcestruzzo con la temperatura. Per avere corrispondenza con il modello analitico, nel quale non si considera lo stato di sforzo biassiale dovuto all'espansione fuori piano dei materiali, il coefficiente di Poisson di entrambi i materiali viene imposto pari a zero.

Inoltre non si considerano le fasi di convergenza della roccia, applicando al modello il solo incendio a partire dalla configurazione indeformata.

### A.3.3 Risultati

Nel Grafico A.9 si riportano le distribuzioni di sforzi circonferenziali nel rivestimento a 120 minuti. Si nota come gli andamenti mostrino un soddisfacente accordo.



**Grafico A.9:** Sforzo circonferenziale nel rivestimento a 120 minuti.

## A.4 Validazione del modello di Mohr-Coulomb in *Abaqus*

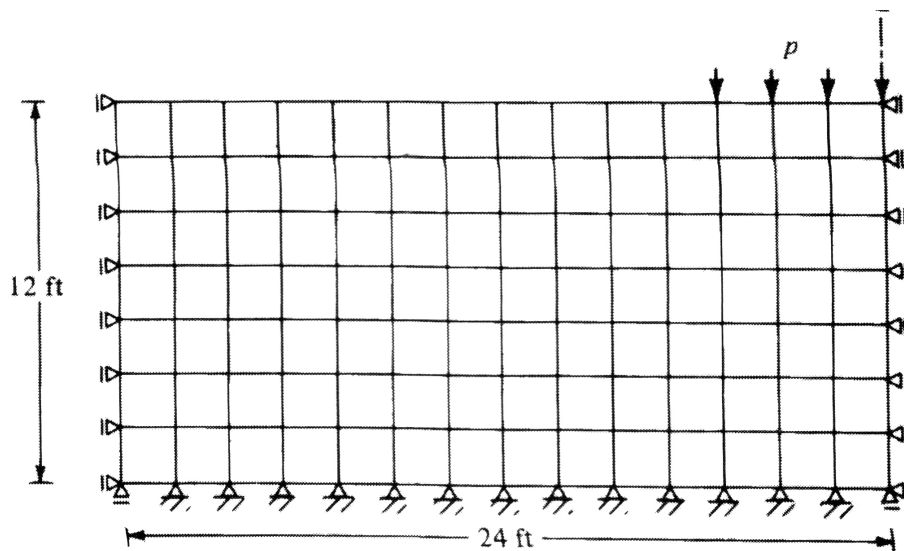
Per una corretta interpretazione dei risultati è stata eseguita la validazione del comportamento di un terreno con criterio di rottura di Mohr-Coulomb simulato mediante *Abaqus*.

Per la validazione del criterio di Mohr-Coulomb si sono utilizzati due esempi. Si è studiato il problema piano nelle deformazioni di uno strato di materiale soggetto a una striscia di carico uniforme (soluzione disponibile in [Chen, 2007]) e il problema della convergenza del fronte di scavo. Si confrontano i risultati derivanti dall'analisi numerica eseguita con *Abaqus* con quelli forniti in letteratura.

### A.4.1 Carico nastrifore superficiale

Si calcola il carico ultimo di uno strato di materiale soggetto a una striscia di carico uniforme. Il problema è piano nelle deformazioni. Per semplicità di confronto, si è scelto di utilizzare le unità di misura presenti nel testo originale.

In Figura A.10 si riporta la geometria del problema e in Tabella A.4 si riportano le proprietà del materiale. Il materiale è modellato con il criterio di rottura di Mohr-Coulomb con legge di scorrimento associata (angolo di attrito interno = angolo di dilatanza).



**Figura A.10:** Geometria del problema come presentata nel testo di [Chen, 2007].

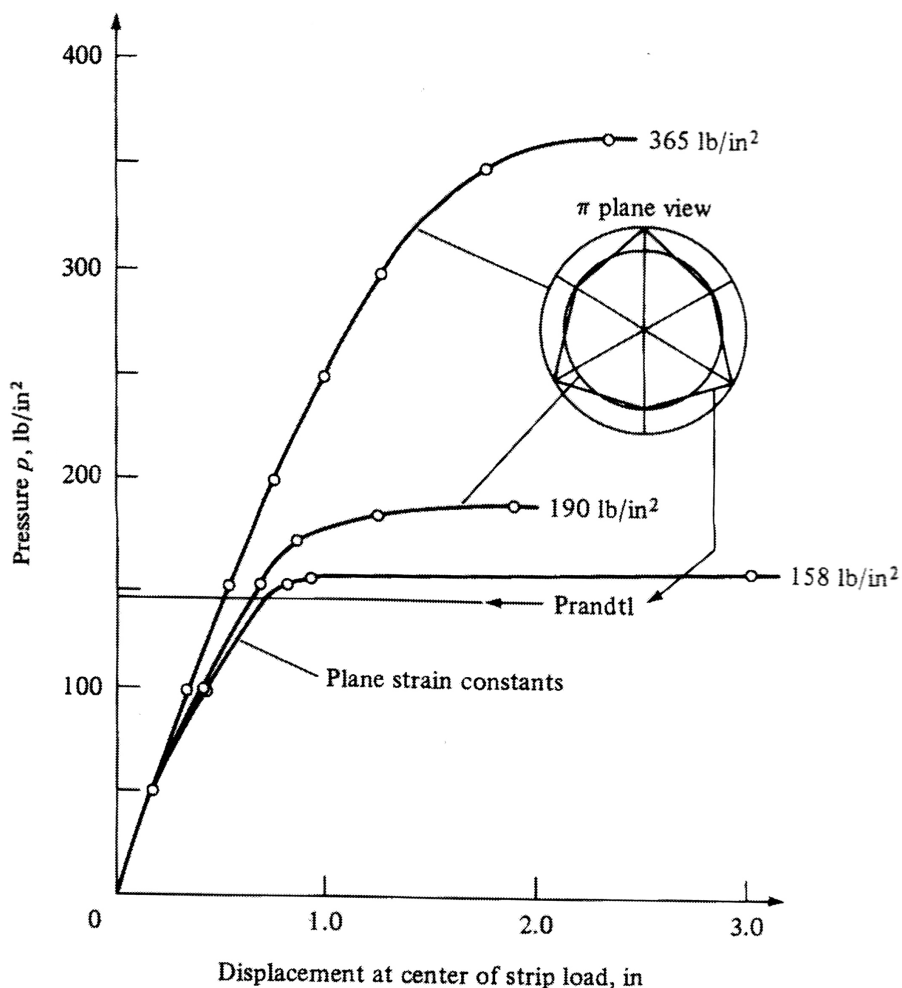
Nella procedura a elementi finiti eseguita da Chen, ogni elemento quadrato è definito da 4 elementi finiti triangolari a deformazione costante (CST), con nodo in comune

nel centro di ogni quadrato.

|                             |     |
|-----------------------------|-----|
| $E$ [kips/in <sup>2</sup> ] | 30  |
| $\nu$ [-]                   | 0.3 |
| $\phi$ [°]                  | 20  |
| $\psi$ [°]                  | 20  |
| $c$ [lb/in <sup>2</sup> ]   | 10  |

**Tabella A.4:** Proprietà del materiale.

Nel Grafico A.11 si riportano le curve carico-spostamento ottenute da Mizuno e Chen (1980) al variare delle ipotesi del comportamento del materiale e riportate nel testo di Chen.

