



**HAL**  
open science

# Approche numérique multi-échelle du renforcement de structures par matériaux composites textile-mortier (TRC) vis-à-vis de sollicitations thermo-mécaniques extrêmes (incendie)

Najib Douk

► **To cite this version:**

Najib Douk. Approche numérique multi-échelle du renforcement de structures par matériaux composites textile-mortier (TRC) vis-à-vis de sollicitations thermo-mécaniques extrêmes (incendie). Autre. Université de Lyon, 2019. Français. NNT : 2019LYSEE003 . tel-04579323

**HAL Id: tel-04579323**

**<https://theses.hal.science/tel-04579323>**

Submitted on 17 May 2024

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



N° d'ordre NNT : 2019LYSEE003

**THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON**  
opérée conjointement  
**au sein de l'Ecole centrale de Lyon**  
**et de l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint-Etienne**

**Ecole Doctorale N° 488**  
**Science Ingénierie Santé**

**Spécialité**  
**Mécanique et Ingénierie**

Soutenue publiquement le 23 juillet 2019, par :

**Najib DOUK**

---

**Approche numérique multi-échelle du renforcement des structures  
par matériaux composites textile-mortier (TRC) vis-à-vis de  
solllicitations thermo-mécaniques extrêmes (incendie)**

---

Devant le jury composé de :

M. Emmanuel FERRIER	Professeur, Université Lyon 1	Rapporteur
M. Arnaud PERROT	MCF-HDR, Université Bretagne Sud	Rapporteur
Mme. Anne-Lise BEAUCOUR	MCF, Université Cergy Pontoise	Examinatrice
M. Eric VINCENS	Professeur, École centrale de Lyon	Examinateur
M. Amir SI LARBI	Professeur, ENISE (Saint-Etienne)	Directeur de thèse
M. Xuan Hong VU	MCF-HDR, Université Lyon 1	Co-encadrant
M. Maxime AUDEBERT	MCF, ENISE	Co-encadrant



École Nationale d'Ingénieurs de Saint-Étienne

Ecole Centrale de Lyon

N° d'ordre : 2019LYSEE003

**NAJIB DOUK**

**MULTI-SCALE NUMERICAL APPROACH  
OF THE REINFORCEMENT OF  
STRUCTURES USING TEXTILE-MORTAR  
COMPOSITE MATERIALS (TRC) UNDER  
EXTREME THERMO-MECHANICAL  
SOLICITATIONS (FIRE).**

Speciality : Mechanical and Civil Engineering

Keywords : Textile Reinforced Concrete, Fire scenarios, ISO-834, Numerical modelling, Reinforced concrete beams

Abstract :

This study addresses the state-of-the-art development and current understanding of reinforced concrete beams strengthened with TRC (Textile Reinforced Concrete) under thermo-mechanical loading, specifically in the case of fire. The present work is divided into several parts.

The numerical work presented in this thesis contributes to the reinforcement of reinforced concrete structures using TRC in fire scenarios. A review of the current state of the art reveals that structural reinforcement in fire situations is largely reliant on unreliable solutions such as CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer). Moreover, there is a scarcity of studies in the current literature regarding structural elements reinforced by TRC in fire conditions.

This thesis focuses on thermo-mechanical numerical modeling of reinforced concrete beams reinforced with TRC. Two separate numerical models for thermal and thermomechanical analyses will be established and subsequently coupled. The

development of the numerical models will proceed in two parts: first, a thermal component, followed by a thermomechanical component.

Every thermal numerical investigation is founded on a certain degree of theory derived from the scale and phenomenology described. For concrete, two main scales of thermal modeling can be listed: microscopic, which considers concrete as a multi-phase porous material (solid, liquid, and gas), and macroscopic, which treats concrete as a homogeneous material. The thermal aspect of this work will be validated at the macro-level through numerical-experimental comparisons. The results of the thermal component will then be integrated into a thermo-mechanical model of a beam reinforced with TRC.

The numerical models of the present work seek to enhance the understanding of the thermomechanical mechanisms involved in TRC reinforcement, such as the effect of bonding methods, the number of TRC layers, and failure causes. Furthermore, another section is dedicated to TRC reinforcement effects with thermal protection.

École Nationale d'Ingénieurs de Saint-Étienne

Ecole Centrale de Lyon

N° d'ordre : 2019LYSEE003

**NAJIB DOUK**

**APPROCHE NUMERIQUE MULTI-  
ECHELLE DU RENFORCEMENT DES  
STRUCTURES PAR MATERIAUX  
COMPOSITES TEXTILE-MORTIER (TRC)  
VIS-A-VIS DE SOLLICITATIONS THERMO-  
MECANIQUES EXTREMES (INCENDIE)**

Spécialité: Génie Mécanique et Génie Civil

Mots clefs : Textile Reinforced Concrete (TRC), Bâtiments au feu, ISO-834, Modélisation numérique, Renforcement de poutres en béton armé

Résumé :

La tenue des ouvrages vis-à-vis de l'incendie constitue une problématique d'actualité à forts enjeux à la fois sociétaux, scientifiques et techniques. Aussi, le recours à la réhabilitation du patrimoine bâti, notamment pour prolonger la durée de vie des ouvrages, est une technique à la fois ancienne mais régulièrement renouvelée au gré de l'évolution des matériaux disponibles dans un cadre souvent contraint (volet financier, technique, environnemental, énergétique...Etc.)

Cette thèse à caractère numérique apporte une contribution par rapport à l'utilité du renforcement des éléments de structures en béton armé par TRC face aux incendies. La revue de l'état de l'art actuel a démontré que le renforcement des éléments de structure face aux incendies se limitait à certaines solutions peu fiables telles que le renforcement par CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer). Dans la bibliographie actuelle, il n'y a que très peu d'études qui traitent des éléments de structure renforcés par TRC face au feu.

Dans ce travail de thèse, une modélisation numérique thermo-mécanique de poutres en béton armé renforcées par TRC sera explorée. Les deux facettes thermique et thermo-mécanique seront établies séparément puis elles seront couplées. La démarche retenue consiste à valider dans un premier temps un modèle thermique « macroscopique » pour le béton via des confrontations numérico-expérimentales. Les résultats du volet thermique sont, dans un deuxième temps, injectés dans un modèle thermo-mécanique d'une poutre renforcée par un TRC.

La finalité des modèles numériques est de mieux appréhender la tenue des éléments de structure (poutres en béton armé) renforcés par composites TRC et identifier, en creux, les voies d'amélioration de cette technique.





## *Dédicaces*

*Très chers parents, dès mes premières mémoires de vie et jusqu'à aujourd'hui, je n'ai jamais su exprimer avec plénitude l'envergure des sentiments d'amour, de gratitude, et d'admiration que je ressens pour vous ... Mes mots n'explicitent jamais ce que vous êtes pour moi. Ainsi, une nouvelle fois, et certainement pas la dernière, je tente de vous exprimer mes sentiments les plus précieux en vous dédiant ce modeste travail. J'espère, également, que celui-ci puisse vous être un témoin de l'ampleur de votre amour et vos sacrifices ...*

*À toi grand frère, mon modèle, mon ami le plus cher ...*

*Encore une fois pour toi Baba ...*



# Remerciements

Je remercie en premier lieu ma très chère famille pour l'amour et le soutien qui m'ont permis d'arriver au bout de ce travail.

J'adresse mes sincères remerciements à mon directeur de thèse M. SI-LARBI Amir, pour son encadrement et ses années de soutien. Je tiens également à saluer sa rigueur, son dynamisme, ses conseils précieux, et la pertinence de sa vision du monde de la recherche.

Je remercie vivement mon co-encadrant M. VU Xuan Hong pour sa grande disponibilité et ses conseils pertinents. J'adresse également un remerciement à la contribution de M. AUDEBERT Maxime.

Aussi, j'adresse mes sincères remerciements au président du jury et examinateur M. VINCENS Éric. Je remercie également Mme. Anne-Lise BEAUCOUR pour son apport en tant qu'examinatrice de ce travail. Puis, je remercie, aussi, les deux rapporteurs de ce travail M. FERRIER Emmanuel et M. PERROT Arnaud.

Ces travaux de recherche ont été réalisés au sein du Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (LTDS). Dès lors, je tiens à remercier l'ensemble du personnel du site de l'ENISE et particulièrement Mme PLETTTO Isabelle pour son aide et sa disponibilité au cours de mes années de thèse, aussi, je remercie Mme Carmela TARDY pour le suivi doctoral. J'adresse, également, un grand merci au personnel de l'École Centrale Lyon qui a contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail.



# Sommaire

<b>Liste des tableaux</b>	<b>16</b>
<b>Liste des figures</b>	<b>17</b>
<b>Introduction générale</b>	<b>25</b>
<b>I CHAPITRE 1 : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	<b>31</b>
<b>Partie A : Comportement mécanique des bétons et bétons armés à différentes températures</b>	<b>33</b>
1 Généralités	34
2 Propriétés et comportement mécanique des bétons à températures ambiantes	35
2.1 Généralités sur les matériaux cimentaires	35
2.2 Caractéristiques mécaniques du béton	37
2.3 Généralités sur le béton armé	38
2.4 Généralités sur la modélisation des éléments horizontaux (poutres, dalles) en béton armé	39
2.4.1 Béton	39
2.4.2 Acier	41
2.4.3 Interface Acier/Béton	41
2.4.4 Conclusions partielles	42
3 Propriétés et comportement mécanique des bétons aux températures élevées	42
3.1 Généralités sur le béton à température élevée	42
3.2 Caractéristiques thermo-physiques du béton aux températures élevées	44
3.2.1 Le béton est un milieu poreux	45
3.2.2 Notion de grandeurs équivalentes	46
3.2.3 Masse volumique	46
3.2.4 Chaleur spécifique	47
3.2.5 Conductivité thermique	48
3.3 Comportements mécaniques du béton aux températures élevées	48
3.3.1 Comportement mécanique en compression	49
3.3.2 Comportement mécanique en traction	50
4 Conclusions partielles	53
<b>Partie B : Comportement des TRC et des structures renforcées par TRC à différentes températures</b>	<b>55</b>
1 Introduction	56
2 TRC (Textile Reinforced Concrete) à température ambiante	56
2.1 Matrice cimentaire	57
2.1.1 Matrice à base de clinker Portland	57
2.1.2 Matrice en aluminates de calcium	57
2.1.3 Matrice phosphatique	57
2.2 Structures et natures des textiles du TRC	58
2.2.1 Structure des textiles	58
2.2.2 Verre-E et Verre-AR	61

2.2.3	Basalte	61
2.2.4	Carbone	61
3	Comportement mécanique du TRC	62
3.1	Propriétés mécaniques	62
3.2	Comportement mécanique du TRC	62
3.3	Interface textile/mortier	64
3.4	Pré-imprégnation	66
3.5	Fabrication des TRC	66
3.6	Conclusions partielles	68
4	Comportement mécanique des structures à température ambiante	68
4.1	Comportement mécanique d'une poutre en béton armé	68
4.2	Comportement mécanique d'une poutre renforcée par TRC	69
5	Comportement mécanique des structures à haute température	71
5.1	Comportement à températures élevées	71
5.2	Poutre en béton armé sous feu	74
5.2.1	Loi de contact Acier/Béton	75
5.2.1.1	Problématique	75
5.2.1.2	Etat de l'art de l'interface Acier/Béton	75
5.2.1.3	Apport aux modèles numériques	79
5.2.2	Modes de rupture d'une poutre renforcée par TRC à haute température	79
5.3	Comportement des TRC à températures élevées	80
5.3.1	Généralités	80
5.3.2	Comportement thermo-mécanique du TRC	81
5.3.3	Etude sur TRC préchauffé	81
5.3.4	Comportement thermo-mécanique du TRC à température élevée	82
5.3.5	Conclusions partielles	83
	<b>Conclusions générales du chapitre 1</b>	<b>85</b>
<b>II</b>	<b>CHAPITRE 2 : APPROCHE NUMERIQUE ET OUTILS DE MODELISATION</b>	<b>88</b>
1	Modèles mécaniques	90
1.1	Modèles à rupture fragile	91
1.1.1	Modèles fissurants	91
1.1.2	Modèles contrainte/déformation de rupture (« stress and strain failure »)	92
1.2	Modèles plastiques	92
1.2.1	Ingrédients de la théorie de la plasticité	92
1.2.1.1	Surface de plasticité	92
1.2.1.2	Loi d'écrouissage	94
1.2.1.3	Direction de l'écoulement plastique	95
1.2.2	Modèles plastiques courants	96
1.2.2.1	Modèles Mohr-coulomb (et dérivés)	96
a.	Mohr-Coulomb linéaire	96
b.	Mohr-Coulomb hyperbolique	97
c.	Modèle Buyukozturk (1975)	97
d.	Modèle de poudre à Cap exponentiel	98
	<b>Conclusions générales du chapitre 2</b>	<b>100</b>

### III CHAPITRE 3 : MODELISATION DES POUTRES RENFORCEES PAR TRC AU FEU

#### 102

1	Modélisation du comportement thermique des poutres	104
1.1	Introduction	104
1.2	Généralités sur la modélisation au feu	104
1.3	Méthodes avancées sur la modélisation au feu (MSC Marc Mentat)	105
1.3.1	Modèles numériques au feu	105
1.3.2	Précision du modèle thermique homogénéisé	106
1.3.3	Modélisation des transferts thermiques	106
1.4	Configuration, résultats et validation	107
1.4.1	Confrontation numérique-expérimentale thermique	108
1.4.2	Affinage de l'étude thermique	110
1.5	Conclusions partielles	112
2	Assemblage du modèle thermomécanique des poutres au feu	112
2.1	Introduction	112
2.2	Configuration en béton armé	113
2.3	Lois de comportement du béton	113
2.3.1	Modèles fissurants	113
2.3.2	Modèle de rupture après une contrainte/déformation limite	114
3	Conclusions sur les modèles à rupture fragile	114
3.1.1	Modèles de plasticité (MARC Mentat) pour le béton	115
3.1.2	Analyse de la surface de plasticité	115
3.1.2.1	Mohr-coulomb linéaire	115
3.1.2.2	Mohr-Coulomb hyperbolique	116
3.1.2.3	Buyukozturk (1975)	117
3.1.2.4	Evaluation à haute température	118
3.1.2.5	Analyse de la loi d'écoulement	119
3.1.2.6	Analyse de la loi d'écrouissage	120
3.2	Conclusion sur les modèles de la théorie de la plasticité	122
3.3	Modèles de plasticité (MARC Mentat) pour l'acier	123
3.4	Loi de contact Béton/Acier et Béton/TRC	124
3.5	Conclusions partielles	125
4	Modèle mécanique à température ambiante	126
1.1	Introduction	126
1.2	Configurations de l'étude	126
1.3	Modèles numériques	127
1.4	Résultats et discussion	128
1.5	Conclusions partielles	131
2	Théorie de la thermo-mécanique et la méthode des éléments finis	131
2.1	La mécanique et les éléments finis	131
2.2	La thermique et les éléments finis	132
2.2.1	Approche numérique	133
2.2.1.1	Types d'échanges thermiques	133
2.2.1.2	Bilan thermique : Equation de chaleur	134
2.2.2	Conditions initiales et aux limites	136
2.2.3	Dilatations thermiques	136
2.3	Couplage thermo-mécanique	137

3	Validation du modèle thermo-mécanique	139
3.1	Configurations modélisées	140
3.2	Conditions aux limites du modèle numérique	141
3.3	Résultats et discussion	141
3.4	Conclusions partielles	144
<b>Conclusion générale du chapitre 3</b>		<b>145</b>
<b>IV CHAPITRE 4 : RENFORCEMENT D'UNE POUTRE AVEC UN TRC AU FEU</b>		<b>147</b>
<b>Partie A : Modélisation des structures renforcées par TRC et soumises au feu</b>		<b>149</b>
1	Introduction de l'étude thermo-mécanique	150
2	Objectifs de l'étude thermo-mécanique	151
3	Configuration de l'étude thermo-mécanique	151
3.1	Configuration du modèle numérique	152
3.2	TRC au feu	155
3.2.1	Caractéristiques thermiques	155
3.2.2	Caractéristiques thermo-mécaniques	155
3.3	Conditions aux limites du modèle numérique	159
3.3.1	Conditions aux limites mécaniques	160
3.3.2	Conditions aux limites thermiques	161
4	Recueils numériques	161
4.1	Diagrammes de contraintes et déformations axiales	162
4.2	Diagramme de déflexion à mi-travée	162
<b>Partie B : Étude thermo-mécanique d'une poutre renforcée par TRC au feu</b>		<b>164</b>
1	Introduction	165
2	Modèles numériques	166
2.1	Poutre béton armé sans TRC	166
2.2	Poutre béton armé avec un renforcement TRC	170
2.3	Phénoménologie thermo-mécanique	176
2.3.1.1	Bilan normatif	179
2.4	Renforcement par ancrage	180
2.4.1.1	Bilan normatif	182
3	Ecran thermique	183
3.1	Modèle numérique	184
3.1.1.1	Bilan normatif	187
<b>Conclusions du chapitre 4</b>		<b>188</b>
<b>CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES</b>		<b>190</b>
<b>V REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>		<b>194</b>



# Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques, physiques, et techniques des fibres (Contamine, 2011) .....	61
Tableau III.1 : Tableau récapitulatif des études expérimentales (B. and V.K.R., 2013) .....	108
Tableau III.2 : Informations sur les les modèles numériques .....	128
Tableau IV.1: Caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier du modèle numérique (Thiago, Carlos, 2018) .....	153
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des modèles thermo-mécaniques.....	165
Tableau IV.3 : Bilan normatif des temps d'exposition au feu nécessaire pour atteindre les ELS et ELU .....	179
Tableau IV.4 : Bilan normatif des temps d'exposition au feu nécessaire pour atteindre les ELS et ELU .....	183
Tableau IV.5 : Bilan normatif des temps d'exposition au feu nécessaire pour atteindre les ELS et ELU .....	187

# Liste des figures

Figure I.1 : Observation au MEB (a) gel de CSH, (b) cristaux de portlandite, (c) fibres de Pettringite (SETEC LERM, n.d.).....	37
Figure I.2 : Comportement mécanique du béton en compression et en traction (Kshitiij et al., 2013) .....	37
Figure I.3 : Exemples des systèmes de béton armés brevetés par Christophe Paul (Albert and Denoël, 2013) .....	39
Figure I.4 : Surface de plasticité du critère de plasticité Drucker-Prager dans l'espace tensoriel des contraintes principales (Garner et al., 2015) .....	40
Figure I.5 : Courbe de contrainte versus déformation en traction uni-axiale d'un élément en béton pour le modèle « Smearred Crack Model » (“Abaqus Analysis User’s Manual,” 2013) .....	40
Figure I.6 : Surface de plasticité du critère Mohr-Coulomb dans l'espace tensoriel des contraintes principales.....	41
Figure I.7 : Processus de déshydratation des différents composants du matériau cimentaire face à un feu (Nguyen, 2013) .....	43
Figure I.8 : Mécanisme de l'écaillage du béton exposé au feu (Consolazio et al., 1998) .....	44
Figure I.9 : Schémas des transferts thermiques dans un matériau poreux à trois phases (Douk and Renault, 2015) .....	45
Figure I.10 : Évolution de la masse volumique de deux types de béton en fonction de la température (Nguyen, 2013).....	46
Figure I.11 : Évolution de la chaleur spécifique du béton avec la température (a) Influence des types de granulats (V.K.R. and P.P., 2018) (b) influence du degré de saturation en eau (“Eurocode 2,” 1992) .....	47
Figure I.12 : Évolution de la conductivité thermique du béton avec la température (Nguyen, 2013) .....	48
Figure I.13 : Comportement mécanique du béton en compression uni-axiale à différentes températures (“Eurocode 2,” 1992) .....	49
Figure I.14 : Évolution de la résistance relative en compression pour différents bétons en fonction de la température (Nguyen, 2013) .....	50
Figure I.15 : Comportement fissurant du béton : la contrainte de traction versus l'ouverture de fissure (Liao and Huang, 2015).....	51
Figure I.16 : Évolution de la courbe contrainte de traction (uni-axiale) versus une variable interne du matériau (Gernay et al., 2013) .....	51
Figure I.17 : Évolution de la résistance relative en traction pour différents bétons en fonction de la température (Nguyen, 2013) .....	52
Figure I.18 : Évolution du comportement mécanique du béton en traction pour différentes températures (Bazant and Kaplan, 1996) .....	53
Figure I.19 : Photo d'un TRC .....	56

