

POLITECNICO DI MILANO

SCUOLA DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE E TERRITORIALE

Corso di Laurea in Ingegneria Civile



**LA MODULARIZZAZIONE NELLE STRUTTURE
INDUSTRIALI IN ACCIAIO**

ASPETTI LEGATI ALLA RESISTENZA AL FUOCO

Relatore: Prof. Federico PEROTTI

Correlatore: Prof. Roberto FELICETTI

Correlatore: Prof. Alessandro Pasquale FANTILLI

Tesi di laurea di:

Alessandro Trabucchi Matr. 798954

Anno accademico 2013/2014

INDICE

| | |
|--|-----------|
| INDICE FIGURE | 4 |
| INDICE TABELLE | 7 |
| LISTA GRAFICI | 8 |
| RINGRAZIAMENTI..... | 13 |
| ABSTRACT..... | 14 |
| ABSTRACT..... | 15 |
| INTRODUZIONE..... | 16 |
| 1. FIRE SAFETY ENGINEERING | 20 |
| 1.1. Introduzione..... | 20 |
| 1.2. Descrizione del fenomeno fisico | 22 |
| 1.3. Modelli di incendio secondo le normative..... | 23 |
| 1.4. Verifiche di resistenza al fuoco | 33 |
| 1.5. Azioni sulle strutture in condizioni di incendio | 35 |
| 1.6. Il caso studio..... | 37 |
| 2. ANALISI TERMICA | 41 |
| 2.1. La trasmissione del calore..... | 41 |
| 2.1.1. Introduzione..... | 41 |
| 2.1.2. Conduzione | 41 |
| 2.1.3. Convezione..... | 42 |
| 2.1.4. Irraggiamento..... | 43 |
| 2.2. Analisi termica degli elementi strutturali durante l'incendio | 44 |
| 2.2.1. Flusso termico sugli elementi strutturali | 44 |
| 2.2.2. Transitorio termico negli elementi strutturali | 44 |
| 2.3. Dati sperimentali..... | 46 |
| 2.3.1. Descrizione della campagna sperimentale | 46 |
| 2.3.2. Risultati..... | 48 |
| 2.4. Proprietà termiche di acciaio e calcestruzzo secondo Eurocodice | 51 |
| 2.4.1. Acciaio al carbonio | 51 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 2.4.2. | Calcestruzzo | 53 |
| 2.5. | Modello numerico dei provini..... | 55 |
| 2.5.1. | Sviluppo del modello..... | 55 |
| 2.5.2. | Risultati..... | 58 |
| 2.6. | Fenomeno del distacco camicia-calcestruzzo | 63 |
| 2.6.1. | Conducibilità termica all'interfaccia | 63 |
| 2.6.2. | Implementazione in un codice ad elementi finiti | 65 |
| 2.6.3. | Risultati..... | 66 |
| 3. | ANALISI TERMO-MECCANICA | 71 |
| 3.1. | Proprietà meccaniche | 71 |
| 3.1.1. | Acciaio | 71 |
| 3.1.2. | Calcestruzzo | 73 |
| 3.1.3. | Proprietà meccaniche dei materiali delle due soluzioni | 75 |
| 3.2. | Modello termico delle due sezioni..... | 76 |
| 3.2.1. | Requisiti di normativa | 76 |
| 3.2.2. | Modelli | 77 |
| 3.2.3. | Risultati..... | 79 |
| 3.3. | Dominio M-N..... | 80 |
| 3.3.1. | Descrizione del modello utilizzato | 80 |
| 3.3.2. | Validazione | 85 |
| 3.4. | Confronto tra le due soluzioni | 87 |
| 3.5. | Analisi degli effetti del II ordine | 93 |
| 3.6. | Soluzione tubolare con armature | 98 |
| 3.7. | Conclusioni | 106 |
| 4. | UTILIZZO DI PROTETTIVI PASSIVI | 107 |
| 4.1. | Introduzione..... | 107 |
| 4.2. | Determinazione caratteristiche del protettivo | 108 |
| 4.3. | Progettazione della protezione al fuoco del pilastro tubolare | 124 |
| 5. | COMPORAMENTO POST-INCENDIO | 132 |
| 5.1. | Problematiche | 132 |
| 5.2. | Fenomeno del transient creep..... | 135 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 5.3. | Modelli impliciti vs Modelli espliciti..... | 137 |
| 5.4. | Modello ETC | 143 |
| 5.5. | Codice MATLAB..... | 148 |
| 5.6. | Validazione del codice di calcolo..... | 152 |
| 5.6.1. | Validazione legame costitutivo | 152 |
| 5.6.2. | Validazione con colonna in ca soggetta ad incendio | 159 |
| 5.7. | Applicazione del codice al caso studio..... | 162 |
| 6. | CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI | 166 |
| | APPENDICE A | 168 |
| A.1: | modellazione termica senza l'utilizzo della formulazione della conducibilità termica all'interfaccia..... | 168 |
| A.2: | modellazione termica con l'utilizzo della formulazione della conducibilità termica all'interfaccia..... | 177 |
| | APPENDICE B | 187 |
| B.1: | domini M-N durante l'incendio per le sezioni tubolari armate | 187 |
| B.2: | domini M-N durante l'incendio per le sezioni tubolari armate | 197 |
| | APPENDICE C: codice per la determinazione dello stato di sforzo secondo il modello ETC..... | 205 |
| | BIBLIOGRAFIA | 209 |

INDICE FIGURE

| | |
|---|---------|
| Figura 1: Curva Costo unitario-Numero di unità prodotte | Pag 17 |
| Figura 1.2: Esempio di curva di incendio parametrica | Pag 24 |
| Figura 1.3: Caso1 $L_f < H$ | Pag 27 |
| Figura 1.4: Caso2 $L_f > H$ | Pag 28 |
| Figura 1.5: Modello ad una zona | Pag 30 |
| Figura 1.6: Modello a due zone | Pag 32 |
| Figura 1.7: Curve di incendio presenti in Eurocodice | Pag 33 |
| Figura 1.8: Pipe-Rack | Pag 38 |
| Figura 1.9: Telaio longitudinale | Pag 38 |
| Figura 1.10: Telaio trasversale | Pag 39 |
| Figura 1.11 : Sezioni oggetto di confronto della tesi | Pag 40 |
| Figura 2.1: Geometria delle colonne RCSST | Pag 47 |
| Figura 2.2: Curva di incendio utilizzata nella sperimentazione | Pag 47 |
| Figura 2.3: Andamento delle temperature nella sezione A | Pag 48 |
| Figura 2.4: Andamento delle temperature nella sezione B | Pag 49 |
| Figura 2.5: Andamento delle temperature nella sezione C | Pag 49 |
| Figura 2.6: Profilo di temperatura nella sezione dopo 60 minuti | Pag 50 |
| Figura 2.7: Profilo di temperatura nella sezione dopo 90 minuti | Pag 50 |
| Figura 2.8: Profilo di temperatura nella sezione dopo 120 minuti | Pag 51 |
| Figura 2.9: Geometria del provino | Pag 55 |
| Figura 3.1: Curva del legame costitutivo dell'acciaio secondo Eurocodice | Pag 72 |
| Figura 3.2: Andamento dei fattori di riduzione al variare della temperatura | Pag 73 |
| Figura 3.3: Andamento del legame costitutivo del calcestruzzo secondo Eurocodice | Pag 75 |
| Figura 3.4: geometria delle due sezioni: soluzione tubolare (a destra) e soluzione esistente (a sinistra) | Pag 77 |
| Figura 3.5: Profilo di temperatura per la soluzione tubolare dopo 120 minuti | Pag 79 |
| Figura 3.6: Profilo di temperatura per la soluzione esistente dopo 120 minuti | Pag 80 |
| Figura 3.7: Esempio di geometria introdotta nel codice MATLAB | Pag 81 |
| Figura 3.8: Geometria della sezione del modello usato in fase di validazione | Pag 85 |
| Figura 3.9: Temperature nella sezione dopo 300 minuti | Pag 86 |
| Figura 3.10: Validazione codice MATLAB per il tracciamento del dominio M-N | Pag 86 |
| Figura 3.11: Campo di temperature per la colonna tubolare (a sinistra) e per la colonna HEB400 (a destra) | Pag 94 |
| Figura 3.12: Parte della sezione con temperatura, dopo due ore di incendio, che si mantiene al di sotto dei 500 °C | Pag 102 |
| Figura 3.13: Disegno delle sei tipologie di sezione tubolare armata analizzate | Pag 104 |
| Figura 4.1: Immagine dei provini testati al CSI di Bollate | Pag 111 |
| Figura 4.2: Sezioni testate | Pag 112 |

| | |
|--|---------|
| Figura 4.3: Curva di incendio utilizzata in fase di prova | Pag 113 |
| Figura 4.4: Andamento della temperatura nelle flange durante la prova per il provino SC4 | Pag 114 |
| Figura 4.5: Andamento della temperatura nell'anima durante la prova per il provino SC4 | Pag 114 |
| Figura 4.6: Andamento della temperatura media nel provino SC4 durante la prova | Pag 115 |
| Figura 4.7: Andamento della temperatura massima nel provino SC4 durante la prova ... | Pag 115 |
| Figura 4.8: Fattore di sezione per diverse geometrie del protettivo | Pag 118 |
| Figura 4.9: Geometria del provino SC4 | Pag 120 |
| Figura 4.10: Confronto numerico-sperimentale dei valori di temperatura nel provino di acciaio durante la prova nel caso di curva non traslata delle temperature | Pag 123 |
| Figura 4.11: Geometria del modello 1 | Pag 125 |
| Figura 4.12: Temperature della sezione del modello 1 dopo 120 minuti | Pag 125 |
| Figura 4.13: Temperature della sezione del modello 2 dopo 120 minuti | Pag 126 |
| Figura 4.14: Temperature della sezione del modello 3 dopo 120 minuti | Pag 126 |
| Figura 4.15: Temperature della sezione del modello 4 dopo 120 minuti | Pag 127 |
| Figura 4.16: Temperature della sezione del modello 5 dopo 120 minuti | Pag 127 |
| Figura 5.1: Andamento della capacità portante durante l'incendio e la fase di raffreddamento | Pag 133 |
| Figura 5.2: Riduzione resistenza in base al tipo di aggregato e la temperatura massima raggiunta | Pag 133 |
| Figura 5.3: Andamento della deformazione termica residua del calcestruzzo al variare della temperatura massima raggiunta e del tipo di aggregato | Pag 134 |
| Figura 5.4: Concetto di transient creep | Pag 135 |
| Figura 5.5: Andamento del transient creep rispetto alla temperatura per diversi livelli di sforzo applicati | Pag 136 |
| Figura 5.6: Confronto numerico-sperimentale per colonne in calcestruzzo armato soggette ad incendio naturale | Pag 137 |
| Figura 5.7: Diversa inclinazione del ramo di scarico nei modelli impliciti ed espliciti | Pag 139 |
| Figura 5.8: Andamento delle 8 possibili curve sforzo-temperatura | Pag 140 |
| Figura 5.9: Confronto, alla temperatura di 500 °C, tra i modelli ETC, ENV e EC2 e la sperimentazione di Scheider (1985) | Pag 143 |
| Figura 5.10: Confronto tra la formulazione implicita e quella diretta del modello ETC .. | Pag 146 |
| Figura 5.11: Andamento del ramo di compressione del modello ETC | Pag 148 |
| Figura 5.12: validazione del codice MATLAB per il ramo crescente di sforzo | Pag 152 |
| Figura 5.13: Validazione del codice MATLAB, relazione tra ϵ_m e ϵ_σ | Pag 154 |
| Figura 5.14: Validazione del codice MATLAB, transient creep per $\alpha=0.10$ | Pag 154 |
| Figura 5.15: Validazione del codice MATLAB, transient creep per $\alpha=0.30$ | Pag 155 |
| Figura 5.16: Validazione del codice MATLAB, transient creep per $\alpha=0.45$ | Pag 155 |
| Figura 5.17: Curva sforzo-temperatura per il primo test | Pag 156 |
| Figura 5.18: Curva sforzo-temperatura per il secondo test | Pag 156 |

| | |
|---|---------|
| Figura 5.19: Curva sforzo-temperatura per il terzo test | Pag 157 |
| Figura 5.20: Validazione del codice MATLAB con i risultati sperimentali del primo test | Pag 157 |
| Figura 5.21: Validazione del codice MATLAB con i risultati sperimentali del secondo test | Pag 158 |
| Figura 5.22: Validazione del codice MATLAB con i risultati sperimentali del terzo test | Pag 158 |
| Figura 5.23: Geometria del provino | Pag 160 |
| Figura 5.24: Valori di temperatura nel provino dopo 180 minuti | Pag 160 |
| Figura 5.25: Validazione del codice MATLAB con la campagna sperimentale (Schneider et al., 1994) | Pag 161 |
| Figura 5.26: Campo di temperature nella sezione dopo 120 minuti | Pag 164 |
| Figura 5.27: Campo di temperature nella sezione dopo 150 minuti | Pag 165 |

INDICE TABELLE

| | |
|--|---------|
| Tabella 2.1: <i>Elenco dei modelli creati per la modellazione numerica dei provini</i> | Pag 56 |
| Tabella 3.1: <i>Parametri del legame costitutivo dell'acciaio al variare della temperatura secondo Eurocodice</i> | Pag 71 |
| Tabella 3.2: <i>Fattori di riduzione delle proprietà meccaniche dell'acciaio secondo Eurocodice</i> | Pag 72 |
| Tabella 3.3: <i>Fattori di riduzione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo al variare della temperatura</i> | Pag 74 |
| Tabella 3.4: <i>Andamento del carico critico durante l'incendio per la soluzione HEB400 lungo la direzione 1</i> | Pag 96 |
| Tabella 3.5: <i>Andamento del carico critico durante l'incendio per la soluzione HEB400 lungo la direzione 2</i> | Pag 96 |
| Tabella 3.6: <i>Andamento del carico critico durante l'incendio per la soluzione soluzione tubolare</i> | Pag 96 |
| Tabella 3.7: <i>Carichi agenti sulla struttura</i> | Pag 103 |
| Tabella 4.1: <i>Scheda tecnica protettivo FireBarrier 135, parte 1</i> | Pag 109 |
| Tabella 4.2: <i>Scheda tecnica protettivo FireBarrier 135, parte 2</i> | Pag 110 |
| Tabella 4.3: <i>Caratteristiche dei provini testati</i> | Pag 111 |
| Tabella 4.4: <i>Spessore del protettivo per ciascun provino</i> | Pag 112 |
| Tabella 4.5: <i>Valori della conducibilità termica del protettivo ricavati con la modellazione numerica</i> | Pag 121 |
| Tabella 4.6 <i>Valori della conducibilità termica del protettivo ricavata con la modellazione numerica nel caso di curva non traslata delle temperature</i> | Pag 123 |
| Tabella 4.7: <i>Spessori di protettivo testati in fase di progettazione</i> | Pag 124 |
| Tabella 5.1: <i>Valori della deformazione termica residua del calcestruzzo al variare della temperatura massima raggiunta e del tipo di aggregato</i> | Pag 134 |
| Tabella 5.2: <i>Valori dei parametri utilizzati nel modello ETC</i> | Pag 143 |
| Tabella 5.3: <i>Valori dei parametri $\varepsilon_{c1,ETC}$ e $\varepsilon_{c0,ETC}$ utilizzati nel modello ETC</i> | Pag 147 |
| Tabella 5.4: <i>Curva di incendio giapponese</i> | Pag 159 |

INDICE GRAFICI

| | |
|--|--------|
| Grafico 2.1: <i>Curva del calore specifico dell'acciaio in funzione della temperatura</i> | Pag 52 |
| Grafico 2.2: <i>Curva della conducibilità termica dell'acciaio in funzione della temperatura</i> | Pag 52 |
| Grafico 2.3: <i>Possibili curve del calore specifico del calcestruzzo in funzione della temperatura</i> | Pag 54 |
| Grafico 2.4: <i>Possibili curve della conducibilità termica del calcestruzzo in funzione della temperatura</i> | Pag 54 |
| Grafico 2.5: <i>Curve della conducibilità termica del calcestruzzo usate nella modellazione</i> | Pag 54 |
| Grafico 2.6: <i>Curva di incendio CM-91</i> | Pag 57 |
| Grafico 2.7: <i>Confronto numerico-sperimentale delle temperature nella camicia metallica modello 1</i> | Pag 58 |
| Grafico 2.8: <i>Confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC 2cm modello 1</i> .. | Pag 59 |
| Grafico 2.9: <i>Confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC centro modello 1</i> | Pag 59 |
| Grafico 2.10: <i>Confronto numerico-sperimentale delle temperature camicia metallica modello 5</i> | Pag 60 |
| Grafico 2.11: <i>Confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC 2cm modello 5</i> | Pag 61 |
| Grafico 2.12: <i>Confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC 5.5cm modello 5</i> | Pag 61 |
| Grafico 2.13: <i>Confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC 7.45 cm modello 5</i> | Pag 62 |
| Grafico 2.14: <i>Confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC 15 cm modello 5</i> | Pag 62 |
| Grafico 2.15: <i>Confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC centro modello 5</i> | Pag 63 |
| Grafico 2.16: <i>Curva della conducibilità termica all'interfaccia al variare della temperatura</i> | Pag 64 |
| Grafico 2.17: <i>Confronto numerico-sperimentale per i modelli con o senza modellazione della conducibilità termica all'interfaccia</i> | Pag 66 |
| Grafico 2.18: <i>Confronto numerico-sperimentale temperature camicia metallica Modello 4</i> | Pag 67 |
| Grafico 2.19: <i>Confronto numerico-sperimentale temperature TMC 2cm Modello 4</i> | Pag 68 |
| Grafico 2.20: <i>Confronto numerico-sperimentale temperature TMC 5.5cm Modello 4</i> | Pag 68 |
| Grafico 2.21: <i>Confronto numerico-sperimentale temperature TMC 7.45cm Modello 4</i> ... | Pag 69 |
| Grafico 2.22: <i>Confronto numerico-sperimentale temperature TMC 15cm Modello 4</i> | Pag 69 |
| Grafico 2.23: <i>Confronto numerico-sperimentale temperature TMC centro Modello 4</i> | Pag 70 |
| Grafico 3.1: <i>Curva di incendio da idrocarburi</i> | Pag 76 |
| Grafico 3.2: <i>Calore specifico del calcestruzzo utilizzata in fase di modellazione</i> | Pag 77 |
| Grafico 3.3: <i>Conducibilità termica del calcestruzzo utilizzata in fase di modellazione</i> | Pag 78 |

| | |
|---|---------|
| Grafico 3.4: Domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione forte durante la prima ora di incendio | Pag 88 |
| Grafico 3.5: Domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione forte durante la seconda ora di incendio | Pag 88 |
| Grafico 3.6: Domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione forte durante l'incendio | Pag 89 |
| Grafico 3.7: Domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione debole durante la prima ora di incendio..... | Pag 89 |
| Grafico 3.8: Domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione debole durante la seconda ora di incendio | Pag 90 |
| Grafico 3.9: Domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione debole durante l'incendio | Pag 90 |
| Grafico 3.10: Domini M-N per la soluzione tubolare lungo la direzione debole durante la prima ora di incendio | Pag 91 |
| Grafico 3.11: Domini M-N per la soluzione tubolare lungo la direzione debole durante la seconda ora di incendio | Pag 91 |
| Grafico 3.12: Domini M-N per la soluzione tubolare lungo la direzione debole durante l'incendio | Pag 92 |
| Grafico 3.13: Confronto del carico critico elastico per le due soluzioni | Pag 97 |
| Grafico 3.14: Confronto dei domini M-N per la soluzione tubolare con due differenti classi di calcestruzzo prima dell'incendio | Pag 99 |
| Grafico 3.15: Confronto dei domini M-N per la soluzione tubolare con due differenti classi di calcestruzzo dopo mezz'ora di incendio | Pag 99 |
| Grafico 3.16: Confronto dei domini M-N per la soluzione tubolare con due differenti classi di calcestruzzo dopo un'ora di incendio | Pag 100 |
| Grafico 3.17: Confronto dei domini M-N per la soluzione tubolare con due differenti classi di calcestruzzo dopo un'ora e mezza di incendio | Pag 100 |
| Grafico 3.18: Confronto dei domini M-N per la soluzione tubolare con due differenti classi di calcestruzzo dopo due ore di incendio | Pag 101 |
| Grafico 3.19: Confronto dei domini M-N per le sei sezioni tubolari armate dopo 120 minuti di incendio | Pag 105 |
| Grafico 4.1: Confronto tra la curva di temperatura nella sezione ottenuta durante la prova e la curva traslata | Pag 115 |
| Grafico 4.2: Curva della conducibilità termica del protettivo ricavata con il metodo di Wickstrom | Pag 119 |
| Grafico 4.3: Curva della conducibilità termica del protettivo ricavata con la modellazione numerica | Pag 121 |
| Grafico 4.4: Confronto numerico-sperimentale dei valori di temperatura nel provino di acciaio durante la prova | Pag 122 |
| Grafico 4.5: Curva della conducibilità termica del protettivo ricavata con la modellazione numerica nel caso di curva non traslata delle temperature | Pag 122 |
| Grafico 4.6: Dominio M-N per il modello 1 | Pag 128 |

| | |
|---|---------|
| Grafico 4.7: Dominio M-N per il modello 2 | Pag 129 |
| Grafico 4.8: Dominio M-N per il modello 3 | Pag 129 |
| Grafico 4.9: Dominio M-N per il modello 4 | Pag 130 |
| Grafico 4.10: Dominio M-N per il modello 5 | Pag 130 |
| Grafico 4.11: Confronto del dominio M-N dopo 120 minuti per i 5 modelli | Pag 131 |
| Grafico 5.1: Esempio di curva σ - ϵ_{σ} comprendente una fase di scarico e ricarica | Pag 153 |
| Grafico 5.2: Curva di incendio per la valutazione della risposta della sezione nella fase di riscaldamento e di raffreddamento | Pag 162 |
| Grafico 5.3: Andamento della deformazione baricentrica della sezione | Pag 163 |
| Grafico 5.4: Andamento dell'azione assiale resistente massima durante la fase di riscaldamento e raffreddamento | Pag 163 |
| Grafico A.1: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 1,2,3 | Pag 168 |
| Grafico A.2: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 4,5,6 | Pag 169 |
| Grafico A.3: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 7,8,9 | Pag 169 |
| Grafico A.4: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 1,2,3 | Pag 170 |
| Grafico A.5: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 4,5,6 | Pag 170 |
| Grafico A.6: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 7,8,9 | Pag 171 |
| Grafico A.7: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 1,2,3 | Pag 171 |
| Grafico A.8: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 4,5,6 | Pag 172 |
| Grafico A.9: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 7,8,9 | Pag 172 |
| Grafico A.10: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 1,2,3 | Pag 173 |
| Grafico A.11: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 4,5,6 | Pag 173 |
| Grafico A.12: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 7,8,9 | Pag 174 |
| Grafico A.13: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 1,2,3 | Pag 174 |
| Grafico A.14: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 4,5,6 | Pag 175 |
| Grafico A.15: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 7,8,9 | Pag 175 |

| | |
|--|---------|
| Grafico A.16: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 1,2,3 | Pag 176 |
| Grafico A.17: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 4,5,6 | Pag 176 |
| Grafico A.18: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 7,8,9 | Pag 177 |
| Grafico A.19: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 1,2,3 | Pag 177 |
| Grafico A.20: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 4,5,6 | Pag 178 |
| Grafico A.21: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 7,8,9 | Pag 178 |
| Grafico A.22: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 1,2,3 | Pag 179 |
| Grafico A.23: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 4,5,6 | Pag 179 |
| Grafico A.24: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 7,8,9 | Pag 180 |
| Grafico A.25: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 1,2,3 | Pag 180 |
| Grafico A.26: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 4,5,6 | Pag 181 |
| Grafico A.27: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 7,8,9 | Pag 181 |
| Grafico A.28: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 1,2,3 | Pag 182 |
| Grafico A.29: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 4,5,6 | Pag 182 |
| Grafico A.30: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 7,8,9 | Pag 183 |
| Grafico A.31: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 1,2,3 | Pag 183 |
| Grafico A.32: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 4,5,6 | Pag 184 |
| Grafico A.33: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 7,8,9 | Pag 184 |
| Grafico A.34: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 1,2,3 | Pag 185 |
| Grafico A.35: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 4,5,6 | Pag 185 |
| Grafico A.36: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 7,8,9 | Pag 186 |

| | |
|--|---------|
| Grafico B.1: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 1 | Pag 187 |
| Grafico B.2: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 1 | Pag 188 |
| Grafico B.3: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 1 | Pag 188 |
| Grafico B.4: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 2 | Pag 189 |
| Grafico B.5: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 2 | Pag 189 |
| Grafico B.6: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 2 | Pag 190 |
| Grafico B.7: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 3 | Pag 190 |
| Grafico B.8: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 3 | Pag 191 |
| Grafico B.9: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 3 | Pag 191 |
| Grafico B.10: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 4 | Pag 192 |
| Grafico B.11: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 4 | Pag 192 |
| Grafico B.12: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 4 | Pag 193 |
| Grafico B.13: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 5 | Pag 193 |
| Grafico B.14: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 5 | Pag 194 |
| Grafico B.15: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 5 | Pag 194 |
| Grafico B.16: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 6 | Pag 195 |
| Grafico B.17: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 6 | Pag 195 |
| Grafico B.18: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 6 | Pag 196 |
| Grafico B.19: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la modello 1 | Pag 197 |
| Grafico B.20: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la modello 1 | Pag 198 |
| Grafico B.21: dominio M-N durante l'incendio per la modello 1 | Pag 198 |
| Grafico B.22: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la modello 2 | Pag 199 |
| Grafico B.23: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la modello 2 | Pag 199 |
| Grafico B.24: dominio M-N durante l'incendio per la modello 2 | Pag 200 |
| Grafico B.25: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la modello 3 | Pag 200 |
| Grafico B.26: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la modello 3 | Pag 201 |
| Grafico B.27: dominio M-N durante l'incendio per la modello 3 | Pag 201 |
| Grafico B.28: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la modello 4 | Pag 202 |
| Grafico B.29: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la modello 4 | Pag 202 |
| Grafico B.30: dominio M-N durante l'incendio per la modello 4 | Pag 203 |
| Grafico B.31: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la modello 5 | Pag 203 |
| Grafico B.32: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la modello 5 | Pag 204 |
| Grafico B.33: dominio M-N durante l'incendio per la modello 5 | Pag 204 |

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato possibile grazie alla collaborazione tra A.N.I.M.P. (Associazione Nazionale di Impiantistica Industriale) ed il Politecnico di Milano.

Desidero ringraziare Ermanno Magni, Operation Director presso Thermal Ceramics, e Marco Castagnoli, Fire Protection Sales Manager presso Thermal Ceramics, per il materiale fornitomi per la caratterizzazione termica del sistema di protezione passiva utilizzato nell'elaborato di tesi.

Ringrazio inoltre il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale del Politecnico di Milano (DICA).

Ringrazio il professor Alessandro Pasquale Fantilli, del DISEG (Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica) del Politecnico di Torino.

Desidero, infine, esprimere particolare gratitudine nei confronti del Professor Federico Perotti e del Professor Roberto Felicetti, per l'aiuto e i consigli forniti durante lo svolgimento dell'elaborato di tesi.

ABSTRACT

Il lavoro di tesi si colloca all'interno di un progetto di ricerca sviluppato dalla sezione "Construction" di ANIMP-Milano (Associazione Nazionale di Impiantistica Industriale) in collaborazione con il Politecnico di Milano.

L'obiettivo del presente elaborato, basato su un caso studio reale, è la valutazione della resistenza al fuoco di una struttura pipe-rack, con riferimento alla progettazione e verifica delle colonne.

La soluzione attualmente utilizzata (profilo in acciaio rivestito esternamente in calcestruzzo) è stata confrontata con una soluzione alternativa (sezione tubolare riempita in calcestruzzo). L'obiettivo finale è l'identificazione di una soluzione tubolare in grado di garantire la stessa capacità portante della soluzione precedente.

Allo scopo sono state svolte delle analisi termo-meccaniche delle due sezioni, utilizzando come scenario di incendio la curva nominale da idrocarburi. I risultati del confronto mostrano chiaramente come la soluzione tubolare presenti un rapido degrado delle proprietà meccaniche e ciò non permetta di assicurare le stesse prestazioni della sezione attualmente utilizzata.

L'adozione di un sistema di protezione passiva al fuoco ha permesso di ridurre il campo di temperature all'interno della sezione, garantendo, in questo modo, un miglioramento della risposta strutturale in caso di incendio.

Infine si è svolta un'analisi del comportamento post-incendio della sezione tubolare: questo aspetto, molto spesso trascurato nella progettazione, è sicuramente importante per valutare la capacità portante residua degli elementi strutturali interessati dall'incendio: la valutazione fornisce gli strumenti necessari per la scelta ed eventuale progettazione di interventi atti a riportare la resistenza strutturale ai livelli di sicurezza richiesti.

Dopo aver mostrato i limiti del legame costitutivo presente in normativa nel modellare il comportamento del calcestruzzo durante la fase di raffreddamento, si è adottato e implementato in un codice ad elementi finiti il modello ETC (Explicit Transient Creep), con il quale è stato possibile valutare, con maggiore aderenza al comportamento reale, la capacità portante della sezione durante il raffreddamento.

ABSTRACT

This work is part of a wider research project developed by the “Construction” department of ANIMP-Milano together with Politecnico di Milano.

The main objective is the assessment of the fire resistance of a pipe-rack structure and it is mainly focused on the design and verification of the columns.

The solution currently adopted (fully concrete encased column) is compared with an alternative one (concrete filled tubular column), in order to develop a tubular solution able to ensure the same load-bearing capacity of the first one.

Thus, thermo-mechanical analyses of the two cross-sections have been carried out using, as fire scenario, the hydrocarbon curve. The results clearly show that the tubular solution has rapid decrease of its mechanical properties and, therefore, it cannot ensure the same performance of the section currently used.

The introduction of a system of passive fire protection has allowed the range of temperatures within the section to reduce: as a consequence the structural behavior of the cross-section has improved and the tubular solution guarantees the same load-bearing capacity of the fully concrete encased solution.

Finally, we carried out an analysis of the behavior of the tubular cross-section during the cooling phase: this aspect, often overlooked in the design of structural elements exposed to fire, is crucial to assess the residual load-bearing capacity of the part of structure subjected to fire: this kind of assessment provides the information needed to assess whether a structural element should be repaired or replaced in order to restore the load-bearing capacity.

After showing the limits of the Eurocode constitutive model for the behavior of concrete during the cooling phase, the ETC (Explicit Transient Creep) model has been adopted and implemented in a finite element code: in this way it is possible to evaluate, with better adequacy to the real mechanical behavior of concrete, the residual load-bearing capacity of the section during the cooling phase.

INTRODUZIONE

La modularizzazione e la prefabbricazione sono due soluzioni innovative nel campo delle costruzioni: la struttura viene innanzitutto suddivisa in moduli, ciascuno dei quali viene realizzato separatamente in stabilimento e trasportato in cantiere. Successivamente si procede alla fase di assemblaggio e collegamento in sito di tutti i moduli per formare la struttura originaria.

In letteratura esistono diverse definizioni del concetto di prefabbricazione e di preassemblaggio, tra le quali si cita un report del CII, Construction Industry Institute [20]:

“Prefabrication is a manufacturing process, generally taking place at a specialized facility, in which various materials are joined to form a component part of the final installation”

“Pre-assembly is a process by which various materials, prefabricated components and/or equipment are joined together at a remote location for subsequent installation as a sub-unit. It is generally focused on a system”.

La scelta della soluzione modulare risulta sicuramente efficace se affiancata ad un processo di standardizzazione dei moduli stessi. La definizione di standardizzazione, facendo riferimento al report CIRIA (Construction Industry Research and Information Association) [20], è la seguente:

“extensive use of components, methods or processes in which there is regularity repetition and background of succesful practise”.

L'utilizzo della prefabbricazione è molto conveniente nel caso di produzione di elementi standard, che vengono utilizzati cioè più volte nella singola struttura, oppure che vengono utilizzati per strutture diverse: la produzione di moduli identici comporta la riduzione del costo unitario dei singoli elementi, come evidenziato dal grafico seguente.

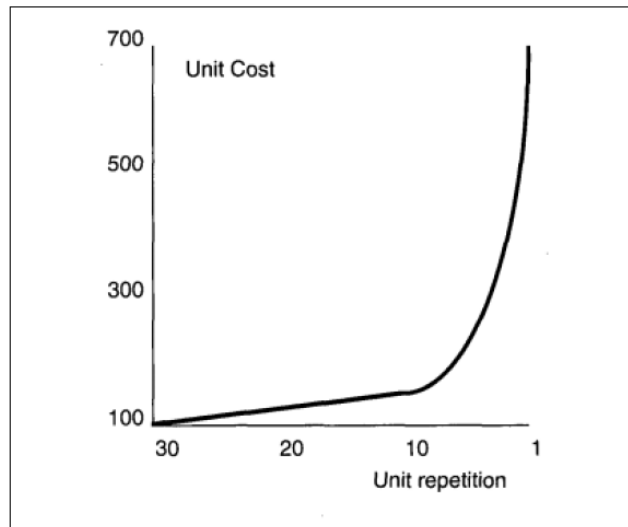


Figura 1: Curva Costo unitario-Numero di unità prodotte [20]

La produzione massiva dello stesso elemento strutturale permette di ripartire i costi fissi di realizzazione (macchinari, impianti etc...) su un numero maggiore di elementi, provocando, di conseguenza, una sensibile riduzione del costo totale dell'opera.

L'utilizzo della modularizzazione comporta alcuni benefici, tra i quali:

- Riduzione della durata delle operazioni in cantiere, le quali, come detto in precedenza, si riducono alle opere di fondazione alla messa in opera e collegamento dei singoli moduli per formare la struttura.
- Aumento della produttività. La produzione in stabilimento si svolge in condizioni di ambientali di lavoro certamente più favorevoli e agevoli rispetto al cantiere. In questo modo è possibile ridurre i tempi di realizzazione del singolo modulo, aumentando l'efficienza della fase costruttiva.
- Riduzione del tempo necessario alla realizzazione dell'intero progetto. La prefabbricazione permette di velocizzare le fasi di costruzione. Ad esempio si possono realizzare in contemporanea diversi elementi strutturali, utilizzando diverse linee di produzione in stabilimento. In più la standardizzazione della produzione degli elementi strutturali permette un aumento della velocità di realizzazione degli stessi. Di conseguenza si verifica una riduzione complessiva del tempo di costruzione dell'opera stessa, e anche una riduzione dei costi.

- Maggiore qualità. Generalmente una struttura realizzata in stabilimento, date le migliori condizioni di lavoro e la possibilità di maggiori controlli in fase di esecuzione, risulta di migliore qualità rispetto ad una realizzata interamente in sito.
- Aumento della prevedibilità del comportamento della struttura, dovuto alla produzione di moduli in anticipo rispetto alla loro messa in opera e alla possibilità di eseguire test sugli stessi (tecnica tried and tested).

Uno dei principi base della modularizzazione è l'ottimizzazione strutturale che, in questo caso, viene intesa come alleggerimento della struttura stessa: la diminuzione del peso è funzionale alla riduzione delle problematiche di trasporto e sollevamento dei moduli. Un alleggerimento eccessivo potrebbe provocare una riduzione eccessiva della rigidità, e ciò potrebbe comportare il mancato rispetto delle verifiche in esercizio: tali limitazioni dipendono da paese a paese, ovvero dai relativi requisiti normativi. Ciò deve essere tenuto conto nella progettazione dei moduli, soprattutto nel caso in cui vengono installati in diversi contesti normativi.

È necessario prestare molta attenzione nella determinazione dei carichi agenti sui moduli: oltre alle usuali sollecitazioni agenti nelle costruzioni civili (peso proprio, carichi permanenti e variabili) è necessario tenere conto anche dei carichi di trasporto e di sollevamento. Queste sono sollecitazioni di carattere dinamico che possono risultare maggiori di quelle sismiche ed eoliche, ma soprattutto prevedono modalità di applicazione spesso molto diverse da quelle dei carichi di esercizio.

Ad esempio si consideri una colonna prefabbricata: durante la fase di messa in opera la colonna passa da una posizione orizzontale ad una verticale. Durante il sollevamento, se i cavi di sollevamento vengono attaccati ad un'estremità della colonna, si ha una sollecitazione flettente molto accentuata al centro della colonna: questa situazione di carico, che non si verifica nelle usuali condizioni di esercizio, può portare, se non viene opportunamente considerata in fase di progettazione, alla rottura, o danneggiamento dell'elemento stesso.

L'utilizzo della modularizzazione è frequente nel settore petrolchimico: la concezione stessa dell'approccio modulare nel campo delle costruzioni si è

sviluppato proprio a partire da questo settore e, inoltre, buona parte delle piattaforme offshore sono state realizzate con questa tecnica.

Negli impianti oil&gas una delle problematiche maggiori è rappresentata dall'incendio: la presenza di materiali altamente combustibili, come il petrolio e gas naturale negli impianti di estrazione oppure nelle condotte, oleodotti o gasdotti, di trasporto, aumenta notevolmente sia il rischio sia gli effetti dell'incendio. È quindi necessaria la progettazione di opportuni sistemi di protezione e controllo in caso di incendio per garantire adeguati livelli di sicurezza in questa tipologia di impianti.

L'obiettivo dell'elaborato di tesi è quello di affrontare lo studio della resistenza al fuoco di una struttura pipe-rack: a tal fine sono state svolte sia analisi termiche atte a determinare il campo di temperature negli elementi strutturali durante l'incendio, sia analisi meccaniche atte a determinare la variazione della capacità portante degli stessi all'aumentare della temperatura della sezione. In particolare si è svolto un confronto tra la soluzione esistente (profilo in acciaio rivestito esternamente in calcestruzzo) ed una alternativa (soluzione tubolare riempita in calcestruzzo), progettando quest'ultima in modo tale da garantire le stesse prestazioni di rispetto a quella attualmente utilizzata. Infine è stata svolta un'analisi del comportamento post-incendio, in modo da determinare la capacità portante residua della sezione una volta terminato l'incendio: ciò è molto importante nel processo di decisione sull'eventuale mantenimento o sostituzione degli elementi strutturali interessati dall'incendio.

FIRE SAFETY ENGINEERING

1.1. Introduzione

La Fire safety engineering può essere definita come [27] “*the application of scientific and engineering principles to the effect of fire in order to reduce the loss of life and damage to property by quantifying the risks and hazards involved and to provide an optimal solution to the application of preventive or protective measures*”.

Gli obiettivi principali sono [6]:

- **Difesa della vita**, assicurando adeguate vie di fuga e idonei percorsi di evacuazione, garantendo che siano liberi dal fuoco e dal fumo durante il raggiungimento di luoghi sicuri.
- **Protezione dei beni**, con riferimento non soltanto alla struttura dell’edificio e del suo contenuto ma anche agli edifici circostanti.
- **Protezione dell’ambiente**, limitando i danni ambientali dell’incendio (emissioni di inquinanti gassosi presenti nel fumo e l’inquinamento dell’acqua utilizzata per lo spegnimento dell’incendio).

Nell’ambito della Fire Safety Engineering si considerano i seguenti aspetti:

- **Controllo dell’innescò dell’incendio**. Ciò avviene attraverso controlli sulle proprietà dei materiali utilizzati, in particolare sull’inflammabilità.
- **Controllo delle vie di fuga**. La predisposizione di opportune vie di fuga deve permettere l’evacuazione dell’edificio da parte di tutti gli occupanti in sicurezza e nel minor tempo possibile. Ci sono precise regolamentazioni che dettano le norme principali per la disposizione delle vie di fuga e delle opportune segnalazioni.
- **Rilevazione dell’incendio**. I sistemi di rilevamento dell’incendio possono essere di tipo manuale oppure automatici, come sistemi di rilevamento di fumo e calore. In parallelo ai sistemi di rilevazione bisogna progettare opportuni

impianti di spegnimento degli incendi, anch'essi suddivisibili in manuali (estintori, per i quali si determinano il numero minimo e la posizione in cui devono essere installati) e automatici (impianti ad acqua SPRINKLER, a schiuma, ad anidride carbonica, ad halon e a polvere).

- **Controllo dello sviluppo dell'incendio**, attraverso l'utilizzo della compartimentazione, il cui scopo è quello di limitare la propagazione dell'incendio al solo compartimento in cui si è sviluppato, evitando che l'incendio stesso si diffonda all'interno dell'edificio o che addirittura possa estendersi agli edifici circostanti;
- **Progettazione strutturale per la situazione di incendio**, in modo tale da garantire la stabilità e la resistenza strutturale della costruzione evitando il crollo dell'edificio stesso o di sue porzioni significative, durante l'incendio.

Con il termine resistenza al fuoco delle strutture si intende il comportamento, durante l'incendio, degli elementi che hanno funzioni strutturali negli edifici, siano esse funzioni portanti o funzioni separanti. È l'intervallo di tempo, in minuti, di esposizione all'incendio, nel quale l'elemento strutturale conserva i requisiti progettuali di stabilità meccanica e tenuta ai prodotti della combustione. Più specificatamente la resistenza al fuoco può definirsi come l'attitudine di un elemento da costruzione a conservare:

- la **stabilità R**, ovvero ovvero l'attitudine di un elemento da costruzione a conservare la resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco;
- la **tenuta E**, ovvero la capacità di un elemento da costruzione a non lasciar passare nè produrre fiamme, vapori o gas caldi sul lato non esposto al fuoco;
- l'**isolamento termico I**, ovvero l'attitudine di un elemento da costruzione a ridurre, entro un certo limite, la trasmissione del calore.

Quindi, con il simbolo REI, si identifica un elemento costruttivo che deve conservare, per un preciso intervallo di tempo, la stabilità, la tenuta e l'isolamento termico; con il simbolo RE si fa riferimento ad una componente strutturale che deve mantenere, per un certo tempo, la stabilità e la tenuta; con il simbolo R si identifica un elemento strutturale che deve garantire, per un determinato periodo, la stabilità.

Ad esempio, con la sigla REI120 si fa riferimento ad un elemento strutturale che deve mantenere, per 120 minuti, la stabilità, la tenuta e l'isolamento termico.

1.2. Descrizione del fenomeno fisico

Lo sviluppo di un incendio avviene in presenza di un combustibile, di un comburente, generalmente ossigeno, e di una sorgente iniziale di calore. La più semplice schematizzazione di un incendio è la rappresentazione del tempo della temperatura media dello spazio in cui esso si sviluppa. Una simile descrizione dell'incendio assume l'ipotesi di temperatura uniforme all'interno del locale in cui esso si manifesta: ciò si verifica nel caso di incendi pienamente sviluppati.

Generalmente il processo di sviluppo dell'incendio avviene nelle seguenti fasi [25]:

- I) **Fase iniziale o di ignizione.** Si verifica quando uno o più combustibili entrano a contatto con una sorgente di calore. È caratterizzata da grande instabilità e interessa zone limitate del locale in cui si sviluppa l'incendio, con temperature molto differenti da punto a punto. Questa fase è caratterizzata dal riscaldamento del materiale combustibile.
- II) **Propagazione.** Il passaggio dalla fase di ignizione a quella di propagazione è dovuto all'accensione, che segna l'inizio della combustione con fiamma. Durante questa fase la combustione si estende anche agli altri oggetti presenti nell'ambiente stesso. La progressione dell'incendio dipende dalle caratteristiche di infiammabilità dei materiali e dal grado di ventilazione dell'ambiente: infatti, nel caso questa sia insufficiente, viene a mancare la quantità di ossigeno necessaria a proseguire la combustione. Nel caso in cui, invece, lo sviluppo dell'incendio non viene ostacolato dalla presenza di ossigeno, si verifica il fenomeno del flashover ovvero la transizione da uno stato di incendio localizzato alla sua propagazione a tutto il volume disponibile. Una volta avvenuto il flashover, vi è scarsa probabilità che l'incendio si spenga da solo prima che venga consumato tutto il combustibile.
- III) **Incendio generalizzato o Combustione stabilizzata.** A seguito del fenomeno del flashover, l'incendio è esteso a tutti i materiali combustibili e inizia una fase di combustione costante. Le differenze di temperatura nello spazio sono trascurabili e, perciò, la temperatura media del gas rappresenta, con un buon grado di approssimazione, l'incendio stesso.
- IV) **Estinzione** o raffreddamento. In questa fase la temperatura media del gas diminuisce in quanto il materiale combustibile inizia ad esaurirsi. Generalmente si assume che l'inizio di questa fase avviene quando circa il 70% dei materiali combustibili presenti sono bruciati.

1.3. Modelli di incendio secondo le normative

La valutazione dell'azione termica dovuta all'incendio può essere svolta facendo riferimento a due possibili scenari [25], [9], [10]:

- analisi di incendi naturali;
- analisi di incendi nominali.

Il primo metodo permette di descrivere lo sviluppo dell'incendio in maniera più realistica, considerando esplicitamente i fattori che determinano e influenzano l'innalzamento della temperatura. Tali fattori sono:

- quantità e qualità del materiale combustibile presente;
- distribuzione spaziale del combustibile nel compartimento in esame;
- quantitativo di aria presente e disponibile nell'unità di tempo, la quale dipende dalla presenza e dal numero di aperture;
- la geometria del compartimento, ovvero la parte di edificio racchiusa da elementi costruttivi capaci di bloccare, almeno per un prefissato periodo di tempo, la diffusione dell'incendio e/o dei fumi alle parti e locali adiacenti al compartimento stesso;
- le proprietà termiche dei materiali che costituiscono la frontiera del compartimento.

Per l'analisi di incendi naturali, la normativa vigente prevede l'applicazione dei seguenti modelli:

- **Incendi parametrici**, per la fase post-flashover. Il metodo delle curve d'incendio parametriche fornisce un'approssimazione del comportamento dell'incendio in un compartimento piuttosto semplice ed è basato sull'ipotesi di temperatura uniforme all'interno del compartimento stesso. Permette di tenere in considerazione la dimensione del compartimento, il carico d'incendio, le condizioni di ventilazione e le proprietà termiche dei muri e del soffitto del compartimento. L'uso delle curve parametriche è molto utile nei casi in cui la densità del materiale combustibile è scarso, situazione in cui l'utilizzo delle curve di incendio nominali sarebbe eccessivamente a favore di sicurezza. Tali curve sono caratterizzate da una fase di riscaldamento, identificata da una curva esponenziale fino al raggiungimento di una temperatura massima, seguita da una fase di raffreddamento lineare fino ad

una temperatura residua, generalmente pari a quella ambiente. L'intensità dell'incendio, cioè la massima temperatura raggiunta, e la durata complessiva del fenomeno sono i parametri principali che influenzano il comportamento della struttura durante l'incendio e, di conseguenza, la formulazione della curva di incendio.

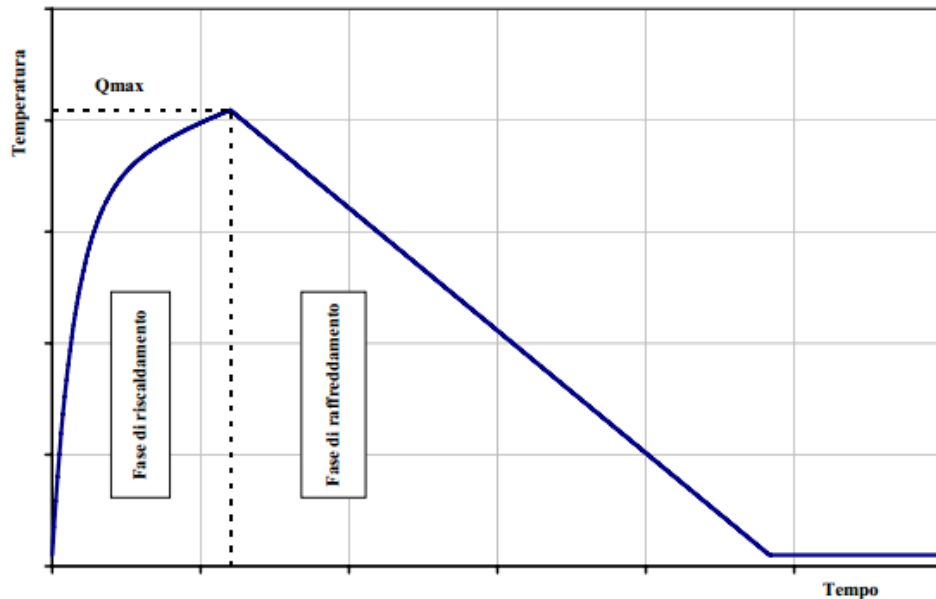


Figura 1.2: esempio di curva di incendio parametrica [25]

L'Eurocodice 1 parte 1-2 Annex A fornisce una espressione parametrica delle curve temperatura-tempo, per compartimenti fino a 500 m² senza aperture sul soffitto e per un'altezza massima di 4 m.

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot t^*} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot t^*} - 0.172 \cdot e^{-19 \cdot t^*})$$

Dove:

θ_g è la temperatura del gas contenuto nel compartimento;

$t^* = t \cdot \Gamma$ è un tempo fittizio [h], funzione del tempo t ;

$$\Gamma = \frac{\left(\frac{F_p}{F_{ref}}\right)^2}{\left(\frac{b}{b_{ref}}\right)^2};$$

b è la radice quadrata dell'inerzia termica ed è pari a $\sqrt{(k \cdot \rho \cdot c_p)}$;

ρ massa volumica della superficie esterna del compartimento;

c calore specifico della superficie del compartimento;

λ conducibilità termica della superficie del compartimento;

F_v è il fattore di ventilazione ed è pari a $F_v = A_v \cdot \frac{\sqrt{H_v}}{A_t}$;

A_v area totale delle aperture verticali sulle pareti;

H_v media pesata della altezze delle finestre sulle pareti;

A_t area totale del compartimento (pareti, soffitto e pavimento, incluse le aperture)

F_{ref} e b_{ref} sono due valori di riferimento, riportati in normativa.

Il tempo t_{max} corrispondente alla massima temperatura è pari a t_{lim} , per incendi controllati dal combustibile, mentre per incendi controllati dalla ventilazione, è pari a:

$$t_{max} = \frac{0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d}}{F_v}$$

Dove $q_{t,d}$ è il valore di progetto del carico specifico di incendio del compartimento.

t_{lim} dipende dalla velocità di crescita dell'incendio ed assume i seguenti valori:

- 25 minuti per velocità di crescita lenta;
- 20 minuti per la velocità di crescita media;
- 15 minuti per la velocità di crescita rapida.

$$t_{max} = \max \left[\frac{0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d}}{F_v}; t_{lim} \right]$$

Per la fase di raffreddamento, invece, curve da utilizzare sono le seguenti:

$$\theta_g = \theta_{max} - 625 \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{se } t_{max}^* \leq 0.5 \text{ h}$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250 \cdot (3 - t_{max}^*) \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{se } 0.5 h \leq t_{max}^* \leq 2 h$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250 \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{se } t_{max}^* \geq 2 h$$

Dove:

$$t_{max}^* = \frac{0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} \cdot \Gamma}{F_v}$$

$$x = \begin{cases} 1 & \text{se } t_{max} > t_{lim} \\ \frac{t_{lim} \cdot \Gamma}{t_{max}^*} & \end{cases}$$

- **Modello di incendio localizzato** (per incendi in fase pre-flashover). Quando si hanno compartimenti antincendio molto ampi o nel caso in cui il carico di incendio sia di modesta entità, possono non verificarsi le condizioni di flashover: il fuoco rimane confinato in una zona del compartimento stesso verificandosi, di conseguenza, un incendio di tipo localizzato.

In funzione delle dimensioni dell'incendio e del compartimento, un incendio localizzato può o meno impattare con il soffitto. A differenza del incendio post-flashover, in cui la temperatura del gas nell'ambiente è ritenuta, con una buona approssimazione, costante, la temperatura della fiamma, dei fumi e del gas circostante non sono uniformi e vanno determinate separatamente.

La normativa fornisce metodi semplificati, distinguendo tra il caso di incendi localizzati che non arrivano al soffitto e di incendi localizzati che arrivano al soffitto.

Un incendio localizzato non impatta il soffitto se:

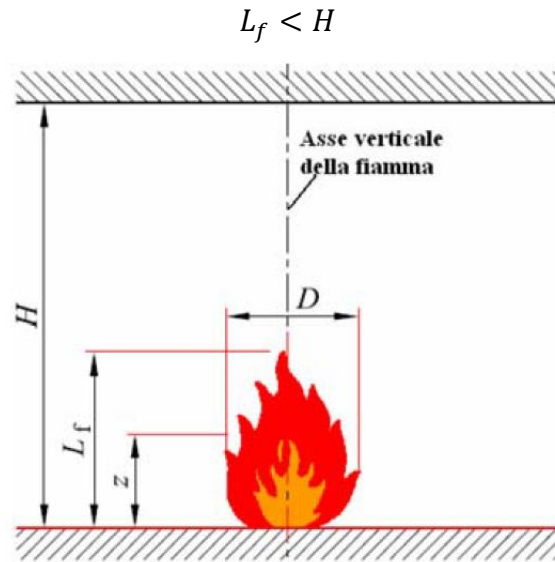


Figura 1.3: Caso 1 $L_f < H$ [6]

La temperatura, in base all'altezza z , nel pennacchio del focolaio è pari a:

$$\theta(z) = 20 + 0.25 \cdot Q_c^{\frac{2}{3}} \cdot (z - z_0)^{-\left(\frac{5}{3}\right)} \leq 900$$

Dove:

Q_c è la parte convettiva del rilascio di calore dell'incendio;

z è l'altezza lungo l'asse verticale della fiamma;

z_0 è l'origine virtuale dell'asse della fiamma. Esso risulta pari a:

$$z_0 = -1.02 \cdot D + 0.00524 \cdot Q_c^{\frac{2}{5}}$$

Il valore dell'origine virtuale dell'asse della fiamma può essere anche negativo: ciò significa che l'area della sorgente dell'incendio è ampia, se confrontata con l'energia che deve essere rilasciata al di sopra di quell'area.

Un incendio localizzato impatta il soffitto se:

$$L_f > H$$

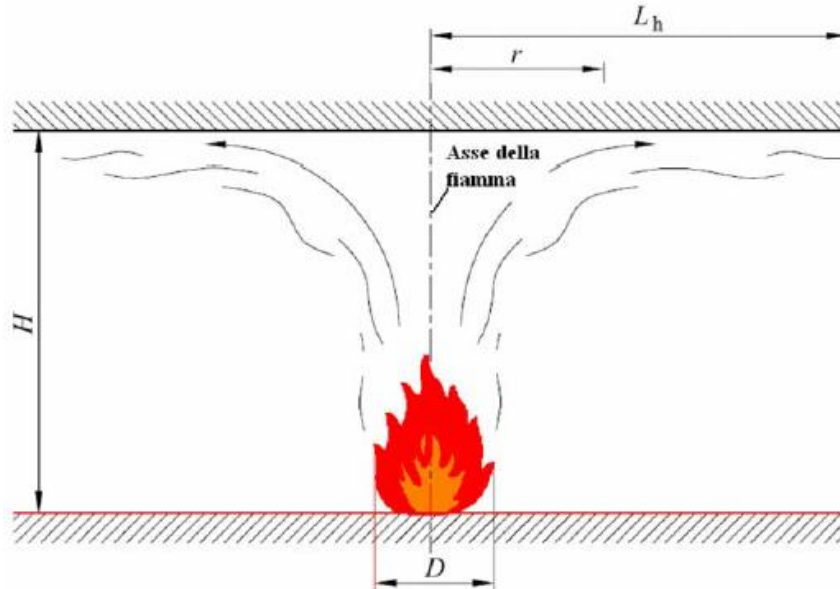


Figura 1.4: Caso2 $L_f > H$ [6]

Il metodo che è possibile utilizzare per la determinazione delle caratteristiche di questa tipologia di incendio è il metodo di Hasemi [25].

Il flusso \dot{h} ricevuto dalla superficie unitaria di soffitto esposta all'azione diretta della fiamma è esprimibile come:

$$\begin{aligned} \dot{h} &= 100000 && \text{se } y \leq 0.3 \\ \dot{h} &= \text{da } 136300 \text{ a } 121000 \cdot y && \text{se } 0.3 \leq y \leq 1 \\ \dot{h} &= 15000 \cdot y^{-3.7} && \text{se } y \geq 1 \end{aligned}$$

Dove:

$y = \frac{r+H+z'}{L_h+H+z'}$ è un parametro adimensionale;

r è la distanza orizzontale tra l'asse verticale della fiamma ed il punto appartenente al soffitto nel quale si calcola il flusso di calore;

H è la distanza tra il soffitto e la sorgente dell'incendio;

z' è la posizione della sorgente di calore virtuale

$$z' = 2.4 \cdot D \cdot (Q_D^{*\frac{2}{5}} - Q_D^{*\frac{2}{3}}) \quad \text{se } Q_D^{*\frac{2}{5}} \leq 1$$

$$z' = 2.4 \cdot D \cdot (1 - Q_D^{*\frac{2}{5}}) \quad \text{se } Q_D^{*\frac{2}{5}} \geq 1$$

$$Q_D^* = \frac{Q}{1.11 \cdot 10^6 \cdot D^{2.5}}$$

L_h , ingombro orizzontale della fiamma, è dato dalla seguente espressione:

$$L_h = 2.9 \cdot H \cdot (Q_H^*)^{0.33} - H$$

Dove:

$Q_H^* = \frac{Q}{1.11 \cdot 10^6 \cdot H^{2.5}}$ è la velocità adimensionale di rilascio termico;

Q è la velocità di rilascio termico della fiamma.

Il flusso termico netto ricevuto dall'area esposta di superficie unitaria posta a livello del soffitto, è dato da:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c \cdot (\theta_m - 20) - \varphi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_m + 273)^4 - (293)^4]$$

Dove:

α_c è il coefficiente di scambio di calore per convezione [W/m^2K];

θ_m è la temperatura superficiale dell'elemento strutturale [$^{\circ}C$];

φ è il coefficiente di configurazione;

ε_m è l'emissività della superficie esposta dell'elemento;

ε_f è l'emissività della fiamma;

σ è la costante di Stefan Boltzmann, pari a $5.67 \times 10^{-8} W/m^2K^4$;

- **Modelli a zone.** I modelli a zone sono semplici modelli numerici caratterizzati dalla individuazione, nel compartimento in cui si sviluppa l'incendio, di zone separate all'interno delle quali i parametri di temperatura, densità, pressione ed energia interna dei gas sono omogenei. Il modello più semplice è quello ad una zona per incendi in fase post-flashover in cui la temperatura nel compartimento è assunta uniforme. A partire da questo modello sono stati sviluppati modelli più complessi a multi-zone. Sono basati sui principi di conservazione della massa e dell'energia. L'evoluzione della temperatura è determinata mediante l'integrazione nel tempo di sistemi di equazioni differenziali rappresentanti l'equilibrio della massa e dell'energia in ciascuna zona.

In normativa sono presenti due diverse tipologie:

- 1) modelli ad una zona;
- 2) modelli a due zone.

Il modello ad una zona è valido solo per la rappresentazione di incendi completamente sviluppati, cioè incendi in fase post-flashover. Si basa su:

- bilancio di energia tra il calore rilasciato dall'incendio, dai gas, dalle pareti e attraverso le aperture del compartimento;
- bilancio di massa tra gas interno, gas esterno (attraverso le aperture) ed il fuoco (in conseguenza della pirolisi).

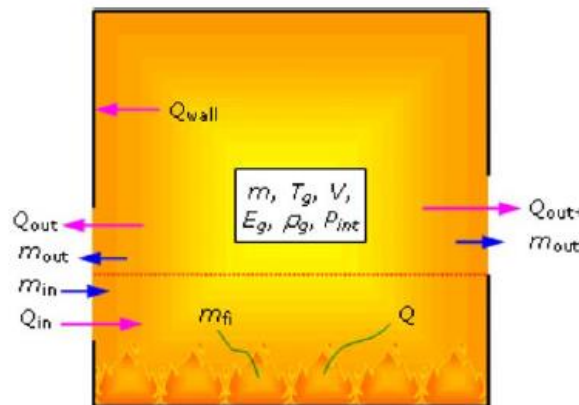


Figura 1.5: Modello ad una zona [25]

La pressione interna del gas può essere valutata in accordo alla legge dei gas ideali:

$$P_{int} = \rho_g \cdot R \cdot T_g$$

Applicando il principio di conservazione della massa, il bilancio di massa di gas nel compartimento può essere scritto nel modo seguente:

$$\frac{dm}{dt} = \dot{m} - \dot{m}_{in} - \dot{m}_{out} + \dot{m}_{fi}$$

Dove:

$\frac{dm}{dt}$ è la velocità di variazione della massa di gas nel compartimento;

\dot{m}_{in} è la velocità di massa di gas entrante nel compartimento;

\dot{m}_{out} è la velocità di massa di gas uscente dal compartimento;

\dot{m}_{fi} è la velocità di generazione del gas per pirolisi.

Il principio di conservazione dell'energia permette di valutare il bilancio di energia del gas nel compartimento:

$$\frac{dE_g}{dt} = Q - Q_{out} + Q_{in} - Q_{wall} - Q_{rad}$$

E_g è l'energia interna del gas;

Q è la velocità di rilascio di calore dell'incendio;

$$Q_{in} = \dot{m}_{in} \cdot c \cdot T_f$$

$$Q_{out} = \dot{m}_{out} \cdot c \cdot T_{amb}$$

$Q_{wall} = (A_t - A_{h,v}) \cdot \dot{h}_{net}$ è la perdita di energia dalle superfici perimetrali del compartimento;

$Q_{rad} = A_{h,v} \cdot \sigma \cdot T_f^4$ è la perdita di energia per irraggiamento attraverso le aperture;

c è il calore specifico;

\dot{h}_{net} è il flusso termico netto;

\dot{m} è la variazione di massa di gas nell'unità di tempo;

T_f è la temperatura della fiamma;

T_{amb} è la temperatura dell'ambiente.

Il modello a due zone, invece, è basato sull'assunzione che i prodotti della combustione si accumulino in uno strato, con interfaccia piana orizzontale, al di sotto del soffitto. Il compartimento è diviso in diverse zone: lo strato superiore, lo strato inferiore, il fuoco ed il suo pennacchio, il gas esterno e le pareti. Lo strato inferiore e lo strato superiore, sebbene adiacenti, normalmente non possono scambiare massa o energia se non attraverso una terza zona, che rappresenta il pennacchio, che è schematizzabile come una pompa di massa e di energia. In figura è mostrata una possibile schematizzazione del modello a due zone. Così come per il modello ad una zona, è basato sui principi di conservazione della massa e dell'energia.

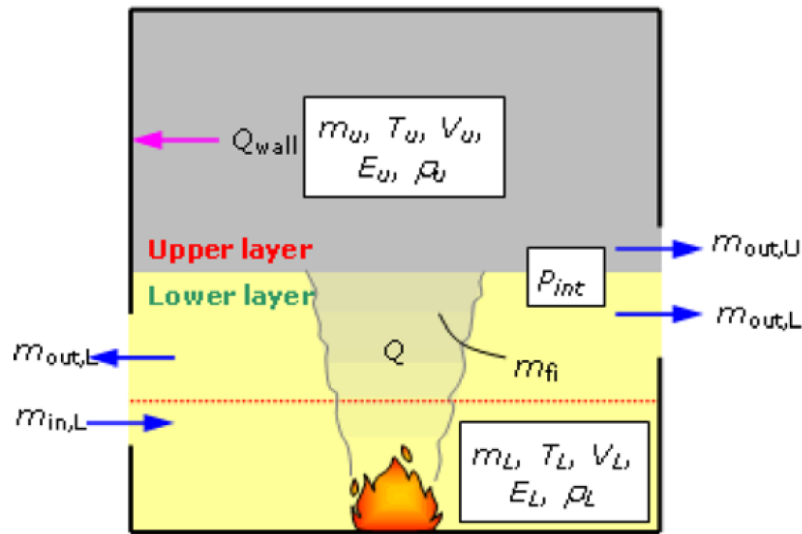


Figura 1.6: Modello a due zone [25]

- **Modelli di campo risolti mediante CFD.**

Questa tecnica di modellazione dell'incendio è basata sull'utilizzo della fluidodinamica computazionale: i modelli di campo forniscono la stima dell'evoluzione dell'incendio in uno spazio, risolvendo per via numerica le equazioni fondamentali del flusso dei fluidi risultante da un incendio.

È possibile utilizzare tale metodo attraverso metodi alle differenze finite, agli elementi finiti o degli elementi di confine: essi dividono il compartimento in una griglia tridimensionale di elementi e risolvono le equazioni di conservazione all'interno di ciascun elemento, che sono:

- 1) conservazione della massa;
- 2) uguaglianza tra la derivata della quantità di moto e la somma delle forze sulle particelle fluide, ovvero la seconda legge di Newton;
- 3) uguaglianza della derivata dell'energia e della somma delle derivate dell'incremento di calore e lavoro svolto dalle particelle di fluido, ovvero la prima legge della termodinamica.

Tale metodo è implementato in software di simulazione numerica.

Per quanto riguarda, invece, gli incendi nominali, esistono semplici relazioni temperatura-tempo, indipendenti dalle condizioni al contorno. L'Eurocodice fornisce l'espressione di tre diverse tipologie di curva:

- Curva di incendio standard ISO 834

$$\theta = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

- Curva di incendio da idrocarburi

$$\theta = 20 + 1080 \cdot (1 - 0.325 \cdot e^{-0.167 \cdot t} - 0.675 \cdot e^{-2.5 \cdot t})$$

- Curva da incendio esterno

$$\theta = 20 + 660 \cdot (1 - 0.687 \cdot e^{-0.32 \cdot t} - 0.313 \cdot e^{-3.8 \cdot t})$$

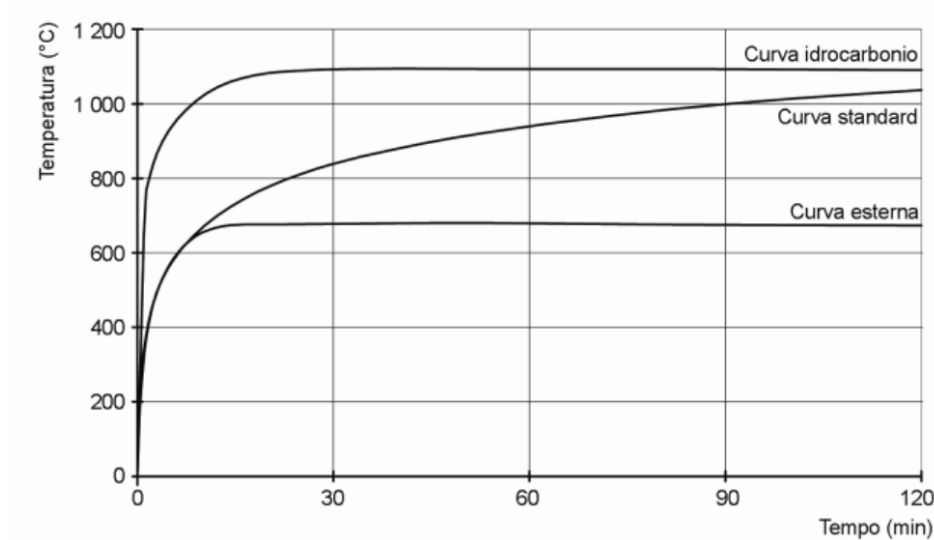


Figura 1.7: Curve di incendio presenti in Eurocodice [6]

1.4. Verifiche di resistenza al fuoco

Il requisito fondamentale per la progettazione all'incendio è di verificare che la resistenza al fuoco della struttura sia non inferiore alla sollecitazione che corrisponde alla gravità dell'incendio al quale la struttura è esposta. Deve essere soddisfatta la seguente disequazione di progetto:

$$resistenza\ al\ fuoco \geq gravità\ di\ incendio$$

Dove la resistenza al fuoco è una misura della capacità strutturale di mantenere la sua funzione portante oppure di impedire la propagazione dell'incendio e la gravità di incendio è una misura dell'effetto distruttivo dell'incendio.

È possibile svolgere tale verifica in tre modi diversi, ovvero nel dominio del tempo, nel dominio della temperatura o nel dominio della resistenza.

- **Dominio del tempo.** La disequazione che deve essere soddisfatta per la verifica nel dominio del tempo è la seguente:

$$t_{fail} \geq t_s$$

Dove:

t_{fail} è il tempo necessario a raggiungere il collasso dell'elemento;

t_s è la durata dell'incendio per la quale la struttura deve mantenere la sua funzionalità. Questo valore viene generalmente fornito dalle norme, oppure dalla committenza, nel caso richiedano requisiti più stretti del minimo specificato in normativa.

- **Domino della temperatura.** In questo caso bisogna garantire che la temperatura massima raggiunta all'interno della struttura non sia superiore a quella corrispondente collasso della struttura stessa. La verifica nel dominio della temperatura è basata sul rispetto della seguente disequazione:

$$T_{fail} \geq T_{max}$$

Dove:

T_{fail} è la temperatura che provocherebbe il collasso della struttura;

T_{max} è la temperaturrra massima raggiunta dall'elemento durante l'incendio. Tale valore può essere determinata attraverso l'analisi termica della struttura esposta alla curva di incendio di progetto.

La verifica nel dominio della temperatura è utilizzato soprattutto per quegli elementi aventi la funzione di isolamento termico o di contenimento delle fiamme.

- **Dominio della resistenza.** La verifica nel dominio della resistenza si basa sul confronto tra la sollecitazione indotta dal carico, applicato durante l'incendio, e la capacità portante, all'assegnata durata di incendio, dell'elemento strutturale. Tale verifica si basa sul rispetto della seguente disequazione:

$$R_f \geq E_{f,i,d}$$

Dove:

R_f è la minima capacità portante raggiunta dalla struttura alla durata di incendio assegnata. Tale valore si calcola a partire dall'analisi termica eseguita in istanti successivi di incendio e, successivamente, si svolge l'analisi strutturale, dopo aver assegnato a ciascun materiale le proprietà meccaniche opportunamente ridotte sulla base del profilo di temperature calcolato in precedenza;

U_f è la sollecitazione indotta dal carico applicato durante l'incendio.

1.5. Azioni sulle strutture in condizioni di incendio

La verifica strutturale in condizioni di incendio è basata da opportuni modelli in grado di rappresentare le azioni meccaniche e termiche, il comportamento strutturale ed i fenomeni fisici che avvengono durante l'incendio considerato.

La progettazione strutturale in caso di incendio è simile a quella per condizioni ambientali ordinarie. Le differenze principali con la progettazione ordinaria sono:

- i carichi applicati sono inferiori rispetto alla situazione ordinaria;
- le dilatazioni termiche alterano fortemente la distribuzione delle azioni interne;
- le resistenze dei materiali vengono ridotte all'aumentare della temperatura;
- le sezioni resistenti vengono ridotte per effetto della carbonizzazione, nel caso del legno, e dello spalling nel caso del calcestruzzo;
- la bassa probabilità dell'evento permette di ridurre i fattori di sicurezza;
- i meccanismi di collasso sono spesso differenti da quelli previsti in condizioni ordinarie.

I metodi di verifica della sicurezza strutturale si basano sul metodo semiprobabilistico agli stati limite: l'incendio è considerato come “azione eccezionale” e le normative definiscono una situazione di progetto eccezionale per la struttura, detta “accidental design situation”, che corrisponde ad uno stato limite ultimo.

La valutazione delle sollecitazioni agenti durante l'incendio si basa su un'opportuna combinazione di carico, definita dalla seguente formulazione:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k(t) + (\psi_{1,1} \text{ oppure } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + A_d(t)$$

Dove:

$G_{k,j}$ è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k(t)$ è il valore caratteristico dell'azione di precompressione;

$Q_{k,1}$ è il valore caratteristico dell'azione variabile principale;

$\psi_{1,1}$ è il coefficiente di combinazione per il valore frequente dell'azione variabile principale;

$\psi_{2,1}$ è il coefficiente di combinazione per il valore quasi-permanente dell'azione variabile principale;

$Q_{k,i}$ è il valore caratteristico delle altre azioni variabili;

$A_d(t)$ è il valore di progetto dell'azione termica indiretta dovuta all'incendio.

Qualora non sia necessario valutare esplicitamente le azioni indirette causate dall'incendio, ad esempio per l'analisi di singoli elementi, gli effetti delle azioni meccaniche $E_{fi,d}$ possono essere valutati a partire dalle azioni di progetto allo stato limite ultimo a temperatura ambiente E_d mediante la relazione:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Le azioni indirette dovute all'incendio, possono essere trascurate nella verifica della resistenza, nei seguenti casi:

- possono essere riconosciute a priori come trascurabili o a favore di sicurezza;
- sono implicitamente tenute in considerazione per mezzo di modelli e condizioni voncolari scelte a favore di sicurezza e/o comprese nel calcolo per effetto di requisiti di sicurezza al fuoco definiti in modo conservativo.

L'Eurocodice 1 parte 1-2 raccomanda che, per la stima delle azioni indirette in caso di incendio, vanno considerate almeno le seguenti situazioni:

- espansione termica contrastata dagli elementi stessi, per esempio colonne in un edificio multipiano a struttura intelaiata con pareti molto rigide;
- differente espansione termica all'interno di elementi staticamente indeterminati, come solette continue;
- gradienti termici all'interno delle sezioni trasversali che danno luogo a tensioni di coazione;
- espansione termica di elementi adiacenti, come lo spostamento della testa di una colonna a seguito dell'espansione del solaio;
- espansione termica di elementi che sollecitano altri elementi posizionati fuori dal compartimento antincendio.

1.6. Il caso studio

La struttura oggetto di studio del presente elaborato di tesi è un pipe-rack [26]: un pipe-rack è una successione di telai trasversali uniti da travi longitudinali la cui funzione è quella di appoggio per tubazioni e, generalmente ai piani alti, di contenere gli impianti di controllo e gli eventuali air cooler.