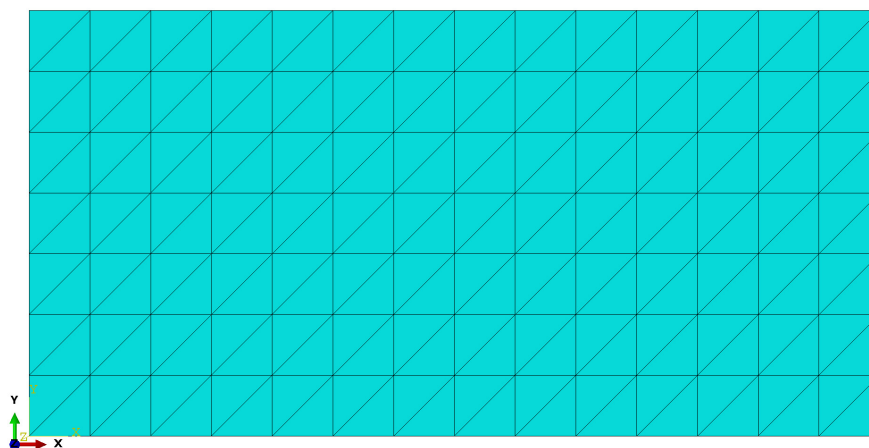


**Grafico A.11:** Curve pressione-spostamento ottenute da Mizuno e Chen.

### **Analisi con *Abaqus***

Il modello è stato realizzato con geometria identica a quella descritta nel testo.

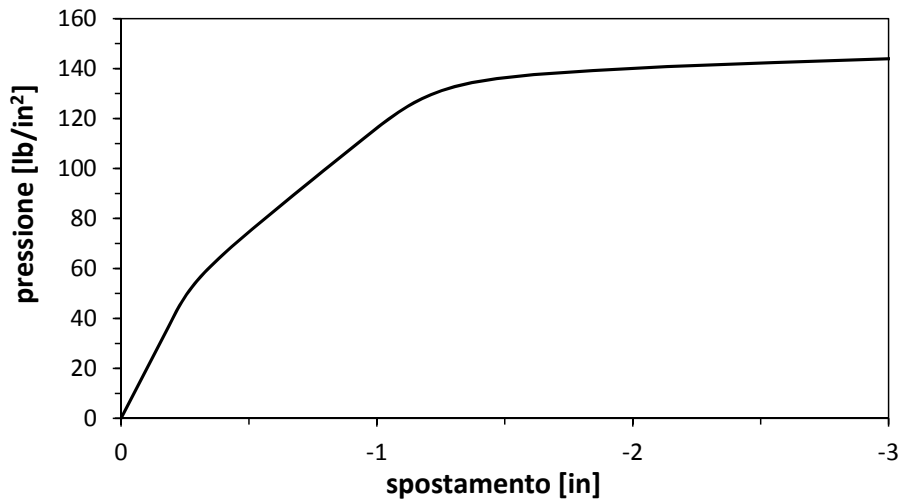
Nella realizzazione della mesh ci si è attenuti a quanto illustrato nel testo di riferimento. Sono stati utilizzati due elementi triangolari CST per ogni quadrato (Figura A.10). In Figura A.12 si riporta la mesh utilizzata in *Abaqus*.



**Figura A.12:** Mesh nel modello di *Abaqus*.

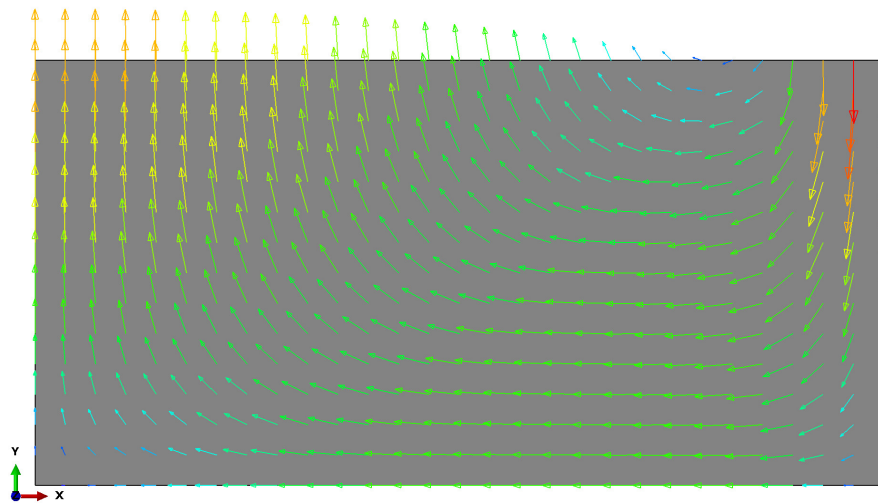
La prova è stata eseguita in controllo di carico, facendo aumentare linearmente la pressione fino al valore di carico limite.

Nel Grafico A.13 si riporta l'andamento pressione-spostamento del centro della striscia di carico. Dal grafico si nota un primo tratto lineare, seguito da una plasticizzazione fino al raggiungimento di un tratto orizzontale plastico per un valore di carico di 146.4 lb/in<sup>2</sup>, dopodiché l'analisi abortisce. Si osserva che sia il comportamento che il valore di carico limite raggiunto siano in buon accordo con i risultati ottenuti da Chen.