Figure I.20 : Schéma montrant la forme de tissage des fils de chaîne et de trame d'un textile du TRC .....	58
Figure I.21 : Arbre descriptif des différentes préformes et méthodes de réalisation des textiles du composite TRC (Contamine, 2011) .....	59
Figure I.22 : Les principales méthodes de réalisation des textiles du composite TRC (Tlaji, 2018) .....	60
Figure I.23 : Photo prise au MEB d'une coupe transversale d'un fil du textile entouré par la matrice cimentaire d'un composite TRC (Contamine, 2011) .....	60
Figure I.24 : Comportement mécanique classique d'un TRC sous un effort de traction uniaxiale.....	62
Figure I.25 : Schéma descriptif de l'état de déformation dans une zone de fissuration d'un TRC (Contamine, 2011) .....	64
Figure I.26 : Illustration de l'enrobage des filaments des fils d'un textile par la matrice cimentaire (Contamine, 2011) .....	65
Figure I.27 : Mécanisme de rupture d'un fil enrobé par une matrice cimentaire sous un chargement mécanique (Contamine, 2011) .....	65
Figure I.28 : Image au MEB montrant un fil de textile pré-imprégné par époxy durcie (Contamine, 2011).....	66
Figure I.29 : Comparatif des différentes techniques de fabrication du TRC (Contamine, 2011) .....	67
Figure I.30 : Schéma d'un élément de structure poutre sous un chargement mécanique en flexion 4 points.....	68
Figure I.31 : Comportement mécanique classique d'un élément de structure poutre en béton armé sous chargement mécanique.....	69
Figure I.32 : Courbes de chargement versus déflexion à mi-travée d'une poutre référence avec différents renforcements (Si Larbi et al., 2013) .....	70
Figure I.33 : Mode de rupture « peeling-off » pour des poutres renforcées par CFRP (figure gauche) ou TRC (figure droite) (Si Larbi et al., 2013) .....	71
Figure I.34 : Phases de l'évolution d'un incendie avec la variation de la température de la pièce incendiée.....	72
Figure I.35 : Phases de l'évolution d'un incendie avec l'évolution de la température de la courbe ISO-834.....	72
Figure I.36 Évolution de la température dans différents milieux incendiés (Prométhée, 2017) .....	73
Figure I.37 : Évolution de la température selon la courbe ISO-834 .....	73
Figure I.38 : Schéma d'une coupe transversale d'un élément poutre en béton armé exposé à un flux thermique issu d'une évolution de température ISO-834 .....	74
Figure I.39 : Courbe classique de l'évolution de la déflexion d'une poutre en fonction du temps d'exposition au feu (ISO-834).....	74
Figure I.40 : Schéma explicatif de l'interface acier/béton et ses mécanismes de contraintes associées (Nhu Cuong, 2011) .....	76
Figure I.41 : Modèle numérique éléments finis de l'étude (Romdhane, 2004), (Nhu Cuong, 2011) .....	76

Figure I.42 : Schéma des étapes d'apparition des réseaux de fissuration au niveau de l'interface acier/béton (Nhu Cuong, 2011).....	77
Figure I.43 : Loi de contrainte tangentielle versus déplacement relatif des aciers par rapport au béton (Nhu Cuong, 2011) .....	78
Figure I.44 : Loi de contact acier/béton pour différentes températures (Diederichs and Schneider, 1981).....	78
Figure I.45 : Méthode d'application du TRC sur la surface des poutres (a) préparation de la surface d'application avant le renforcement (b)une première couche de mortier est appliquée avant la mise en place du premier textile (c) une deuxième couche de mortier recouvre le textile (C. Tetta and A. Bournas, 2016) .....	79
Figure I.46 : Modes de rupture des poutres en béton armé renforcées par des TRC vis-à-vis de l'effort tranchant (C. Tetta and A. Bournas, 2016).....	80
Figure I.47 : Caractérisation de la résistance résiduelle du TRC soumis préalablement à différentes hautes températures (figure gauche) ; photographies des schémas de fissuration des TRC chauffés à différentes températures (b) à température ambiante (c) 75 °C, (d) 150 °C, (e) 200 °C, (f) 300 °C et (g) 400 °C (figure droite) (Rambo et al., 2015) .....	81
Figure I.48 : Filaments du textile à base de basalte qui sont fondus à 1000 °C.....	82
Figure I.49 : Presse de caractérisation thermo-mécanique à différentes températures du TRC (Tlajji, 2018) .....	83
Figure II.1 : Comportement uni-axial du béton en compression et en traction (Takahashi, 1983) .....	90
Figure II.2 : Courbe de relâchement de la contrainte de traction en fonction de l'ouverture de fissure d'un élément du modèle numérique.....	92
Figure II.3 : Surface de plasticité expérimentale bidimensionnelle de (Kupfer et al., 1969) et (Liu et al., 1972) de (Buyukozturk, 1975) .....	93
Figure II.4 : Surface de plasticité du critère Menétrey-Willam représentée en coordonnées Haigh-Westergaard (Cervenka and Papanikolaou, 2008).....	94
Figure II.5 : Evolution de la contrainte limite du béton en fonction de l'évolution des variables internes (gauche) traction, (droite) compression (Gernay et al., 2013).....	95
Figure II.6 : Interprétation géométrique du tenseur normal à une surface de plasticité (ANSYS Reference, 2013) .....	95
Figure II.7 : Surface de plasticité du critère de Mohr-Coulomb linéaire ("Volume A: Theory and User Information," 2014).....	96
Figure II.8 : Surface de plasticité du critère de plasticité Mohr-Coulomb hyperbolique ("Volume A: Theory and User Information," 2014) .....	97
Figure II.9 : Surface du critère de plasticité Buyukozturk (1975) .....	98
Figure II.10 : Surface du critère de plasticité du modèle CAP ("Volume A: Theory and User Information," 2014).....	99
Figure III.1 : Schéma explicatif de l'application du chargement thermique aux surfaces des éléments en béton armé .....	106
Figure III.2 : Conductivité thermique intrinsèque du béton (Eurocode 2).....	107
Figure III.3 : Chaleur spécifique intrinsèque du béton (Eurocode 2) .....	107

Figure III.4 : Confrontation numérico-expérimentale (colonne de l'étude 1) pour deux profondeurs (B. and V.K.R., 2013) .....	108
Figure III.5 : Confrontation numérico-expérimentale (Dalle de l'étude 2) pour trois profondeurs (B. and V.K.R., 2013) .....	109
Figure III.6 : Évolution de la chaleur spécifique du béton ordinaire en fonction de la température calculée pour différents types d'agrégats (s : siliceux) (c : calcaire) (Xing et al., 2015) .....	110
Figure III.7 : Évolution de la conductivité thermique d'un béton ordinaire en fonction de la température pour différents types d'agrégats (s : siliceux) (c : calcaire) (Xing et al., 2015) .....	111
Figure III.8 : Confrontation numérico-expérimentale (Dalle de l'étude 2) pour trois profondeurs avec les caractéristiques thermiques d'un béton à base d'agrégats calcaires (B. and V.K.R., 2013) .....	111
Figure III.9 : Comparaison de la limite de l'élasticité pour une courbe expérimentale (Kupfer et al., 1969) et la surface du critère de plasticité Mohr-Coulomb .....	116
Figure III.10 : Comparaison de la limite de l'élasticité pour une courbe expérimentale (Kupfer et al., 1969) et la surface du critère de plasticité Mohr-Coulomb hyperbolique...	117
Figure III.11 : Comparaison de la limite de l'élasticité pour une courbe expérimentale (Kupfer et al., 1969) et la surface du critère de plasticité Buyukozturk (1975).....	118
Figure III.12 : Surfaces de plasticité expérimentales bidimensionnelles du béton pour différentes températures (Khennane and Baker, 1992).....	119
Figure III.13 : Schéma de l'évolution de la surface de plasticité f avec l'évolution de la surface G définissant la loi d'écoulement non-associée par le tenseur normal à cette surface (Cervenka and Papanikolaou, 2008).....	119
Figure III.14 : Courbe d'écrouissage du béton en fonction de la déformation plastique équivalente pour différentes températures (graphique extraite du module graphique du logiciel MARC Mentat) .....	121
Figure III.15 : Un élément fini cubique en béton HEX8 avec 8 points d'intégration.....	122
Figure III.16 : Confrontation entre le comportement du béton en traction uni-axiale expérimental et numérique (Buyukozturk 1975) .....	122
Figure III.17 : Surface de plasticité du critère Von-Mises dans l'espace tensoriel des contraintes principales.....	123
Figure III.18 : Courbe d'écrouissage de l'acier en fonction de la déformation plastique équivalente pour différentes températures (graphique extraite du module graphique du logiciel MARC Mentat) .....	124
Figure III.19 : Schéma longitudinal du spécimen testé dans l'étude expérimentale (Bilotta et al., 2015) .....	126
Figure III.20 : Schéma transversal (gauche) et longitudinal (droite) du spécimen testé dans l'étude expérimentale (Firmo and Correia, 2015).....	126
Figure III.21 : Modèles numériques de la configuration de l'étude expérimentale (Bilotta et al., 2015) (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat) .....	127
Figure III.22 : Modèles numériques de la configuration de l'étude expérimentale (Firmo and Correia, 2015) (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat).....	127

Figure III.23 : Courbes du chargement mécanique versus déflexion à mi-travée de la poutre étudiée; données expérimentales obtenues par ( Bilotta et al., 2015) .....	128
Figure III.24 : Courbes du chargement mécanique versus déflexion à mi-travée de la poutre étudiée; données expérimentales obtenues par (Firmo and Correia, 2015).....	129
Figure III.25 : Comportement mécanique classique d'un élément de structure poutre sous chargement mécanique.....	129
Figure III.26 : Schématisation des différents modes de transferts thermiques.....	132
Figure III.27 : Flux thermique traversant une surface de matière (Rodriguez, 2015).....	133
Figure III.28 : Bilan énergétique des échanges thermiques dans un volume de matière (Rodriguez, 2015).....	133
Figure III.29 : Schéma d'un corps solide quelconque (Rodriguez, 2015).....	134
Figure III.30 : Évolution de la température selon la courbe ISO-834.....	136
Figure III.31 : Dilatation thermique totale issue de l'évolution de la température pour le béton (a) et les aciers de renforcement (b) (Eurocode 2).....	137
Figure III.32 : Schéma explicatif de l'approche thermo-mécanique couplée (couplage fort) .....	138
Figure III.33 : Schéma explicatif de l'approche thermo-mécanique séparée (couplage faible) .....	138
Figure III.34 : Schéma descriptif de la configuration 1 testée (B. Carlos et al., 2017).....	140
Figure III.35 : Schéma descriptif de la configuration 2 testée (Firmo et al., 2012).....	140
Figure III.36 : Schéma descriptif de la configuration 3 testée (Aqeel and Venkatesh, 2011) .....	140
Figure III.37 : Courbe de déflexion à mi-travée de la poutre testée versus le temps d'exposition au feu (B. Carlos et al., 2017).....	142
Figure III.38 : Courbe de déflexion à mi-travée de la poutre testée versus le temps d'exposition au feu (Firmo et al., 2012).....	143
Figure III.39 : Courbe de déflexion à mi-travée de la poutre testée versus le temps d'exposition au feu (Aqeel and Venkatesh, 2011).....	143
Figure IV.1 : Schéma d'une poutre renforcée par un TRC avec ancrage mécanique : coupe longitudinale de la poutre (figure à gauche) ; coupe transversale de la poutre (figure à droite) .....	150
Figure IV.2 : Schéma de la configuration expérimentale de (Thiago, Carlos, 2018).....	152
Figure IV.3 : Modèle numérique de la configuration d'étude basé sur la configuration expérimentale de (Thiago, Carlos, 2018) (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat).....	152
Figure IV.4 : Courbe d'écrouissage du béton en fonction de la déformation plastique équivalente pour différentes températures (graphique extrait du module graphique du logiciel MARC Mentat).....	153
Figure IV.5 : Comportement mécanique du béton en compression uni-axiale à différentes températures ("Eurocode 2," 1992).....	154
Figure IV.6 : Courbe d'écrouissage de l'acier en fonction de la déformation plastique équivalente pour différentes températures (graphique extrait du module graphique du logiciel MARC Mentat) .....	154

Figure IV.7 : Schéma du dispositif four-presse thermomécanique « Zwick 20 KN-1200°C » utilisé pour les caractérisations de (Tlaji T., 2018) .....	155
Figure IV.8 : Courbes de contrainte versus déformation du TRC RC M-100 pour différentes températures (Tlaji T. et al, 2017).....	157
Figure IV.9 : Mode de rupture à 120°C du RC-M100 (Tlaji T. et al, 2017).....	157
Figure IV.10 : Mode de rupture à 200°C du RC-M100 (Tlaji T. et al, 2017) .....	157
Figure IV.11 : Mode de rupture à 400°C du RC-M100 (Tlaji T. et al, 2017) .....	158
Figure IV.12 : Mode de rupture à 600°C du RC-M100 (Tlaji T. et al, 2017) .....	158
Figure IV.13 : Courbe d'écrouissage du TRC RCM100 en fonction de la déformation plastique équivalente pour différentes températures (Tlaji T. et al, 2017) (graphique extrait du module graphique du logiciel MARC Mentat) .....	159
Il convient d'ajouter que pour les éléments de structure de type poutre, l'absence du chargement thermique sur la face supérieure vient de la supposition que celle-ci reste protégée par le plancher ou la dalle de l'étage supérieur Figure IV.14.....	160
Figure IV.14 : Schéma d'une coupe transversale d'un élément poutre en béton armé exposé à un flux thermique issu d'une évolution de température ISO-834 .....	160
Figure IV.15: Schéma d'une poutre en béton armé avec un renforcement TRC.....	161
Figure IV.16 : Schéma classique de la déflexion à mi-travée d'une poutre exposée au feu .....	162
Figure IV.17 : Modèle numérique d'une poutre en béton armé (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat) .....	166
Figure IV.18 : Modèle numérique de la poutre en béton armé sans renfort TRC lors de l'apparition des fissures de la partie tendue de la poutre (figure extraite du module graphique du logiciel MARC Mentat).....	167
Figure IV.19 : Courbe du niveau d'ouverture des fissures au niveau de l'enrobage le long de la poutre en béton armé .....	168
Figure IV.20 : Courbe de déflexion à mi-travée en fonction du temps d'exposition au feu ISO-834 .....	168
Figure IV.21 : Courbe de l'évolution de la contrainte axiale (direction de l'axe des aciers tendus) en fonction du temps d'exposition au feu pour l'acier et le béton d'enrobage à mi-travée (l'endroit de l'ouverture de la première fissure) .....	170
Figure IV.22 : Modèle numérique d'une poutre en béton armé renforcée par une couche de TRC (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat) .....	170
Figure IV.23 : Conditions aux limites du modèle numérique de la configuration poutre en béton armé renforcée par TRC (figure extraite du module graphique du logiciel MARC Mentat) .....	171
Figure IV.24 : Déflexion à mi-travée versus temps d'exposition au feu ISO-834 pour les différentes configurations .....	172
Figure IV.25 : Évolution de la contrainte axiale du TRC à mi-travée en fonction du temps d'exposition au feu ISO-834 pour la configuration poutre + 1 TRC .....	173
Figure IV.26 : Courbes de l'évolution de la contrainte axiale (direction de l'axe des aciers tendus) en fonction du temps d'exposition au feu pour l'acier et le béton d'enrobage à mi-travée (l'endroit de l'ouverture de la première fissure) pour une poutre + 1 TRC .....	174

Figure IV.27 : Évolutions de la température des aciers tendus et de l'enrobage du béton en fonction du temps d'exposition au feu pour une poutre avec 1 couche de TRC.....	175
Figure IV.28 : Évolution de la contrainte axiale dans le béton d'enrobage (configuration avec 1 TRC versus configuration sans TRC).....	176
Figure IV.29 : Résultats numériques montrant l'ouverture des fissures (gradient en rouge) dans l'enrobage (a) poutre sans TRC ; (b) poutre avec 1 couche de TRC (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat).....	176
Figure IV.30 : Évolution de l'ouverture de fissuration de l'enrobage le long de la poutre en béton armé à la fin du chargement mécanique (avant chargement thermique).....	177
Figure IV.31 : Résultats numériques du déplacement tangentiel relatif dans la zone de l'enrobage sous le TRC pour 3 configurations à 0 minute du chargement thermique .....	178
Figure IV.32 : Résultats numériques du déplacement tangentiel relatif dans la zone de l'enrobage sous le TRC pour 3 configurations à 10 minutes du chargement thermique ...	178
Figure IV.33 : Schéma de principe d'une poutre renforcée par un TRC avec ancrage (Gauche) coupe longitudinale (Droite) coupe transversale.....	180
Figure IV.34 : Courbes de déflexion versus temps d'exposition au feu ISO-834 pour différentes configurations de poutre en béton armé renforcés par des couches de TRC ancrés. ....	181
Figure IV.35 : Résultats numérique de la contrainte axiale dans le TRC pour différents temps d'exposition au feu.....	182
Figure IV.36 : Modèles numériques des configurations poutre en béton armé renforcées par une couche de TRC et protégée par un écran thermique (a) 20 mm d'écran thermique (b) 40 mm d'écran thermique (c) 60 mm d'écran thermique (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat).....	184
Figure IV.37 : Conductivité thermique de l'écran thermique (Silicate de calcium pour protection thermique, 2014) .....	185
Figure IV.38 : Chaleur spécifique de l'écran thermique (PROMAT France, 2011) .....	185
Figure IV.39 : Confrontation de la déflexion d'une configuration avec 1 TRC et une seconde avec 1 TRC et 1 écran thermique .....	186
Figure IV.40 : Confrontation de la déflexion des configurations renforcées par TRC et protégés thermiquement .....	186





# **Introduction générale**

La transition et la mutation énergétique couplées aux impératifs de développement durable requièrent, de façon pressante et inéluctable, que l'ensemble des champs de l'activité humaine reconsidère ses « approches » à l'aune d'enjeux d'envergure, devenus très urgents.

Concernant le génie civil, plusieurs grandes orientations de la recherche et développement sont susceptibles de faire écho à ces préoccupations : - les lois du Grenelle de l'environnement (octobre 2008) visant à réduire les consommations d'énergie et améliorer les conditions d'environnement et de sécurité des ouvrages, - la loi de juillet 1976 en relation avec la directive européenne SEVESO (31 juillet 2003) relative à la prévention des risques technologiques et naturels, - une loi de mai 2011 sur la réduction de la vulnérabilité des bâtis vis-à-vis des actions sismiques.

Comme le souligne J.M MICHEL du 9 janvier 2011, Les thèmes de recherche (Chimie et Habitat, 2011) à associer à une nouvelle politique de l'habitat pour notre société concernent : (AFGC, 2010) (J., 1999) - la prise en compte de l'écotoxicité des produits (santé et environnement dans l'habitat mais aussi hygiène et sécurité lors de la construction), - la nécessité de prendre en compte les cycles de vie des matériaux de construction, - la nécessité d'intégrer la performance énergétique des produits et composants, - l'amélioration de la sécurité, de la fiabilité des ouvrages pour les usagers ou les exploitants en prenant en considération les évolutions des conditions d'exploitation (changements climatiques, évolution des conditions d'exploitation, sollicitations accidentelles ou extrêmes : incendie, explosion, impact, séismes...), - la nécessité de revoir les conditions d'aménagement du territoire et plus particulièrement l'aménagement urbain en favorisant le développement des zones d'activités souterraines.

Ces grandes orientations concernent indifféremment la conception et la réalisation de nouvelles constructions ou infrastructures mais aussi et surtout la **réhabilitation du parc immobilier existant** et des infrastructures stratégiques existantes (tunnels, ponts, centrales nucléaires...).

La réhabilitation renvoie, sous réserve d'identification de la cause des sinistres et de la quantification du niveau de dégradation, à la protection, la réparation ou le renforcement des structures endommagées.

Les différentes techniques couramment considérées correspondent à : - Réparation par béton projeté fibré ou armé - Réparation par post-contrainte additionnelle - Réparation par collage de plats métalliques - Réparation par stratification ou collage de composites.

En dépit de cette pluralité, il est raisonnable de considérer deux grandes familles/techniques de matériaux mobilisables dans le cadre de la réhabilitation.

Les matériaux composites à base polymère (FRP : Fiber Reinforced Polymer) et matériaux à base minérale

### **Le système de renforcement par composite FRP**

Des raisons de performances mécaniques, de facilité de mise en œuvre (stratification – collage), de gain de poids et de tenue à la corrosion, expliquent, pour l'essentiel, l'essor de la technique de renforcement par matériaux composites qui s'est imposée au plan mondial en combinant différentes configurations de textiles techniques et essentiellement des matrices polymères thermodurcissables (époxy) et des renforts textiles 1D et 2D carbone, verre et aramide.

Le principal intérêt de ces composites (FRP) porte sur les propriétés spécifiques (résistances spécifiques et modules spécifiques des fibres) et les bonnes propriétés d'adhésion et de tenue à la corrosion des matrices polymères qui permettent de renforcer des ouvrages sans augmenter leur poids propre (contrairement à d'autres procédés : bétons fibrés projetés ; aciers collés...) et de mobiliser les systèmes de renforcement à de hauts niveaux de contraintes (~ 600 MPa) grâce aux rigidités élevées des plaques composites (modules d'élasticité 150 000 – 200 000 MPa) et aux propriétés d'adhérence des résines époxydes sur les substrats. En revanche, les résines de stratification ou de collage présentent des températures de transition vitreuse relativement basses (40° - 60°) et même les systèmes les plus performants actuellement ne sont qualifiés que pour des températures d'utilisation de l'ordre de 80°/100°C. Cet aspect est de nature à considérablement limiter le développement de cette technologie pour des applications industrielles sensibles (centrale nucléaire...) ou des ouvrages soumis à des conditions d'environnement extrêmes (T°, H%). Sur un autre plan, les limites d'application de ces procédés sont concernées par les propriétés d'interface entre les matériaux « substrats » (béton, bois, maçonnerie) et plus particulièrement leur résistance au cisaillement et leur niveau d'endommagement dans le cas de la réhabilitation. Les performances des renforts composites sont limitées par les conditions de transfert de charge et la résistance traction – cisaillement des bétons substrats.