Lo schema strutturale è costituito da quattro telai trasversali, classificati come Moment Resisting Frame (MRF), uniti tra loro nel piano longitudinale da travi i cui vincoli alle estremità sono modellati come cerniere. Sono inoltre presenti dei sistemi di controvento agenti nel piano verticale-longitudinale.

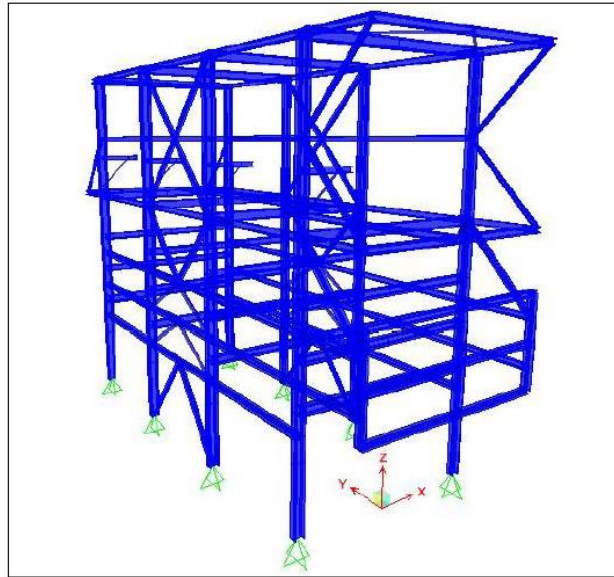


Figura 1.8: Pipe-Rack [26]

Le dimensioni del pipe-rack sono di 25,7 metri in direzione longitudinale, 8 metri in direzione trasversali e 16,8 metri in altezza. La struttura è composta da quattro telai in direzione trasversale e da due telai controventati in direzione longitudinale (PAR A e PAR B): ciascuno di questi è costituito da 3 campate di 6 metri e si estende per sei piani in altezza. Alle estremità sono presenti degli elementi a sbalzo.

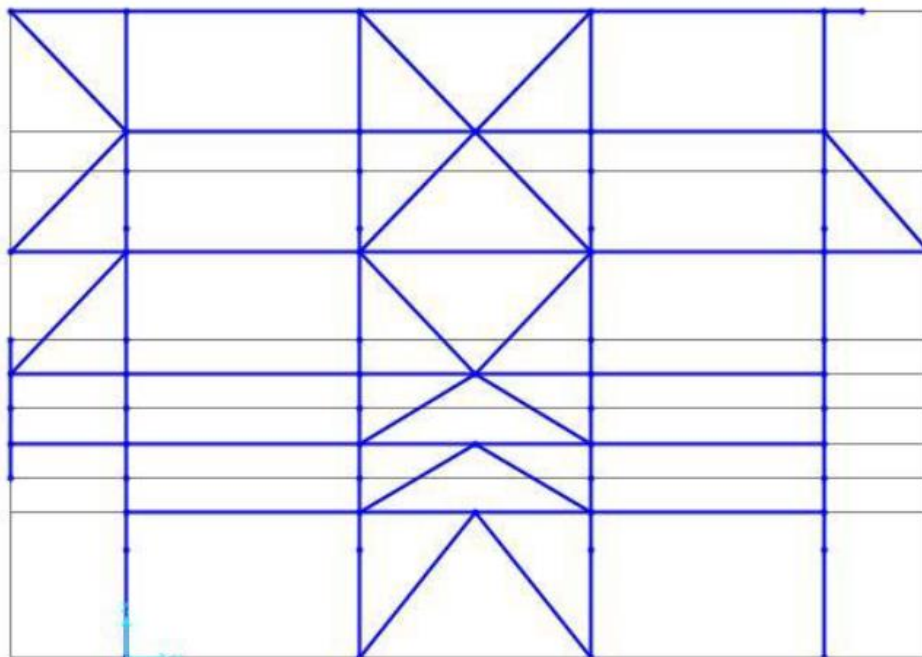


Figura 1.9: Telaio longitudinale [26]

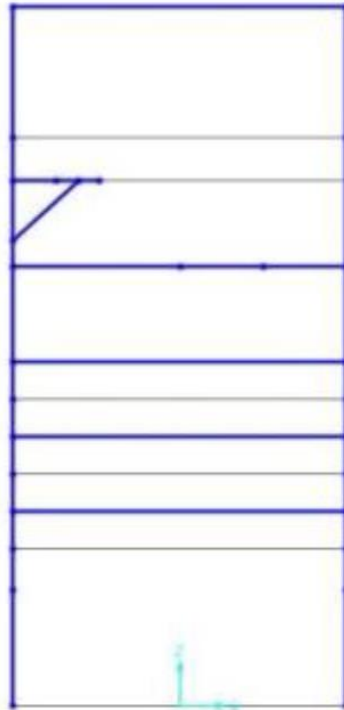


Figura 1.10: Telaio trasversale [26]

Le tipologie di sezione utilizzata sono diverse per i telai longitudinali e per quelli trasversali: per i primi le colonne hanno un profilo HEB400 rivestito esternamente in calcestruzzo mentre le travi sono realizzate con un profilo HEA200 per il penultimo piano e HEA240 sui restanti piani.

Per i secondi la sezione delle colonne è identica a quella utilizzata per le colonne dei telai longitudinali mentre le sezioni delle travi sono HEA360.

La tesi si concentra sull'analisi della resistenza al fuoco della struttura modulare, con particolare riferimento alla resistenza delle colonne: la soluzione progettuale esistente, ovvero quella del profilo in acciaio ricoperto esternamente in calcestruzzo, viene messa a confronto con la soluzione di tipo tubolare riempita in calcestruzzo, proposta nell'elaborato di tesi svolto da Padovani e Riva [26].

In figura si riportano la geometria di ambo le sezioni.

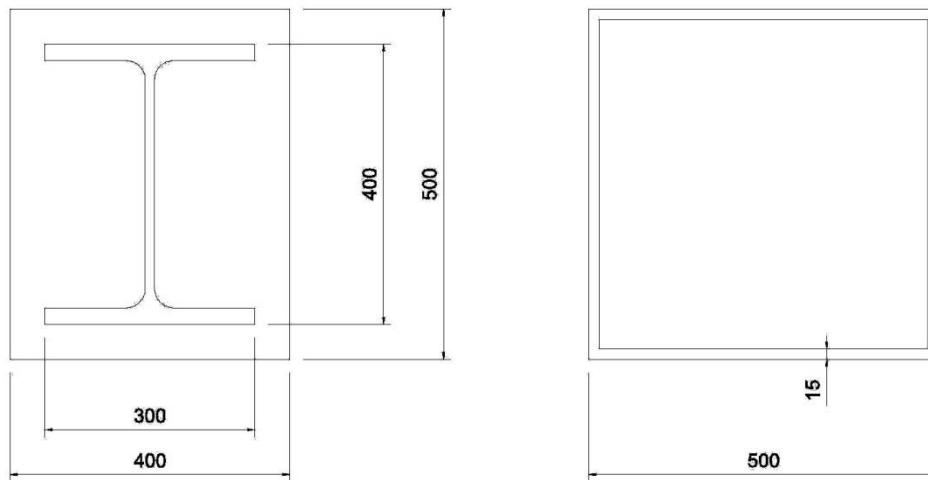


Figura 1.11: Sezioni oggetto di confronto della tesi

Si è deciso di trovare una soluzione alternativa a quella esistente in quanto il calcestruzzo posto a ricoprimento del profilo in acciaio, seppur garantisce un'ottima resistenza al fuoco, molto spesso viene danneggiato da successivi interventi, come ad esempio scanalature per il passaggio degli impianti, i quali, asportando parte del calcestruzzo, riducono la resistenza al fuoco della sezione stessa.

Inoltre tale soluzione rende più difficili i collegamenti di elementi secondari alla colonna stessa. La soluzione tubolare, oltre ad avere l'effetto benefico di aumentare la rigidità della struttura, permette un più facile collegamento di elementi accessori e secondari alla colonna stessa e, inoltre, la protezione al fuoco, rappresentata dalla massa termica di calcestruzzo interna, non viene danneggiata.

L'obiettivo della tesi è quindi di fare un confronto, in termini di resistenza al fuoco, tra le due soluzioni e di valutare, quindi, se è possibile sostituire la soluzione esistente, ovvero il profilo HEB400, con la soluzione tubolare, garantendo gli stessi requisiti di sicurezza. Nel caso in cui tale soluzione non garantisca un adeguato livello di sicurezza sarà necessario progettare opportune soluzioni progettuali per aumentare la resistenza al fuoco della soluzione tubolare.

ANALISI TERMICA

2.1. La trasmissione del calore

2.1.1. Introduzione

La termodinamica definisce due particolari forme di energia: il lavoro ed il calore. Esse non sono funzioni di stato, cioè non sono caratteristiche dello stato del sistema, ma si manifestano solo quando avviene uno scambio di energia: se ciò accade in virtù di una differenza tra le temperature di due corpi o fra due diversi punti del medesimo corpo, si verifica il fenomeno della trasmissione del calore.

La trasmissione del calore avviene attraverso tre principali fenomeni:

- conduzione;
- convezione;
- irraggiamento.

In realtà non si presenta mai una sola modalità di trasmissione del calore, ma solitamente si ha la combinazione di almeno due di esse: si tende però ad individuare il tipo di scambio dominante trascurando le altre modalità.

2.1.2. Conduzione

La conduzione termica è il processo che si instaura tra due o più corpi a contatto aventi temperatura differente. Tale meccanismo è tipico dei materiali solidi. È dovuto, nei materiali aventi elevata conducibilità termica, all'interazione degli elettroni liberi, mentre nei materiali a bassa conducibilità termica il calore è trasmesso tramite vibrazioni meccaniche del reticolo molecolare. Si ha in questo modo un trasferimento di energia, per effetto del gradiente di temperatura, senza spostamento di particelle.

Le proprietà del materiale necessarie per il calcolo della trasmissione del calore per conduzione sono le seguenti:

- Densità ρ [kg/m^3];
- Calore specifico c , definito come la quantità di calore necessaria per far aumentare di un grado una massa unitaria di materiale [J/kgK];
- Conducibilità termica λ , definita come la attraversa, nell'unità di tempo, un elemento a sezione unitaria, con gradiente termico unitario tra le sezioni terminali [W/mK]

Questi tre parametri permettono di determinare sia la diffusività termica α , definita dalla seguente espressione:

$$\alpha = \frac{k}{\rho c}$$

l'unità di misura della diffusività termica è m^2/sec .

In regime stazionario, cioè in assenza di dipendenza dal tempo, il flusso di calore \dot{q} per area unitaria risulta essere direttamente proporzionale al gradiente termico tra due punti (legge di Fourier):

$$\dot{q} = \lambda \frac{dT}{dx}$$

In regime transitorio, cioè nel caso in cui la temperatura non si mantiene costante nel tempo, il fenomeno della conduzione è modellato dalla seguente equazione:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial T}{\partial t}$$

2.1.3. Convezione

La convezione è il fenomeno di trasmissione del calore dovuto al moto macroscopico di fluido associato al movimento di un numero elevato di molecole. Si verifica, generalmente, tra la superficie di un solido ed il fluido circostante.

In questo caso si assume diretta proporzionalità tra il flusso di calore per area unitaria e la differenza di temperatura, secondo la legge di Newton:

$$\dot{q} = h \cdot \Delta T$$

h è il coefficiente di trasmissione del calore di tipo convettivo o coefficiente liminare, determinabile sperimentalmente. La sua unità di misura è W/m^2K . Tale parametro varia a seconda delle caratteristiche del fluido, quali densità, velocità, comprimibilità e viscosità, della geometria della superficie e dello spessore dello strato limite.

2.1.4. Irraggiamento

l'irraggiamento è il fenomeno di trasmissione del calore mediante onde elettromagnetiche attraverso il vuoto oppure attraverso solidi e liquidi trasparenti. La relazione tra il flusso di calore radiante in un punto di una superficie ricevente e la temperatura della superficie emittente è esprimibile tramite la seguente relazione:

$$\dot{q} = \varphi \cdot \varepsilon_e \cdot \sigma \cdot T_e^4$$

Dove:

φ è il coefficiente di configurazione;

ε_e è l'emissività della superficie radiante;

σ è la costante di Stefan Boltzmann, pari a $5.67 \times 10^{-8} W/m^2K^4$;

T_e è la temperatura assoluta della superficie radiante.

Poichè in realtà sia la superficie radiante che quella ricevente assorbono e irradiano energia, il flusso di calore risultante dalla superficie più calda a quella più fredda è dato dalla seguente equazione:

$$\dot{q} = \varphi \cdot \varepsilon \cdot \sigma \cdot (T_e^4 - T_r^4)$$

Dove:

T_r è la temperatura assoluta della superficie ricevente;

ε è l'emissività risultante, espressa dalla seguente equazione:

$$\varepsilon = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_e} + \frac{1}{\varepsilon_r} - 1}$$

ε_r è l'emissività della superficie ricevente.

2.2. Analisi termica degli elementi strutturali durante l'incendio

2.2.1. Flusso termico sugli elementi strutturali

L'azione termica dell'incendio è rappresentata dal flusso di calore \dot{h}_{net} trasmesso alla superficie dell'elemento strutturale ed è determinabile [25] in base ai contributi della convezione $\dot{h}_{net,c}$ e dell'irraggiamento $\dot{h}_{net,r}$:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}$$

Il flusso di calore dovuto alla convezione è dato da:

$$\dot{h}_{net,c} = h \cdot (T_g - T_m)$$

Dove:

h è il coefficiente di scambio per convezione;

T_g è la temperatura dei gas dell'ambiente [K];

T_m è la temperatura superficiale dell'elemento strutturale [K].

Il flusso di calore dovuto all'irraggiamento è dato da:

$$\dot{h}_{net,r} = \varphi \cdot \varepsilon_r \cdot \sigma \cdot (T_r^4 - T_m^4)$$

Dove:

φ è il coefficiente di configurazione;

ε_r è l'emissività risultante, data dal prodotto dell'emissività di fiamma ε_f l'emissività relativa alla superficie ε_m ;

T_r è la temperatura radiante dell'ambiente che può essere rappresentata da quella dei gas T_g ;

2.2.2. Transitorio termico negli elementi strutturali

Il meccanismo fondamentale di trasmissione del calore all'interno di un elemento strutturale è la conduzione. Nell'ipotesi di corpo continuo, omogeneo ed isotropo l'equazione di Fourier, nel caso generale, può essere scritta nella seguente forma:

$$\dot{q} = \dot{q}_x \cdot i + \dot{q}_y \cdot j + \dot{q}_z \cdot k = -\lambda \cdot \left(\frac{\partial T}{\partial x} \cdot i + \frac{\partial T}{\partial y} \cdot j + \frac{\partial T}{\partial z} \cdot k \right) = -\lambda \cdot \nabla T$$

Nell'ipotesi aggiuntiva di assenza di generazione di calore all'interno dell'elemento strutturale, il bilancio energetico nell'elemento infinitesimo di volume risulta:

$$dQ_e = dU$$

Dove:

Q_e è il calore entrante nel volume V ;

U è l'energia interna di V

Il primo termine dell'equazione risulta pari a:

$$dQ_e = -dt \cdot \int_A \dot{q} \cdot n \cdot dA$$

In virtù del teorema di Gauss si ottiene:

$$\int_A \dot{q} \cdot n \cdot dA = \int_V \nabla \dot{q} \cdot dV$$

Quindi:

$$dQ_e = -dt \cdot \int_V \left(\frac{\partial \dot{q}}{\partial x} + \frac{\partial \dot{q}}{\partial y} + \frac{\partial \dot{q}}{\partial z} \right) \cdot dV$$

Il secondo termine dipende da calore specifico, densità e gradiente di temperatura, ed è pari a:

$$dU = dt \cdot \int_V c \cdot \rho \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dV$$

Sostituendo ambo i termini nell'equazione di bilancio risulta:

$$-dt \cdot \int_V \left(\frac{\partial \dot{q}}{\partial x} + \frac{\partial \dot{q}}{\partial y} + \frac{\partial \dot{q}}{\partial z} \right) \cdot dV = dt \cdot \int_V c \cdot \rho \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dV$$

Poichè tale equilibrio di energia è valido ad ogni istante dt l'equazione risulta così scritta:

$$-\nabla \dot{q} = c \cdot \rho \cdot \frac{\partial T}{\partial t}$$

Introducendo la relazione tra flusso di calore e gradiente di temperatura si ottiene l'equazione differenziale a derivate parziali precedentemente introdotta al paragrafo 2.1.2:

$$\nabla^2 T = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial T}{\partial t}$$

Dove α è il coefficiente di diffusività termica.

Nel caso di problemi di tipo assialsimmetrico è più conveniente fare riferimento alle coordinate cilindriche (r, ϑ, z) , ottenendo:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial T}{\partial r} = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial T}{\partial t}$$

2.3. Dati sperimentali

2.3.1. Descrizione della campagna sperimentale

Lo studio sperimentale, condotto dal professor Acito [1], [2], [3], docente del Politecnico di Milano, ha come oggetto colonne RCSST (Reinforced Concrete Filled Steel Tube), ovvero colonne in calcestruzzo armato incamiciate con tubo metallico. Lo scopo della sperimentazione è quello di caratterizzare questa tipologia strutturale sia dal punto di vista meccanico, con prove di compressione assiale di tipo residuale (prove “a freddo”) e prove “a caldo”, sia dal punto di vista termico, con la mappatura tridimensionale delle temperature a seguito dell'esposizione all'azione dell'incendio. Per realizzare tale campagna sperimentale sono state predisposte sei colonne, con sezione di diametro circa pari a 46 cm e altezza limitata a 1.6 metri, di cui due prive di camicia metallica; queste ultime hanno caratteristiche meccaniche e geometriche uguali a quelle della parte interna in calcestruzzo armato delle restanti quattro colonne incamiciate. Tale sezione riproduce fedelmente quelle utilizzate nelle strutture del nuovo Ospedale di Bergamo.

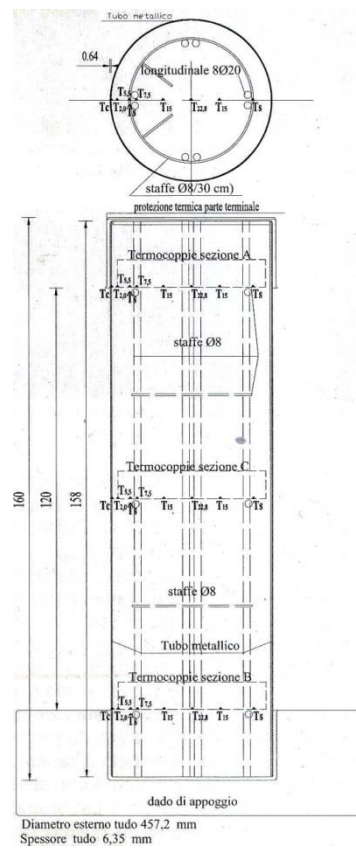


Figura 2.1: Geometria delle colonne RCSST [3]

Quattro colonne, di cui una senza camicia metallica, sono state sottoposte a prove di esposizione alla curva di incendio standard della Circolare Ministeriale n. 91, caratterizzata da temperature leggermente superiori a quella ISO834.

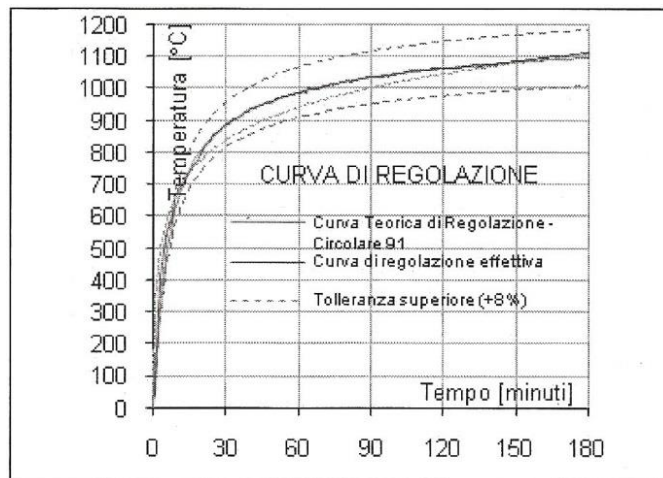


Figura 2.2: Curva di incendio utilizzata nella sperimentazione [3]

La prova di esposizione al fuoco, della durata di 3 ore, è stata svolta presso il Centro Sperimentale Italiano (CSI) di Bollate e prevedeva il riscaldamento assialsimmetrico delle colonne per un'altezza di 1.2 metri, in quanto si è predisposta una protezione termica nelle parti terminali.

Dopo il raffreddamento, le colonne sono state sottoposte a prova a compressione, svolte presso il Laboratorio Prove Materiali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano, atta a valutare il comportamento residuale. Inoltre è stata svolta una prova "a caldo" su una colonna, in condizioni di precarico.

2.3.2. Risultati

Di seguito si riportano le temperature registrate grazie alle termocoppie disposte all'interno dei provini, durante la prova di incendio:

- Sezione A

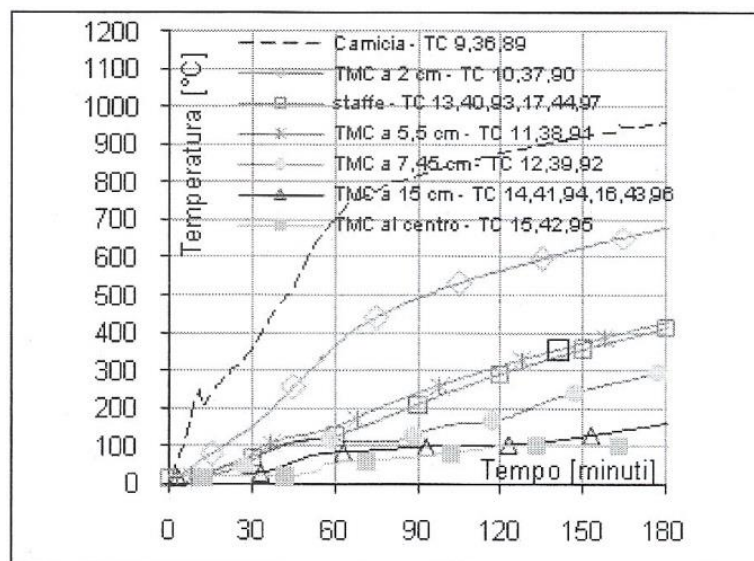


Figura 2.3: andamento delle temperature nella sezione A [3]

- Sezione B

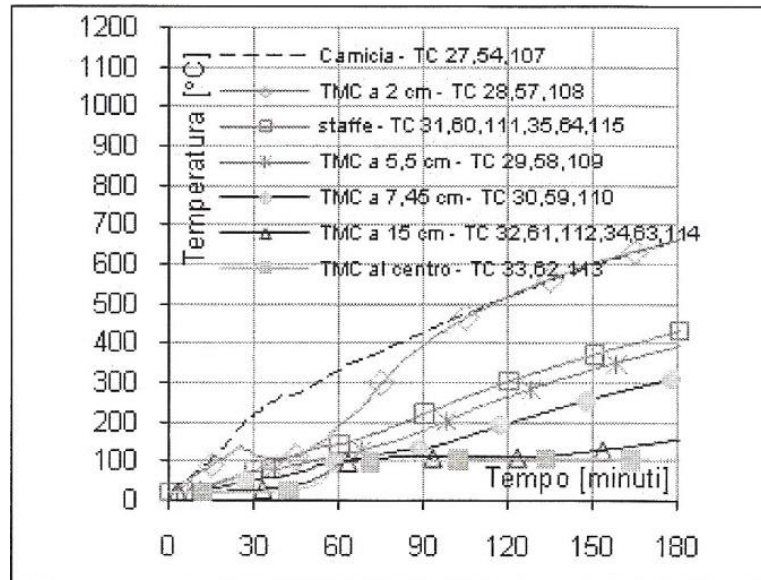


Figura 2.4: andamento delle temperature nella sezione B [3]

- Sezione C

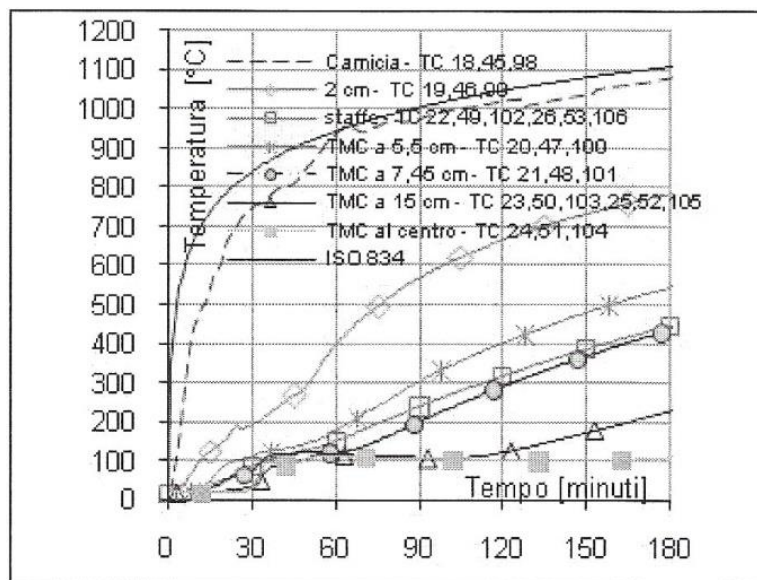


Figura 2.5: andamento delle temperature nella sezione C [3]

I grafici successivi mostrano il profilo di temperatura lungo la sezione per esposizione all'incendio di durata, rispettivamente, di 60, 90 e 120 minuti.

- 60 minuti

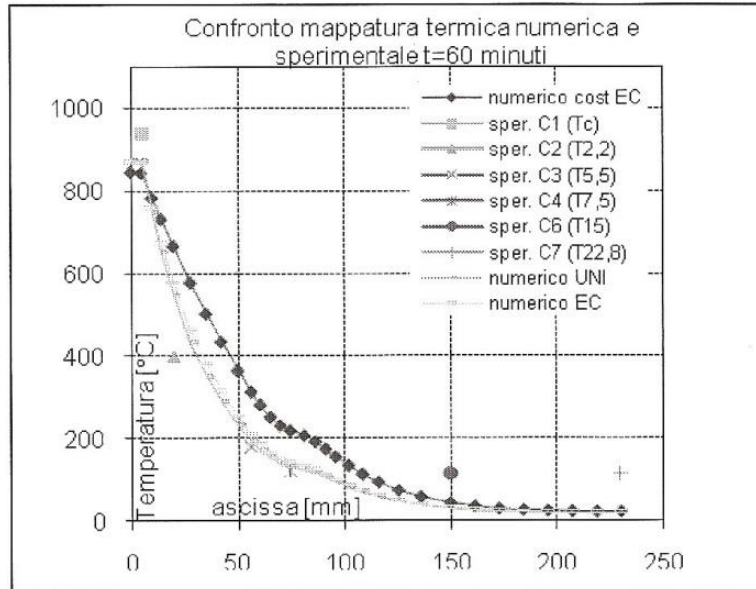


Figura 2.6: profilo di temperatura nella sezione dopo 60 minuti [1]

- 90 minuti

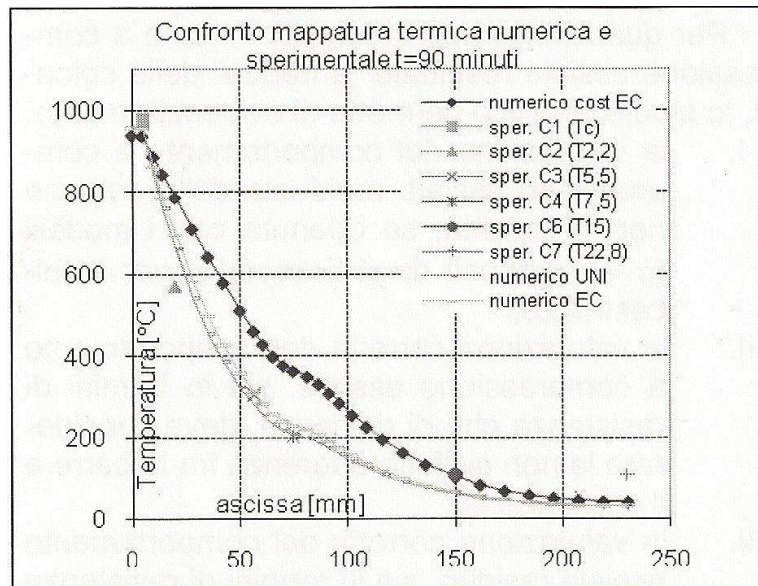


Figura 2.7: profilo di temperatura nella sezione dopo 90 minuti [1]

- 120 minuti

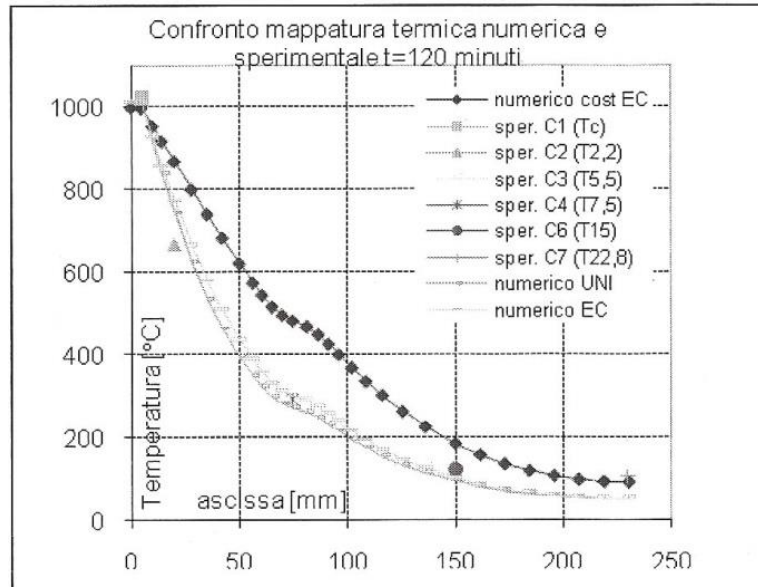


Figura 2.8: profilo di temperatura nella sezione dopo 120 minuti [1]

2.4. Proprietà termiche di acciaio e calcestruzzo secondo Eurocodice

2.4.1. Acciaio al carbonio

Il calore specifico dell'acciaio c_a (J/kgK) varia in funzione della temperatura dell'acciaio ϑ_a , secondo le seguenti espressioni [10]:

- Per $20^\circ\text{C} \leq \vartheta_a \leq 600^\circ\text{C}$

$$c_a = 425 + 7.73 \cdot 10^{-1} \cdot \vartheta_a - 1.69 \cdot 10^{-3} \cdot \vartheta_a^2 + 2.22 \cdot 10^{-6} \cdot \vartheta_a^3$$

- Per $600^\circ\text{C} \leq \vartheta_a \leq 735^\circ\text{C}$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \vartheta_a}$$

- Per $735^\circ\text{C} \leq \vartheta_a \leq 900^\circ\text{C}$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\vartheta_a - 731}$$

- Per $900^\circ\text{C} \leq \vartheta_a \leq 1200^\circ\text{C}$

$$c_a = 650$$

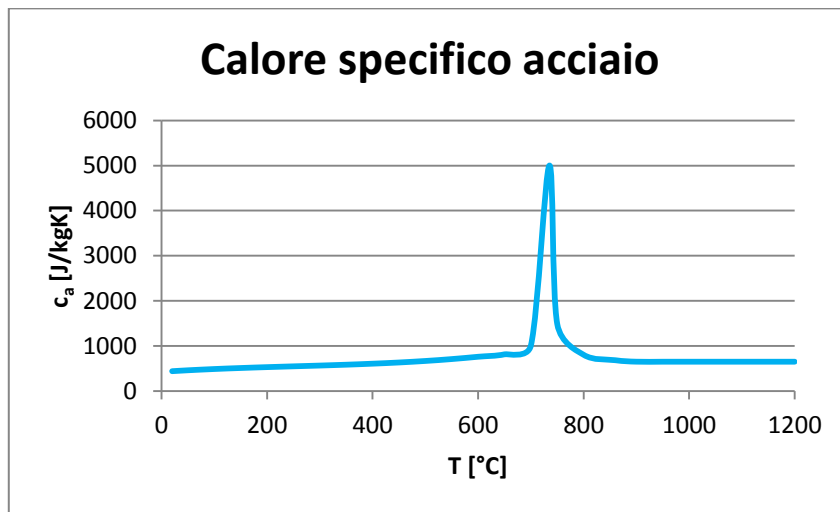


Grafico 2.1: curva del calore specifico dell'acciaio in funzione della temperatura

La conducibilità termica (W/mK) dell'acciaio al carbonio risulta così definita:

- Per $20^{\circ}\text{C} \leq \vartheta_a \leq 800^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \cdot 10^{-2} \cdot \theta_a$$

- Per $800^{\circ}\text{C} \leq \vartheta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_a = 27.3$$

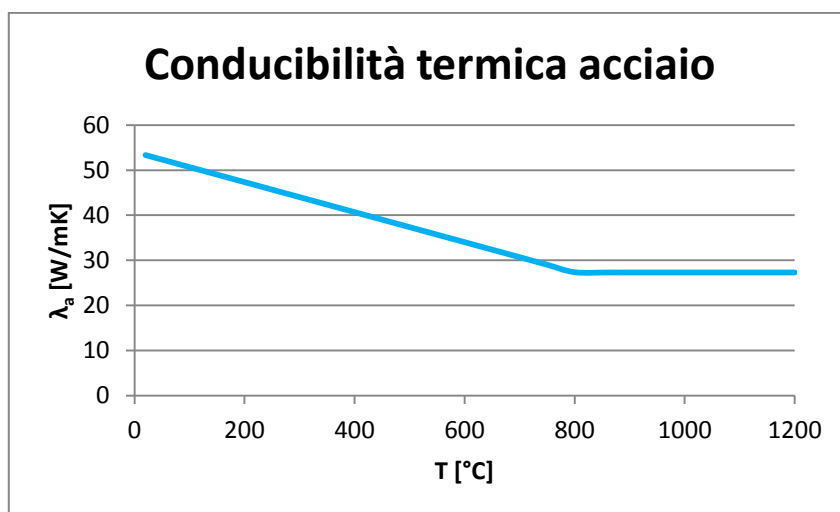


Grafico 2.2: curva della conducibilità termica dell'acciaio in funzione della temperatura

2.4.2. Calcestruzzo

Il calore specifico c_p (J/kgK) del calcestruzzo secco ($u=0\%$) può essere determinato con le seguenti formule, dipendenti dalla temperatura ϑ_a [9]:

- Per $20^\circ\text{C} \leq \vartheta_a \leq 100^\circ\text{C}$

$$c_p = 900$$

- Per $100^\circ\text{C} \leq \vartheta_a \leq 200^\circ\text{C}$

$$c_p = 900 + (\vartheta_a - 100)$$

- Per $200^\circ\text{C} \leq \vartheta_a \leq 400^\circ\text{C}$

$$c_p = 1100 + \frac{\vartheta_a - 200}{2}$$

- Per $400^\circ\text{C} \leq \vartheta_a \leq 1200^\circ\text{C}$

$$c_a = 1100$$

Nel caso in cui l'umidità del calcestruzzo non venga esplicitamente considerata nel metodo di calcolo occorre utilizzare un valore di calore specifico di picco $c_{p,peak}$, tra i 100°C e i 115°C , ed un andamento lineare decrescente tra i 115°C e i 200°C .

I valori del coefficiente di picco sono definiti in funzione del contenuto di umidità u :

- $u=0\%$ del calcestruzzo

$$c_{p,peak} = 900$$

- $u=1.5\%$ del peso del calcestruzzo

$$c_{p,peak} = 1470$$

- $u=3\%$ del peso del calcestruzzo

$$c_{p,peak} = 2020$$

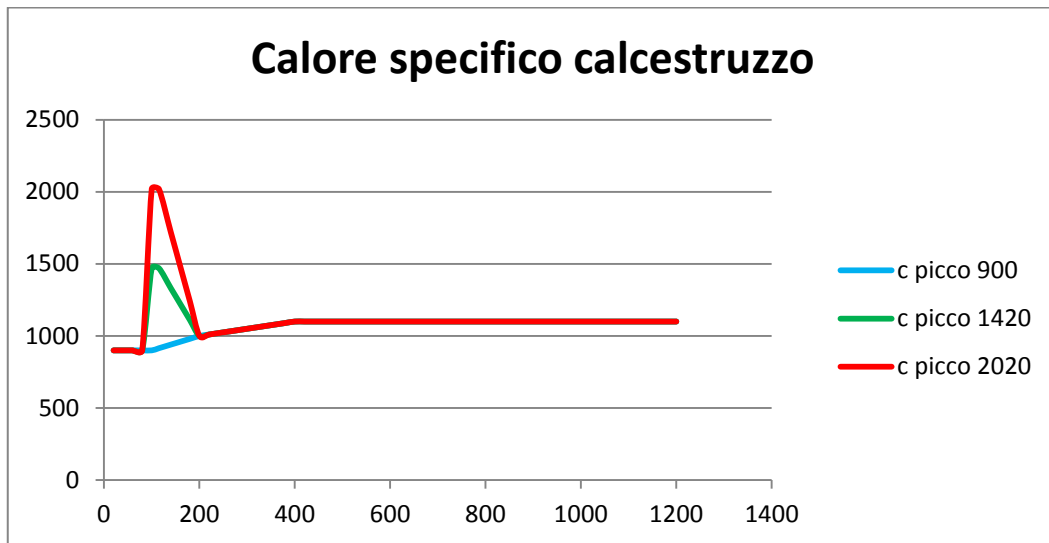


Grafico 2.3: possibili curve del calore specifico del calcestruzzo in funzione della temperatura

Per quanto riguarda la conducibilità termica del calcestruzzo λ_c l'Eurocodice 2 stabilisce due curve limite, entro i quali i valori scelti devono stare:

- limite superiore

$$\lambda_c = 2 - 0.2451 \cdot \frac{\theta}{100} + 0.0107 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2$$

- limite inferiore

$$\lambda_c = 1.36 - 0.136 \cdot \frac{\theta}{100} + 0.0057 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2$$

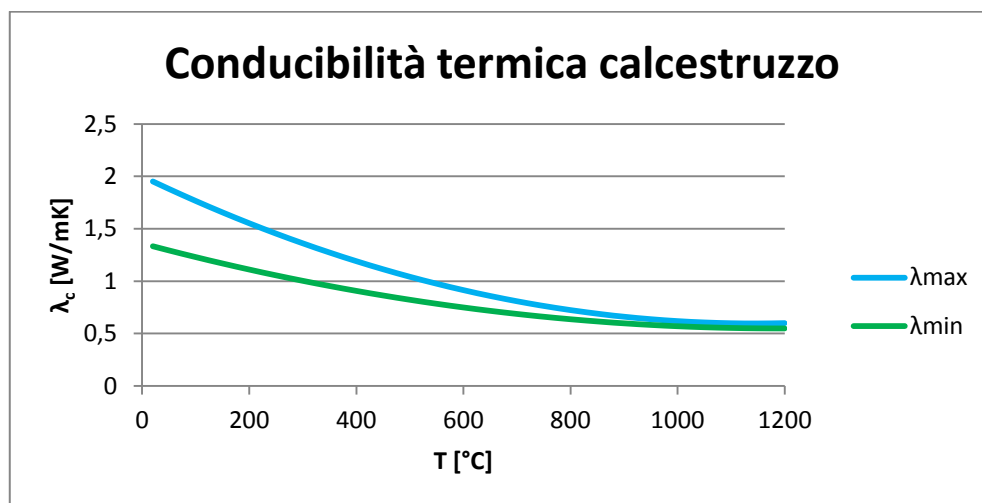


Grafico 2.4: possibili curve della conducibilità termica del calcestruzzo in funzione della temperatura

2.5. Modello numerico dei campioni sottoposti a prova

2.5.1. Sviluppo del modello

La determinazione delle proprietà termiche del calcestruzzo richiede la creazione un modello numerico atto a riprodurre, il più fedelmente possibile, il comportamento sperimentale delle colonne oggetto di studio: in questo caso si è utilizzato il software di calcolo ad elementi finiti Abaqus.

In primo luogo è necessario definire la geometria dei campioni provati nell'ambito della campagna sperimentale [1]: dato che, eccetto per le parti terminali, i provini sono soggetti a temperatura uniforme nella direzione parallela all'asse degli stessi, è possibile utilizzare semplificare la trattazione del problema attraverso l'utilizzo di un modello bidimensionale. Ciò comporta un onere computazionale certamente inferiore rispetto ad una modellazione tridimensionale.

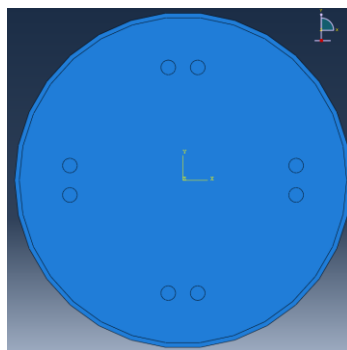


Figura 2.9: geometria del provino

In secondo luogo si inseriscono le proprietà termiche (calore specifico e conducibilità termica) dei due materiali, in accordo alla normativa Eurocodice: se nel caso dell'acciaio queste sono univocamente definite, per quanto riguarda il calcestruzzo si hanno molteplici possibilità, come precedentemente introdotto al paragrafo 2.4.2.

In particolare si hanno tre possibili soluzioni per quanto riguarda il calore specifico, mentre per la conducibilità termica si è deciso di utilizzare le tre seguenti alternative:

- λ_{\max} ;
- λ_{\min} ;
- $\lambda_{\text{variabile}}$. Per temperature comprese tra 20°C e 150°C è pari alla curva di conducibilità massima, mentre per temperature superiori ai 150°C è pari a quella di conducibilità minima;

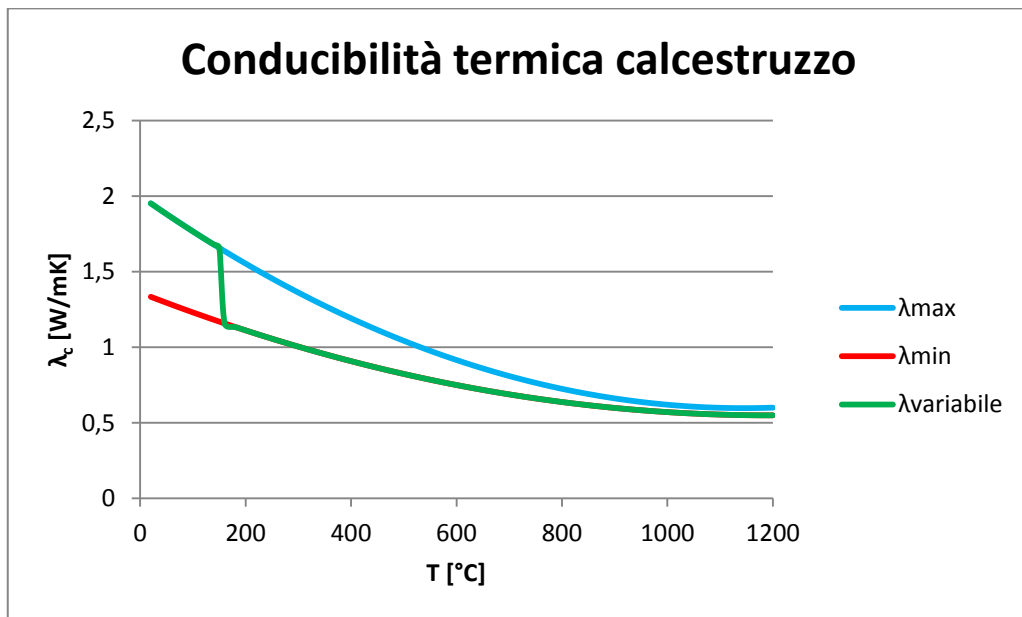


Grafico 2.5: curve della conducibilità termica del calcestruzzo usate nella modellazione

Perciò, per poter determinare quali sono le proprietà termiche che meglio approssimano il comportamento dei provini, occorre realizzare nove diversi modelli, ciascuno riferito ad una possibile coppia calore specifico – conducibilità termica del calcestruzzo.

La tabella seguente riporta le nove alternative implementate in questa fase di valutazione delle proprietà termiche del calcestruzzo.

| Modello | λ | C_{picco} |
|---------|-----------|--------------------|
| 1 | max | 900 |
| 2 | max | 1470 |
| 3 | max | 2020 |
| 4 | min | 900 |
| 5 | min | 1470 |
| 6 | min | 2020 |
| 7 | variabile | 900 |
| 8 | variabile | 1470 |
| 9 | variabile | 2020 |

Tabella 2.1: elenco dei modelli creati per la modellazione numerica dei provini

In terzo luogo si inserisce la curva di incendio utilizzata nella sperimentazione, ovvero la alla curva di incendio standard della Circolare Ministeriale n. 91.

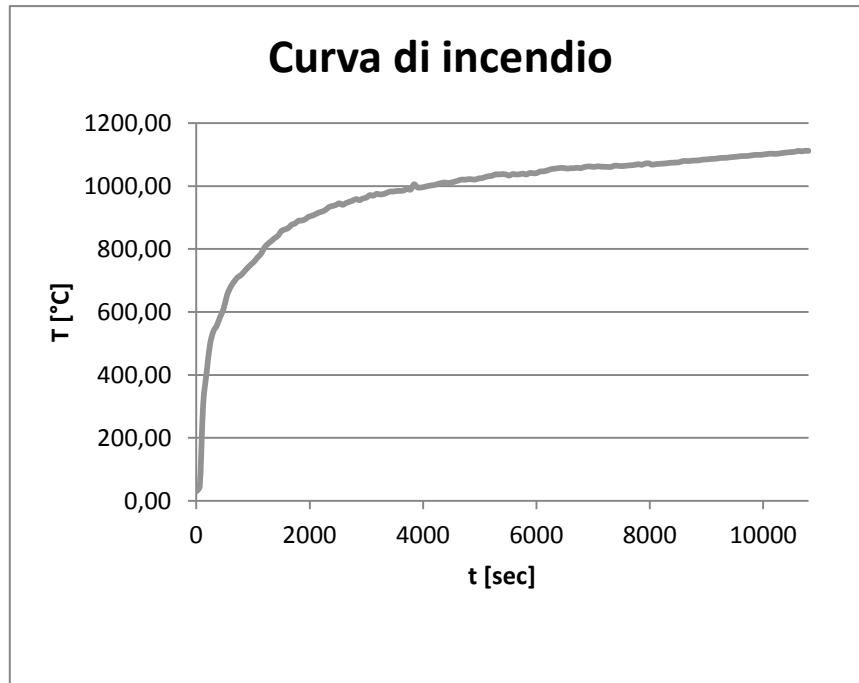


Grafico 2.6: curva di incendio CM-91

Si assume un valore del coefficiente di convezione h pari a $25 \text{ W/m}^2\text{K}$ (valore suggerito in normativa per curve di tipo standard) e un valore di emissività risultante ε_r pari a 0.7 (valore tipico per l'acciaio).

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

$$\varepsilon_r = 0.7$$

L'interazione tra i diversi componenti della sezione (calcestruzzo, camicia metallica e barre di armatura) è di tipo "tie constraint": perciò lo scambio di calore avviene per conduzione.

Infine si impone un campo di temperatura uniforme in tutta la sezione, pari a 20°C .

2.5.2. Risultati

L'analisi termica permette di ottenere il valore di temperatura durante l'incendio in qualsiasi punto della sezione. Nei provini sono state inserite delle termocoppie atte a registrare il profilo di temperature durante l'incendio in punti discreti, quali:

- camicia esterna;
- 2 cm dal bordo esterno;
- 5.5 cm dal bordo esterno;
- 7.45 cm dal bordo esterno;
- 15 cm dal bordo esterno;
- centro della sezione.

Nell'appendice A si riportano tutti i risultati ottenuti. Di seguito, invece, vengono evidenziati gli aspetti più importanti del confronto tra sperimentazione e modellazione numerica, con riferimento al Modello 4.

1) Termocoppia sulla camicia esterna

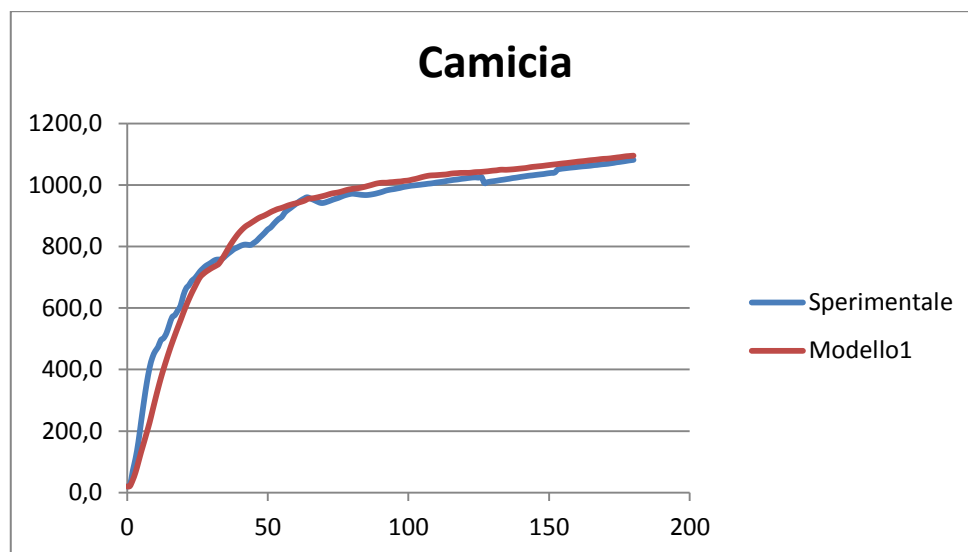


Grafico 2.7: confronto numerico-sperimentale delle temperature nella camicia metallica modello 1

Dall'analisi di questo grafico si può notare come ci sia buon accordo tra i valori sperimentali e quelli numerici: infatti i due profili di temperatura hanno sono molto simili tra di loro. Inoltre le temperature determinate numericamente sono pressochè uguali per tutti e nove i modelli.

2) Termocoppia a 2 cm dal bordo esterno

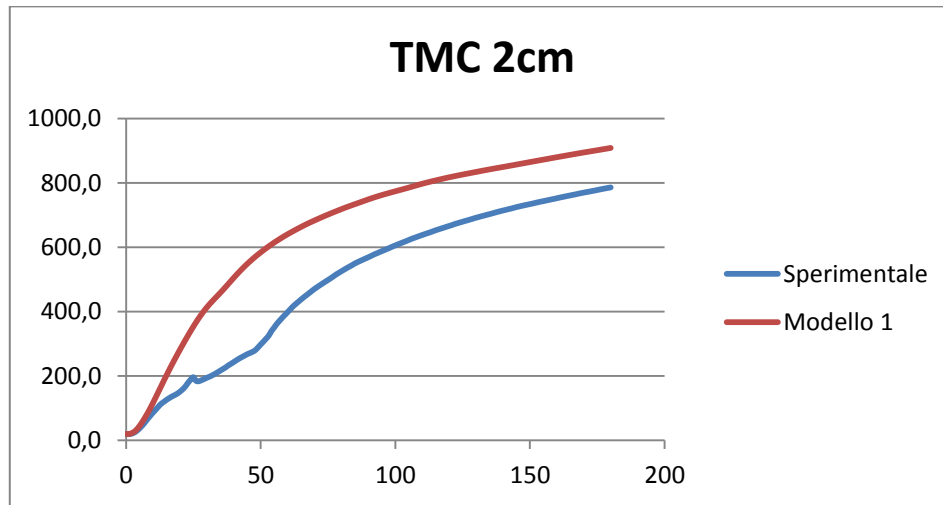


Grafico 2.8: confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC 2cm modello 1

I valori numerici sono molto più alti rispetto a quelli sperimentali: ciò significa che occorre modificare alcune ipotesi assunte in fase di modellazione per ottenere una migliore corrispondenza con i valori sperimentali, ovvero che il passaggio di calore tra la camicia metallica e il nucleo interno in calcestruzzo sia governato da una resistenza all'interfaccia tra i due materiali, tale da provocare valori di temperatura inferiori rispetto a quelli che derivano dall'ipotesi di perfetta conduzione.

3) Termocoppia a al centro della della sezione

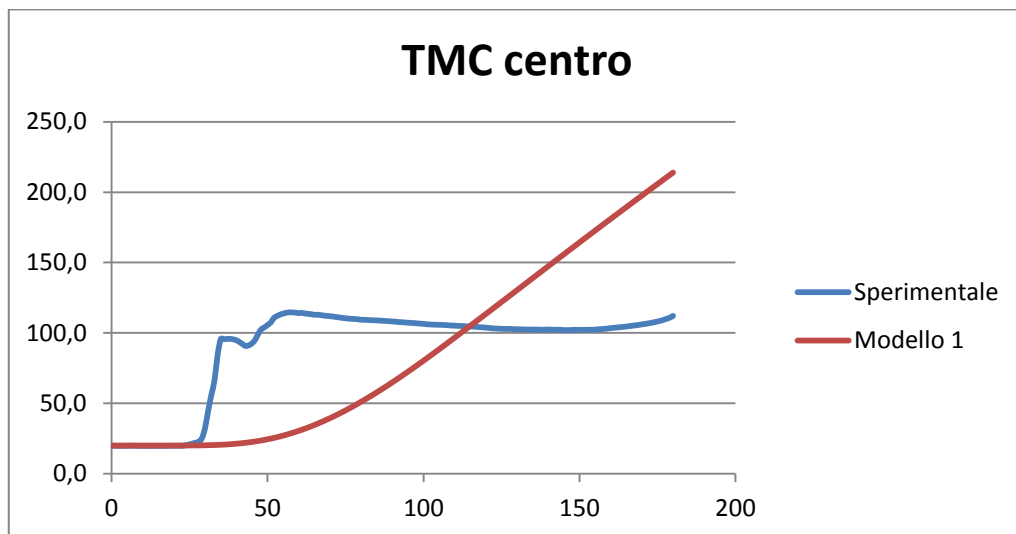


Grafico 2.9: confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC centro modello 1

Dal grafico risulta chiaramente come le temperature sperimentali presentano un incremento molto repentino dai 20 ai circa 105°C-110°C, rimanendo poi all'incirca costante. I modelli numerici presentano invece un incremento graduale di temperatura nel corso della prova.

Di tutti i nove modelli creati quello che presenta un comportamento maggiormente simile a quello sperimentale è il modello 5, caratterizzato da conducibilità termica minima e calore specifico al picco di 1470 J/kgK. Di seguito si riportano i grafici confronto tra le temperature sperimentali e da modello.

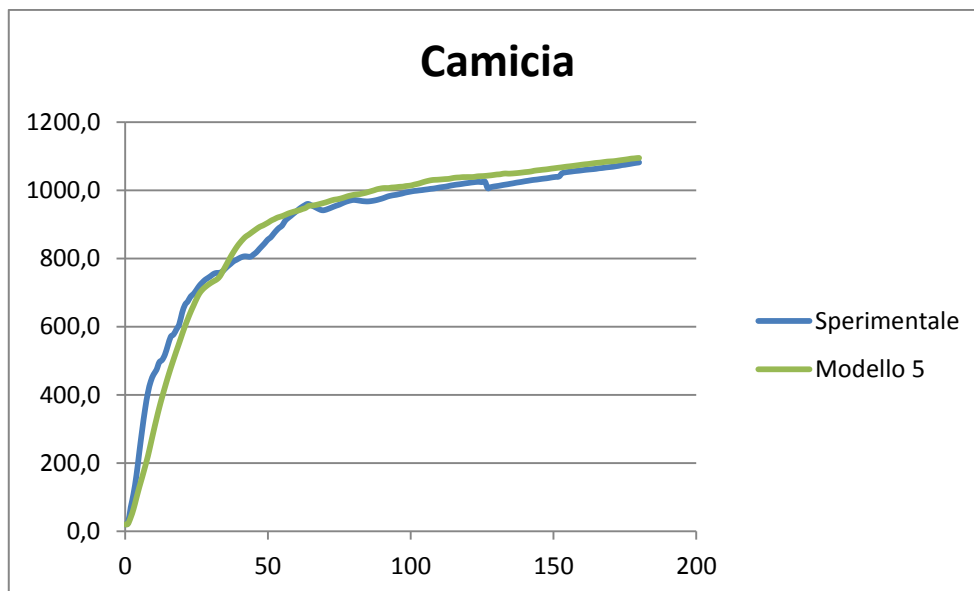


Grafico 2.10: confronto numerico-sperimentale delle temperature camicia metallica modello 5

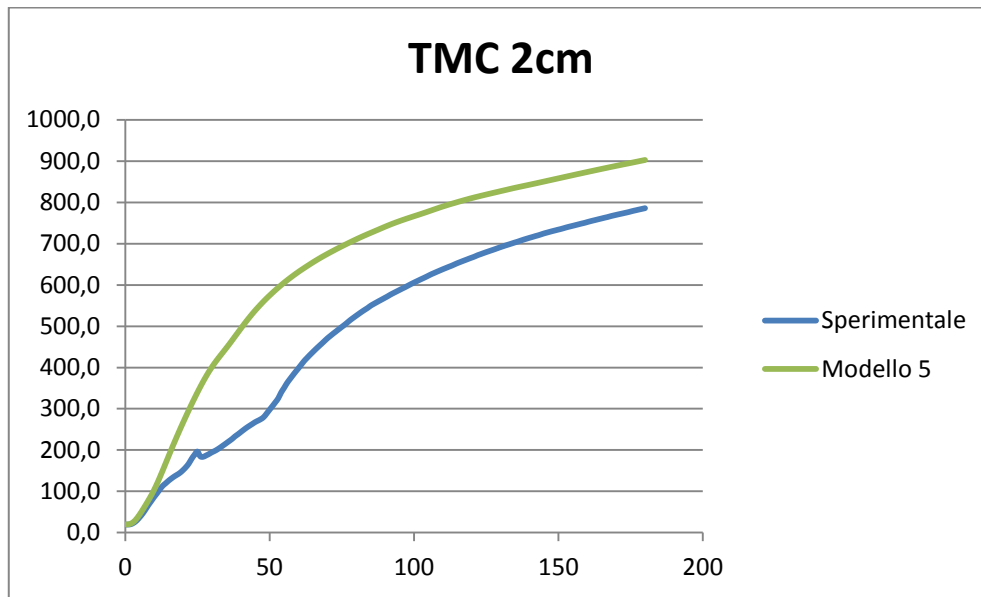


Grafico 2.11: confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC 2cm modello 5

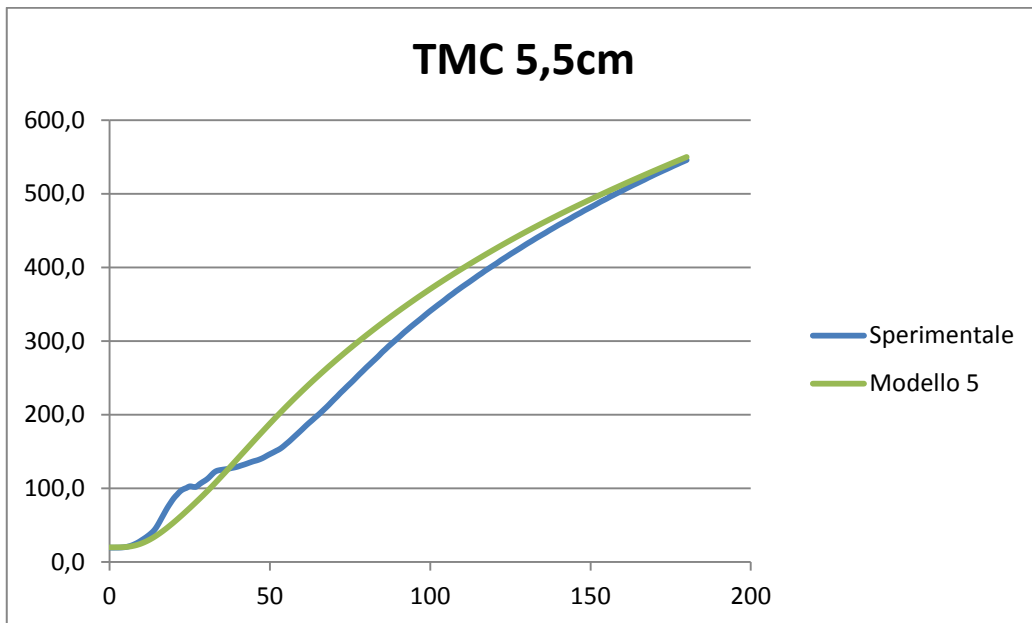


Grafico 2.12: confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC 5.5cm modello 5

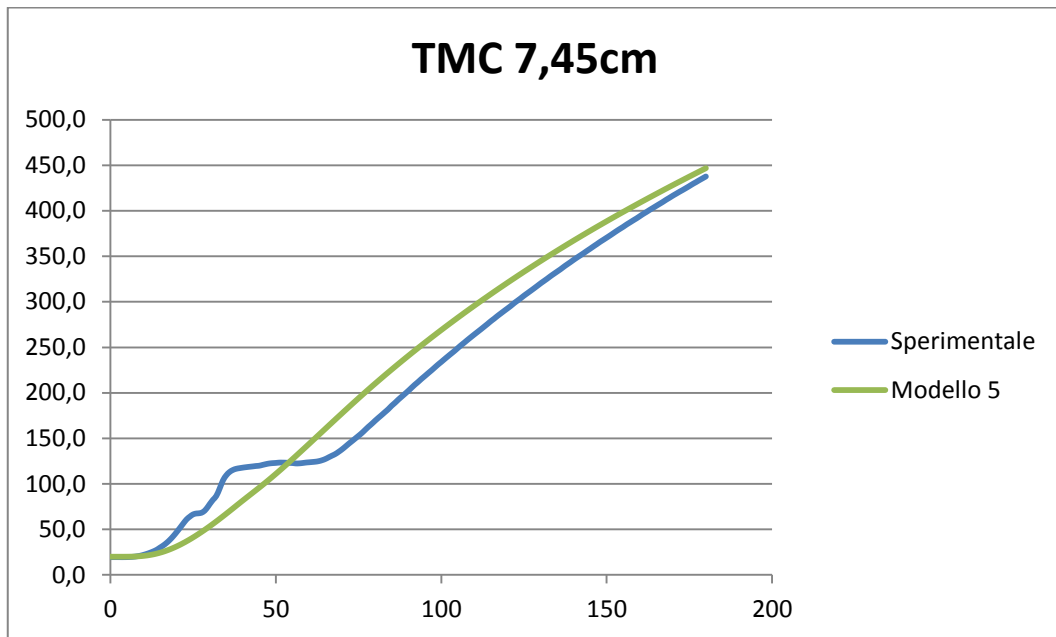


Grafico 2.13: confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC 7.45 cm modello 5

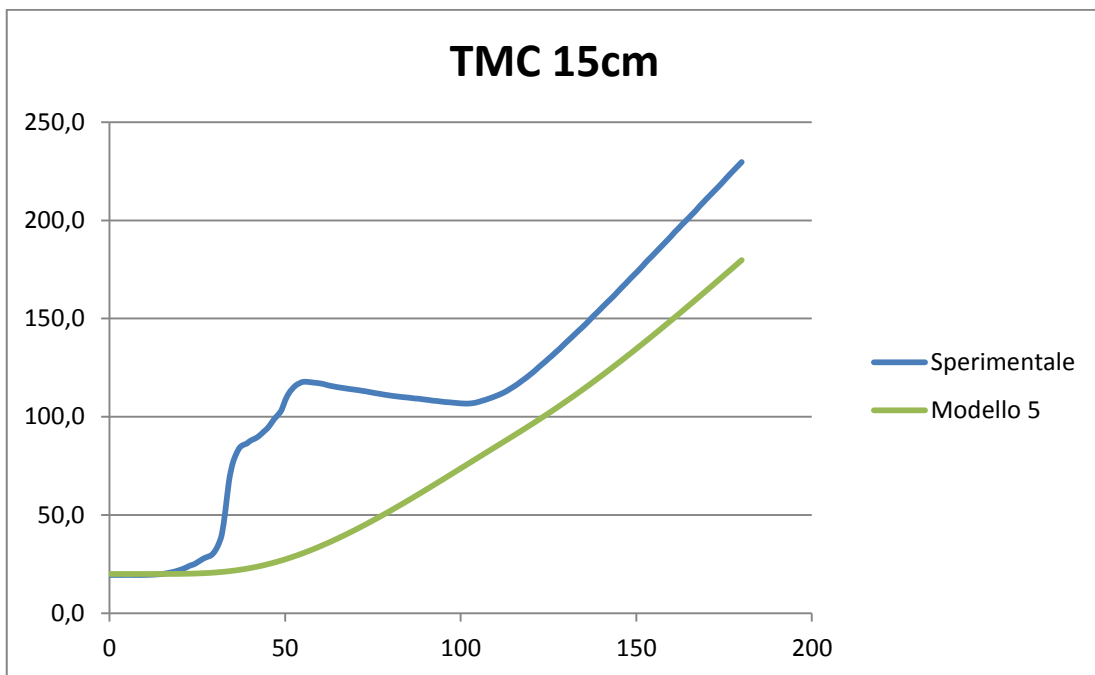


Grafico 2.14: confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC 15 cm modello 5

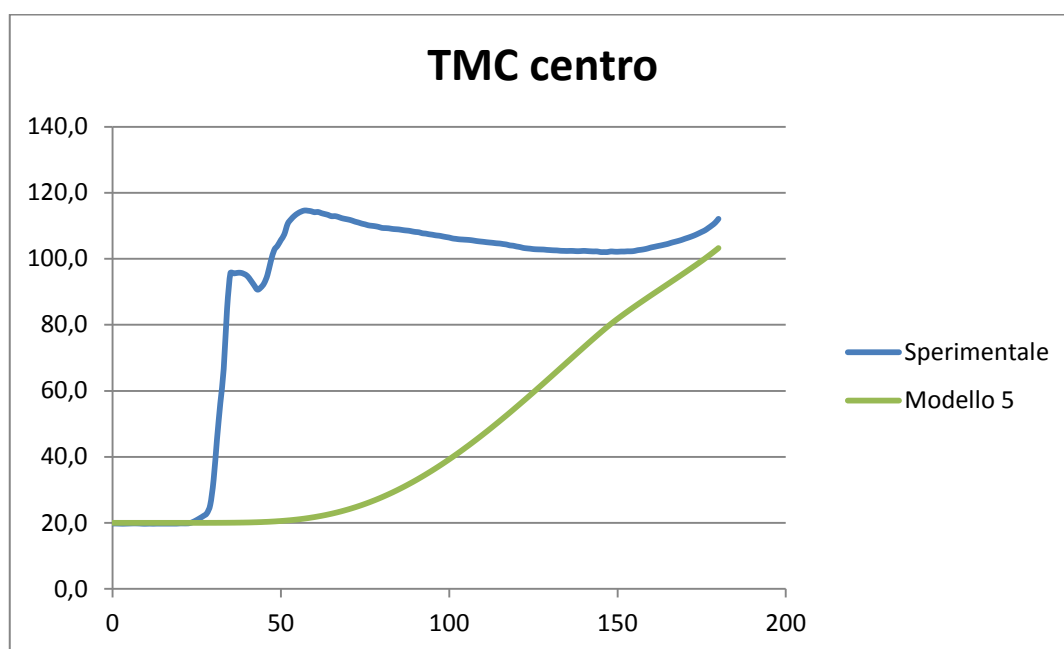


Grafico 2.15: confronto numerico-sperimentale delle temperature TMC centro modello 5

2.6. Fenomeno del distacco camicia-calcestruzzo

2.6.1. Conducibilità termica all'interfaccia

Analizzando i risultati precedentemente introdotti si può notare come l'analisi numerica tenda a sovrastimare le temperatura nelle zone di calcestruzzo prossime alla camicia metallica: ciò significa che esiste una resistenza al passaggio di calore all'interfaccia acciaio-calcestruzzo, ignorata in fase di modellazione. L'aver introdotto un'interazione di tipo "tie constraint" presuppone che lo scambio di calore tra i due materiali avvenga unicamente per conduzione, nell'ipotesi di perfetto contatto.

Tale resistenza all'interfaccia è dovuta al fatto che il contatto tra nucleo interno in calcestruzzo e camicia metallica non è di tipo continuo ma discreto e che i vuoti presenti tra i due materiali sono generalmente riempiti con fluido, che può essere acqua o vapore nel caso di colonne tubolari, con conducibilità termica notevolmente inferiore.

Il calore scambiato \dot{q} [W/m²] all'interfaccia viene generalmente espresso in accordo alla legge di Newton:

$$\dot{q} = h_j \cdot \Delta T$$

Dove h_j [W/m²K] è la conducibilità termica all'interfaccia.

Il fenomeno del distacco acciaio-calcestruzzo durante l'incendio è stato oggetto di studio di molti ricercatori [8]: in particolare, in questo elaborato, ci si basa sul lavoro svolto dal ricercatore Jamil Ghojel [19], il quale ha determinato, sperimentalmente, l'espressione di h_j :

$$h_j = 160.5 - 63.8 \cdot e^{-339.9 \cdot T^{-1.4}}$$

Dove T è la temperatura dell'acciaio.

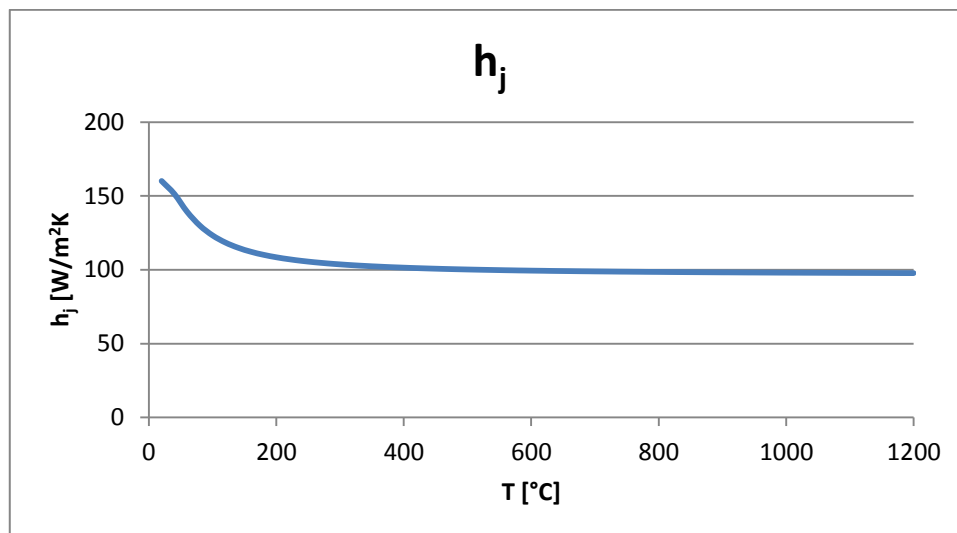


Grafico 2.16: curva della conducibilità termica all'interfaccia al variare della temperatura

Come si evince dal grafico la conducibilità all'interfaccia decresce molto rapidamente per valori di temperatura inferiori ai 200°C: ciò è dovuto al fatto che l'acqua presente all'interfaccia si trasforma in vapore all'aumentare della temperatura, il quale ha una conducibilità termica sensibilmente inferiore a quella dell'acqua, e all'aumento del gap di interfaccia sia per l'espansione dell'acciaio sia per il fenomeno di ritiro per essiccamento del calcestruzzo.

Per temperature più elevate, invece, si ha un andamento pressochè costante della conducibilità all'interfaccia. Ciò è dovuto al verificarsi di due fenomeni contrapposti, ovvero l'aumento del gap tra acciaio e calcestruzzo all'aumentare

della temperature, dovuto alla differente deformazione termica, il quale tende a ridurre il valore di h_j e all'aumento della conducibilità termica dell'acciaio per temperature crescenti, il quale tende ad aumentare il valore di h_j .

2.6.2. Implementazione in un codice ad elementi finiti

L'implementazione in Abaqus della condubilità termica all'interfaccia è stata svolta utilizzando la subroutine GAPCON: essa permette di definire la conducibilità tra due superfici poste a contatto in un analisi termica oppure in un'analisi termomeccanica accoppiata. Si basa sul trasferimento di calore secondo la legge di Newton e permette di specificare da quali variabili dipenda, a differenza dell'opzione "Thermal Conductance" in Abaqus Standard, per la quale è necessario inserire una dipendenza o dalla pressione oppure dal gap tra le due superfici. Nel seguito si considera come "master surface" quella metallica e come "slave surface" quella in calcestruzzo.

Di seguito si riporta la subroutine utilizzata.

```

SUBROUTINE
GAPCON (AK, D, FLOWM, TEMP, PREDEF, TIME, CINAME, SLNAME, MSNAME
, COORDS, NOEL, NODE, NPRED, KSTEP, KINC)
C
INCLUDE 'ABA_PARAM.INC'
C
CHARACTER*80 CINAME, SLNAME, MSNAME
C
DIMENSION AK (5), D (2), FLOWM (2), TEMP (2), PREDEF (2, *), TIME (2),
COORDS (3)

tavg=0.5*(temp(1)+temp(2))

AK(1)= 160.5-63.8*EXP(-339.9*temp(2)**-1.4)

AK(2)=0

AK(3)=0

AK(4)=0

AK(5)=- (7589967*EXP(-
3399/(10*temp(2)**(7/5))))/(250*tavg**(12/5))

RETURN
END

```

AK(1) è l'espressione della conducibilità all'interfaccia h_j ;

AK(2) è la derivata della conducibilità rispetto al gap tra le due superfici $\frac{\partial k}{\partial x}$;

AK(3) è la derivata della conducibilità rispetto alla pressione tra le due superfici $\frac{\partial k}{\partial p}$;

AK(4) è la derivata della conducibilità rispetto alla temperatura della "slave surface" $\frac{\partial k}{\partial T_A}$;

AK(5) è la derivata della conducibilità rispetto alla della "master surface" $\frac{\partial k}{\partial T_B}$;

2.6.3. Risultati

Per ciascuno dei 9 modelli è stata introdotta la conducibilità termica di interfaccia acciaio-calcestruzzo implementata nella subroutine GAPCON. I risultati completi sono riportati nell'appendice A. Di seguito si evidenziano i cambiamenti più importanti rispetto ai modelli precedenti.