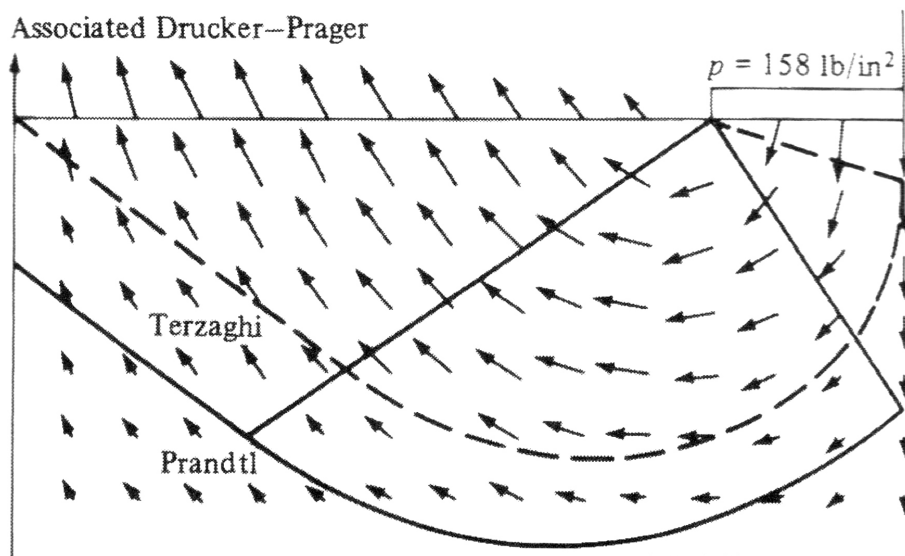


**Grafico A.13:** Curva pressione-spostamento ottenuta mediante *Abaqus*.

Nelle Figure A.14 e A.15 si riportano i campi di velocità ottenuti al raggiungimento del carico limite, rispettivamente nel modello realizzato in *Abaqus* e come riportati nel testo di Chen. Anche in questo caso, l'accordo è pienamente soddisfacente.



**Figura A.14:** Campo di velocità al carico limite (*Abaqus*).



**Figura A.15:** Campo di velocità al carico limite (Mizuno e Chen).

## A.4.2 Convergenza di un fronte di scavo

### Analisi analitica

E' stata eseguita l'analisi della convergenza di un fronte di scavo utilizzando la soluzione analitica presentata nel capitolo 4 assumendo le seguenti ipotesi:

- roccia isotropa ed omogenea;
- peso proprio della roccia trascurabile;
- stato di sforzo iniziale isotropo;
- problema piano nelle deformazioni;
- comportamento della roccia elastico perfettamente plastico con legge di rottura di Mohr-Coulomb e legge di scorrimento non associata.

La proprietà meccaniche del materiale utilizzate nell'analisi sono riportati in Tabella A.5.

|            |       |
|------------|-------|
| $E$ [MPa]  | 40000 |
| $\nu$ [-]  | 0,3   |
| $c$ [MPa]  | 0,3   |
| $\phi$ [°] | 33    |
| $\psi$ [°] | 25    |

**Tabella A.5:** Proprietà meccaniche utilizzate nell'analisi.

Lo stato di sforzo remoto della roccia, ad una distanza infinita dal fronte di scavo è assunto pari a  $p_0 = 2,5$  MPa. Lo scavo viene simulato riducendo gradualmente la pressione all'interno del foro da un valore iniziale  $p = p_0$  pari quindi allo sforzo remoto (condizione iniziale con stato di sforzo isotropo) al valore  $p = 0$ .

Al variare dello stato di sforzo si ricava la posizione del raggio plastico  $r_{pl}$ . Se  $r_{pl} \leq R_e$  allora si ha:

$$\delta = R_e \cdot \varepsilon_{\theta}^e \quad (\text{A.6})$$

dove  $\varepsilon_{\theta}^e$  è calcolato per  $r = R_e$

Se  $r_{pl} \geq R_e$  allora si ha:

$$\delta = R_e \cdot (\varepsilon_{\theta}^e + \varepsilon_{\theta}^p) \quad (\text{A.7})$$

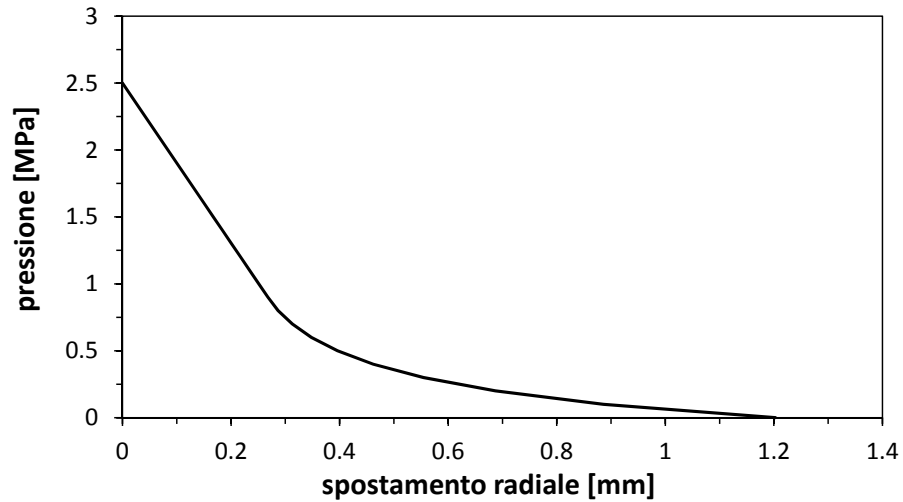
dove tutte le quantità sono calcolate per  $r = R_e$



Eseguendo quindi la suddetta analisi, e calcolando il valore della convergenza  $\delta$  al variare di  $p_0$  si ottiene un andamento caratterizzato da un tratto iniziale elastico ed un successivo tratto plastico, come si può osservare dal grafico A.16.

Il valore finale della convergenza, a fine scavo è

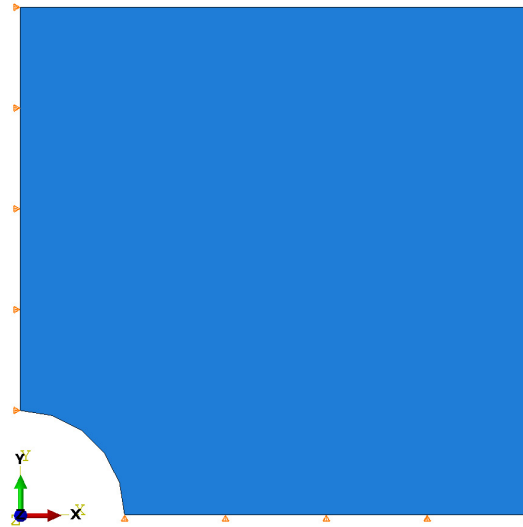
$$\delta_{max} \cong 1,2mm \quad (A.8)$$



**Grafico A.16:** Convergenza del fronte di scavo, soluzione analitica.

### **Analisi numerica con *Abaqus***

Essendo il problema assialsimmetrico, la soluzione numerica potrebbe essere ottenuta tramite l'utilizzo di un modello monodimensionale. Nel presente lavoro si è scelto di utilizzare il modello già realizzato per l'analisi della galleria. Il modello numerico viene realizzato sfruttando la doppia simmetria del problema. Viene quindi studiato, sotto opportuni vincoli di simmetria, solo un quarto dello scavo, come mostrato in Figura A.17.