### **Le système de renforcement à base minérale**

A ce jour, la technique du béton projeté est couramment utilisée pour les cas de réparation classiques ne nécessitant pas de hautes performances mécaniques et pouvant s'appliquer avec des moyens et une qualification de main d'œuvre existantes au sein des entreprises du BTP. Dans la mesure où aucune contrainte additionnelle spécifique n'est à prendre en considération (tenue à la corrosion, limite d'encombrement, augmentation du poids propre de l'ouvrage...) ce procédé assure pour de nombreuses applications un très bon compromis « prix – performances ». En revanche, les faibles résistances en traction du béton fibré (< 15 MPa) et sa mauvaise tenue en température (incendie : écaillage) sont inadaptées à des renforcements structurels à haut niveau performant pour des conditions accidentelles extrêmes

Le XXe siècle aura connu le développement successif de différents matériaux de type « fibrociment » avec l'amiante ciment au début du siècle progressivement remplacé par la formulation et la fabrication industrielle de composites ciment verre (CCV : composite ciment-verre et/ou GRC : glass reinforced cement).

Pour se substituer à l'amiante-ciment définitivement prohibée dans la construction en 1994 pour des raisons de toxicité avérée alors que le niveau de production avait atteint le niveau de 540 000 tonnes par an en France pour un chiffre d'affaires de plus de 2 milliards de francs en 1991, les industriels concernés (St GOBAIN, ETERNIT...) ont cherché à développer des composites de substitution en remplaçant l'amiante par des fibres de verre alcali-résistante (PILKINGTON 1971) produites à ce jour par OWENS CORNING FIBERGLASS (W., 1973). Les domaines d'application sont demeurés identiques, pour une large part, aux fibrociments (plaques de bardage, tôle de couverture, préfabrication légère, canalisations...) et les formulations standards favorisant l'utilisation de fibres courtes (projetées) ou sous forme de « mat » pour le renforcement des liants ou micro-mortiers avec des pourcentages volumiques limités (2 à 10%). Plus récemment (2000 – 2002), pour permettre le renforcement en utilisant le verre E classique, la VUB (WASTIEL, 1999) et la société SYMBION ont développé la formulation de liants phosphatiques (VUBONITE) pour remplacer les ciments portland. Dans ce cas, les CCV ont pu atteindre des taux de renfort volumique de 15 à 20 % et des propriétés mécaniques (résistance traction ; module d'élasticité) améliorées mais inférieures à 60 MPa. Pour cette même période (2001 – 2002), grâce aux significatifs progrès dans la formulation de microbétons, micro-mortiers notamment par l'addition de micro ou nano-charges (fumée de silice, métakaolin...) et de polymères, une nouvelle famille de composite est apparue : les T.R.C (textile reinforced cement /ou textile reinforced concrete) (Brameshuber, 2001).

La définition de ce nouveau composite du XXIe peut s'énoncer comme suit : Il s'agit de formuler des matériaux à matrice minérale (ciment portland, liants sulfoalumineux, liants phosphatiques, géo polymères, céramiques) avec des renforts textiles continus (UD, taffetas, grille 2D -3D...) utilisant le verre, l'aramide le carbone ou des armures textiles hybrides. L'objectif est d'obtenir des propriétés mécaniques (résistance, rigidité, ténacité) nettement supérieures à des CCV ou GRC renforcés de fibres courtes ou de mat de verre E ou alcali-résistant (Brameshuber, 2006).

L'utilisation « d'armures textiles continues » 2D ou 3D a pour intérêt d'améliorer la durée de vie (fatigue, fluage) des composites, d'améliorer la tenue au choc ou à l'impact (résistance résiduelle après impact, énergie dissipée...) des composites, d'améliorer la durabilité (vieillessement du matériau et des fibres) par un meilleur contrôle de l'ouverture et de l'espacement des fissures au sein du composite. Les premiers travaux de recherche et développement ont été initiés par les universités d'Aachen, Dresde en Allemagne dès 2002 – 2004 par les professeurs Hegger et al (Hegger, 2006), avec le concours de l'industrie textile allemande et de producteur de

fibres de verre (St Gobain) et de fibres de carbone (SLG group...). A ce jour un groupe RILEM (TC 201 – TRC) y est dédié.

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'un **projet FUI** visant à valoriser les matériaux composites TRC. Il s'agit de développer de nouveaux procédés constructifs de type TRC

en vue de la protection et le renforcement des structures béton, béton armé, maçonneries vis-à-vis de sollicitations accidentelles telles que l'incendie, l'explosion ou les séismes avec des formulations de composites particulièrement performantes du point de vue thermomécanique et plus respectueuses des conditions.

Les travaux exposés dans le cadre de ce travail se focaliseront sur la dimension numérique de la mobilisation des composites TRC dans le cadre de la réhabilitation d'éléments en béton armé (poutres).

En effet, il conviendra, sur la base de simulations aux éléments finis (logiciel commercial MARC Mentat), d'évaluer, faute d'une base expérimentale statistiquement significative, les potentialités du recours aux composites TRC (le cas échéant en adjoignant un isolant) vis-à-vis de sollicitations couplées extrêmes (mécanique/thermique (incendie)).

L'approche numérique retenue, à caractère exploratoire, intégrera de manière indirecte le couplage mécanique/thermique aux fins, principalement, de renforcer la compréhension des interactions subjectile/composite TRC tout en veillant à explorer, avec les réserves requises, les paramètres susceptibles de peser le plus lourdement sur la tenue en températures extrêmes des éléments de structure étudiés.



# **I Chapitre 1 : Revue bibliographique**





**Partie A : Comportement mécanique des  
bétons et bétons armés à différentes  
températures**

## 1 Généralités

Le comportement des ouvrages en béton armé au feu est très complexe, d'une part à cause de la complexité des ouvrages et la façon dont ils sont imbriqués et d'autre part à cause du comportement complexe du béton et des éléments en béton armé au feu.

Un élément poutre en béton armé exposé au feu connaîtra lors de son histoire thermo-mécanique une multitude de phases et comportements mécaniques. Pendant l'évolution de la température du béton armé, les matériaux constitutifs connaissent des évolutions physico-chimiques, qui se répercutent, par la suite, sur leurs caractéristiques mécaniques. A certaines limites, les résistances mécaniques atteignent des valeurs inférieures à celles garantissant la stabilité des structures, d'où la ruine de certains éléments de structure (voire, dans des cas extrêmes, de la structure dans son entièreté) en béton armé en cas de feu.

Ce travail de recherche se positionne dans le contexte de la réparation et la protection des structures en béton armé vis-à-vis du feu. Ce travail de thèse a été initié par une revue bibliographique. Celle-ci permettra d'apporter une compréhension plus profonde du comportement des éléments de structures en béton armé soumises au feu ou à des chargements thermo-mécaniques. La revue bibliographique présentera, également, le comportement au feu ou à températures élevées des matériaux TRC ou bien celui des structures renforcées par TRC.

En France, un bâtiment est touché par un incendie toutes les deux minutes ("Les statistiques des services d'incendie et secours," 2017). Face à la fréquence de ces sinistres, l'industrie de protection et de renforcement des bâtiments s'est penchée sur la problématique. Différentes solutions techniques garantissant la protection et le renforcement des bâtiments ont été proposées. Parmi ces solutions, le renforcement des éléments des structures porteuses en béton armé avec des matériaux composites a vu le jour. Le renforcement avec des matériaux composites à base de carbone CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) a fait ses preuves pour le renforcement à froid des structures en béton armé pendant quelques années (Bilotta et al., 2015) (Peng et al., 2015) (Al-Rousan et al., 2012, p.). L'inertie et la popularité de la solution de renforcement CFRP a projeté ce matériau composite dans le renforcement face au feu. Après plusieurs études (Da Silva, 2013) (Gamage et al., 2006) (C. Tetta and A. Bournas, 2016) le CFRP s'est avéré être inefficace face aux températures élevées à cause de sa matrice polymère et de la colle utilisée pour la mise en place qui présente une température de transition vitreuse trop faible (quelques dizaines de degrés) pour prétendre apporter une contribution significative vis-à-vis de la tenue au feu (du moins en l'absence de protection thermique). Ceci, indépendamment de la toxicité des fumées produites après l'exposition du CFRP au feu.

Le TRC (Textile Reinforced Concrete) est un matériau composite à base d'une matrice cimentaire qui a connu ces dernières années des développements significatifs tant sur le plan scientifique que, dans une bien moindre mesure, sur le plan « industriel ». De nombreux travaux scientifiques ont été effectués à différentes échelles du matériau (Ph. et al., 1996) (Drach et al., 2014), et dans le cadre de ses applications, qu'il s'agisse de la réhabilitation structurelle ou d'éléments neufs (Si Larbi et al., 2013). Cependant, très peu d'études expérimentales ont été faites sur le comportement du TRC au feu (C. Tetta and A. Bournas, 2016).

Dans la suite de ce chapitre, le comportement des bétons ou bétons armés (avec acier) à différentes températures sera présenté. Ensuite, le comportement, à différentes températures, des matériaux composites TRC et des structures renforcées par TRC sera également détaillé. La conclusion de ce chapitre permettra de synthétiser les principaux éléments présentés.

## **2 Propriétés et comportement mécanique des bétons à températures ambiantes**

### **2.1 Généralités sur les matériaux cimentaires**

Le liant hydraulique a croisé le chemin de l'humanité depuis l'époque romaine. En effet, à cette époque, il a été remarqué que le mélange de cendres volcaniques -riche de silice  $\text{SiO}_2$ , Alumine  $\text{Al}_2\text{O}_3$  et en Oxydes de fer  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ -, de la chaux et de l'eau donnait un matériau présentant des propriétés de liants hydrauliques. Depuis cette époque, le ciment resta une faveur de la nature, car, sans cendre volcanique, la recette du ciment est incomplète. Cependant, au milieu du XVIIIe siècle, il a été découvert par un ensemble d'industriels que la cuisson d'un mélange d'argile et de calcaire à certains dosages donnait naissance à un ciment industriel. Actuellement, les produits les plus courants à potentiel hydraulique sont le clinker du ciment Portland, le clinker du ciment alumineux et le laitier granulé des haut-fourneaux. Cependant, les chaux hydrauliques sont des ciments naturels, appelés au XIXe siècle, des ciments romains. C'est l'étude de l'hydraulicité des chaux hydrauliques, à la fin du XVIIIe siècle et au tout début du XIXe siècle, qui permit à Smeaton, en Angleterre, et à Vicat, en France, de jeter les bases de la chimie et du développement industriel du ciment moderne.

La composition chimique usuelle d'un liant hydraulique est la suivante, silicates de calcium  $(\text{CaO})_3(\text{SiO}_2)$ ,  $(\text{CaO})_2(\text{SiO}_2)$ , aluminates de calcium  $(\text{CaO})_3(\text{Al}_2\text{O}_3)$ ,  $(\text{CaO})_4(\text{Al}_2\text{O}_3)(\text{Fe}_2\text{O}_3)$ . L'ajout d'eau provoque leur prise, c'est-à-dire la cristallisation en produits hydratés plus stables. Ces produits hydratés ont des propriétés liantes qui peuvent se développer en l'absence d'air, sous l'eau, d'où la dénomination "liants hydrauliques".

A l'ajout de l'eau au ciment anhydre, l'hydratation de celui-ci se fait suivant différents mécanismes.

○ Adsorption

L'adsorption de l'eau s'établit par deux modes différents :

- Adsorption physique : qui est le résultat des forces de Van der Waals, cette force est une liaison réversible et faible qui ne modifie pas l'état électronique de la molécule adsorbée.
- Adsorption chimique : qui est le résultat de la mise en commun d'électrons. Cette adsorption modifie l'état électronique de l'eau absorbée, alors, celle-ci devient de l'eau liée.

○ Cristallisation

La cristallisation voit se succéder deux phénomènes qui sont la nucléation et la croissance du germe. Les ions passés en solution s'assemblent aléatoirement en germes. A partir de ces germes s'organise une accumulation d'atomes ou de molécules.

Pour résumer, l'hydratation est une suite de réactions chimiques dont le résultat est la formation des cristaux constituants de la matrice cimentaire solide.

En effet, comme il a été cité, dans le paragraphe précédent, le clinker du ciment Portland est composé de gypse et de silicate tricalcique  $(\text{CaO})_3(\text{SiO}_2)$  de silicate bicalcique  $(\text{CaO})_2(\text{SiO}_2)$ , d'aluminate tricalcique  $(\text{CaO})_3(\text{Al}_2\text{O}_3)$  et d'aluminoferrite tétra-calcique  $(\text{CaO})_4(\text{Al}_2\text{O}_3)(\text{Fe}_2\text{O}_3)$ . Lors de l'hydratation, ces composés vont réagir et former les hydrates de la pâte de ciment : silicate de calcium hydraté  $(\text{CaO})_x(\text{SiO}_2)_y(\text{H}_2\text{O})_3$ , portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , ettringite  $(\text{CaO})_6(\text{Al}_2\text{O}_3)(\text{CaSO}_4)_3(\text{H}_2\text{O})_{32}$  Figure I-1, et le mono-sulfo-aluminate.

Les hydrates en question ne contiennent pas d'eau en tant que telle, mais ils sont composés de ses atomes : hydrogène (H), oxygène (O) ou hydroxyle (HO).

Il convient de dire qu'une partie de l'eau de gâchage n'hydrate pas les éléments anhydres du ciment et finit piégée dans la porosité du mortier.

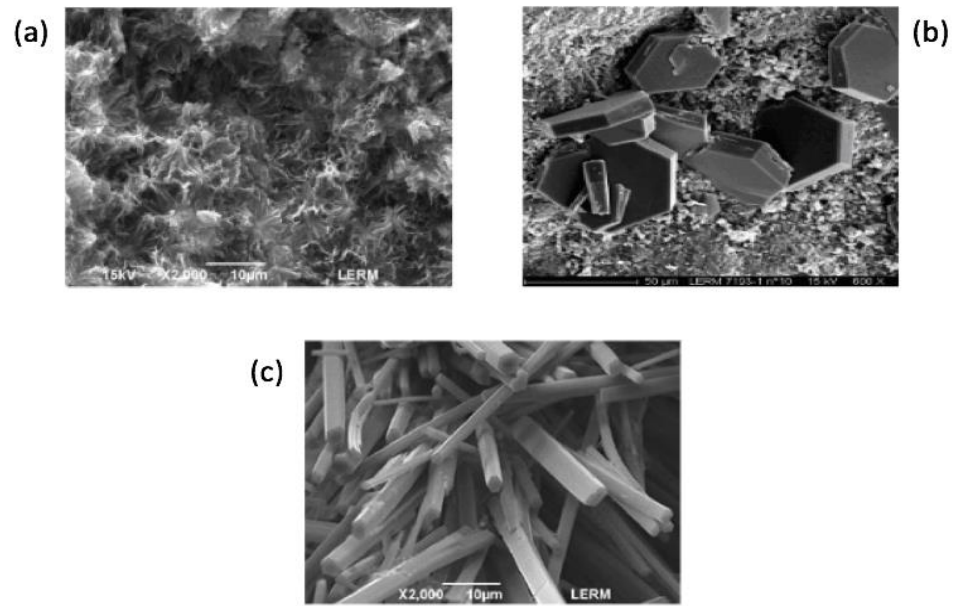


Figure I.1 : Observation au MEB (a) gel de CSH, (b) cristaux de portlandite, (c) fibres de Pettringite (SETEC LERM, n.d.)

## 2.2 Caractéristiques mécaniques du béton

Un bref survol de la littérature (E. et al., 1988)(Gernay et al., 2013) ainsi que l'Eurocode 2 ("Eurocode 2," 1992) démontre que parmi les différents types de bétons qui existent, il est possible de dégager quelques caractéristiques mécaniques communes.

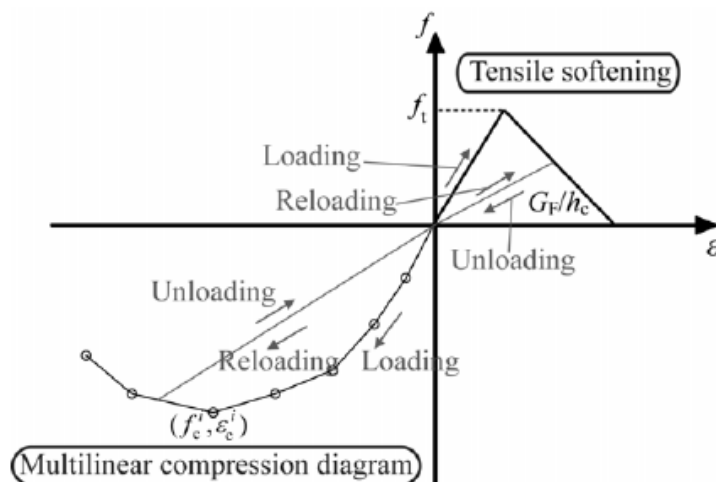


Figure I.2 : Comportement mécanique du béton en compression et en traction (Kshitiij et al., 2013)

A première vue, par rapport au comportement uni-axial, une première remarque peut être faite sur la différence entre le comportement du béton en compression et en traction. En compression, le comportement du béton est progressivement durcissant dans un premier temps, simultanément, une consolidation de la microstructure du béton a lieu, d'où l'évolution de la contrainte. Puis arrive une phase adoucissante après une contrainte limite  $f_c$ , après cette dernière, sous l'effet de la microfissuration, l'écrasement du béton (E. et al., 1988) est observé (relâchement de la contrainte avec l'évolution de la déformation). Par ailleurs, en traction, le béton présente un comportement bilinéaire avec une première partie élastique où la contrainte et la déformation évoluent linéairement, après une contrainte limite en traction  $f_t$ , le processus de fissuration s'amorce impliquant un adoucissement immédiat, avec un relâchement de la contrainte de traction avec l'évolution de la déformation.

Le module de Young d'un béton est la pente de la ligne tracée entre le zéro de la courbe contrainte-déformation et la contrainte de compression de  $0,45.f_c$  ( $f_c$  étant la contrainte limite à la compression) (Mang et al., 2005), Par ailleurs, le module de Young du béton est unique pour les deux comportements mécaniques, à la compression, et à la traction.

### 2.3 Généralités sur le béton armé

La création du béton armé est le résultat d'une longue histoire de découvertes. Depuis la découverte de la chaux hydraulique de l'époque romaine jusqu'au ciment portland du XVIIIe siècle. L'association des armatures douces et la pâte de ciment commença au milieu du XIXe siècle. Josef Louis Lambot, en 1847, fut le premier à déposer un brevet pour un matériau composite ciment-fer. Ce dernier était constitué d'une toile de fils métalliques noyés dans une matrice de ciment, Josef Louis l'exposa ensuite à l'exposition universelle de Paris en 1855. Une dizaine d'années plus tard, Joseph Monier a déposé un brevet pour la construction de bacs à fleurs avec un composite fer-ciment qui fut ensuite amélioré par l'entreprise allemande Wayss & Freitag en 1885. Après les premières constructions en béton armé, planchers du Reichstag à Berlin en Allemagne en 1886, puis en France, en 1894 lors de la construction des moulins de Nantes, la construction en béton armé a pris un grand élan dans les années 1890 où l'ingénieur des Ponts et Chaussées Paul Christophe (1870-1957) a rédigé un état de l'art détaillant les essais, un recensement des brevets et des méthodes de calcul disponibles à l'époque Figure I-3. Ainsi, à l'exposition universelle de Paris de 1900, le béton armé a été défini étant le matériau de construction du XXe siècle.

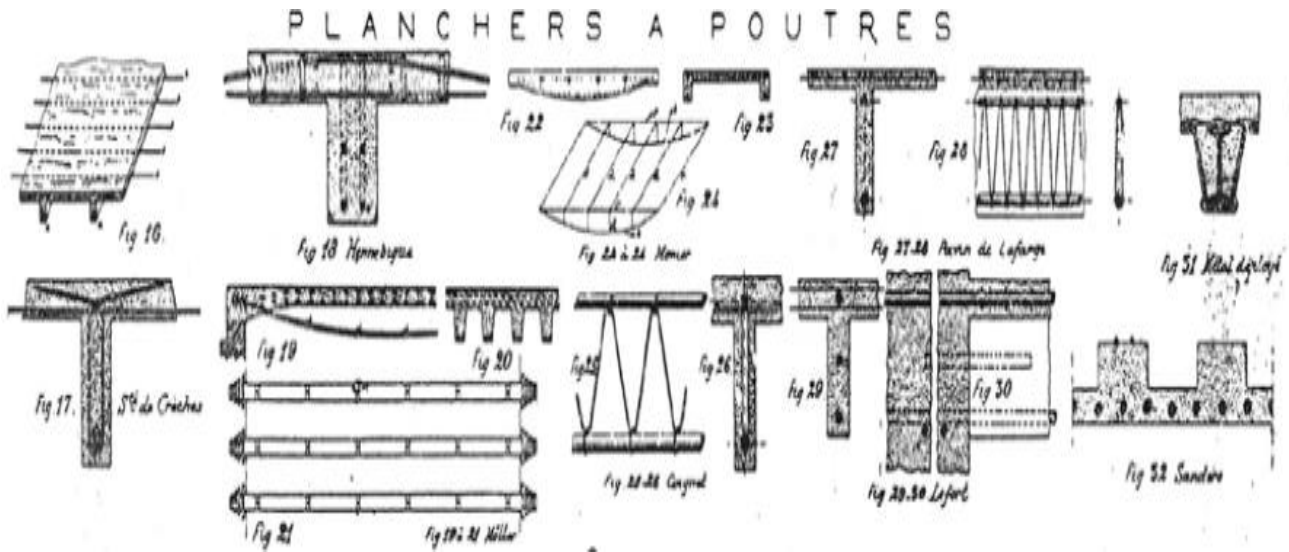


Figure I.3 : Exemples des systèmes de béton armé brevetés par Christophe Paul (Albert and Denoël, 2013)

## 2.4 Généralités sur la modélisation des éléments horizontaux (poutres, dalles) en béton armé

Au cours de ce travail de thèse, les approches numériques se focaliseront sur les éléments de structure horizontaux de type poutre ou dalle. Dès lors, dans le présent rapport, une bibliographie exhaustive des entités à prendre en compte pendant la modélisation a été faite. Différents auteurs, bien que pour des fins de modélisation variées, ont établi quelques modèles pour les poutres en béton armé. Ainsi, le bilan de ces éléments bibliographiques met en avant trois éléments essentiels pour la modélisation d'une poutre en béton armé : le béton, l'acier et l'interface acier/béton.