L'introduzione di una conducibilità termica all'interfaccia acciaio-calcestruzzo permette di raggiungere un campo di temperature, vicino alla camicia stessa, più aderente alla realtà, come evidenziato nel grafico seguente, con riferimento al modello 5.

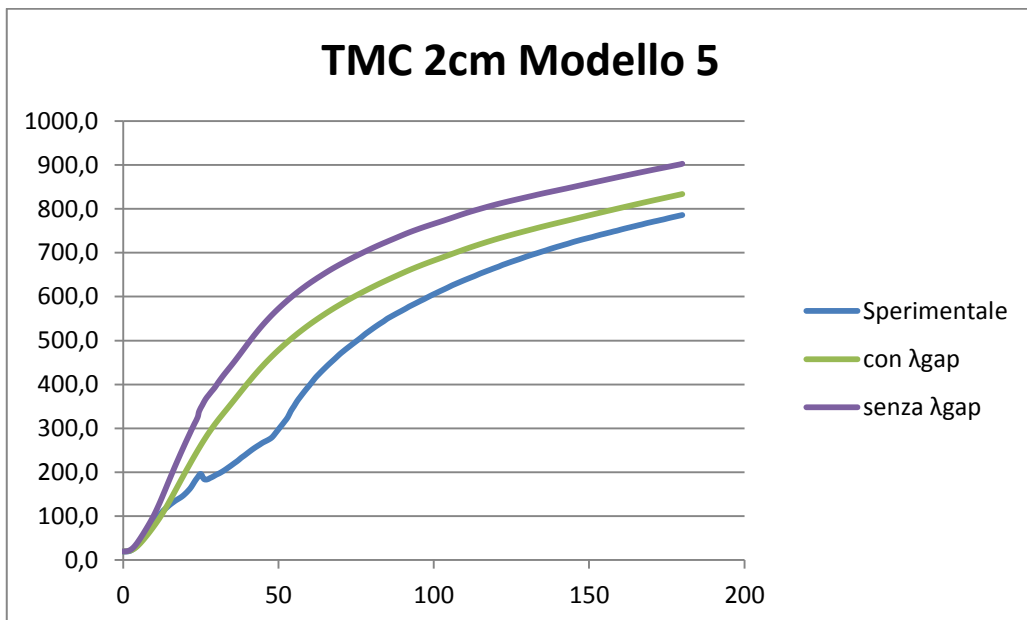


Grafico 2.17: confronto numerico-sperimentale per i modelli con o senza modellazione della conducibilità termica all'interfaccia

I valori di temperatura risultano comunque maggiori rispetto a quelli sperimentali: ciò è dovuto al fatto che la legge di conducibilità all'interfaccia utilizzata in fase di modellazione è valida per temperature dell'acciaio comprese tra i 20 e i 700°C. La camicia metallica, invece, raggiunge temperature superiori, raggiungendo all'incirca i 1100°C. Se si osserva la temperatura dell'acciaio, si può notare come si mantenga al di sotto dei 700°C nei primi 20-25 minuti: in questa prima fase, osservando il grafico della termocoppia a 2 cm dal bordo esterno della sezione, si ha buona corrispondenza tra modello numerico e campagna sperimentale, a riprova della correttezza della conducibilità all'interfaccia utilizzata per quel range di temperature dell'acciaio.

Per valori superiori è quindi necessario determinare un'altra formulazione della conducibilità termica all'interfaccia, in modo da meglio rappresentare la reale risposta termica delle sezioni miste acciaio-calcestruzzo.

Alla luce di questo miglioramento dei modelli numerici, quello che meglio coglie i valori sperimentali risulta essere il modello 4, caratterizzato da conducibilità termica minima e calore specifico di picco pari a 900 J/kgK.

I grafici successivi mostrano i risultati ottenuti con tale modello.

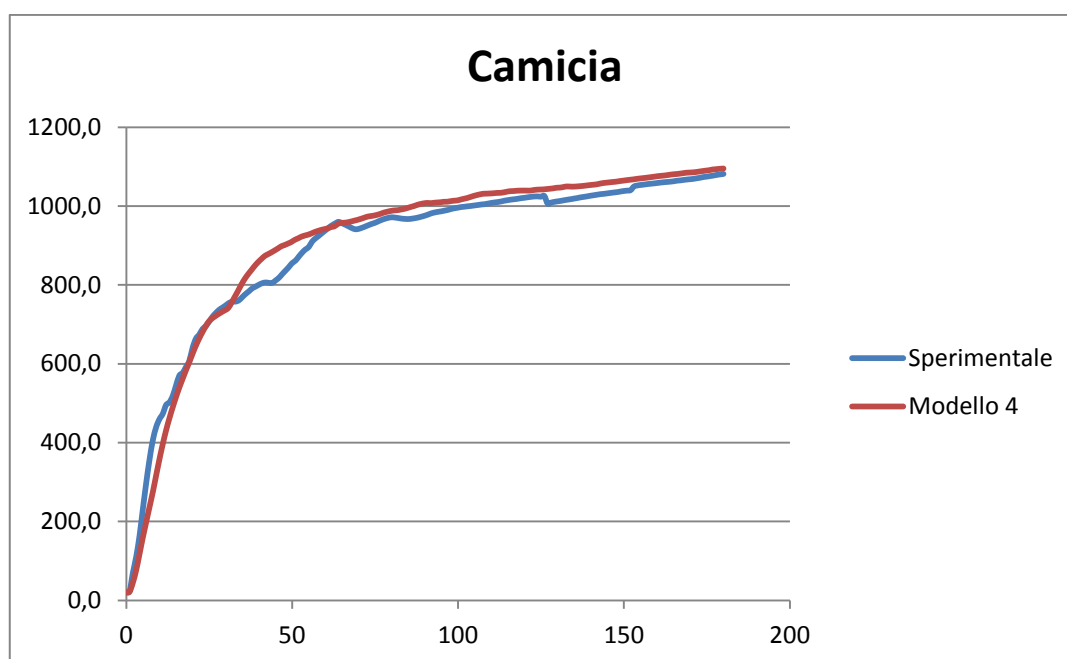


Grafico 2.18: confronto numerico-sperimentale temperature camicia metallica Modello 4

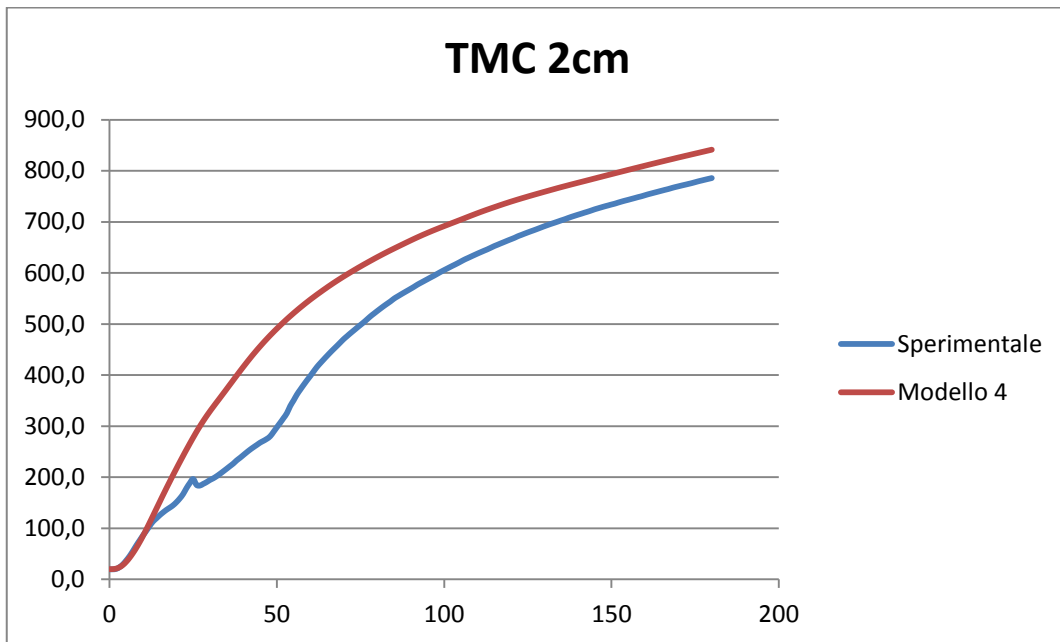


Grafico 2.19: confronto numerico-sperimentale temperature TMC 2cm Modello 4

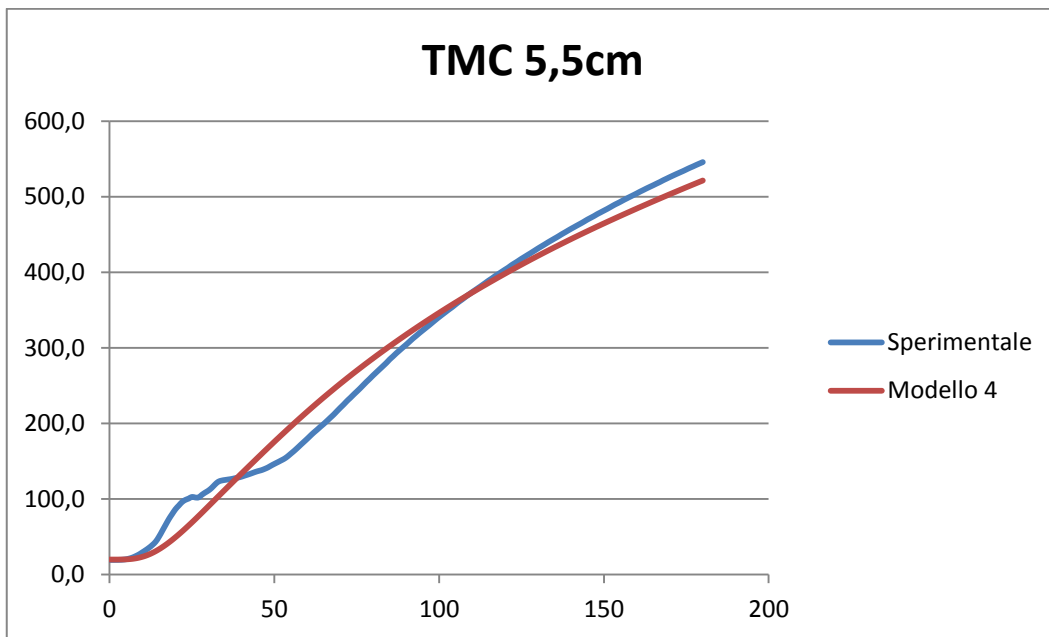


Grafico 2.20: confronto numerico-sperimentale temperature TMC 5.5cm Modello 4

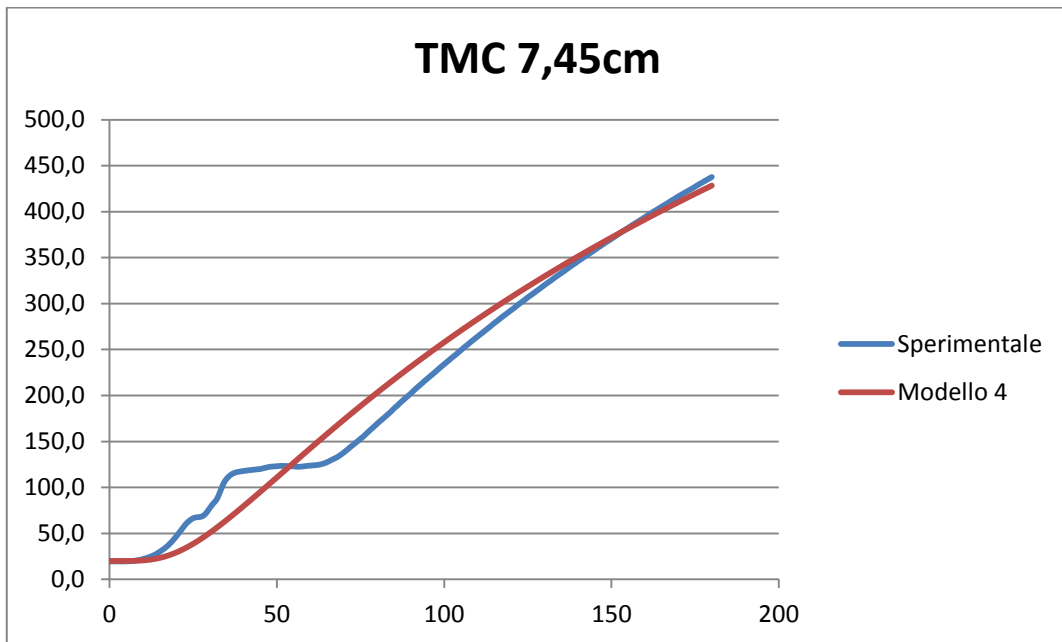


Grafico 2.21: confronto numerico-sperimentale temperature TMC 7.45cm Modello 4

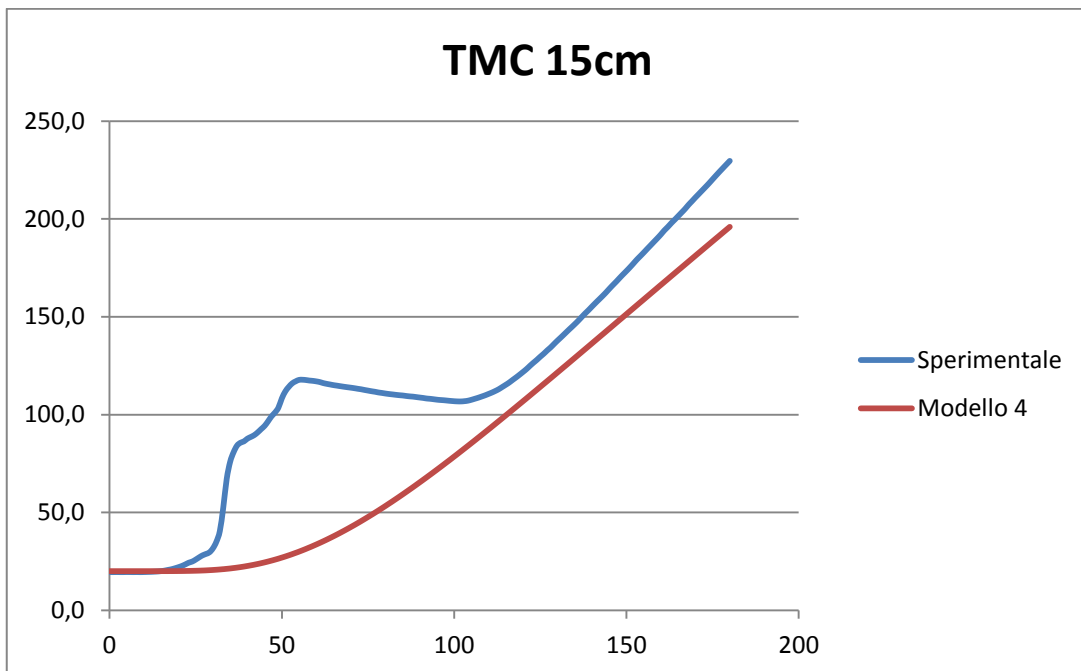


Grafico 2.22: confronto numerico-sperimentale temperature TMC 15cm Modello 4

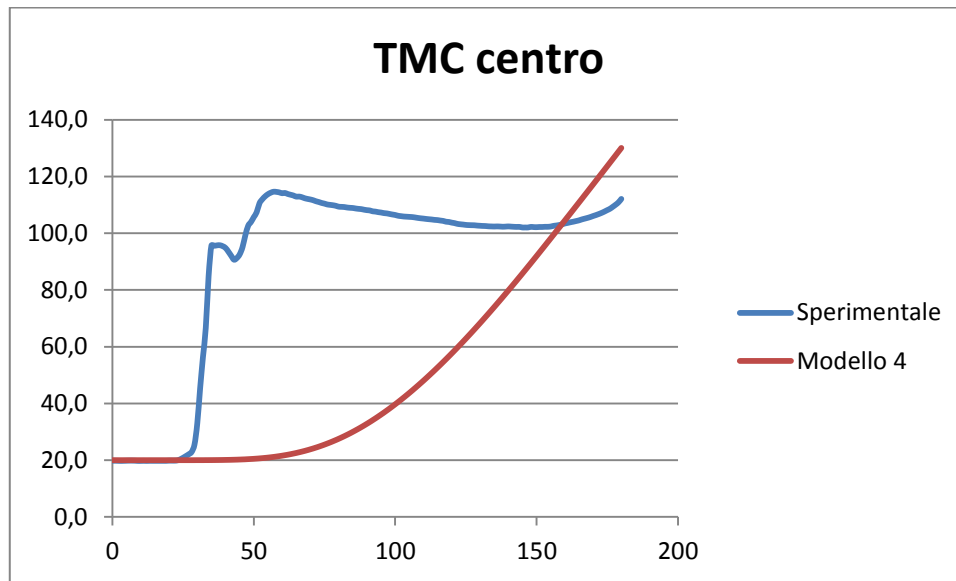


Grafico 2.23: confronto numerico-sperimentale temperature TMC centro Modello 4

Un aspetto importante che si può notare dalla sperimentazione è il repentino aumento della temperatura del calcestruzzo dai 20 ai 110-120 °C, al quale fa seguito una fase di temperatura pressochè costante: ciò è dovuto alla presenza di umidità la quale, vaporizzando a 100 °C, mantiene fisso il valore di temperatura in quanto il calore fornito all'elemento è necessario per il cambiamento di stato dell'acqua.

Non è stato possibile cogliere questo comportamento con il modello numerico: tale aspetto merita sicuramente un approfondimento e ulteriori studi sia numerici che sperimentali.

ANALISI TERMO-MECCANICA

3.1. Proprietà meccaniche

3.1.1. Acciaio

L'Eurocodice 3 fornisce le proprietà meccaniche degli acciai al variare della temperatura [10]:

| Intervallo di tensioni | Tensione σ | Modulo tangente |
|---|---|---|
| $\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$ | $\varepsilon E_{a,\theta}$ | $E_{a,\theta}$ |
| $\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$ | $f_{p,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$ | $\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}}$ |
| $\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$ | $f_{y,\theta}$ | 0 |
| $\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$ | $f_{y,\theta}[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta})/(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$ | - |
| $\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$ | 0,00 | - |
| Parametri | $\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta}/E_{a,\theta}$ $\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$ | $\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$ |
| Funzioni | $a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$ | |

Tabella 3.1: parametri del legame costitutivo dell'acciaio al variare della temperatura secondo Eurocodice[10]

Dove:

$f_{y,\theta}$ è la resistenza di snervamento effettiva;

$f_{p,\theta}$ è il limite di proporzionalità;

$E_{a,\theta}$ è la pendenza del ramo elastico lineare;

$\varepsilon_{p,\theta}$ è la deformazione al limite di proporzionalità;

$\varepsilon_{y,\theta}$ è la deformazione di snervamento;

$\varepsilon_{t,\theta}$ è la deformazione limite per la resistenza di snervamento;

$\varepsilon_{u,\theta}$ è la deformazione ultima

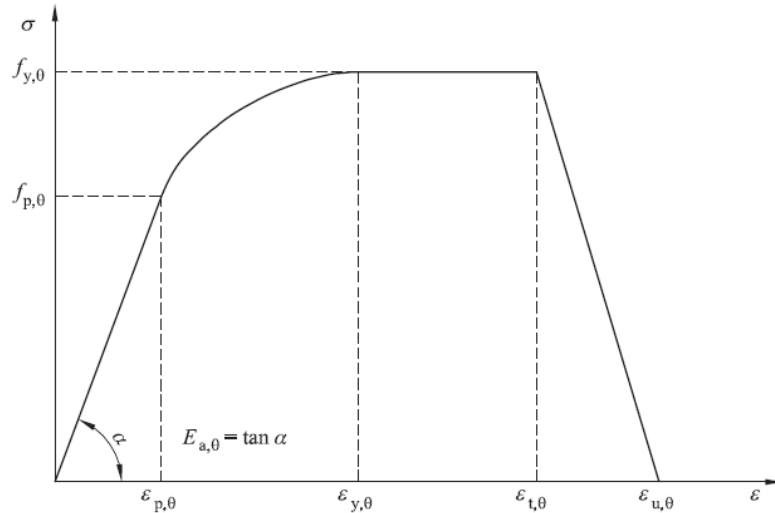


Figura 3.1: curva del legame costitutivo dell'acciaio secondo Eurocodice [10]

Nella seguente tabella si riportano i valori dei fattori di riduzione, al variare della temperatura, dell'acciaio al carbonio

| Temperatura dell'acciaio θ_a | Fattori di riduzione alla temperatura θ_a relativi ai valori di f_y o E_a a 20 °C | | |
|-------------------------------------|--|--|---|
| | Fattore di riduzione (relativo a f_y) per la resistenza di snervamento effettiva $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$ | Fattore di riduzione (relativo a f_y) per il limite di proporzionalità $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$ | Fattore di riduzione (relativo a E_a) per la pendenza del ramo lineare elastico $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$ |
| 20 °C | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 100 °C | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 200 °C | 1,000 | 0,807 | 0,900 |
| 300 °C | 1,000 | 0,613 | 0,800 |
| 400 °C | 1,000 | 0,420 | 0,700 |
| 500 °C | 0,780 | 0,360 | 0,600 |
| 600 °C | 0,470 | 0,180 | 0,310 |
| 700 °C | 0,230 | 0,075 | 0,130 |
| 800 °C | 0,110 | 0,050 | 0,090 |
| 900 °C | 0,060 | 0,0375 | 0,0675 |
| 1 000 °C | 0,040 | 0,0250 | 0,0450 |
| 1 100 °C | 0,020 | 0,0125 | 0,0225 |
| 1 200 °C | 0,000 | 0,0000 | 0,0000 |

Nota Per valori intermedi della temperatura dell'acciaio è consentita l'interpolazione lineare.

Tabella 3.2: fattori di riduzione delle proprietà meccaniche dell'acciaio secondo Eurocodice [10]

Il grafico successivo mostra l'andamento dei fattori di riduzione al variare della temperatura

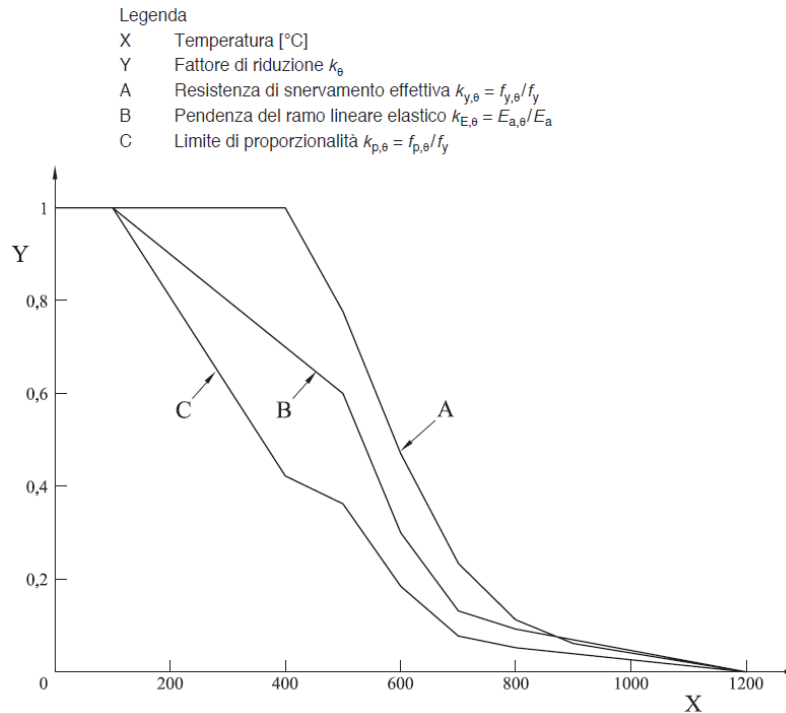


Figura 3.2: andamento dei fattori di riduzione al variare della temperatura [10]

3.1.2. Calcestruzzo

Le proprietà meccaniche del calcestruzzo al variare della temperatura sono fornite nell'Eurocodice 2 [9]. I valori dei coefficienti di riduzione dipendono dalla tipologia di aggregato utilizzata, distinguendo tra quelli di tipo siliceo e quelli di tipo calcareo. In tabella 3.5 sono riportati i valori di riduzione.

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

Tabella 3.3: fattori di riduzione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo al variare della temperatura [9]

Il legame costitutivo da utilizzare per valutare la risposta tenso-deformativa del calcestruzzo imposto dalla normativa è il seguente:

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta} \quad \sigma(\theta) = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)^3\right)}$$

Per valori di deformazione superiori non viene imposta una particolare tipologia di curva e viene permesso di adottare sia modelli di tipo lineare che non-lineare. In particolare viene utilizzato un ramo softening cubico a tangenti orizzontali la cui formulazione è:

$$\varepsilon_{c1,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta} \quad \sigma(\theta) = \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{c1,\theta}}{\varepsilon_{cu1,\theta} - \varepsilon_{c1,\theta}} - 1\right)^2 \cdot \left(2 \cdot \frac{\varepsilon - \varepsilon_{c1,\theta}}{\varepsilon_{cu1,\theta} - \varepsilon_{c1,\theta}} + 1\right)$$

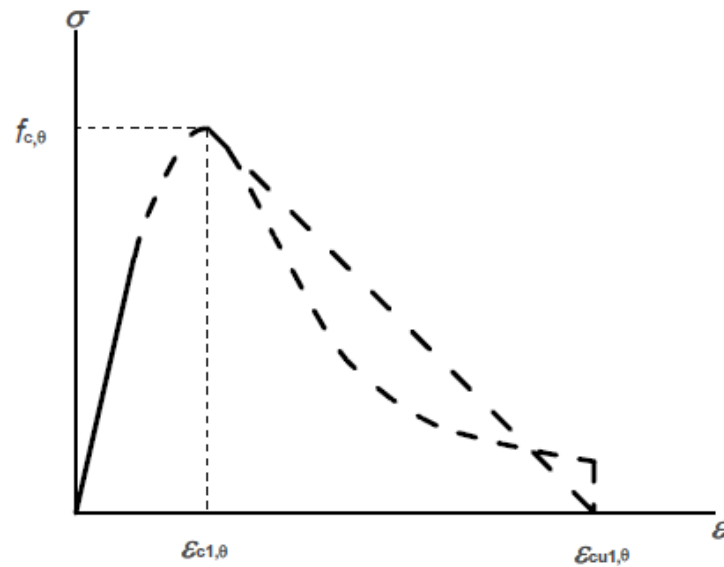


Figura 3.3: andamento del legame costitutivo del calcestruzzo secondo Eurocodice [9]

La resistenza a trazione del calcestruzzo viene trascurata.

3.1.3. Proprietà meccaniche dei materiali delle due soluzioni

Le proprietà meccaniche utilizzate nelle due soluzioni sono:

1) Soluzione 1 (Profilo HEB400 ricoperto esternamente in calcestruzzo)

- Acciaio S235JR $f_{yk}=235$ MPa
- Calcestruzzo $f_{ck}=27.5$ MPa

2) Soluzione 2 (Pilastro tubolare riempito internamente in calcestruzzo)

- Acciaio S235JR $f_{yk}=235$ MPa
- Calcestruzzo $f_{ck}=25$ MPa
 $f_{ck}=40$ MPa

Per quanto riguarda la soluzione 2, si è scelto di considerare due differenti classi di calcestruzzo per poter valutare l'effetto dell'aumento della classe del calcestruzzo interno al tubo sulla resistenza della sezione. La classe C40/50 è la classe di calcestruzzo più alta utilizzabile in accordo alle prescrizioni della committenza.

3.2. Modello termico delle due sezioni

3.2.1. Requisiti di normativa

Prima di effettuare l'analisi meccanica volta a determinare la resistenza sezionale delle due soluzioni, è necessario implementarne il modello termico, per valutare l'andamento della temperatura lungo la sezione nelle varie fasi di incendio.

La tipologia di incendio e la sua durata da considerare in fase di modellazione viene stabilita dalla committenza, nel rispetto delle normative vigenti.

In particolare occorre considerare la curva da incendio da idrocarburi per una durata complessiva di 120 minuti. L'equazione di tale curva è la seguente:

$$T = 20 + 1080 \cdot (1 - 0.325 \cdot e^{-0.167 \cdot t} - 0.675 \cdot e^{-2.5 \cdot t})$$

Dove t viene espresso in minuti

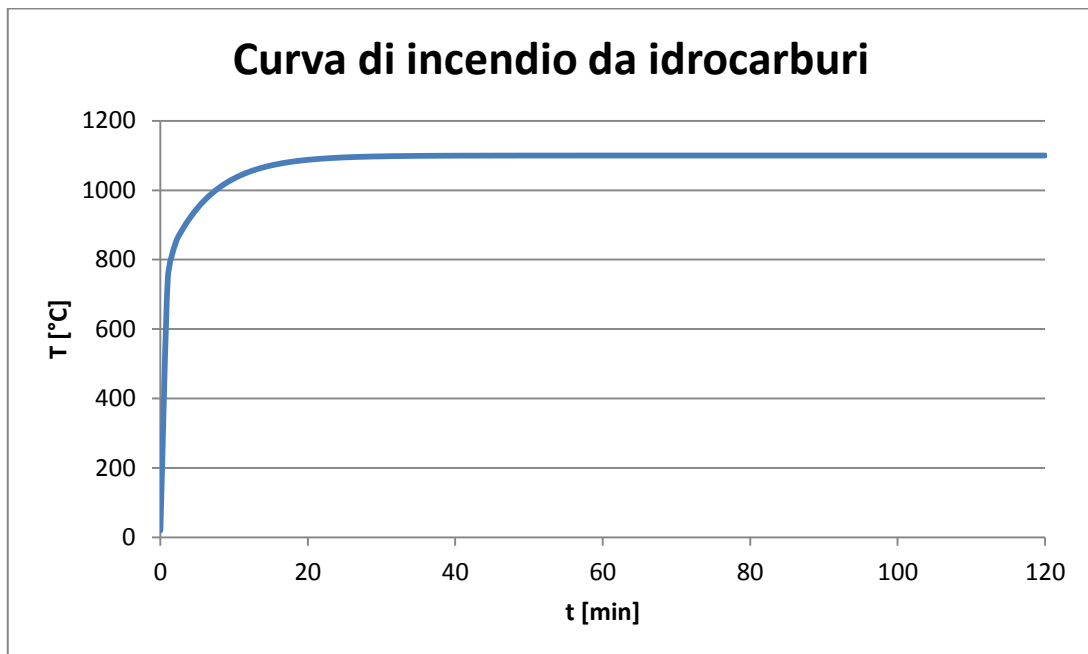


Grafico 3.1: curva di incendio da idrocarburi

3.2.2. Modelli

La modellazione termica delle due soluzioni confrontate è stata svolta con il software Abaqus, con procedura simile a quella seguita nel capitolo 2.

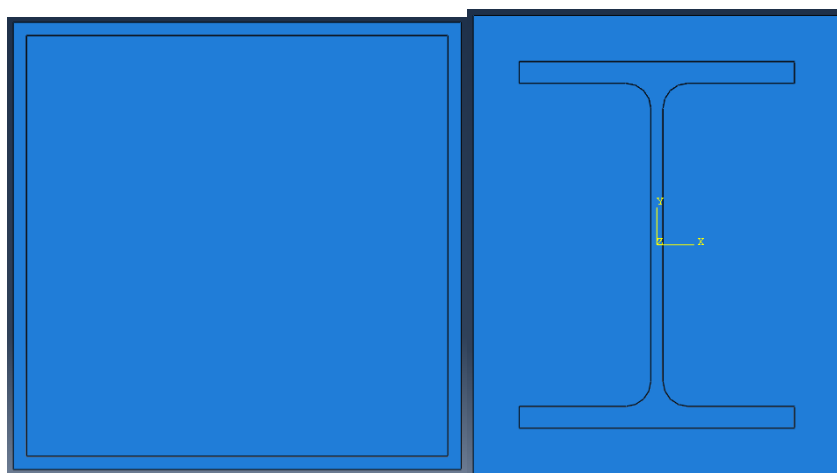


Figura 3.4: geometria delle due sezioni: soluzione tubolare (a destra) e soluzione esistente (a sinistra)

Per quanto concerne le proprietà termiche del calcestruzzo si è scelto un calore specifico di picco pari a 900 kJ/kgK, il minimo dei tre suggeriti da Eurocodice, e la curva di conducibilità termica massima: questa scelta è volta ad ottenere un campo di temperature più alto tra quelli possibili: ciò è a favore di sicurezza in quanto maggiori sono le temperature nella sezione e maggiore è il degrado delle sue proprietà meccaniche.

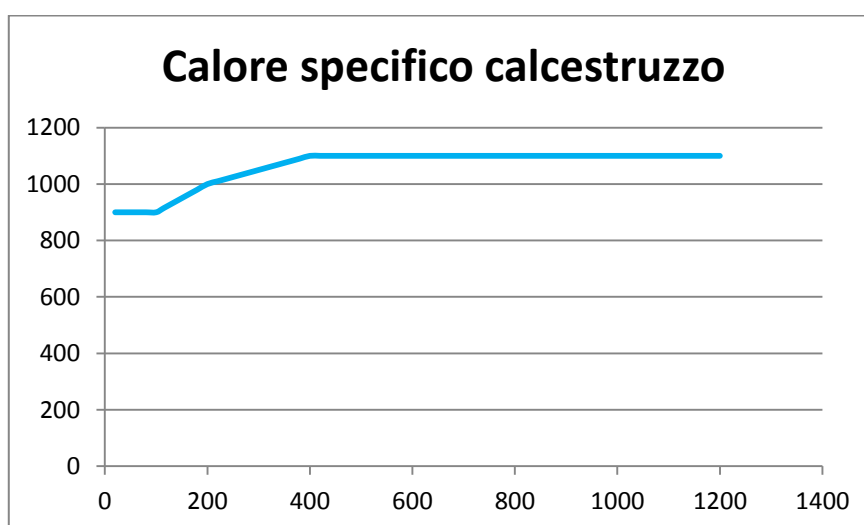


Grafico 3.2: calore specifico del calcestruzzo utilizzata in fase di modellazione

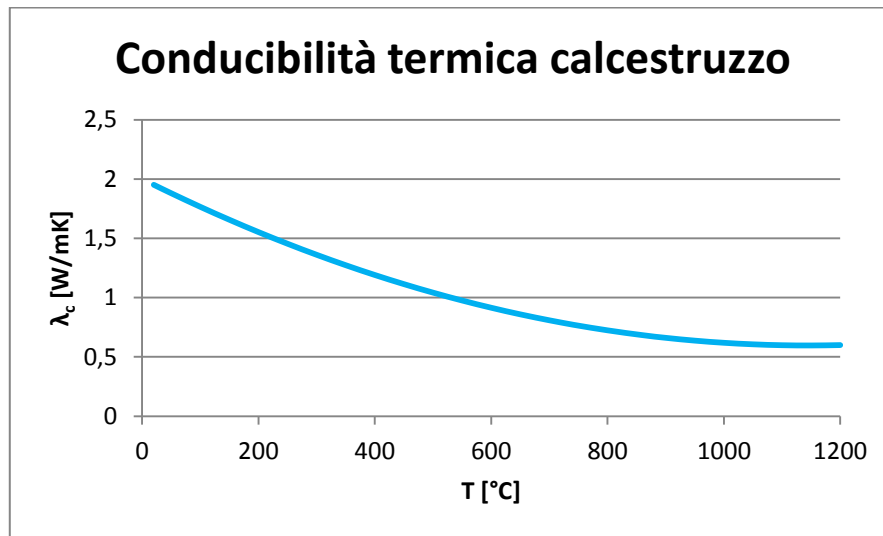


Grafico 3.3: conducibilità termica del calcestruzzo utilizzata in fase di modellazione

Si assume un valore del coefficiente di convezione h pari a $50 \text{ W/m}^2\text{K}$ (valore suggerito in normativa per curve da idrocarburi) e un valore di emissività risultante ε_r che varia nei due modelli, in quanto il materiale esposto ad incendio è il calcestruzzo per la sezione HEB400 con ricoprimento esterno e l'acciaio per quanto riguarda la sezione a pilastro tubolare.

$$h = 50 \frac{W}{m^2K}$$

- Sezione HEB400

$$\varepsilon_r = 0.54$$

- Sezione tubolare

$$\varepsilon_r = 0.7$$

L'interfaccia acciaio-calcestruzzo è stata modellata diversamente nei due modelli: nel caso del pilastro tubolare si sono utilizzati i risultati ottenuti al capitolo 2; l'interfaccia tra i due materiali è quindi modellata utilizzando la subroutine GAPCON precedentemente sviluppata. Nel caso invece della sezione HEB400 non si

è ricorso alla subroutine, ma si è preferito utilizzare un vincolo di tipo “tie constraint”: ciò è dovuto al fatto che la maggiore dilatazione termica dell'acciaio durante l'incendio non provoca, come per la soluzione tubolare, la formazione di un gap tra i due materiali ma l'acciaio, disposto internamente al calcestruzzo, tende a spingere il ricoprimento esterno e, perciò, non si forma il gap.

3.2.3. Risultati

A seguito dell'analisi termica svolta per le due sezioni considerate, si ottengono i valori delle temperature assunte in ciascun punto delle medesime in qualsiasi istante dell'incendio. Data la mole di dati che è possibile esportare da Abaqus, si è scelto di esportare i valori di temperatura ad intervalli costanti di 10 minuti. Questi valori serviranno per la successiva analisi meccanica sezionale.

Di seguito si riportano i profili di temperatura nelle due sezioni alla fine dell'incendio, ovvero all'istante di tempo pari a 120 minuti.

1) Soluzione tubolare

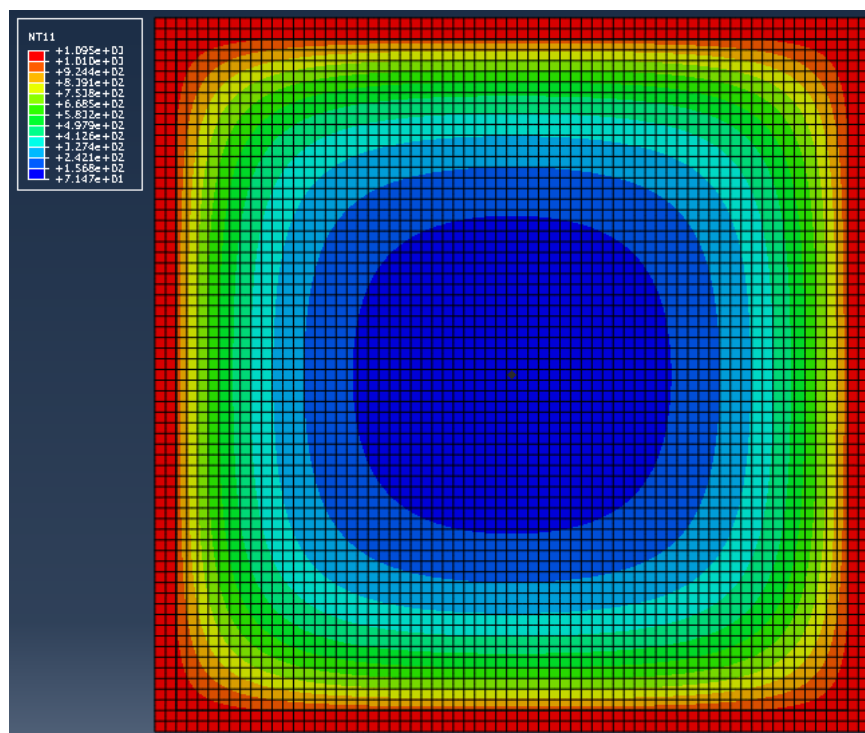


Figura 3.5: profilo di temperatura per la soluzione tubolare dopo 120 minuti

2) HEB400

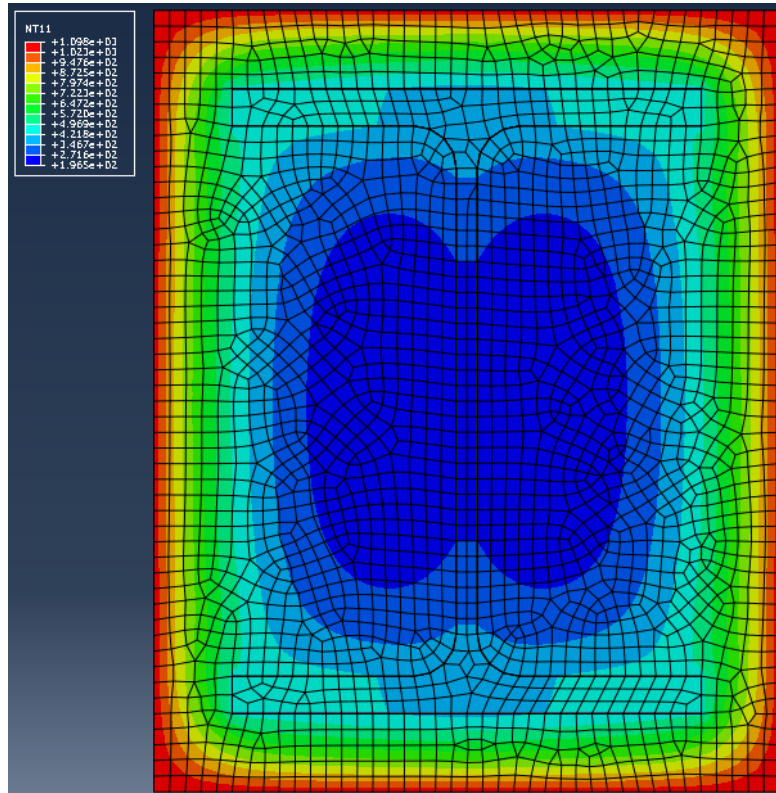


Figura 3.6: profilo di temperatura per la soluzione esistente dopo 120 minuti

3.3. Dominio M-N

3.3.1. Descrizione del modello utilizzato

La determinazione del dominio M-N resistente per le due sezioni considerate viene svolta attraverso l'implementazione di un opportuno codice di calcolo sviluppato tramite l'utilizzo del software MATLAB.

Il codice è basato sull'ipotesi di temperatura e sforzo costante all'interno di ciascun elemento finito ed i valori di temperatura nel baricentro di ciascun elemento vengono ricavati dalle analisi termiche svolte in precedenza con l'ausilio del software Abaqus e introdotte nel paragrafo 3.2.3. Il codice tiene conto dell'effetto delle coazioni attraverso la valutazione della deformazione termica e valutando lo sforzo per il valore di deformazione $\varepsilon_m = \varepsilon - \varepsilon_{th}$

Inoltre si utilizzano i legami costitutivi, dipendenti dalla temperatura, riportati negli Eurocodici 2 e 3.

Il calcolo del dominio resistente, durante l'incendio, viene svolto secondo le seguenti fasi:

- 1) **Geometria della sezione e discretizzazione spaziale.** In primo luogo si definiscono nel modello le dimensioni geometriche della sezione e delle sue parti. Per quanto riguarda la discretizzazione spaziale si utilizza una griglia quadrata di 10000 elementi finiti: ciò è dovuto al fatto che, utilizzando elementi finiti di ugual dimensione (ad eccezione della correzione che si introduce nel caso di armature lente, come spiegato al punto 2), per poter discretizzare in maniera efficace elementi di piccole dimensioni quali armature o piccole variazioni geometriche della sezione (ad esempio i raccordi curvi in una sezione a doppio T) sono necessari un numero considerevole di elementi. Inoltre, dato che si considerano temperature costanti in ciascun elemento finito, la scelta di un numero abbastanza elevato di elementi permette di rappresentare con sufficiente precisione la variazione di temperatura lungo la sezione, la quale è più marcata nei tratti più esterni della sezione stessa. Una volta introdotta la geometria della sezione si attribuisce ad ogni elemento il materiale corrispondente, ossia calcestruzzo, acciaio strutturale oppure barre di armatura: per fare ciò si introduce nel codice una variabile, detta "Materiale", la quale assume valore 0 nel caso di calcestruzzo, 1 nel caso di acciaio strutturale, e 2 nel caso di barre di armatura. Nella figura seguente si mostra un esempio di sezione di pilastro tubolare con armatura interna, nel quale si possono vedere sia la discretizzazione utilizzata sia l'attribuzione della variabile Materiale a ciascun elemento finito.

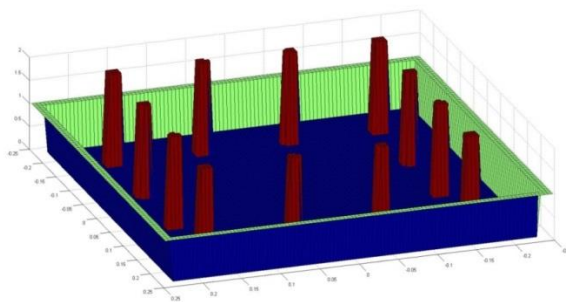


Figura 3.7: esempio di geometria introdotta nel codice MATLAB

2) **Correzione delle dimensioni degli elementi finiti nel caso di barre di armatura**

Nel caso di barre di armatura, la discretizzazione ad elementi rettangolari introduce delle approssimazioni che, in alcuni casi, non possono essere accettate: infatti possono verificarsi casi in cui l'area di armatura discretizzata sia notevolmente inferiore, o superiore, a quella reale. Per ovviare a questo tipo di errore si correggono le basi degli elementi finiti che discretizzano le barre di armatura, di un fattore correttivo FC, da aggiugnere al valore iniziale della base, determinabile con la seguente formula:

$$FC = \frac{A_s - A_d}{n_b \cdot h}$$

Dove:

A_s è l'area reale di armatura;

A_d è l'area discretizzata di armatura;

n_b è il numero di barre di armatura;

h è l'altezza degli elementi finiti

Perciò il nuovo valore della base degli elementi finiti che rappresentano le armature lente è dato dalla seguente espressione:

$$b = b_0 + FC$$

Dove b_0 è il precedente valore della base.

3) **Caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali**

In questa fase si inseriscono le proprietà meccaniche dei materiali della sezione, in accordo all'Eurocodice, ovvero:

resistenza caratteristica del calcestruzzo f_{ck} ;

- resistenza caratteristica dell'acciaio strutturale f_{bk} ;

- resistenza caratteristica delle barre di armatura f_{yk} ;

- modulo elastico dell'acciaio E_s ;

- coefficienti di riduzione delle proprietà meccaniche di calcestruzzo e acciaio, al variare della temperatura;

- valori delle deformazioni $\varepsilon_{c1,9}$ e $\varepsilon_{cu,9}$ al variare della temperatura.

4) **Importazione dei valori di temperatura durante l'incendio**

A partire dalle analisi termiche svolte con il software Abaqus si esportano le temperature, nei baricentri di ciascun elemento finito, registrare durante l'incendio ad intervallo di tempo pari a 10 minuti. Questi valori vengono importati nel codice MATLAB e successivamente assegnati al relativo elemento finito.

5) **Assegnazione delle proprietà meccaniche agli elementi finiti durante l'incendio**

In ciascun punto della sezione, a seconda se si tratti di un elemento in acciaio strutturale, barre di armature o calcestruzzo e a seconda della temperatura raggiunta in ciascun istante di tempo, si assegnano le proprietà meccaniche funzionali al tracciamento dei domini M-N durante l'incendio.

6) **Ricerca degli estremi del dominio**

L'aumento della temperatura all'interno della sezione porta ad un progressivo degrado delle proprietà meccaniche dei materiali e, di conseguenza, una riduzione dell'ampiezza del dominio M-N: gli estremi del dominio stesso, ovvero i valori massimi di azione assiale resistente a compressione e a trazione, si riducono durante il corso dell'incendio. Di conseguenza fissare a priori un valore fisso degli estremi del dominio non è conveniente dal punto di vista computazionale in quanto si avrebbe la possibilità di iniziare l'identificazione degli estremi del dominio da punti esterni allo stesso, nel qual caso si troverebbero un insieme di valori di momento flettente nullo fintantochè l'azione assiale risulti al di fuori degli estremi del dominio, oppure da punti interni, nel qual caso non sarebbe possibile tracciare le parti più esterne del dominio stesso. Perciò si introduce nel codice di calcolo un passo nel quale si ricercano i valori massimo e minimo di azione assiale per successivi istanti di tempo di incendio. Ciò viene fatto imponendo alla sezione curvatura nulla, in quanto si considerano sezioni simmetriche rispetto agli assi principali e l'incendio interessa tutti i lati della sezione, e variando il valore di deformazione baricentrica fino a determinare i valori delle azioni assiali resistenti massime e minime, tenendo conto delle coazioni attraverso la componente di deformazione termica.

7) **Tracciamento del dominio**

Una volta identificato l'intervallo di variazione dell'azione assiale resistente, quest'ultimo viene suddiviso in 20 punti, nei quali si valuterà il valore

massimo di momento flettente resistente associato. Questa operazione viene svolta, per ciascun valore di azione assiale N_i , attraverso lo svolgimento dei seguenti step:

- a) Assumendo un intervallo di variazione della curvatura χ della sezione tra un valore minimo nullo e uno massimo χ_{\max} , quest'ultimo viene suddiviso in 10 punti χ_j ;
- b) Per ogni valore di curvatura χ_j si determina il valore di deformazione baricentrica alla quale corrisponde il valore di azione assiale N_i ed il relativo valore di momento flettente M_{ij} ;
- c) Identificazione del valore di curvatura $\chi_{j_{\text{trial}}}$ alla quale è associato il valore di momento massimo tra gli M_{ij} calcolati al punto b);
- d) Verifica delle seguenti condizioni

$$\begin{cases} M_{ij_{\text{trial}}} - M_{ij_{\text{trial}-1}} \leq \delta \\ M_{ij_{\text{trial}}} - M_{ij_{\text{trial}+1}} \leq \delta \end{cases} \quad \text{se } 1 < j_{\text{trial}} < 10$$

$$M_{ij_{\text{trial}}} - M_{ij_{\text{trial}-1}} \leq \delta \quad \text{se } j = 10$$

$$M_{ij_{\text{trial}}} - M_{ij_{\text{trial}+1}} \leq \delta \quad \text{se } j = 1$$

dove δ viene assunto pari a 0.1 kNm

Se tali condizioni, a seconda dei valori di j_{trial} , vengono rispettate, allora $M_{ij_{\text{trial}}}$ è il valore di momento massimo ricercato. In caso contrario si ritorna al punto b scegliendo un intervallo di valori di curvatura più piccolo rispetto allo step precedente, i cui estremi dipendono dal valore di j_{trial} nel seguente modo:

$$\chi \in [\chi_{j_{\text{trial}-1}}; \chi_{j_{\text{trial}+1}}] \quad \text{se } 1 < j_{\text{trial}} < 10$$

$$\chi \in [\chi_{j_{\text{trial}-1}}; \chi_{j_{\text{trial}}}] \quad \text{se } j_{\text{trial}} = 10$$

$$\chi \in [\chi_{j_{\text{trial}}}; \chi_{j_{\text{trial}+1}}] \quad \text{se } j_{\text{trial}} = 1$$

Questa serie di operazioni viene ripetuta fino al momento in cui sono soddisfatte le condizioni introdotte all'inizio del punto d: quando ciò avviene allora si è trovato il valore massimo di momento flettente per l'azione assiale assegnata.

3.3.2. Validazione

Lo step successivo all'implementazione del codice MATLAB per il tracciamento dei domini resistenti M-N durante l'incendio è la sua validazione: data la complessità del codice stesso, risulta necessaria una verifica della correttezza dei suoi risultati, prima di utilizzarlo per le due soluzioni progettuali da confrontare.

Nel caso in esame ci si è basati sul lavoro svolto da Meda A., Gambarova P.G. e Bonomi M, pubblicato nel paper "High-Performance Concrete in Fire-Exposed Reinforced Concrete Sections" [5]: la sezione utilizzata per il confronto dei risultati e la validazione è caratterizzata da una geometria quadrata di lato 600mm e dalla presenza di 24 barre di armatura, di diametro 20 mm, poste ad una distanza dal bordo pari a 50 mm. La resistenza f_c a compressione del calcestruzzo è di 40 Mpa, mentre la tensione di snervamento delle barre è di 430 Mpa. Le proprietà termiche dei due materiali sono quelle riportate nell'Eurocodice: in particolare per il calcestruzzo si utilizzano quelle relative ad aggregati di tipo siliceo in assenza di umidità. La curva di incendio utilizzata è la ISO834.

È stato quindi realizzato un modello Abaqus della sezione, con il quale è stata svolta un'analisi termica atta a determinare i profili di temperatura nella sezione per determinati intervalli di incendio (0, 30, 90, 180 e 300 minuti).

Di seguito si riportano la geometria della sezione ed il profilo di temperatura dopo 300 minuti.

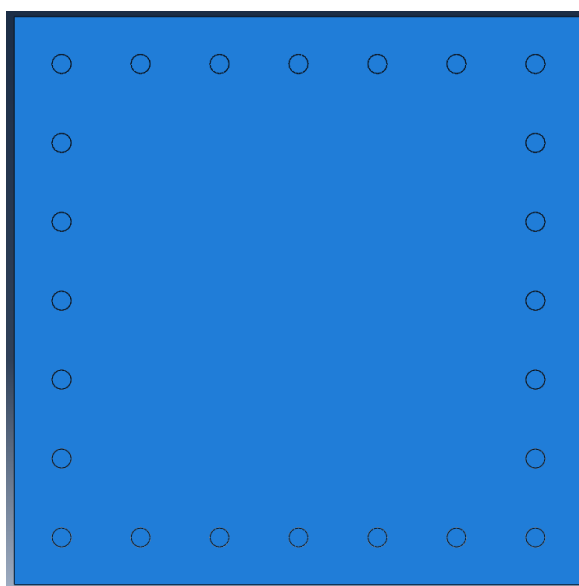


Figura 3.8: geometria della sezione del modello usato in fase di validazione

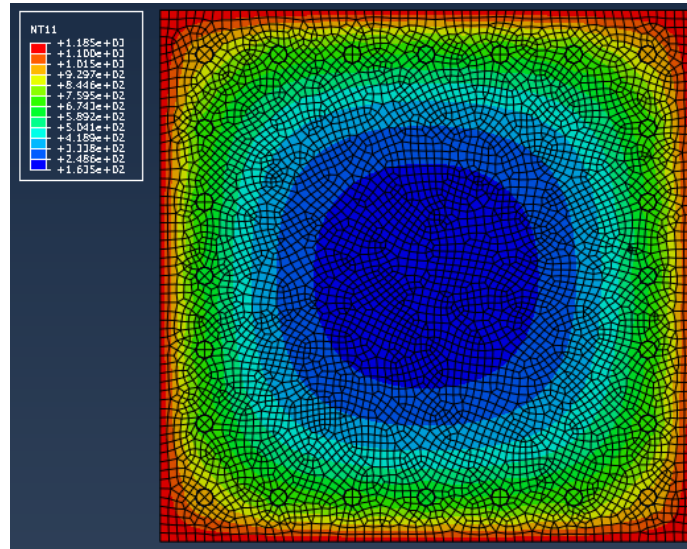


Figura 3.9: temperature nella sezione dopo 300 minuti

Il campo di temperatura è stato quindi inserito nel codice MATLAB per effettuare il tracciamento dei domini resistenti M-N. A questo punto è possibile effettuare il confronto tra i domini M-N presenti nel paper [5] e quelli calcolati con il codice per la validazione del codice stesso. Tale confronto viene effettuato nel dominio v - μ dove v è l'azione assiale adimensionalizzata e μ è il momento flettente adimensionalizzato, espressi dalle seguenti formule:

$$v = N / (f_c \cdot b \cdot h)$$

$$\mu = M / (f_c \cdot b \cdot h^2)$$

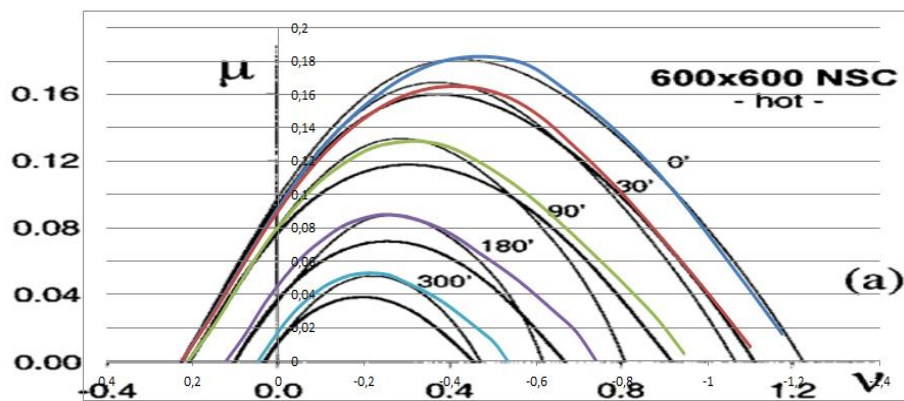


Figura 3.10: validazione del codice MATLAB per il tracciamento del dominio M-N

Come si può notare dal grafico, i domini M-N calcolati con il codice sono molto simili a quelli riportati nel paper, e ciò permette di validare il codice MATLAB implementato in precedenza. La linea più spessa, invece, rappresenta i domini determinati sulla base dell'isoterma a 500°C

3.4. Confronto tra le due soluzioni

A seguito della validazione del codice precedentemente sviluppato, si è svolta l'analisi sezionale delle due soluzioni oggetto di confronto, per la determinazione dei rispettivi domini resistenti M-N: per quanto riguarda la soluzione tubolare si è scelto un calcestruzzo C25/35. Pertanto le resistenze meccaniche di progetto sono le seguenti:

1) Soluzione 1 (Profilo HEB400 ricoperto esternamente in calcestruzzo)

- Acciaio S235JR $f_{yd}=223.81$ Mpa
- Calcestruzzo $f_{cd}=15.58$ Mpa

2) Soluzione 2 (Pilastro tubolare riempito internamente in calcestruzzo)

- Acciaio S235JR $f_{yk}=223.81$ Mpa
- Calcestruzzo $f_{cd}=16.67$ Mpa

Nel caso della soluzione 2, l'effetto del confinamento che l'acciaio esercita sul calcestruzzo viene considerato, in accordo all'Eurocodice 4 [11], considerando la resistenza di progetto f_{cd} pari a:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Di seguito si riportano i domini M-N per le due soluzioni: data la simmetria della sezione e del carico termico considerato, si traccia soltanto la parte del dominio caratterizzata da momento positivo. La parte a momento negativo può essere ricavata per simmetria. Per l'HEB si riportano i risultati in entrambe le direzioni principali.

1) HEB400

Grafici del dominio M-N per momenti agenti lungo la direzione forte

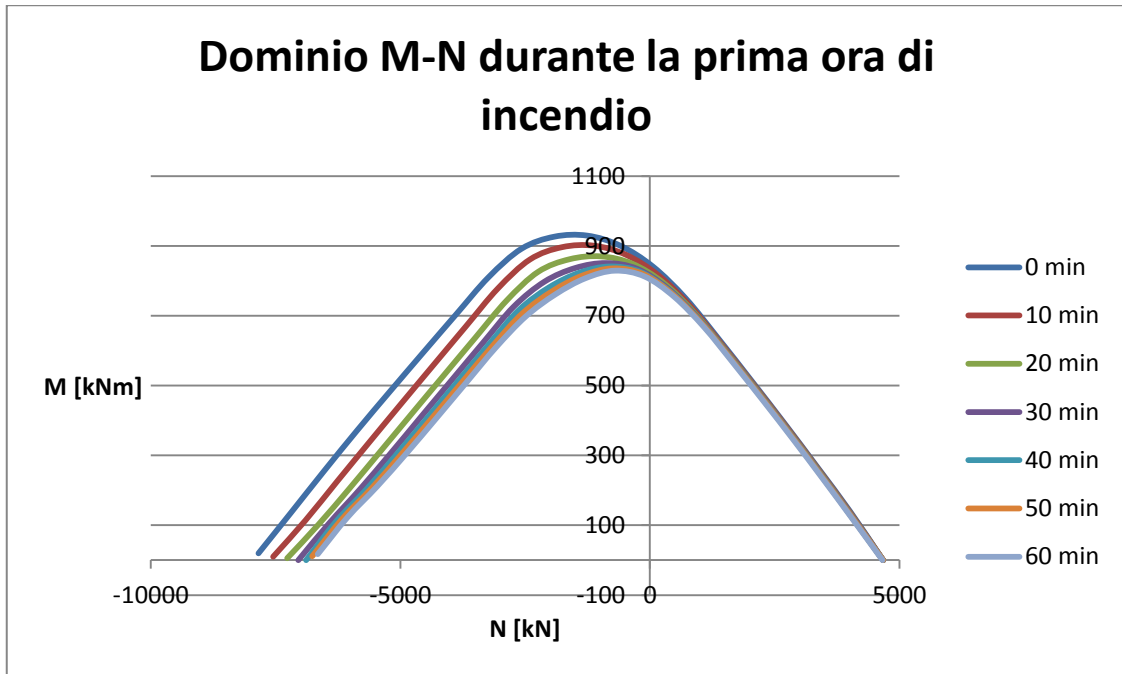


Grafico 3.4: domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione forte durante la prima ora di incendio

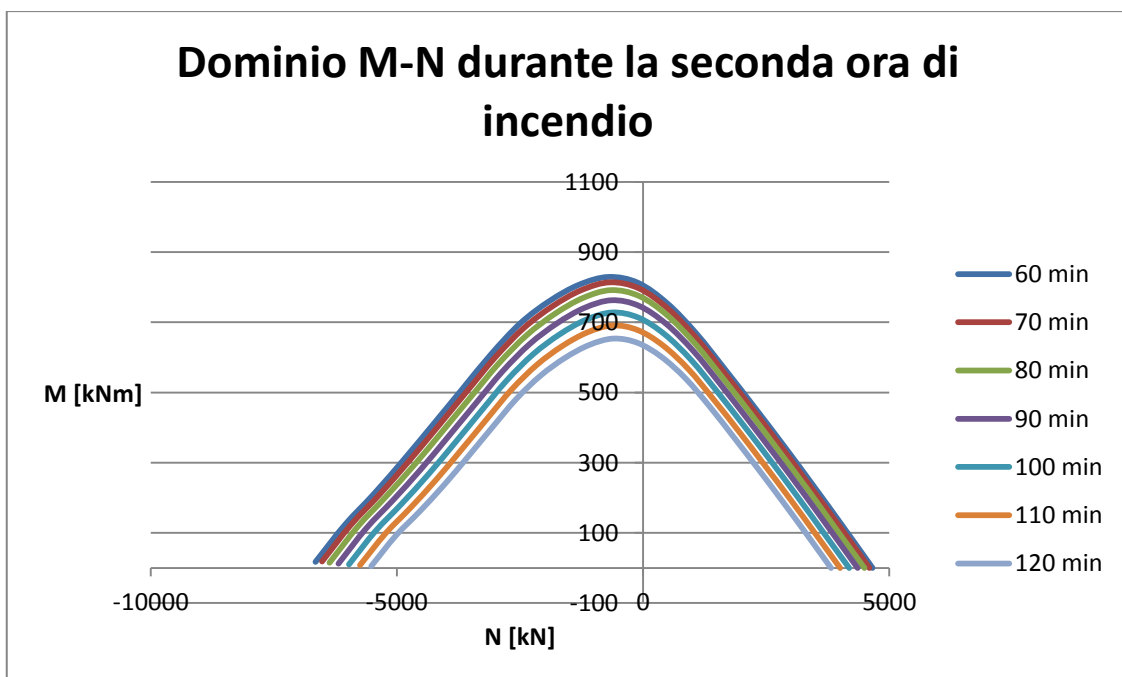


Grafico 3.5: domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione forte durante la seconda ora di incendio

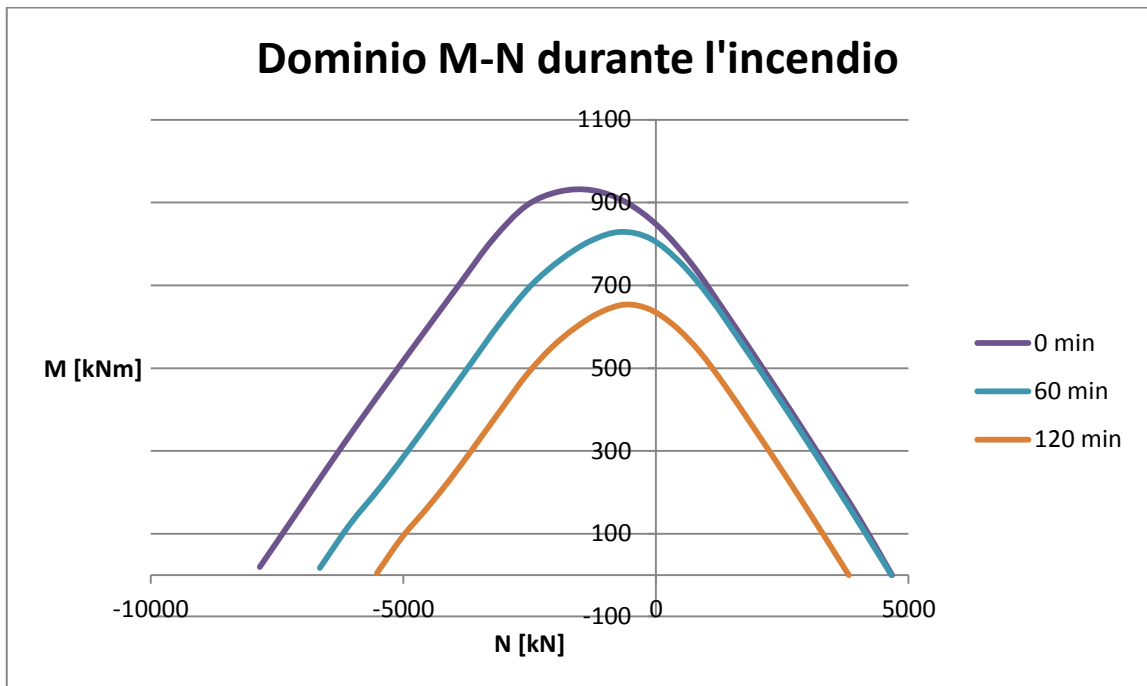


Grafico 3.6: domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione forte durante l'incendio

Grafici del dominio M-N per momenti agenti lungo la direzione debole

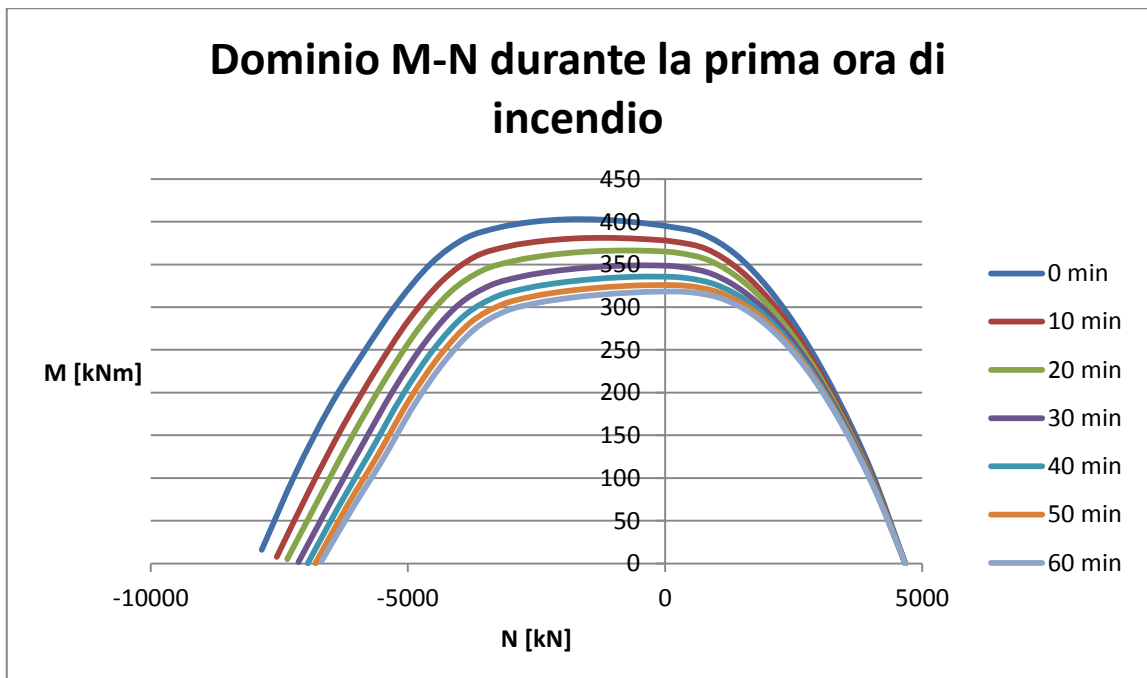


Grafico 3.7: domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione debole durante la prima ora di incendio

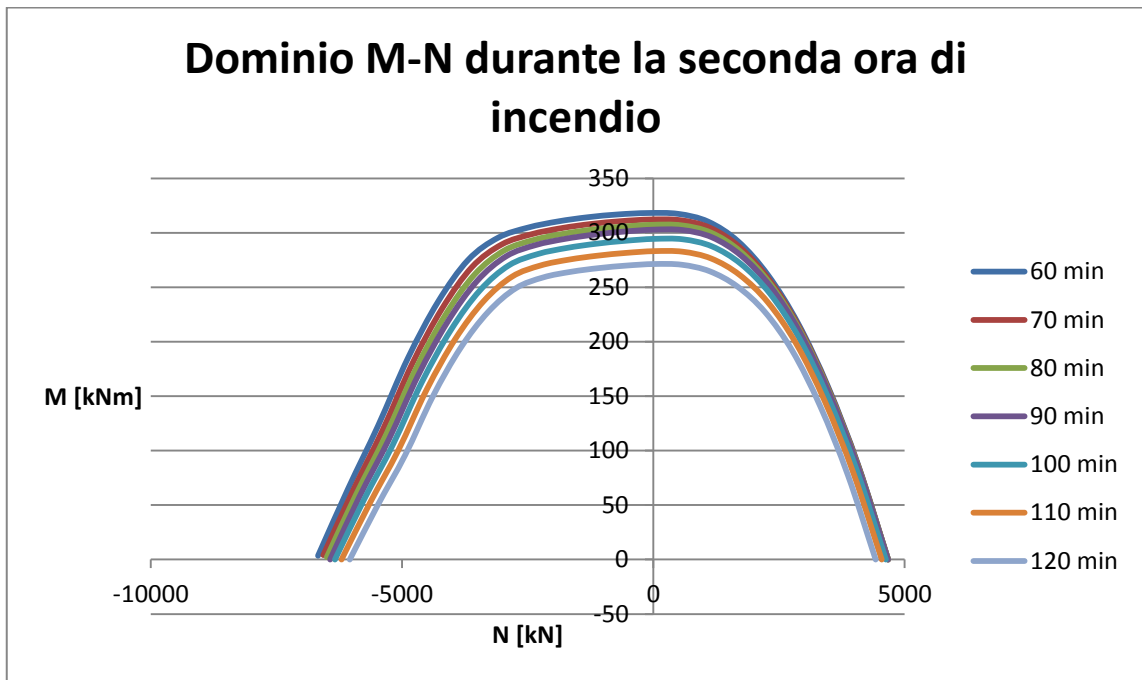


Grafico 3.8: domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione debole durante la seconda ora di incendio

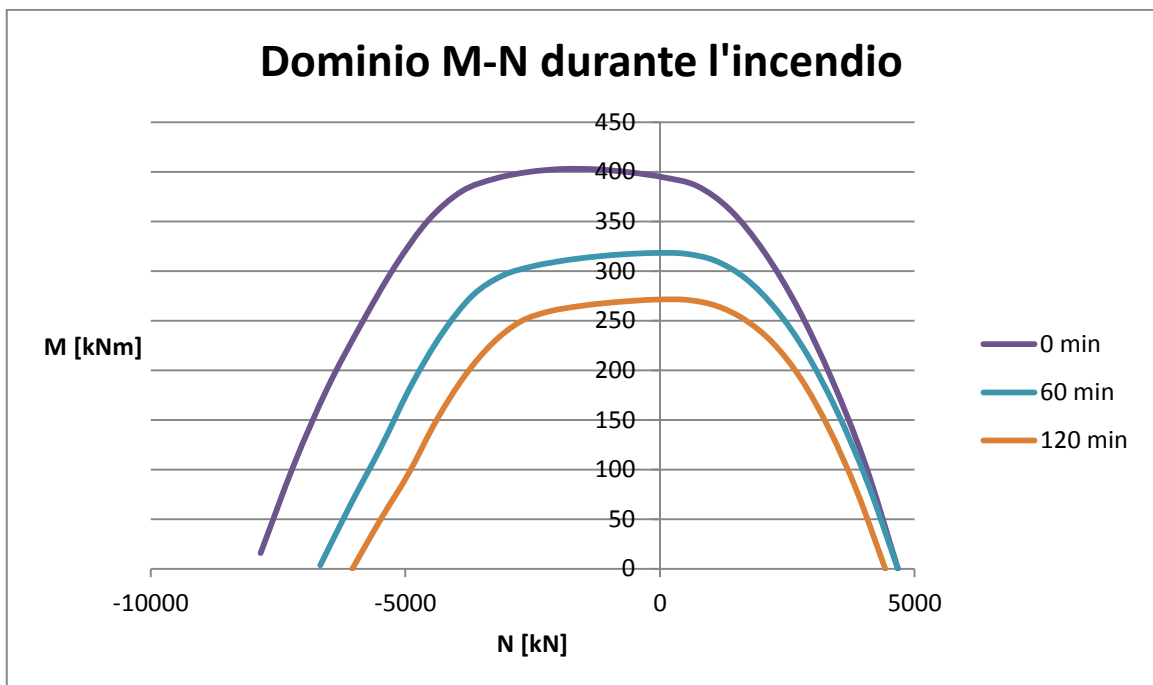


Grafico 3.9: domini M-N per la soluzione HEB400 lungo la direzione debole durante l'incendio

2) Pilastro tubolare

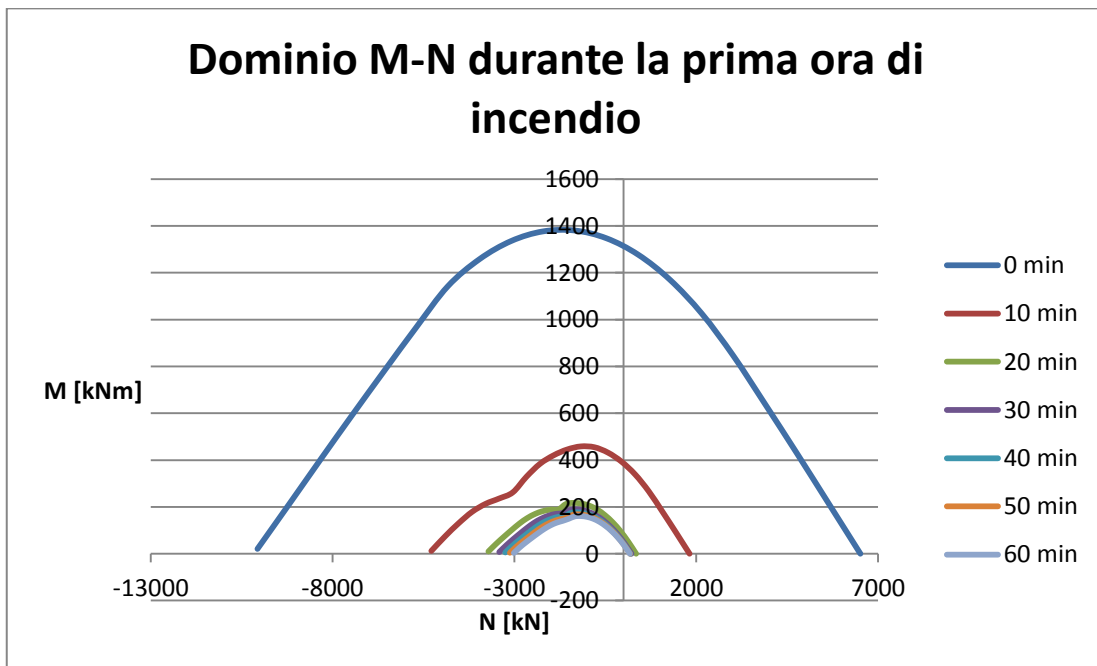


Grafico 3.10: domini M-N per la soluzione tubolare lungo la direzione debole durante la prima ora di incendio

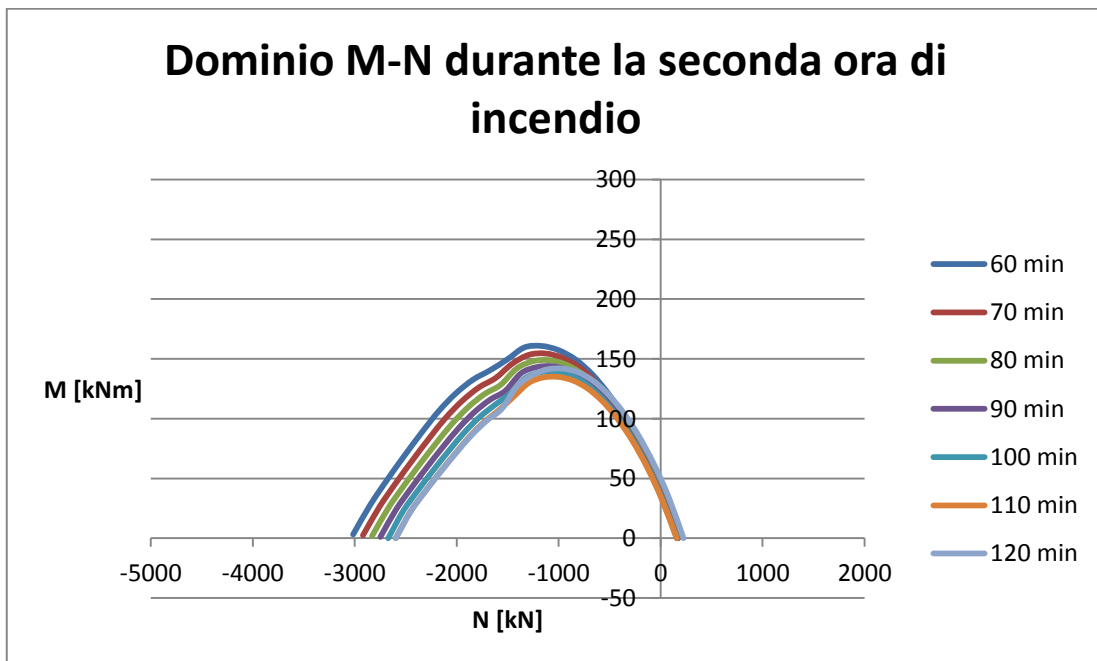


Grafico 3.11: domini M-N per la soluzione tubolare lungo la direzione debole durante la seconda ora di incendio

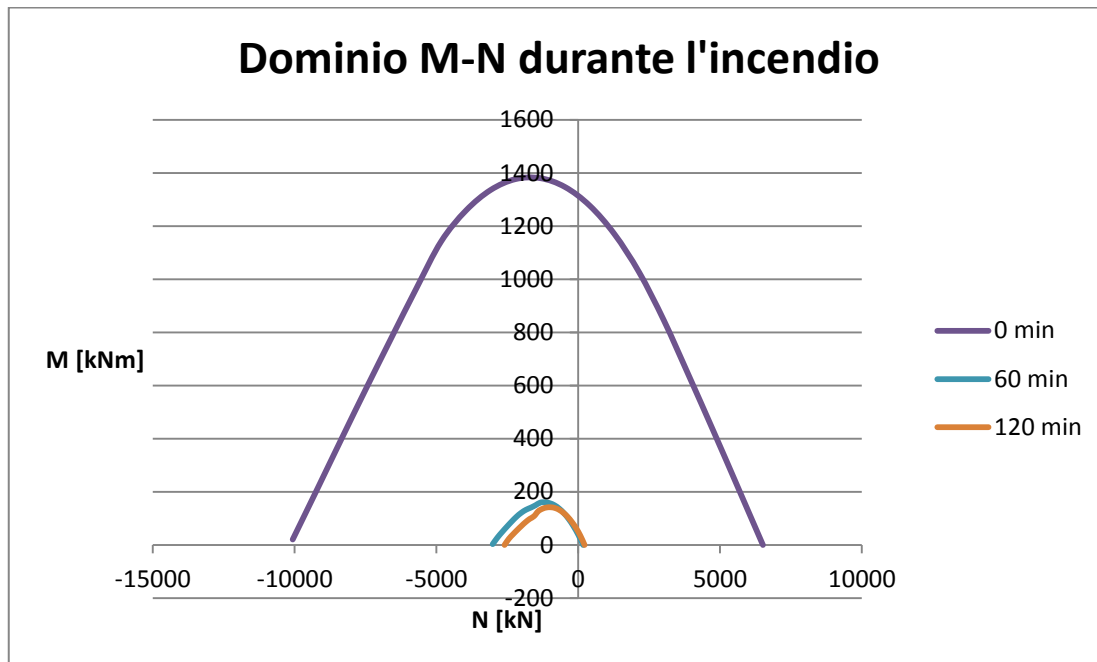


Grafico 3.12: domini M-N per la soluzione tubolare lungo la direzione debole durante l'incendio

Analizzando i risultati precedentemente introdotti si possono trarre le seguenti osservazioni:

- La soluzione HEB 400 presenta una graduale riduzione dell'ampiezza del dominio durante l'incendio. Dopo due ore la diminuzione di resistenza è più contenuta rispetto alla soluzione 2. Infatti, analizzando la differenza di momento massimo resistente, si passa da un valore iniziale di 930 kNm ad uno finale pari a 654 kNm, con una riduzione pari al 30% del momento resistente iniziale. Ciò è dovuto alle buone caratteristiche di inerzia termica del calcestruzzo, grazie alle quali la temperatura termica massima raggiunta dall'acciaio si mantiene al di sotto dei 500°C.