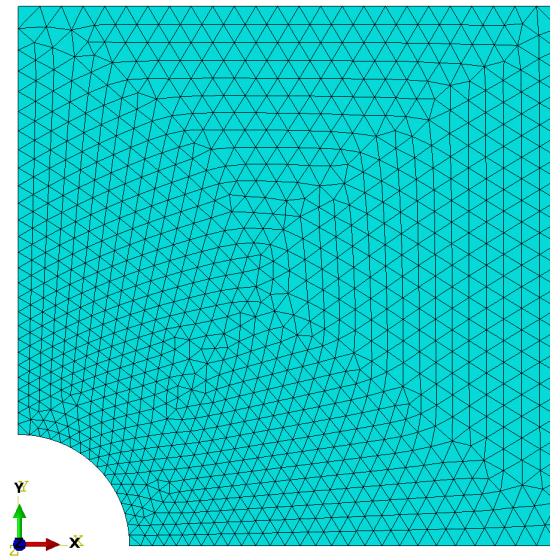


**Figura A.17:** Geometria e vincoli del modello numerico.

La storia di carico è suddivisa in due fasi: una di deposizione del terreno, dove il terreno è caricato progressivamente fino al valore di  $p_0$  contemporaneamente sul bordo del foro e al contorno, ed una fase di scarico nella quale il carico esterno è mantenuto costante mentre quello interno viene progressivamente fatto decrescere a zero.

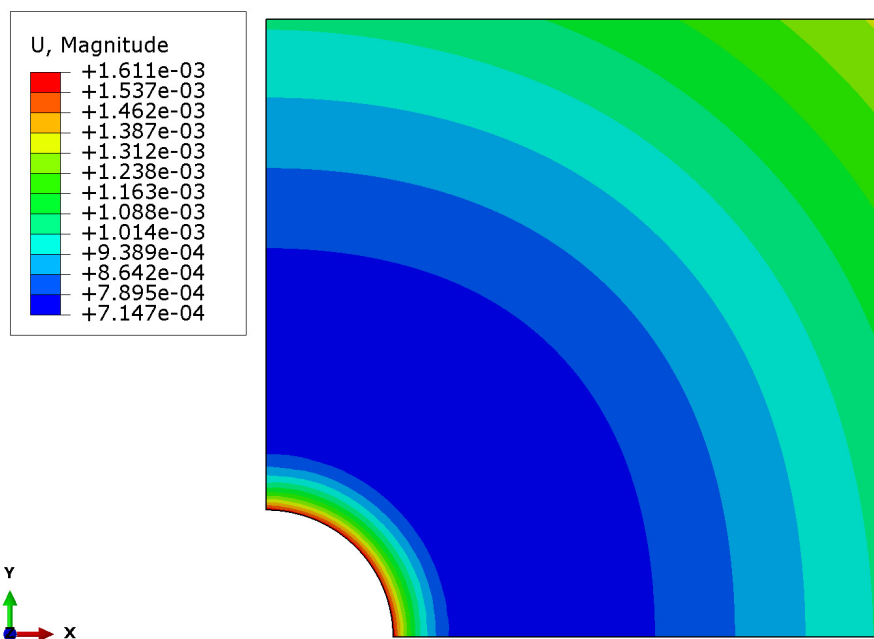
La condizione in cui sia il carico esterno sia quello interno hanno valore pari a  $p_0$  rappresenta la condizione in cui il foro non è stato scavato, mentre la diminuzione progressiva del carico interno simula la fase di scavo. La pressione sul foro simula la presenza del terreno rimosso in fase di scavo.

L'analisi è stata dapprima svolta utilizzando una mesh piuttosto rada composta da elementi triangolari con funzioni di forma quadratiche di 0.5 m in prossimità del foro e di 2.5 m lontano dal foro con variazione lineare delle dimensioni (Figura A.18).



**Figura A.18:** Discretizzazione del modello numerico.

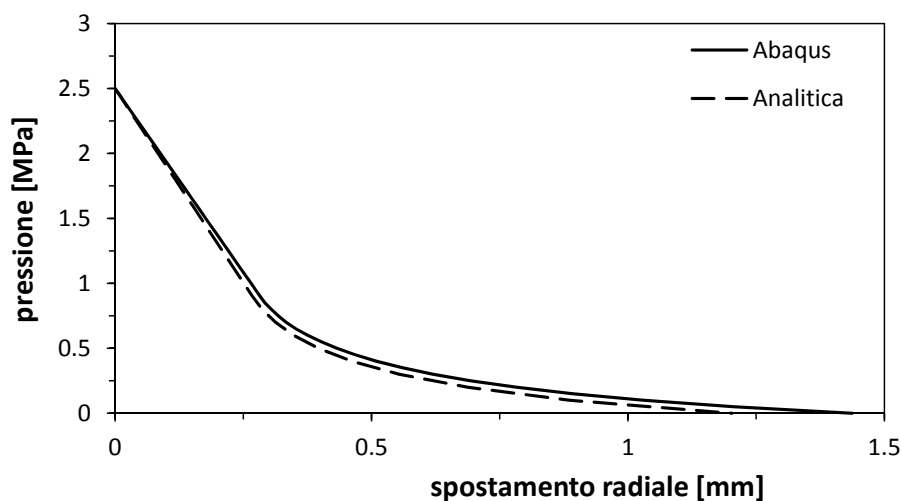
In Figura A.19 si osserva come gli strati vicini allo scavo subiscono spostamenti molto più elevati rispetto alle zone remote.



**Figura A.19:** Spostamento in [m].

Il valore massimo di convergenza ottenuto numericamente è pari circa a 1.4 mm.

I risultati ottenuti sono rappresentati nel Grafico A.20, e confrontati con i risultati ottenuti analiticamente.