### 2.4.1 Béton

Après la limite de l'élasticité vient la phase endommageable. Pendant cette dernière, le béton se comporte différemment en traction et en compression. En traction un comportement fragile apparaît alors qu'en compression un écrasement du béton est observé. Dans la littérature, le comportement endommageable du béton est modélisé soit par des modèles élasto-plastiques soit par des modèles élastique-endommageables.

Les modèles élastique-endommageables attribuent au béton des caractéristiques d'endommagement après que sa limite de l'élasticité soit atteinte. Ces caractéristiques d'endommagement consistent, dans la majorité des cas, à faire apparaître des fissurations implicites ou explicites dans le corps de l'élément en béton. Les modèles élastique-endommageables nécessitent une programmation approfondie sur les modèles éléments finis et des temps de calcul considérables. Par rapport aux modèles élasto-plastiques, dérivés de la théorie de la plasticité, les déformations au-delà de la



limite de l'élasticité (fissuration et écrasement du béton) sont représentées par des déformations plastiques. Cette approche alloue, en fonction de la complexité des critères considérés, des temps de calcul relativement faibles.

Dans la littérature, le comportement mécanique du béton est repris avec des modèles mécaniques élasto-plastiques ou élastique-endommageables, et ce, en fonction des ressources numériques à la disposition des auteurs. Les modèles élasto-plastiques, comprennent souvent le critère de Drucker-Prager Figure I-4 ou un critère dérivé de celui-ci dont la surface de plasticité varie en fonction de l'axe hydrostatique des contraintes principales.

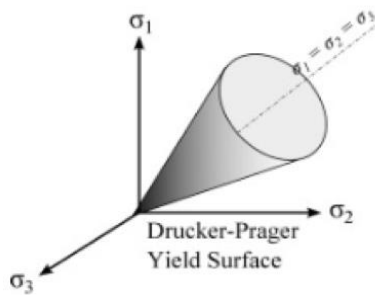


Figure I.4 : Surface de plasticité du critère de plasticité Drucker-Prager dans l'espace tensoriel des contraintes principales (Garner et al., 2015)

La simulation de l'endommagement, quant à elle, est initiée après une contrainte ou une déformation limite, à titre d'exemple «*Smeared Crack Model*» implémenté sur ABAQUS. Ce modèle amorce une fissuration dans les éléments du modèle une fois la contrainte limite est atteinte. Les contraintes dans les trois directions de l'espace sont gérées indépendamment les unes des autres. Après la contrainte limite, un comportement adoucissant du matériau est imposé par le modèle Figure I-5.

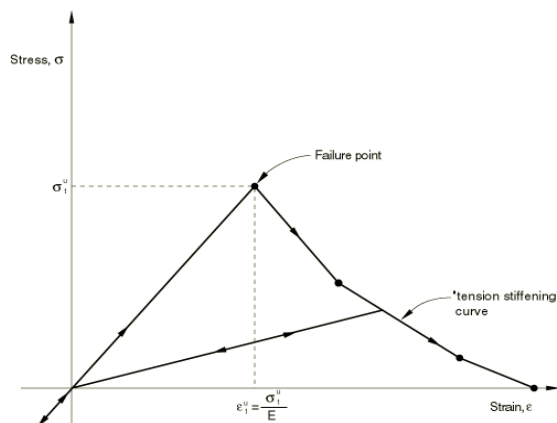


Figure I.5 : Courbe de contrainte versus déformation en traction uni-axiale d'un élément en béton pour le modèle «*Smeared Crack Model*» («*Abaqus Analysis User's Manual,*» 2013)

Il est important de dire que les caractéristiques mécaniques du béton sont étroitement liées au procédé de production du ciment et la nature de ce dernier. Dans les modèles numériques, la constitution du béton modélisé n'est pas discrétisée, c'est-à-dire que les différents constituants du béton (pâte cimentaire, agrégats, etc.) ne sont pas discrétisés dans le calcul numérique, à la place, une valeur, dite homogénéisée, des caractéristiques mécaniques du béton est introduite pour établir le calcul numérique.

### 2.4.2 Acier

Il existe une multitude de modèles de lois de comportement pour les métaux. Le comportement mécanique multi-linéaire durcissant des métaux est mieux représenté par la théorie de la plasticité qui compte des critères de plasticité tels que Mohr-Coulomb Figure I-6. Ce critère est très populaire quant à la représentation de la loi de comportement multi-linéaire durcissant des aciers du béton armé.

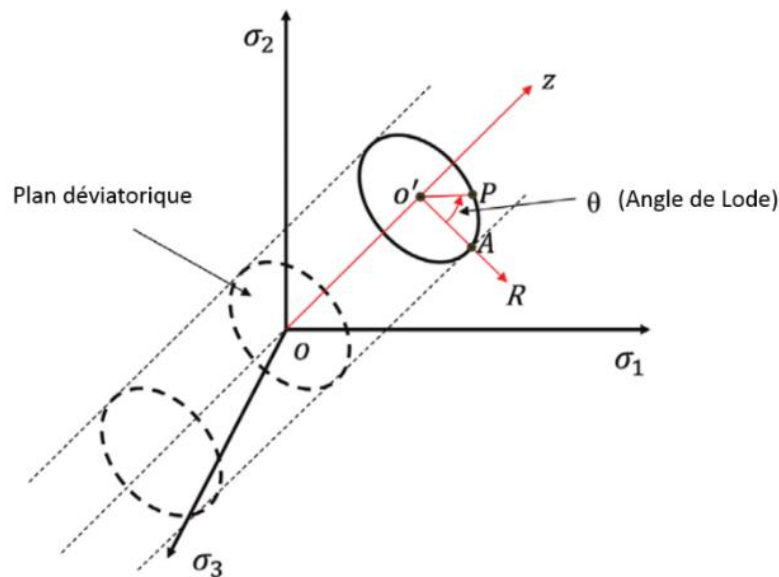


Figure I.6 : Surface de plasticité du critère Mohr-Coulomb dans l'espace tensoriel des contraintes principales

### 2.4.3 Interface Acier/Béton

L'intégration d'une loi de contact entre le béton et les aciers peut se révéler souhaitable selon le type du chargement et le recueil souhaité. Cependant, dans le cas de l'étude du comportement thermo-mécanique d'une poutre en béton armé au feu, (Nhu Cuong, 2011) a trouvé que l'intégration d'une loi de contact entre le béton et l'acier n'a pas d'effet sur le comportement thermo-mécanique global. En effet, la diminution de la résistance de l'interface est accompagnée par la réduction des caractéristiques mécaniques de l'acier, constat qui induit un effet de compensation. (Nhu Cuong, 2011) rapporte aussi que lors de l'exposition au feu, une structure en

béton armé est plus susceptible d'atteindre la ruine par plastification des aciers ou par rupture fragile du béton avant la perte de l'adhérence entre l'acier et le béton. Une discussion plus détaillée est présente dans un prochain paragraphe de la présente bibliographie.

#### **2.4.4 Conclusions partielles**

- Le comportement mécanique post-élastique du béton est complètement différent en traction et en compression.
- Le comportement mécanique post-élastique du béton peut être décrit par la théorie de l'endommagement et la théorie de la plasticité.
- Dans la littérature, la modélisation du comportement mécanique de l'acier du béton armé est moins controversée. Toutes les études utilisent le critère de plasticité Von-Mises.
- L'intégration d'une loi de contact entre le béton et l'acier n'a pas d'effet sur le comportement thermo-mécanique global.

### **3 Propriétés et comportement mécanique des bétons aux températures élevées**

Le sujet de ce travail repose sur l'exposition des éléments de structure au feu, dès lors, une étude bibliographique du béton au feu s'avère nécessaire pour éclaircir l'étendue de ce sujet.

#### **3.1 Généralités sur le béton à température élevée**

Un regain d'attention relatif à l'étude du béton à température élevée s'est fait jour dans les années 70. Après les incidents tragiques du tunnel sous la Manche "Eurotunnel" en 1996 et celui sous le Mont-blanc en 1999, de plus en plus d'auteurs se sont intéressés au comportement du béton vis-à-vis du feu. Lors d'une déflagration, différents aspects (thermiques et mécaniques) sont atteints par les changements physico-chimiques qui ont lieu dans le béton. Par conséquent, les éléments de structure qui sont exposés au feu pour certaines périodes de temps ne sont plus en mesure de remplir leur rôle mécanique dans l'ensemble d'une structure.

Bien que l'apport physico-chimique soit très utile dans la compréhension de la source des phénomènes que l'on observe lors de l'exposition d'un élément en béton ou en béton armé au feu, le présent travail se focalisera sur le volet structurel et mécanique ou plus particulièrement thermo-mécanique.

Avec l'évolution de la température, les éléments constitués de béton ou de béton armé connaissent différentes évolutions. A micro-échelle, une série de déshydratation des cristaux constitutifs du béton a lieu, le mécanisme de déshydratation commence par la décomposition totale de l'ettringite à partir de 70 °C puis l'évaporation de l'eau libre entre 100°C et 120 °C (Nguyen, 2013), puis la décomposition du gypse se produit entre 130 °C et 170 °C, ensuite la portlandite relâche l'eau selon (Belkacem, 2010) et finalement, la décomposition du gel de CSH ainsi que les carbonates de calcium entre 600 °C et 700 °C ont lieu. Simultanément à la déshydratation des carbonates de calcium et des différents composants du matériau cimentaire face à un feu, un retrait est remarqué au niveau structurel de l'élément en béton armé.

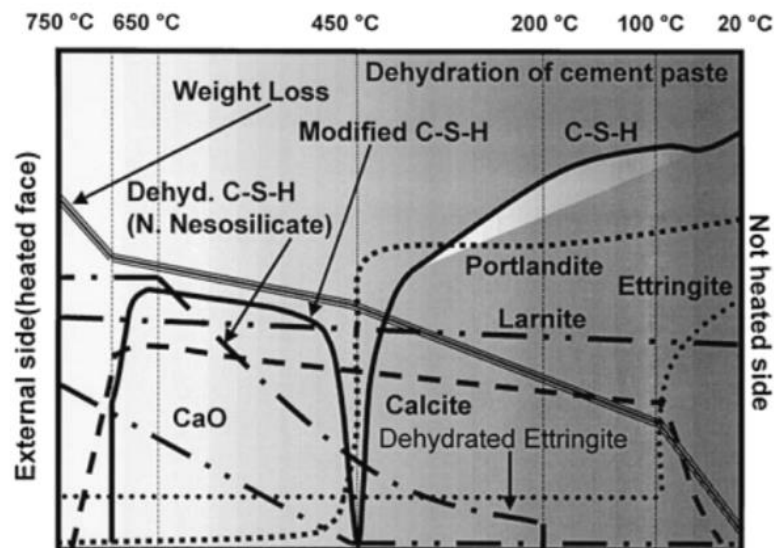


Figure I.7 : Processus de déshydratation des différents composants du matériau cimentaire face à un feu (Nguyen, 2013)

L'autre effet dû à la dynamique thermo-hydrrique du béton lors de la chauffe du béton est l'évolution de la pression interstitielle (Consolazio et al., 1998) avec l'augmentation de la température. L'eau évaporée, issue de l'eau libre (Nguyen, 2013) et de l'eau chimiquement liée, (Castellote et al., 2004) (Belkacem, 2010) se retrouve piégée dans le réseau poreux du béton, à l'issue de ceci, un autre phénomène appelé écaillage a lieu Figure I-8, lors de ce dernier, la pression interstitielle du béton près de la surface chauffée augmente. Cette pression interstitielle implique un flux d'eau migratoire vers l'intérieur du corps du béton, ceci crée, à un certain degré de saturation, un bouchon hydrique bloquant le flux d'eau migratoire. Une vapeur d'eau

de plus en plus abondante couplée à un bouchon hydrique qui bloque les flux d'eau résulte en une grande pression dans la porosité du béton, qui dans les cas extrêmes, implique le détachement de morceaux de béton près de la surface chauffée.

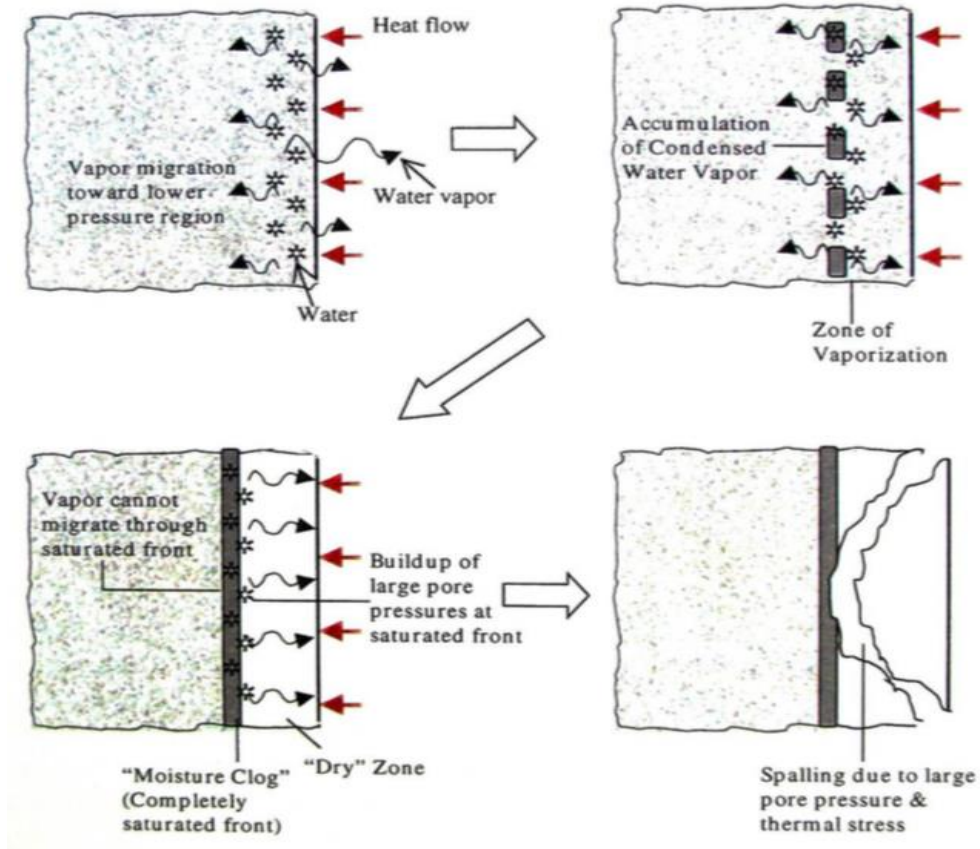


Figure I.8 : Mécanisme de l'écaillage du béton exposé au feu (Consolazio et al., 1998)

En effet, l'écaillage peut-être dû à la pression interstitielle du béton (Bary et al., 2008) (Bary et al., 2012), comme il peut être dû aux contraintes thermo-mécaniques dans le corps du béton (Prakash and Strivastava, 2017). Le gradient thermique dans le béton crée une dilatation thermique, quand cette dernière est empêchée, un état de contrainte de cisaillement est créé dans la section. En plus de ceci, lors de la chauffe, les granulats se dilatent et la pâte de ciment se rétracte à cause de la déshydratation (Bazant and Kaplan, 1996) (Nguyen, 2013). Ainsi, la pâte de ciment se retrouve tendue, alors le phénomène de l'écaillage peut, aussi, se produire (Khalifa et al., 2000).

### 3.2 Caractéristiques thermo-physiques du béton aux températures élevées

L'implémentation numérique des éléments de structures nécessite une bonne connaissance de la physique des matériaux modélisés à des températures élevées. Dans cette optique, le paragraphe 3.1 du présent chapitre a éclairci les changements

physico-chimiques d'un matériau cimentaire au feu, de manière à permettre une compréhension fondée et documentée des évolutions physiques au niveau macroscopique qui seront présentées dans cette section.

### 3.2.1 Le béton est un milieu poreux

La microstructure du béton solide est constituée de trois phases. La phase solide qui est constituée principalement des hydrates issus de l'hydratation du ciment anhydre, la phase liquide qui est constituée d'eau libre bloquée dans la porosité du squelette solide et finalement la phase gazeuse incluant l'air et la vapeur d'eau aussi bloqués dans la porosité. Ainsi, le béton est constitué d'un squelette solide et d'une porosité, cette dernière est subdivisée en deux types, une porosité connectée et une porosité non connectée.

En raison de la complexité physico-chimique du béton à micro-échelle, les transferts thermiques lors de la chauffe du béton s'opèrent à différents niveaux.

Au niveau du squelette solide, la conduction est le principal phénomène responsable des transferts thermiques. Cependant, la complexité réside au niveau de la porosité. En effet, la porosité contient les phases liquide et gazeuse. Au niveau de la phase liquide, le transfert thermique se fait par conduction. Cependant, dans la phase gazeuse, de par sa nature légère et compressible, les transferts de chaleur se font autrement.

Deux modes de transferts de chaleur ont lieu. Le premier mode de transfert de chaleur est la conduction à travers la phase gazeuse, le second mode de transfert est issu du mouvement de la vapeur d'eau surchauffée passant par la porosité connectée à l'intérieur du corps du béton Figure I-9.

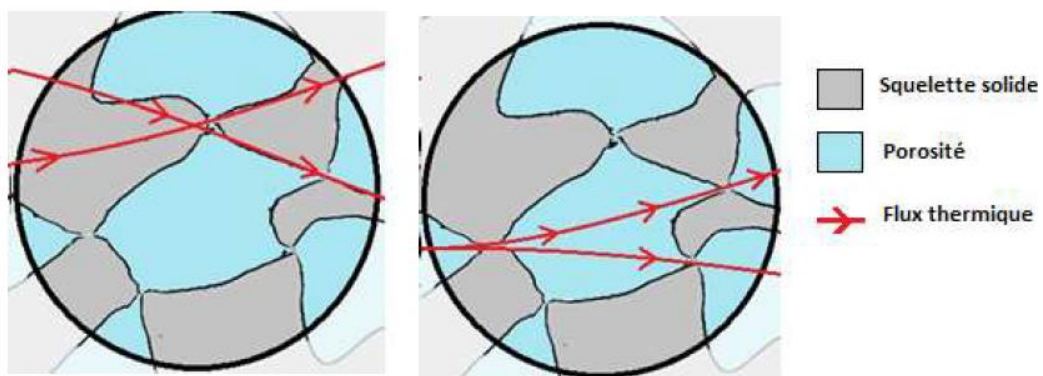


Figure I.9 : Schémas des transferts thermiques dans un matériau poreux à trois phases (Douk and Renault, 2015)

### 3.2.2 Notion de grandeurs équivalentes

Il est opportun d'introduire la notion des grandeurs équivalentes dans le contexte de la modélisation numérique thermique ou thermo-mécanique.

La complexité phénoménologique d'un modèle numérique peut varier selon la nature des résultats numériques demandés. Dans le cas de l'implémentation d'un modèle thermo-mécanique d'un élément de structure en béton au feu, la complexité ou l'échelle de modélisation peut varier d'une échelle micro-structurale prenant en compte les caractères hydrique et chimique du matériau cimentaire (Ring et al., 2014) à une échelle macro-structurale où le caractère fin est prudemment remplacé par des grandeurs physiques (W.Y. et al., 2013) (mécaniques et thermiques) homogénéisées, aussi appelées grandeurs équivalentes. En effet, les grandeurs équivalentes sont des grandeurs physiques homogénéisant un ensemble de phénomènes et permettant une description à grande échelle mais globalement fidèle à la réalité.

Le béton est composé de trois phases, solide, liquide et gazeuse. À des températures élevées, le phénomène de déshydratation de la pâte de ciment implique une suite d'interactions entre les trois phases du béton (Bary et al., 2012). Ces interactions sont à l'origine des variations physiques du béton lors de la variation de sa température.

Dans la suite de cette section, les caractéristiques thermiques et thermo-mécaniques qui seront présentées sont des grandeurs équivalentes, c'est-à-dire, les caractéristiques physiques des trois phases liquide, solide et gazeuse du béton sont homogénéisées en une seule caractéristique équivalente.

### 3.2.3 Masse volumique

La littérature expérimentale (Nguyen, 2013) ainsi que la littérature normative ("Eurocode 2," 1992) ont établi, depuis quelques années, des tendances de variation des caractéristiques thermo-physiques du béton en fonction de la température.