- La soluzione tubolare presenta una resistenza decisamente maggiore a temperatura ambiente rispetto al caso del profilo HEB. Ciò è dovuto al fatto che la componente metallica è posta nella parte più esterna della sezione e perciò ha un maggiore braccio, incrementando in questo modo i valori di momento resistente; infatti si ha un valore massimo di momento resistente pari a 1380 kNm rispetto ai 930 kNm del profilo HEB.

Tuttavia durante l'incendio la disposizione dell'acciaio a diretto contatto con il fuoco comporta un raggiungimento di temperature del tubo metallico nettamente più elevate rispetto alla soluzione precedente. Ciò comporta una riduzione molto marcata dell'ampiezza del dominio resistente, pari al 90% del valore iniziale, raggiungendo un momento resistente massimo finale di 141 kNm. Inoltre tale riduzione si manifesta già nelle prime fasi di incendio. Infatti dopo circa 10 minuti la riduzione è del 67% del valore massimo iniziale. Questo tipo di comportamento è dovuto alla disposizione all'esterno dell'acciaio il quale, raggiungendo una temperatura massima di circa 1100°C, è soggetto ad una sensibile riduzione delle proprietà meccaniche a tal punto che si può addirittura concludere che, durante l'incendio, la sezione resistente sia solo la parte in calcestruzzo. Infine la presenza della massa termica di calcestruzzo all'interno del tubo non riesce a contrastare in maniera efficace l'aumento di temperatura nel tubo.

3.5. Analisi degli effetti del II ordine

La corretta progettazione di colonne in un edificio o in una qualsiasi struttura deve tenere in considerazione anche possibili effetti del II ordine. Considerando il campo elastico lineare la proprietà meccanica dei materiali componenti la colonna la quale influenza il fenomeno di buckling è il modulo elastico. Considerando, infatti, l'esempio della mensola, il suo carico critico assume la seguente forma:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{4 \cdot L^2}$$

Durante l'incendio avviene un progressivo degrado delle proprietà meccaniche, compreso il modulo elastico: il materiale, quindi, perde rigidità. Perciò i fenomeni del II ordine diventano sempre più influenti per il comportamento meccanico delle colonne all'aumentare della temperatura.

La determinazione del carico critico elastico di colonne soggette ad incendio deve tener conto del fatto che in ogni punto vi è una temperatura diversa e, di conseguenza, anche un valore di modulo elastico diverso, anche nel caso di omogeneità di materiale utilizzato nella realizzazione della colonna.

Per la struttura oggetto di questo elaborato di tesi si è scelto di svolgere un'analisi al second'ordine semplificata, considerando come elemento oggetto di verifica soltanto la singola colonna, per un'altezza pari al primo piano della struttura stessa. Inoltre, a

favore di sicurezza, si è considerato il caso di una mensola, trascurando l'influenza delle altre colonne e delle travi di collegamento sulla stabilità della singola colonna.

Il carico critico è stato determinato secondo due diversi metodi:

- 1) Utilizzando l'analisi di buckling implementata nel codice di calcolo ad elementi finiti Abaqus. Sono stati quindi realizzati due diversi modelli di struttura a mensola, uno per ciascuna soluzione. Si è quindi effettuata, un'analisi termica tridimensionale nell'ipotesi di curva di incendio costante lungo l'asse z. Le immagini successive riportano i due modelli realizzati ed il campo di temperature dopo due ore di incendio ISO834.

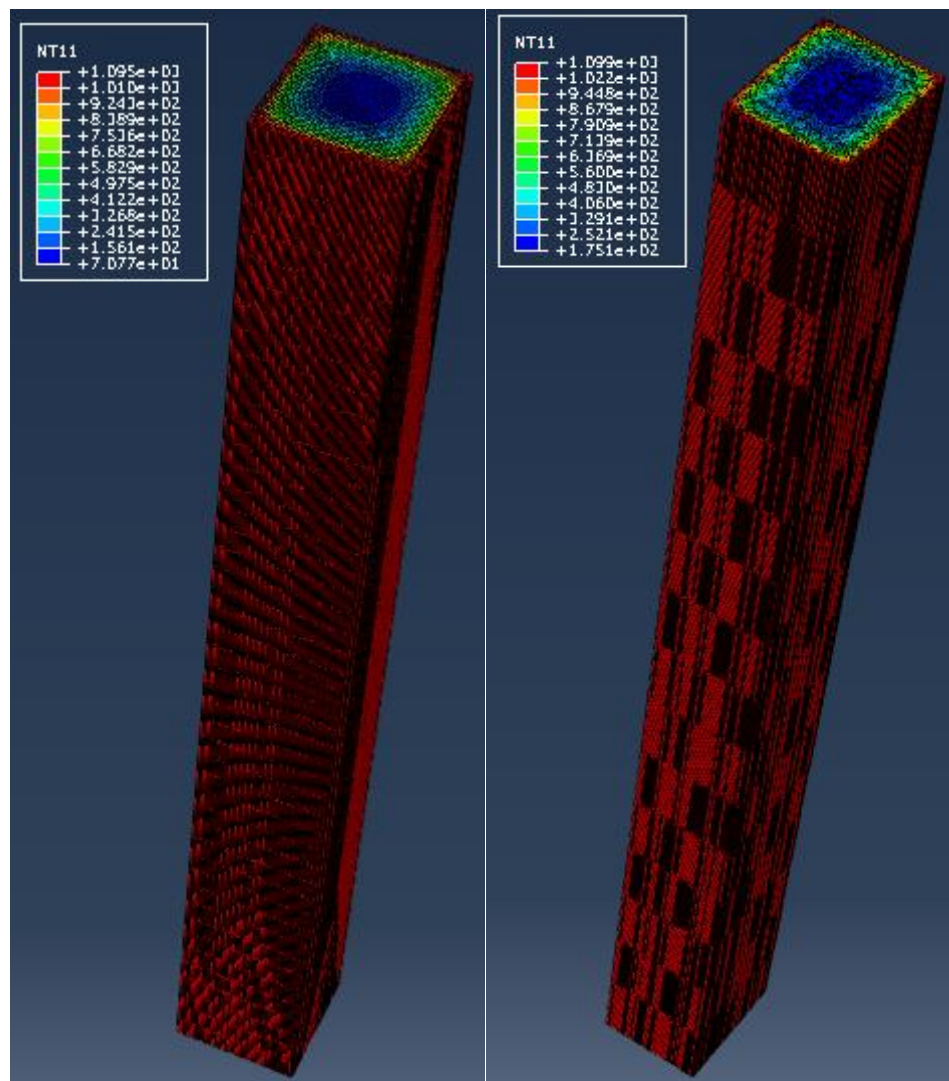


Figura 3.11: campo di temperature per la colonna tubolare (a sinistra) e per la colonna HEB400 (a destra)

Il risultato dell'analisi è il valore del carico critico oltre alla deformata critica nelle due direzioni principali della sezione; nel caso tubolare i due valori sono uguali, data la simmetria della sezione, mentre per la soluzione HEB400 i due valori sono differenti.

- 2) Uso di un metodo approssimato basato sul calcolo di un modulo EI efficace, in accordo alla seguente formulazione, riportata nel libro “Progettazione di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio” [25]:

$$EI_{eff,\theta} = \sum E_{a,\theta} \cdot I_a + \sum E_{c,\theta} \cdot I_c + \sum E_{b,\theta} \cdot I_b$$

Dove

$E_{a,\theta}$ è il modulo elastico dell'acciaio strutturale in funzione della temperatura;
 $E_{c,\theta}$ è il modulo elastico del calcestruzzo in funzione della temperatura. Dato che il legame costitutivo presente in Eurocodice non considera un vero e proprio modulo elastico, si utilizza il modulo tangente nell'origine;
 $E_{b,\theta}$ è il modulo elastico delle barre di armatura in funzione della temperatura.

Questo metodo è stato implementato attraverso il software MATLAB: è stato realizzato un codice che, partendo dalla discretizzazione ad elementi finiti precedentemente utilizzata per determinare i domini M-N, assegna a ciascun elemento il proprio modulo elastico, a seconda della temperatura raggiunta e del tipo di materiale ed il valore di momento d'inerzia. Lo step finale è la somma dei prodotti EI calcolati per tutti gli elementi.

L'utilizzo di due metodi differenti permette di avere un controllo maggiore sulla correttezza dei risultati ottenuti. La tabella seguente mostra l'andamento dei valori del carico critico elastico durante le fasi di incendio per le due soluzioni esaminate.

- **Soluzione 1: HEB400**

Direzione 1

| | Carico Critico [kN] | | | | | | | | | | | | |
|--------|---------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| | 0 min | 10 min | 20 min | 30 min | 40 min | 50 min | 60 min | 70 min | 80 min | 90 min | 100 min | 110 min | 120 min |
| ABAQUS | 19972 | 16615 | 15826 | 15137 | 14400 | 13730 | 13137 | 12607 | 12128 | 11714 | 11404 | 11191 | 11049 |
| MATLAB | 20383 | 17052 | 16322 | 15799 | 15091 | 14442 | 13870 | 13355 | 12885 | 12451 | 12049 | 11674 | 11323 |
| Δ (%) | 2,06% | 2,63% | 3,13% | 4,37% | 4,80% | 5,19% | 5,58% | 5,94% | 6,24% | 6,29% | 5,66% | 4,32% | 2,48% |

Tabella 3.4: andamento del carico critico durante l'incendio per la soluzione HEB400 lungo la direzione 1

Direzione 2

| | Carico Critico [kN] | | | | | | | | | | | | |
|--------|---------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| | 0 min | 10 min | 20 min | 30 min | 40 min | 50 min | 60 min | 70 min | 80 min | 90 min | 100 min | 110 min | 120 min |
| ABAQUS | 7266 | 4883 | 4289 | 3887 | 3565 | 3307 | 3096 | 2917 | 2763 | 2639 | 2569 | 2551 | 2540 |
| MATLAB | 7268 | 4906 | 4352 | 3997 | 3682 | 3432 | 3227 | 3051 | 2898 | 2762 | 2640 | 2528 | 2426 |
| Δ (%) | 0,03% | 0,46% | 1,47% | 2,82% | 3,27% | 3,79% | 4,22% | 4,59% | 4,88% | 4,66% | 2,75% | 0,89% | 4,49% |

Tabella 3.5: andamento del carico critico durante l'incendio per la soluzione HEB400 lungo la direzione 2

- **Soluzione 2: Pilastro tubolare**

| | Carico Critico [kN] | | | | | | | | | | | | |
|--------|---------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| | 0 min | 10 min | 20 min | 30 min | 40 min | 50 min | 60 min | 70 min | 80 min | 90 min | 100 min | 110 min | 120 min |
| Abaqus | 33950 | 9722 | 5266 | 4233 | 3612 | 3177 | 2851 | 2594 | 2388 | 2216 | 2070 | 1943 | 1834 |
| MATLAB | 34059 | 9984 | 5094 | 4039 | 3455 | 3047 | 2737 | 2492 | 2292 | 2126 | 1985 | 1863 | 1757 |
| Δ (%) | 0,32% | 2,70% | 3,27% | 4,58% | 4,35% | 4,10% | 4,00% | 3,94% | 4,02% | 4,07% | 4,12% | 4,10% | 4,18% |

Tabella 3.6: andamento del carico critico durante l'incendio per la soluzione soluzione tubolare

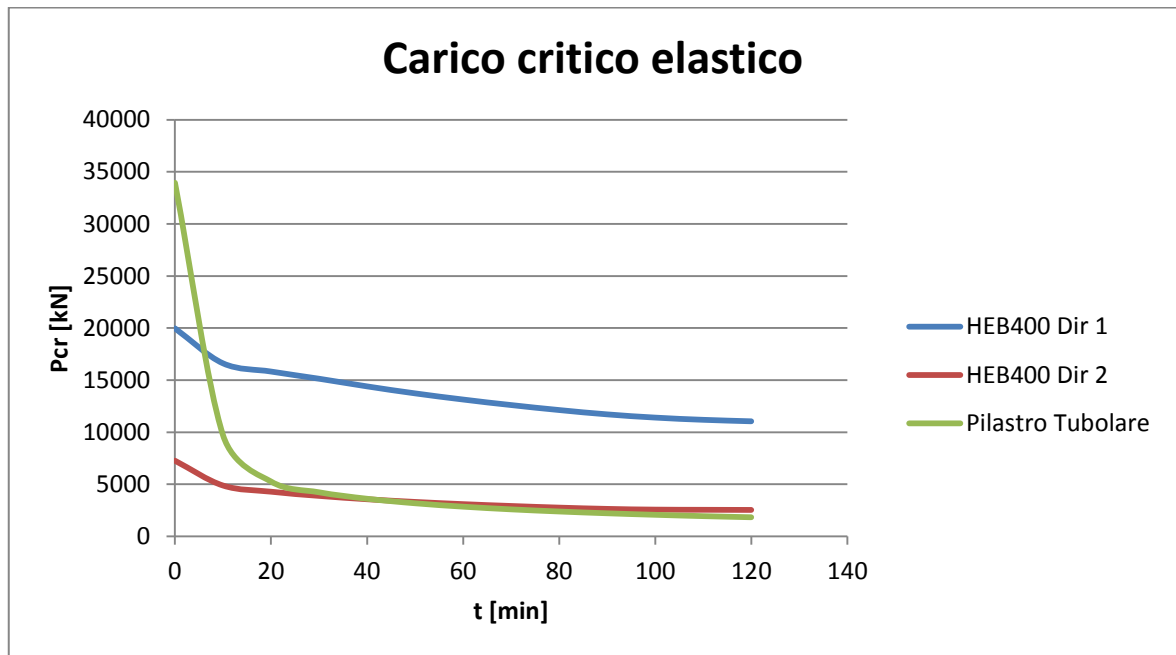


Grafico 3.13: confronto del carico critico elastico per le due soluzioni

Analizzando i risultati si può notare innanzitutto come i due metodi portino a risultati molto simili tra loro: ciò dimostra la correttezza dei risultati ottenuti.

In secondo luogo l'andamento del carico critico manifesta una riduzione simile a quella che si verifica nel tracciamento dei domini M-N: infatti il pilastro tubolare presenta un carico critico elastico, a temperatura ambiente, di gran lunga superiore a quello del profilo HEB400; la prima soluzione è, quindi, più rigida rispetto alla seconda.

Ma già dalle prime fasi dell'incendio, a seguito del raggiungimento di temperature elevate nella componente di acciaio della sezione, il carico critico decresce in maniera molto rapida. Perciò per questo tipo di soluzione, gli effetti del II ordine sono molto più rilevanti rispetto al profilo HEB, almeno nella direzione 1. Nella direzione 2, invece, i due andamenti, dopo circa 20 minuti di incendio, sono comparabili.

3.6. Soluzione tubolare con armature

Nei paragrafi precedenti si è dimostrato come la soluzione tubolare non sia molto competitiva in caso di incendio: infatti il tubo in acciaio, essendo disposto all'esterno della sezione, è a diretto contatto con le fiamme e perciò raggiunge fin dalle prime fasi dell'incendio temperature tali da comportare una drastica riduzione delle proprietà meccaniche del materiale; perciò, all'aumentare della temperatura, la sezione resistente risulta composta soltanto dalla parte in calcestruzzo e, di conseguenza, si ha una notevole riduzione della resistenza meccanica della sezione.

Per aumentare la capacità resistente sezionale una prima soluzione consiste nell'aumento della classe del calcestruzzo: è stato quindi richiesto alla committenza quale fosse la massima classe di calcestruzzo che era possibile utilizzare per la progettazione della sezione, ottenendo come risposta la classe C40/50.

Perciò si è svolta l'analisi meccanica atta alla determinazione del dominio resistente incrementando la classe del calcestruzzo da C25/35 a C40/50.

I grafici seguenti riportano il confronto tra le due soluzioni per le seguenti fasi di incendio:

- prima dell'incendio;
- dopo mezz'ora di incendio;
- dopo un'ora di incendio;
- dopo un'ora e mezza di incendio;
- dopo due ore di incendio.

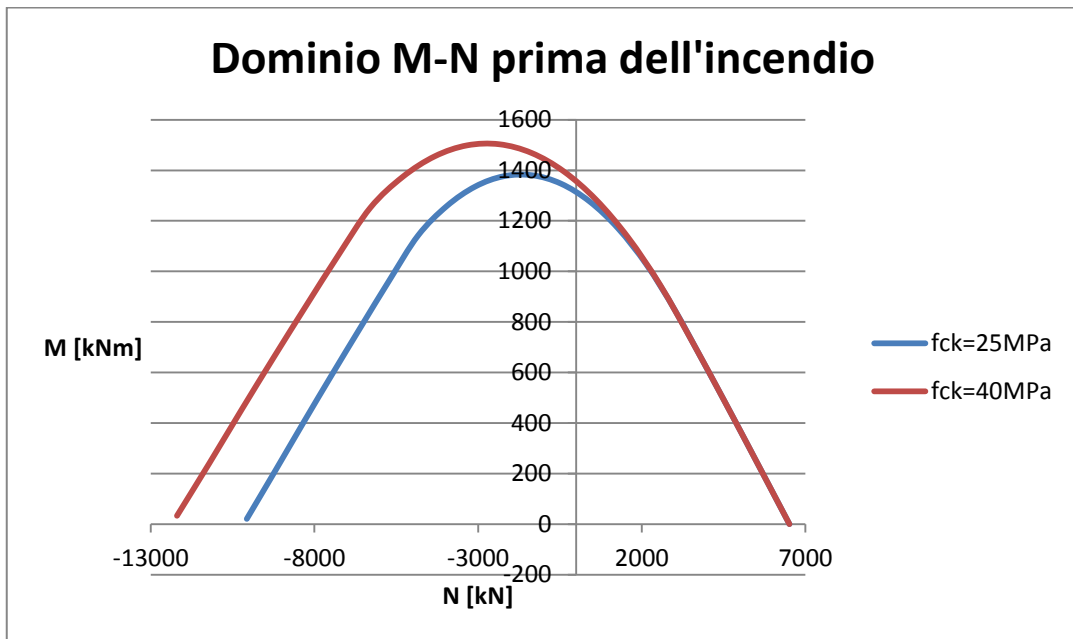


Grafico 3.14: confronto dei domini M-N per la soluzione tubolare con due differenti classi di calcestruzzo prima dell'incendio

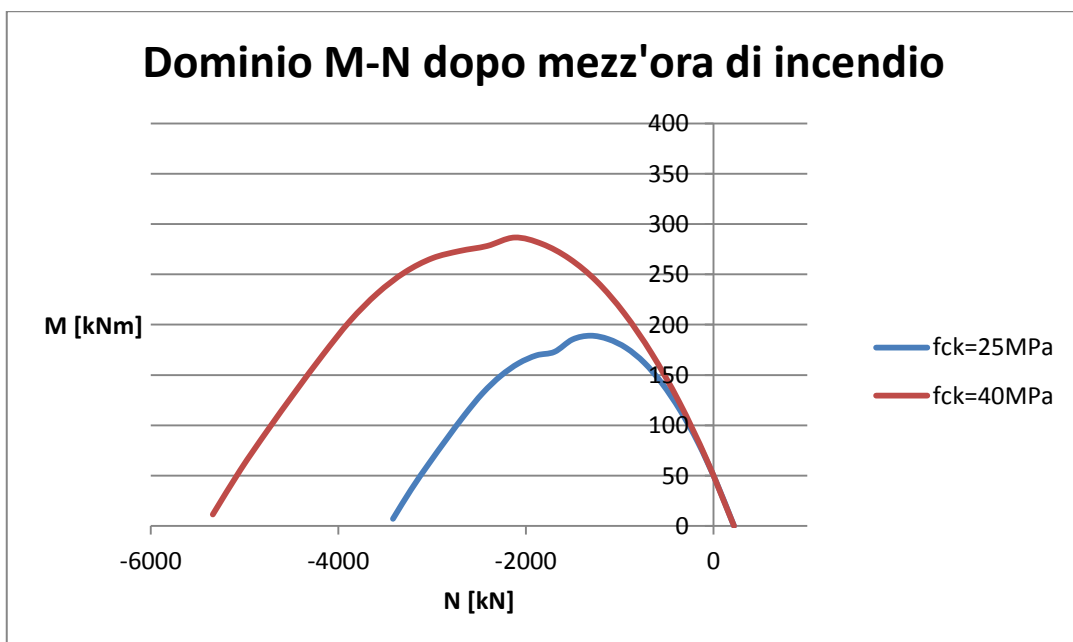


Grafico 3.15: confronto dei domini M-N per la soluzione tubolare con due differenti classi di calcestruzzo dopo mezz'ora di incendio

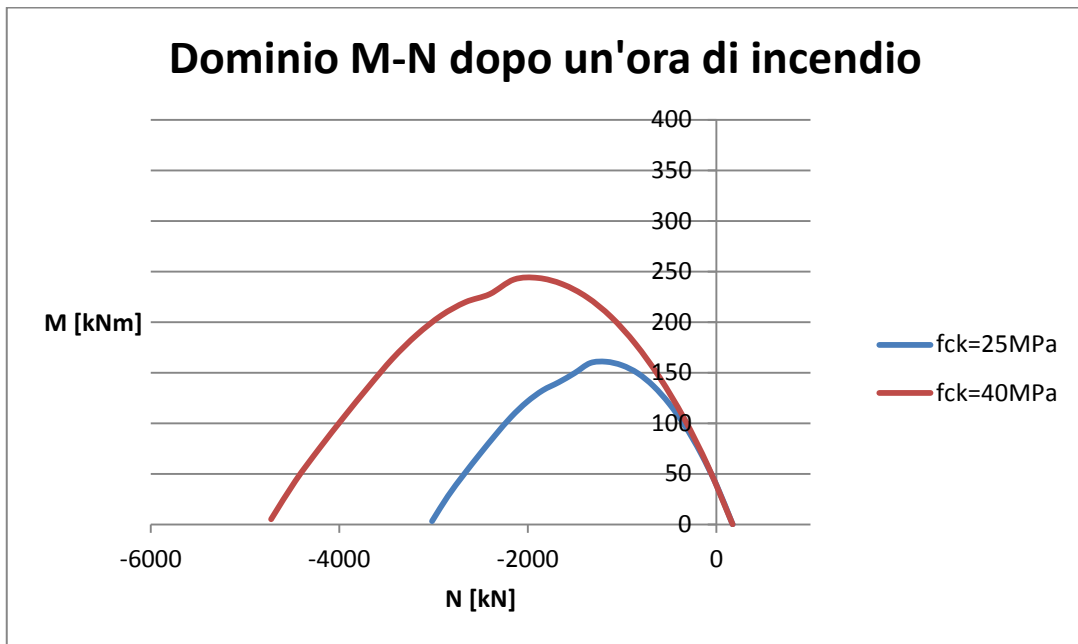


Grafico 3.16: confronto dei domini M-N per la soluzione tubolare con due differenti classi di calcestruzzo dopo un'ora di incendio

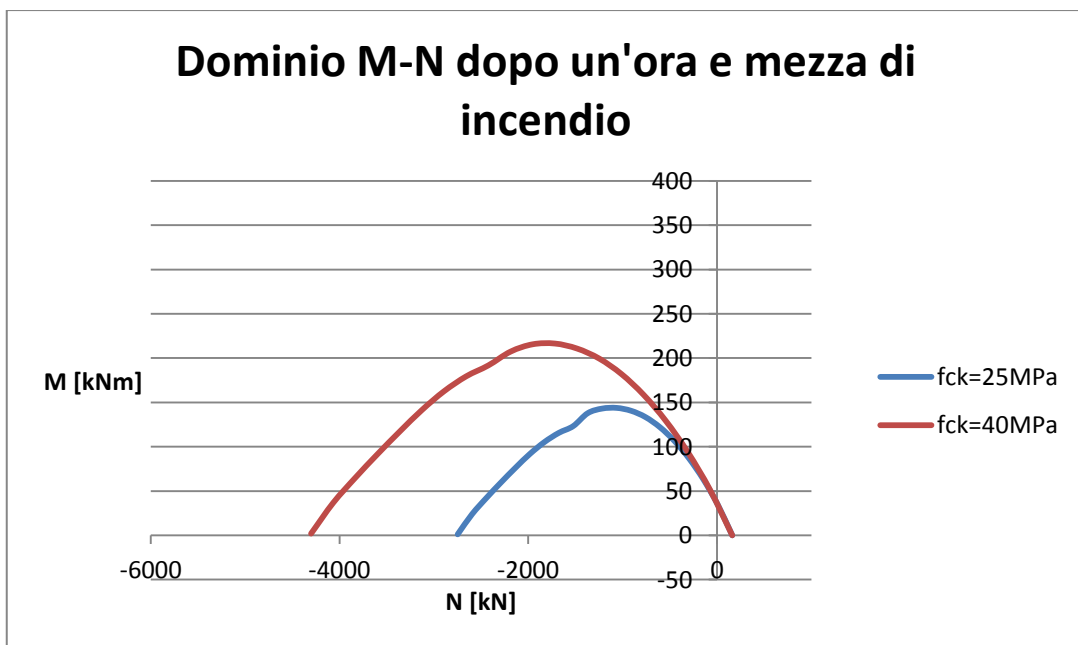


Grafico 3.17: confronto dei domini M-N per la soluzione tubolare con due differenti classi di calcestruzzo dopo un'ora e mezza di incendio

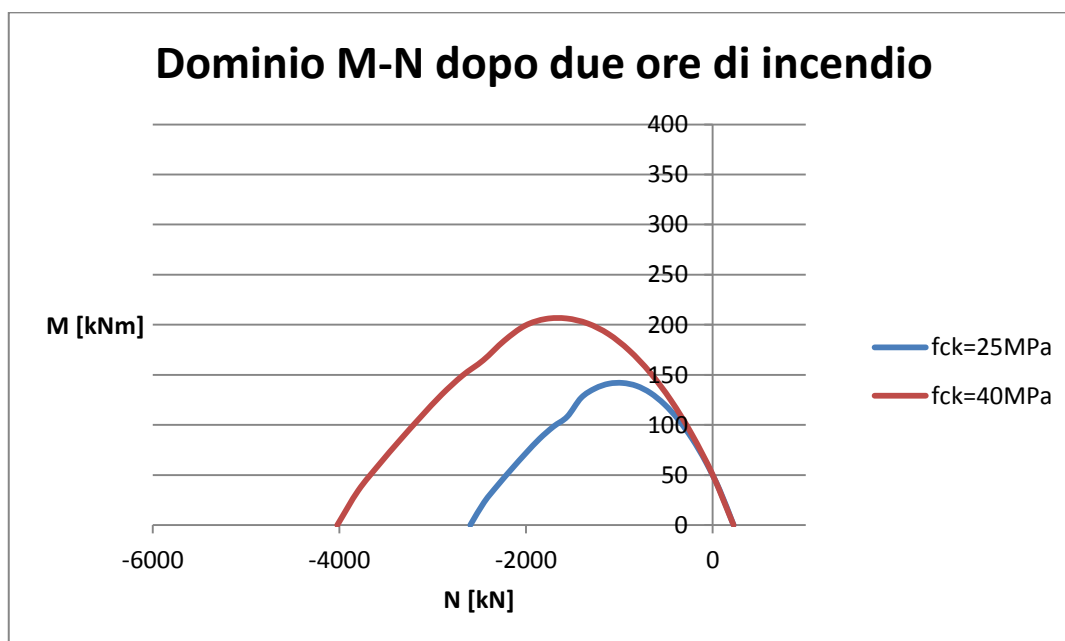


Grafico 3.18: confronto dei domini M-N per la soluzione tubolare con due differenti classi di calcestruzzo dopo due ore di incendio

Dai grafici emerge chiaramente come l'aumento della classe del calcestruzzo determini un aumento della resistenza sezionale ma non sia sufficiente a realizzare una soluzione caratterizzata da un dominio M-N resistente comparabile con la soluzione HEB400. Perciò è necessario determinare una soluzione alternativa a questa per migliorare le prestazioni della soluzione tubolare in caso di incendio.

Una possibilità è, sicuramente, quella di inserire delle barre di armatura all'interno del nucleo in calcestruzzo: tale armatura ha il compito di garantire un'adeguata resistenza alla sezione durante l'incendio. Il comportamento meccanico di tale soluzione è di sezione mista acciaio-calcestruzzo nelle situazioni ordinarie e di colonna in calcestruzzo armato per le situazioni di incendio, in quanto il contributo resistente del tubo esterno è pressochè nullo.

La progettazione di questa soluzione consiste nella scelta di numero, diametro e posizione delle barre. Il terzo aspetto merita particolare attenzione in quanto la disposizione ottimale dell'armatura deve essere una soluzione di compromesso tra i seguenti aspetti:

- Le barre devono essere disposte in una regione caratterizzata da una temperatura massima raggiunta durante l'incendio tale da non comportare una riduzione eccessiva delle proprietà meccaniche delle barre.
- Le barre devono essere disposte il più esternamente possibile in modo che abbiamo un braccio sufficiente ad aumentare il momento resistente della sezione.

Dato che la riduzione delle proprietà meccaniche dell'acciaio diventa notevole oltre i 500°C si è deciso di disporre le barre all'interno della parte in calcestruzzo che, dopo due ore di incendio da idrocarburi, resta al di sotto dei 500°C.

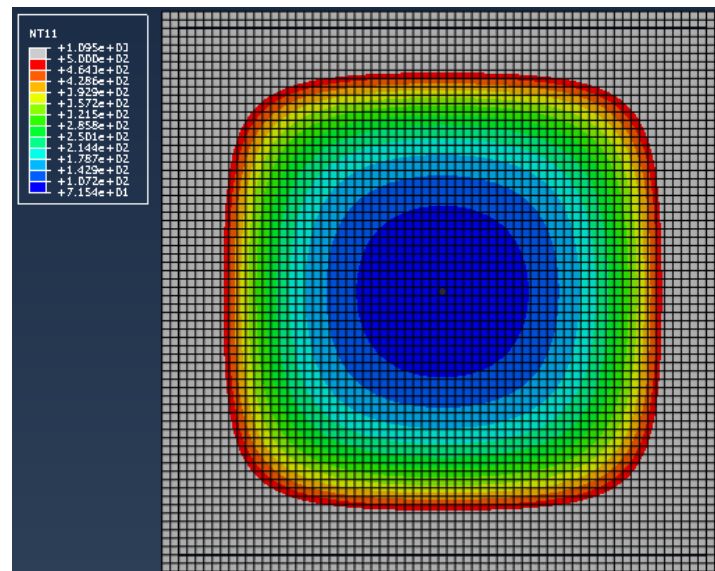


Figura 3.12: parte della sezione con temperatura, dopo due ore di incendio, che si mantiene al di sotto dei 500 °C

Per la sezione in esame si è deciso di adottare un numero di barre pari a 12. Il diametro delle barre, invece, deve essere tale da rispettare la verifica di resistenza, cioè che ciascuna coppia di valori di azione assiale e momento flettente deve essere compresa nel dominio resistente. In caso di incendio, la combinazione di carico da utilizzare per il calcolo delle sollecitazioni presente in Eurocodice è la seguente:

$$F_{fi,d} = G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d$$

La struttura è soggetta alle seguenti tipologie di carico:

- dead load, ovvero il peso proprio della struttura;
- piping loads, ovvero i carichi dipendenti dalla presenza dei tubi all'interno della struttura;
- friction loads, ovvero i carichi dipendenti dall'attrito dovuto alla presenza dei tubi all'interno dei tubi stessi;
- anchor loads, ovvero i carichi dovuti alla presenza delle valvole che monitorano la pressione all'interno dei tubi;
- live loads, ovvero i carichi dovuti alle operazioni di stoccaggio e manutenzione degli impianti.

I carichi vengono suddivisi in permanenti strutturali, permanenti non strutturali e variabili: la tabella seguente riporta tale suddivisione.

| CATEGORIA | CARICHI |
|----------------------------|--|
| Permanenti Strutturale | Self Weight, Dead |
| Permanenti non Strutturali | Fire Proofing, Piping Loads |
| Accidentali | Anchor Loads, Live Loads, Friction, Operating Loads, PSV |

Tabella 3.7: carichi agenti sulla struttura [26]

Sono state realizzate sei diverse tipologie di sezione, caratterizzate da sei diversi valori di diametro, rispettivamente 18, 20, 22, 24, 30 e 32 millimetri. Di seguito si riportano i disegni di tali sezioni.

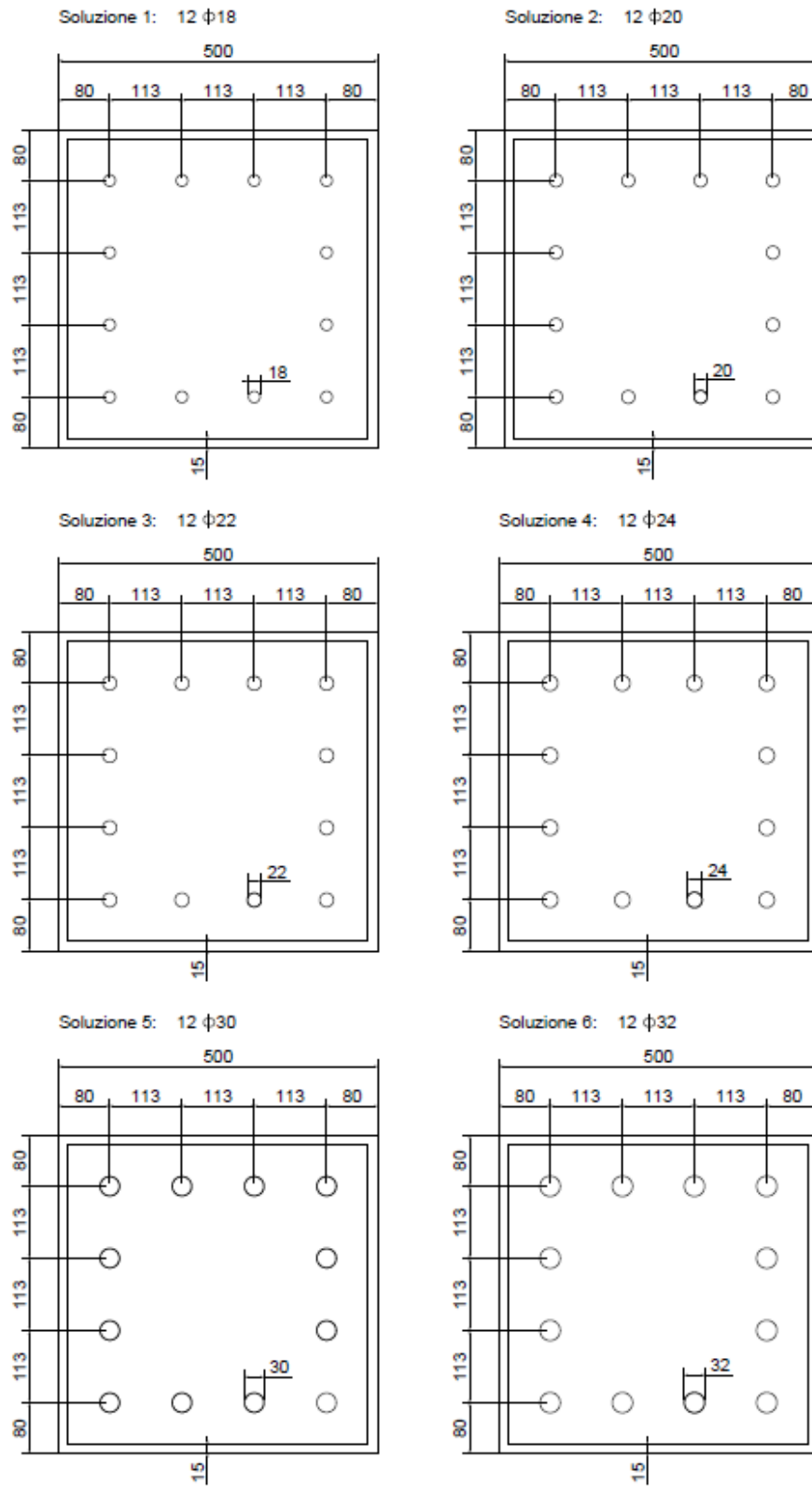


Figura 3.13: disegno delle sei tipologie di sezione tubolare armata analizzate

Per ciascuna sezione viene determinato il dominio resistente M-N dopo due ore di incendio e la sezione scelta in fase di progettazione è quella per cui risulta soddisfatta la verifica di resistenza per ciascuna coppia M-N di sollecitazione. Nell'appendice B sono riportati gli andamenti dei domini M-N ad intervalli di tempo pari a 10 minuti per le 6 soluzioni armate.

Il grafico seguente mostra i domini M-N per tutte e sei le alternative e le sollecitazioni agenti.

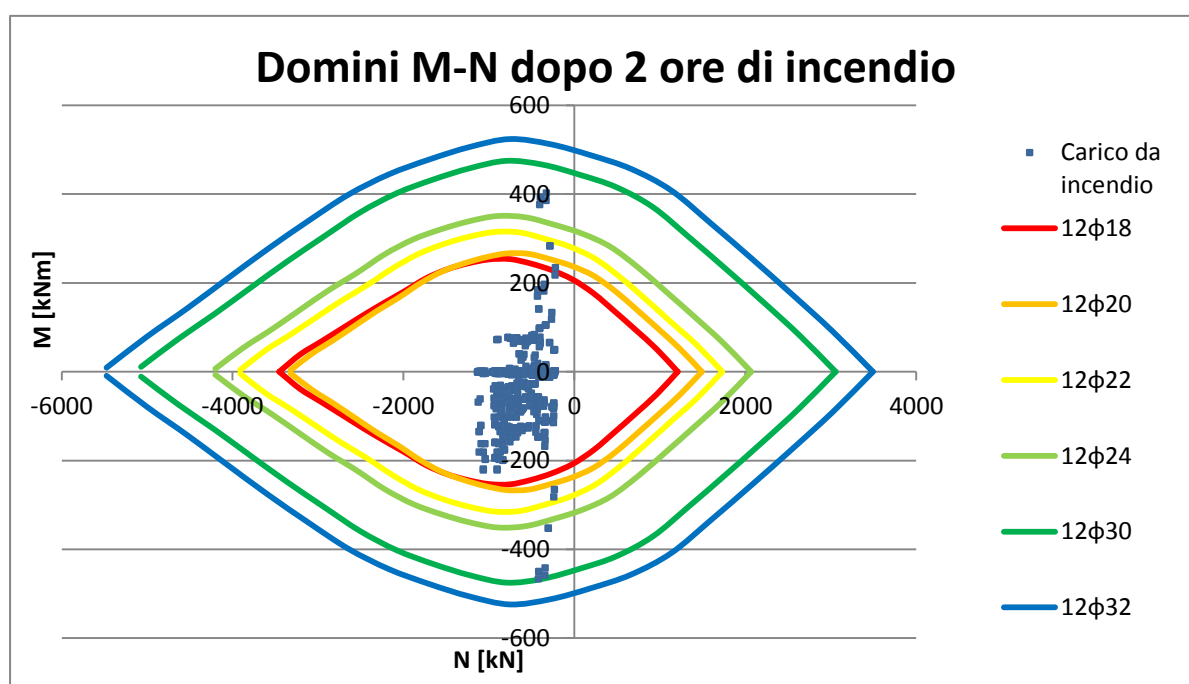


Grafico 3.19: confronto dei domini M-N per le sei sezioni tubolari armate dopo 120 minuti di incendio

Dall'analisi di questo grafico risulta molto chiaramente che le sezioni con diametri $\Phi 18$, $\Phi 20$, $\Phi 22$, $\Phi 24$ non rispettano la verifica di resistenza. Utilizzando, invece, diametri $\Phi 30$ e $\Phi 32$ si ottiene una sezione in grado di soddisfare la verifica di resistenza. Perciò, dall'analisi di resistenza sezionale, la soluzione con armature scelta è quella caratterizzata da 12 barre $\Phi 32$.

3.7. Conclusioni

Dopo aver sviluppato e progettato la soluzione del pilastro tubolare con riempimento in calcestruzzo armato, risulta evidente come tale scelta non sia competitiva, per diversi motivi di seguito elencati.

- 1) Il quantitativo da armatura da inserire è molto elevato e ciò rende tale sezione svantaggiosa dal punto di vista economico. La scelta delle armature può portare all'abbandono della soluzione tubolare e passare alla progettazione di una colonna in calcestruzzo armato.

- 2) L'inserimento delle armature all'interno del tubo rende necessario progettare nel dettaglio i nodi di attacco delle armature stesse sia in fondazione che in sommità. Per realizzare questo collegamento è necessario ricorrere a delle piastre forate, saldate al tubo, alle quali saldare successivamente le barre. Questa soluzione può generare dei problemi durante l'incendio in quanto si potrebbe verificare il fenomeno del ponte termico; le barre di armatura, essendo direttamente collegate con il tubo esterno, raggiungono anch'esse temperature tali da provocarne un degrado delle proprietà meccaniche. Questo fenomeno potrebbe vanificare l'inserimento stesso delle armature nella sezione.

Alla luce di queste problematiche si è deciso di scartare la soluzione con armature e di valutare l'opportunità di utilizzare dei protettivi. Tale argomento viene introdotto nel capitolo 4.

UTILIZZO DI PROTETTIVI PASSIVI

4.1. Introduzione

La progettazione di strutture in acciaio deve prestare molta attenzione alla situazione di incendio: l'elevata conducibilità termica dell'acciaio comporta il raggiungimento di temperature molto elevate durante l'incendio, provocando il rapido degrado della resistenza strutturale. Una soluzione per ovviare a questo problema è il ricorso a sistemi di protezione degli elementi strutturali in acciaio.

Sono disponibili molti sistemi di protezione passiva al fuoco: essi hanno lo scopo di ridurre la velocità di riscaldamento delle strutture metalliche o miste acciaio-calcestruzzo. La capacità di resistenza al fuoco dei materiali utilizzati per la protezione deve essere dimostrata attraverso opportune prove sotto carico, per verificare che il materiale isolante possieda sufficiente aderenza per rimanere in posizione per l'intera durata dell'incendio.

Le possibili soluzioni per la protezione degli elementi strutturali durante l'incendio sono i seguenti [6].

- **Protezione in calcestruzzo.** È il metodo tradizionale per la protezione antincendio di strutture in acciaio. L'inerzia termica del calcestruzzo permette di mantenere la temperatura dell'elemento in acciaio in un range tale da non diminuire eccessivamente le proprietà meccaniche del materiale. L'armatura del calcestruzzo può essere di tipo nominale per garantire la stabilità del calcestruzzo in caso di incendio o strutturale, nel cui caso è necessaria una progettazione di un elemento a comportamento misto.
- **Protezione con lastre.** La maggior parte di questa tipologia di rivestimenti è composta da calcio-silicato o gesso. Hanno il vantaggio di essere facili da installare e sostituire. Il numero e spessore degli strati dipende dal grado di protezione che è necessario garantire.

- **Protezione a spruzzo.** Questa tipologia di protezione è, generalmente la più economica. In generale i materiali utilizzati sono a base cementizia. Sono facili da applicare a particolari complicati quali collegamenti bullonati o staffe in acciaio.
- **Protezione con vernice intumescente.** Questa tipologia di materiale, durante il processo di riscaldamento, si gonfia trasformandosi in una massa carbonizzata che garantisce l'isolamento all'elemento in acciaio al quale è applicata. Le vernici intumescenti hanno il vantaggio di occupare poco spazio, di avere rapidi tempi di applicazione ma hanno, generalmente, costi elevati, soprattutto nel caso in cui si debba garantire un elevato grado di protezione.
- **Protezione con legno.**
- **Protezione con riempimento in calcestruzzo.** La massa termica del calcestruzzo funziona da pozzo di calore riducendo la temperatura dell'acciaio. Il calcestruzzo può essere anche tenuto in considerazione per sostenere una parte crescente del carico all'aumentare della temperatura dell'acciaio. Il calcestruzzo di riempimento può essere semplice oppure armato.
- **Protezione con riempimento d'acqua.** Questa tipologia di protezione richiede la presenza di un efficiente impianto idraulico in grado di garantire lo scorrimento per convezione tra un elemento e l'altro evitando pressioni eccessive quando l'acqua è in fase di riscaldamento.
- **Protezione con schermature parafiamma.**

A seconda della tipologia strutturale da proteggere al fuoco è possibile scegliere la modalità di protezione più opportuna, che sia in grado di garantire la protezione richiesta, ma che, contempo, sia la più economica. È possibile anche adottare contemporaneamente più soluzioni protettive.

4.2. Determinazione caratteristiche del protettivo

Il materiale scelto per la protezione della sezione tubolare è il prodotto FireMaster FireBarrier 135, sviluppato da Morgan Thermal Ceramics: si tratta di un materiale a base cementizia che viene spruzzato direttamente sulla superficie esterna

dell'elemento d'acciaio da proteggere. Tale protettivo è in grado di resistere a temperature fino a 1350 °C.

Di seguito si riporta la scheda tecnica del prodotto FB135.

| | |
|---|---|
| Generalità | |
| Firemaster Firebarrier FB135 | |
| Dati identificativi | |
| Produttore: | Thermal Ceramics Italiana srl |
| Denominazione commerciale: | FireMaster® FireBarrier™ 135 |
| Materiale [Tipo]: | intonaco refrattario a base cementizia |
| Colore: | grigio/beige |
| Numero identificativo lotto: | n.d. |
| Dati tecnici | |
| Componenti [n°]: | materiali refrattari con caolini e cementi alluminosi |
| Massa volumica [kg/m³]: | 1050 kg/m³ |
| Resistenza a compressione [N/mm²]: | 9,9 MPa dopo stagionatura di 28 giorni |
| Resistenza a flessione [N/mm²]: | n.a. |
| Forma di fornitura: | in sacchi o big-bag |
| Tempo essiccazione in superficie (20°C con ventilazione naturale) | 24 ore |
| Tempo essiccazione in profondità (20°C con ventilazione naturale) | 8 giorni |
| Dati applicativi | |
| Metodo di applicazione: | a spruzzo |
| Quantità da applicare [kg/m²]: | 11.5 kg/m² per ogni centimetro di spessore |

Tabella 4.1: scheda tecnica protettivo FireBarrier 135, parte 1

FireBarrier 135

Product Information

MAIN PROPERTIES

General Properties

| | | | |
|--|--------------------------------|-----|------|
| • Temperature limit | °C | | 1350 |
| • Weight of dry material/m ³ required of construction | kg | | 1050 |
| • Installed density | kg/m ³ | | 1550 |
| • Long term density | kg/m ³ | | 1180 |
| • Dry density | kg/m ³ | | 1100 |
| • Cold crushing strength ASTM C-133 | (after 3 days curing) | MPa | 3.0 |
| ASTM C-133 | (after 28 days curing) | MPa | 9.0 |
| | (after 3 days curing + drying) | MPa | 4.0 |
| • Water to mix | | % | 50 |

Fire Protection Properties

| | |
|---|-------------------------------------|
| • Class A1 Reaction to Fire in accordance with EN 13501-1 : 2002 | CSI Registration No. 0202/04 |
| • Non combustible material According to IMO RES. A.799 (19) IMO RES. MSC61 (67)-FTP code, IMO MSC/Circ.1120 | MED B 520509CS |

Physical Properties - FireBarrier 135

| | | | |
|-----------------------------------|-----------------------|-----|------|
| • Adhesion strength ASTM E-736/06 | (On steel surface) | MPa | >4.9 |
| | (On concrete surface) | MPa | >4.6 |
| • Tensile strength SN-EN 1542 | (After 7 days) | MPa | 0.7 |
| | (After 28 days) | MPa | 1.1 |
| • Modulus of elasticity | (After setting) | MPa | 4.05 |
| | (After 28 days) | MPa | 4.05 |

High Temperature Performances

| | | | |
|---|-------|-------|-------|
| • Thermal conductivity (ISO 8302 : 1991) at mean temperature of: | 50°C | W/m.K | 0.267 |
| | 200°C | W/m.K | 0.194 |
| | 500°C | W/m.K | 0.169 |

Specific Heat (EN 821-2)

| | | | |
|--|----------|---------|-----|
| | at 50°C | kJ/kg.K | 704 |
| | at 100°C | kJ/kg.K | 806 |
| | at 500°C | kJ/kg.K | 678 |

Chemical Composition

| | | | |
|--|---|---|------|
| | SiO ₂ | % | 28.2 |
| | Al ₂ O ₃ | % | 43.5 |
| | CaO Total | % | 24.4 |
| | Fe ₂ O ₃ | % | 1.5 |
| | TiO ₂ | % | 0.8 |
| | MgO + K ₂ O + Na ₂ O ₃ | % | 1.6 |

Availability and Packaging

In bags of 25kg weight supplied to site and ready to mix with water. Also available in large 1000kg bags supplied shrink-wrapped on pallets. Pallet dimensions 1390mm x 1090mm x 1000mm. Gross weight of pallet 1030kg.

Tabella 4.2: scheda tecnica protettivo FireBarrier 135, parte 2

Nella scheda tecnica sono riportate le caratteristiche di conducibilità termica del materiale: questi dati sono però insufficienti per effettuare l'analisi termica della sezione tubolare; infatti sono presenti i valori propri di soltanto tre campi di temperatura (50 °C, 200 °C, 500 °C). È necessario determinare preliminarmente la curva della conducibilità termica al variare della temperatura per valutare l'efficacia del protettivo e progettarne lo spessore da applicare alla sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Per determinare tale curva si fa riferimento alle prove svolte sul protettivo FB135, svolte al laboratorio CSI di Bollate.



Figura 4.1: immagine dei provini testati al CSI di Bollate

Il protettivo testato è stato applicato su sei differenti provini, realizzati con un profilo in acciaio HEA200, di tipo S275JR.

| CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEI PROFILI DI ACCIAIO | | | | | | |
|---|----------------------|--------------|--|-------|--------------|--------------------|
| Designazione acciaio: S275JR (UNI EN 10027-1: 2006) | | | | | | |
| Id. | Tipo di profilo | Designazione | Fattore di sezione nominale [m ⁻¹] | Forma | N° lati esp. | Lungh. / Alt. [mm] |
| SC1 | Colonna non caricata | HEA 200 | 212 | H | 4 | 1000 |
| SC2 | Colonna non caricata | HEA 200 | 212 | H | 4 | 1000 |
| SC3 | Colonna non caricata | HEA 200 | 212 | H | 4 | 1000 |
| SC4 | Colonna non caricata | HEA 200 | 212 | H | 4 | 1000 |
| SC5 | Colonna non caricata | HEA 200 | 212 | H | 4 | 1000 |
| SC6 | Colonna non caricata | HEA 200 | 212 | H | 4 | 1000 |

Tabella 4.3: caratteristiche dei provini testati



Figura 4.2: sezioni testate

Per ogni provino è stato protetto con il FireBarrier 135, applicando uno strato di protettivo di spessore differente per ciascun provino.

| SPESSORE NOMINALE DI MATERIALE PROTETTIVO APPLICATO | | | | |
|---|----------------------|-------------------------|---------------------|----------|
| Id | Designazione profilo | Sistema protettivo [mm] | | |
| | | Totale | Fondo anticorrosivo | Intonaco |
| SC1 | HEA 200 | 28 | n.a. | 28 |
| SC2 | HEA 200 | 36 | n.a. | 36 |
| SC3 | HEA 200 | 33 | n.a. | 33 |
| SC4 | HEA 200 | 32 | n.a. | 32 |
| SC5 | HEA 200 | 33 | n.a. | 33 |
| SC6 | HEA 200 | 33 | n.a. | 33 |

Tabella 4.4: spessore del protettivo per ciascun provino

I provini sono stati testati con riferimento ad una prova caratterizzata da andamento della temperatura in funzione del tempo in accordo alla curva di incendio nominale da idrocarburi.

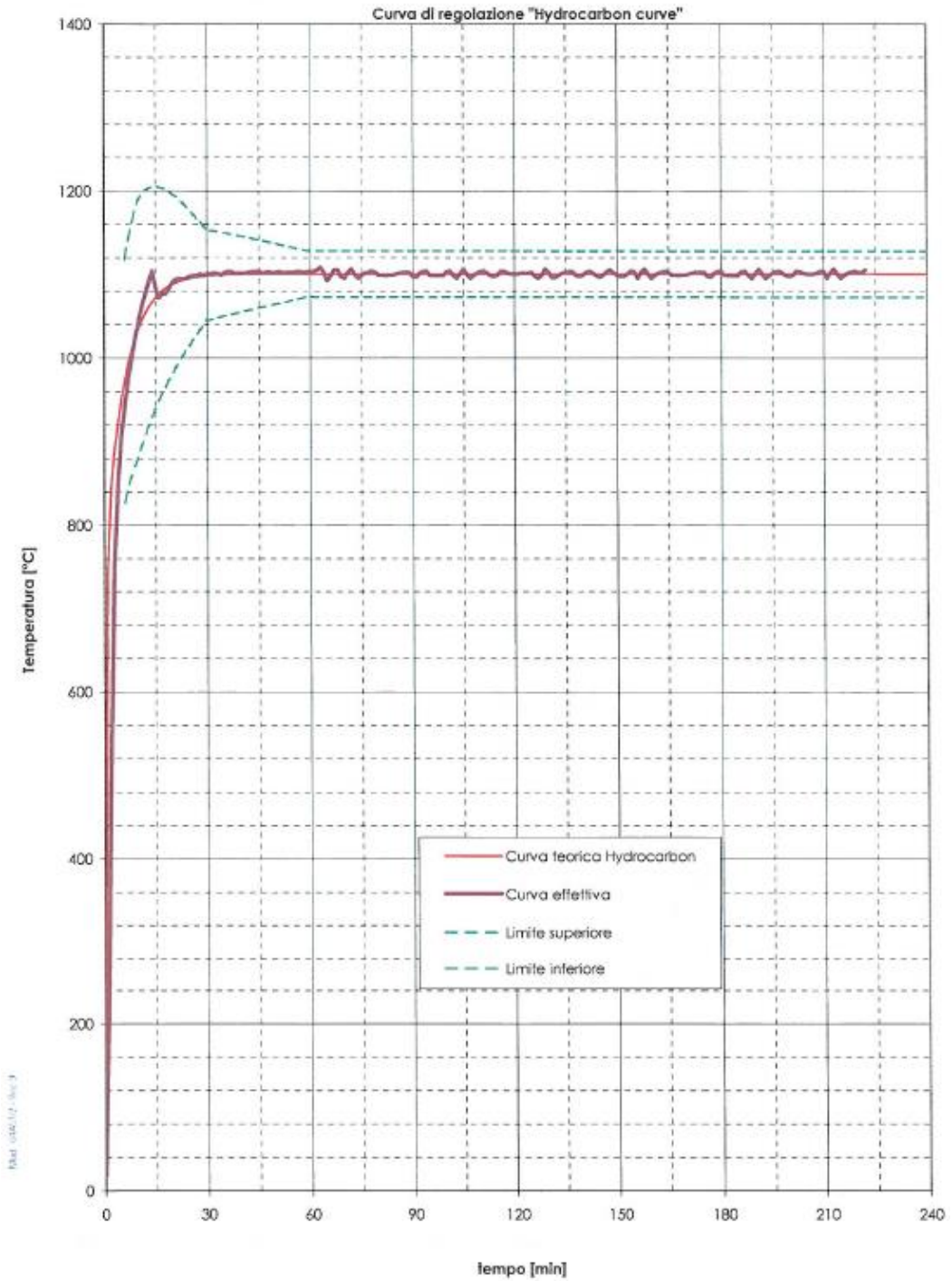


Figura 4.3: curva di incendio utilizzata in fase di prova

Di seguito si riportano i risultati della sperimentazione per il provino SC4

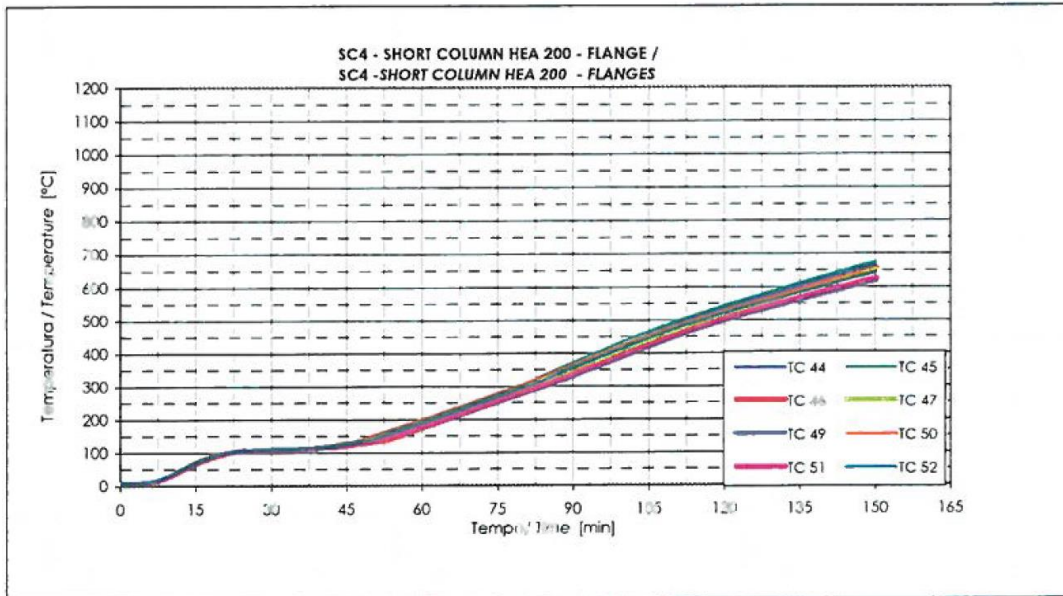


Figura 4.4: andamento della temperatura nelle flange durante la prova per il provino SC4

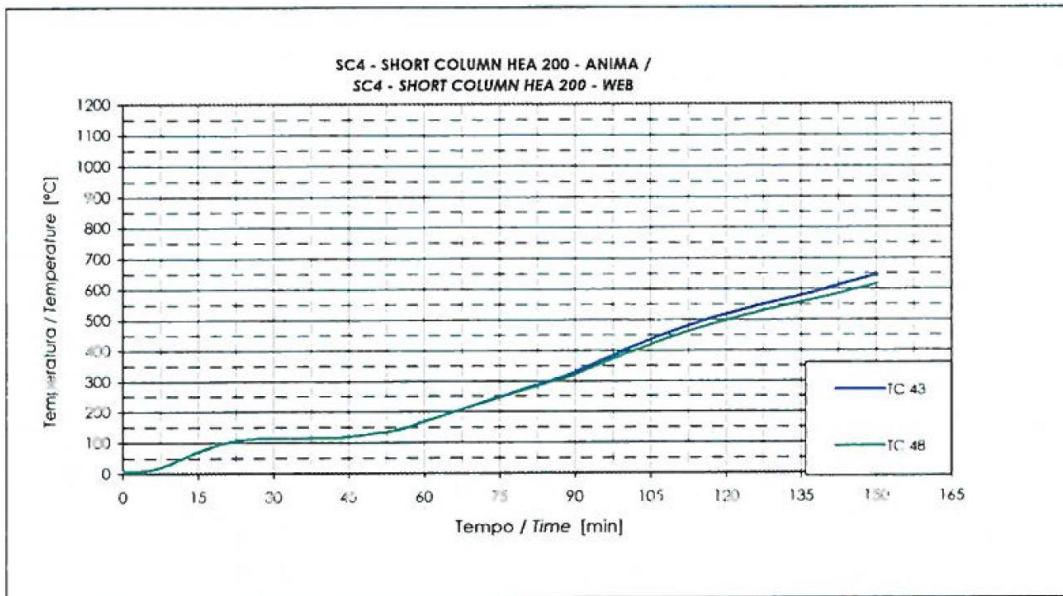


Figura 4.5: andamento della temperatura nell'anima durante la prova per il provino SC4

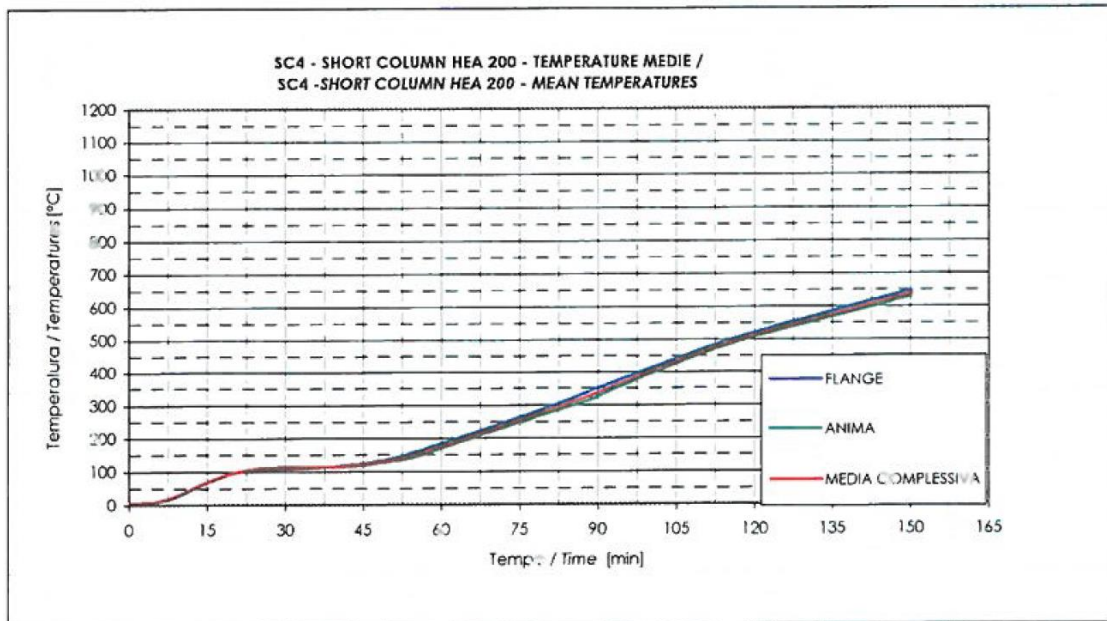


Figura 4.6: andamento della temperatura media nel provino SC4 durante la prova

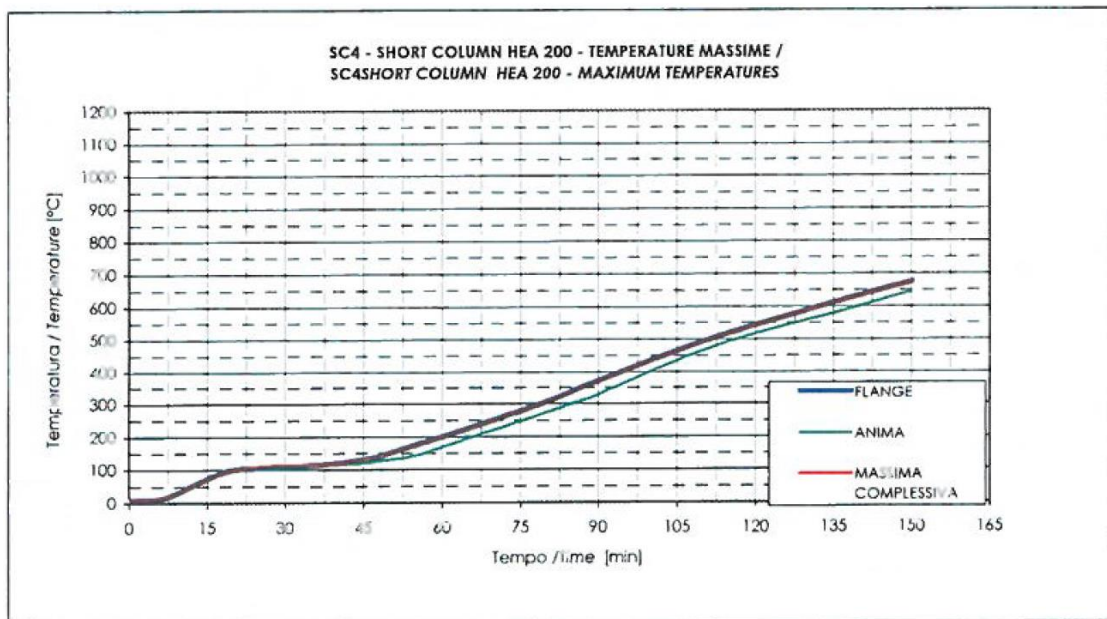


Figura 4.7: andamento della temperatura massima nel provino SC4 durante la prova

Analizzando il campo di temperature del profilo d'acciaio durante la prova, si può notare un plateau per un valore di temperatura prossimo ai 100 °C: ciò è dovuto alla presenza di umidità all'interno del protettivo, la quale limita l'aumento di temperatura della sezione d'acciaio protetta.

Tale fenomeno, se non adeguatamente tenuto in considerazione, può comportare una non corretta determinazione della curva della conducibilità termica del materiale: la curva di temperatura sperimentale deve essere opportunamente modificata per eliminare l'effetto dell'umidità; perciò la curva di temperatura viene traslata, eliminando in questo modo il plateau.

Di seguito si riporta la curva di temperatura sperimentale traslata.

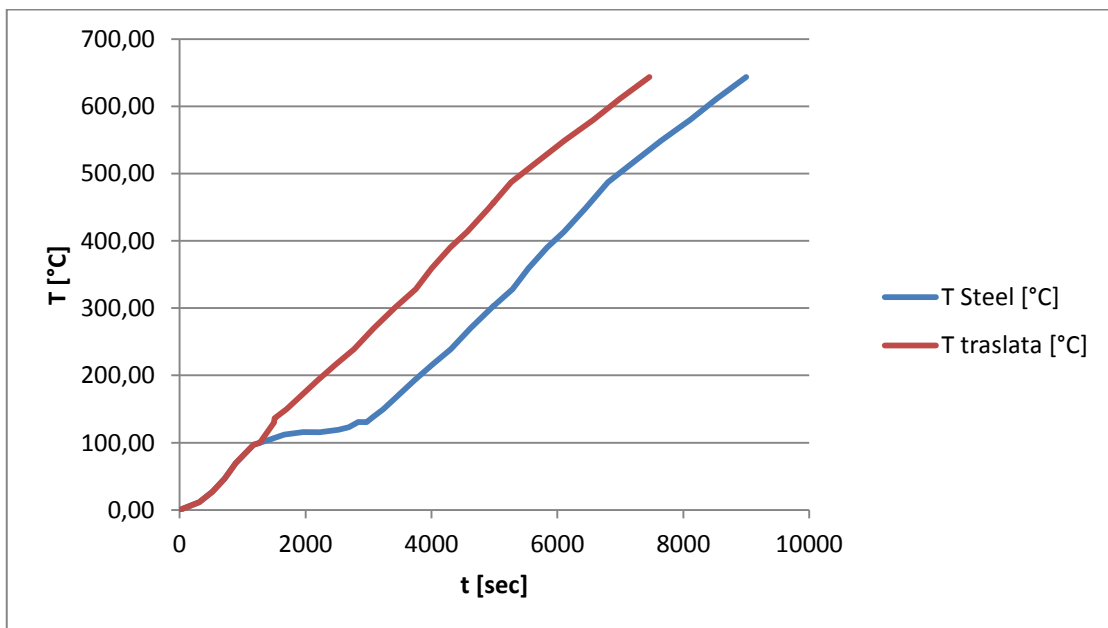


Grafico 4.1: confronto tra la curva di temperatura nella sezione ottenuta durante la prova e la curva traslata

Il calcolo delle proprietà termiche del protettivo viene svolto, in primo luogo, attraverso il metodo di Wickstrom, riportato nell'appendice E della norma UNI EN 13381-4 [12].