**Grafico A.20:** Confronto tra curva di convergenza analitica e numerica.

Si osserva che la soluzione è molto simile a quella analitica, ed è caratterizzata da un tratto iniziale elastico e da un successivo tratto plastico. Anche dal confronto dei valori massimi di convergenza si può notare un buon accordo tra i risultati.

Successivamente la mesh è stata raffinata nell'intorno dello scavo, passando da una dimensione di 0,5 m ad una dimensione di 0,1 m, mantenendo invariato invece il tipo di elemento. L'analisi così eseguita non viene completata dal software in quanto non si raggiunge convergenza per valori di carico interno prossimi allo zero e l'analisi si arresta tanto prima quanto più è raffinata la mesh (in termini di dimensioni e grado delle funzioni di forma).

Al variare della dimensione degli elementi finiti ed al variare del grado delle loro funzioni di forma, si osserva che, sebbene l'analisi si arresti sempre prima del completo azzeramento della pressione interna, le curve di convergenza si sovrappongono perfettamente.

Questo fenomeno di instabilità numerica dell'analisi svolta con il criterio di Mohr-Coulomb è stata riscontrata e descritta nel Capitolo 6.4.1.

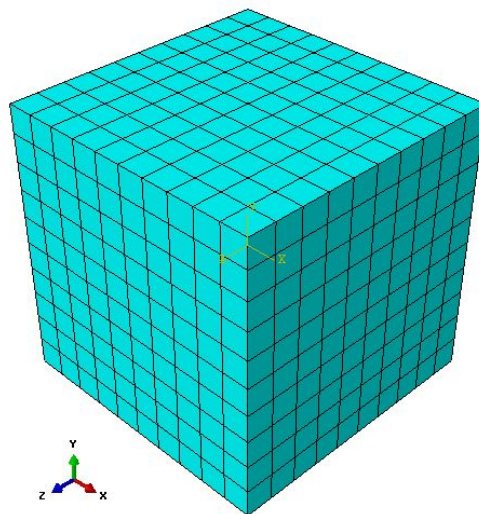
## A.5 Validazione del modello di Concrete Damage Plasticity in *Abaqus*

Per una corretta interpretazione dei risultati si è scelto di eseguire la validazione del modello Concrete Damage Plasticity, confrontando il comportamento di un provino in calcestruzzo soggetto a compressione monoassiale ottenuto con l'analisi a elementi finiti con quello derivante dal legame costitutivo adottato.

### A.5.1 Analisi numerica con *Abaqus*

Si calcola la curva sforzo-deformazione di un provino cubico soggetto a compressione monoassiale. Sfruttando la simmetria del problema, si modella solo un ottavo del provino, con opportuni vincoli di simmetria.

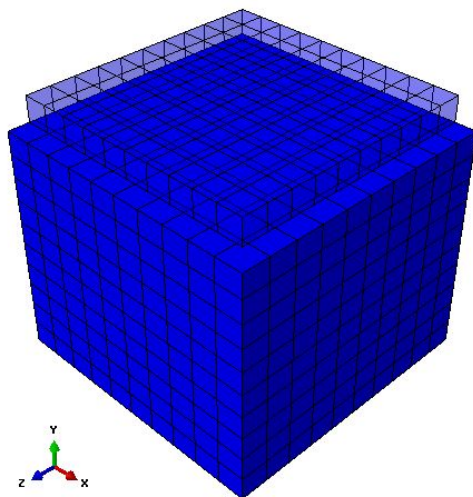
Si modella quindi un ottavo del provino cubico nello spazio tridimensionale, come elemento *solid*. Si vincolano gli spostamenti lungo  $x$ ,  $y$  e  $z$  su tre facce normali. La prova viene effettuata in controllo di spostamenti per poter cogliere il ramo di incrudimento negativo (*softening*). Viene utilizzata una mesh regolare con elementi cubici tridimensionali con funzioni di forma lineari, come mostrato in Figura A.21. Le proprietà del materiale calcestruzzo sono in accordo a quanto esposto nel Capitolo 6.4.2.



**Figura A.21:** Geometria e discretizzazione del modello numerico del provino.

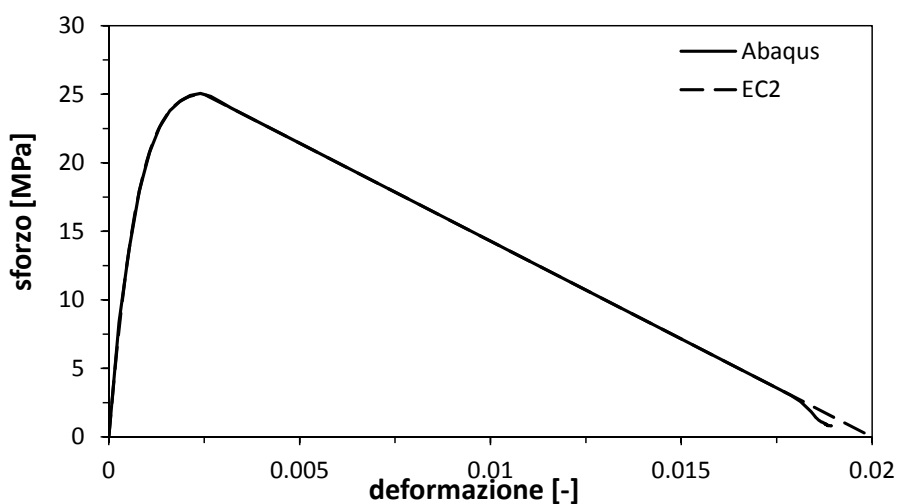
Si procede quindi con una prova di compressione monoassiale di un provino in calcestruzzo a temperatura ambiente ( $T=20^{\circ}\text{C}$ ), applicando il carico come spostamento lungo la direzione  $y$ , con valore crescente linearmente nella fase di

carico. In Figura A.22 si mostra la deformazione del provino sovrapposta alla configurazione indeformata.



**Figura A.22:** Sovrapposizione della configurazione indeformata e deformata.

Si ricava quindi la curva sforzo-deformazione dall'analisi numerica. Nel Grafico A.23 si confronta la curva con quella proposta dall'EC2, Parte1-2 definita nel Capitolo 3.6.3. Si nota la perfetta corrispondenza tra l'andamento ricavato con l'analisi a elementi finiti e quello analitico. La prova di compressione è stata effettuata in condizioni di temperature diverse, mostrando sempre la perfetta corrispondenza tra i risultati delle due analisi.