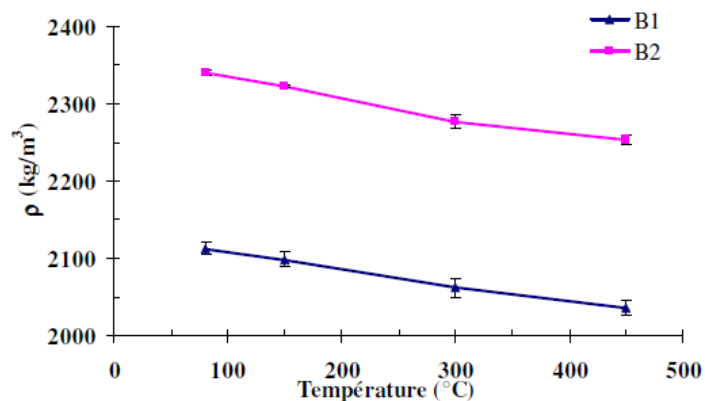


Figure I.10 : Évolution de la masse volumique de deux types de béton en fonction de la température (Nguyen, 2013)

Dans la figure I-10 (Nguyen, 2013) a établi des essais expérimentaux pour déterminer la masse volumique apparente de deux bétons de compositions différentes. Il en est ressorti que les deux bétons présentent un comportement, de baisse de leurs masses volumiques, similaire (3,5% de baisse à 450 °C). Cette baisse de masse volumique est due à la perte de l'eau liée et à l'augmentation du volume du béton car l'eau non liée a été séchée dans un cycle de séchage effectué avant l'essai expérimental.

### 3.2.4 Chaleur spécifique

La chaleur spécifique se définit par la quantité d'énergie à apporter, par échange thermique, à un matériau pour élever sa température d'un degré Celsius (1 °C). Lors de la chauffe du béton, la chaleur spécifique connaît une succession de variations à cause des différentes transformations physiques et chimiques que connaît l'eau du béton

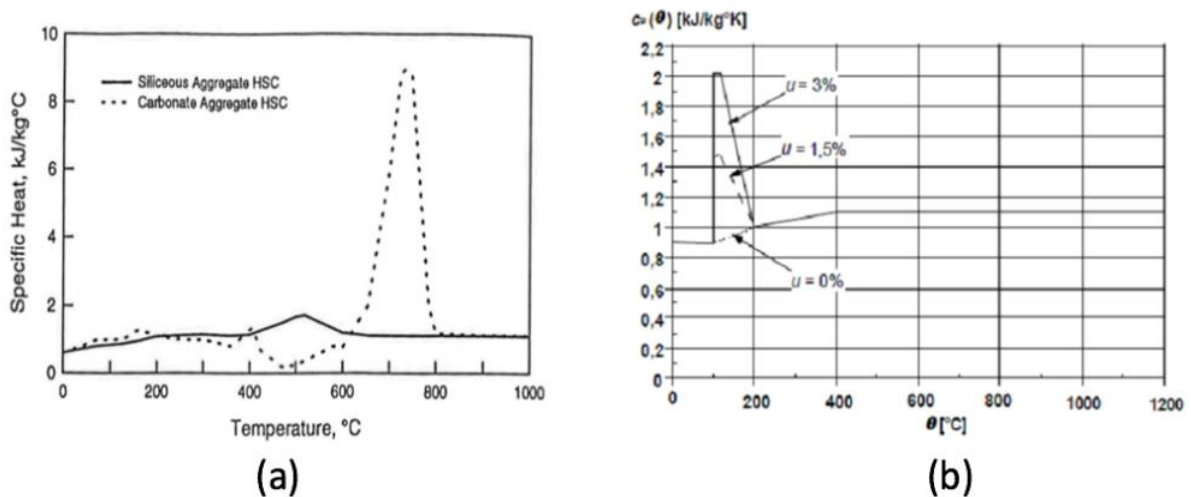


Figure I.11 : Évolution de la chaleur spécifique du béton avec la température (a) Influence des types de granulats (V.K.R. and P.P., 2018) (b) influence du degré de saturation en eau ("Eurocode 2," 1992)

L'évolution de la chaleur spécifique dépend étroitement de la nature des granulats du béton. Pour un béton à granulats siliceux, la transformation du quartzite à 500 °C demande une énergie chimique considérable, ceci implique un pic de la chaleur spécifique (V.K.R. and P.P., 2018) Figure I-11-(a). Par ailleurs, à une température inférieure à 600 °C, la chaleur spécifique d'un béton à granulats calcaires est faiblement influencée (V.K.R. and P.P., 2018), (Nguyen, 2013), mais au-delà de 600 °C les valeurs de la chaleur spécifique enregistrent un pic 8 fois plus important que sa valeur normal, ceci est dû à la décarbonatation du calcaire.



Certaines courbes de l'évolution de la chaleur spécifique du béton avec la température exhibent un pic de chaleur spécifique de 100 °C à 120 °C Figure I-11-(b), ceci est dû à l'énergie thermique absorbée par l'eau libre lors de son évaporation.

### 3.2.5 Conductivité thermique

La conductivité thermique est la capacité d'un matériau à conduire la chaleur.

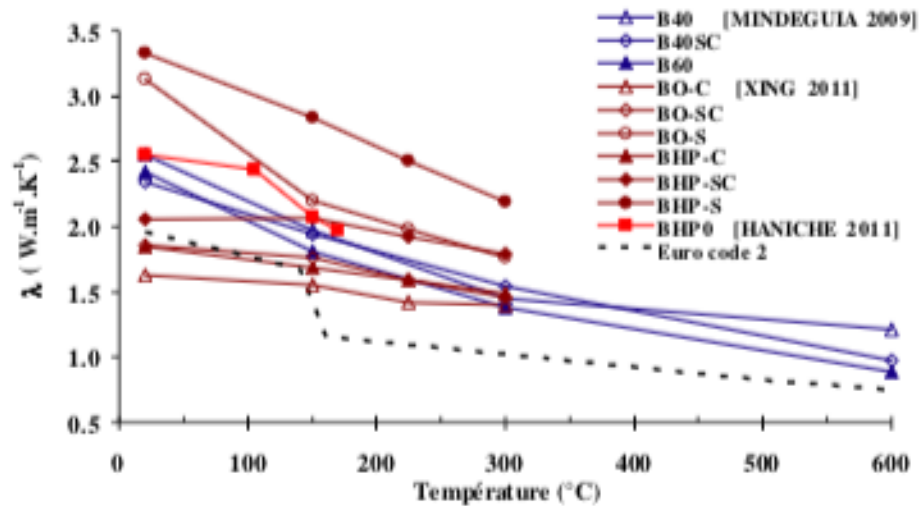


Figure I.12 : Évolution de la conductivité thermique du béton avec la température (Nguyen, 2013)

L'allure générale des courbes de la figure I-12 démontre qu'elles subissent toutes une baisse similaire avec l'évolution de la température. D'autres auteurs comme (Mindeguia, 2009) renvoient la baisse de la conductivité thermique entre 20 °C à 300 °C à la déshydratation des CSH (Section 2.1). Au-delà de 300 °C, en plus de la déshydratation des hydrates du ciment qui est encore active, les fissures créées entre la pâte de ciment et les granulats à cause de déformation thermique différentielle est l'une des raisons de la réduction de la conductivité thermique (Nguyen, 2013). La conductivité thermique supérieure des granulats siliceux est attribuée à leur forte cristallinité (Nguyen, 2013).

### 3.3 Comportements mécaniques du béton aux températures élevées

D'un point de vue général, les caractéristiques mécaniques du béton se dégradent avec l'évolution de la température ("Eurocode 2," 1992)(V.K.R. and P.P., 2018).

### 3.3.1 Comportement mécanique en compression

Le comportement mécanique du béton s'avère complexe comme l'a démontré la brève introduction de la section 2.4. En effet, le comportement mécanique du béton à haute température connaît différentes dégradations : dégradation du module de Young, dégradation des pentes durcissement et adoucissement ainsi que des dégradations au niveau des limites de résistance en compression et en traction.

Certains auteurs (Hawileh et al., 2009) ont établi des modèles thermo-mécaniques réussis avec des courbes similaires à la figure I-13. D'autre part, L'Eurocode 2, dans son cadre normatif, s'est également intéressé au comportement mécanique du béton au feu Figure I-13.

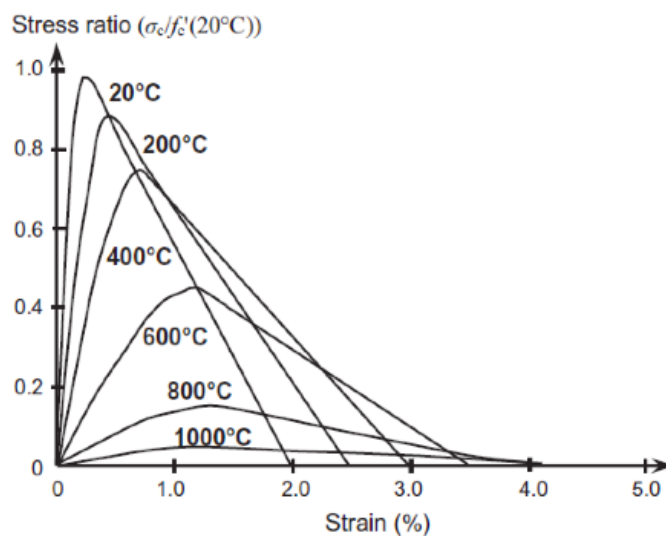


Figure I.13 : Comportement mécanique du béton en compression uni-axiale à différentes températures ("Eurocode 2," 1992)

En première approche, certains éléments peuvent être remarqués dans les courbes de la figure I-13.

- Dégradation du module d'élasticité (Module de Young) avec l'évolution de la température : le module d'élasticité varie de manière linéaire et identique, indépendamment du rapport eau/ciment (E/C) du béton et la nature du béton. Le seul paramètre ayant un effet sur l'évolution du module d'élasticité en fonction de la température est la nature des granulats. En effet, les bétons à granulats calcaires préservent mieux leur module d'élasticité par rapport aux bétons à granulats siliceux (Nguyen, 2013) et (Cheng et al., 2004).

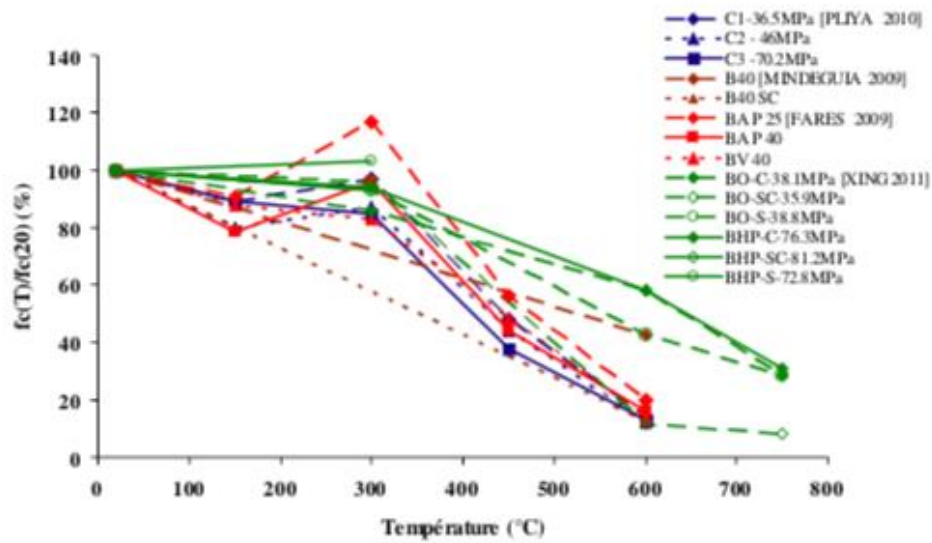


Figure I.14 : Évolution de la résistance relative en compression pour différents bétons en fonction de la température (Nguyen, 2013)

- Dégradation de la contrainte limite en compression : selon (Nguyen, 2013) la dégradation de la résistance en compression peut être subdivisée en deux domaines. De la température ambiante à 300 °C – 400 °C, une légère baisse de la résistance en compression est enregistrée, ceci est dû au départ de l'eau du gel de CSH. Puis au-delà de 300 °C – 400 °C à cause des différentes transformations physico-chimiques (Section 3.1), une chute de la résistance en compression est enregistrée.
- Dégradation de la pente d'adoucissement : Plus le béton est chauffé, moins est importante la pente post-rupture, la littérature est peu exhaustive par rapport à ce point.

### 3.3.2 Comportement mécanique en traction

Éclaircir et quantifier le comportement mécanique du béton en traction et tout aussi important que le comportement en compression, d'autant plus que le présent travail s'intéresse aux éléments de structure horizontaux qui, majoritairement, atteignent leur rupture par la traction de leur fibre inférieure. Cela dit, la complexité du comportement du béton en traction réside dans la caractérisation expérimentale indirecte de ce comportement (essais par fendage ou flexion 3 ou 4 points). De ce fait, dans la littérature, le comportement mécanique du béton en traction a été décrit par différentes approches. La figure I-15 présente une courbe théorique de l'évolution de la contrainte dans les éléments en béton en fonction de l'ouverture de fissures ou plutôt l'énergie d'ouverture des fissures. Il convient de dire que l'implémentation numérique de ce type de modèles n'est pertinente que dans le cas d'un modèle endommageable (Chapitre 2 section 1).

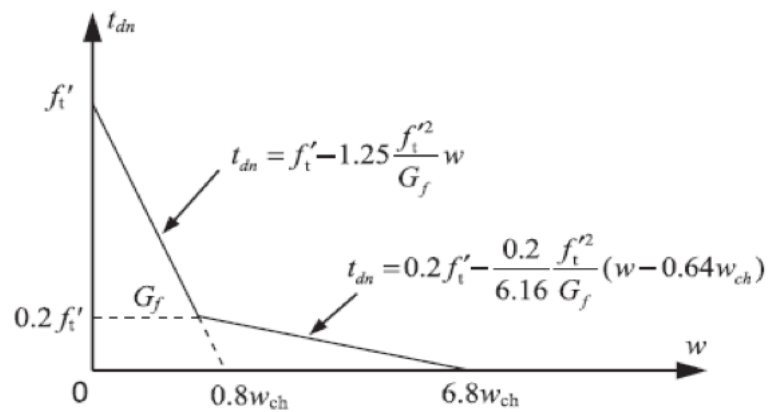


Figure I.15 : Comportement fissurant du béton : la contrainte de traction versus l'ouverture de fissure (Liao and Huang, 2015)

Pour une implémentation élasto-plastique du comportement mécanique du béton en traction, des courbes théoriques telles que celle présentée dans la figure I-16 sont également utilisées. (W.Y. et al., 2013) (Hawileh et al., 2009) ont utilisé avec succès des modèles numériques thermo-mécaniques à base de courbes de traction variant en fonction de la température, similaires à celles présentées dans la figure I-13. Ces courbes décrivent l'évolution de la contrainte en traction en fonction d'une variable thermodynamique interne du matériau, cette dernière est liée à la déformation plastique équivalente. À l'issue de ce lien, la déformation plastique en traction est liée à une certaine contrainte en traction.

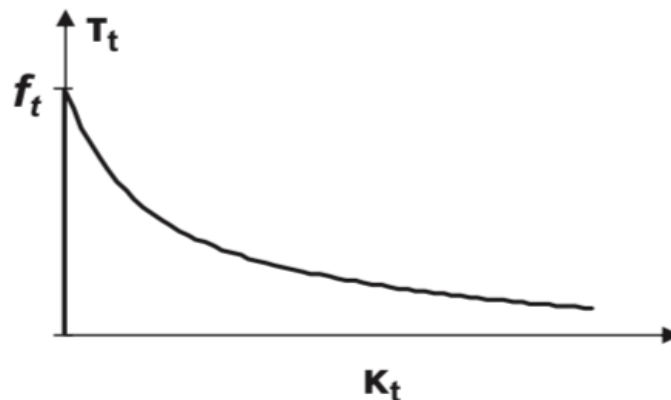


Figure I.16 : Évolution de la courbe contrainte de traction (uni-axiale) versus une variable interne du matériau (Gernay et al., 2013)

Le point commun du comportement mécanique du béton en traction qui peut être relevé de la bibliographie (Liao and Huang, 2015)(Gernay et al., 2013) (“Eurocode 2,” 1992) est l’allure de la courbe de contrainte/déformation, la contrainte de traction

qui baisse fortement dans un premier temps (ouverture de la fissure) puis la pente de l'adoucissement qui s'aplatit graduellement Figure I-16.

Au feu, le comportement mécanique du béton en traction, post et pré-contrainte limite, se dégrade avec l'évolution de la température. ("Eurocode 2," 1992) et (Nguyen, 2013) présentent des courbes de l'évolution de la résistance mécanique en traction (contrainte limite) en fonction de l'évolution de la température d'un béton ordinaire Figure I-17, deux domaines sont notés dans ces courbes, avant 300 °C, la baisse de la résistance est relativement légère par rapport à la baisse de résistance après 350 °C.

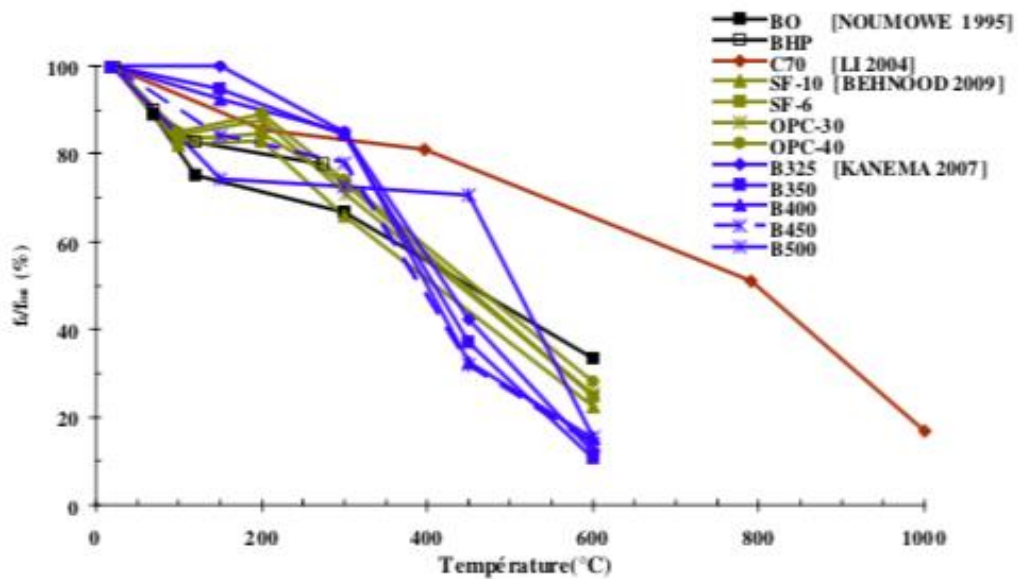


Figure I.17 : Évolution de la résistance relative en traction pour différents bétons en fonction de la température (Nguyen, 2013)

La loi de comportement mécanique du béton en traction est peu mobilisée dans la littérature. Parmi le peu d'articles relevés de la bibliographie à ce sujet, (Bazant and Kaplan, 1996) et (Albrifkani and C. Wang, 2016) ont utilisé des courbes théoriques Figure I-18 pour leurs modèles numériques, leurs résultats numériques se sont avérés satisfaisants.

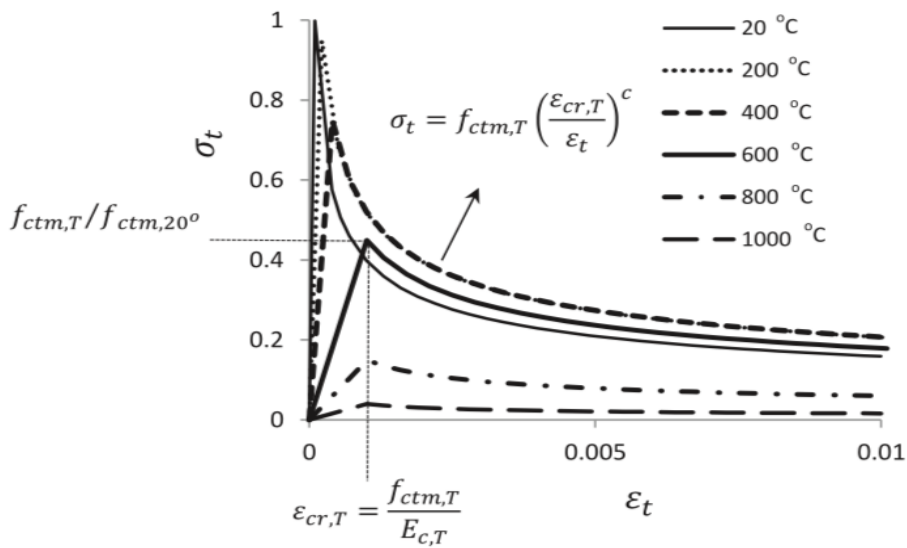


Figure I.18 : Évolution du comportement mécanique du béton en traction pour différentes températures (Bazant and Kaplan, 1996)

#### 4 Conclusions partielles

- L'écaillage du béton est dû à la combinaison de deux phénomènes thermodynamiques, le premier est la surpression créée par la vapeur d'eau qui reste piégée dans la porosité, le deuxième est le gradient de déformation créée par le gradient de température dans la section du béton armé.
- Les trois phases (liquide, solide et gazeuse) du béton contribuent ensemble aux transferts thermiques.
- Les grandeurs équivalentes sont des grandeurs physiques homogénéisées englobant toute une phénoménologie physique, avec des hypothèses cadrées et plus ou moins complexes, en une seule grandeur tels que la masse volumique, la chaleur spécifique ou encore la conductivité thermique.
- Les caractéristiques mécaniques et thermiques du béton sont sensibles à la variation de la température.