Tale metodo permette di determinare la variazione della temperatura dell'acciaio protetto sulla base dello spessore e proprietà termiche del protettivo:

$$\Delta\theta_{a,t} = \left[\frac{\frac{\lambda_{p,t}}{d_p} \cdot A_p}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{1}{V} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\phi}{3}} \cdot (\theta_t - \theta_{a,t}) \cdot \Delta t \right] - \left[\left(e^{\frac{\phi}{10}} - 1 \right) \cdot \Delta\theta_t \right]$$

Dove:

$$\phi = \frac{c_p \cdot \rho_p}{c_a \cdot \rho_a} \cdot d_p \cdot \frac{A_p}{V}$$

$\Delta\theta_{a,t}$ è l'incremento di temperatura dell'acciaio nello step Δt ;

$\Delta\theta_t$ è l'incremento della temperatura del forno nello step Δt ;

d_p è lo spessore del protettivo;

c_a è il calore specifico dell'acciaio alla temperatura $\theta_{a,t}$;

ρ_a è la densità dell'acciaio;

$\frac{A_p}{V}$ è il fattore di sezione nominale dell'acciaio;

θ_t è la temperatura del forno;

$\theta_{a,t}$ è la temperatura dell'acciaio;

Δt è l'incremento di tempo, in secondi

$\lambda_{p,t}$ è la conducibilità termica del materiale protettivo al tempo t

Per garantire la stabilità del metodo numerico applicato, l'incremento di tempo Δt non deve essere superiore all'80% dell'incremento critico, fornito dalla seguente formula:

$$\Delta t = 0.8 \cdot \frac{c_a \cdot \rho_a}{\frac{\lambda_{p,t}}{d_p}} \cdot \frac{V}{A_p}$$

Il fattore di sezione $\frac{A_p}{V}$, per un elemento protetto, è determinabile in accordo alla seguente tabella:


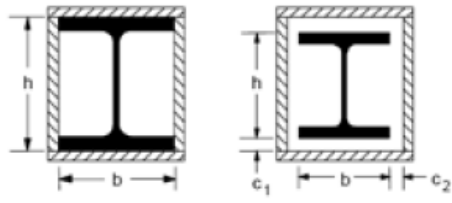

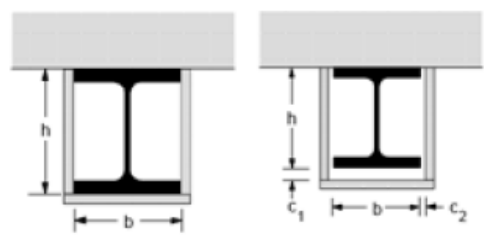
| Sketch | Description | Section factor (A_p/V) |
|---|---|--|
|  | Contour encasement of uniform thickness | $\frac{\text{steel perimeter}}{\text{steel cross-section area}}$ |
|  | Hollow encasement of uniform thickness) ¹ | $\frac{2(b + h)}{\text{steel cross-section area}}$ |
|  | Contour encasement of uniform thickness, exposed to fire on three sides | $\frac{\text{steel perimeter} - b}{\text{steel cross-section area}}$ |
|  | Hollow encasement of uniform thickness, exposed to fire on three sides) ¹ | $\frac{2h + b}{\text{steel cross-section area}}$ |
| ¹⁾ The clearance dimensions c_1 and c_2 should not normally exceed $h/4$ | | |

Figura 4.8: fattore di sezione per diverse geometrie del protettivo [16]

Tale formulazione può essere utilizzata in fase di progetto e verifica si sezioni di acciaio protette perchè permette di valutare, senza l'ausilio di software specifici, la temperatura all'interno dell'acciaio; essa può essere anche invertita, esplicitando il valore della conducibilità termica del protettivo. Ciò consente di determinare, sulla base della temperatura del forno e dell'acciaio, la conducibilità termica del protettivo al tempo t, tramite la seguente espressione:

$$\lambda_{p,t} = d_p \cdot \frac{V \cdot \left(1 + \frac{\phi}{3}\right)}{A_p} \cdot c_a \cdot \rho_a \cdot \frac{1}{(\theta_t - \theta_{a,t}) \cdot \Delta t} \cdot \left(\Delta\theta_{a,t} + \left(e^{\frac{\phi}{10}} - 1\right) \cdot \Delta\theta_t\right)$$

È possibile quindi passare dalla curva $\lambda_{p,t} - t$ alla curva $\lambda_p - T_p$ calcolando la temperatura media del protettivo al tempo t:

$$\theta_{p,t} = \frac{\left[\frac{\theta_{t-1} + \theta_t}{2} + \frac{\theta_{a,t-1} + \theta_{a,t}}{2}\right]}{2}$$

Di seguito viene riportato l'andamento della conducibilità termica al variare della temperatura del protettivo.

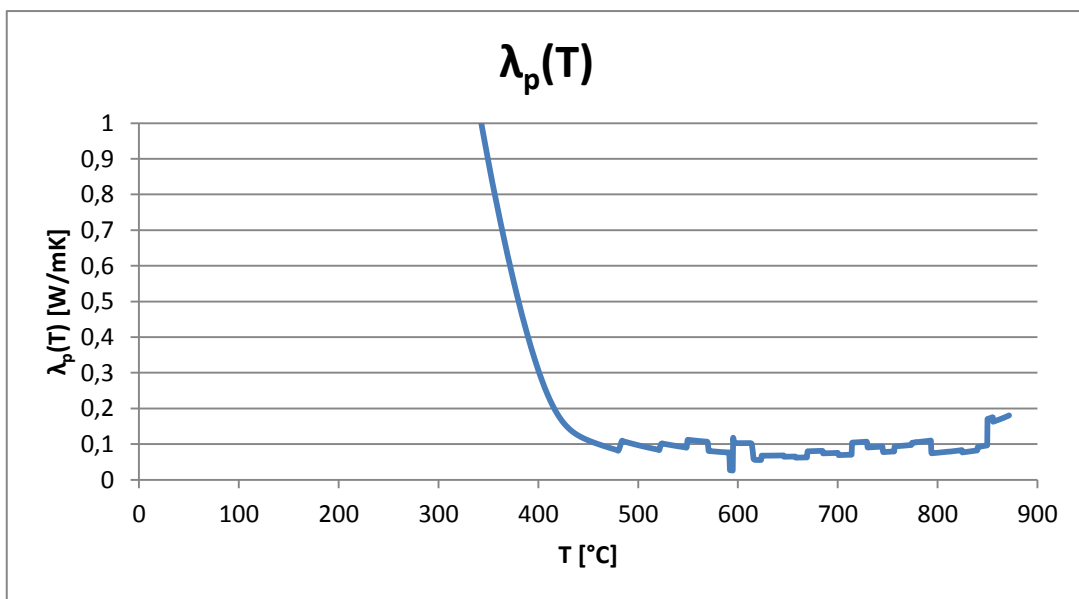


Grafico 4.2: curva della conducibilità termica del protettivo ricavata con il metodo di Wickstrom

Per valori di temperatura inferiori a 350-400°C si ottengono valori di conducibilità termica troppo elevati per un protettivo. Ciò è dovuto, principalmente, a due fattori:

1. il transitorio termico della prima fase della prova, dove la temperatura del forno aumenta con velocità molto elevata;
2. il metodo di Wickstrom è in grado di fornire risultati con un buon grado di approssimazione per valori del coefficiente Φ inferiori a 1.5. Nel caso in

esame il coefficiente raggiunge un valore massimo di circa 1.9, superiore, quindi, al valore massimo suggerito.

Per queste due motivazioni la curva di conducibilità termica, ottenuta con il metodo di Wickstrom, non può essere ritenuta valida ed occorre, perciò, trovare un altro metodo per determinare tale proprietà.

Il secondo metodo utilizzato si basa sull'utilizzo del software ABAQUS: è stato quindi creato un modello della sezione di acciaio protetta ed è stato sottoposto alla curva di incendio da idrocarburi.

Di seguito si riporta la geometria del provino.

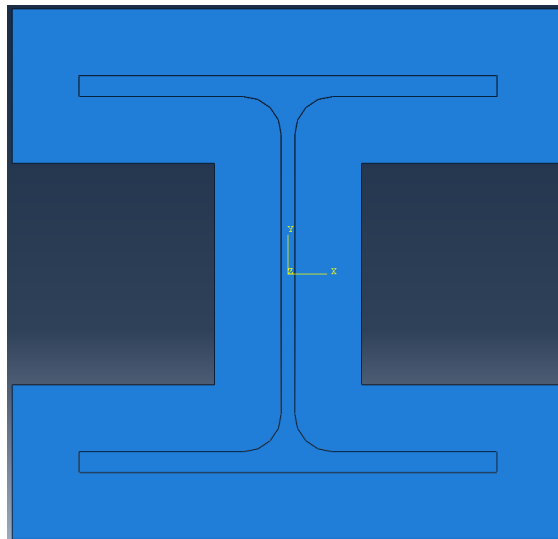


Figura 4.9: geometria del provino SC4

Per la determinazione della conducibilità termica del protettivo si è assunto come punto di partenza per le analisi l'insieme dei valori forniti nella scheda tecnica e di quelli ricavati dall'analisi con il metodo di Wickstrom: modificando opportunamente i valori assunti in funzione della temperatura e svolgendo l'analisi termica, si è trovata una curva $\lambda_p - T_p$ tale da minimizzare le differenze tra la curva di temperatura dell'acciaio ottenuta numericamente e quella sperimentale.

Di seguito si riportano la curva di conducibilità del protettivo ed il confronto numerico-sperimentale sul campo di temperature.

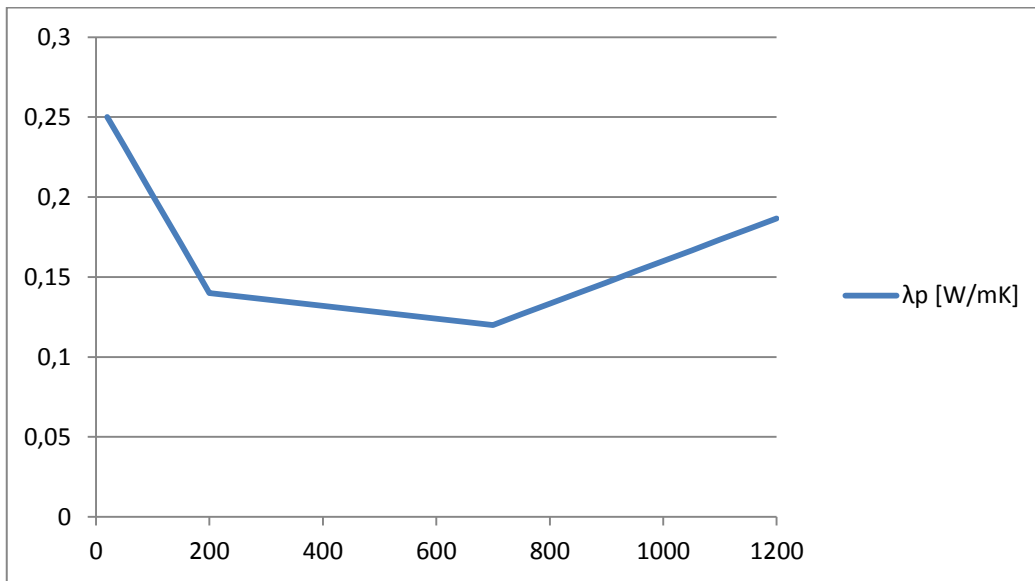


Grafico 4.3: curva della conducibilità termica del protettivo ricavata con la modellazione numerica

| λ [W/mK] | T [°C] | λ [W/mK] | T [°C] |
|----------|--------|----------|--------|
| 0,239 | 20 | 0,125 | 650 |
| 0,223 | 50 | 0,123 | 700 |
| 0,195 | 100 | 0,122 | 750 |
| 0,168 | 150 | 0,120 | 800 |
| 0,140 | 200 | 0,130 | 850 |
| 0,138 | 250 | 0,140 | 900 |
| 0,137 | 300 | 0,150 | 950 |
| 0,135 | 350 | 0,160 | 1000 |
| 0,133 | 400 | 0,170 | 1050 |
| 0,132 | 450 | 0,180 | 1100 |
| 0,130 | 500 | 0,190 | 1150 |
| 0,128 | 550 | 0,200 | 1200 |
| 0,127 | 600 | | |

Tabella 4.5: valori della conducibilità termica del protettivo ricavati con la modellazione numerica

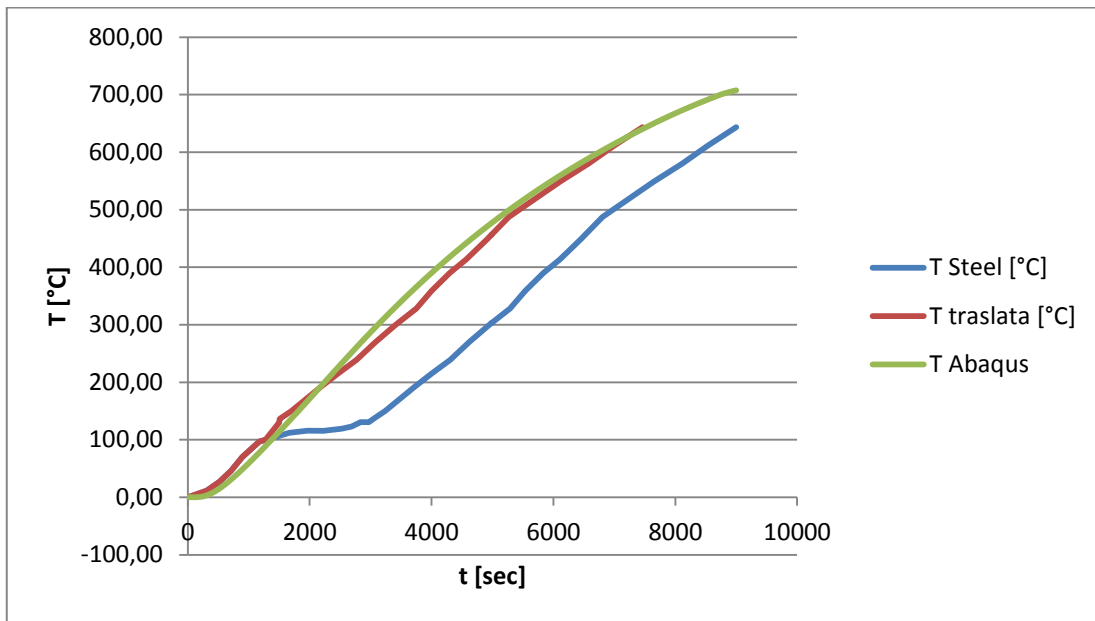


Grafico 4.4: confronto numerico-sperimentale dei valori di temperatura nel provino di acciaio durante la prova

Per validare ulteriormente la scelta di traslare i valori di temperatura onde eliminare il plateau rilevato sperimentalmente, si è svolto lo stesso tipo di analisi utilizzando il profilo di temperatura non traslato, ottenendo la seguente curva di conducibilità termica.

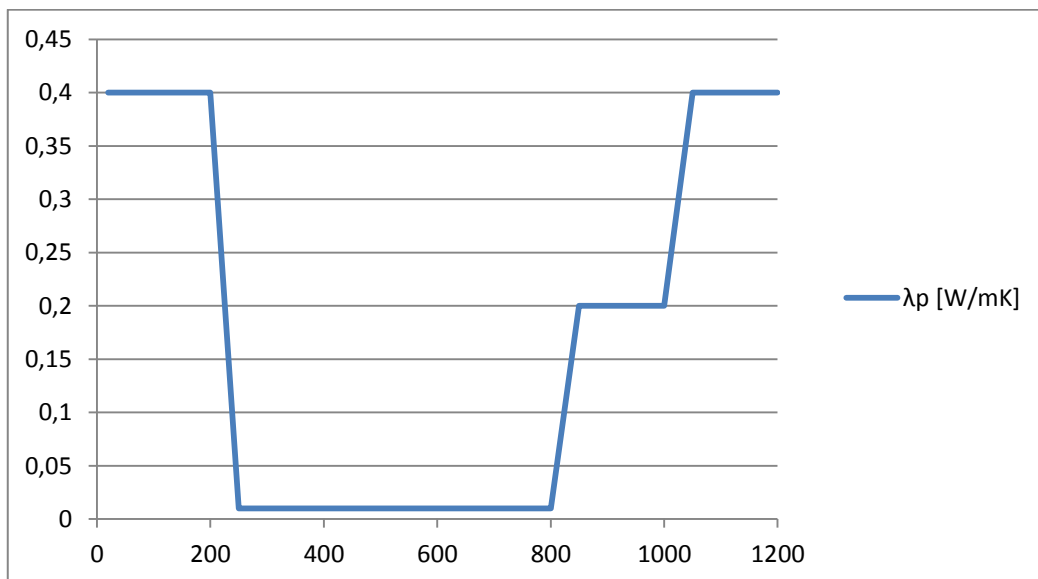


Grafico 4.5: curva della conducibilità termica del protettivo ricavata con la modellazione numerica nel caso di curva non traslata delle temperature

| λ [W/mK] | T [°C] | λ [W/mK] | T [°C] | λ [W/mK] | T [°C] | λ [W/mK] | T [°C] |
|------------------|--------|------------------|--------|------------------|--------|------------------|--------|
| 0,4 | 20 | 0,01 | 350 | 0,01 | 650 | 0,2 | 950 |
| 0,4 | 50 | 0,01 | 400 | 0,01 | 700 | 0,2 | 1000 |
| 0,4 | 100 | 0,01 | 450 | 0,01 | 750 | 0,4 | 1050 |
| 0,4 | 150 | 0,01 | 500 | 0,01 | 800 | 0,4 | 1100 |
| 0,4 | 200 | 0,01 | 550 | 0,2 | 850 | 0,4 | 1150 |
| 0,01 | 250 | 0,01 | 600 | 0,2 | 900 | 0,4 | 1200 |
| 0,01 | 300 | | | | | | |

Tabella 4.6 valori della conducibilità termica del protettivo ricavata con la modellazione numerica nel caso di curva non traslata delle temperature

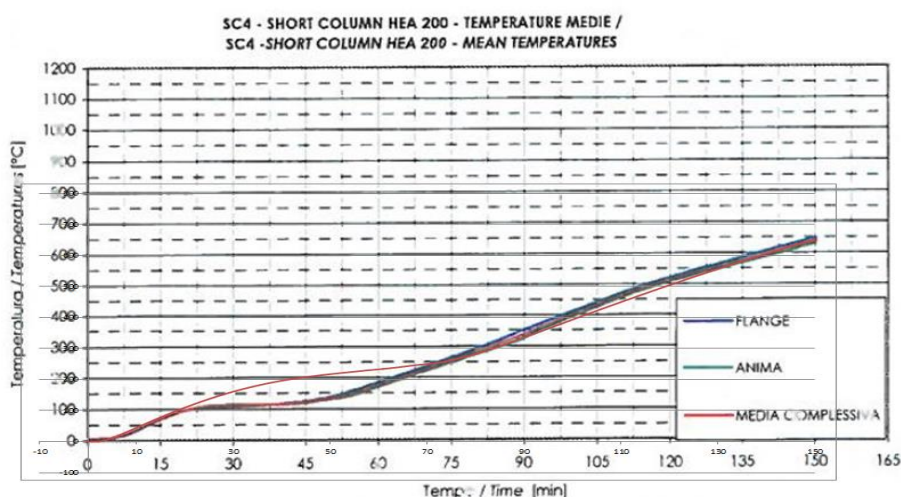


Figura 4.10: confronto numerico-sperimentale dei valori di temperatura nel provino di acciaio durante la prova nel caso di curva non traslata delle temperature

Per ottenere un'anadamento delle temperature simile a quello sperimentale è necessario imporre valori di conducibilità termica molto bassi, prossimi al valore nullo, ovvero di materiale completamente isolante: i valori ottenuti con questo approccio dimostrano come sia necessario effettuare la traslazione delle temperature, per ottenere valori ragionevoli della conducibilità del protettivo.

Inoltre il modello interpretativo basato sulla formula di Wickstrom si concentra su una conducibilità variabile. Tuttavia gli approcci correnti per la simulazione dell'effetto della vaporizzazione dell'acqua consistono in un aumento locale del calore specifico o nell'introduzione di un ritardo nella curva di riscaldamento.

Il primo metodo comporta un'improvvisa diminuzione della diffusività termica, che per certi versi può essere ottenuta equivalentemente con una riduzione della conducibilità.

Dal momento che il metodo di interpretazione non contempla la calibrazione del calore specifico sulla base degli esiti della prova, sembra più ragionevole tenere conto della vaporizzazione introducendo un ritardo.

4.3. Progettazione della protezione al fuoco del pilastro tubolare

Dopo aver determinato le proprietà termiche del protettivo, è possibile passare alla fase di progettazione della protezione al fuoco del pilastro tubolare: utilizzando il protettivo FireMaster FireBarrier 135 è necessario definire lo spessore minimo richiesto per mantenere una resistenza sezionale sufficiente a sopportare i carichi agenti per la combinazione di carico relativa alla situazione di incendio.

La scelta dello spessore di protettivo viene svolta dopo aver effettuato un'analisi termo-meccanica disaccoppiata: viene prima valutata la risposta termica della sezione protetta, soggetta alla curva da incendio da idrocarburi, per una durata di 120 minuti. I risultati dell'analisi termica, ovvero il campo di temperature della sezione durante l'incendio, vengono poi utilizzati per determinare il degrado delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti la sezione; si svolge, infine, l'analisi meccanica sezionale per determinare la resistenza della sezione, in termini di dominio M-N, durante l'incendio.

Partendo dal modello, presentato al capitolo 3, della soluzione tubolare, si è introdotto il protettivo, creando una nuova tipologia di materiale avente le proprietà termiche del protettivo, precedentemente individuate.

Si è scelto di analizzare cinque diversi spessori del protettivo e, per ciascuno di essi, si è realizzato un opportuno modello ABAQUS. In tabella si riportano gli spessori adottati:

| Modello | Spessore Protettivo [mm] |
|---------|--------------------------|
| 1 | 20 |
| 2 | 15 |
| 3 | 10 |
| 4 | 7 |
| 5 | 5 |

Tabella 4.7: spessori di protettivo testati in fase di progettazione

Di seguito viene mostrata, a titolo di esempio, la geometria del modello 1.

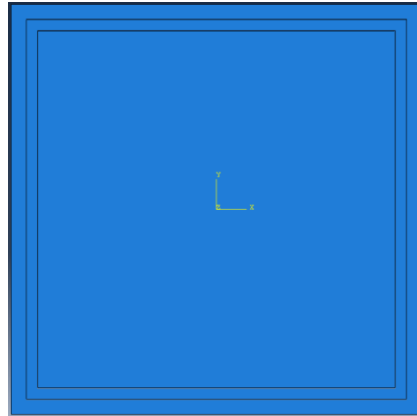


Figura 4.11: geometria del modello 1

Per ciascuno dei modelli è necessario determinare il campo di temperature della sezione in determinati intervalli di tempo, ovvero ogni 10 minuti, per poi poter effettuare l'analisi meccanica della sezione.

Di seguito si riportano i profili di temperatura sezionali dopo 2h di incendio.

- Modello 1

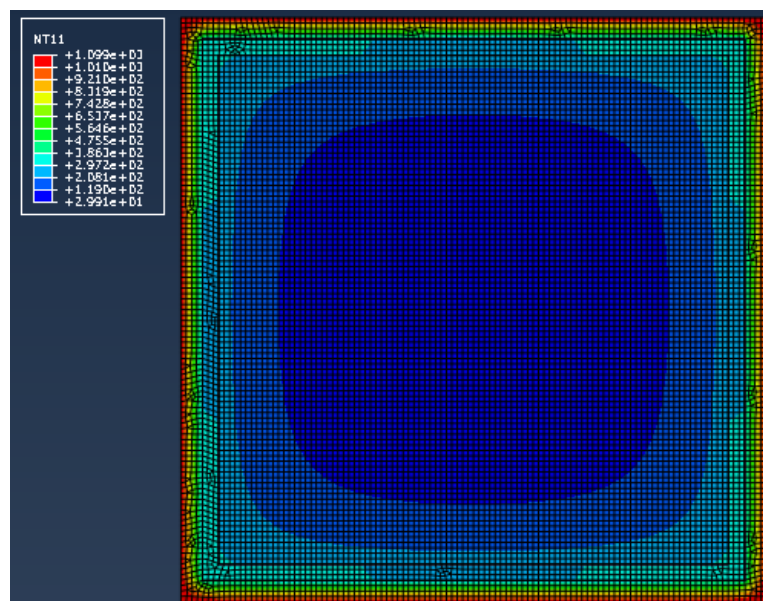


Figura 4.12: temperature della sezione del modello 1 dopo 120 minuti

- Modello 2

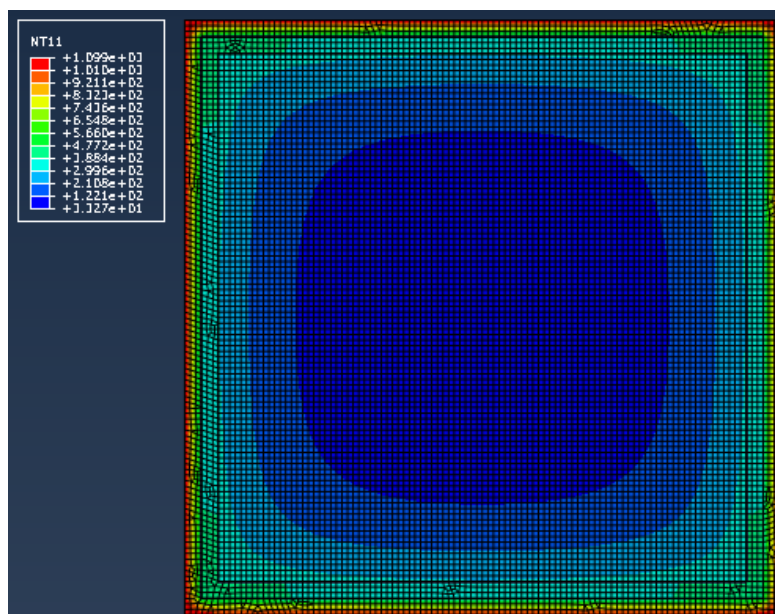


Figura 4.13: temperature della sezione del modello 2 dopo 120 minuti

- Modello 3

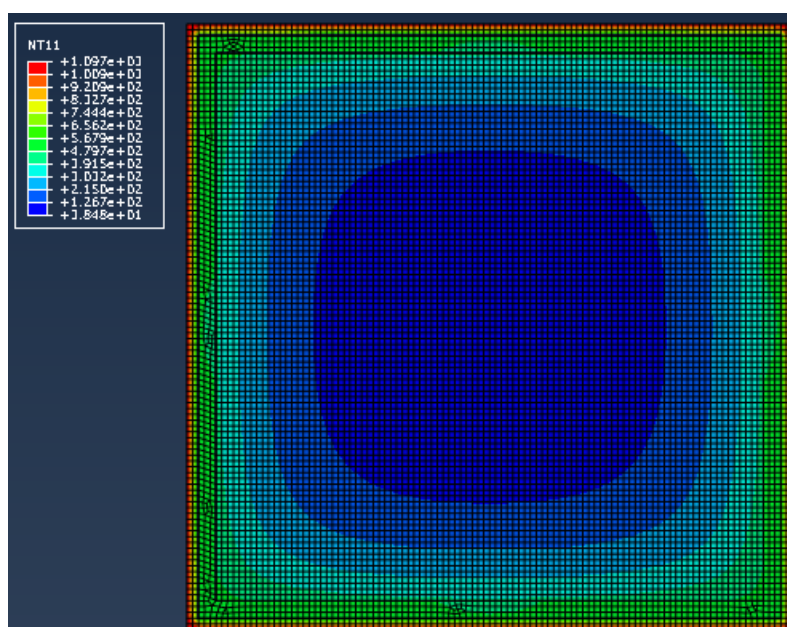


Figura 4.14: temperature della sezione del modello 3 dopo 120 minuti

- Modello 4

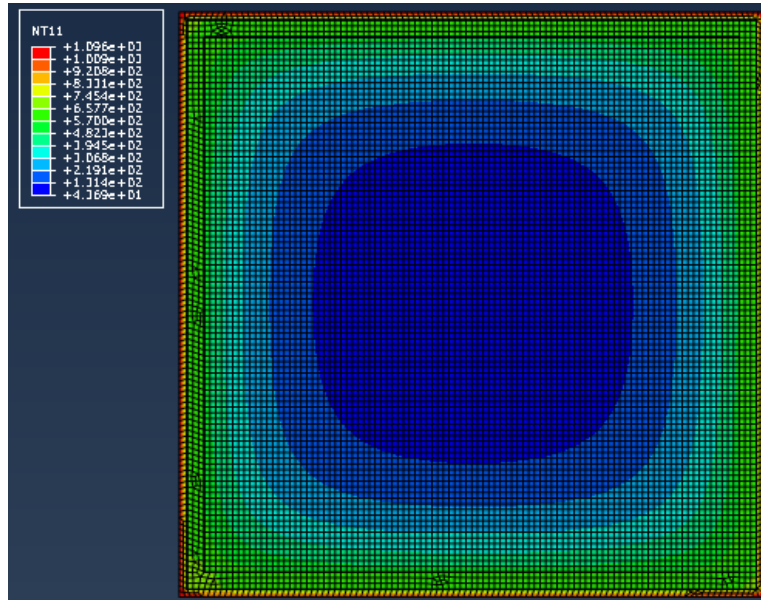


Figura 4.15: temperature della sezione del modello 4 dopo 120 minuti

- Modello 5

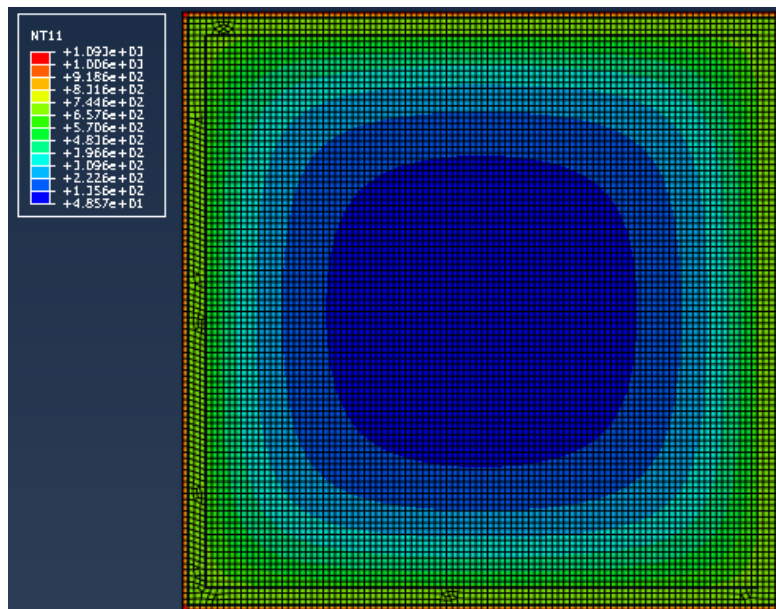


Figura 4.16: temperature della sezione del modello 5 dopo 120 minuti

L'analisi meccanica, per il tracciamento del dominio M-N della sezione, viene svolta con il codice MATLAB precedentemente sviluppato. Di seguito si riportano i domini M-N per i 5 modelli, prima dell'incendio, dopo un'ora e dopo due ore di incendio.

- Modello 1

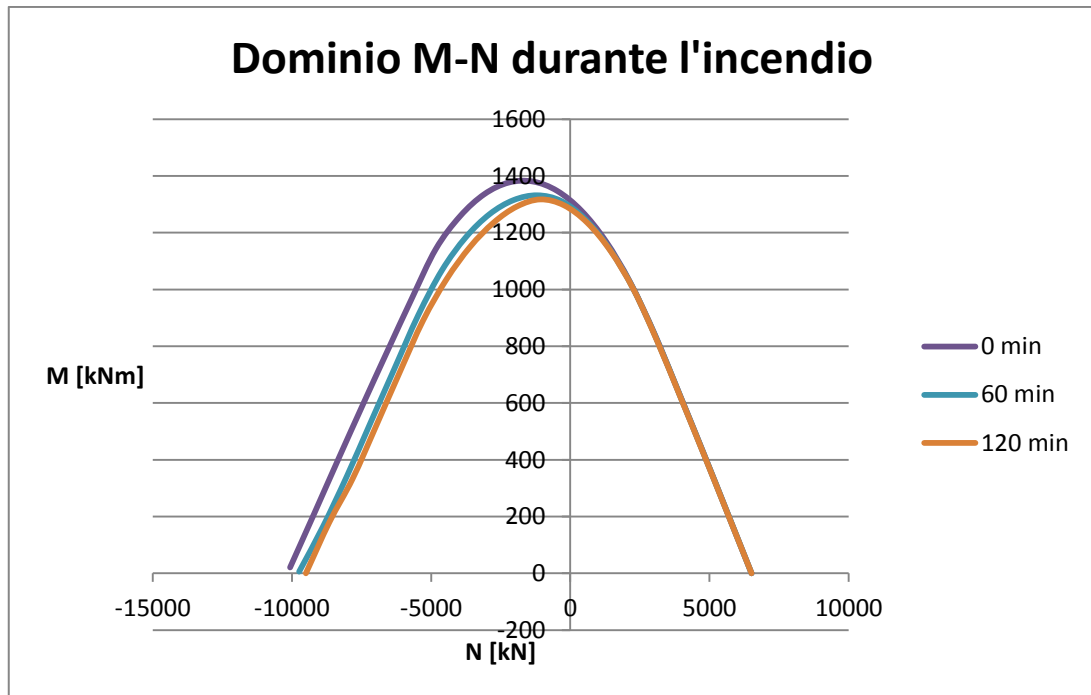


Grafico 4.6: dominio M-N per il modello 1

- Modello 2

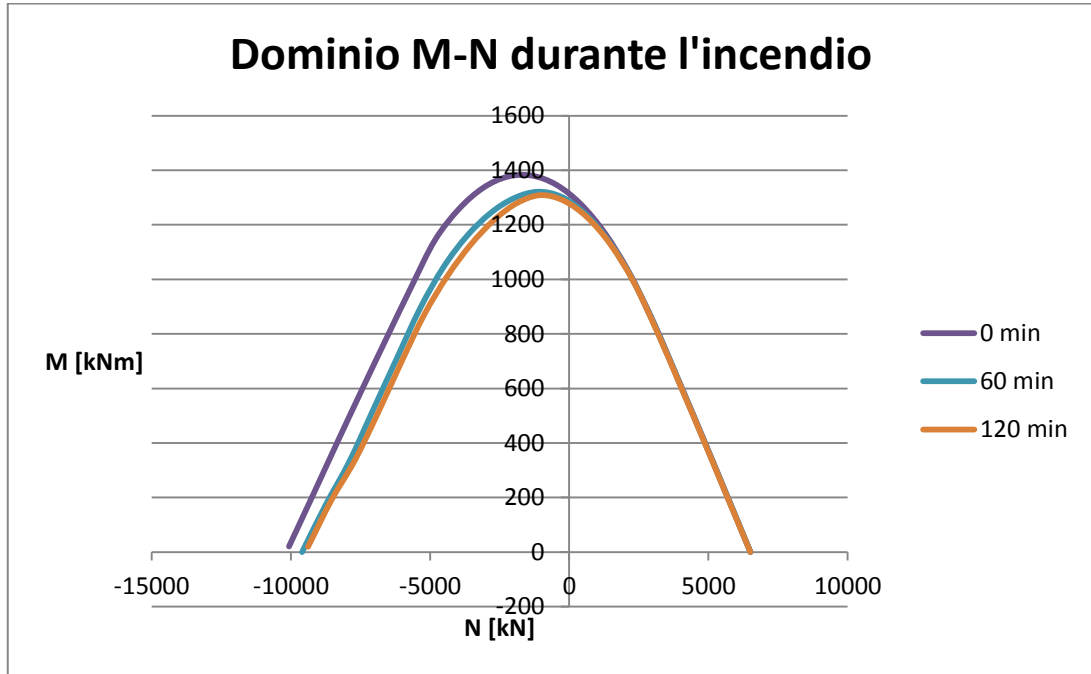


Grafico 4.7: dominio M-N per il modello 2

- Modello 3

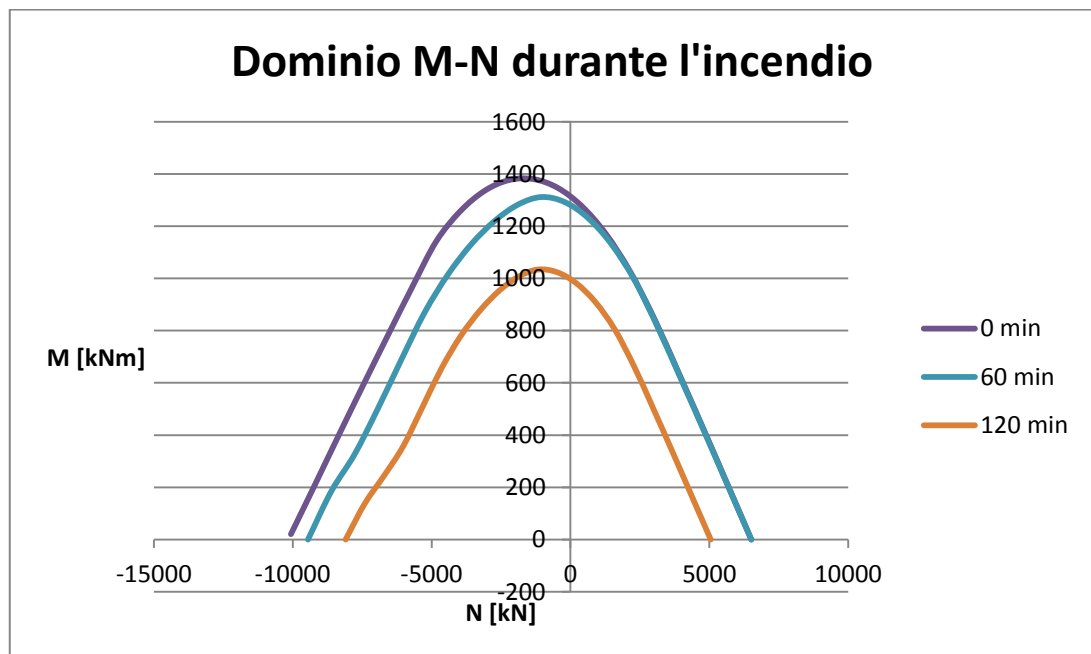


Grafico 4.8: dominio M-N per il modello 3

- Modello 4

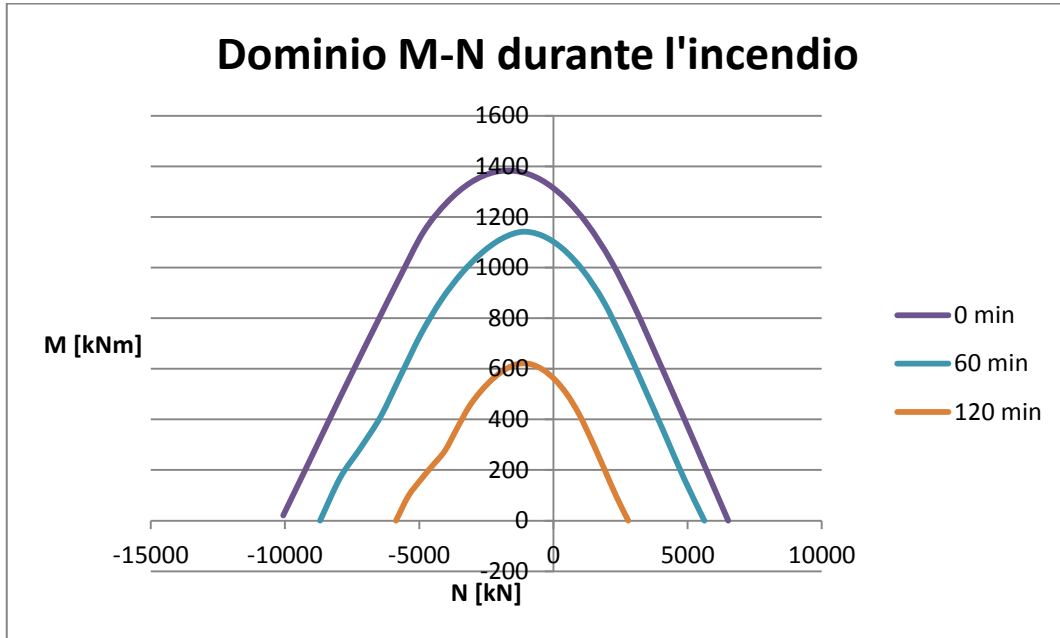


Grafico 4.9: dominio M-N per il modello 4

- Modello 5

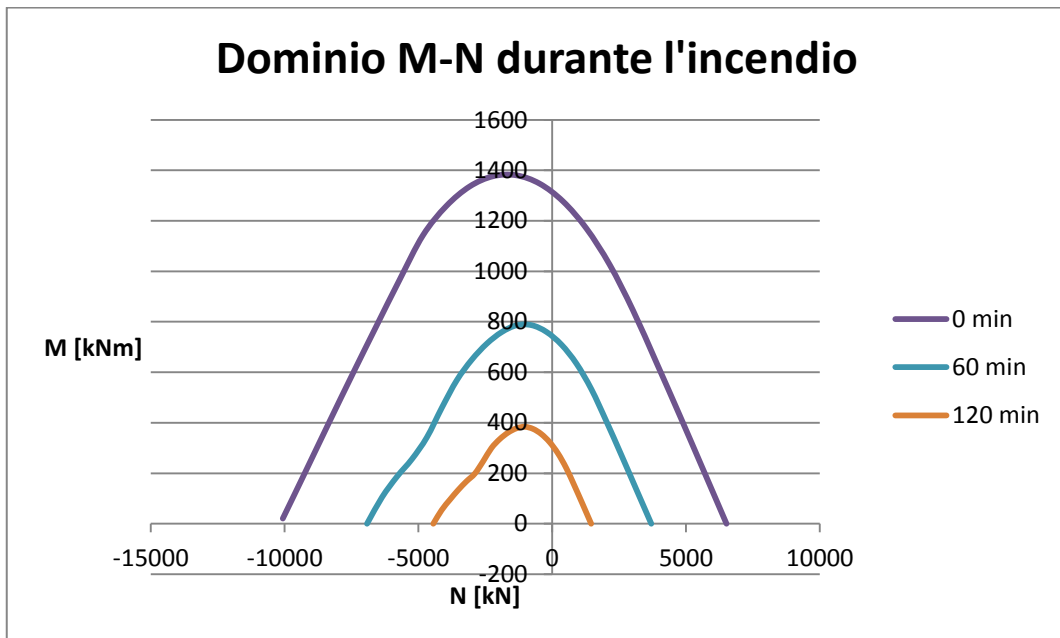


Grafico 4.10: dominio M-N per il modello 5

I modelli 1 e 2 mostrano una riduzione molto bassa dell'ampiezza del dominio M-N rispetto al quello in condizioni ordinarie: ciò è dovuto al fatto che l'acciaio si mantiene al di sotto dei 500 °C, temperatura alla quale inizia il degrado delle proprietà meccaniche del materiale. Il modello 4, presenta un dominio M-N simile a quello della soluzione esistente, ovvero il profilo HEB400 protetto esternamente dal calcestruzzo.

Il grafico successivo mostra il confronto tra i dimoni M-N dei 5 modelli dopo due ore di incendio e le azioni corrispondenti alla combinazione di carico relativa all'iincendio.

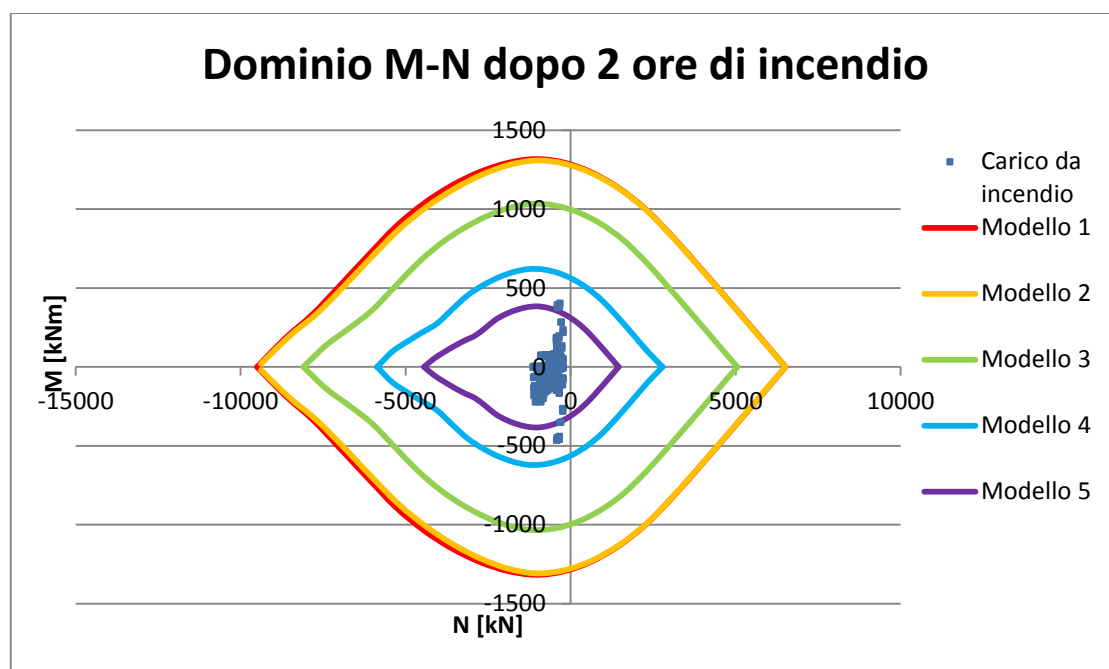


Grafico 4.11: confronto del dominio M-N dopo 120 minuti per i 5 modelli

Lo spessore minimo necessario per rispettare la verifica di sicurezza è quello dello spessore 4: perciò la soluzione finale scelta per la progettazione delle colonne del pipe-rack è la sezione tubolare riempita in calcestruzzo con uno strato di protettivo FB135 di spessore pari a 7mm.

COMPORTAMENTO POST-INCENDIO

5.1. Problematiche

Lo studio del comportamento e resistenza al fuoco delle strutture molto spesso si ferma soltanto all'analisi durante lo sviluppo dell'incendio: lo studio completo di una struttura esposta al fuoco deve considerare anche le fasi successive all'incendio, nelle quali la temperatura degli elementi ritorna al valore di temperatura ambiente. In particolare è necessario valutare la resistenza residua della struttura: infatti, al termine dell'incendio, la capacità portante non ritorna al valore pre-incendio ma addirittura può ulteriormente ridursi durante il raffreddamento fino a raggiungere un valore minimo e poi, eventualmente, risalire parzialmente [7].

Ciò è dovuto, prevalentemente, a due cause [7]:

- Può avvenire che la temperatura all'interno della struttura continui a crescere anche se la temperatura esterna diminuisce. Per strutture in acciaio non protette ciò avviene fintantochè la temperatura del gas, seppur in diminuzione, si mantiene superiore a quella dell'acciaio. Per elementi protetti ciò è dovuto all'inerzia termica dell'isolante. Per elementi in calcestruzzo, invece, l'inerzia termica comporta un aumento della temperatura nelle zone più interne della sezione per una durata di tempo significativa.
- La resistenza meccanica del materiale calcestruzzo subisce una diminuzione ulteriore nella fase di raffreddamento.

Il grafico seguente, che fa riferimento al lavoro svolto dai ricercatori Gernay e Dimia [7], riporta l'andamento della capacità portante di colonne in calcestruzzo armato sia durante che dopo l'incendio.

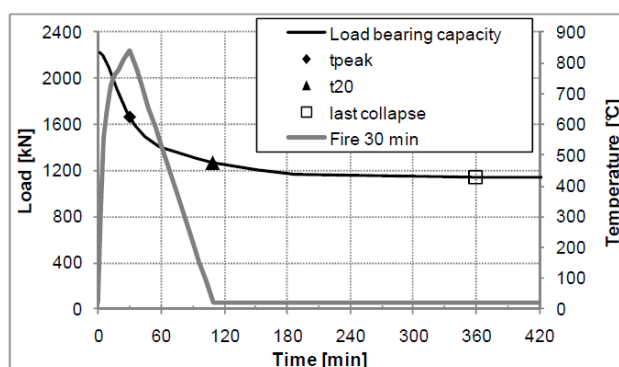


Figura 5.1: andamento della capacità portante durante l'incendio e la fase di raffreddamento [7]

Dal grafico emerge chiaramente come la capacità portante si riduca ulteriormente nella fase di raffreddamento.

L'Eurocodice 4 [11] suggerisce una perdita di resistenza addizionale pari al 10% della resistenza a compressione corrispondente alla temperatura massima T_{max} raggiunta dall'elemento in calcestruzzo durante l'incendio.

Esistono in letteratura ricerche atte a determinare, in maniera più precisa, l'ulteriore riduzione della resistenza del calcestruzzo. In particolare viene fatto riferimento al lavoro svolto dai ricercatori Franssen e Li [23], i quali hanno condotto una campagna sperimentale volta a determinare una relazione tra la riduzione di resistenza e la temperatura massima T_{max} .

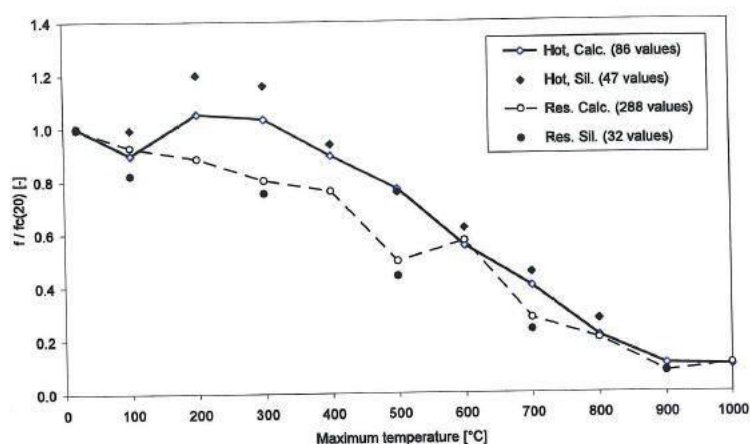


Figura 5.2: riduzione resistenza in base al tipo di aggregato e temperatura massima raggiunta [23]

Tale riduzione viene espressa tramite la seguente relazione [23]:

$$\delta = \frac{f_c(T_{max}) - f_{res}(T_{max})}{f_c(20)} = 0.2 \cdot \frac{T_{max} - 20}{480} \quad 20^\circ\text{C} \leq T_{max} \leq 500^\circ\text{C}$$

$$\delta = \frac{f_c(T_{max}) - f_{res}(T_{max})}{f_c(20)} = 0.2 \cdot \frac{900 - T_{max}}{480} \quad 500^\circ\text{C} \leq T_{max} \leq 900^\circ\text{C}$$

Inoltre il calcestruzzo, danneggiato durante l'incendio, non recupera interamente la deformazione termica ma mantiene una componente di deformazione residua. La determinazione della deformazione residua è stata svolta da Schneider (1985) [21].

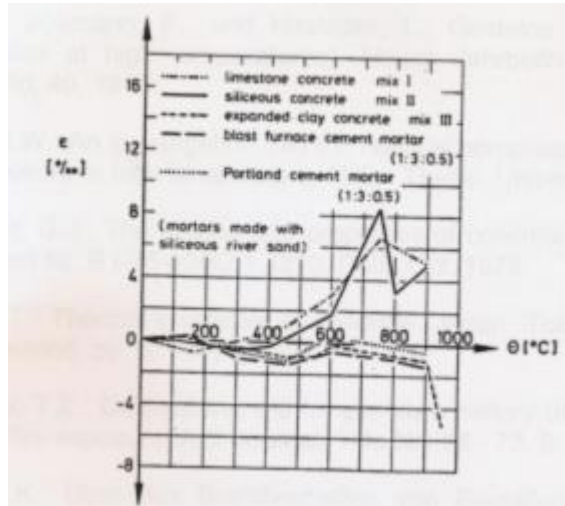


Figura 5.3: andamento della deformazione termica residua del calcestruzzo al variare della temperatura massima raggiunta e del tipo di aggregato [21]

Nella tabella seguente sono riportati i valori di deformazione residua del calcestruzzo, a seconda del tipo di aggregato, in base al valore di temperatura massima raggiunta.

| Type of concrete | T_{max} [°C] | | | | | | |
|------------------|----------------|------|------|------|------|------|------|
| | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 |
| Quartz | -0.3 | -0.5 | -0.2 | +1.0 | +2.0 | +6.0 | +4.0 |
| Limestone | -0.6 | 0.0 | +0.5 | +1.6 | +3.0 | +5.5 | +6.0 |

Tabella 5.1: valori della deformazione termica residua del calcestruzzo al variare della temperatura massima raggiunta e del tipo di aggregato [18]

5.2. Fenomeno del transient creep

Il fenomeno del transient creep [17] si manifesta quando il calcestruzzo è soggetto a temperature elevate: è definito come la componente di deformazione che si sviluppa quando il calcestruzzo, caricato, subisce, per la prima volta, un aumento di temperatura: questa deformazione addizionale differenzia la situazione di calcestruzzo riscaldato sotto carico e calcestruzzo caricato a temperatura costante.

Per meglio chiarire questo concetto si può fare riferimento alla seguente figura, che mostra un confronto tra le due diverse situazioni, ovvero transient test e steady-state test.

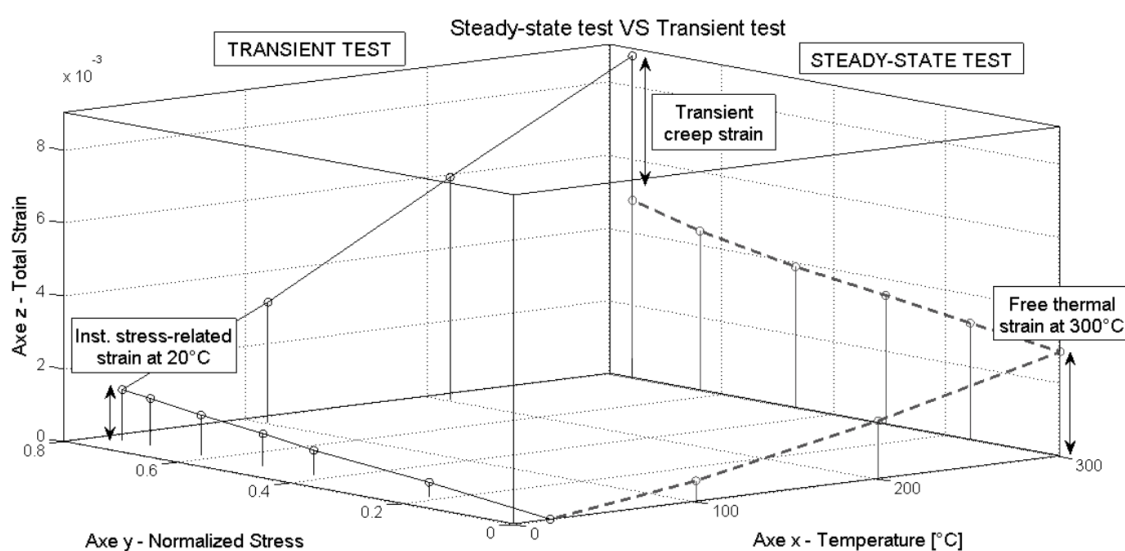


Figura 5.4: concetto di transient creep [17]

Il primo esperimento, ovvero lo steady-state test, rappresenta la situazione in cui il calcestruzzo viene prima portato ad un preciso valore di temperatura e poi viene caricato a temperatura costante. Il secondo caso, ovvero il transient test, si riferisce alla situazione in cui il calcestruzzo viene riscaldato a costante livello di sforzo.

Come ben evidenziato in figura, questi due test, nonostante siano caratterizzati dello stesso valore finale di temperatura e sforzo, portano a due differenti valori di deformazione: tale differenza è proprio il transient creep.

Diverse sperimentazioni sono state svolte al fine di determinare i valori di transient creep e capire quali siano i fattori che influenzano questo fenomeno. In generale si ha

una dipendenza non lineare tra il transient creep e temperatura: ciò è dimostrato dalla campagna sperimentale effettuata da Schneider (1988) [28] su provini in calcestruzzo con aggregati silicei. La figura seguente mostra i risultati della sperimentazione.

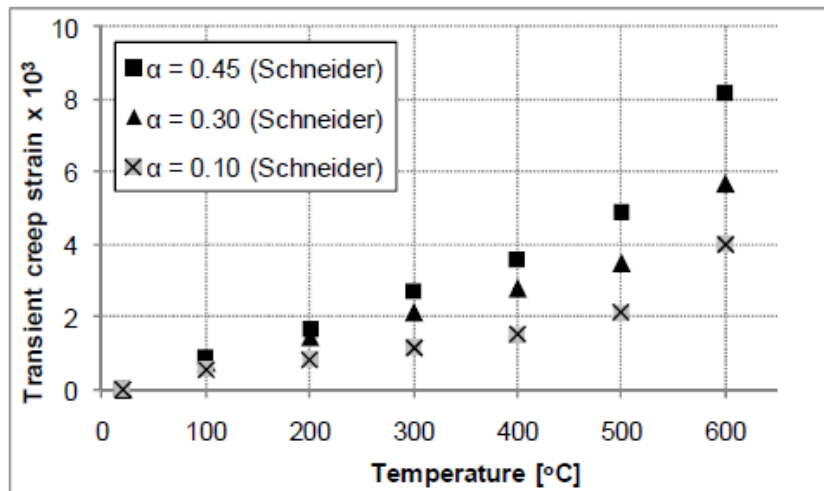


Figura 5.5: andamento del transient creep rispetto alla temperatura per diversi livelli di sforzo applicati [18]

Altre sperimentazioni (Terro, 1998) [31] mostrano come il transient creep sia direttamente proporzionale allo stato di sforzo agente sul calcestruzzo.

Come già detto in precedenza, il transient creep si sviluppa soltanto quando il calcestruzzo viene riscaldato per la prima volta, ovvero quando la sua temperatura raggiunta nel generico istante t è superiore alla massima temperatura raggiunta nell'intervallo di tempo precedente a t . Di conseguenza non si verifica durante la fase di raffreddamento e successivo riscaldamento, almeno fino a quando non viene superata la temperatura massima alla quale sia stato sottoposto in precedenza il calcestruzzo.

Secondo diversi autori (Schrefler et al., 2002) [30], il fenomeno del transient creep è dovuto alle complesse trasformazioni chimico-fisiche che avvengono nel gel C-S-H durante la prima fase di riscaldamento.

È, inoltre, un processo di tipo irreversibile: infatti la deformazione di transient creep non viene recuperata durante il raffreddamento.

5.3. Modelli impliciti vs Modelli espliciti

Esistono due diverse categorie di modelli che tengono conto del fenomeno del transient creep [14]: i modelli impliciti ed i modelli espliciti. I primi non presentano un termine particolare per il transient creep; la deformazione totale risulta essere la somma delle seguenti componenti:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_m + (\varepsilon_{cr})$$

Dove:

ε_{th} è la deformazione termica;

ε_m è la deformazione meccanica, la quale contiene, implicitamente, la componente di transient creep;

ε_{cr} è la deformazione viscosa. Questa componente viene generalmente trascurata nelle verifiche in caso di incendio.

I modelli espliciti considerano, invece, hanno una specifica componente di deformazione da transient creep; la deformazione totale risulta essere la somma delle seguenti componenti:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{tr} + (\varepsilon_{cr})$$

Dove:

ε_{σ} è la deformazione istantanea dovuta allo sforzo. Questa può essere a sua volta suddivisa in deformazione elastica ε_{el} e plastica ε_{pl} ;

ε_{tr} è la deformazione da transient creep.

Il limite fondamentale dei modelli impliciti è la loro ipotesi di reversibilità: ciò non permette di modellare il fenomeno di mancato recupero della componente di deformazione da transient creep. Perciò non sono in grado di approssimare il comportamento di elementi in calcestruzzo, soggetti ad incendio naturale, nella fase di raffreddamento. Ciò è stato dimostrato da diversi studi: in particolare si può citare il lavoro svolto da Franssen [14], [15], il quale ha svolto delle analisi numeriche su colonne in calcestruzzo armato soggette ad un incendio di durata pari a 180 minuti.

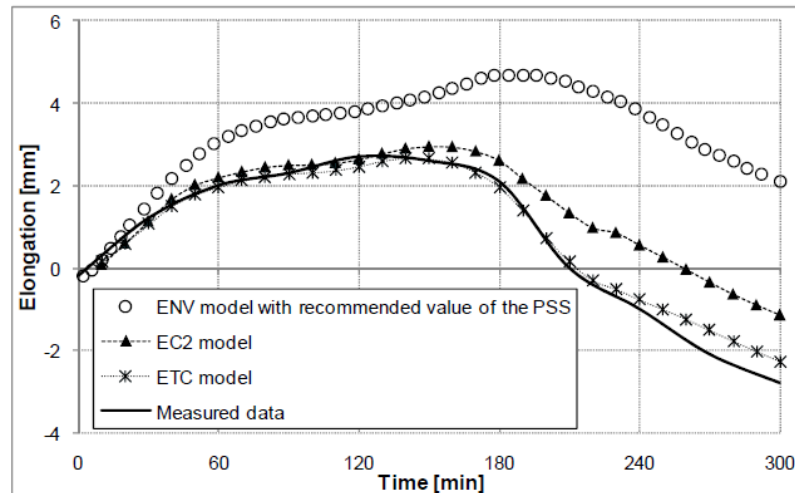


Figura 5.6: confronto numerico-sperimentale per colonne in calcestruzzo armato soggette ad incendio naturale [14]

Come si può notare dal grafico il modello presente in Eurocodice permette di cogliere con buona approssimazione il comportamento del calcestruzzo durante la fase di riscaldamento ma, in fase di raffreddamento, la differenza con i valori sperimentali risulta alquanto elevata: ciò è dovuto proprio al fatto che, non avendo una componente specifica per il transient creep, non può essere tenuta in considerazione la sua irreversibilità.

Il confronto tra modelli espliciti ed impliciti viene svolto facendo riferimento alle seguenti diversi casi [18]:

I) **Sforzo e temperatura crescenti.** In questo caso si ha sviluppo di transient creep in quanto la temperatura aumenta quando il calcestruzzo è sottoposto a stato di sforzo. In questo caso il valore di deformazione viene sottostimato dai modelli impliciti rispetto ai modelli espliciti, in quanto questi ultimi permettono una valutazione incrementale di tale deformazione sulla base dell'incremento di sforzo, a differenza dei primi, i quali valutano il transient creep sulla base del valore attuale di sforzo.

II) **Sforzo decrescente e temperatura crescente.** In questo caso i due modelli comportano risultati molto differenti in quanto le due rigidezze allo scarico sono diverse, come riportato nella seguente figura.

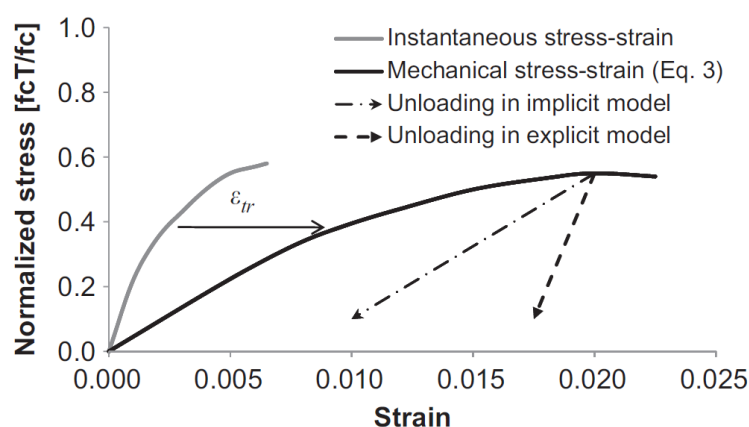


Figura 5.7: diversa inclinazione del ramo di scarico nei modelli impliciti ed espliciti[18]

La deformazione di transient creep si sviluppa anche in questa fase, poichè la temperatura continua ad aumentare, purchè lo stato di sforzo resti in compressione.

III) **Sforzo costante e temperatura crescente.** In questo caso i due modelli hanno risultati simili tra di loro.

IV) **Sforzo crescente e temperatura costante.** Questo caso corrisponde allo steady-state test. Non si verifica il fenomeno del transient creep. I modelli impliciti non sono in grado di cogliere tale comportamento, ma sottostimano la rigidità del calcestruzzo.

V) **Sforzo e temperatura decrescente.** I due modelli danno risultati diversi sia per la differente rigidità allo scarico, come il caso 2, sia perchè nei modelli espliciti la deformazione di transient creep non viene recuperata, come nel caso dei modelli impliciti.

VI) **Sforzo decrescente e temperatura costante.** Anche in questo caso, come per il caso IV, non si sviluppa il transient creep.

VII) **Sforzo costante e temperatura decrescente.** Analogamente al caso V la deformazione da transient creep non aumenta nè viene recuperata.

VIII) **Sforzo crescente e temperatura decrescente.** Il comportamento è simile a quello del punto VII.

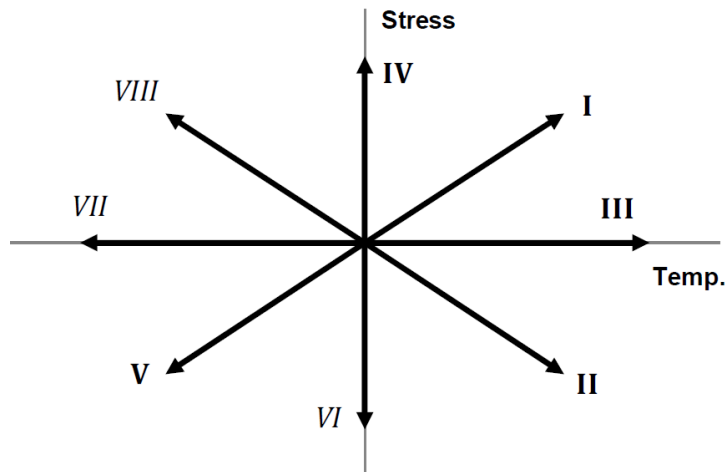


Figura 5.8: andamento delle 8 possibili curve sforzo-temperatura [18]

L'uso di modelli impliciti per la valutazione del comportamento di elementi in calcestruzzo soggetti ad incendio ha delle limitazioni:

- Innanzitutto la deformazione meccanica è la stessa sia se il calcestruzzo viene prima riscaldato e poi caricato, sia se viene prima caricato a temperatura costante e poi riscaldato. Ciò non rispecchia il comportamento sperimentale precedentemente mostrato al paragrafo 3.1. Inoltre la deformazione da transient creep dipende non solo dalla temperatura e dallo sforzo ma anche dal percorso sforzo-temperatura al quale è soggetto il materiale; non esiste, quindi, relazione biunivoca tra sforzo e deformazione meccanica. Nei modelli impliciti, invece, si ha una relazione biunivoca tra sforzo e deformazione, in quanto non viene calcolato esplicitamente il valore di transient creep.
- Il modulo elastico utilizzato dai due modelli nella fase di scarico è diverso. In virtù del fatto che, in accordo ai modelli impliciti, la deformazione da transient creep viene recuperata in fase di scarico o raffreddamento, la rigidità allo scarico è inferiore rispetto a quella dei modelli espliciti, come mostrato in figura 5.7.

In letteratura sono presenti diversi modelli espliciti per il calcolo della risposta ad incendio del calcestruzzo. Di seguito si riportano i più importanti.

Modello di Anderberg e Thelandersson (1976) [4]

Questo modello propone una legge di proporzionalità tra l'incremento di deformazione da transient creep e la deformazione termica, secondo le seguenti relazioni [4]:

$$\dot{\epsilon}_{tr} = k_2 \cdot \frac{\sigma}{f_{c,20}} \cdot \dot{\epsilon}_{th} \quad T \leq 500^\circ\text{C}$$

$$\dot{\epsilon}_{tr} = 0.1 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{\sigma}{f_{c,20}} \cdot \dot{T} \quad 500^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ$$

Dove:

k_2 è un parametro che dipende dal tipo di aggregato e mix-design del calcestruzzo;

σ è lo sforzo agente;

$f_{c,20}$ è la resistenza a compressione del calcestruzzo;

\dot{T} è l'incremento di temperatura.

Modello di Nielsen et al. (2002) [24]

Secondo questo modello l'incremento della deformazione da transient creep è direttamente proporzionale all'incremento di temperatura, secondo la seguente formulazione: [24]

$$\dot{\epsilon}_{tr} = \beta \cdot \frac{\sigma}{f_{c,20}} \cdot \dot{T}$$

β viene assunto costante e pari a $0.38 \cdot 10^{-4}$

Successivi miglioramenti nella formulazione del coefficiente β (Pierce et al., 2004) hanno portato alla seguente espressione:

$$\begin{aligned} \beta &= 0.01 \cdot (2 \cdot A \cdot \bar{T} + B) & 0 \leq \bar{T} \leq \bar{T}^* \\ \beta &= 0.01 \cdot (2 \cdot C \cdot (\bar{T} - \bar{T}^*) + 2 \cdot A \cdot \bar{T} + B) & \bar{T} \geq \bar{T}^* \end{aligned}$$

Dove:

\bar{T} è la temperatura normalizzata, pari a $\bar{T} = \frac{T-20}{100}$;

$\bar{T}^* = 4.5$

A, B, C sono parametri per i quali sono fornite una terna superiore (A=0.06%, B=0.15%, C=1%) ed una inferiore (A=0.04%, B=0.1%, C=0.7%).

Modello di Schneider (1988) [28]

In questo modello la deformazione da transient creep comprende anche la deformazione viscosa (basic creep) e dipende dallo sforzo applicato e la temperatura e dal modulo elastico del calcestruzzo alla data temperatura, dal contenuto di umidità e dal tipo di aggregato [28].

$$\varepsilon_{tr,cr} = \frac{\phi}{E_{20} \cdot f(T) \cdot g(\sigma, T)} \cdot \sigma$$

Dove:

E_{20} è il modulo elastico a temperatura ambiente;

$f(T)$ è il fattore di riduzione del modulo elastico al variare della temperatura;

Φ è la funzione di viscosità.

$$g(\sigma, T) = 1 + \frac{\sigma_{ci}}{f_{c,20}} \cdot \frac{T-20}{100} \quad \frac{\sigma_{ci}}{f_{c,20}} \leq 0.3$$

$$g(\sigma, T) = 1 + 0.3 \cdot \frac{T-20}{100} \quad \frac{\sigma_{ci}}{f_{c,20}} > 0.3$$

Dove:

σ_{ci} è lo stato di sforzo agente prima che il calcestruzzo venga riscaldato.

$$\phi = g \cdot \varphi + \frac{\sigma}{f_{c,20}} \cdot \frac{T-20}{100} \quad \frac{\sigma}{f_{c,20}} \leq 0.3$$

$$\phi = g \cdot \varphi + 0.3 \cdot \frac{T-20}{100} \quad \frac{\sigma}{f_{c,20}} > 0.3$$

$$\varphi = C_1 \cdot \tanh(\gamma_w) \cdot (T - 20) + C_2 \cdot \tanh(\gamma_0) \cdot (T - T_g) + C_3$$

Dove:

γ_w tiene conto del contenuto di umidità

$\gamma_0, T_g, C_1, C_2, C_3$ sono costanti definite per differenti tipologie di calcestruzzo.

5.4. Modello ETC

Il modello uniassiale del comportamento meccanico del calcestruzzo preso come riferimento per lo svolgimento delle analisi post-incendio è il modello ETC (Explicit Transient Creep), sviluppato dai ricercatori Franssen e Gernay [14], [18].

Il modello viene presentato nell'ipotesi che valori positivi di deformazione e sforzo facciano riferimento ad uno stato di sforzo di compressione.

È un modello di tipo esplicito, perciò la deformazione totale è la somma, escludendo la deformazione viscosa, dei seguenti termini:

$$\varepsilon_{TOT} = \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{tr} + \varepsilon_{th}$$

L'ipotesi di base per la modellazione del fenomeno del transient creep è la diretta proporzionalità rispetto allo stato di sforzo attraverso un coefficiente che dipende in maniera non lineare dalla temperatura raggiunta dall'elemento in calcestruzzo.

$$\dot{\varepsilon}_{tr} = \dot{\Phi}(T) \cdot \frac{\sigma}{f_{c,20}}$$

Inoltre il modello ETC è stato calibrato in modo tale da fornire la stessa risposta del modello EC2 in situazioni di calcestruzzo riscaldato a temperatura costante: perciò il valore di deformazione meccanica ε_m^{EC2} deve essere pari alla somma della deformazione dovuta allo sforzo ε_{σ} e quella da transient creep ε_{tr} :

$$\varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{tr} = \varepsilon_m^{EC2}$$

La curva σ - ε_{σ} viene ricavata sperimentalmente attraverso steady-state test, in cui il calcestruzzo viene caricato a temperatura costante. La tangente nell'origine è quella presente nel modello ENV:

$$E_{ENV} = \frac{3 \cdot f_{c,T}}{2 \cdot \varepsilon_{c1,min}}$$

Dove $\varepsilon_{c1,min}$ è il limite inferiore della deformazione al picco di sforzo.