**Grafico A.23:** Confronto tra la curva sforzo-deformazione numerica e analitica a  $T=20^{\circ}\text{C}$ .

## A.6 Comportamento biassiale del calcestruzzo

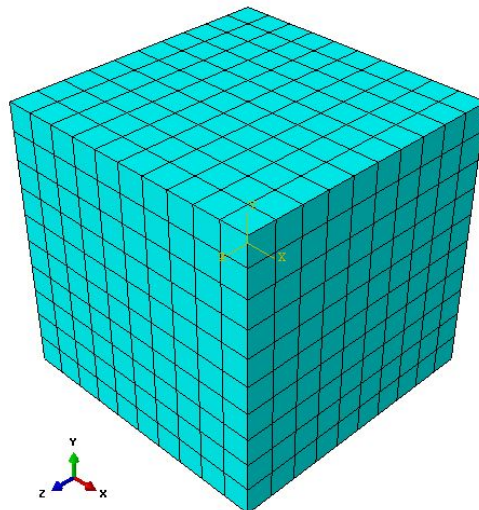
Si studia il comportamento del calcestruzzo compresso quando soggetto a stato di sforzo biassiale. Si realizzano tramite il codice di calcolo a elementi finiti *Abaqus* delle prove di compressione biassiale con confinamento attivo e passivo su un provino cubico di calcestruzzo.

### A.6.1 Analisi numerica con *Abaqus*

Si calcola la curva sforzo-deformazione di un provino cubico soggetto a una prova di compressione biassiale con confinamento attivo e passivo.

Il materiale calcestruzzo ha comportamento elasto-plastico, secondo il modello Concrete Damage Plasticity, esposto nel Capitolo 6.4.2. Per poter cogliere il ramo di incrudimento negativo, la prova viene fatta in controllo di spostamento. Sfruttando la simmetria del problema, si modella solo un ottavo del provino, con opportuni vincoli di simmetria.

Si modella quindi un ottavo del provino cubico nello spazio tridimensionale, come elemento *solid*. Si vincolano gli spostamenti lungo  $x$ ,  $y$  e  $z$  su tre facce normali, e nel caso di confinamento passivo anche lo spostamento lungo  $x$  nella faccia libera normale alla direzione  $x$ . Viene utilizzata una mesh regolare con elementi cubici, come mostrato in Figura A.24. Le proprietà del materiale calcestruzzo fanno riferimento a un calcestruzzo caratterizzato da  $f_{cm}$  pari a 25 MPa, in accordo a quanto esposto nel Capitolo 6.4.2.



**Figura A.24:** Discretizzazione del modello numerico del provino.

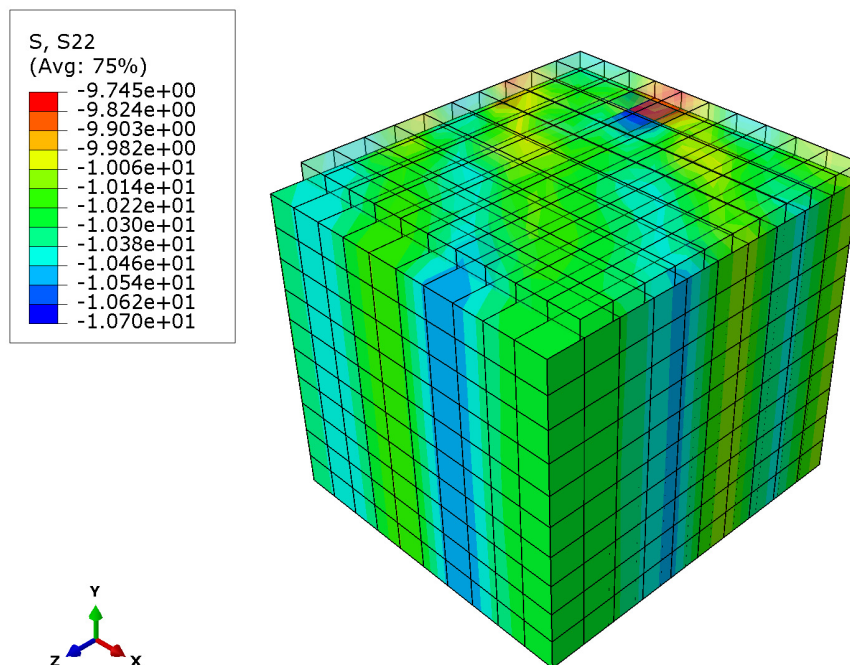
La prova viene eseguita in due fasi. Nella prima si applica il confinamento. Nel

caso di confinamento attivo il valore della pressione viene fatto crescere linearmente. Nella seconda fase viene realizzata la prova biassiale, applicando il carico come spostamento lungo la direzione  $y$ , con valore crescente linearmente.

### Prove con confinamento attivo

Le prove con confinamento attivo sono state realizzate per diversi valori di pressione di confinamento. Si sono realizzate 10 prove, facendo variare la pressione tra 2.5 MPa e 25 MPa , con intervalli di 2.5 MPa.

In Figura A.25 si mostra la distribuzione di sforzi verticali finale (valori in Pascal) nelle configurazioni deformata e indeformata, nel caso di confinamento pari a 12.5 MPa. Si nota come è presente una localizzazione degli sforzi, che indica la rottura del provino.

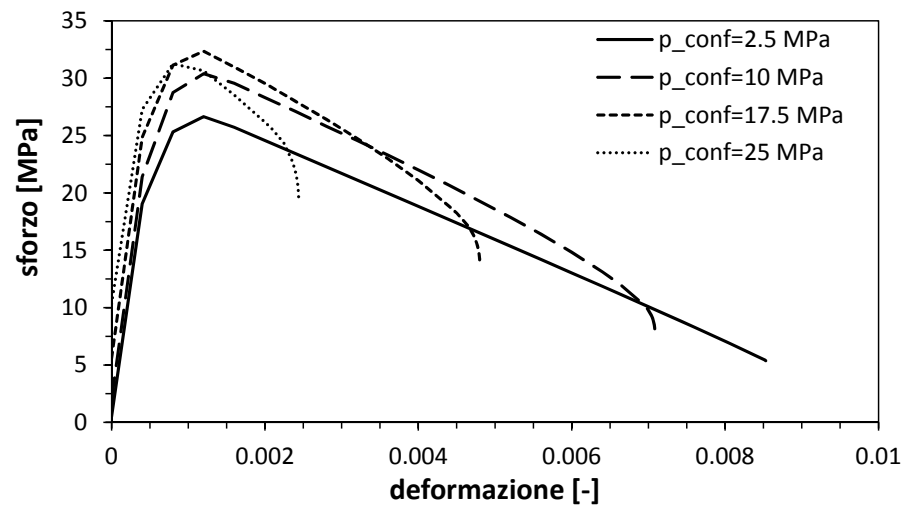


**Figura A.25:** Sforzi verticali finali nel caso di confinamento di 12.5 MPa.

Nel Grafico A.26 si riportano le curve sforzo-deformazione per la prova con confinamento attivo. Per una maggior chiarezza dei risultati si riportano solo quelle relative a 4 valori di pressione di confinamento. Si nota come con l'aumento del valore di pressione di confinamento, la deformazione ultima diminuisca in maniera uniforme. Si nota come all'aumentare del confinamento la resistenza aumenti, raggiungendo un valore massimo di circa 32 MPa per un confinamento di 20 MPa. Per valori di confinamento maggiori e prossimi alla resistenza a compressione monoassiale si ha