**Partie B : Comportement des TRC et des structures renforcées par TRC à différentes températures**



## 1 Introduction

Dans la partie A de ce chapitre, une revue de la littérature scientifique a été faite sur le béton et son comportement au feu, ceci dans le but de mettre en évidence les bases de connaissances nécessaires à la compréhension des différents phénomènes qui ont lieu dans le béton lors de son exposition au feu.

Le but général de ce travail est la modélisation numérique d'un élément de structure de type poutre, renforcé par un composite TRC (Textile Reinforced Concrete). Alors, dans la partie B de ce chapitre, un apport bibliographique des éléments pertinents du TRC et des structures renforcées par TRC sera mis en avant.

## 2 TRC (Textile Reinforced Concrete) à température ambiante

Le professeur Antoine NAAMAN de l'université de Michigan a donné, pendant la deuxième conférence internationale RILEM, une définition du TRC dont la traduction littérale est « Le TRC est une sorte de béton armé composé d'une matrice cimentaire renforcée par quelques couches de textile étroitement entreposés ou une ou quelques couches de textile tridimensionnel Figure I-19. Au moins une couche de textile doit être placée à proximité de la surface extrême du matériau. Le textile peut être fabriqué en matière polymère, synthétique, métallique, organique ou autres matériaux convenables. La finesse de la matrice cimentaire et sa composition se doivent d'être compatibles avec l'armature en textile. La matrice peut contenir des fibres discontinues ou des microfibres d'une dimension appropriée ».

Pour résumer, le TRC est constitué d'un textile enrobé dans une matrice cimentaire. Dans les prochains paragraphes, les différents éléments constitutifs du TRC seront présentés.



Figure I.19 : Photo d'un TRC

## 2.1 Matrice cimentaire

La matrice cimentaire a pour rôle, à l'identique du polymère dans le cas des composites à base polymères, d'englober les fibres de renforcement. Le rôle mécanique de la matrice cimentaire est de permettre un transfert optimal du chargement mécanique, de ce fait, elle doit remplir quelques caractéristiques telles qu'une mise en œuvre facile, un enrobage du textile optimisé ainsi qu'une granularité fine permettant une bonne accessibilité à la microstructure des fils des textiles.

### 2.1.1 Matrice à base de clinker Portland

La matrice cimentaire à base de ciment clinker portland (Chapitre 1 section 2.1) est constituée d'un grand pourcentage d'argile mélangée avec de la chaux. Cette formulation a évolué durant les dernières décennies avec l'avènement marqué des additifs et des plastifiants. Quelques formulations apparaissent dans la bibliographie, notamment en vue de la substitution d'un pourcentage du clinker par de la fumée de silice et/ou cendre volante pour augmenter la durabilité, ou l'augmentation du pourcentage de clinker et la modification du rapport eau/ciment (E/C) dans le but d'atteindre des résistances mécaniques plus importantes.

### 2.1.2 Matrice en aluminates de calcium

Provenant du mélange des aluminates de calcium issus de la réaction sous une température élevée de la chaux et de l'alumine. Le mélange est ensuite refroidi pour former le clinker d'alumine, puis, ce dernier est broyé en poudre pour produire le ciment d'aluminates de calcium (CAC).

Le ciment d'aluminates de calcium est un liant hydraulique caractérisé par une prise très rapide (80 minutes) et une résistance chimique aux milieux agressifs et acide (résister jusqu'à un pH de l'ordre de 4). Ce liant est idéal pour les travaux à la mer et les eaux à hautes teneurs en sulfates.

### 2.1.3 Matrice phosphatique

Aussi appelée «Vubonite» par rapport à l'université où elle a été développée « VUB ». Cette matrice est constituée d'inosilicates de calcium ( $\text{CaSiO}_3$ ), deux portions presque égales de (CaO) et de ( $\text{SiO}_2$ ). Ce mortier, contrairement aux autres, est gâché avec de l'acide phosphatique qui réagit avec les silicates de calcium. Cette matrice a été conçue dans le but de remédier à la basicité des matrices cimentaires classiques (Ph=13) afin de loger des textiles sensibles à la basicité tels que les textiles à base de verres-E et verres-AR.

## 2.2 Structures et natures des textiles du TRC

Le rôle du textile dans un TRC est de permettre une reprise optimale des chargements mécaniques dans le but de les redistribuer vers d'autres parties du composite. Pour assurer ce rôle, une compatibilité géométrique, mécanique et physico-chimique entre le textile et la matrice cimentaire doit être assurée.

A l'échelle macroscopique, le textile est un ensemble tissé de fils de trame et de chaîne Figure I-20.

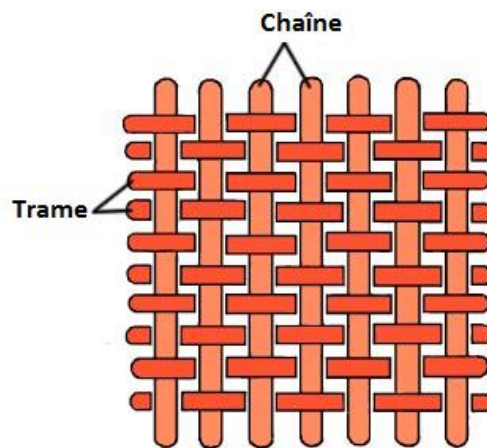


Figure I.20 : Schéma montrant la forme de tissage des fils de chaîne et de trame d'un textile du TRC

### 2.2.1 Structure des textiles

La stabilité mécanique du TRC est étroitement liée à la stabilité mécanique du textile, cependant, cette dernière est liée à la stabilité et la configuration des fils du textile entre eux. Ainsi, pour assurer sa fonction, un textile doit être à même de garder une configuration géométrique stable avant, pendant et après la mise-en-œuvre.

Il existe deux familles de configurations géométriques des textiles, les configurations bidimensionnelles et tridimensionnelles. Les textiles bidimensionnels, de par leur fonction, ne peuvent reprendre les efforts mécaniques que dans un plan bidimensionnel. Deux préformes sont distinguées pour les textiles bidimensionnels, une préforme unidirectionnelle dans laquelle l'ensemble des fils sont orientés dans la même direction et puis une préforme qui empile les fils dans les deux directions du plan bidimensionnel. Par ailleurs, il y a la configuration tridimensionnelle. Cette préforme permet d'assurer un transfert des chargements mécaniques selon les 3 directions de l'espace.

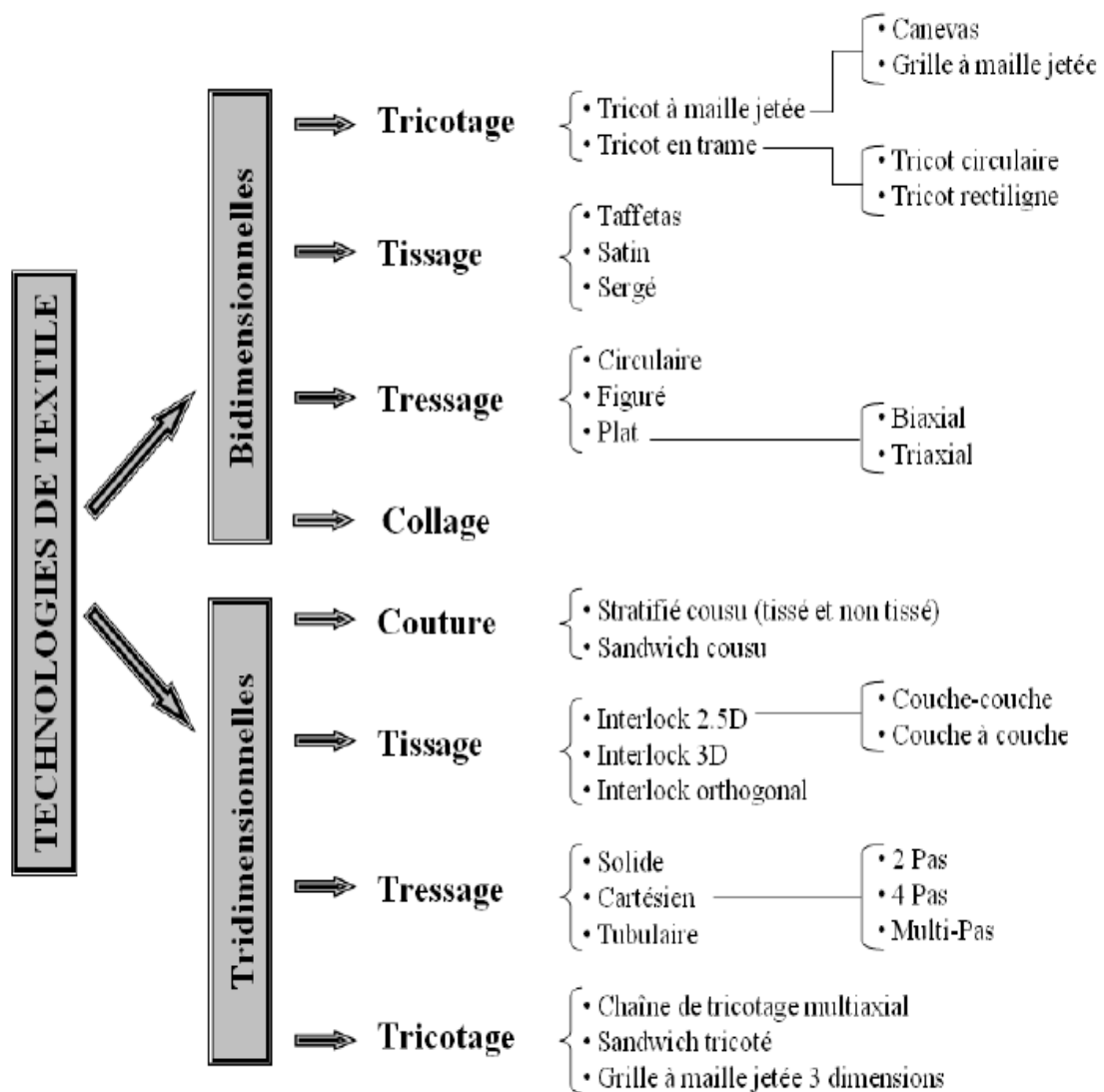


Figure I.21 : Arbre descriptif des différentes préformes et méthodes de réalisation des textiles du composite TRC (Contamine, 2011)

Pour chaque préforme de textile, il existe différentes techniques de réalisation. Parmi les principales méthodes de réalisation des textiles, il y a le canevas, le tricotage à maille jetée ainsi que le tissage Figure I-21. Chaque technologie de chaque préforme de fabrication du textile a une influence considérable sur le comportement mécanique du composite TRC.

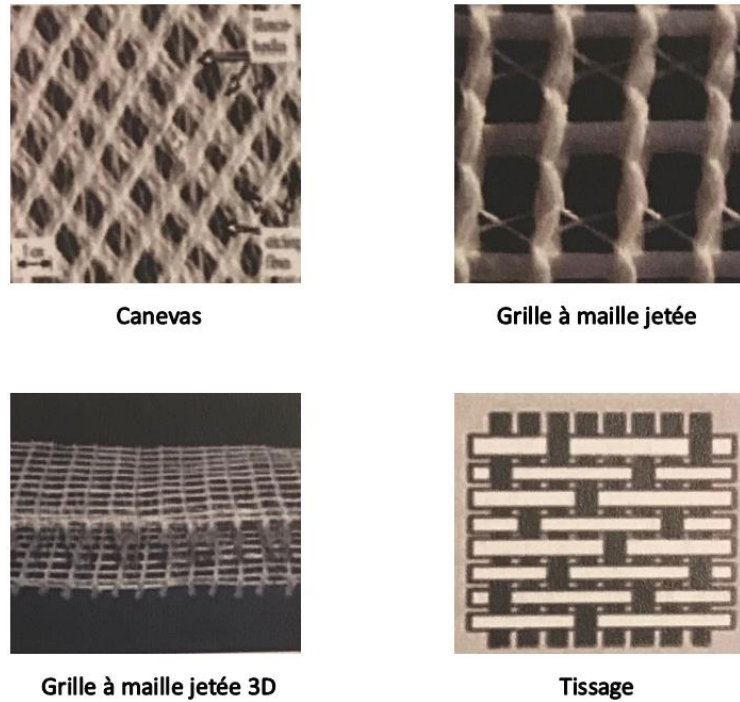


Figure I.22 : Les principales méthodes de réalisation des textiles du composite TRC (Tlajji, 2018)

A l'échelle microscopique (5 à 30  $\mu\text{m}$ ) Figure I.23, chaque fil du textile est composé de filaments. Ces derniers subissent un ensimage et/ou un retordage pour constituer les fils. Les caractéristiques mécaniques du textile sont issues de la nature des filaments et du procédé de réalisation choisi.

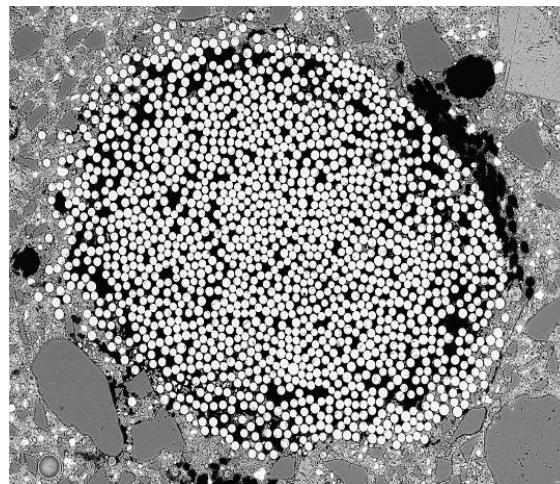


Figure I.23 : Photo prise au MEB d'une coupe transversale d'un fil du textile entouré par la matrice cimentaire d'un composite TRC (Contamine, 2011)

### 2.2.2 Verre-E et Verre-AR

Le verre est issu d'une cuisson à 1350 °C d'un mélange d'argile, de silice, et de calcaire. L'ensemble subit, ensuite, un étirage à grande vitesse (25 à 150 m/s) à chaud. Les filaments étirés sont, par la suite, regroupés par ensimage. La particularité du verre-AR est qu'il est stable dans les milieux alcalins.

### 2.2.3 Basalte

Le basalte est une roche volcanique refroidie à l'air libre. La fabrication de textile à base de basalte se fait à une température de 1400 °C (permettant la maniabilité de cette roche). A chaud, la fonte de cette roche est extrudée pour former des fibres de basalte. Ces fibres sont caractérisées par de bonnes propriétés mécaniques par rapport à la plupart des fibres de la même gamme ainsi qu'un comportement stable à haute température. Cependant, les fibres de basalte restent instables dans les milieux alcalins.

### 2.2.4 Carbone

La fabrication des fibres de carbone passe par deux étapes, l'oxydation et la carbonisation du poly-acrylonitrile. De par leur procédé de fabrication et les caractéristiques mécaniques intéressantes qu'elles allouent, ces fibres restent très couteuses.

Le tableau I-1 présente un récapitulatif des caractéristiques mécaniques et physiques pour les différentes natures et procédés de fabrication des fibres.

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques, physiques, et techniques des fibres (Contamine, 2011)

Nature de fibre	Résistance (MPa)	Module d'Young (GPa)	Allongement à rupture (%)	Coefficient de poisson	Coefficient de dilatation thermique ( $^{\circ}\text{C}^{-1}$ )	Densité ( $\text{Kg}/\text{dm}^3$ )	Diamètre mini - maxi ( $\mu\text{m}$ )
Verre-E	1100-1550	72-73	1.8	0.22	$5 \times 10^{-6}$	2.6	5-24
Verre-AR	1100-1700	74-76	1.8	0.25	$7.9 \times 10^{-6}$	2.7	9 - 27
Basalte	1800	85	2.1	0.25	$7 \times 10^{-6}$	3	9 - 13
Para-aramide (N)	3000	60	5	0.35	$-2 \times 10^{-6}$	1.4	10 - 15
Para-aramide à élasticité élevée (HM)	3000	130	2.3	0.35	$-2 \times 10^{-6}$	1.4	10 - 15
Carbone haute résistance (HT)	3000-5000	200-250	1.8	0.3	$0.2 \times 10^{-6}$	1.8	5 - 8
Carbone à élasticité élevée (HM)	2000-4500	350-450	0.8	0.35	$0.8 \times 10^{-6}$	1.8	5 - 8

### 3 Comportement mécanique du TRC

Pour approfondir la connaissance et la compréhension du comportement mécanique d'un matériau composite, il est nécessaire de s'intéresser aux comportements mécaniques des matériaux constitutifs (textile et mortier) séparément en plus du comportement des interfaces renfort/matrice (textile/mortier).

#### 3.1 Propriétés mécaniques

Comme il est venu dans l'introduction de ce travail de thèse. Le TRC est venu en tant que solution alternative aux composites à base d'une matrice polymère qui travaillent majoritairement en traction. Ainsi, la conception du composite TRC est établie de façon à garantir à celui-ci des caractéristiques mécaniques optimales en traction selon la direction des fils de chaîne.

Dans ce sens, plusieurs travaux de la littérature ont exploré le renforcement mécanique de la fibre tendue des poutres en béton armé pour tirer profit des caractéristiques mécaniques du TRC en traction. D'autres travaux (Contamine, 2011) ont jugé convenable d'explorer le potentiel du TRC pour un renforcement par rapport aux efforts tranchants sur le plan du composite. Il en a été conclu que le composite apportait une bonne tenue vis-à-vis de l'effort tranchant, car, malgré l'effet d'angle, le matériau arrive à admettre une partie de cet effort en traction.

Alors, pour se permettre une visibilité éclairée de la contribution du TRC à l'échelle structurelle, il est nécessaire de comprendre le comportement mécanique du TRC en traction à l'échelle du matériau.

#### 3.2 Comportement mécanique du TRC

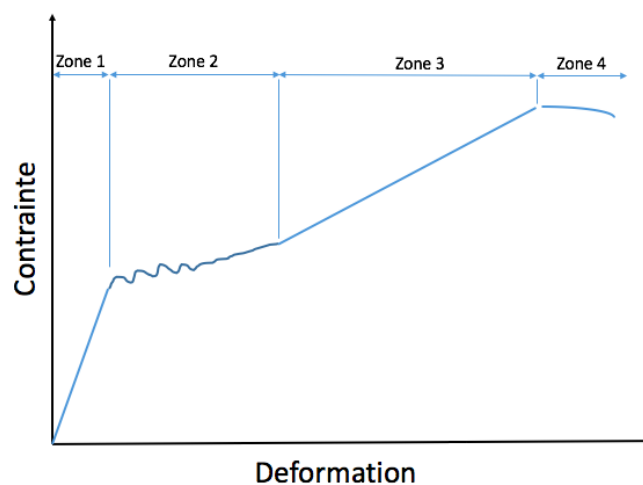


Figure I.24 : Comportement mécanique classique d'un TRC sous un effort de traction uniaxiale

La littérature apporte plusieurs visions sur le comportement mécanique du TRC. La vision la plus commune est celle qui subdivise la loi de comportement du TRC en 4 zones selon le groupe RILEM (TC 201 – TRC) (International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures) et (Brameshuber, 2006) Figure I-24.

- Zone 1 : zone linéaire ou quasi-linéaire, qui commence dès le chargement mécanique nul selon le rapport (Naaman, 2011) et se termine par un changement brutal de la rigidité de la courbe de contrainte/déformation.
- Transition zone 1 à 2 : Changement brutal de rigidité. Simultanément à cette transition selon (Hegger et al., 2006), le développement de la première fissure dans le mortier a lieu.
- Zone 2 : Zone dont la rigidité est inférieure à celle de la zone 1, pleine d'oscillation. la zone 2 s'étend jusqu'à la fissuration complète de la matrice.
- Zone 3 : Zone caractérisée par une augmentation de la rigidité par rapport à la zone précédente (zone 2), ceci correspond à l'augmentation de l'ouverture des fissures.
- Zone 4 : la zone 4 existerait seulement si les fibres du renfort textile plastifiaient (ce qui n'est pas le cas des fibres synthétiques traditionnelles)

Les 4 zones, décrites ci-dessus, sont issues d'une succession de mécanismes, dans un premier temps, entre le textile de renforcement et le mortier, puis, entre les filaments des fils du textile eux-mêmes. Lors de la zone 1, la pente de la courbe contrainte/déformation est tout simplement équivalente au module d'élasticité de la matrice cimentaire du TRC, car, à ce stade, celle-ci est encore intacte.

Le début de la zone 2 s'annonce avec l'ouverture de la première fissure dans le corps du TRC. Cette fissure permet une élongation importante pour des niveaux de contrainte légèrement égaux, d'où la baisse de la pente de la courbe de contrainte/déformation. Durant cette zone, la matrice cimentaire connaît une multi-fissuration transmettant ainsi les chargements mécaniques aux fils du textile Figure I-25.



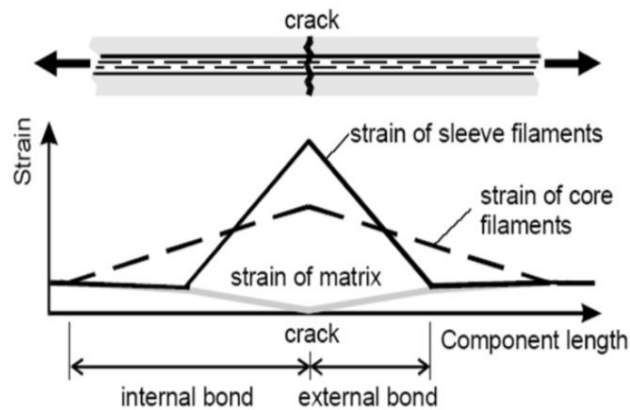


Figure I.25 : Schéma descriptif de l'état de déformation dans une zone de fissuration d'un TRC (Contamine, 2011)

A partir d'un certain espacement entre les fissures, la contrainte générée par les fils dans la matrice cimentaire n'est plus assez importante pour provoquer d'avantage des fissurations, et surtout si l'adhérence entre les filaments des fils est faible, alors, la zone 3 s'amorce. Durant cette zone, la contribution mécanique du textile est maximale car ce sont les fils du textile qui supportent toute la contrainte mécanique.