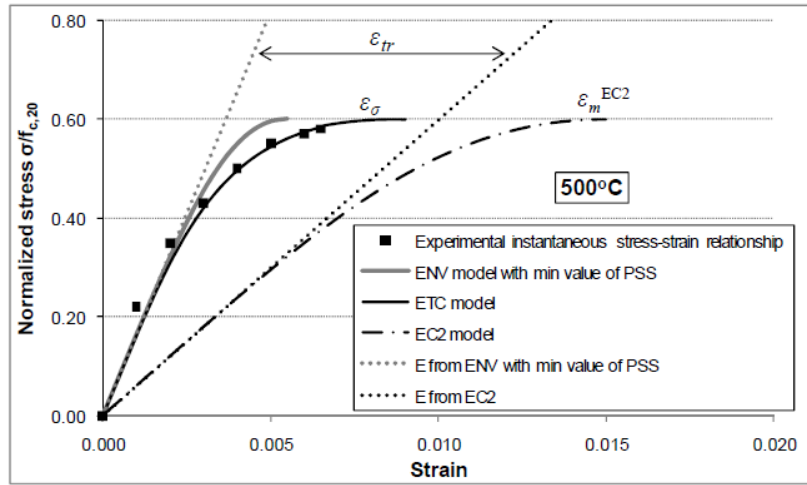


Figura 5.9: confronto, alla temperatura di 500 °C, tra i modelli ETC, ENV e EC2 e la sperimentazione di Scheider (1985) [14]

Il coefficiente $\Phi(T)$ è determinato secondo la formula seguente:

$$\Phi(T) = \frac{2}{3} \cdot \frac{\varepsilon_{c1,EC2} - \varepsilon_{c1,min}}{\frac{f_{c,T}}{f_{c20}}}$$

È una funzione crescente con la temperatura e non viene recuperata in fase di raffreddamento, come i parametri $\varepsilon_{c1,EC2}$, $\varepsilon_{c1,min}$ e $f_{c,T}$.

I valori di questi parametri sono riportati nella tabella seguente.

| T(°C) | $\varepsilon_{c1,min}$ | $\varepsilon_{c1,EC2}$ | Siliceous aggregates | | Calcareous aggregates | |
|-------|------------------------|------------------------|----------------------|--------|-----------------------|--------|
| | | | $f_{c,T}/f_{c,20}$ | ϕ | $f_{c,T}/f_{c,20}$ | ϕ |
| 20 | 0.0025 | 0.0025 | 1.00 | 0.0000 | 1.00 | 0.0000 |
| 100 | 0.0025 | 0.0040 | 1.00 | 0.0010 | 1.00 | 0.0010 |
| 200 | 0.0030 | 0.0055 | 0.95 | 0.0018 | 0.97 | 0.0017 |
| 300 | 0.0040 | 0.0070 | 0.85 | 0.0024 | 0.91 | 0.0022 |
| 400 | 0.0045 | 0.0100 | 0.75 | 0.0049 | 0.85 | 0.0043 |
| 500 | 0.0055 | 0.0150 | 0.60 | 0.0106 | 0.74 | 0.0086 |
| 600 | 0.0065 | 0.0250 | 0.45 | 0.0274 | 0.60 | 0.0206 |
| 700 | 0.0075 | 0.0250 | 0.30 | 0.0389 | 0.43 | 0.0271 |
| 800 | 0.0085 | 0.0250 | 0.15 | 0.0733 | 0.27 | 0.0407 |
| 900 | 0.0100 | 0.0250 | 0.08 | 0.1250 | 0.15 | 0.0667 |
| 1000 | 0.0100 | 0.0250 | 0.04 | 0.2500 | 0.06 | 0.1667 |

Tabella 5.2: valori dei parametri utilizzati nel modello ETC [18]

Il legame costitutivo uniassiale, per il ramo in compressione, deriva dalla formulazione del legame costitutivo presente nell'Eurocodice, a partire dall'uguaglianza tra la deformazione meccanica ε_m e la somma della deformazione istantanea ε_σ e della deformazione da transient creep ε_{tr} , precedentemente introdotta.

$$\varepsilon_\sigma + \varepsilon_{tr} = \varepsilon_m^{EC2}$$

Introducendo questa relazione nel legame EC2 si ottiene:

$$\frac{\sigma}{f_{c,T}} = \frac{3 \cdot \left(\varepsilon_\sigma + \phi(T) \cdot \left(\frac{\sigma}{f_{c,20}} \right) \right)}{\varepsilon_{c1,EC2} \cdot \left(2 + \frac{\varepsilon_\sigma + \phi(T) \cdot \left(\frac{\sigma}{f_{c,20}} \right)}{\varepsilon_{c1,EC2}} \right)^3}$$

Questa è una relazione implicita che permette di determinare lo sforzo agente per un assegnato valore di deformazione istantanea. Il modello ETC, invece, utilizza una relazione esplicita per il calcolo dello stato di sforzo, del tipo $\sigma = f(\varepsilon_\sigma, T)$:

$$\frac{\sigma}{f_{c,T}} = \frac{2 \cdot \varepsilon_\sigma}{\varepsilon_{c1,ETC} \cdot \left(1 + \left(\frac{\varepsilon_\sigma}{\varepsilon_{c1,ETC}} \right)^2 \right)}$$

Dove $\varepsilon_{c1,ETC}$ è il valore della deformazione al picco di sforzo, data dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{c1,ETC} = \varepsilon_{c1,EC2} - \phi \cdot \frac{f_{c,T}}{f_{c,20}} = \frac{2 \cdot \varepsilon_{c1,min} + \varepsilon_{c1,EC2}}{3}$$

Questo modello permette di cogliere con buona approssimazione la formulazione implicita precedentemente introdotta.

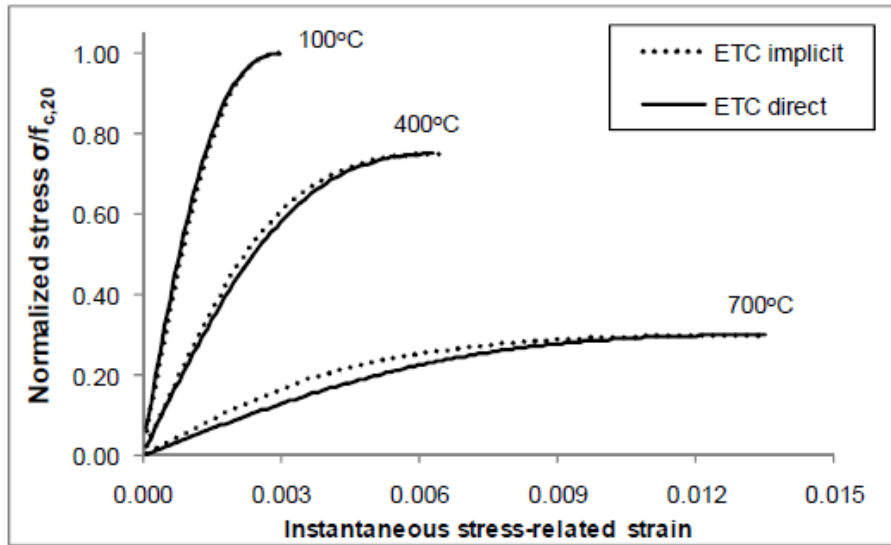


Figura 5.10: confronto tra la formulazione implicita e quella diretta del modello ETC [18]

Il modulo elastico tangente [18] è dato dalla derivata dello sforzo rispetto alla deformazione istantanea ε_σ :

$$E_t = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{2 \cdot f_{c,T} \cdot \left(1 - \left(\frac{\varepsilon_\sigma}{\varepsilon_{c1,ETC}}\right)^2\right)}{\varepsilon_{c1,ETC} \cdot \left(1 + \left(\frac{\varepsilon_\sigma}{\varepsilon_{c1,ETC}}\right)^2\right)}$$

In particolare il modulo elastico iniziale E_{ETC} è pari a:

$$E_{ETC} = \frac{2 \cdot f_{c,T}}{\varepsilon_{c1,ETC}}$$

Il ramo decrescente è composto da due polinomi di terzo grado dal punto $(\varepsilon_{c1,ETC}, f_{c,T})$ al punto $(\varepsilon_{c0,ETC}, 0)$. $\varepsilon_{c0,ETC}$ è il valore della deformazione ultima del calcestruzzo, associata ad un valore nullo di sforzo, ed è espresso come:

$$\varepsilon_{c0,ETC} = \varepsilon_{c0,EC2} - (\varepsilon_{c1,EC2} - \varepsilon_{c1,ETC})$$

| T(°C) | 20 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $\varepsilon_{c1,ETC}$ | 0.0025 | 0.0030 | 0.0038 | 0.0050 | 0.0063 | 0.0087 | 0.0127 | 0.0133 | 0.0140 | 0.0150 |
| $\varepsilon_{c0,ETC}$ | 0.0200 | 0.0215 | 0.0233 | 0.0255 | 0.0263 | 0.0263 | 0.0227 | 0.0258 | 0.0290 | 0.0325 |

Tabella 5.3: valori dei parametri $\varepsilon_{c1,ETC}$ e $\varepsilon_{c0,ETC}$ utilizzati nel modello ETC [18]

La tangente al ramo decrescente nel punto in cui si ha il cambio di concavità è definita come E_{dscb} , il cui valore è dato dalla seguente espressione:

$$E_{dscb} = 2 \cdot \frac{f_{c,T}}{\varepsilon_{c0,ETC} - \varepsilon_{c1,ETC}}$$

Il ramo decrescente del modello ETC viene così espresso:

$$\varepsilon^* = \varepsilon_{\sigma} - \varepsilon_{c1,ETC} - \frac{f_{c,T}}{E_{dscb}} \quad \sigma^* = E_{dscb} \cdot \varepsilon^*$$

$$\begin{cases} \sigma = \frac{f_{c,T}}{2} - \sigma^* \cdot \left(\frac{\sigma^*}{2 \cdot f_{c,T}} + 1 \right) \\ E_t = -E_{dscb} \cdot \left(\frac{\sigma^*}{f_{c,T}} + 1 \right) \end{cases} \quad \text{se } \varepsilon^* \leq 0$$

$$\begin{cases} \sigma = \frac{f_{c,T}}{2} + \sigma^* \cdot \left(\frac{\sigma^*}{2 \cdot f_{c,T}} - 1 \right) \\ E_t = E_{dscb} \cdot \left(\frac{\sigma^*}{f_{c,T}} - 1 \right) \end{cases} \quad \text{se } 0 < \varepsilon^* \leq \frac{f_{c,T}}{E_{dscb}}$$

$$\begin{cases} \sigma = 0 \\ E_t = 0 \end{cases} \quad \text{se } \varepsilon^* \leq \frac{f_{c,T}}{E_{dscb}}$$

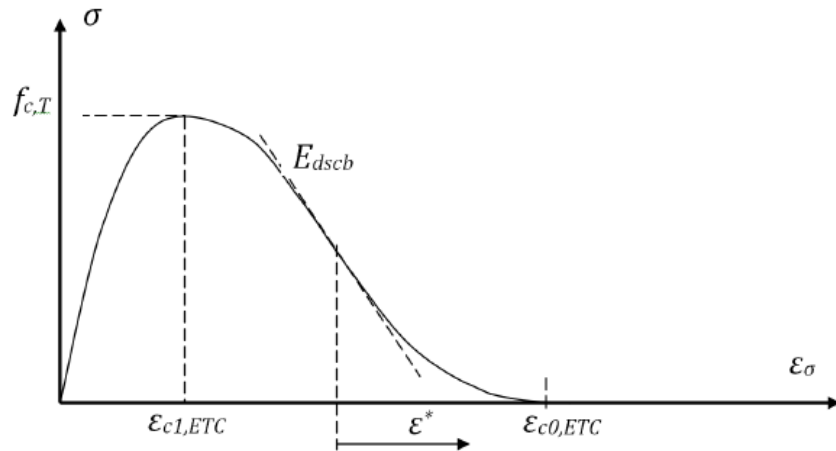


Figura 5.11: andamento del ramo di compressione del modello ETC [18]

Il modello ETC prevede che una formulazione per il ramo di trazione ma si è deciso, a favore di sicurezza, di non considerarlo nei calcoli svolti.

5.5. Codice MATLAB

L'implementazione del modello ETC è stata svolta attraverso l'utilizzo del software MATLAB: è stata sviluppata, quindi, un' opportuna function, denominata sigmaETC, per il calcolo dello stato di sforzo, allo step i .

Questa function ha come input i seguenti dati:

- la temperatura corrente T^i e la temperatura massima T_{\max}^i ;
- lo stato tenso-deformativo dello step precedente σ^{i-1} , ϵ_{σ}^{i-1} , ϵ_{tr}^{i-1} , $\epsilon_{\sigma,\max}^{i-1}$;
- i parametri meccanici del modello ETC $\epsilon_{c1,ETC}^i$, $\epsilon_{c0,ETC}^i$, E_{dscb}^i , E_{ETC}^i e f_c^i ;
- i coefficienti Φ per il calcolo del transient creep sia per lo step attuale Φ^i che per quello precedente Φ^{i+1} ;
- il valore di deformazione ϵ^i , dato dalla differenza tra la deformazione totale ϵ_{TOT}^i e la deformazione termica ϵ_{th}^i ;

Il calcolo dello stato di sforzo viene svolto nel modo seguente:

1. Se lo stato deformativo è di trazione, allora il valore di sforzo e di deformazione ϵ_{σ}^i sono nulli.

2. Se lo stato deformativo è di compressione, allora bisogna distinguere tra il caso di raffreddamento ($T^i < T_{\max}^i$) e di riscaldamento ($T^i > T_{\max}^i$).
3. In caso di riscaldamento si calcola lo sforzo per tutti e tre le possibili situazioni
 - a. Scarico o ricarico in campo elastico. Aumentando comunque la temperatura si sviluppa il transient creep. Dato che il transient creep dipende dallo stato di sforzo agente, al momento incognito, si effettua il calcolo, in maniera approssimata, facendo riferimento allo stato di sforzo dello step precedente, secondo la seguente formulazione:

$$\varepsilon_{tr}^i = \varepsilon_{tr}^{i-1} + (\Phi(T^i) - \Phi(T^{i-1})) \cdot \frac{\sigma^{i-1}}{f_{c,20}}$$

Tale espressione viene utilizzata per il calcolo del transient creep anche per il caso b.

Successivamente si calcola la deformazione ε_{σ}^i come differenza della deformazione ε^i e il valore di transient creep.

Infine lo stato di sforzo è pari a:

$$\sigma^i = E_{ETC} \cdot (\varepsilon_{\sigma}^i - \varepsilon_{tr}^{i-1}) + \sigma^{i-1}$$

- b. Ramo crescente del legame costitutivo. In questo caso si sviluppa transient creep, come nel caso a. Lo sforzo, come introdotto nel paragrafo 5.4, si calcola nel modo seguente:

$$\sigma^i = f_c^i \frac{2 \cdot \varepsilon_{\sigma}^i}{\varepsilon_{c1,ETC}^i \cdot \left(1 + \left(\frac{\varepsilon_{\sigma}^i}{\varepsilon_{c1,ETC}^i} \right)^2 \right)}$$

- c. Ramo softening. In questo, secondo il modello ETC, non si sviluppa transient creep. perciò si mantiene il valore calcolato nello step precedente.

Lo stato di sforzo è determinabile secondo la seguente formulazione:

$$\begin{aligned} \sigma^i &= \frac{f_c^i}{2} - \sigma^{i*} \cdot \left(\frac{\sigma^{i*}}{2 \cdot f_c^i} + 1 \right) && \text{se } \varepsilon^{*i} \leq 0 \\ \sigma^i &= \frac{f_c^i}{2} + \sigma^{i*} \cdot \left(\frac{\sigma^{i*}}{2 \cdot f_c^i} - 1 \right) && \text{se } 0 < \varepsilon^{*i} \leq \frac{f_c^i}{E_{dscb}^i} \\ \sigma^i &= 0 && \text{se } \varepsilon^{*i} \leq \frac{f_c^i}{E_{dscb}^i} \end{aligned}$$

d. Sforzo nullo se il valore di deformazione ε_σ^i è maggiore di $\varepsilon_{c0,ETC}^i$.

4. Scelta dello stato di sforzo corretto a seconda del valore di ε_σ^i

a. Se il valore di deformazione ε_σ^i è minore del valore di deformazione massimo $\varepsilon_{\sigma,max}^{i-1}$, allora si è nella fase di scarico o ricarica in fase elastica. Perciò lo stato di sforzo corretto è quello del punto 3.a.

b. Se il valore di deformazione ε_σ^i è maggiore del valore di deformazione massimo $\varepsilon_{\sigma,max}^{i-1}$ ma inferiore a $\varepsilon_{c1,ETC}^i$ allora lo stato di sforzo è quello del punto 3.b.

c. Se il valore di deformazione ε_σ^i è maggiore del valore di deformazione massimo $\varepsilon_{\sigma,max}^{i-1}$ e compreso tra $\varepsilon_{c1,ETC}^i$ e $\varepsilon_{c0,ETC}^i$ allora lo stato di sforzo è quello del punto 3.c.

d. Se il valore di deformazione ε_σ^i è maggiore di $\varepsilon_{c0,ETC}^i$ allora lo sforzo è nullo, come nel punto 3.d.

5. In caso di raffreddamento, invece, non si ha incremento di transient creep. perciò si utilizza il valore dello step precedente. La deformazione ε_σ^i è quindi pari a:

$$\varepsilon_\sigma^i = \varepsilon^i - \varepsilon_{tr}^{i-1}$$

Si procede poi al calcolo dello sforzo come negli step 3 e 4: si calcolano gli stati di sforzo per tutti e quattro i possibili casi e si sceglie quello corretto.

Per quanto riguarda la fase di raffreddamento si utilizzano sia la riduzione della resistenza del calcestruzzo suggerita da Franssen e Li che la deformazione residua valutata da Schneider: questi valori fanno riferimento alla fase di completo raffreddamento dell'elemento, quando si ritorna al valore di temperatura ambiente a 20°C. Non viene fornito un' espressione per l'andamento della deformazione e della resistenza residua durante l'intera fase di raffreddamento, nel passaggio, cioè, dalla temperatura massima T_{max} alla temperatura ambiente. Di conseguenza si ipotizza una relazione lineare sia per la variazione della deformazione termica che per la resistenza residua durante la diminuzione di temperatura, espressa dalle seguenti formule:

$$\varepsilon_{th}(T, T_{max}) = \varepsilon_{res}(T_{max}) + \frac{\varepsilon_{th}(T_{max}) - \varepsilon_{res}(T_{max})}{T_{max} - 20} \cdot (T - 20)$$

Dove:

$\varepsilon_{res}(T_{max})$ è la deformazione residua del calcestruzzo a 20°C, associata ad un valore di temperatura massimo raggiunto T_{max} ;

$\varepsilon_{th}(T_{max})$ è il valore di deformazione termica associato alla temperatura T_{max} .

$$f_c(T, T_{max}) = f_{res}(T_{max}) + \frac{f_c(T_{max}) - f_{res}(T_{max})}{T_{max} - 20} \cdot (T - 20)$$

Dove:

$f_{res}(T_{max})$ è la resistenza residua del calcestruzzo a 20°C, associata ad un valore di temperatura massimo raggiunto T_{max} . Essa è determinabile, utilizzando il coefficiente δ precedentemente introdotto al paragrafo ..., attraverso la seguente formula:

$$f_{res}(T_{max}) = f_c(T_{max}) - \delta \cdot f_{c,20}$$

$f_c(T_{max})$ è la resistenza del calcestruzzo alla temperatura massima raggiunta T_{max} .

L'implementazione della procedura, precedentemente descritta, con il software MATLAB, è riportata nell'Appendice C.

5.6. Validazione del codice di calcolo

A seguito dell'implementazione del codice per il calcolo del comportamento post-incendio di sezioni in calcestruzzo armato e miste acciaio-calcestruzzo, è necessario svolgere una validazione del codice stesso, prima di poterlo utilizzare in fase di progettazione. Generalmente la validazione viene fatta facendo riferimento a risultati sperimentali: una volta che il modello numerico è in grado di cogliere le evidenze sperimentali, allora può essere utilizzato per analizzare nuovi casi, dei quali non si hanno prove sperimentali per il confronto.

Nel caso in esame, data la complessità del problema, si è deciso di effettuare una validazione a step, partendo da prove sul singolo provino in calcestruzzo, fino a prove su colonne in calcestruzzo armato.

La validazione viene svolta sia per la fase di riscaldamento sia per la fase di raffreddamento.

5.6.1. Validazione legame costitutivo

La prima verifica effettuata è stata quella di valutare l'andamento della curva ε_σ - σ ottenuto con il codice MATLAB per confrontarlo con l'andamento del modello ETC. Sono disponibili per il confronto le curve del modello ETC per i valori di temperatura pari a 100°C, 400°C e 700°C. Perciò è stato fatto un test del codice assumendo tali temperature, facendo variare il valore di ε_σ , e andando a calcolare il relativo stato di sforzo.

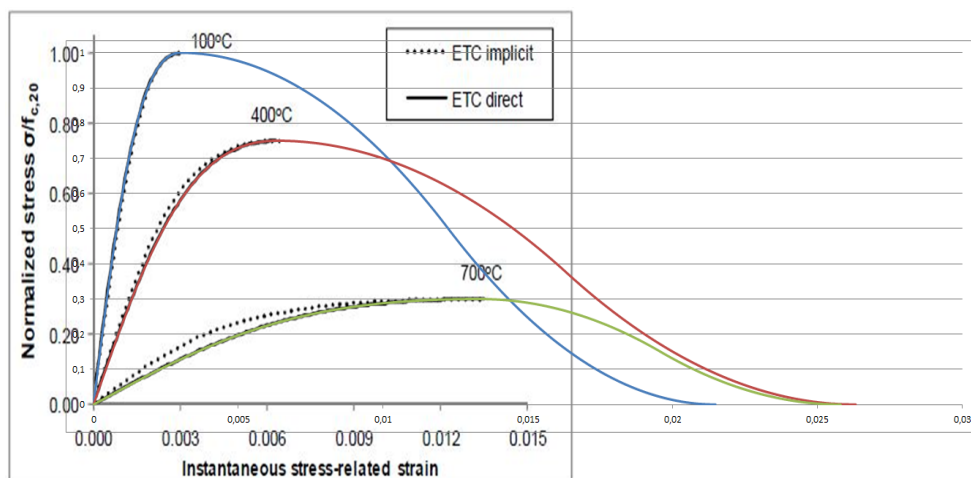


Figura 5.12: validazione del codice MATLAB per il ramo crescente di sforzo

Questo confronto non permette però di valutare se il ramo softening del legame costitutivo sia stato correttamente valutato nè tantomeno se il codice è in grado di rappresentare correttamente il fenomeno del transient creep. Quest'ultima verifica viene svolta in uno step successivo.

Una ulteriore verifica è stata svolta per la situazione di scarico in campo elastico e successivo ricarico: il codice deve essere in grado di modellare una fase di scarico elastica, con pendenza della retta pari al valore E_{ETC} e una fase di ricarico in cui si segue la stessa pendenza E_{ETC} fino a quando si raggiunge il punto in cui è iniziato lo scarico e, successivamente, si ritorna sulla curva di carico del legame costitutivo. Si è scelto, per questa verifica, la temperatura di 400°C.

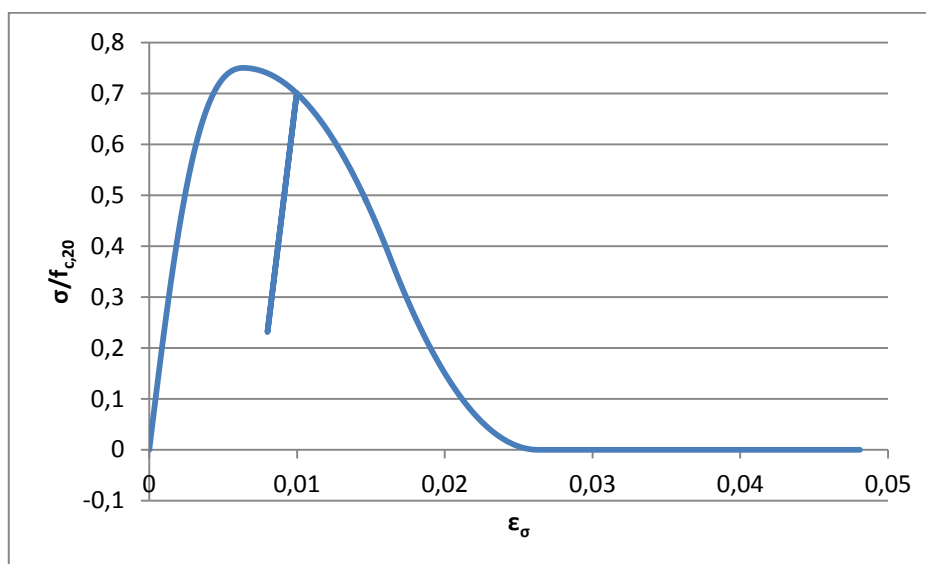


Grafico 5.1: esempio di curva σ - ϵ_0 comprendente una fase di scarico e ricarico

Come si può notare dal grafico, il codice è in grado di interpretare correttamente le fasi di scarico e ricarico.

Per queste tre prime verifiche si sono assunti direttamente un valori di ϵ_0 , e non sono stati ricavati a partire dalla deformazione meccanica ϵ_m . Perciò è stata svolta una ulteriore verifica proprio incentrata sulla relazione tra queste due variabili, la quale è, inoltre, una verifica della correttezza della deformazione da transient creep.

L'immagine seguente riporta l'esito della verifica.

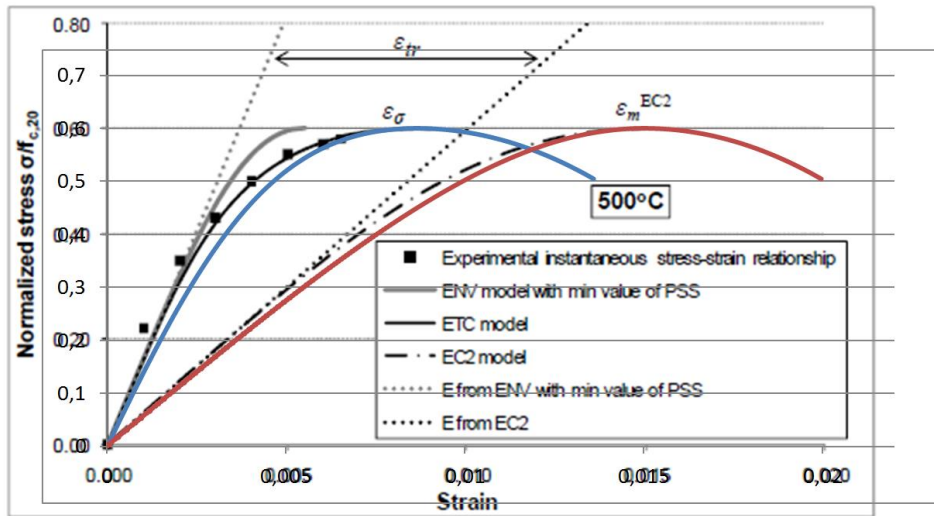


Figura 5.13: validazione del codice MATLAB, relazione tra ϵ_m e ϵ_σ

Successivamente è stato svolto un confronto con i valori sperimentali della deformazione da transient creep, per alcuni valori del coefficiente α , rapporto tra lo sforzo applicato e la resistenza del calcestruzzo a temperatura ambiente:

$$\alpha = \frac{\sigma}{f_{c,20}}$$

Di seguito si riportano i risultati di questo step di validazione.

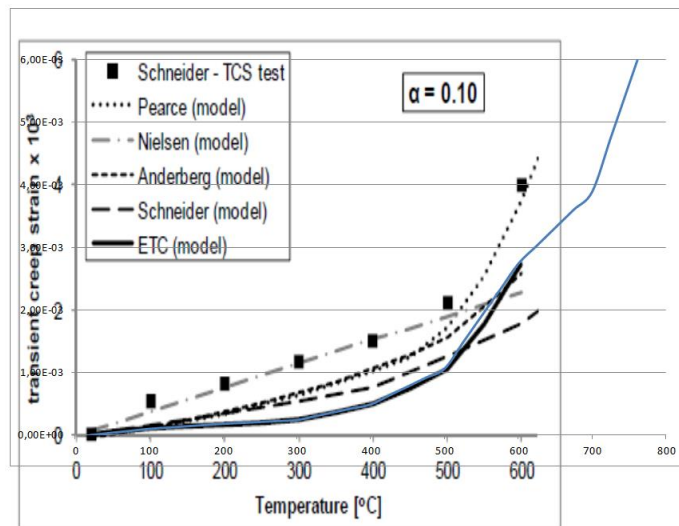


Figura 5.14: validazione del codice MATLAB, transient creep per $\alpha=0.10$

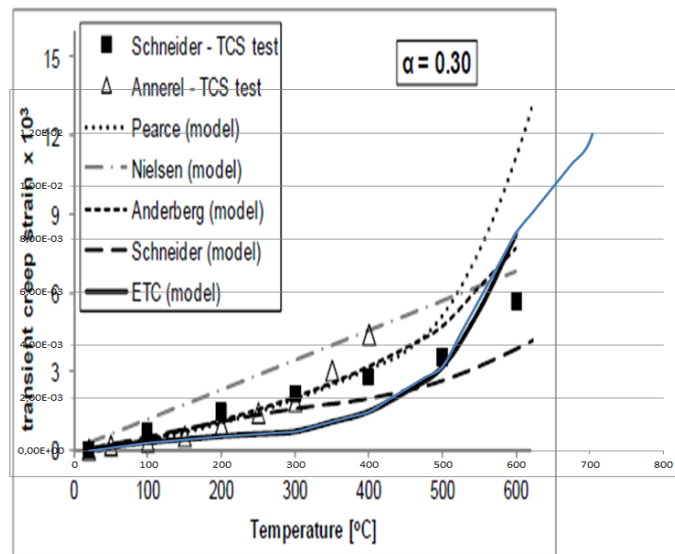


Figura 5.15: validazione del codice MATLAB, transient creep per $\alpha=0.30$

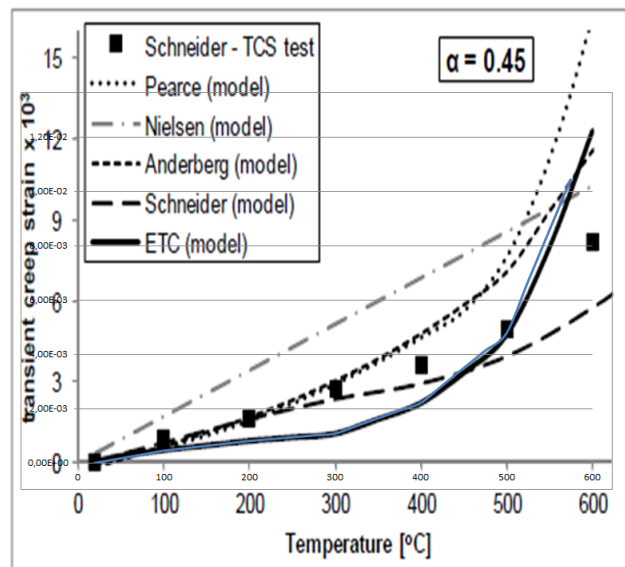


Figura 5.16: validazione del codice MATLAB, transient creep per $\alpha=0.45$

I tre grafici mostrano chiaramente come il codice MATLAB riesce a ottenere gli stessi valori di deformazione da transient creep del modello ETC.

Successivamente è stata svolta la validazione del codice con la campagna sperimentale svolta da Schneider et al. (2008) [29] su provini in calcestruzzo soggetti a temperature e carichi variabili: i provini sono dei cilindri in calcestruzzo caratterizzati da 80 mm di diametro e altezza pari a 300 mm. Gli aggregati sono di

tipo siliceo. I provini sono soggetti ad un progressivo riscaldamento con velocità pari a 2°C/min. La resistenza a compressione a 20°C è pari a 38 Mpa.

I provini sono sottoposti a diversi andamenti dello sforzo in funzione della temperatura:

- Il primo test è simile alla situazione di transient test, in quanto l'andamento dello sforzo al variare della temperature, seppur non costante, cresce molto lentamente. Questo test riproduce la situazione I degli otto possibili percorsi sforzo-temperatura, introdotti al paragrafo 5.3.

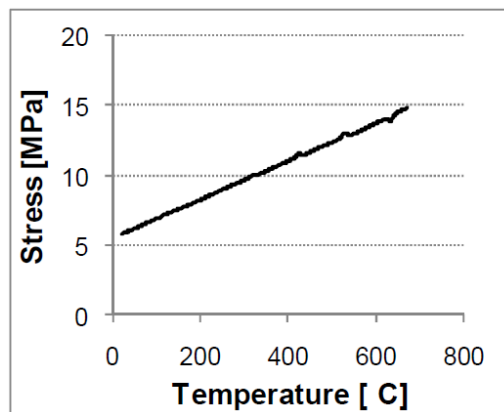


Figura 5.17: curva sforzo-temperatura per il primo test [18]

- Il secondo test riproduce, in successione, i casi I (sforzo crescente), II (sforzo decrescente) e III (sforzo costante).

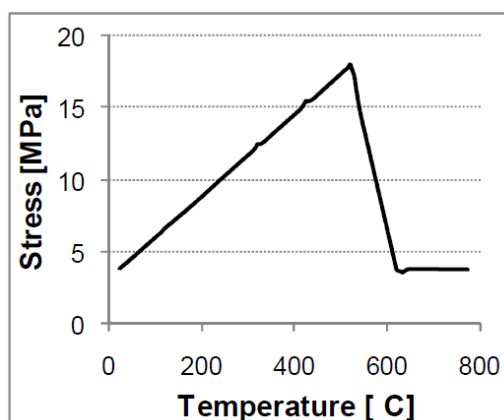


Figura 5.18: curva sforzo-temperatura per il secondo test [18]

- Nel terzo test il provino è soggetto ad un andamento di sforzo costante a tratti.

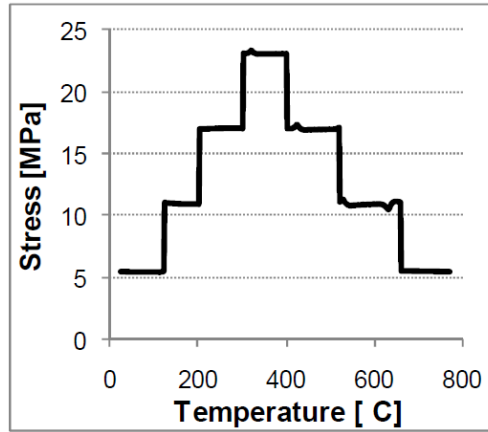


Figura 5.19: curva sforzo-temperatura per il terzo test [18]

Di seguito si riporta il confronto tra i risultati sperimentali, i risultati del modello ETC e EC2, e i risultati del codice MATLAB per i tre differenti test.

- Test 1

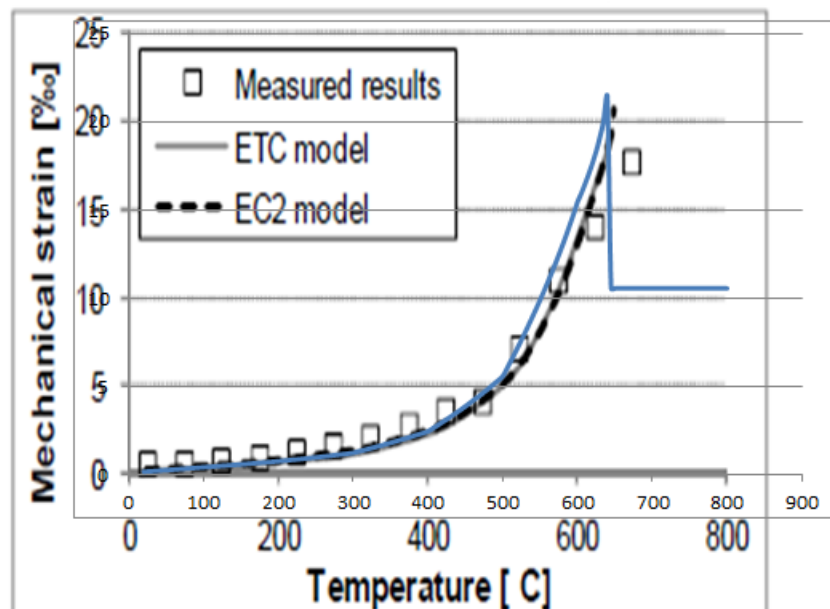


Figura 5.20: validazione del codice MATLAB con i risultati sperimentali del primo test

- Test 2

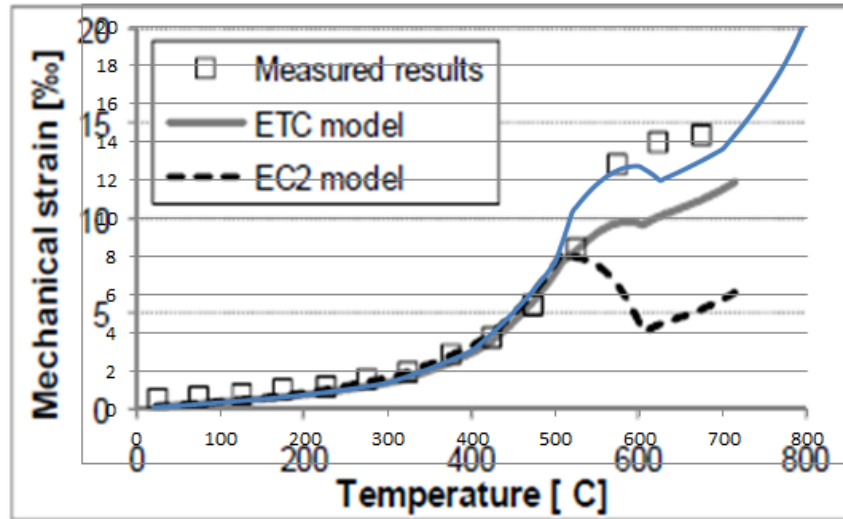


Figura 5.21: validazione del codice MATLAB con i risultati sperimentali del secondo test

- Test 3

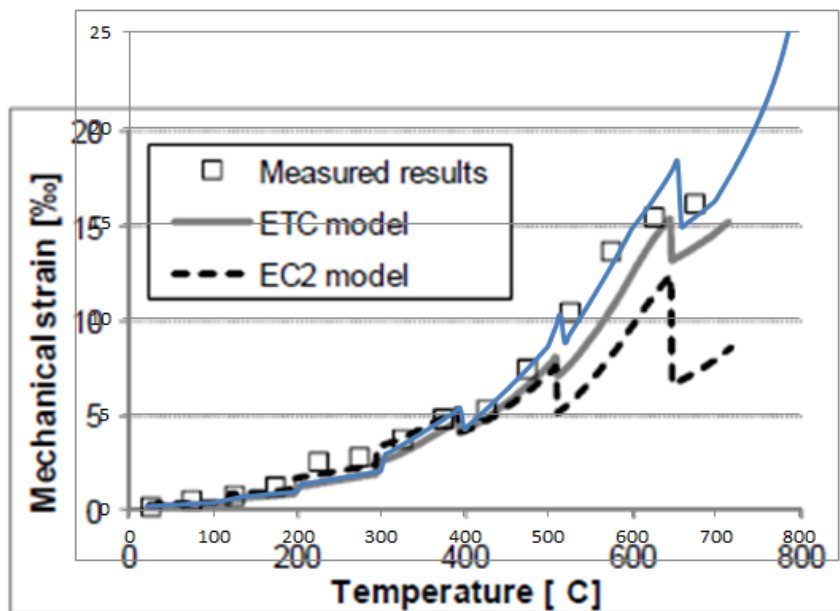


Figura 5.22: validazione del codice MATLAB con i risultati sperimentali del terzo test

I grafici, oltre ad evidenziare ulteriormente i limiti del modello EC2 nella determinazione del comportamento del calcestruzzo durante l'incendio, mostra come il codice MATLAB, pur discostandosi dal modello ETC, fornisce dei risultati, in termini di defomazione meccanica, simili a quelli sperimentali.

5.6.2. Validazione con colonna in c.a. soggetta ad incendio

L'ultimo step svolto per la validazione del codice MATLAB è quello di verificare la corrispondenza con risultati sperimentali non più su provini in calcestruzzo ma su colonne. In particolare si fa riferimento ai test svolti in Giappone su colonne caricate assialmente (Schneider et al., 1994) [15] soggette ad incendio. La sezione è quadrata di lato 300 mm con un foro centrale di raggio 50 mm; 4 barre sono disposte con un copriferro pari a 40mm. Le barre hanno una resistenza allo snervamento di 375 MPa mentre per il calcestruzzo, di aggregati silicei, si ha una resistenza a compressione di 55 Mpa.

La colonna è soggetta ad un'azione assiale pari a 677 kN e riscaldata in accordo alla curva di incendio standard della norma giapponese[22] per 180 minuti. Successivamente la colonna viene lasciata raffreddare.

Tale curva è riportata nella seguente tabella.

| | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Elapsed time (min) | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
| Heating temperature (°C) | 540 | 705 | 760 | 795 | 820 | 840 | 860 | 880 | 895 | 905 | 915 | 925 |
| Elapsed time (min) | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 |
| Heating temperature (°C) | 935 | 945 | 955 | 965 | 975 | 980 | 985 | 990 | 1000 | 1010 | 1015 | 1025 |
| Elapsed time (min) | 150 | 160 | 170 | 180 | 190 | 200 | 210 | 220 | 230 | 240 | | |
| Heating temperature (°C) | 1030 | 1040 | 1045 | 1050 | 1060 | 1065 | 1070 | 1080 | 1085 | 1095 | | |

Tabella 5.4: curva di incendio giapponese [22]

Per poter effettuare la validazione, in primo luogo è necessario valutare la risposta termica della sezione: a tal fine viene creato un modello ABAQUS della sezione.

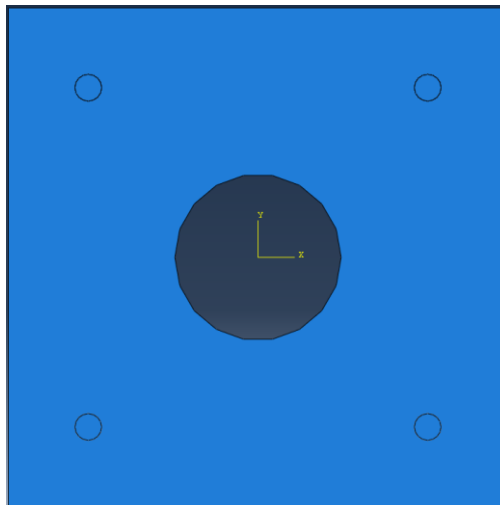


Figura 5.23: geometria del provino

La sezione è stata sottoposta alla curva di incendio giapponese per un tempo di 180 minuti e poi a raffreddamento fino ai 300 minuti.

Di seguito si riporta il campo di temperature dopo 3 ore.

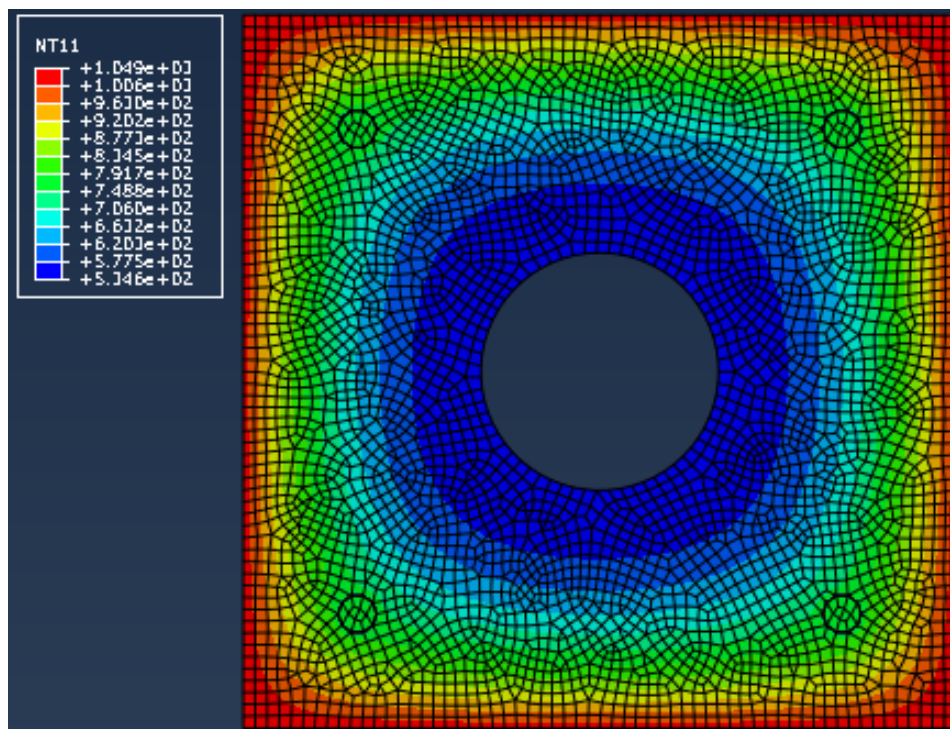


Figura 5.24: valori di temperatura nel provino dopo 180 minuti

Data la simmetria della sezione, le condizioni nella cavità non influenzano, in maniera rilevante, l'andamento delle temperature all'interno del provino.

I profili di temperature durante l'incendio sono stati importati nel codice per effettuare l'analisi meccanica: al foro si è attribuito un materiale a resistenza nulla in modo che non contribuisca alla resistenza della sezione.

Si è quindi valutato lo spostamento della colonna durante l'incendio e confrontato con i valori sperimentali.

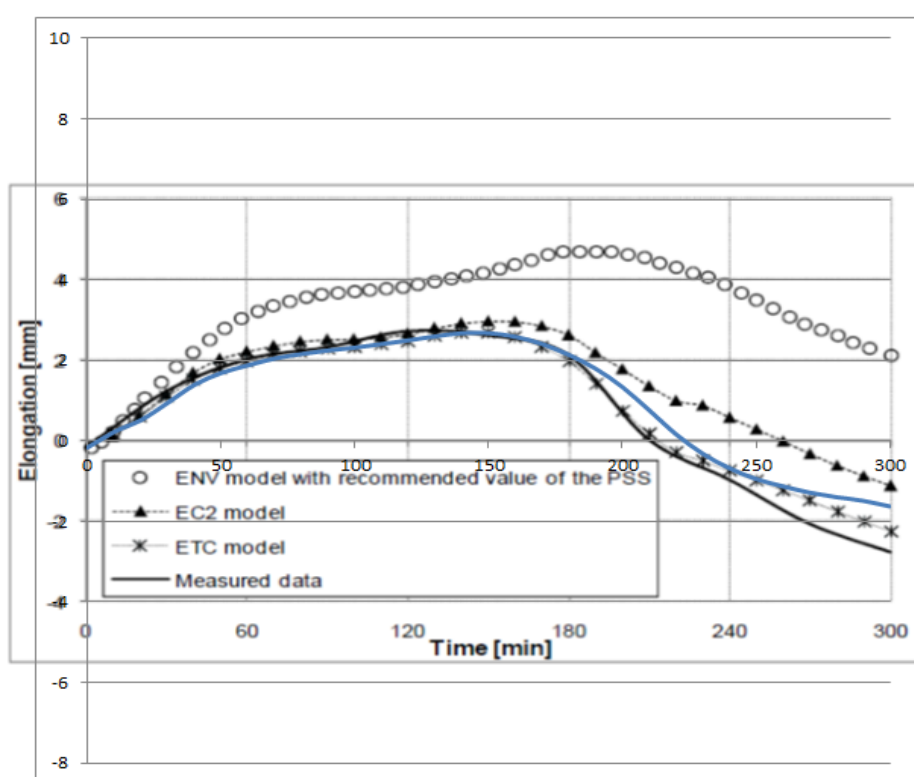


Figura 5.25: validazione del codice MATLAB con la campagna sperimentale (Schneider et al., 1994)

Il codice valuta, con buona approssimazione, il comportamento sperimentale sia nella fase di riscaldamento che nella fase di raffreddamento.

Si può quindi concludere che il codice, sulla base della buona corrispondenza con i valori sperimentali, sia validato e può essere quindi utilizzato nel calcolo della risposta del pilastro tubolare in caso di incendio e di successivo raffreddamento.

5.7. Applicazione del codice al caso studio

Dopo la fase di implementazione e di validazione del codice MATLAB per il calcolo della risposta durante e dopo l'incendio di sezioni in calcestruzzo armato e miste acciaio-calcestruzzo, si è svolta l'analisi della soluzione tubolare con protettivo esterno, precedentemente introdotta al capitolo 4.

I valori di temperatura nella sezione sono ricavati a partire dall'analisi termica svolta con il software ABAQUS, utilizzando il modello sviluppato al capitolo 4: per valutare la risposta della sezione nella fase post-incendio è necessario estendere la curva di incendio oltre l'istante in cui si è raggiunto la temperatura massima, ovvero 120 minuti; ciò viene fatto in accordo alla formulazione suggerita dall'Eurocodice e riportata nel capitolo 1.

Di seguito si mostra la curva di incendio utilizzata.

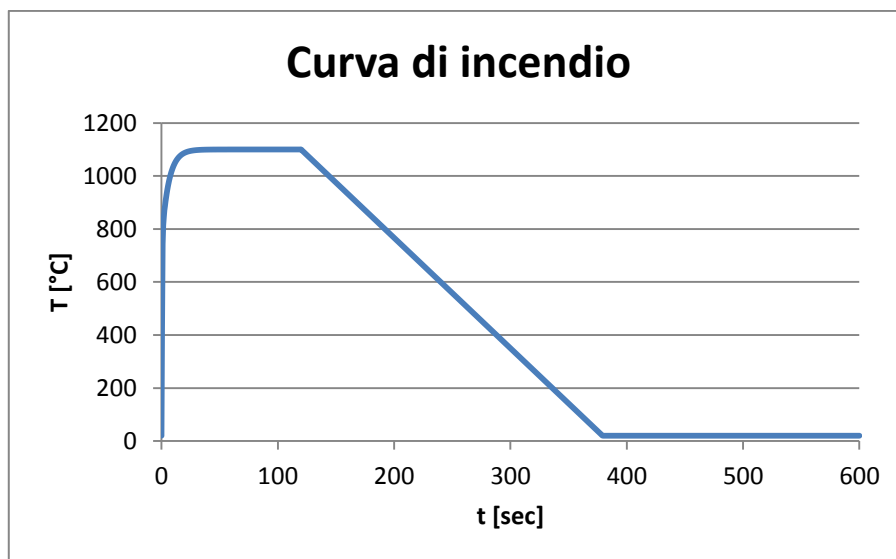


Grafico 5.2: curva di incendio per la valutazione della risposta della sezione nella fase di riscaldamento e di raffreddamento

Il codice MATLAB implementato, considera soltanto il caso di azione assiale centrata: perciò viene assunto, come carico agente sulla struttura, un'azione assiale di valore pari al massimo agente per la combinazione di carico di incendio:

$$N = -1133.4 \text{ kN}$$

Innanzitutto viene calcolata, per ciascun istante di tempo, la risposta meccanica della sezione in termini di sforzo e deformazione, determinando, in questo modo, la storia tenso-deformativa ($\sigma, \epsilon_{\sigma}, \epsilon_{tr}$) della stessa durante l'incendio: questi valori sono necessari per poter valutare, successivamente, l'azione assiale resistente massima N_{RD} durante l'incendio.

Di seguito si riporta l'andamento della deformazione baricentrica ϵ_G e dell'azione assiale massima N_{RD} .

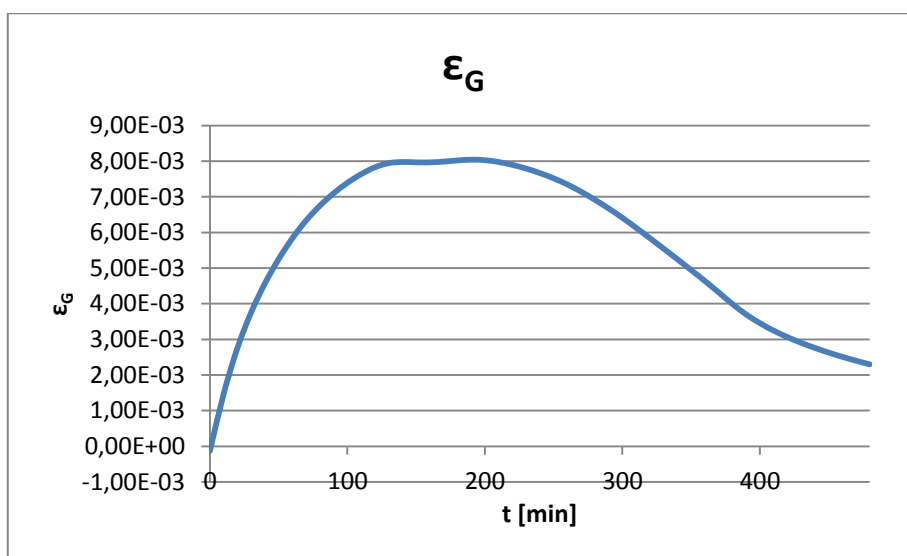


Grafico 5.3: andamento della deformazione baricentrica della sezione

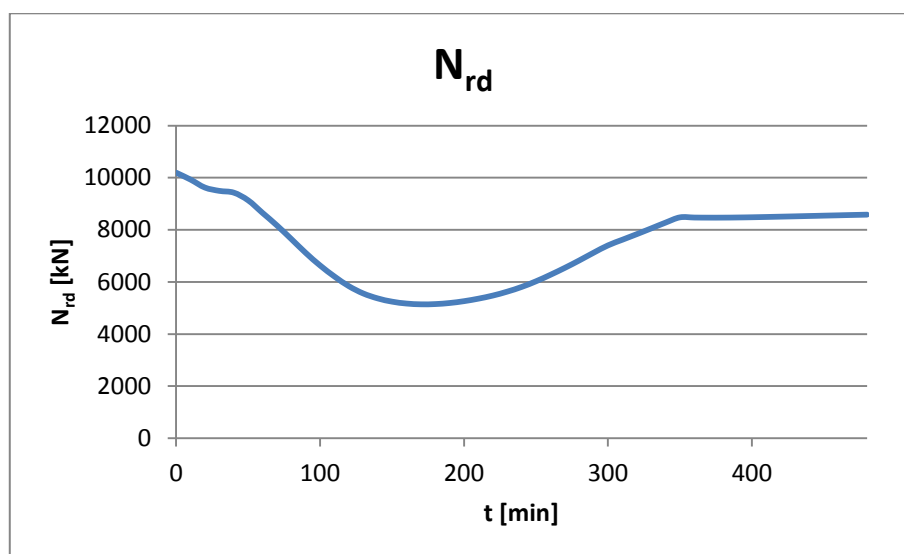


Grafico 5.4: andamento dell'azione assiale resistente massima durante la fase di riscaldamento e raffreddamento

Come si può notare dai grafici, la diminuzione dell'azione assiale resistente continua anche dopo il raggiungimento della temperatura massima (120 minuti): ciò è dovuto al fatto che la temperatura all'interno della sezione continua ad aumentare nonostante la temperatura esterna sia in fase di diminuzione: ciò perchè, seppur riducendosi, la temperatura esterna è comunque superiore a quella massima interna alla sezione e ciò determina, per un limitato periodo di tempo dopo il raggiungimento della temperatura massima, un aumento delle temperature nella sezione. Le immagini seguenti mostrano le temperature nella sezione a 120 minuti (prima immagine) e a 150 minuti (seconda immagine): analizzando i due campi di temperatura si può notare come le temperature all'interno della sezione siano aumentate.

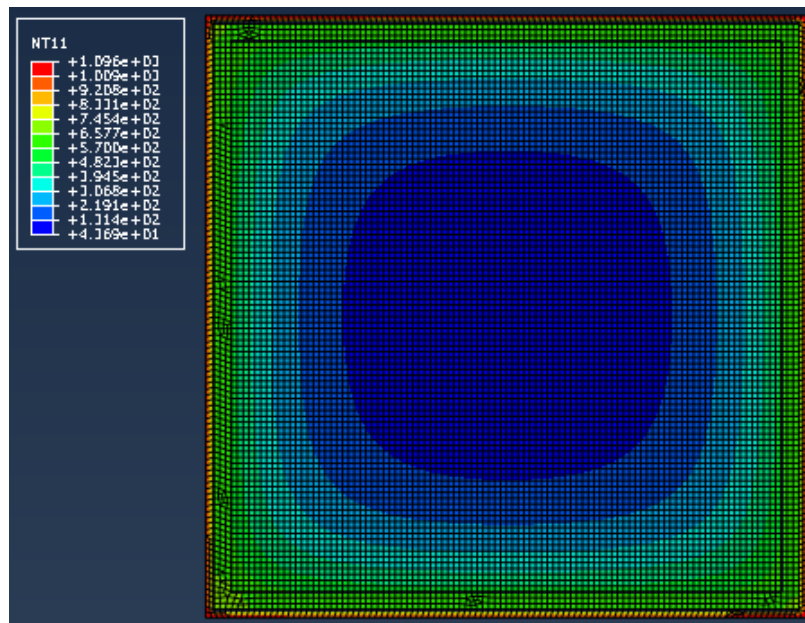


Figura 5.26: campo di temperature nella sezione dopo 120 minuti

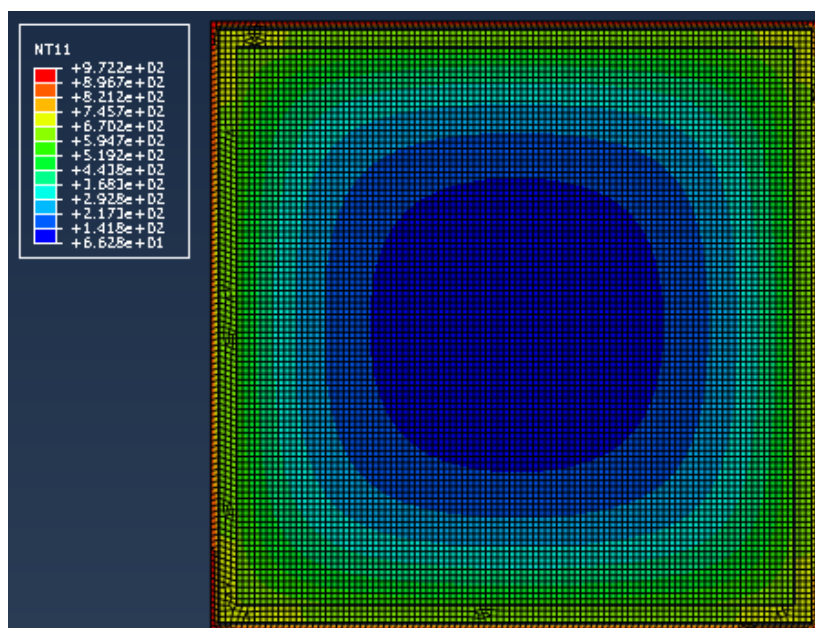


Figura 5.27: campo di temperature nella sezione dopo 150 minuti

L'aumento di temperatura determina una ulteriore riduzione dell'azione assiale resistente N_{RD} , la quale raggiunge il valore minimo al tempo t pari a 180 minuti: da quel momento in poi la sezione inizia a recuperare parte della sua capacità portante, raggiungendo un valore di 8600 kN, con una perdita del 16% rispetto al valore iniziale: tale perdita è dovuta all'irreversibilità del fenomeno del transient creep, il quale, come spiegato al paragrafo 5.1, è una componente di deformazione che non viene recuperata durante il raffreddamento.

La perdita risulta comunque contenuta perchè il contributo dovuto al tubo metallico è preponderante rispetto a quello del calcestruzzo, e l'acciaio recupera interamente la sua resistenza limite.

In questo caso l'ipotesi di reversibilità delle proprietà meccaniche dell'acciaio risulta corretta in quanto la temperatura massima raggiunta dall'acciaio è pari a circa 670°C, al di sotto della temperatura critica: nel caso di sezione non protetta, invece, questa ipotesi non sarebbe corretta poichè il degrado delle proprietà meccaniche dell'acciaio non sarebbe più reversibile.

CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

L'obiettivo del presente elaborato di laurea è stato l'analisi della resistenza al fuoco della struttura tipica di un pipe-rack, con particolare riferimento alla progettazione delle colonne.

La soluzione esistente, ovvero il profilo metallico HEB 400 rivestito esternamente in calcestruzzo, è stata confrontata con una sezione alternativa, ovvero il pilastro tubolare riempito in calcestruzzo.

Preliminarmente sono state svolte delle analisi termiche, basate sulla campagna sperimentale svolta dal professor Acito su colonne tubolari riempite in calcestruzzo, per determinare le proprietà termiche del calcestruzzo che meglio approssimano il comportamento del materiale medesimo: è stato appurato il fenomeno della formazione di un gap tra la camicia metallica esterna ed il calcestruzzo, il quale ha l'effetto di ridurre le temperature del nucleo in conglomerato cementizio.

Il confronto, in termini di dominio M-N resistente, tra le due soluzioni ha messo in evidenza come la sezione tubolare non sia in grado, senza opportune protezioni al fuoco, di dare la stessa resistenza strutturale della soluzione esistente: ciò è dovuto al fatto che l'acciaio, posto a diretto contatto con le fiamme, raggiunge immediatamente temperature tali da provocare un forte degrado delle proprietà meccaniche del materiale.

Una possibile soluzione analizzata è quella di inserire delle armature all'interno del nucleo in calcestruzzo: questa soluzione comporta, però un eccessivo quantitativo di armatura e ciò rende la soluzione antieconomica.

Perciò si è deciso di adottare un protettivo di matrice cementizia da spruzzare sul tubo: ciò permette di ridurre il campo di temperature nella sezione e di mantenere, quindi, una resistenza strutturale adeguata in caso di incendio.

Infine sono state svolte delle analisi del comportamento post-incendio della sezione in esame: questo permette di valutare la resistenza residua della sezione, minore di quella in condizioni ordinarie prima dell'incendio. Questo tipo di analisi, molto spesso trascurata nella progettazione, permette di valutare se l'elemento strutturale, dopo essere stato soggetto ad incendio, ha ancora una capacità portante sufficiente a garantire i requisiti di sicurezza strutturale oppure se è necessario procedere ad interventi di ripristino della capacità portante o, addirittura, alla sostituzione dell'elemento stesso. A tal fine è stato utilizzato il modello ETC (Explicit Transient Creep), il quale permette di valutare in maniera esplicita il fenomeno del transient creep e di considerarne la sua irreversibilità in fase di raffreddamento.

Possibili sviluppi futuri di questo elaborato di tesi sono:

- Valutazione dell'effetto dell'umidità sul campo di temperature del calcestruzzo durante l'incendio.
- Estensione dell'espressione della conducibilità termica all'interfaccia acciaio-calcestruzzo anche a temperature superiori ai 700 °C.
- Introduzione nel modello utilizzato per il calcolo del comportamento post-incendio di sezioni in calcestruzzo armato e miste acciaio-calcestruzzo delle proprietà residue dell'acciaio.
- Utilizzo di altre tipologie di protettivi per la soluzione tubolare. In particolare si fa riferimento all'utilizzo di materassini termici isolanti. Questa tipologia di soluzione permette una più agevole sostituzione degli stessi dopo l'incendio ma anche una più facile ispezione del tubo protetto. Nella tesi non è stato possibile, per mancanza di dati, studiare tale soluzione, la quale si presta maggiormente ad un approccio strutturale incentrato sulla modularizzazione.

APPENDICE A

Nel capitolo 2 si è introdotta la campagna sperimentale, condotta dal professor Acito, docente del Politecnico di Milano, su colonne RCSST (Reinforced Concrete Filled Steel Tube), colonne in calcestruzzo, semplice o armato, incamiciate con tubo metallico. I risultati sperimentali sono stati utilizzati per determinare le proprietà termiche del calcestruzzo, evidenziando il fenomeno del distacco camicia-calcestruzzo. Nel capitolo 2 si sono introdotti, brevemente, i risultati del confronto tra le temperature registrate dalle termocoppie disposte all'interno dei provini e quelle determinate con i nove modelli numerici implementati. Di seguito si riportano i grafici di confronto, utilizzati per determinare le proprietà termiche del calcestruzzo che meglio approssimano il suo comportamento durante l'incendio.