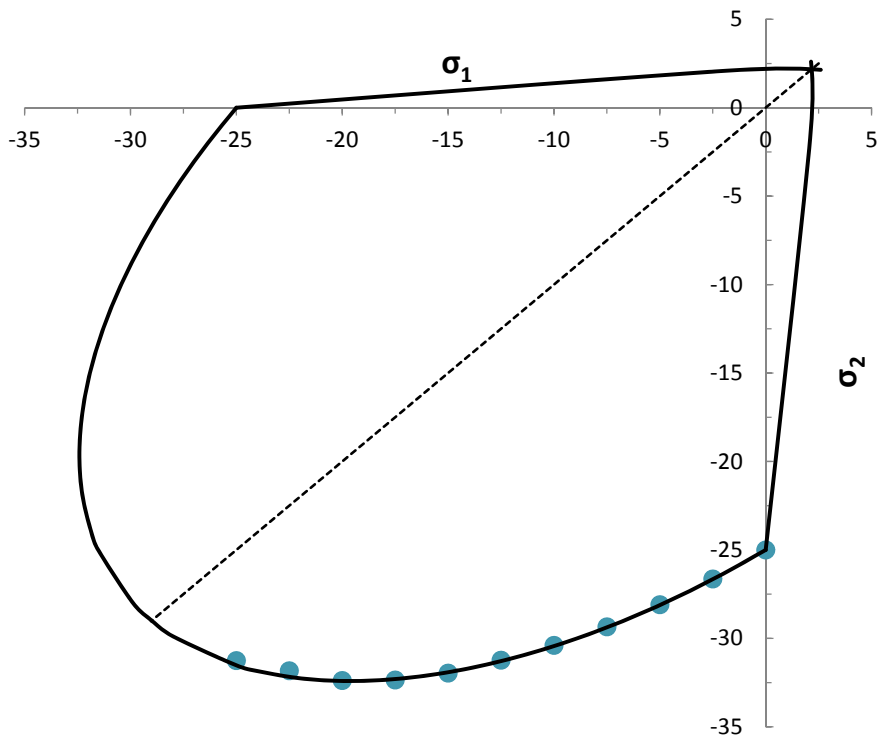


però una diminuzione di resistenza.



**Grafico A.26:** Curva sforzo-deformazione, confinamento attivo.

Nel Grafico A.27 si riporta il dominio di resistenza biassiale ([Kupfer et al., 1969]). Si nota come i punti ricavati dall'analisi numerica siano coincidenti con quelli del dominio.

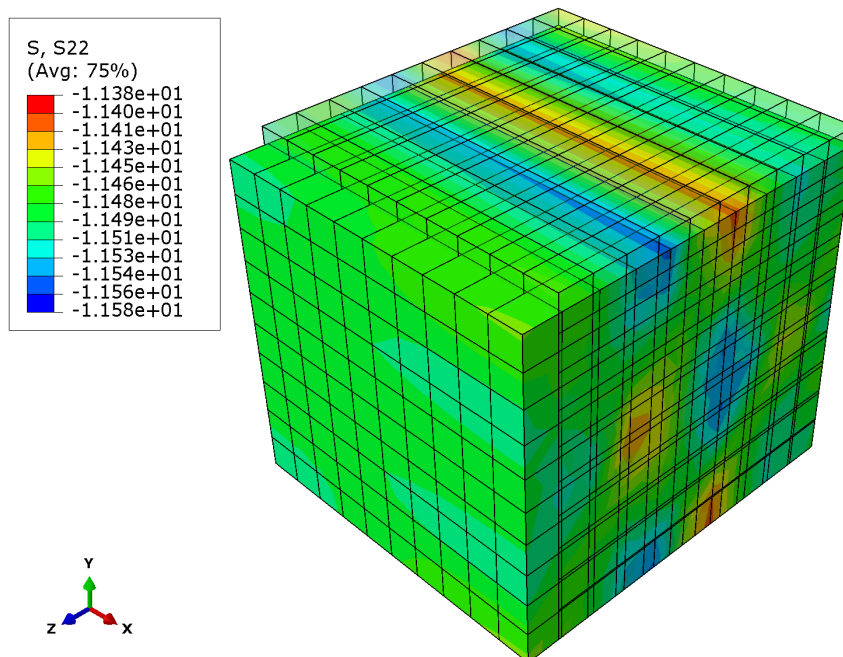


**Grafico A.27:** Dominio resistenza biassiale del calcestruzzo [Kupfer et al., 1969].

### Prove con confinamento passivo

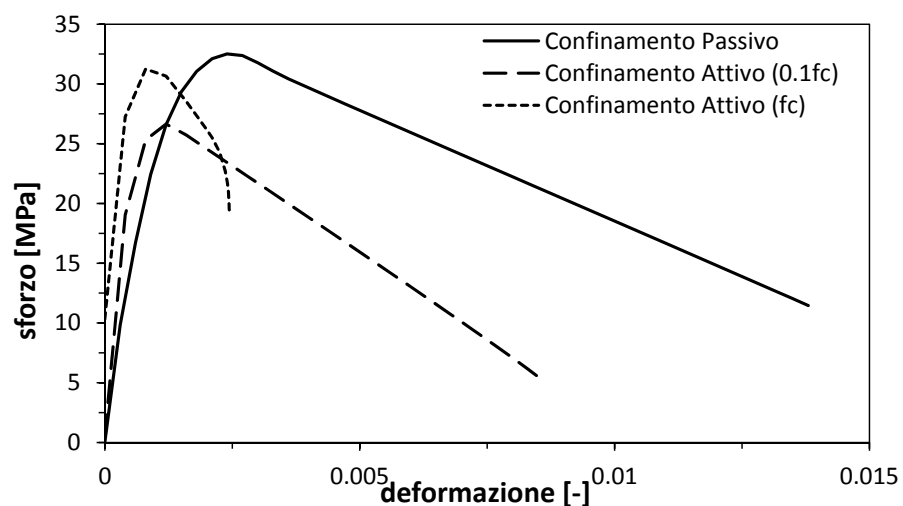
Si è realizzata una prova biassiale con confinamento passivo, per riprodurre la condizione di deformazione piana del tunnel. Si è quindi vincolata in direzione  $x$  la faccia libera normale alla direzione stessa. Questa prova è stata realizzata in un unico step, corrispondente a quello di carico verticale, poichè non è necessario applicare la pressione di confinamento.