Il convient de dire que l'intérêt porté au TRC par les ingénieurs de renforcement des structures vient de sa pseudo-ductilité (strain hardening) de la zone 2 et 3 de sa loi de comportement mécanique. En effet, cette pseudo-ductilité est très importante pour un renforcement structurel dans le cas où des capacités dissipatives sont requises.

L'apport du TRC dans le cadre mécanique des éléments de structure en béton armé ne se limite pas au renforcement à la traction. Différents travaux, (Woodington et al., 2015), (Contamine, 2011) ont essayé d'user de la performance mécanique des TRC vis-à-vis des efforts tranchants pour renforcer des poutres en béton armé en cisaillement.

### 3.3 Interface textile/mortier

L'interface textile/mortier est la surface ou le volume (phase) où les transferts des chargements mécaniques s'effectuent entre le mortier et les fils du textile, de ce fait, la performance du composite TRC est étroitement liée à la nature de l'interface (Rossi, 2011). Une forte liaison au niveau de l'interface impliquerait une grande fragilité du matériau (Ibrahim, 1997), d'autre part, une interface souple confèrerait une ductilité plus marquée au matériau. (Peled, 2011) a confirmé que la pénétrabilité de la pâte de ciment entre les filaments des fils du textile est à l'origine du comportement mécanique du TRC. (Peled, 2011) a aussi identifié trois éléments qui modifient la pénétrabilité de la pâte de ciment entre les filaments des fils et ainsi le

comportement de l'interface textile/mortier. Ainsi, Il a cité la géométrie des filaments et fils, le mode de pose du TRC et le traitement des textiles avant la pose des TRC.

D'autres éléments sont à prendre en compte lors de l'étude de l'interface textile/mortier, tels que la perméabilité ou la pénétrabilité des fils du textile (Peled, 2011). La pré-impregnation des filaments des fils du textile par la matrice cimentaire joue un grand rôle dans le comportement intrinsèque de l'interface localement, et le comportement du TRC globalement.

Dans un cas classique, la pénétrabilité de la matrice cimentaire dans le corps d'un fil de textile n'est pas totale Figure I-26. Souvent, l'impregnation est plus important en s'éloignant du centre des fils, ceci a pour effet de créer un différentiel de déformation au sein des fils lors de l'application des chargements mécaniques sur le composite. Ce différentiel de déformation a tendance à créer une rupture commençant par les filaments extérieurs des fils. Dans (Contamine, 2011), ce mode de rupture est appelé « rupture télescopique » Figure I-27.

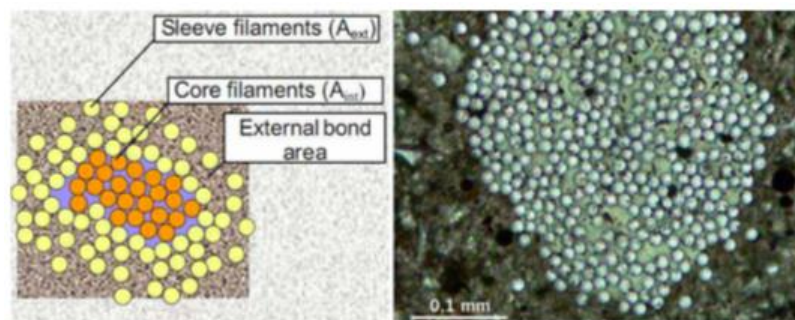


Figure I.26 : Illustration de l'enrobage des filaments des fils d'un textile par la matrice cimentaire (Contamine, 2011)

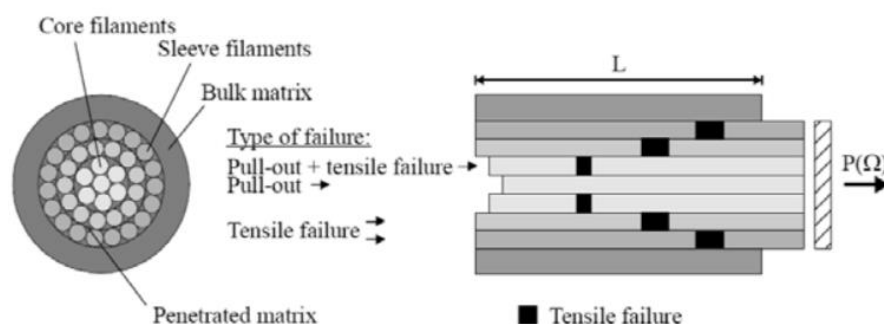


Figure I.27 : Mécanisme de rupture d'un fil enrobé par une matrice cimentaire sous un chargement mécanique (Contamine, 2011)

A l'échelle du matériau, l'effet de l'adhérence textile/mortier apparaît lors du changement de la géométrie des textiles. A titre d'exemple, cet effet est notable pour le tissu taffetas dont le fil de chaîne passe une fois sur, une fois sous le fil de trame. En effet, une fois ce textile est sous tension, les fils de chaîne se retrouvent serrés aux intersections des textiles, ce qui augmente le frottement inter-filaments et ainsi l'adhérence entre les filaments.

### 3.4 Pré-imprégnation

La pré-imprégnation est un procédé industriel qui consiste à imprégner le textile par certains produits avant de l'enrober dans la matrice cimentaire. Ces produits de pré-imprégnation permettent de modifier l'interaction filament/filament et fil/mortier (souvent en l'améliorant). Il est possible de distinguer, a minima, deux procédures de pré-imprégnation différentes.

- Pré-imprégnation par produits frais : Elle consiste à pré-imprégner le textile puis procéder à sa mise-en-œuvre directe dans la matrice cimentaire.
- Pré-imprégnation par produits durcis : Elle consiste à pré-imprégner le textile puis procéder à sa mise-en-place dans un environnement de cure, une fois les produits de pré-imprégnation durcissent, le textile est prêt à être enrobé dans une matrice cimentaire.

Le procédé de pré-imprégnation le plus courant dans la littérature est la pré-imprégnation par produits durcis Figure I-28.

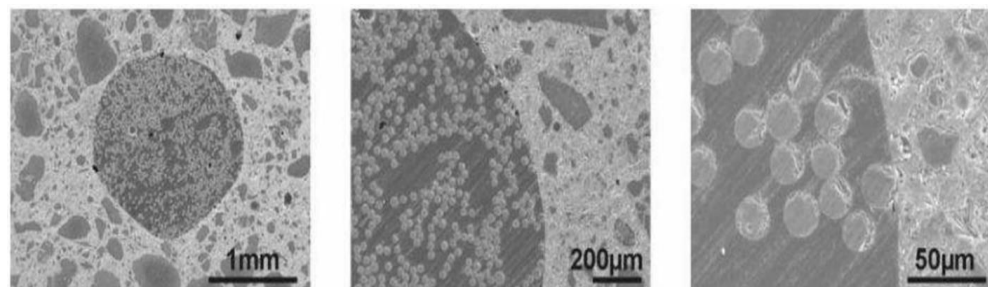


Figure I.28 : Image au MEB montrant un fil de textile pré-imprégné par époxy durcie (Contamine, 2011)

### 3.5 Fabrication des TRC

La production du TRC dépend de différents paramètres tels que le type et la préforme du renfort, la matrice utilisée, la destination, et la fonction du composite. En effet, sur la base de ces paramètres, différents procédés de production peuvent être retenus. Il convient également d'ajouter que chacun de ces procédés est destiné

soit à une mise en œuvre en *in situ* (moulage au contact ou projection directement sur la destination finale du composite) soit à la préfabrication en usine. La figure I.29 présente une récapitulation comparative des procédés de fabrication avec les détails techniques et technologiques du produit fini.

(● : médiocre ; ●● : moyen ; ●●● : bon)

Procédé de production	Adapté à la mise en œuvre de :		Géométrie réalisable	Taux volumique de renfort	Reproductibilité des caractéristiques mécaniques	
	Pièce unique	Production de masse				
Moulage au contact <i>in situ</i>	●●	●	Complexe	●	●	
Projection <i>in situ</i>	●●●	●●●	Complexe	●	●	
Préfabrication	Pultrusion	●	●●●	Profilé	●●	●●●
	Pultrusion et compactage	●	●●●	Plat	●●●	●●●
	Imprégnation mécanique	●●	●●●	Plat	●●●	●●●
	Pompage et injection	●●	●●	Complexe	●	●●●

Figure I.29 : Comparatif des différentes techniques de fabrication du TRC (Contamine, 2011)

Le moulage au contact est un procédé manuel, bien que nécessitant une grande vigilance aux défauts, reste le moins onéreux. Ce procédé se réalise dans un moule conçu sur l'élément de structure à renforcer. Une fine couche de mortier est appliquée sur le substrat avant de déposer la première couche de textile. La stratification des couches matrice/textile est répétée jusqu'à atteindre le nombre de couches souhaité. La projection est aussi un procédé de renforcement *in situ*, où le mortier est projeté sur le substrat à l'aide d'un projecteur pneumatique au lieu d'une application du mortier à la truelle.

Par ailleurs, il existe d'autres procédés de fabrication des composites TRC tels que la préfabrication en usine qui s'avère être plus avantageuse. Tout d'abord, il existe la pultrusion et la pultrusion et compactage, ce procédé consiste à faire passer les fils du textile dans des bains d'imprégnation de Vubonite (sans contrainte) avant de les faire passer aux fours. Afin d'améliorer la performance mécanique du composite, la pultrusion peut, également, être accompagnée par un processus de compression (compactage). D'autres procédés, dont l'imprégnation, sont réalisés par le biais d'outils mécaniques tels que l'imprégnation mécanique où les fils imprégnés sont comprimés entre deux cylindres, ou encore le procédé de pompage et injection où la matrice cimentaire est pompée dans des moules contenant les fils du textile.

### 3.6 Conclusions partielles

La caractérisation mécanique, technique et technologique des composites TRC à température ambiante est assez abondante dans la littérature actuelle, et ce tant à l'échelle micro qu'à l'échelle macro.

Cette abondance permet de mettre en évidence la pluralité des paramètres affectant la tenue des TRC vis-à-vis de sollicitations mécaniques (principalement la traction) et la nécessité d'appréhender les composites TRC à plusieurs échelles pour en restituer la complexité.

## 4 Comportement mécanique des structures à température ambiante

### 4.1 Comportement mécanique d'une poutre en béton armé

Dans la plupart des études de renforcement des éléments de structure horizontaux (poutres) en flexion, l'évaluation de l'effet et la contribution mécanique du procédé de renforcement est réalisée suivant des études de flexion 3 ou 4 points, et ce avec des recueils différents tels que la déflexion à mi-travée et les champs des déformations et des fissurations. Le cas le plus classique est une étude en configuration de flexion 4 points avec un recueil de la déflexion à mi-travée Figure I-30. En effet, cette configuration d'étude s'avère très révélatrice par rapport aux différentes phases de l'histoire mécanique d'une poutre en béton armé lors d'un chargement mécanique allant jusqu'à la rupture.

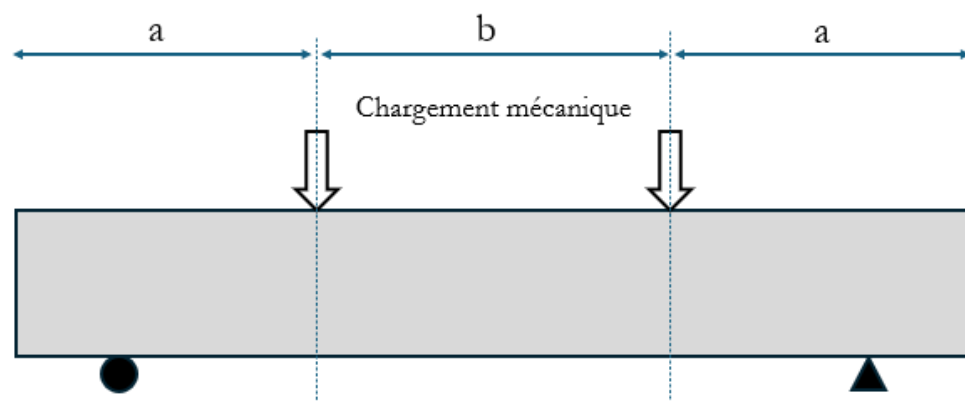


Figure I.30 : Schéma d'un élément de structure poutre sous un chargement mécanique en flexion 4 points

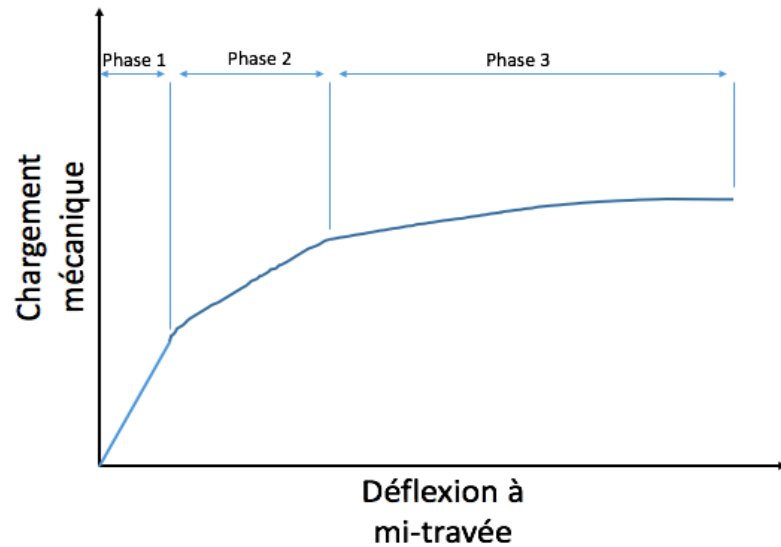


Figure I.31 : Comportement mécanique classique d'un élément de structure poutre en béton armé sous chargement mécanique

Lors d'un essai de flexion, 3 phases sont distinguées dans le comportement mécanique d'une poutre en béton armé. La première phase est la phase linéaire, lors de celle-ci tous les matériaux constitutifs de la poutre sont en phase élastique. Puis arrive la première fissure dans la partie tendue de la poutre où le début de la phase 2 est marqué. Durant la phase 2, la poutre connaît une succession d'apparition de fissures dans sa partie tendue. Au niveau de chaque fissure, les chargements mécaniques sont transmis dans le béton, de part et d'autre des faciès de la fissure, via les aciers tendus. Une fois la contrainte mécanique dans les aciers atteint la limite de l'élasticité de ces derniers, la phase 3 s'amorce. Au cours de cette dernière, les aciers tendus de la poutre encourent leur écrouissage (plastification). A la fin de la phase 3, la rupture de l'élément de structure est atteinte.

#### 4.2 Comportement mécanique d'une poutre renforcée par TRC

Un relevé bibliographique sur le renforcement, à froid, des poutres par TRC est présenté ci-dessous.

Après l'ajout d'un composite TRC à un élément de structure horizontal (poutre en béton armé), le comportement mécanique de ce dernier change. En effet, sur la base du comportement mécanique d'une poutre référence (sans renforcement), l'ajout d'un renforcement TRC (au niveau de la fibre tendue de la poutre) alloue à la structure quelques caractéristiques mécaniques supplémentaires. La figure I.32 met en avant un aperçu des effets d'un renforcement en traction sur un élément poutre en béton armé.

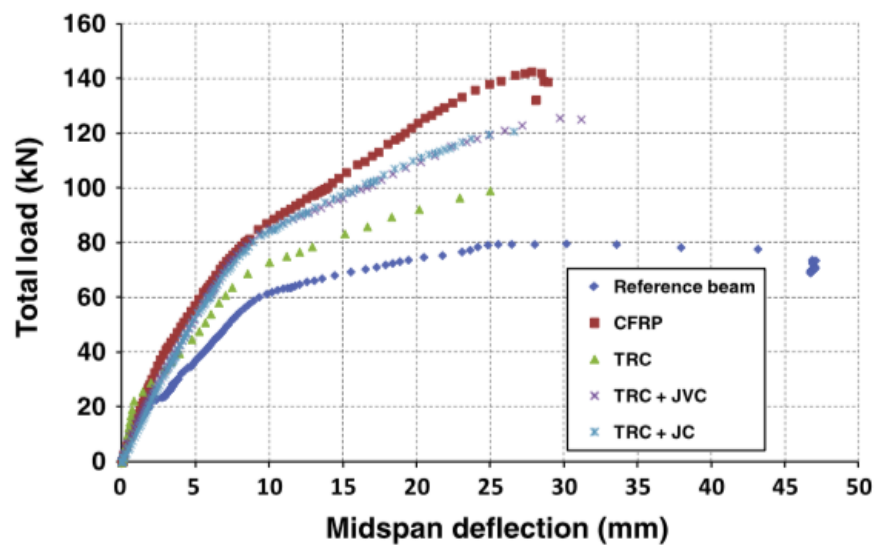


Figure I.32 : Courbes de chargement versus déflexion à mi-travée d'une poutre référence avec différents renforcements (Si Larbi et al., 2013)

La figure I-32 montre le comportement mécanique d'une même configuration de poutre mais avec différents renforcements (en traction) dont la rigidité (module d'élasticité) varie. La première remarque que l'on peut faire est que plus la rigidité du renfort est élevée plus l'ensemble arrive à supporter plus de chargements mécaniques pour une même déflexion. Il ressort de la comparaison entre les éléments renforcés et l'élément de référence que l'ajout d'un renfort entraîne :

- Phase 1 : l'augmentation de la rigidité de la phase 1 est observée pour tous les éléments de structure renforcés. car l'accroissement de la matière en partie basse de la poutre se traduit par une augmentation de l'inertie, et donc, de la rigidité.
- Phase 2 : la différence du comportement mécanique lors de cette phase est plus prononcée car l'ouverture des fissures dans la partie tendue de la poutre est entravée par chaque renfort. Ainsi, à travers ce mécanisme, les renforts reprennent une partie de l'effort des aciers tendus.
- Phase 3 : la différence est toujours marquée entre les poutres renforcées pendant cette phase car les renforts reprennent toujours une partie du chargement mécanique des aciers tendus, la baisse de rigidité entre les phases 2 et 3 est entraînée par la plastification des aciers tendus de la poutre.

Les tests conduits par (C. Tetta and A. Bournas, 2016) et (Si Larbi et al., 2013) ont démontré deux modes de rupture prédominants pour les configurations renforcées par TRC. Soit la rupture totale est atteinte par la rupture du renfort soit la rupture est atteinte par « peeling-off » où l'on constate que toute la partie de l'enrobage inférieure (où le renfort est appliqué) se détache Figure I-33.

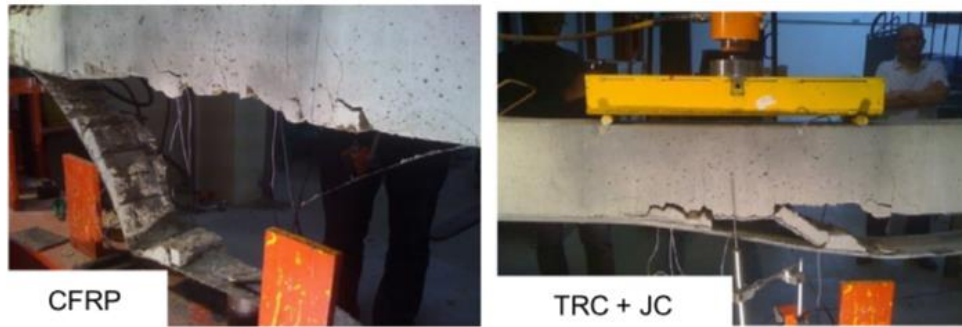


Figure I.33 : Mode de rupture « peeling-off » pour des poutres renforcées par CFRP (figure gauche) ou TRC (figure droite) (Si Larbi et al., 2013)

Dans une représentation numérique d'un élément de structure « poutre » renforcé par un renfort TRC ou autre, quelques éléments doivent être pris en compte, la loi de comportement du béton, la loi de comportement de l'acier, la loi de comportement du TRC puis l'interface Acier/Béton et enfin l'interface TRC/Béton (cette dernière étant rarement explorée dans la littérature). Dès lors, pour ce travail dont la finalité est numérique, les lois de comportement des matériaux modélisés et leur précision sont nécessaires pour arriver à des prédictions en accord avec les résultats expérimentaux. Cependant, la nécessité des lois d'interface (Acier/Béton ou Béton/Composite) reste très dépendante de la finalité du modèle numérique. Les interfaces inter-matériaux seront abordées dans un prochain paragraphe.

## 5 Comportement mécanique des structures à haute température

### 5.1 Comportement à températures élevées

Contrairement au comportement mécanique à température ambiante, un élément de structure poutre en béton armé sous des températures élevées connaît des histoires mécanique, thermique, et thermo-mécanique différentes. De ce fait, il est nécessaire de connaître et analyser les conditions thermiques de l'évolution de ces températures, et en l'occurrence, pour ce travail de thèse, l'évolution de la température lors d'un incendie.