A.1: modellazione termica senza l'utilizzo della formulazione della conducibilità termica all'interfaccia

1) Camicia metallica

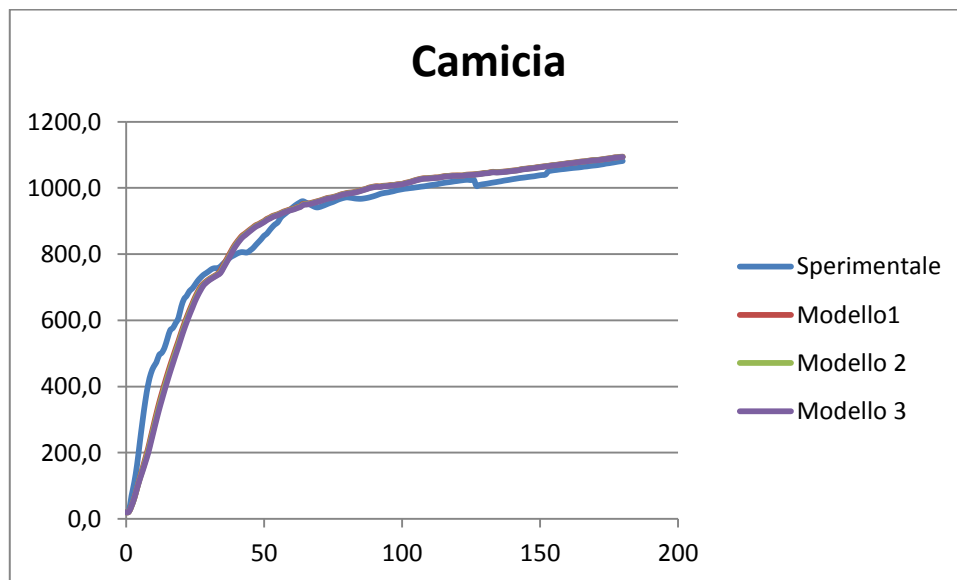


Grafico A.1: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 1,2,3

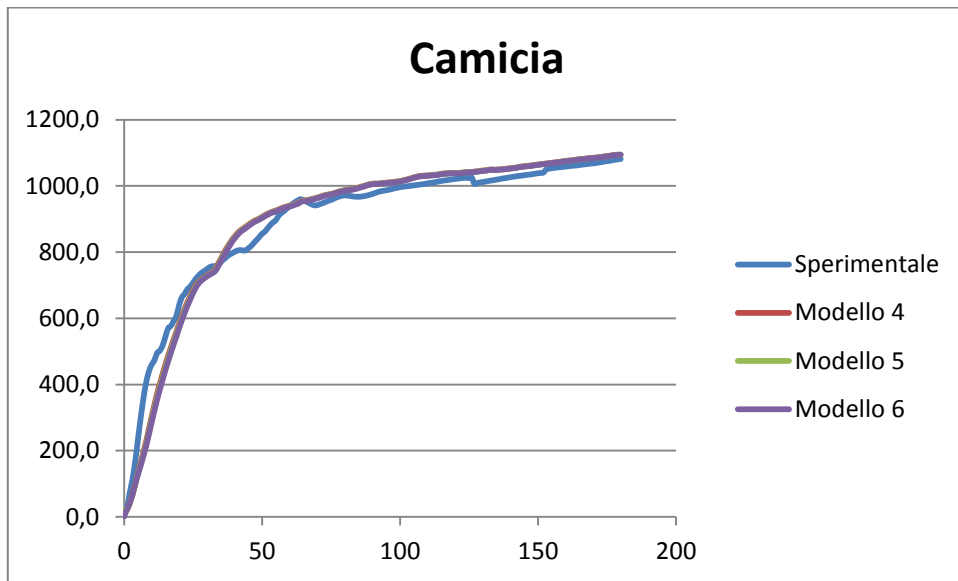


Grafico A.2: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 4,5,6

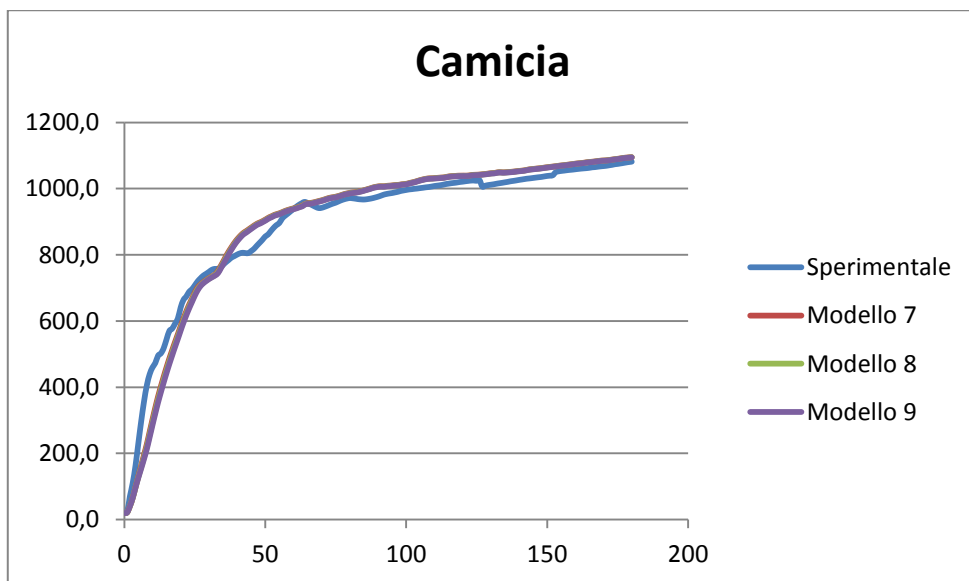


Grafico A.3: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 7,8,9

2) TMC 2cm

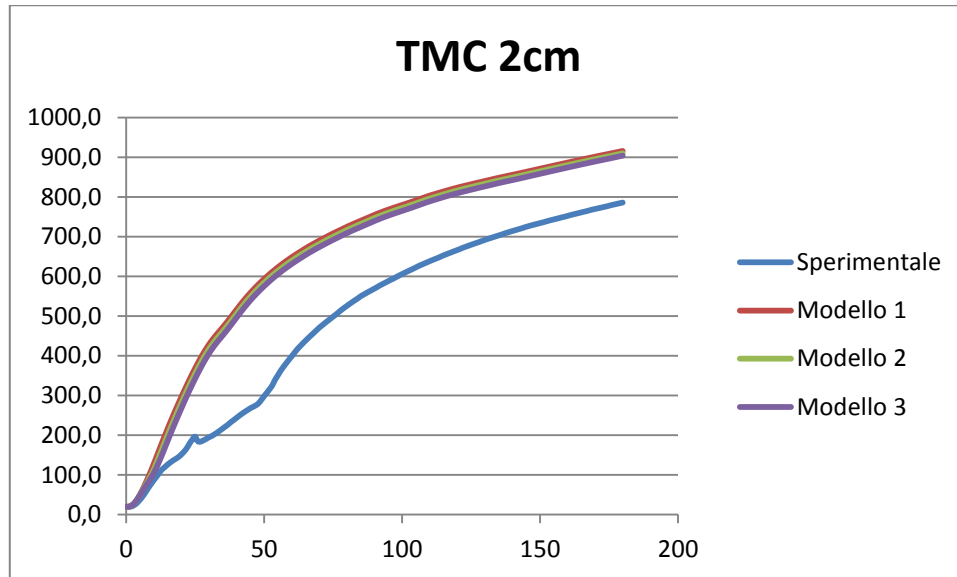


Grafico A.4: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 1,2,3

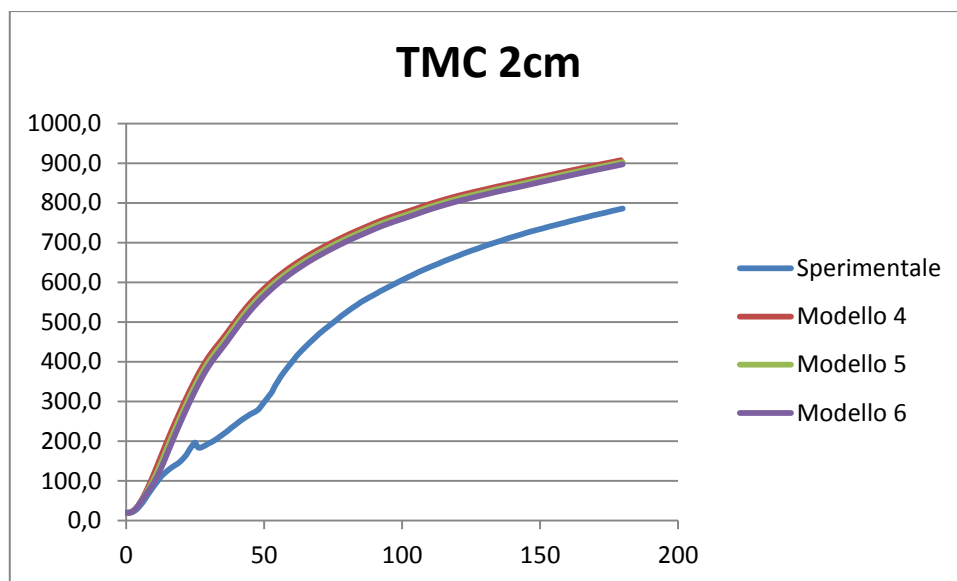


Grafico A.5: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 4,5,6

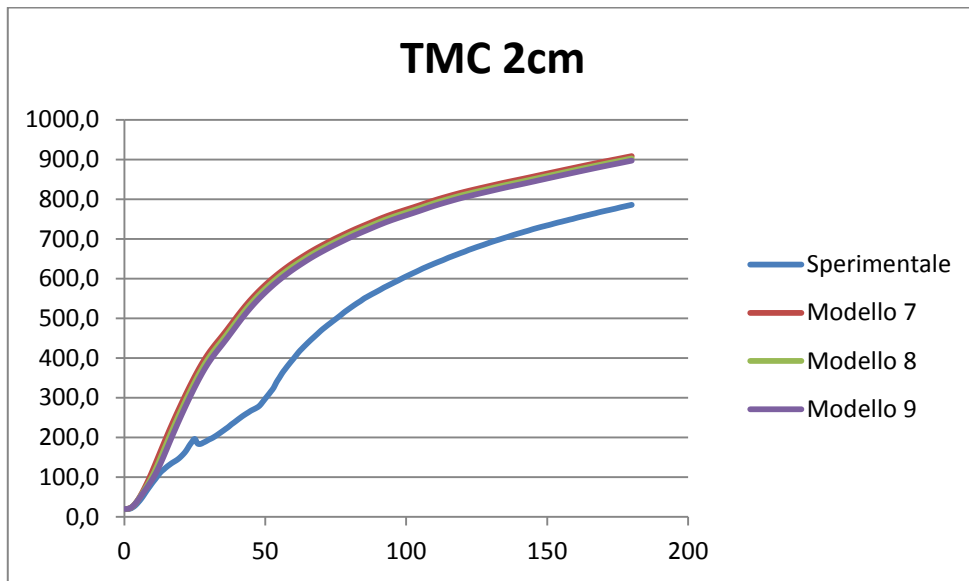


Grafico A.6: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 7,8,9

3) TMC 5.5 cm

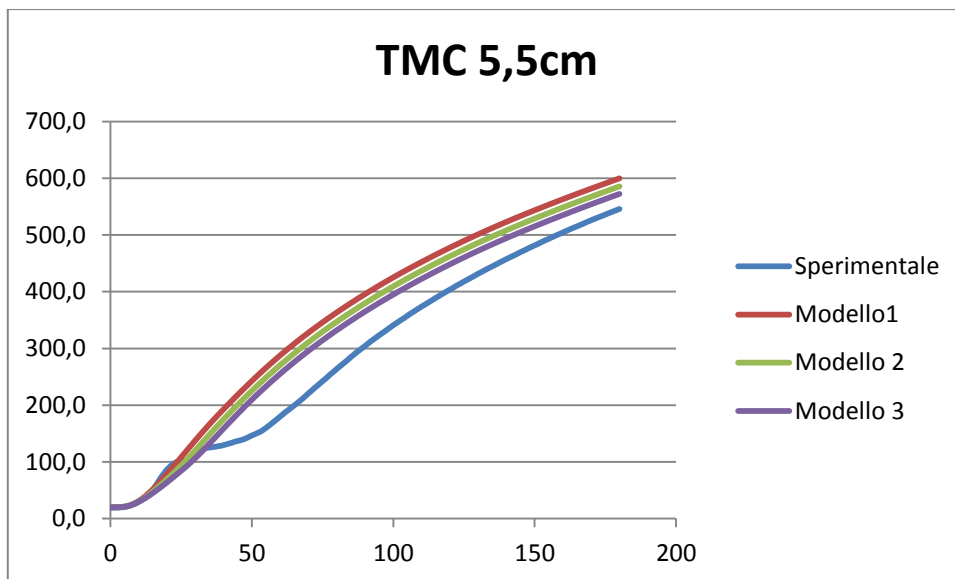


Grafico A.7: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 1,2,3

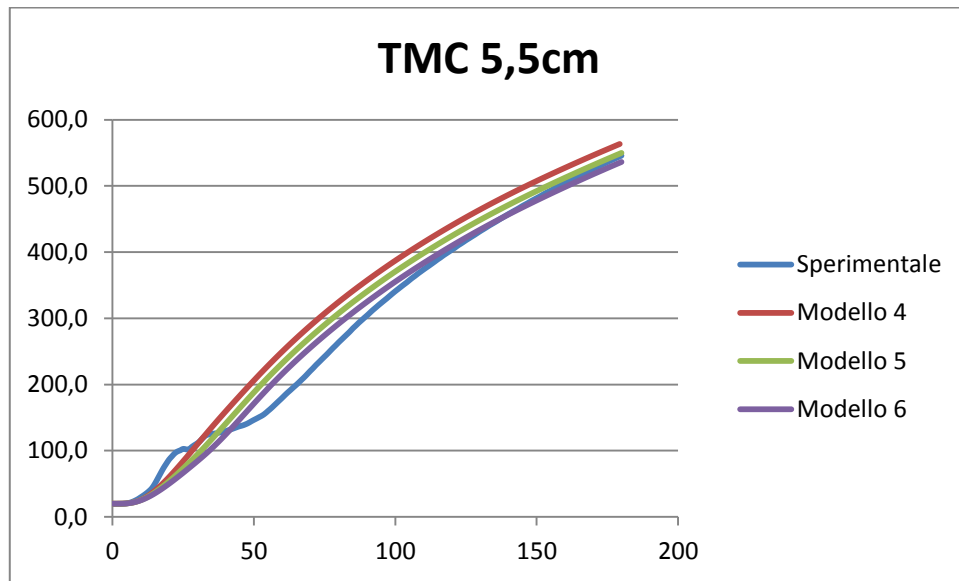


Grafico A.8: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 4,5,6

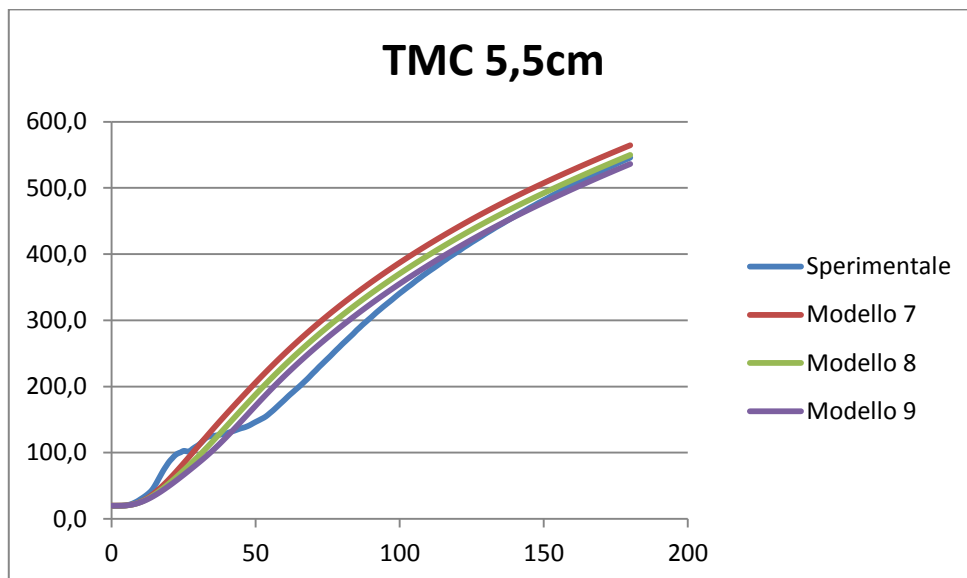


Grafico A.9: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 7,8,9

4) TMC 7.45cm

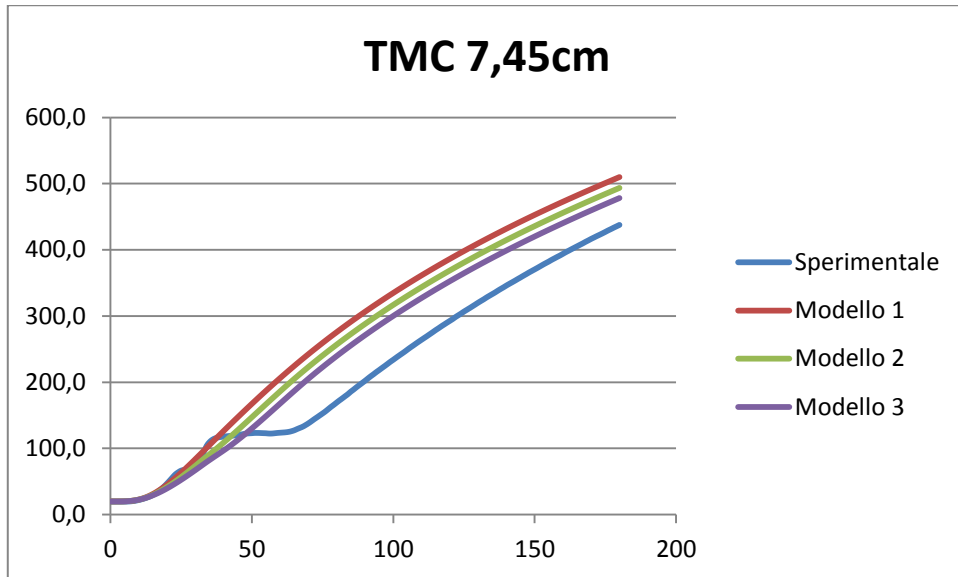


Grafico A.10: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 1,2,3

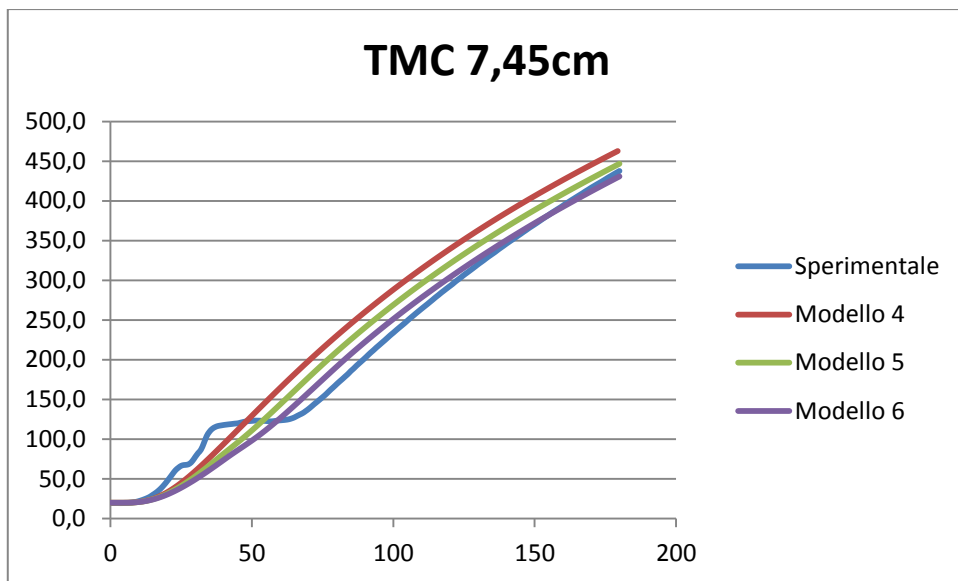


Grafico A.11: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 4,5,6

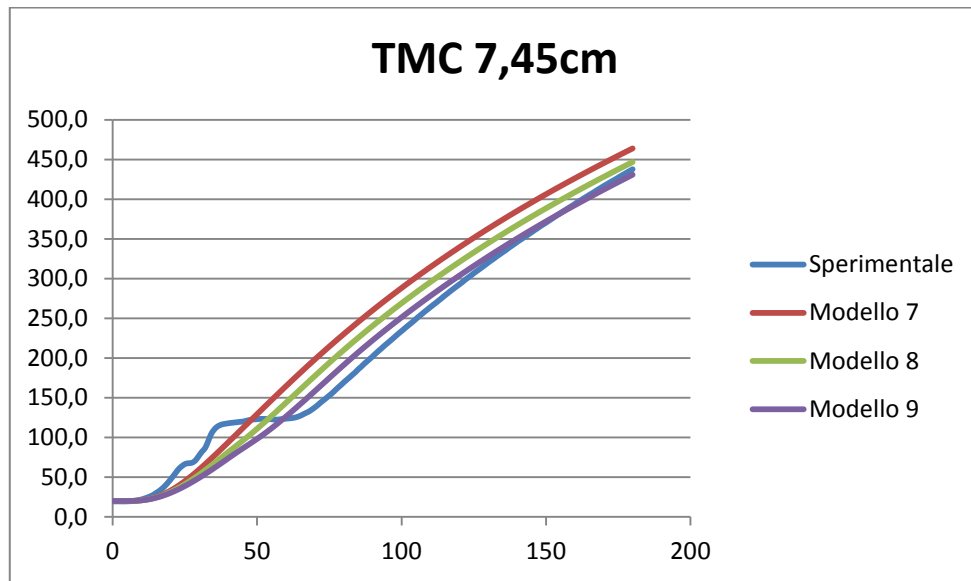


Grafico A.12: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 7,8,9

5) TMC 15cm

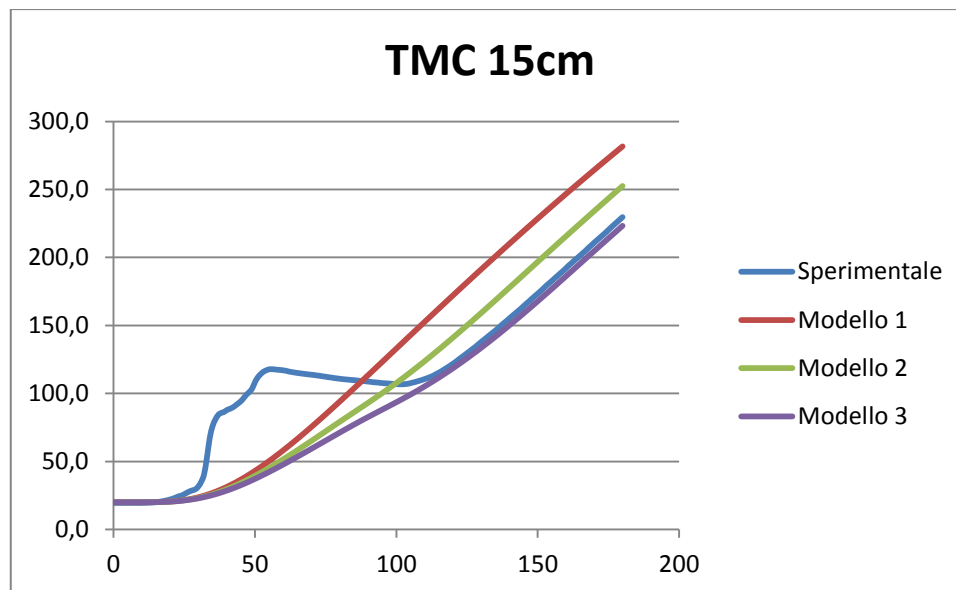


Grafico A.13: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 1,2,3

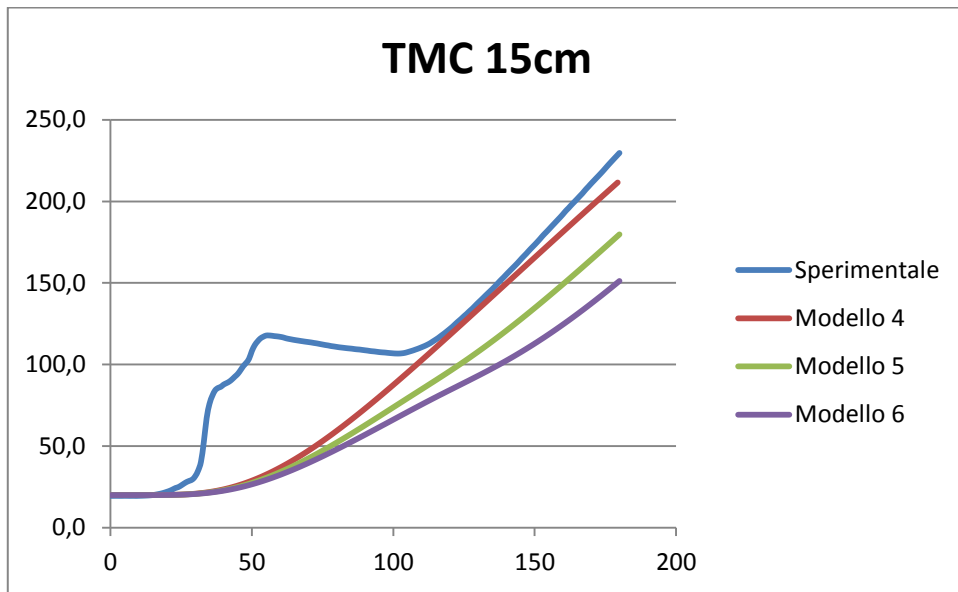


Grafico A.14: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 4,5,6

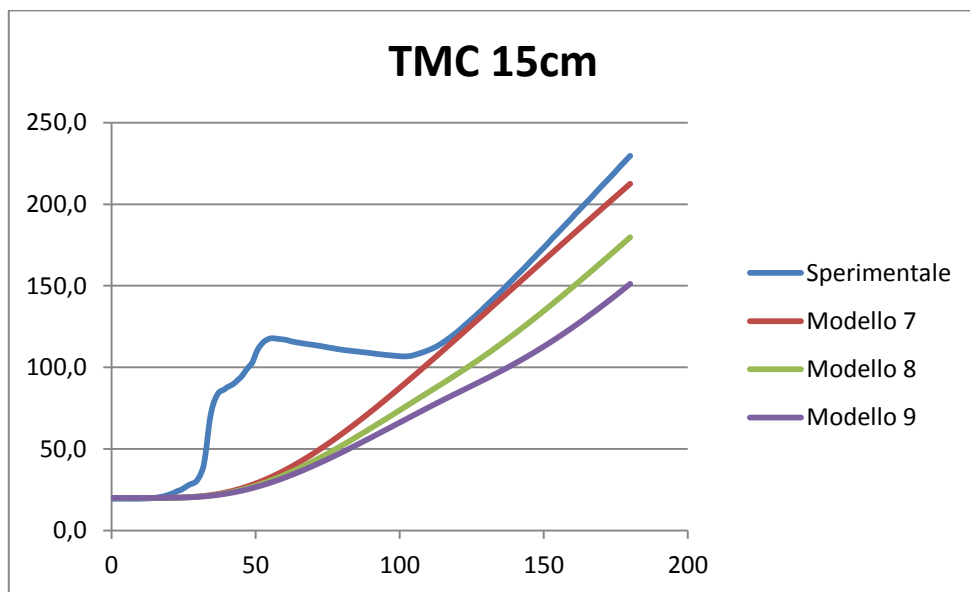


Grafico A.15: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 7,8,9

6) TMC centro

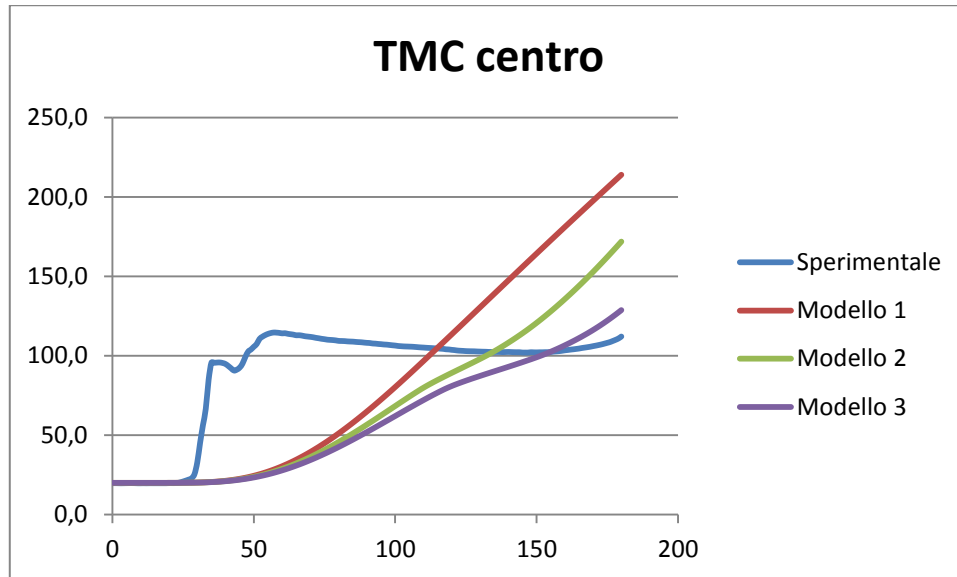


Grafico A.16: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 1,2,3

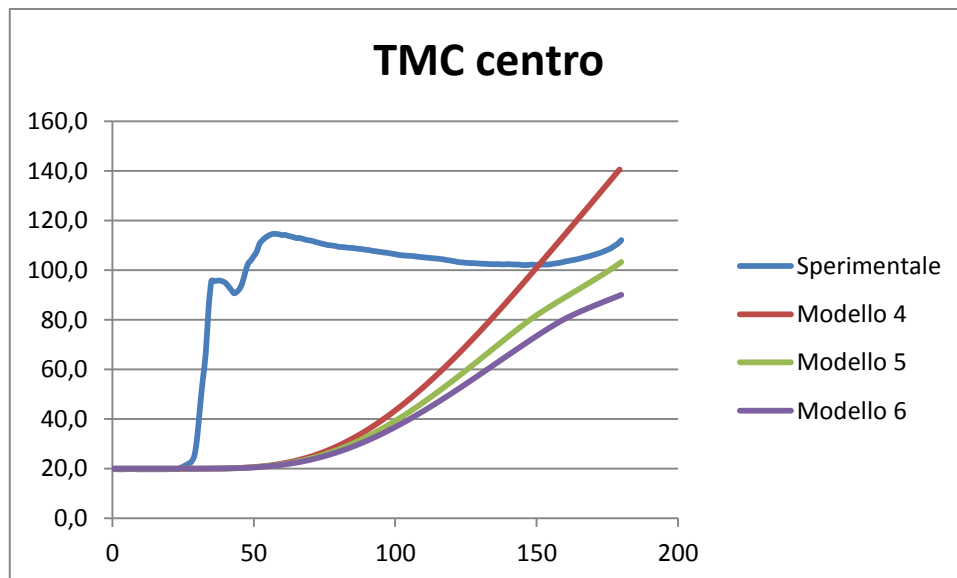


Grafico A.17: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 4,5,6

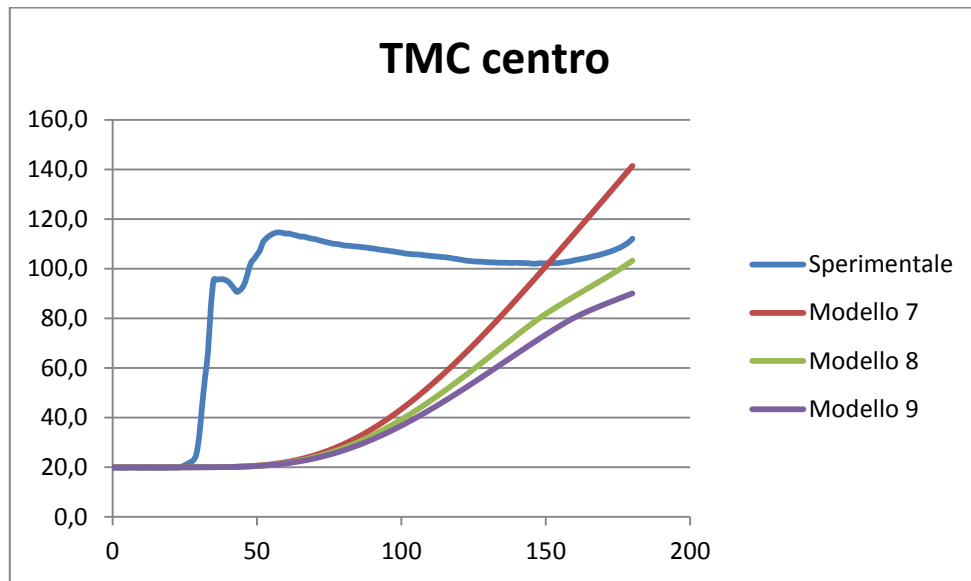


Grafico A.18: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 7,8,9

A.2: modellazione termica con l'utilizzo della formulazione della conducibilità termica all'interfaccia

1) Camicia metallica

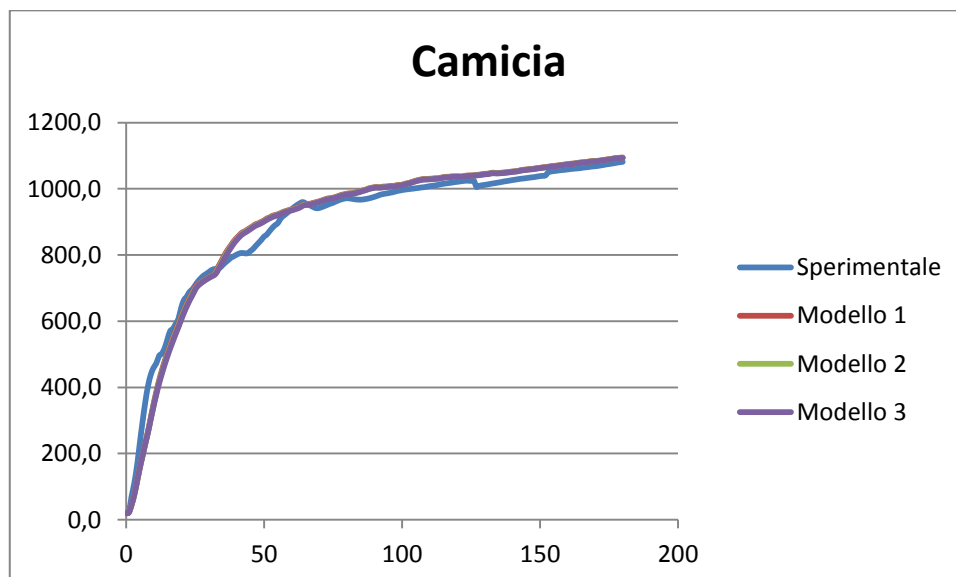


Grafico A.19: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 1,2,3

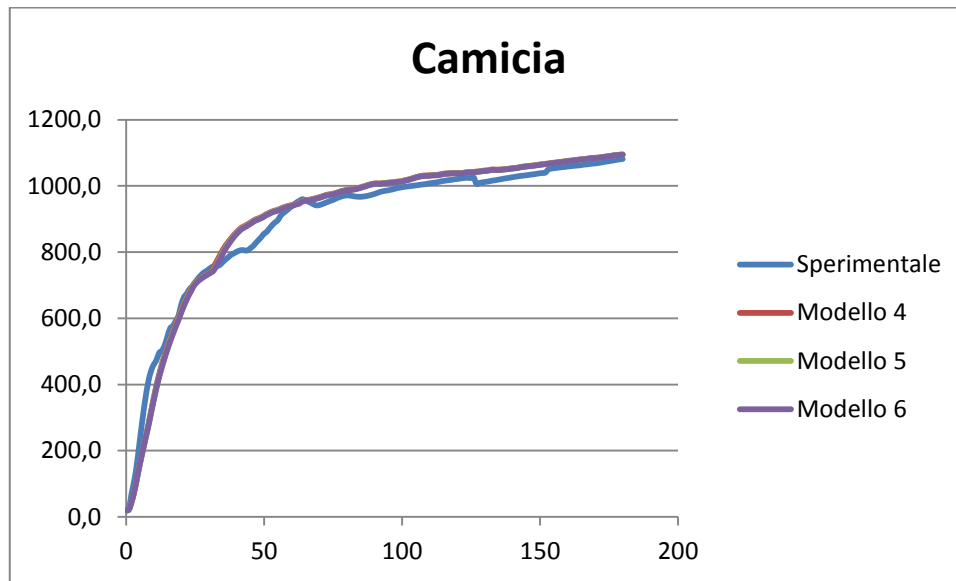


Grafico A.20: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 4,5,6

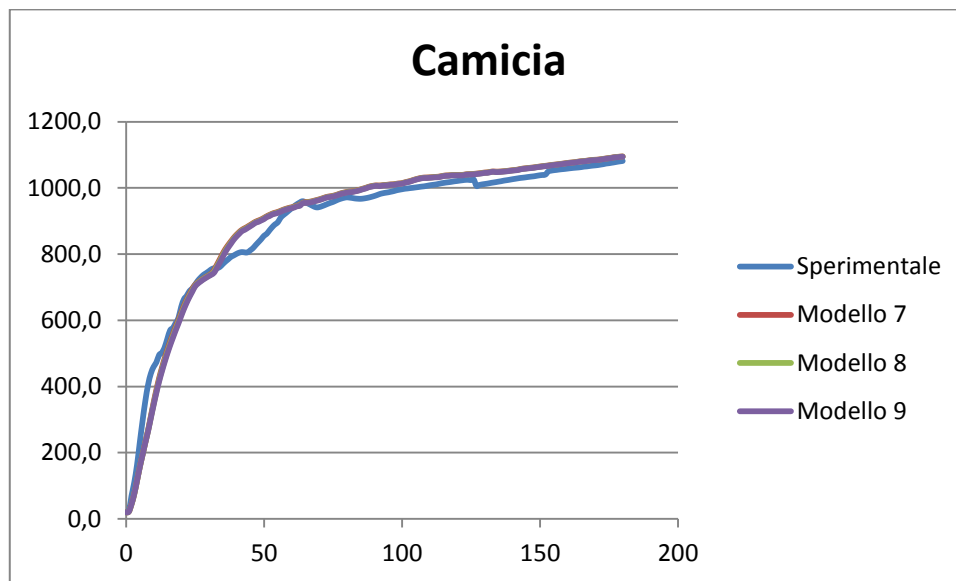


Grafico A.21: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella camicia metallica per i modelli 7,8,9

2) TMC 2cm

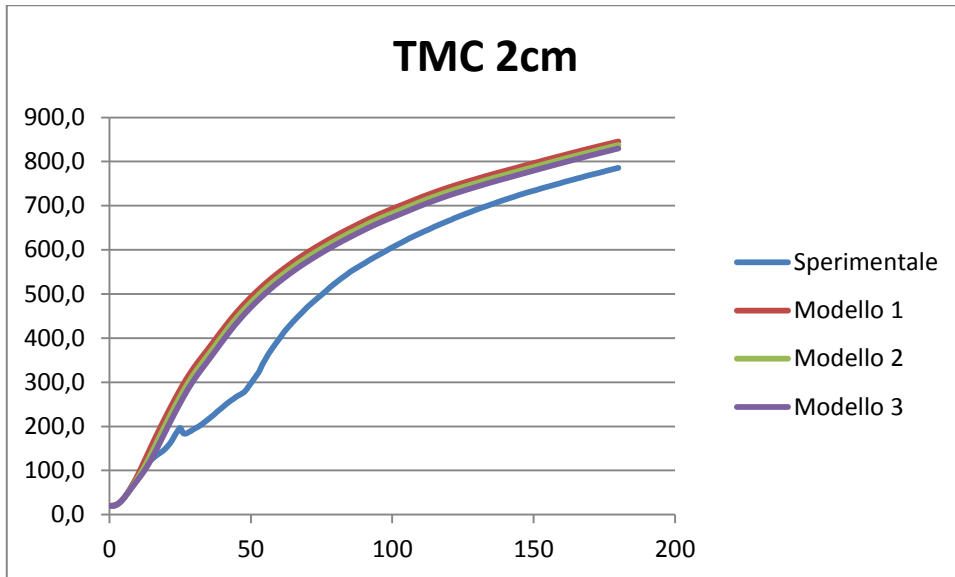


Grafico A.22: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 1,2,3

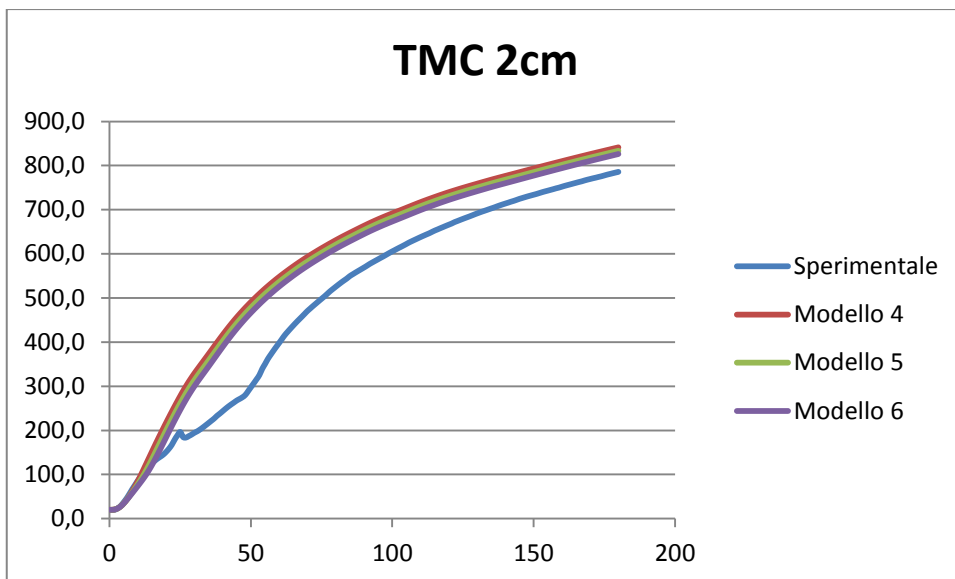


Grafico A.23: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 4,5,6

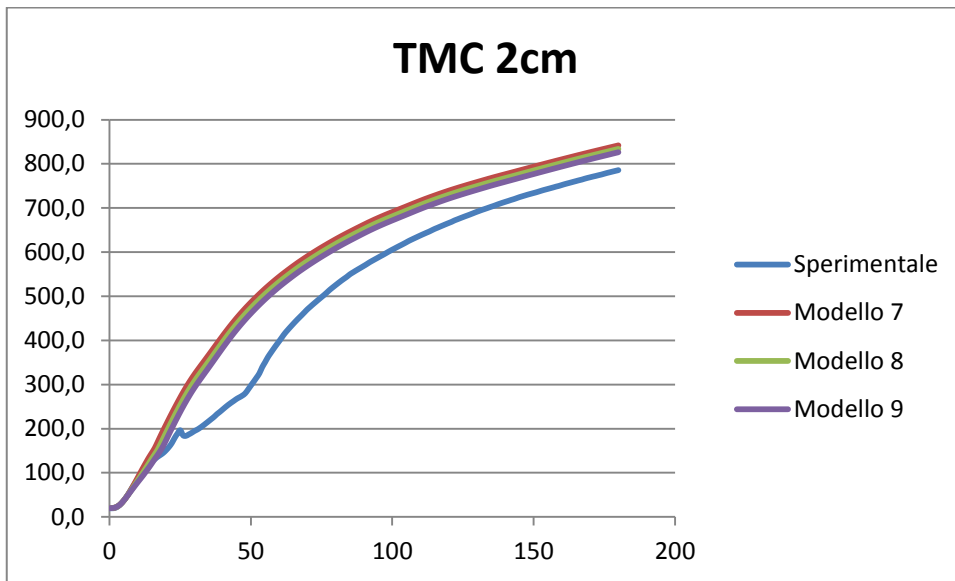


Grafico A.24: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 2cm per i modelli 7,8,9

3) TMC 5.5 cm

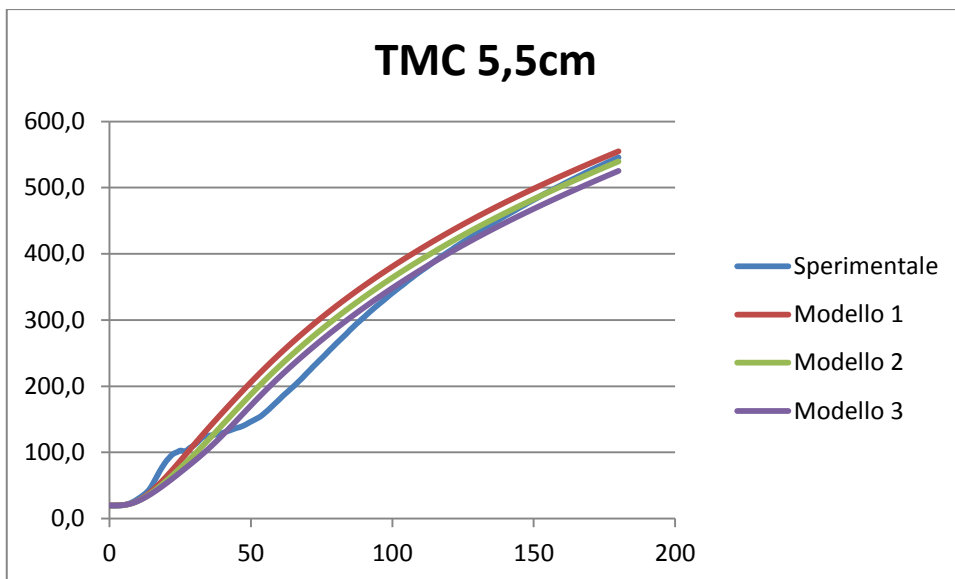


Grafico A.25: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 1,2,3

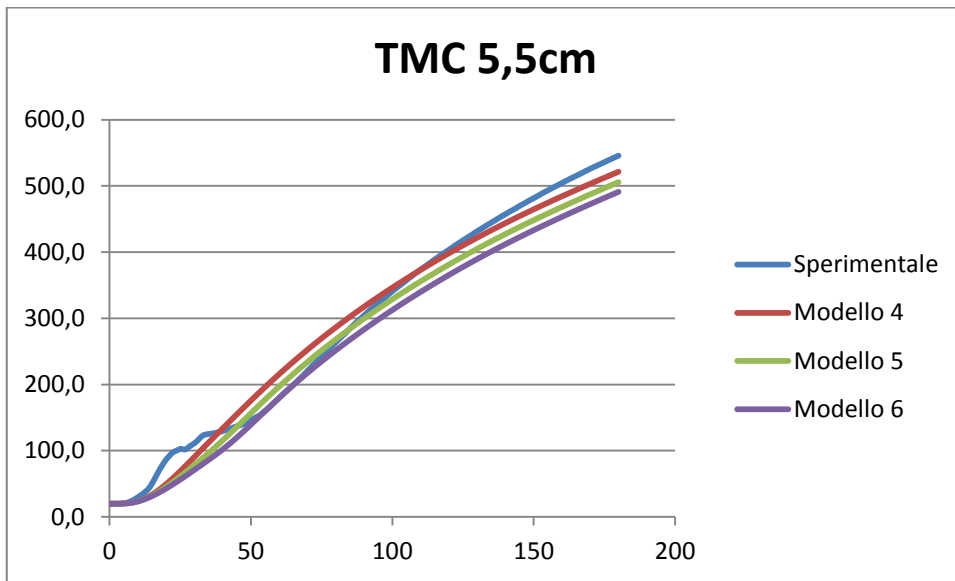


Grafico A.26: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 4,5,6

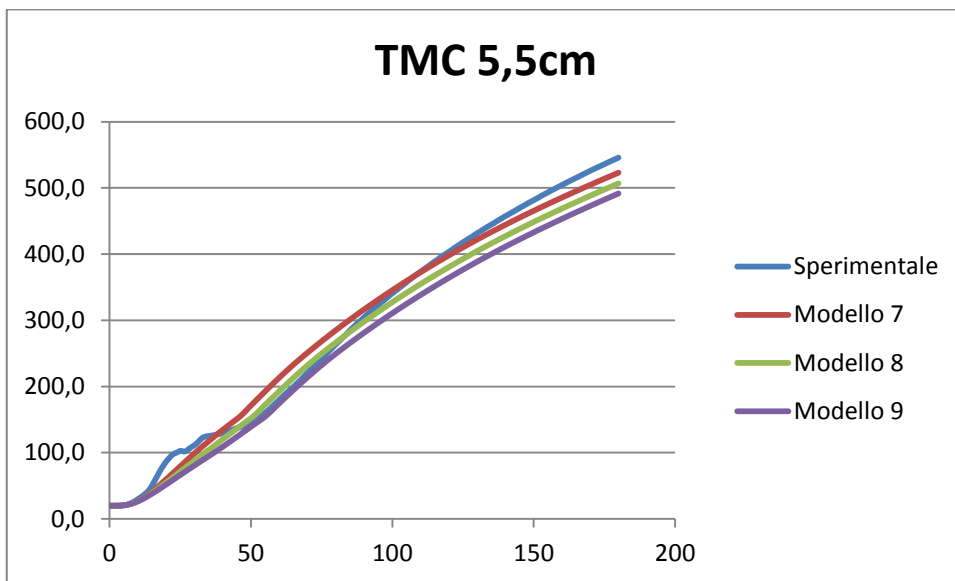


Grafico A.27: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 5.5cm per i modelli 7,8,9

4) TMC 7.45 cm

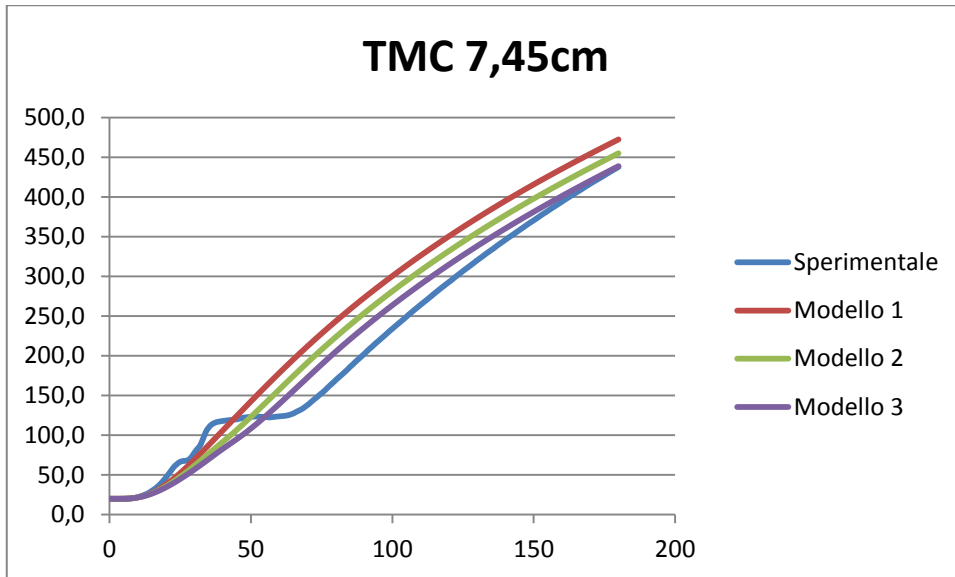


Grafico A.28: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 1,2,3

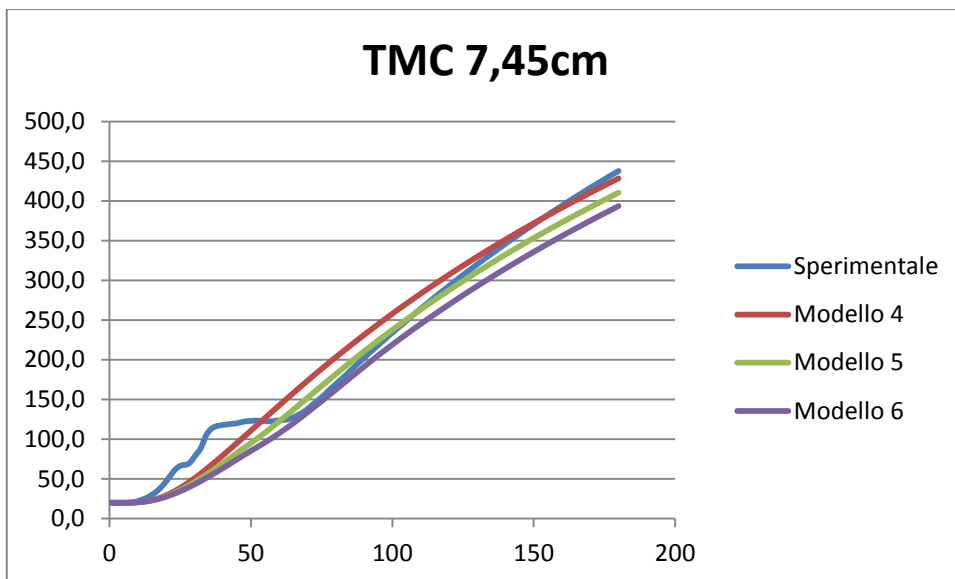


Grafico A.29: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 4,5,6

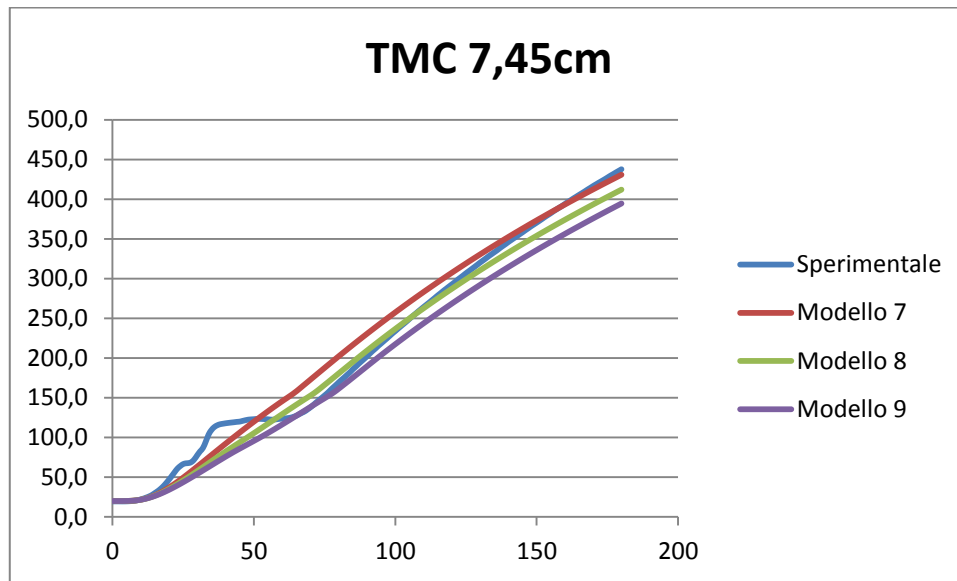


Grafico A.30: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 7.45cm per i modelli 7,8,9

5) TMC 15cm

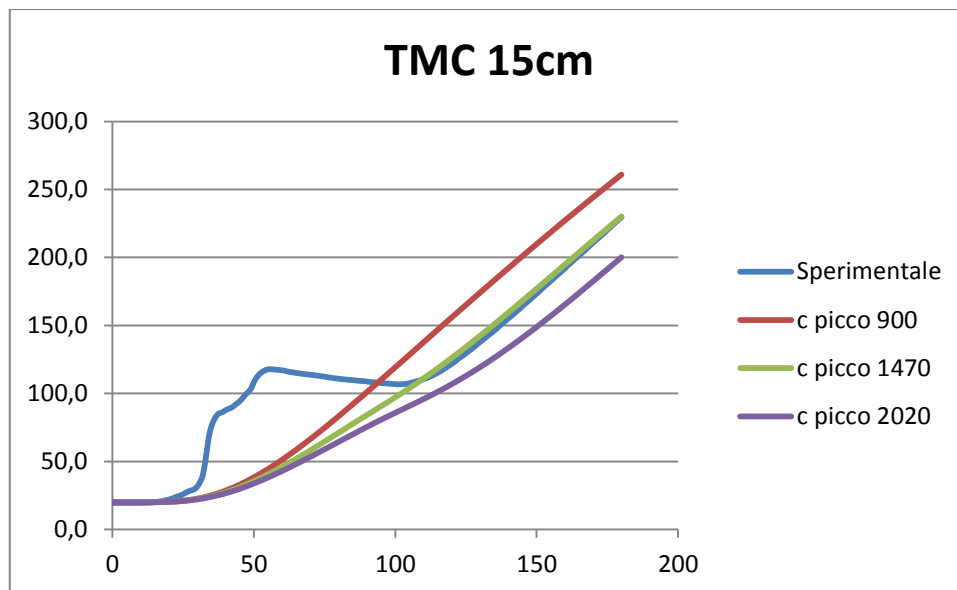


Grafico A.31: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 1,2,3

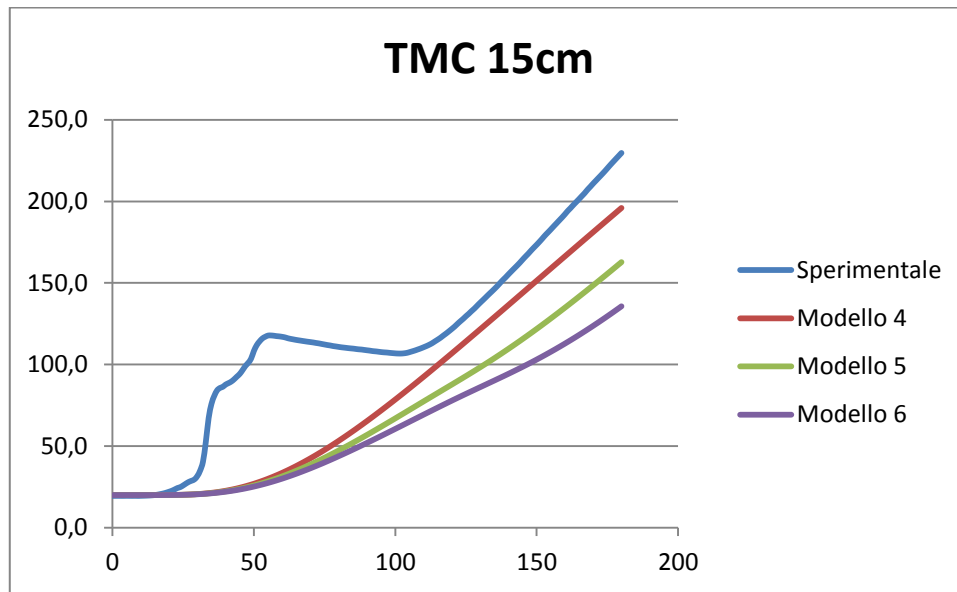


Grafico A.32: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 4,5,6

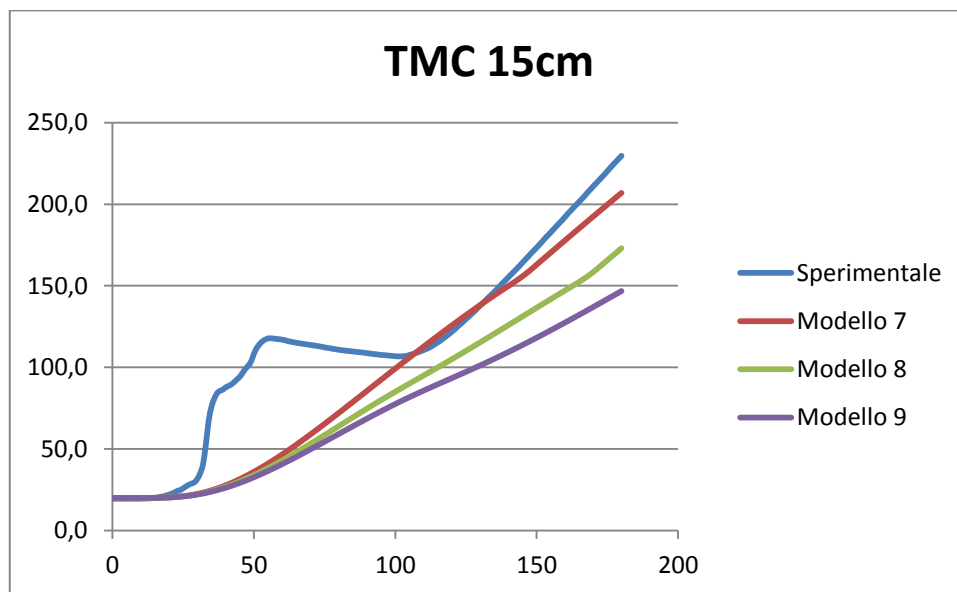


Grafico A.33: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura nella TMC 15cm per i modelli 7,8,9

6) TMC centro

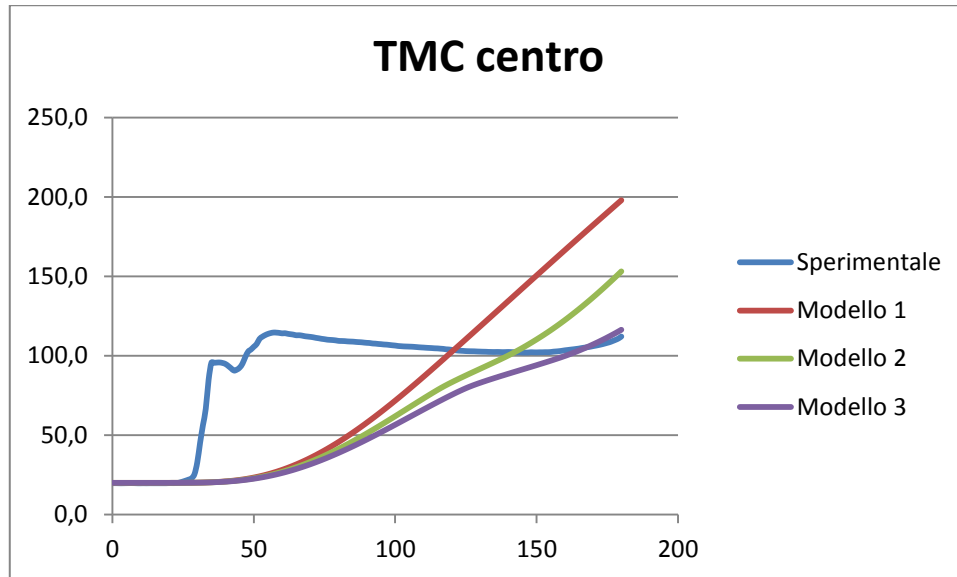


Grafico A.34: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 1,2,3

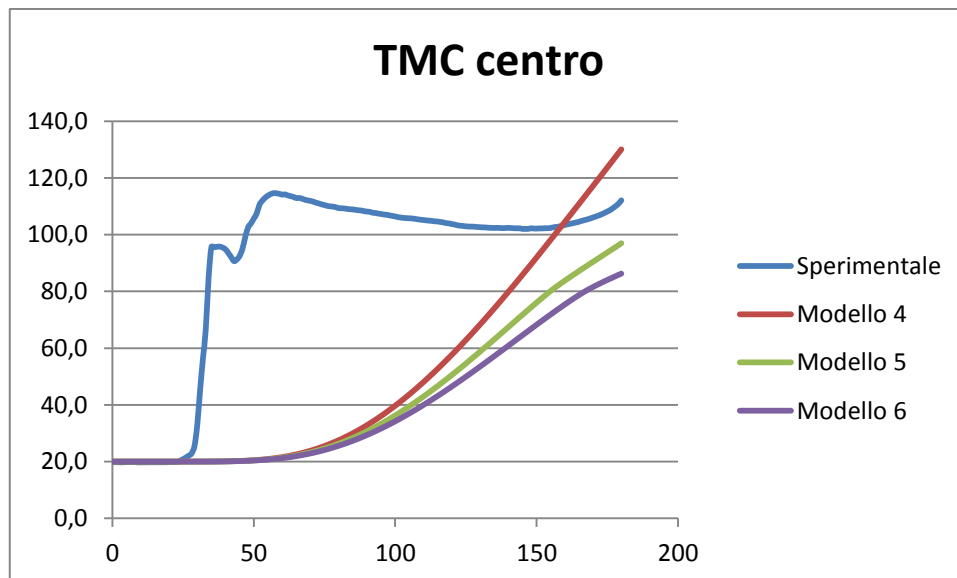


Grafico A.35: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 4,5,6

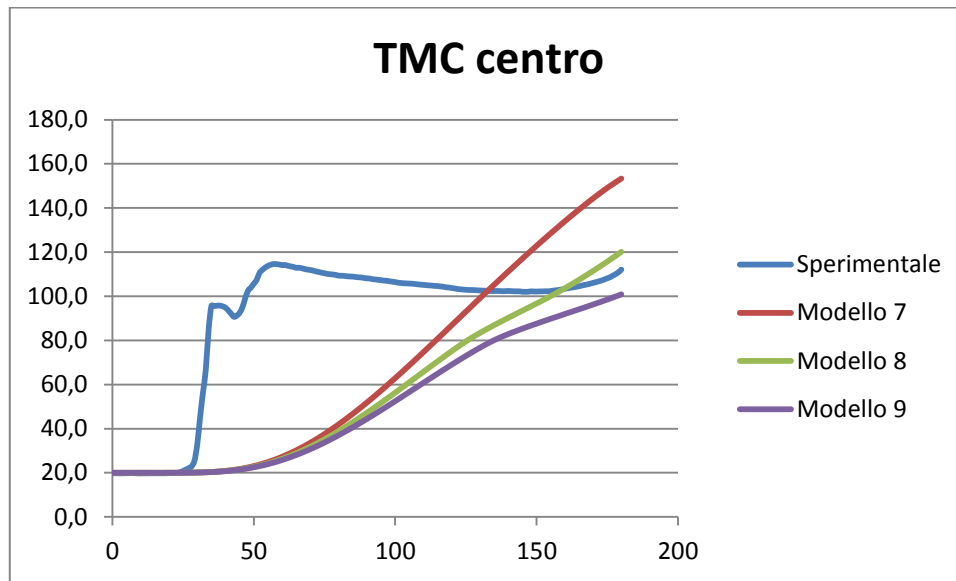


Grafico A.36: confronto numerico-sperimentale valori di temperatura al centro della sezione per i modelli 7,8,9

APPENDICE B

B.1: domini M-N durante l'incendio per le sezioni tubolari armate

Nel capitolo 3 si sono introdotti i risultati dell'analisi meccanica svolta sulle due sezioni oggetto di confronto del presente elaborato di tesi. In particolare, al paragrafo 3.6, si è mostrato come la soluzione tubolare non sia in grado di garantire le stesse prestazioni della sezione HEB400 ricoperta esternamente in calcestruzzo.

Una possibile soluzione per ovviare a questa mancanza di capacità resistente analizzata è stata quella di inserire delle barre di armatura nel nucleo interno in calcestruzzo: sono state sviluppate, quindi, sei diverse tipologie di armatura. Il numero di barre, pari a 12, è uguale per tutte le soluzioni, che si differenziano le une dalle altre per il diametro ϕ delle barre.

Nell'appendice B.1 si riportano i domini M-N, durante l'incendio, di tutte le soluzioni proposte.

1) Soluzione 1: 12 ϕ 18

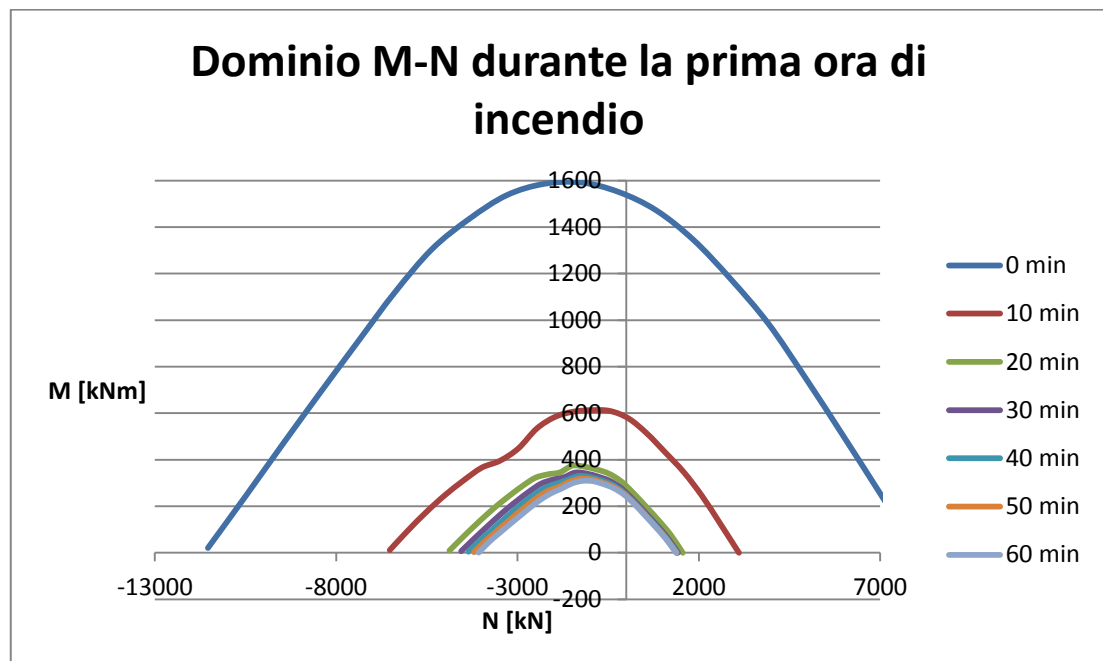


Grafico B.1: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 1

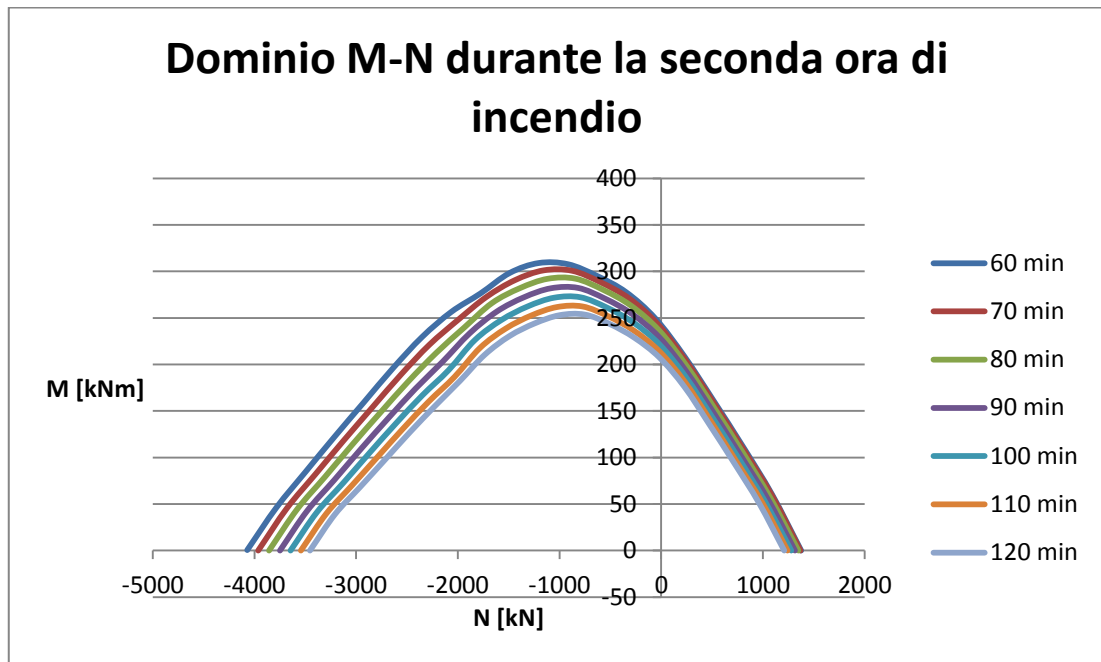


Grafico B.2: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 1

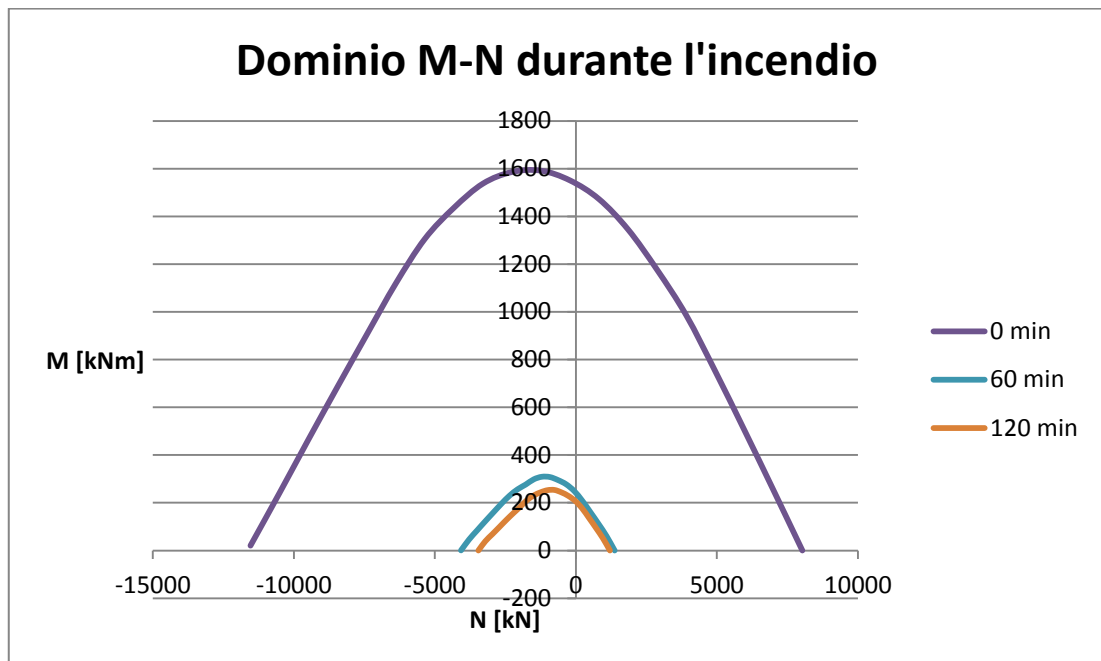


Grafico B.3: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 1

2) Soluzione 2: 12 ϕ 20

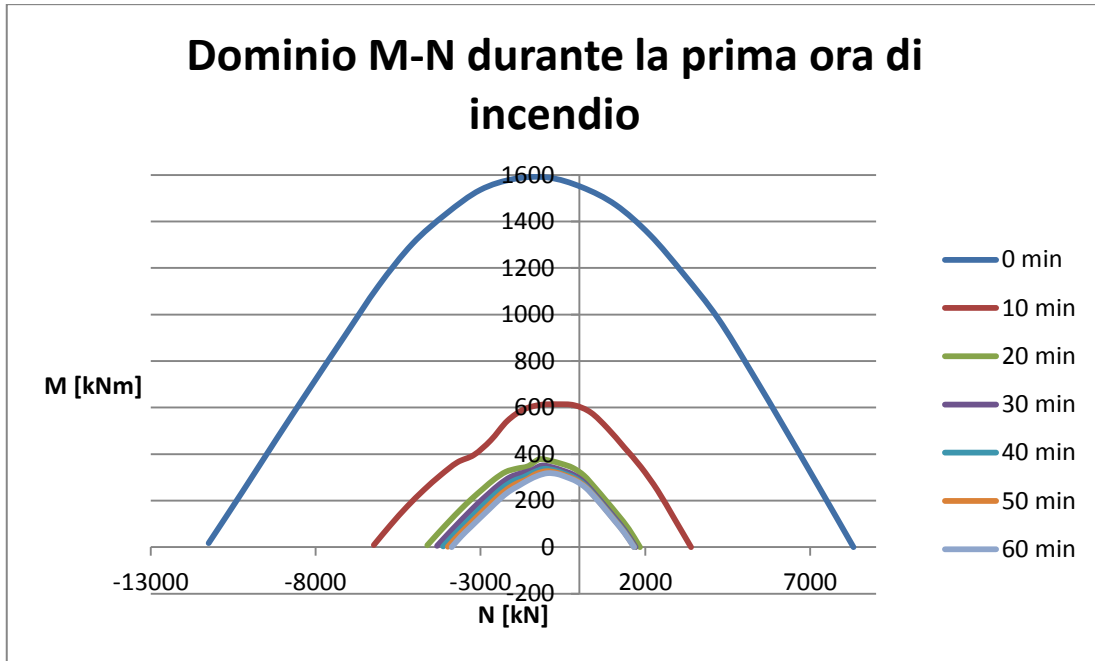


Grafico B.4: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 2

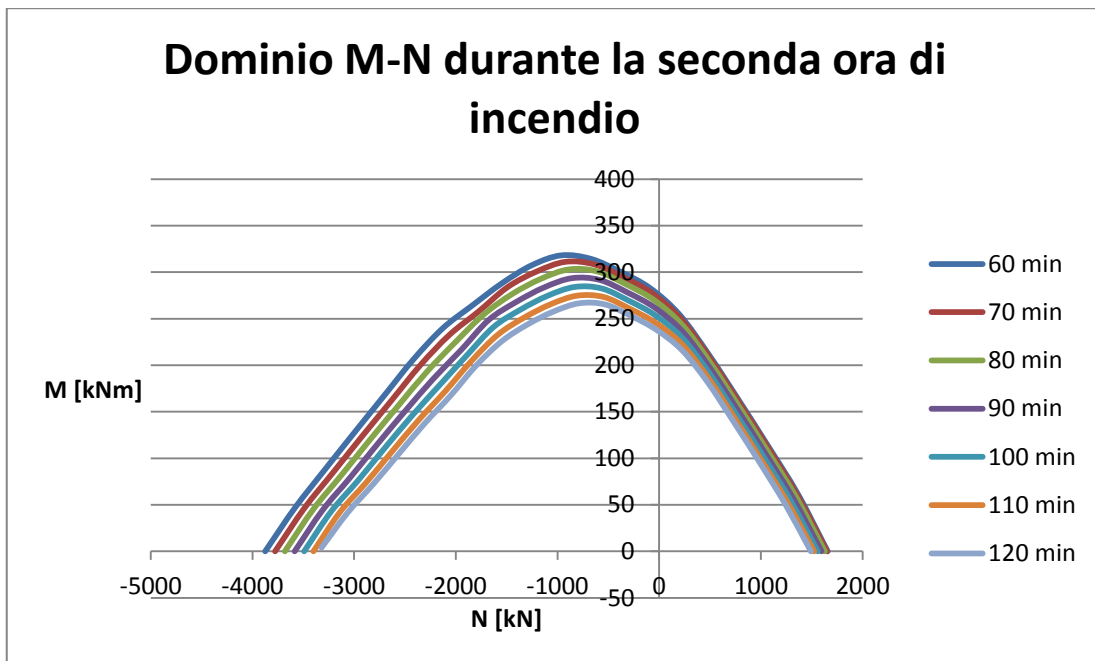


Grafico B.5: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 2

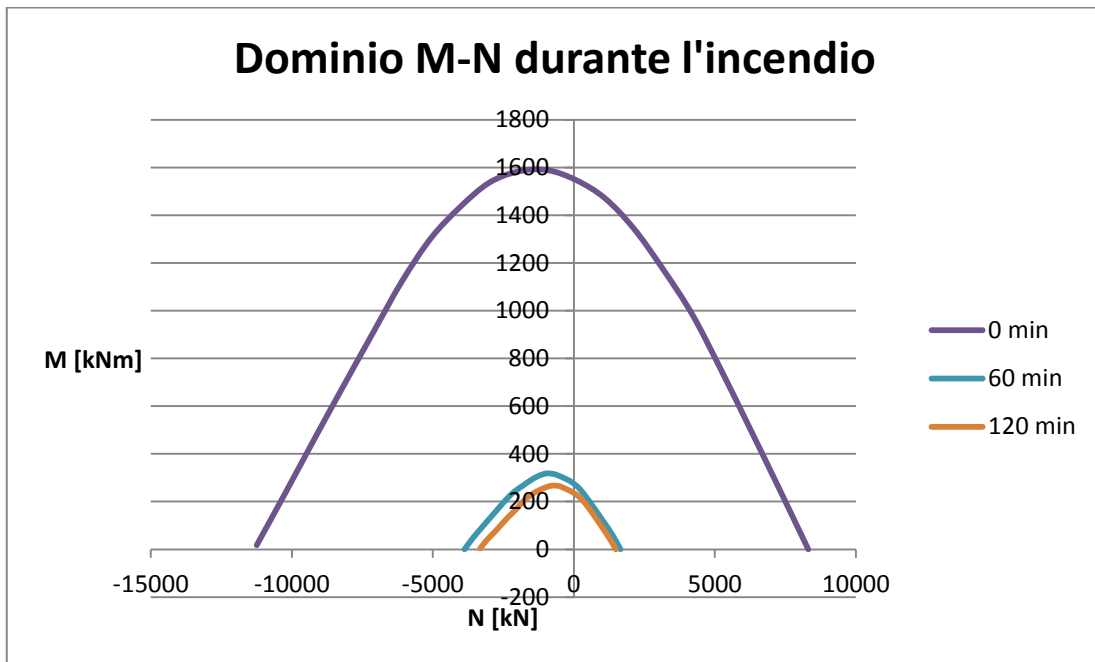


Grafico B.6: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 2

3) Soluzione 3: 12 ϕ 22

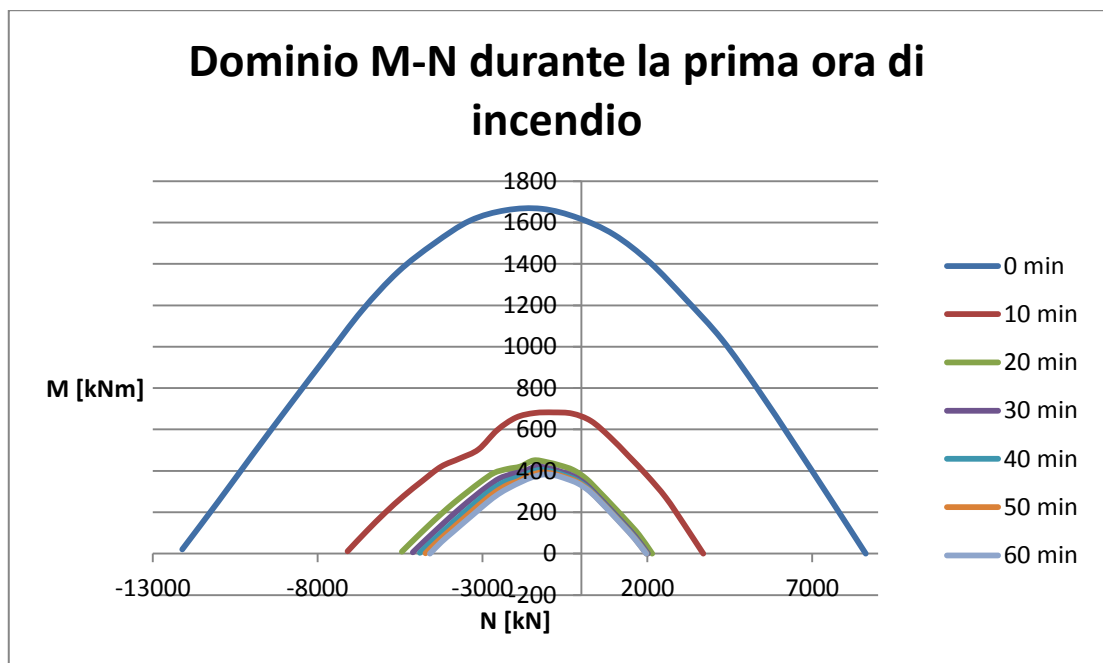


Grafico B.7: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 3

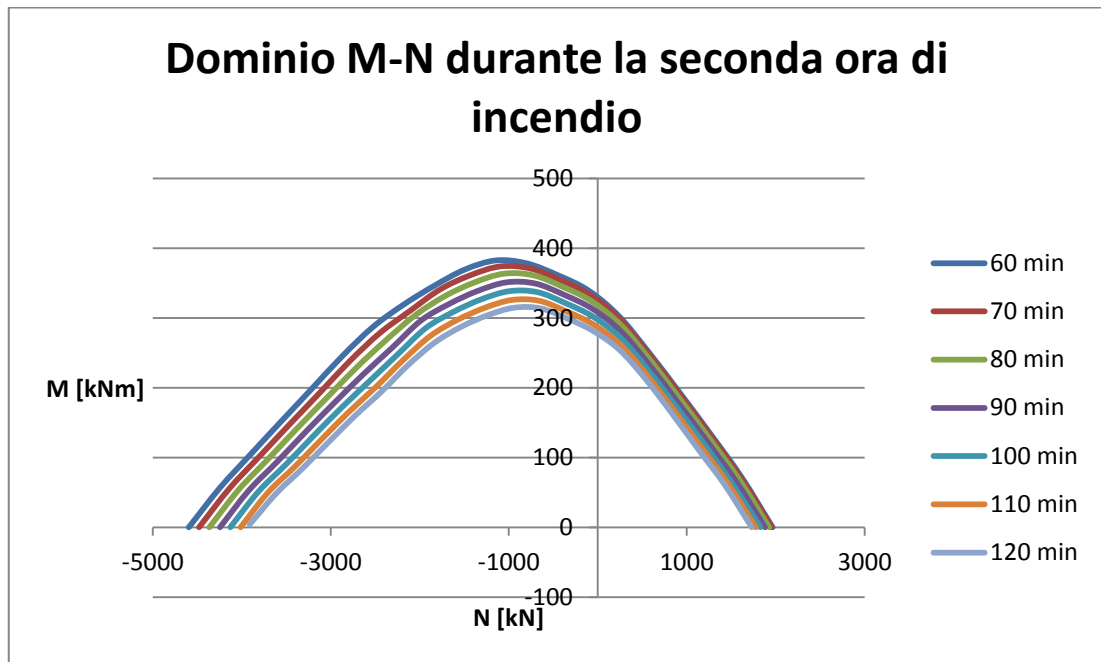


Grafico B.8: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 3

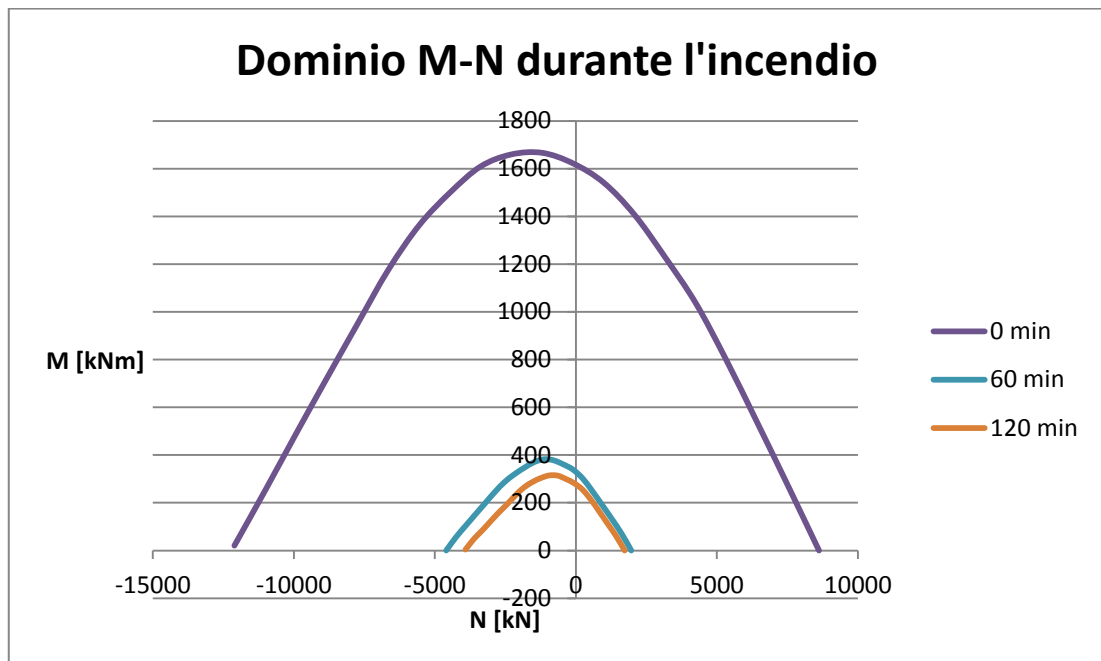
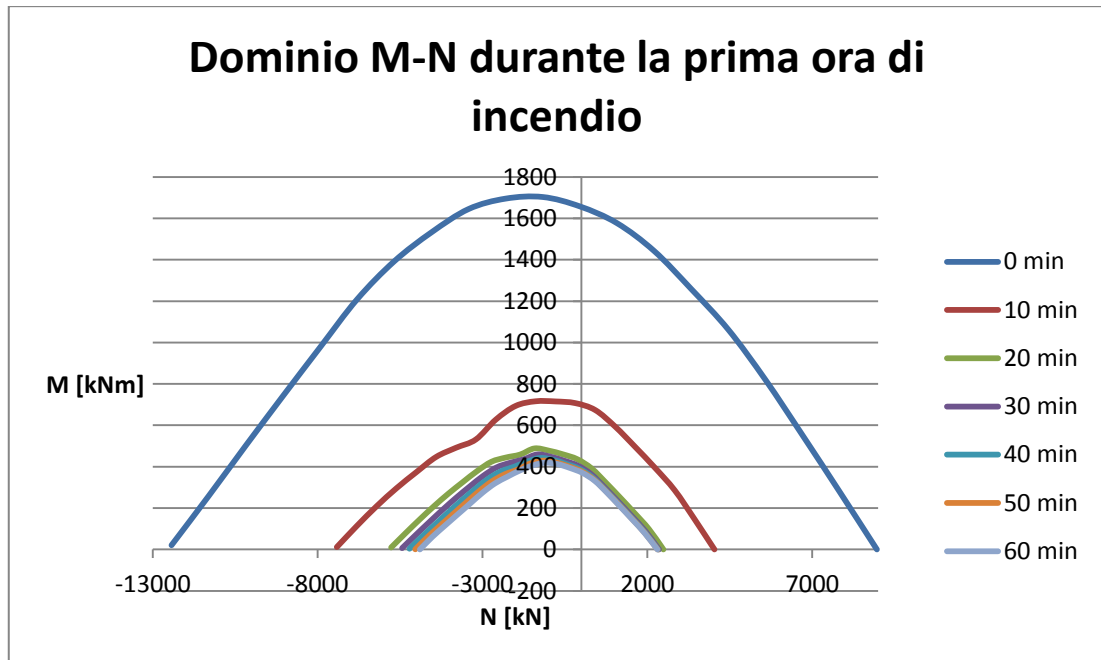
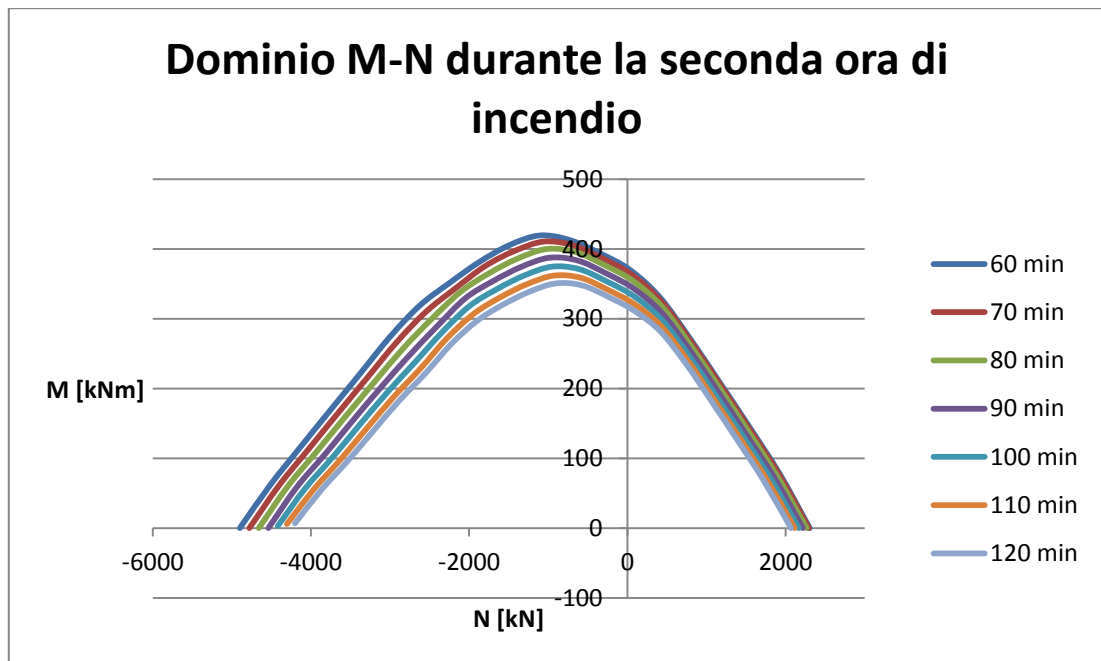