In Figura A.28 si mostra la distribuzione di sforzi verticali finale (valori in Pascal) nelle configurazioni deformata e indeformata. Si nota come è presente una localizzazione degli sforzi, che indica la rottura del provino.



**Figura A.28:** Sforzi verticali finali nel caso di confinamento passivo.

Nel Grafico A.29 si riporta la curva sforzo-deformazione per la prova con confinamento passivo a confronto con quelle della prova attiva (per un valore di confinamento di 2.5 MPa e 25 MPa). Si nota come il vincolo di deformazione impedita fornita dal confinamento passivo mostri un aumento della deformazione ultima e della resistenza.



**Grafico A.29:** Curva sforzo-deformazione, confinamento passivo e attivo.



# Bibliografia

- Autori vari (2009). *Construction Methodologies and Structural Performance of Tunnel linings*. Giovanni A. Plizzari.
- Bamonte P. (2006). "NSC and HPC at High Temperature: Materials Properties and Structural Implications". Tesi di Dottorato, Politecnico di Milano, Relatore: Prof. Ing. P.G. Gambarova.
- Bazant Z. e Prasannan S. (1986). "High-temperature triaxial torsional creep tests of concrete at various hygral conditions.
- Beard A. e Carvel R. (2005). *The Handbook of Tunnel Fire Safety*. Thomas Telford.
- Biondini F. e Nero A. (2011). "Cellular Finite Beam Element for Nonlinear Analysis of Concrete Structures under Fire.
- Bonacina C. (1992). *Trasmissione del calore*. Cleup Editore.
- Bostrom L. e Larsen C. K. (2006). "Concrete for Tunnel Linings Exposed to Severe Fire Exposure.
- Buchanan A. H. (2002). *Structural Design for Fire Safety*. John Wiley & Sons Ltd.
- Caner A., Zlatanic S. e Munfah N. (2005). "Structural Fire Performance of Concrete and Shotcrete Tunnel Liners.
- Chen W. (2007). *Plasticity in Reinforced Concrete*. J. Ross Publishing.
- Chow W. e Li J. S. (2001). "Case study: vehicle fire in a cross-harbour tunnel in Hong Kong.
- Cook R., Malkus D., Plesha M. e Witt R. (2002). *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. John Wiley & Sons, INC.
- Courant R., Friedrichs K. e Lewy H. (1967). *On the partial difference equations of mathematical physics*. IBM Journal.
- Dell'Acqua L. C. (2010). *Meccanica delle strutture*. McGraw-Hill.
- Duckworth I. (2008). "Fires in vehicular tunnels.

- Ehm C., Schneider U. e Kordina K. (1984). "Fracture of Concrete under Biaxial High Temperature Tests.
- Eurocode 2 (2005). "Design of Concrete Structures Part 1-2: General rules - Structural Fire Design.
- Fehérvári S. (2008). "Characteristics of Tunnel Fires.
- Felicetti R. (2011). "Assessment Methods of Fire Damages in Concrete Tunnel Linings.
- fib (2010). "Model Code 2010.
- Ghali A. e Favre R. (1994). *Concrete structures : stresses and deformations*. E & FN Spon.
- Gioda G. (1981). *Meccanica delle rocce*. Clup.
- Grant G., Jagger S. e Lea C. (1998). "Fires in Tunnels.
- Ingason H. (2009). "Design Fire Curves for Tunnels.
- Khoury G. (2004). "Effect of fire on concrete and concrete structures.
- Kirkland C. (2002). "The fire in the Channel Tunnel.
- Kordina K., Ehm C. e Schneider U. (1986). "Behavior of concrete under biaxial stresses.
- Kupfer, Helmut, Hilsdorf H. e Rusch H. (1969). "Behavior of concrete under biaxial stresses.
- Lai H., Wang S. e Xie Y. (2014). "Experimental research on temperature field and structure performance under different lining water contents in road tunnel fire.
- Leitner A. (2001). "The fire catastrophe in the Tauern Tunnel: experience and conclusions for the Austrian guidelines.
- Naus D. (2006). "The Effect of Elevated Temperature on Concrete Materials and Structures - a Literature Review.
- Petkovski M. (2010). "Effects of stress during heating on strength and stiffness of concrete at elevated temperature.
- Piarc (2014). "World Road Association Mondiale de la route.

- Pichler C., Lackner R. e Mang H. A. (2006). "Safety Assessment of Concrete Tunnel Linings under Fire Load.
- Robert F., Collignon C. e Scalliet M. (2013). "Large scale fire test on tunnel segment: Real boundary conditions in order to evaluate spalling sensitivity and fire resistance.
- Savov K., Lackner R. e Mang H. (2005). "Stability assessment of shallow tunnels subjected to fire load.
- Schrefler B., Brunello P., Gawin D., Majorana C. e Pesavento F. (2002). "Concrete at high temperature with application to tunnel fire.
- Simulia. *Abaqus 6.10, Analysis User's Manual*.
- Tanzini M. (2006). *Gallerie: aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione*. Dario Flaccovio Editore.
- Thienel K. e Rostasy F. (1995). "Strength of concrete subjected to high temperature and biaxial stress: experiments and modelling.
- Thienel K. e Rostasy F. (1996). "Transient creep of concrete under biaxial stress and high temperature.
- Voeltzel A. e Dix A. (2004). "A comparative analysis of the Mont Blanc, Tauern and Gotthard tunnel fires.
- WTCB (2014). "European Thematic Network Fire in Tunnel.
- Zaffaroni A. (2012). "Analisi di gallerie profonde in presenza di incendio: comportamento del materiale ed implicazioni strutturali". Tesi di Laurea Magistrale, Politecnico di Milano, Relatore: Dott. Ing. Patrick Bamonte.