Grafico B.9: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 3

4) Soluzione 4: 12 $\phi 24$ *Grafico B.10: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 4**Grafico B.11: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 4*

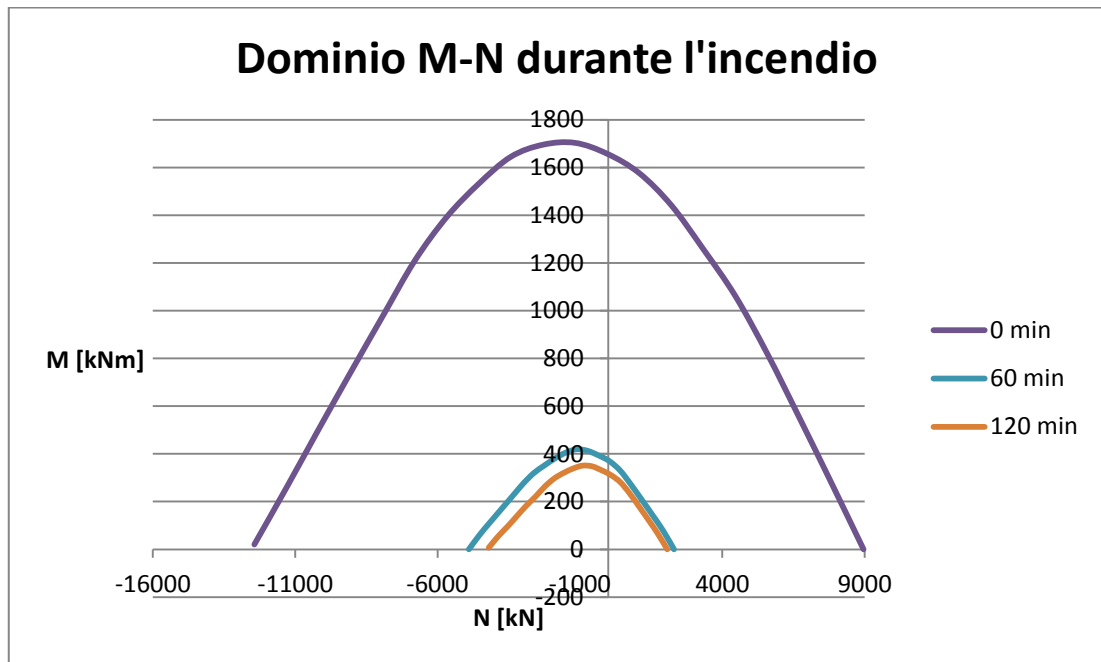


Grafico B.12: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 4

5) Soluzione 5: 12 ϕ 30

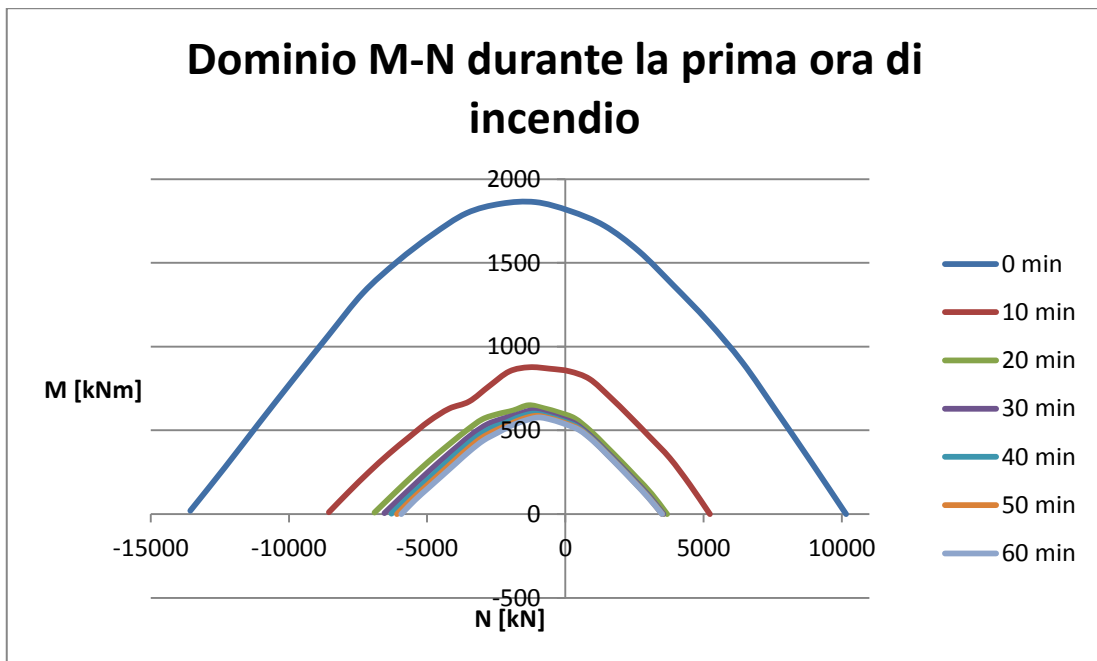


Grafico B.13: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 5

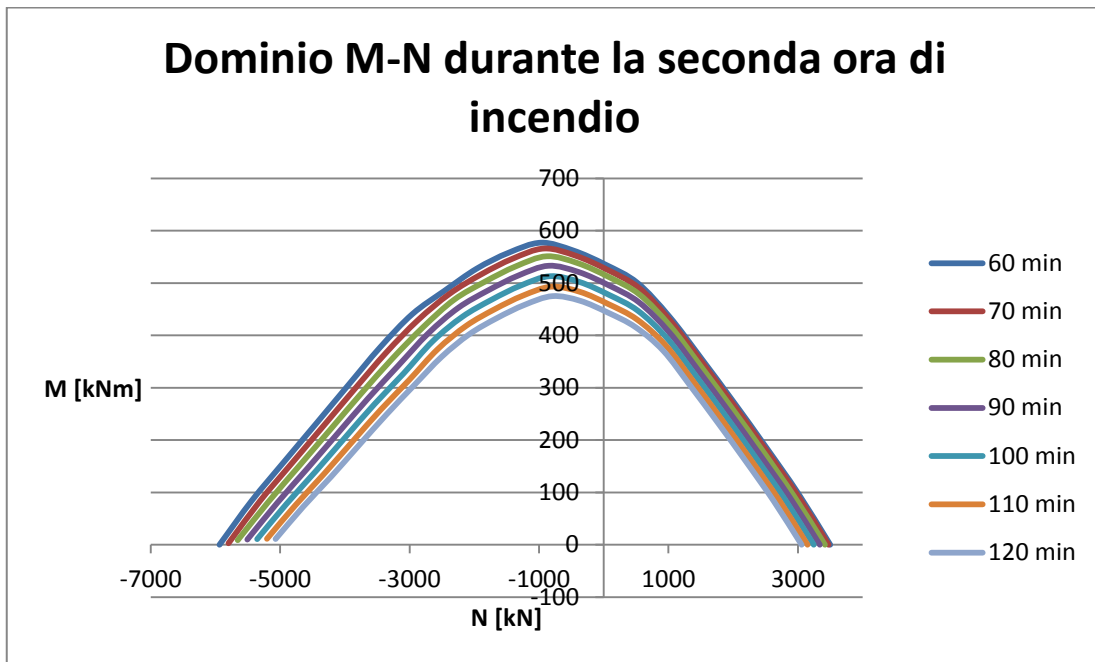


Grafico B.14: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 5

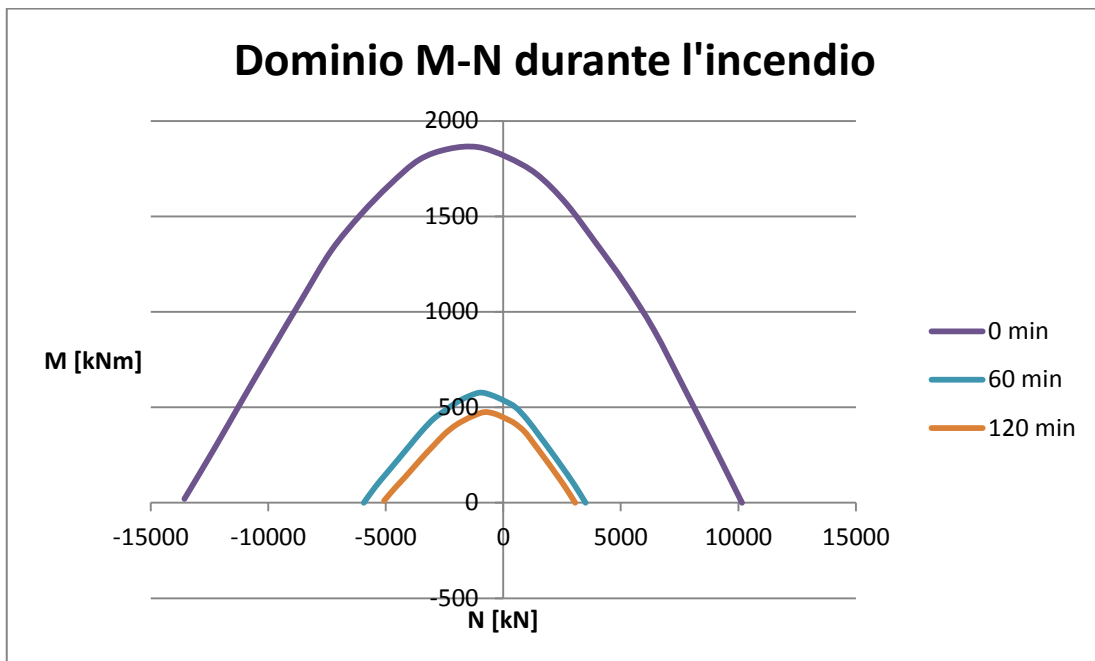


Grafico B.15: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 5

6) Soluzione 6: 12 ϕ 32

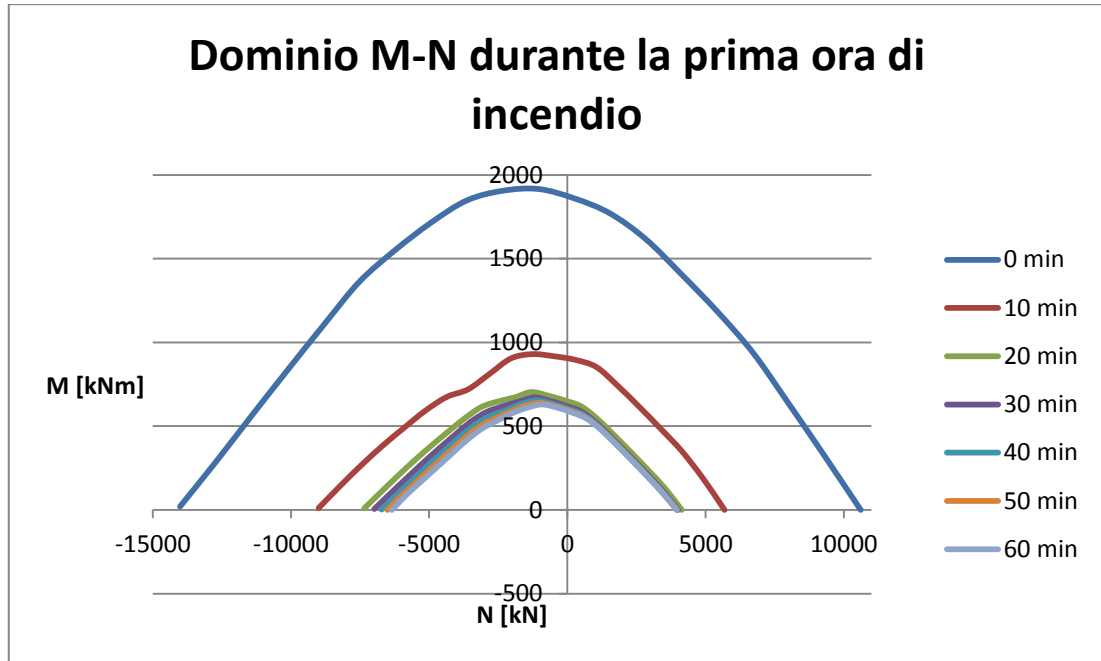


Grafico B.16: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la soluzione 6

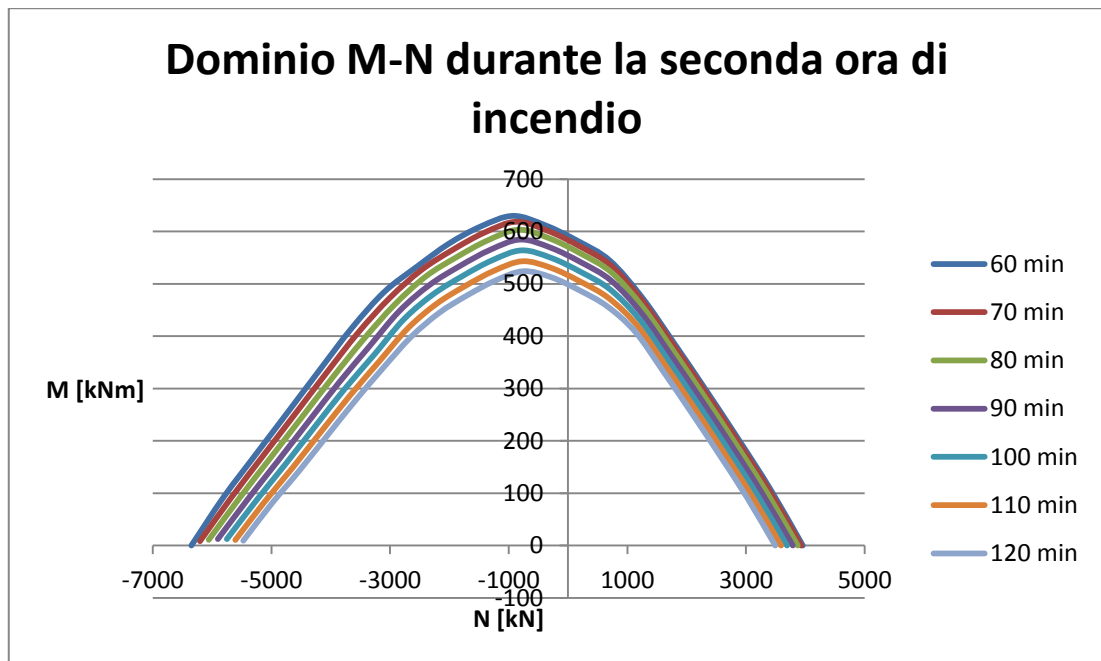


Grafico B.17: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la soluzione 6

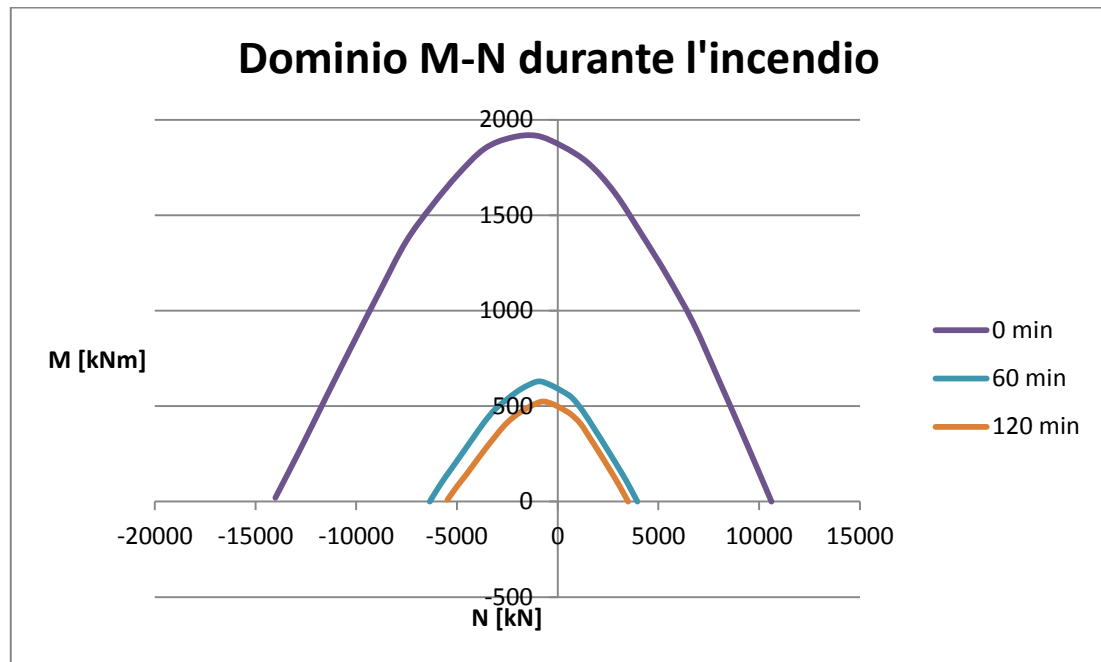


Grafico B.18: dominio M-N durante l'incendio per la soluzione 6

B.2: domini M-N durante l'incendio per le sezioni tubolari armate

Nel capitolo 4, dopo aver mostrato al capitolo 3 i limiti e le problematiche della sezione tubolare armata, si è introdotta la soluzione caratterizzata dall'utilizzo di un protettivo a spruzzo da applicare al tubo per ridurre i valori di temperatura raggiunti nella sezione durante l'incendio.

In particolare si è analizzato cinque diversi modelli, caratterizzati da diversi valori dello spessore del protettivo.

Di seguito si riportano i domini M-N, durante l'incendio, per tutti i modelli implementati.

1) Modello 1: spessore 20mm

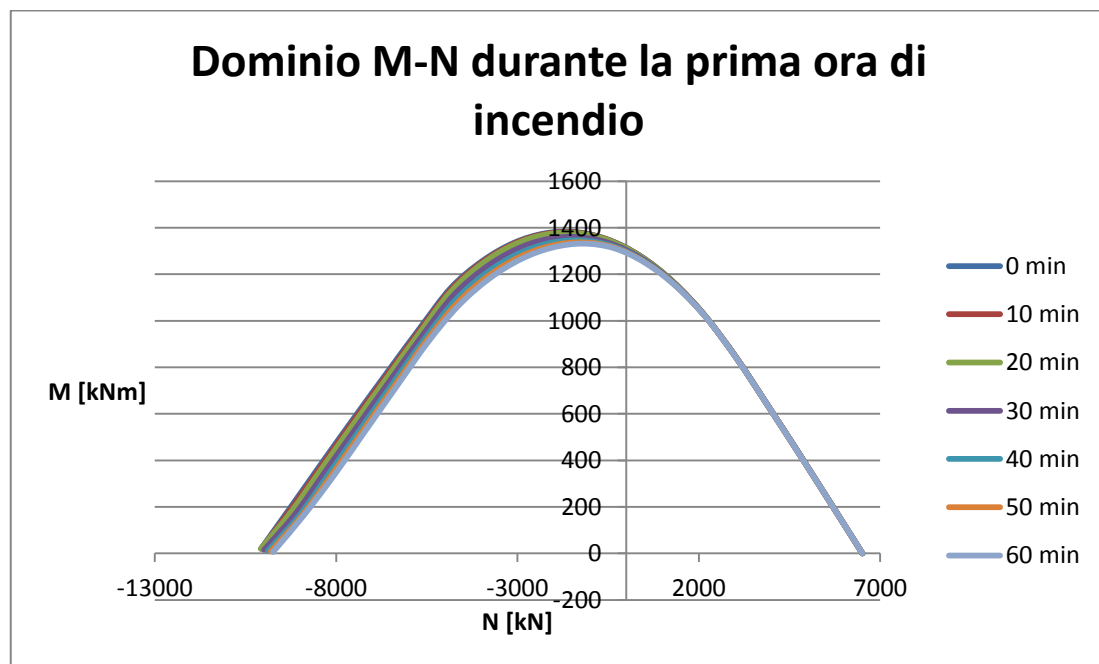


Grafico B.19: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la modello 1

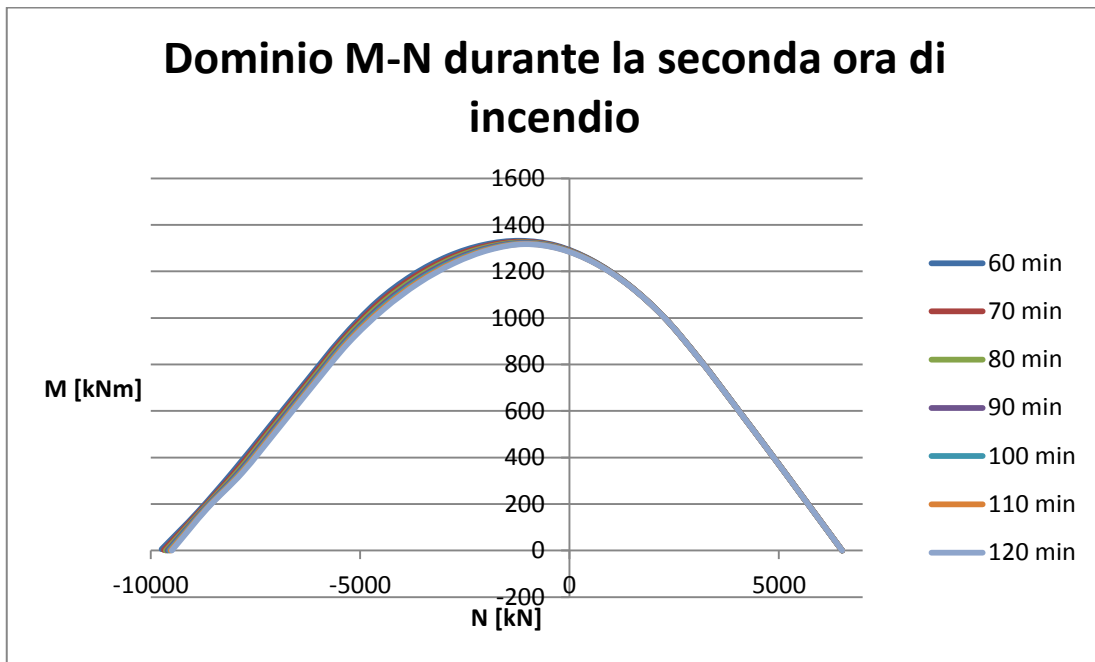


Grafico B.20: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la modello 1

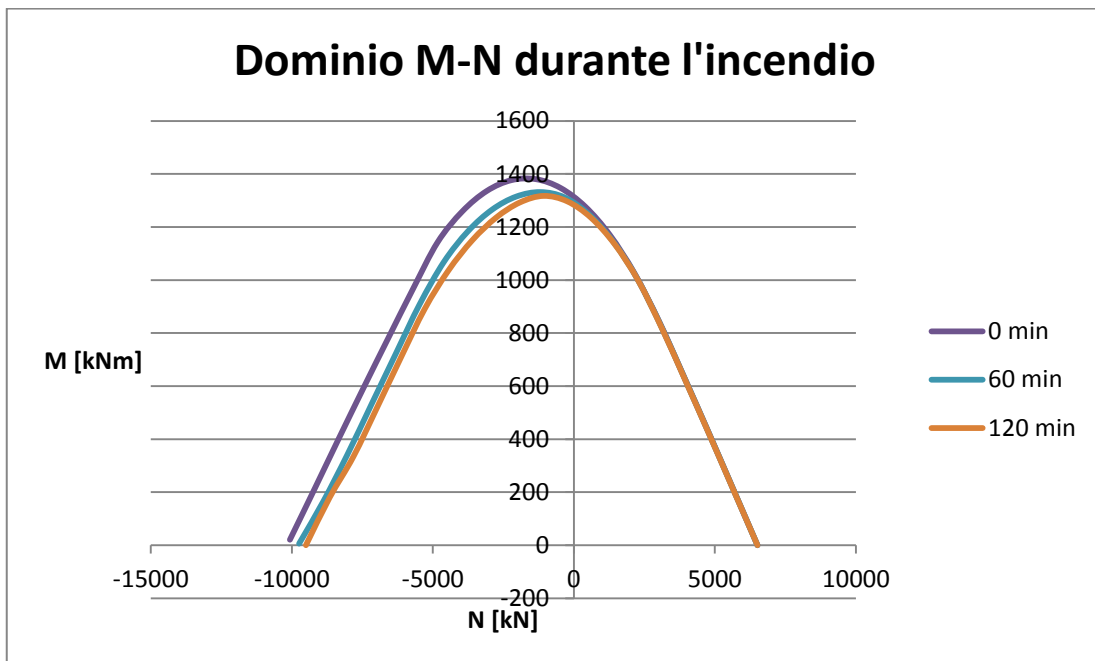


Grafico B.21: dominio M-N durante l'incendio per la modello 1

2) Modello 2: spessore 15 mm

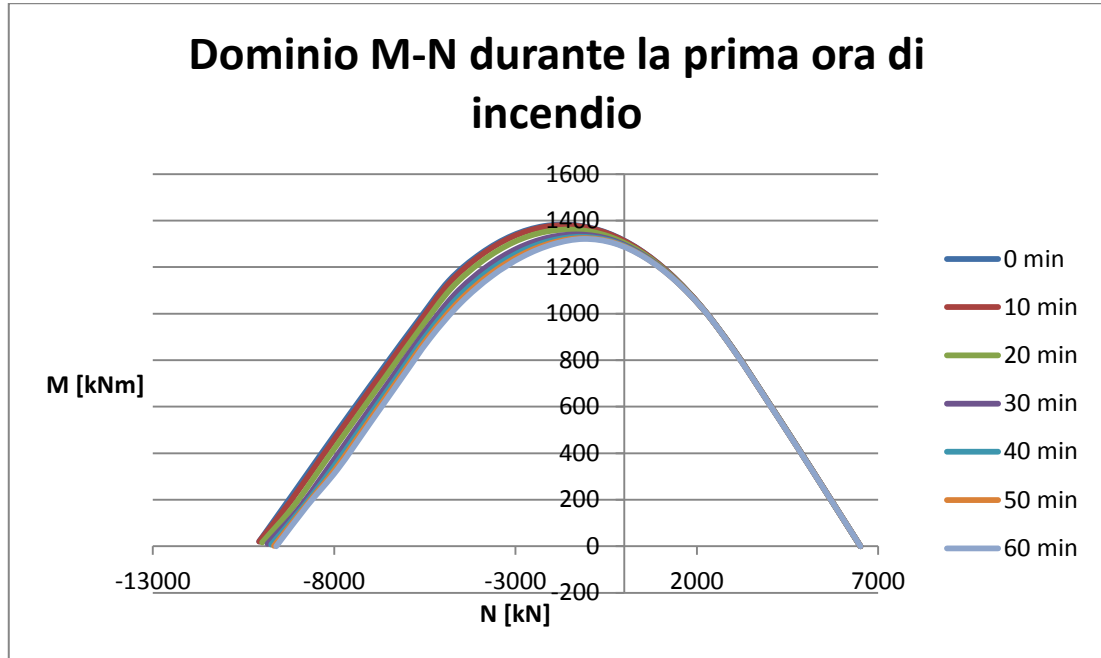


Grafico B.22: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la modello 2

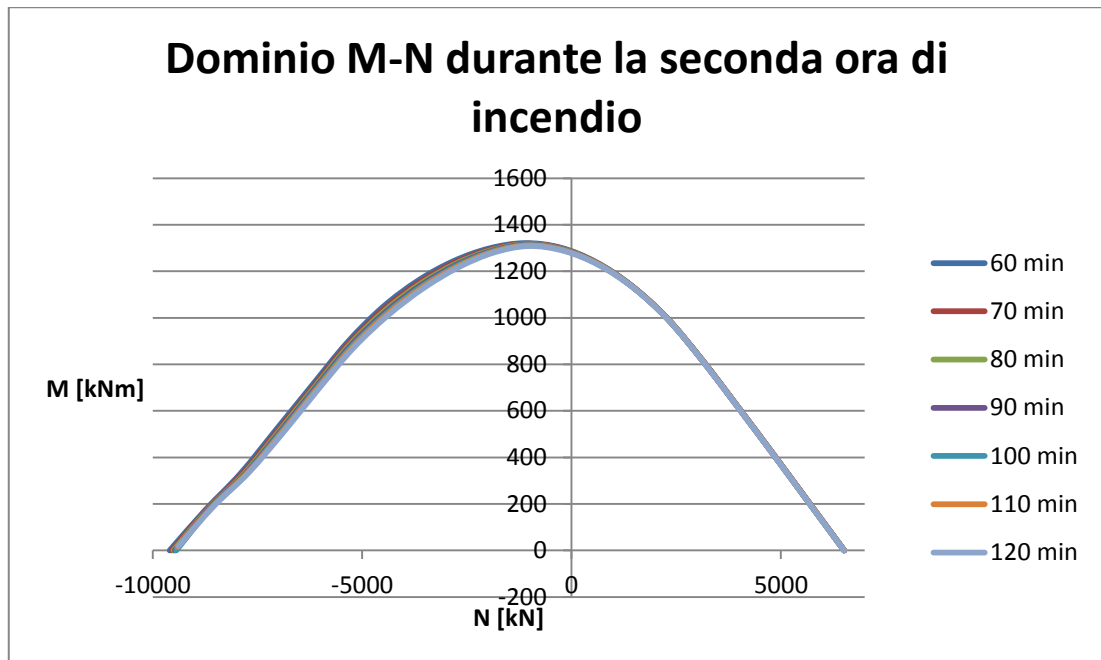


Grafico B.23: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la modello 2

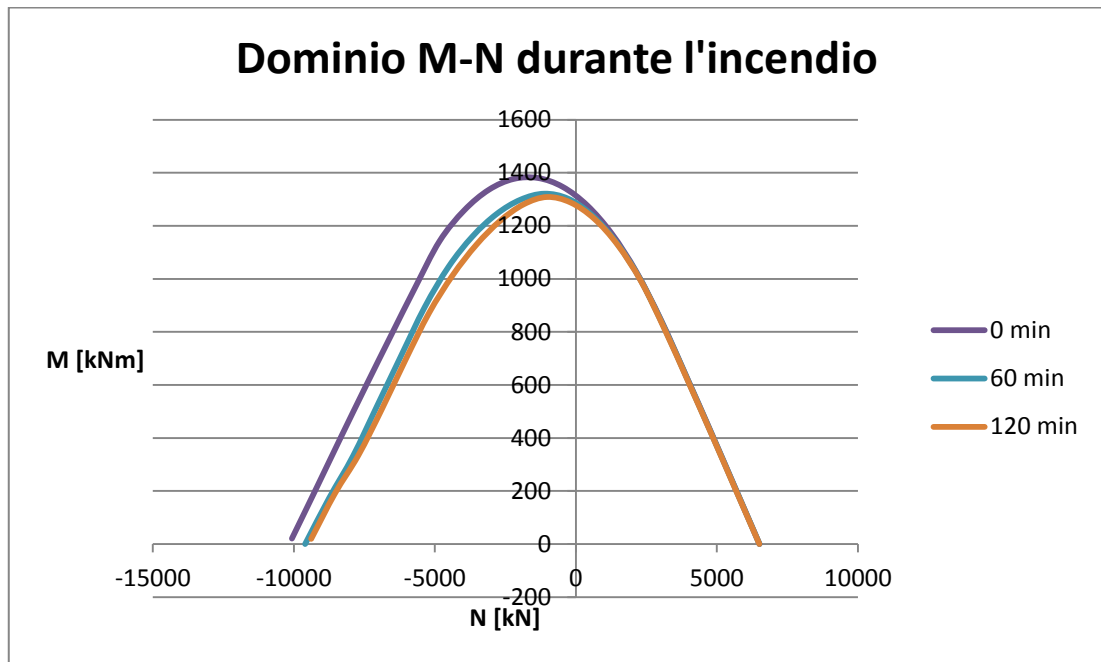


Grafico B.24: dominio M-N durante l'incendio per la modello 2

3) Modello 3: spessore 10 mm

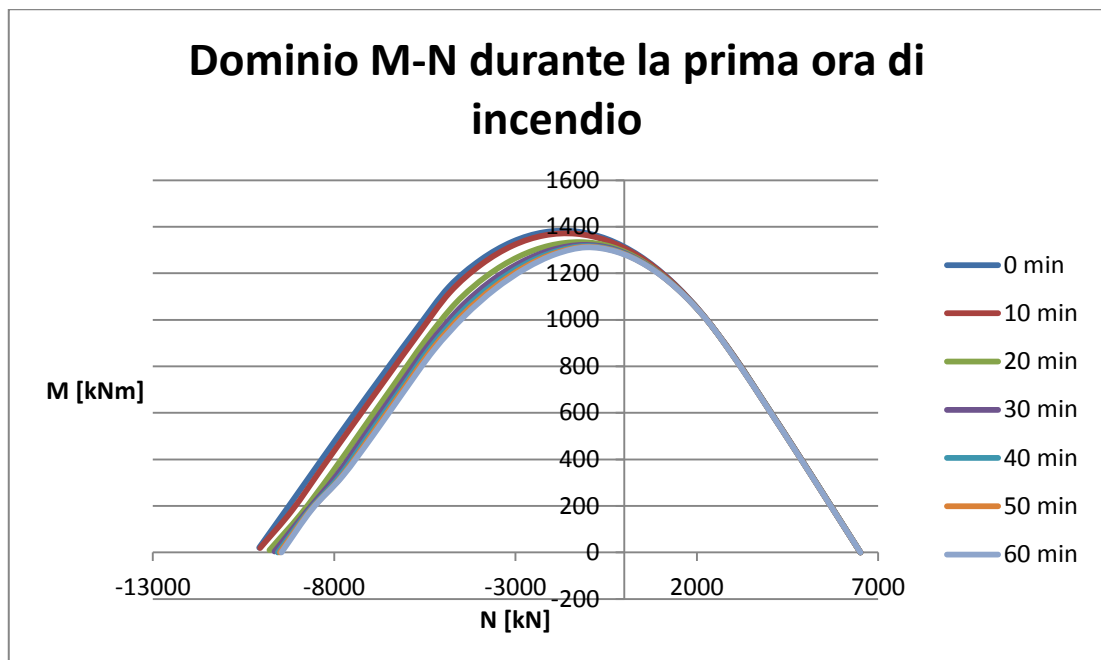


Grafico B.25: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la modello 3

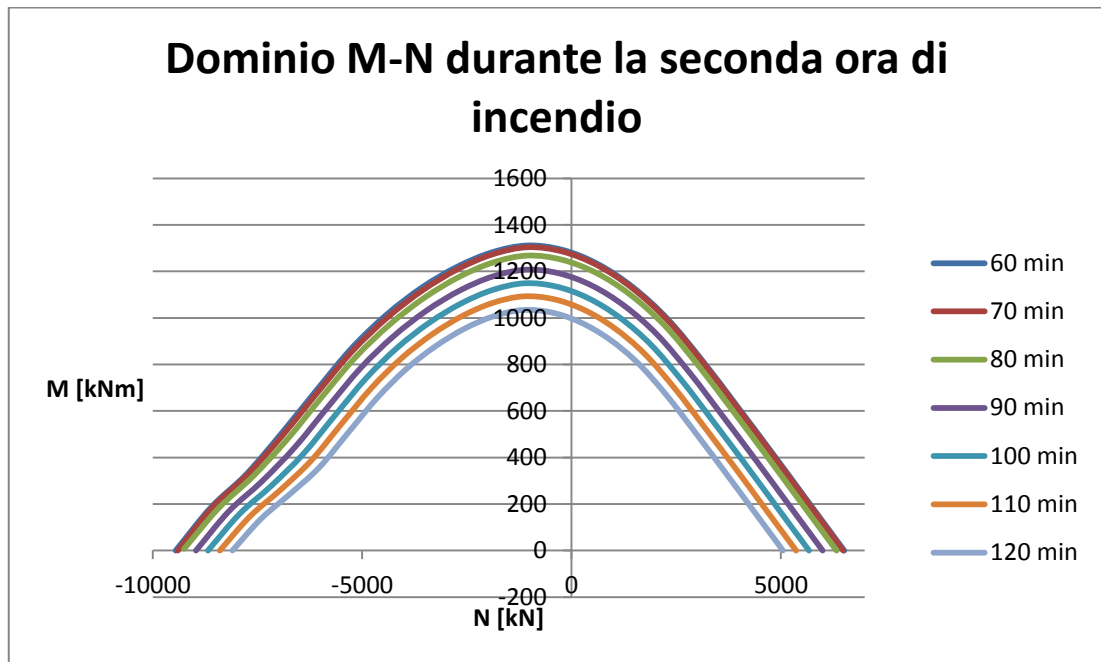


Grafico B.26: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la modello 3

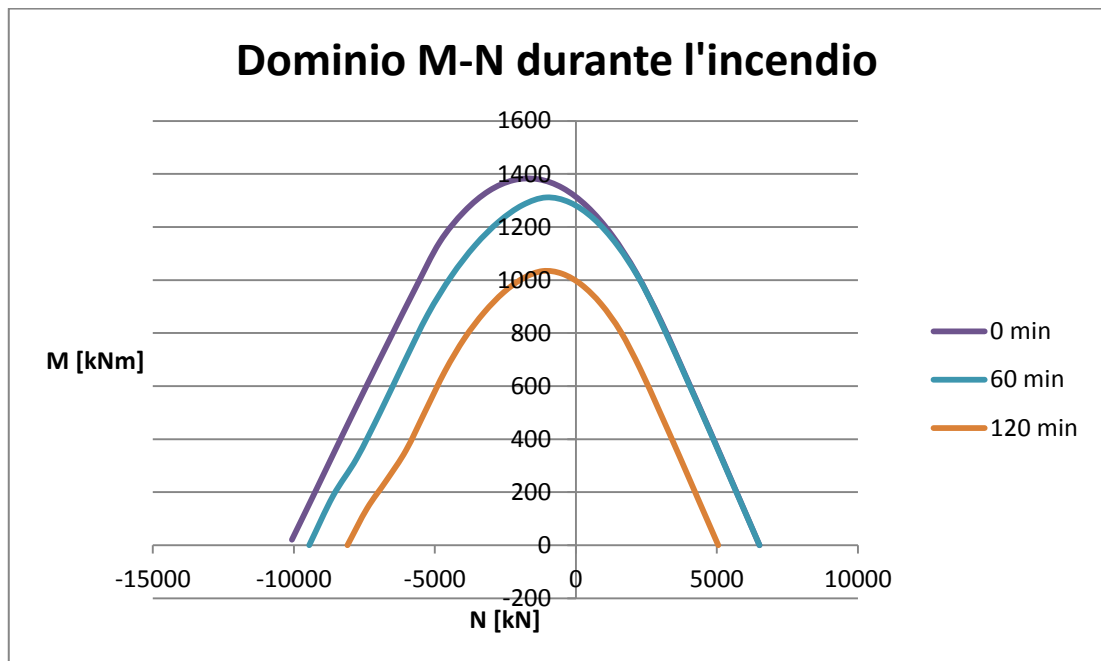
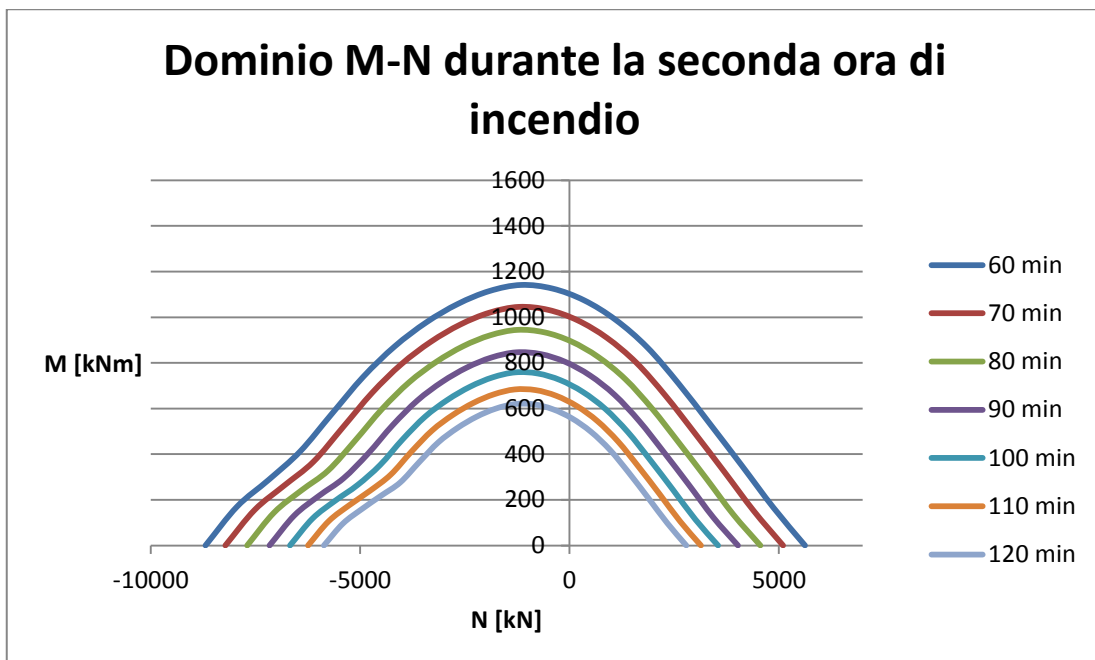
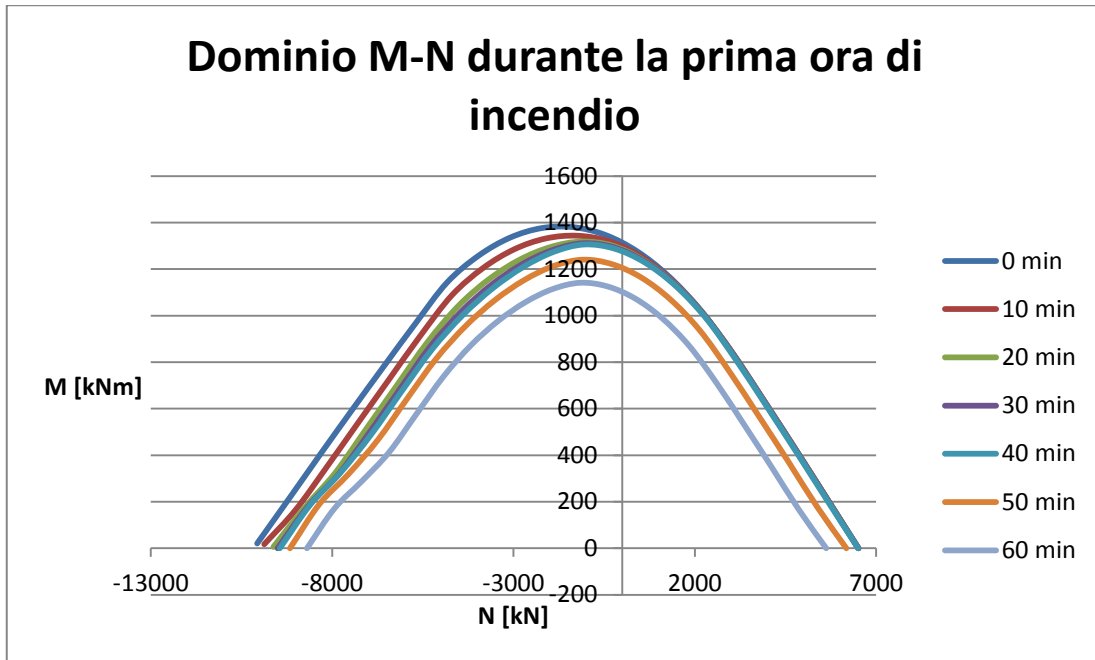


Grafico B.27: dominio M-N durante l'incendio per la modello 3

4) Modello 4: spessore 7 mm



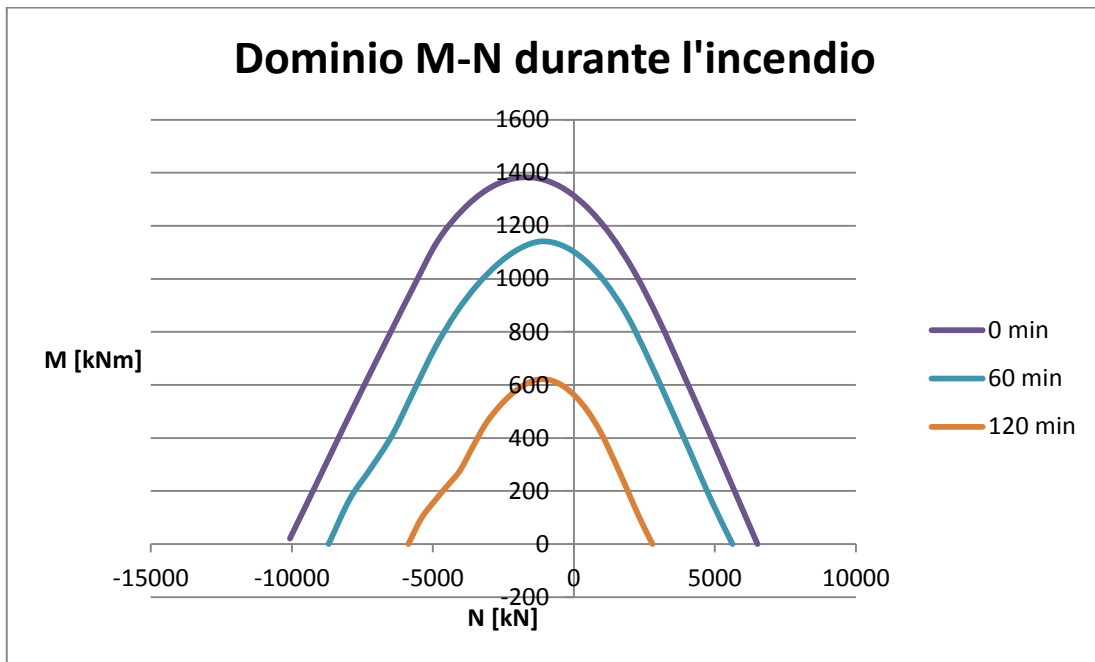


Grafico B.30: dominio M-N durante l'incendio per la modello 4

5) Modello 5: spessore 5 mm

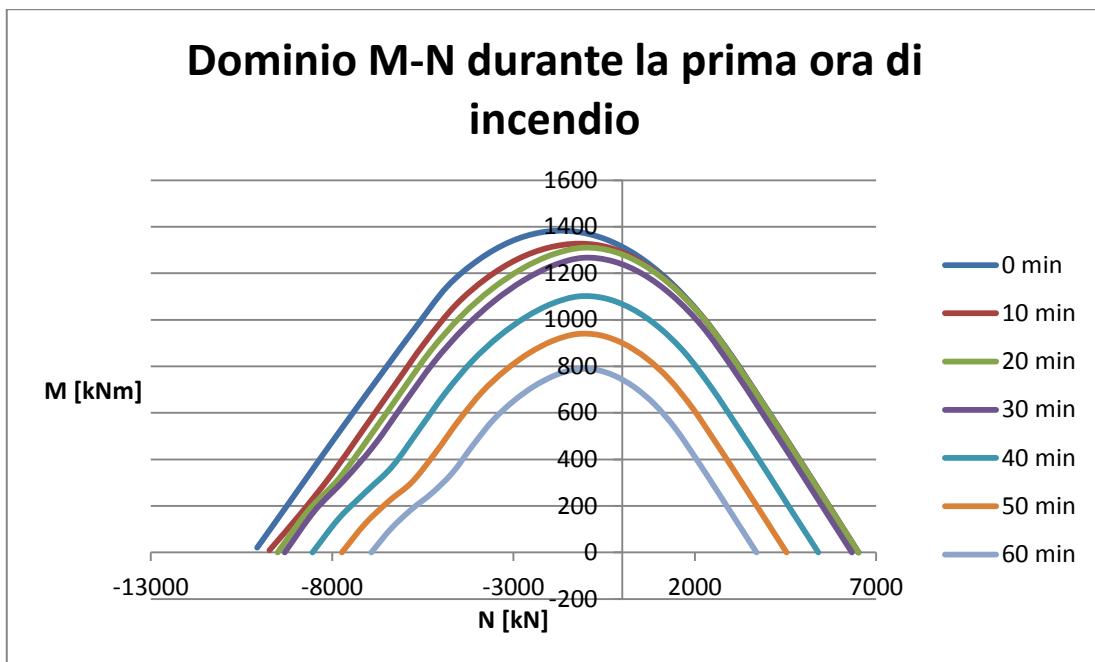


Grafico B.31: dominio M-N durante la prima ora di incendio per la modello 5

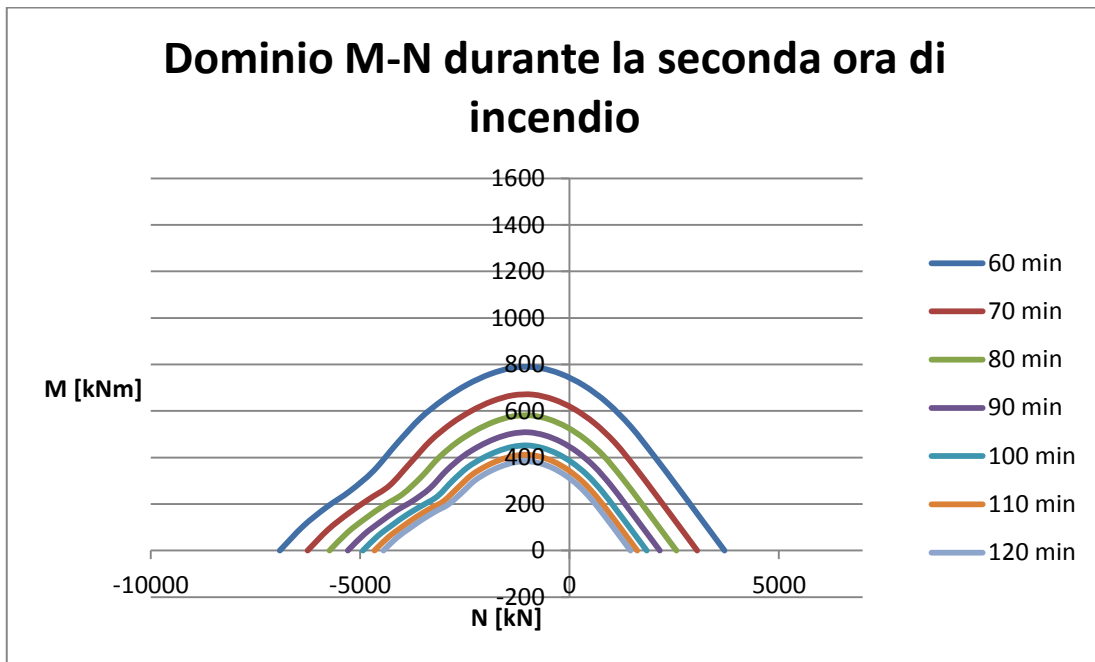


Grafico B.32: dominio M-N durante la seconda ora di incendio per la modello 5

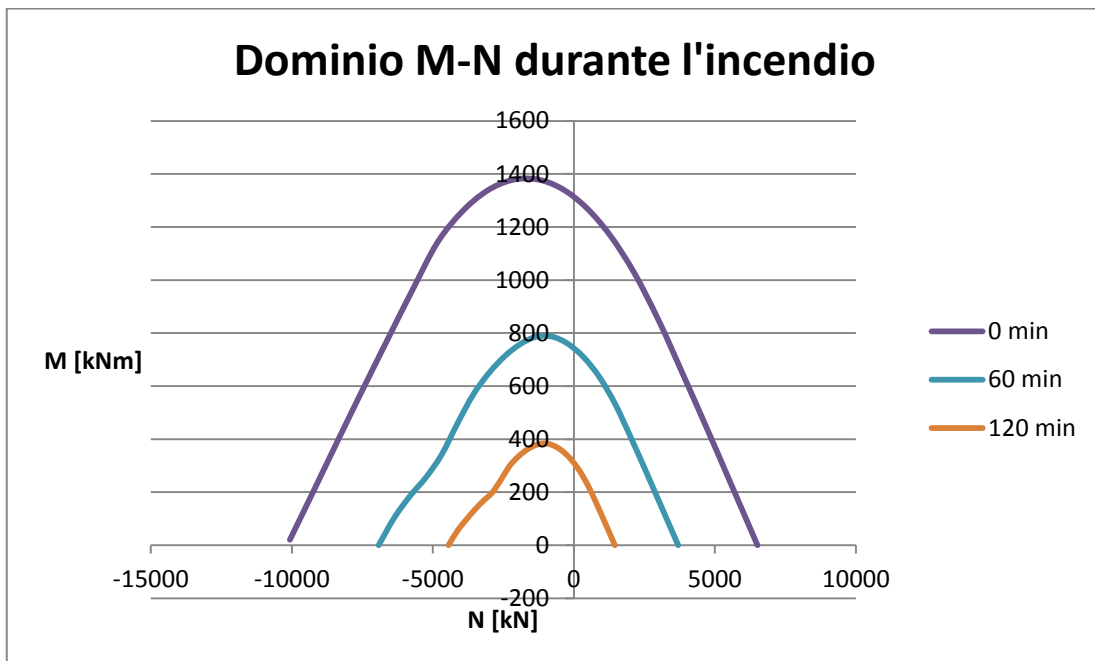


Grafico B.33: dominio M-N durante l'incendio per la modello 5

APPENDICE C: codice per la determinazione dello stato di sforzo secondo il modello ETC

Nel paragrafo 5.5 è stato introdotto l'algoritmo utilizzato per l'implementazione del legame costitutivo del modello ETC (Explicit Transient Creep). Di seguito si riporta la function implementata con il software MATLAB.

```
function [ Valori ] = sigmacETCExplicitUnloading( TCorrente, Tmax, Eps, Fi,
FiPrecedente, EpsTransientCreepPrecedente, SigmaPrecedente, EpsSigmaMax, fc,
epsc1ETC, epsc0ETC, Edscb, EETC, EpsSigmaPrecedente)
%eps è la differenza tra la deformazione totale e la componente termica
global fc20
%I valori in input di deformazione, di transient creep e di sforzo sono di
%segno negativo in compressione. Nella function la convenzione è opposta:
%si considerano positive le compressioni. Perciò si utilizza il valore
%assoluto di tali parametri. Il codice calcola prima tutti i possibili
%valori di sforzo in accordo ai diversi valori di deformazione e poi
%sceglie quello corretto
%Sforzo di trazione: in realtà bisognerebbe considerare non le deformazioni
%totali ma la deformazione efficace. Però se si toglie alla deformazione
%totale anche il valore di transient creep si ottiene un valore sicuramente
%positivo.
if Eps>=0%ramo di trazione, a favore di sicurezza si assume che il contributo a
trazione del calcestruzzo sia nulla
    Valori(1)=0;
    Valori(2)=0;
    Valori(3)=EpsTransientCreepPrecedente;
else %Epsilon negative
    if TCorrente>=TMax %Fase di riscaldamento
        %Caso 1:Scarico o ricarica in campo elastico: In questo caso occorre
```

```

% tener presente che il transient creep può aumentare in caso di
% aumento di temperatura
EpsTransientCreep1=abs(EpsTransientCreepPrecedente)+(Fi-
FiPrecedente)*abs(SigmaPrecedente)/fc20;
EpsSigma1=abs(Eps)-EpsTransientCreep1;
Sigma1=EETC*(EpsSigma1-
abs(EpsSigmaPrecedente))+abs(SigmaPrecedente);
% Caso2: ramo ascendente del legame costitutivo: in questo caso si
% sviluppa transient creep solo se aumenta la temperatura: a
% temperatura costante e sforzo in aumento non si verifica sviluppo
% di transient creep
EpsTransientCreep2=abs(EpsTransientCreepPrecedente)+(Fi-
FiPrecedente)*abs(SigmaPrecedente)/fc20;
EpsSigma2=abs(Eps)-EpsTransientCreep2;
Sigma2=2*fc*EpsSigma2/(epsc1ETC*(1+(EpsSigma2/epsc1ETC)^2));
% Caso3: ramo softening. Non si ha sviluppo di transient creep
EpsTransientCreep3=abs(EpsTransientCreepPrecedente);
EpsSigma3=abs(Eps)-EpsTransientCreep3;
EpsStar=EpsSigma1-epsc1ETC-fc/Edscb;
SigmaStar=EpsStar*Edscb;
if EpsStar<=0
    Sigma3=fc/2-SigmaStar*(SigmaStar/(2*fc)+1);
else if EpsStar<=fc/Edscb
    Sigma3=fc/2+SigmaStar*(SigmaStar/(2*fc)-1);
else
    Sigma3=0;
end
end
% Scelta dello stato di sforzo:
% Caso1: Scarico o ricarica. Ciò si verifica quando lo stato di deformazione è
inferiore a quello massimo raggiunto
% 2=ramo crescente 3=softening 4=sforzo trazione o nullo
if EpsSigma1<=abs(EpsSigmaMax)&&EpsSigma1>0
    Valori(1)=-Sigma1;
    Valori(2)=-EpsSigma1;

```

```

Valori(3)=-EpsTransientCreep1;
else if EpsSigma2<=epsc1ETC
    Valori(1)=-Sigma2;
    Valori(2)=-EpsSigma2;
    Valori(3)=-EpsTransientCreep2;
else if EpsSigma3<=epsc0ETC
    Valori(1)=-Sigma3;
    Valori(2)=-EpsSigma3;
    Valori(3)=-EpsTransientCreep3;
else
    Valori(1)=0;
    Valori(2)=0;
    Valori(3)=EpsTransientCreepPrecedente;
end
end
end
else %Fase di raffreddamento: non si sviluppa transient creep
    EpsTransientCreep=abs(EpsTransientCreepPrecedente);
    EpsSigma=abs(Eps)-EpsTransientCreep;
    %Caso1:scarico o ricarica
    Sigma1=EETC*(EpsSigma-abs(EpsSigmaPrecedente))+abs(SigmaPrecedente);
    %Caso2:ramo crescente del legame costitutivo
    Sigma2=2*fc*EpsSigma/(epsc1ETC*(1+(EpsSigma/epsc1ETC)^2));
    %Caso3:softening
    EpsStar=EpsSigma-epsc1ETC-fc/Edscb;
    SigmaStar=EpsStar*Edscb;
    if EpsStar<=0
        Sigma3=fc/2-SigmaStar*(SigmaStar/(2*fc)+1);
    else if EpsStar<=fc/Edscb
        Sigma3=fc/2+SigmaStar*(SigmaStar/(2*fc)-1);
    else
        Sigma3=0;
    end
end
end
Valori(2)=-EpsSigma;

```

```
Valori(3)=-EpsTransientCreep;
if EpsSigma<=abs(EpsSigmaMax)&&EpsSigma>0
  Valori(1)=-Sigma1;
else if EpsSigma<=epsc1ETC
  Valori(1)=-Sigma2;
else if EpsSigma<=epsc0ETC
  Valori(1)=-Sigma3;
else
  Valori(1)=0;
end
end
end
end
end
```

BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Acito, *Confronto teorico-sperimentale sul comportamento termico e assiale di colonne RCFST esposte al fuoco*, 17° Congresso CTE, Roma, 5,6,7,8, Novembre 2008
- [2] M. Acito, *Sulla Modellazione del comportamento in regime assiale di colonne RCFST esposte al fuoco*, 17° Congresso CTE, Roma, 5,6,7,8, Novembre 2008
- [3] M. Acito, *Studio sperimentale sul comportamento termico e assiale di colonne RCFST esposte al fuoco*, 17° Congresso CTE, Roma, 5,6,7,8, Novembre 2008
- [4] Y. Anderberg, S. Thelandersson, *Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures: 2 Experimental Investigation and Material Behavior Model*, Bulletin 54, Lund Institute of Technology, Sweden, 1976
- [5] M. Bonomi, A. Meda, P. G. Gambarova, *High-Performance Concrete in Fire-Exposed Reinforced Concrete Sections*, ACI Structural Journal, V. 99, No. 3, pp 277-287, 2002
- [6] A. H. Buchanan, *Progetto delle strutture resistenti al fuoco*, Hoepli Editore, 2009
- [7] M.S. Dimia, T. Gernay, *Structural behavior of concrete columns under natural fires including cooling down phase*, International Conference on Recent Advances in Nonlinear Models – Structural Concrete Applications CoRAN, 2011
- [8] A. Espinos, M.L. Romero, A. Hospitaler, *Advanced model for predicting the fire response of concrete filled tubular columns*, Journal of Constructional Steel Research, pp 1030-1046, 2010
- [9] European Prestandard, *Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1-2: Structural Fire Design*, Brussels, 1995.
- [10] European Prestandard, *Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1.2: Structural Fire Design*, Brussels, 1993.
- [11] European Prestandard, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures: Part 1-2: General rules - Structural fire design*, Brussels, 1994

- [12] European Prestandard, *UNI EN 13381-4: Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members, Part 4: Applied passive protection to steel members*, 2013
- [13] R. Felicetti, *Assessment of the equivalent thermal diffusivity for fire analysis of concrete structures*, Proceeding of Fib Task Group 4.3 Workshop Fire Design of Concrete Structures, Coimbra (Portugal), 2007
- [14] J.M. Franssen, T. Gernay, *A formulation of the Eurocode 2 concrete model at elevated temperature that includes an explicit term for transient creep*, Fire Safety Journal, pp 1-9, 2012
- [15] J.M. Franssen, U. Schneider, *A concrete model considering the load history applied to centrally loaded columns under fire attack*, Fire Safety Science - Proceedings Of The Fourth International Symposium, pp. 1101-1112, 1994
- [16] J. M. Franssen, R. Zaharia, *Design of Steel Structures subjected to Fire, Background and Design Guide to Eurocode 3*, Les Éditions de l'Université de Liège, 2006
- [17] T. Gernay, *Effect of transient creep strain model on the behavior of concrete columns subjected to heating and cooling*, Fire Technology 48, pp 313–329, 2012
- [18] T. Gernay, *A multiaxial constitutive model for concrete in the fire situation including transient creep and cooling down phases*, Université de Liège, 2012
- [19] Ghojel J., *Experimental and analytical technique for estimating interface thermal conductance in composite structural elements under simulated fire conditions*, Experimental Thermal and Fluid Science 28 , pp 347–354, 2004
- [20] Gibb, Alistair G.F., *Off-site fabrication: prefabrication, pre-assembly and modularization*, John Wiley & Sons, 1999
- [21] J. Horvath, U. Schneider, *Behaviour of Ordinary Concrete at High Temperatures*, Techn. Univ. Wien, Inst. Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, 2003
- [22] JSA (Japanese Standards Association), *JIS A 1304: Method of fire resistance test for structural parts of building*, 1994

- [23] Y.H Li, J.M. Franssen, *Test results and model for the residual compressive strength of concrete after a fire*, Journal of Structural Fire Engineering, Volume 2 Number 1, 2011
- [24] Nielsen, C.V., Pearce, C.J. and Bicanic, N., *Theoretical model of high temperature effects on uniaxial concrete member under elastic restraint*, Magazine of Concrete Research, 54(4), pp. 239-249, 2002
- [25] E. Nigro, S. Pustorino, G. Cefarelli, P. Princi, *Progettazione di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio secondo gli Eurocodici e le Norme Tecniche per le costruzioni*, Hoepli Editore, 2010
- [26] M. C. Padovani, F. Riva, *Aspetti strutturali nella modularizzazione di edifici industriali*, Politecnico di Milano, 2013
- [27] J. A. Purkiss, *Fire Safety Engineering. Design of Structures*, Butterworth Neinemann, 1996
- [28] U. Schneider, *Concrete at high temperatures - a general review*. Fire Safety Journal, 13, pp. 55-68, 1988
- [29] U. Schneider, M. Schneider, J. M. Franssen, *Consideration of nonlinear creep strain of siliceous concrete on calculation of mechanical strain under transient temperatures as a function of load history*. In: Tan, K.H., Kodur, V., Tan, T.H. Proc. of the Fifth International Conference Structures in Fire SIF 2008. Nanyang Techn. University, Singapore. pp. 463-476, 2008
- [30] Schrefler, B.A., Majorana, C.E., Khoury, G.A. and Gawin, D., *Thermo-hydronechanical modelling of high performance concrete at high temperatures*, Engineering Computations, 19(7), pp. 787-819, 2002
- [31] M. Terro, *Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire*, ACI Struct. J. 95 (2) pp 183-193, 1998