Trois ingrédients sont indispensables pour qu'une déflagration s'amorce, un combustible, un comburant et une source de chaleur. Les combustibles et le comburant sont disponibles abondamment dans les ouvrages du génie civil, la chaleur peut provenir de différentes sources (flammes de cuisine, court-circuit électrique, explosion etc.).

Après le déclenchement de la première flamme, trois phases différentes sont à distinguer Figure I-34.



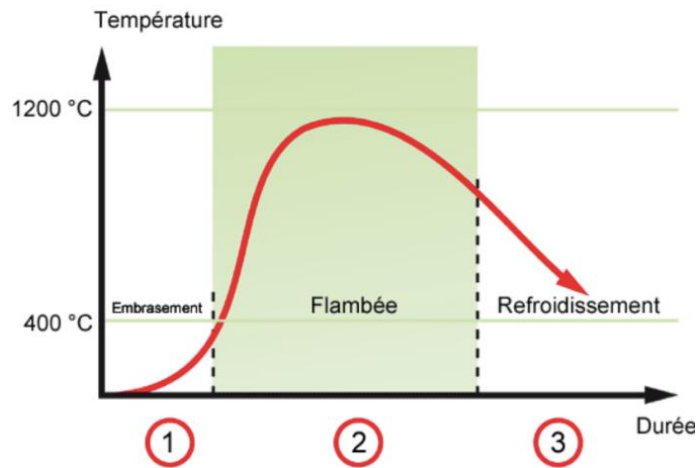


Figure I.34 : Phases de l'évolution d'un incendie avec la variation de la température de la pièce incendiée

Lors de la première phase, la flamme se propage dans la pièce incendiée, phase aussi appelée l'embrasement, une fois la température arrive entre 400 °C et 500 °C la phase 2 commence. Durant celle-ci, la cinétique de l'évolution de la température est plus importante, à tel point, qu'en quelques minutes un pic de 1100 °C est atteint. Après le pic de température, cette dernière chute progressivement entraînant ainsi la troisième phase. Après une certaine durée de temps, le feu s'éteint complètement.

Pour une finalité de dimensionnement et de modélisation, les principaux textes normatifs se sont employés à normaliser l'évolution de la température dans les environnements incendiés. Ainsi, l'organisme international de normalisation a reconstitué une courbe de l'évolution de la température ambiante dans une pièce incendiée, aussi, appelée ISO-834 (Figures I-35 et I-36).

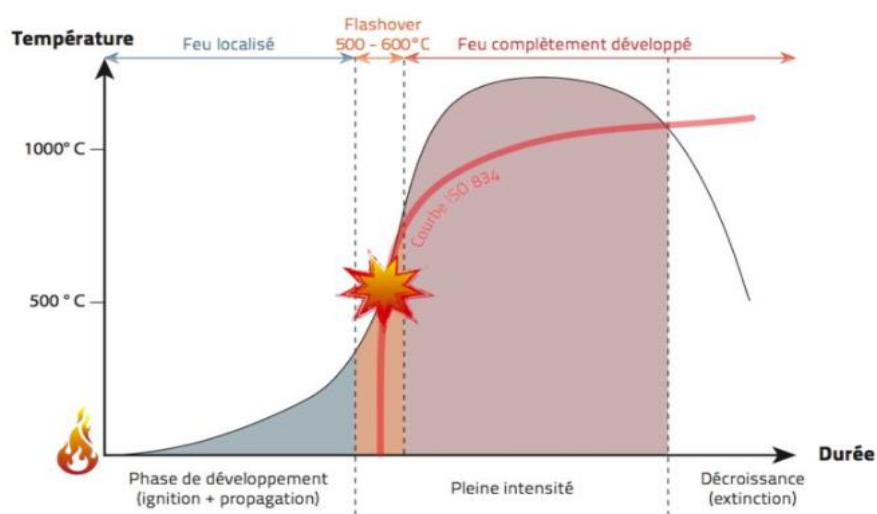


Figure I.35 : Phases de l'évolution d'un incendie avec l'évolution de la température de la courbe ISO-834

La courbe ISO-834 n'est pas le seul modèle normatif de l'évolution de la température dans un milieu incendié. En fonction du combustible et des conditions d'aération du milieu incendié, la courbe normative de l'évolution de la température peut adopter plusieurs allures Figure I-36.

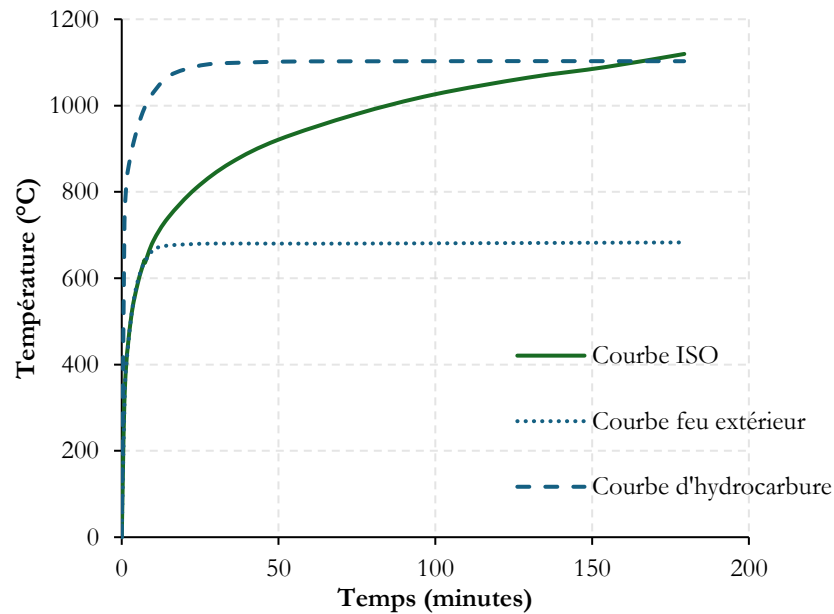


Figure I.36 Évolution de la température dans différents milieux incendiés (Prométhée, 2017)

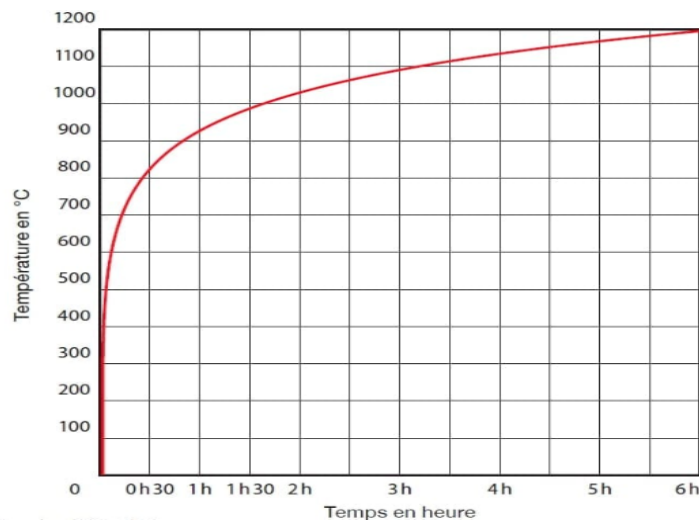


Figure I.37 : Évolution de la température selon la courbe ISO-834

Lors d'un incendie, la structure porteuse se retrouve sous une évolution rapide et continue de la température ambiante. La rapidité et l'ampleur de cette évolution implique plusieurs effets thermo-physiques et thermo-mécaniques qui se manifestent

par la chute et la dégradation des caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier de la structure.

## 5.2 Poutre en béton armé sous feu

Pour un élément de structure poutre en béton armé (problématique traitée dans ce travail de thèse), souvent, lors d'un incendie, seules les faces latérales et la face inférieure sont exposées au feu, la face supérieure reste protégée par l'élément de structure qui se trouve au-dessus (plancher, dalle, ...)

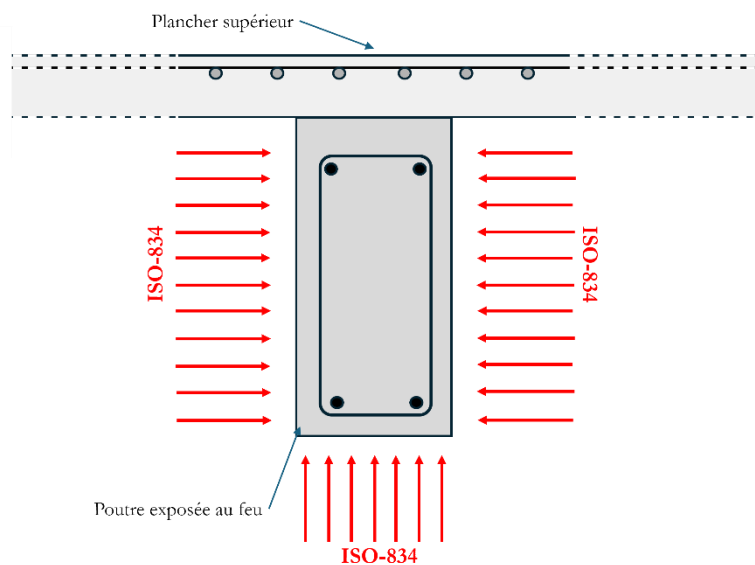


Figure I.38 : Schéma d'une coupe transversale d'un élément poutre en béton armé exposé à un flux thermique issu d'une évolution de température ISO-834

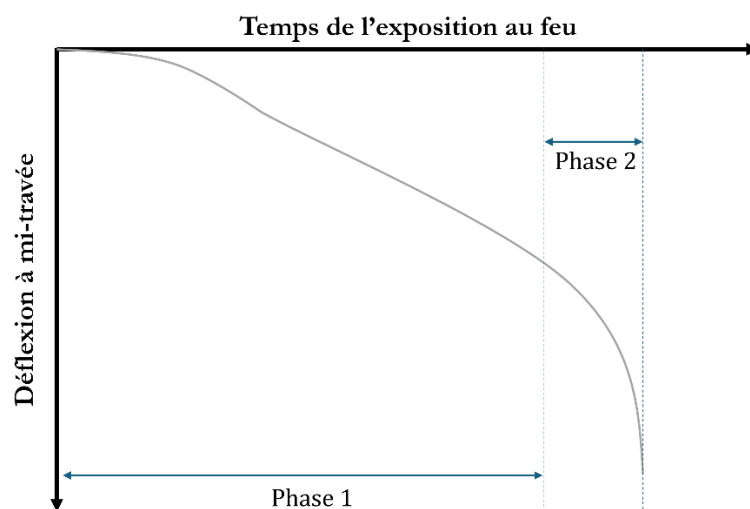


Figure I.39 : Courbe classique de l'évolution de la déflexion d'une poutre en fonction du temps d'exposition au feu (ISO-834)

Dans un contexte structurel, il faut savoir qu'une poutre en béton armé est soumise à un chargement mécanique de service, c'est-à-dire, qu'elle remplit un rôle mécanique dans la structure porteuse. Au déclenchement d'un incendie, les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier se dégradent, dès lors, une évolution de la déflexion s'amorce car la poutre s'affaiblit graduellement d'un point de vue mécanique. Ainsi, cela implique une déflexion plus importante même à un chargement mécanique de service constant (phase 1 de la figure I-39). Lors de cette phase, d'un point de vue de la « théorie de la plasticité » l'état mécanique de la poutre évolue dans un premier temps dans le domaine élastique puis passe au domaine plastique car les limites d'élasticité du béton et de l'acier baissent avec l'évolution de la température. Par ailleurs, d'un point de vue « théorie de l'endommagement », au début de la phase 1, la poutre est encore dans sa phase élastique, c'est-à-dire que toutes les déformations sont réversibles, cependant, à la fin de la phase 1, la partie tendue du béton est, à priori, totalement fissurée. La phase 2 est le résultat de l'endommagement mécanique et thermique total des aciers tendus de la poutre.

## **5.2.1 Loi de contact Acier/Béton**

### **5.2.1.1 Problématique**

Sous l'action du feu, quelques phénomènes complexes se produisent tels que la dégradation des propriétés des matériaux et des interfaces inter-matériaux constitutifs et ceci en fonction de la température.

Plusieurs auteurs se sont penchés sur la problématique de l'interface acier/béton sous l'action du feu, plusieurs enseignements, hypothèses de modélisation et ainsi plusieurs modèles numériques plus ou moins complexes en sont ressortis. Dans la littérature, les lois de contact acier/béton sont dans la plupart du temps dépendants des caractéristiques mécaniques du béton et de la morphologie des aciers. De ce fait, le comportement du béton au feu qui est à la fois élastique, plastique et endommageable provoque une grande difficulté dans la modélisation des interactions au niveau de l'interface. Néanmoins, différents modèles simplificateurs des lois de contacts acier/béton ont été établis dans la littérature.

### **5.2.1.2 Etat de l'art de l'interface Acier/Béton**

L'interface acier/béton est la zone de contact entre l'acier et le béton. Cette zone se compose du béton autour de la barre d'acier et des nervures de l'acier.

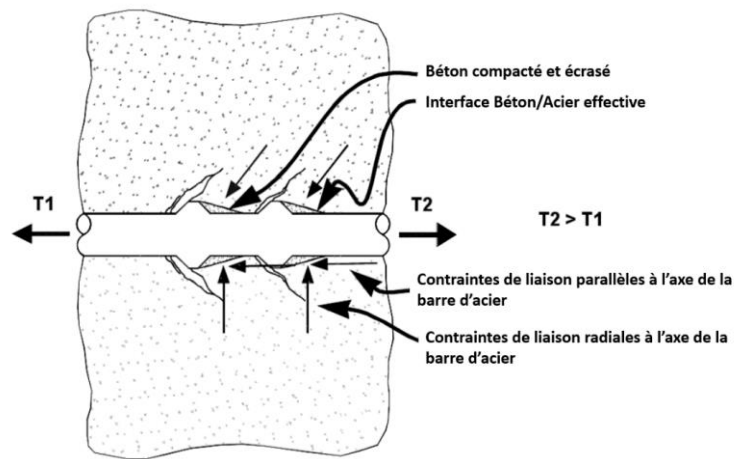


Figure I.40 : Schéma explicatif de l'interface acier/béton et ses mécanismes de contraintes associées (Nhu Cuong, 2011)

Le rôle de l'interface est de transmettre les efforts entre le béton et l'acier. Elle assure le bon fonctionnement de l'ensemble des deux matériaux afin d'obtenir la capacité portante de la structure.

Dans la littérature, plusieurs modèles ont été proposés pour simuler le comportement des interfaces acier/béton. (Romdhane, 2004) à titre d'exemple a réalisé un modèle éléments finis bidimensionnel axisymétrique d'une configuration en béton armé constituée d'un enrobage de béton avec une barre d'acier, ce spécimen a été étudié antérieurement dans l'étude expérimentale (Goto, 1971).

L'interface se dégrade. A une certaine contrainte, il y a une perte d'adhérence entre le béton et l'acier.

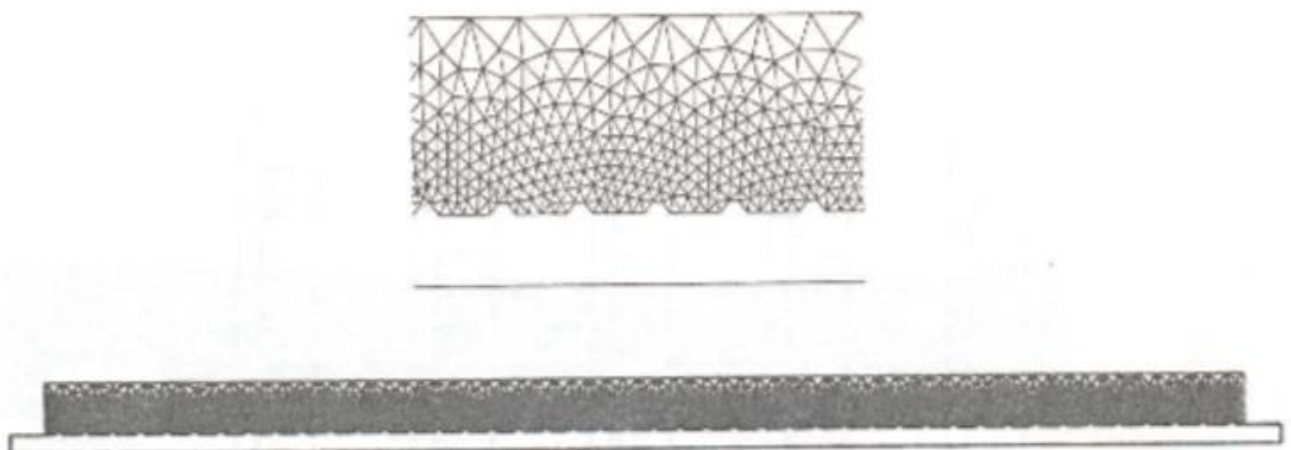


Figure I.41 : Modèle numérique éléments finis de l'étude (Romdhane, 2004), (Nhu Cuong, 2011)

L'essai expérimental de (Goto, 1971) a conclu qu'il y a différents types de fissurations qui sont provoqués après un chargement mécanique, jusqu'à la rupture, d'une interface acier/béton.

A environ une zone d'épaisseur d'un diamètre des aciers apparaissent les micro-fissures. Ce sont des fissurations inclinées d'un angle variant entre  $45^\circ$  et  $80^\circ$  et sont orientées vers la direction du chargement. Les macro-fissures, quant à elles, ce sont des fissures de dimension plus grande que les micro-fissures. Elles se forment en réseaux de fissures dans le corps interne du béton sous forme « d'arêtes de poisson » ces fissurations se propagent jusqu'à la surface du béton.

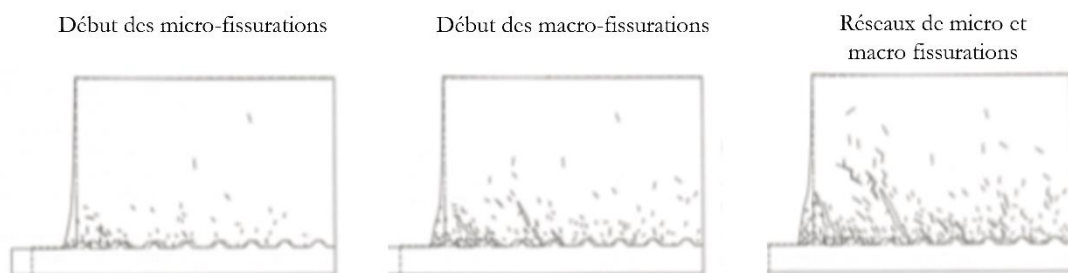


Figure I.42 : Schéma des étapes d'apparition des réseaux de fissuration au niveau de l'interface acier/béton (Nhu Cuong, 2011)

Il a été expliqué dans le paragraphe précédent que l'activation de l'interface est un processus très dépendant du comportement mécanique du béton. C'est un processus élasto-plastique et endommageable d'un point de vue mécanique. Cependant, à l'encontre de (Romdhane, 2004) qui a établi un modèle numérique fin pour entrevoir le comportement multi-fissurant du béton, d'autres auteurs ont développé des comportements multi-linéaires simplifiés pour décrire le comportement mécanique ainsi que thermo-mécanique de l'interface acier/béton.

Les simplifications multi-linéaires du comportement mécanique des interfaces acier/béton décrivent, dans la majorité des cas, une loi de comportement reliant les contraintes tangentielles entre les aciers et le béton avec le déplacement relatif entre ces deux matériaux Figure I-43. Ce genre de loi de comportement peut comporter des parties réversibles (élastiques) ainsi que des parties irréversibles (plastique endommageable).

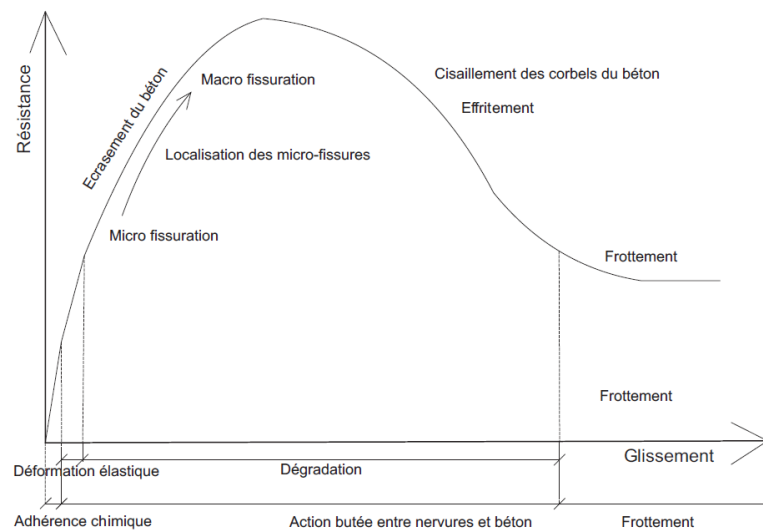


Figure I.43 : Loi de contrainte tangentielle versus déplacement relatif des aciers par rapport au béton (Nhu Cuong, 2011)

L'incidence du volet thermique ou thermo-mécanique n'est pas absente de la bibliographie relative à l'adhérence acier/béton. En effet, différents auteurs ont apporté leurs contributions à ce sujet. (Kasami, 1975) et (Diederichs and Schneider, 1981) ont pris le modèle de la loi de comportement simplifié de l'interface acier/béton et ont mené des campagnes expérimentales pour explorer les effets de la variation de la température sur les courbes des lois de contact.

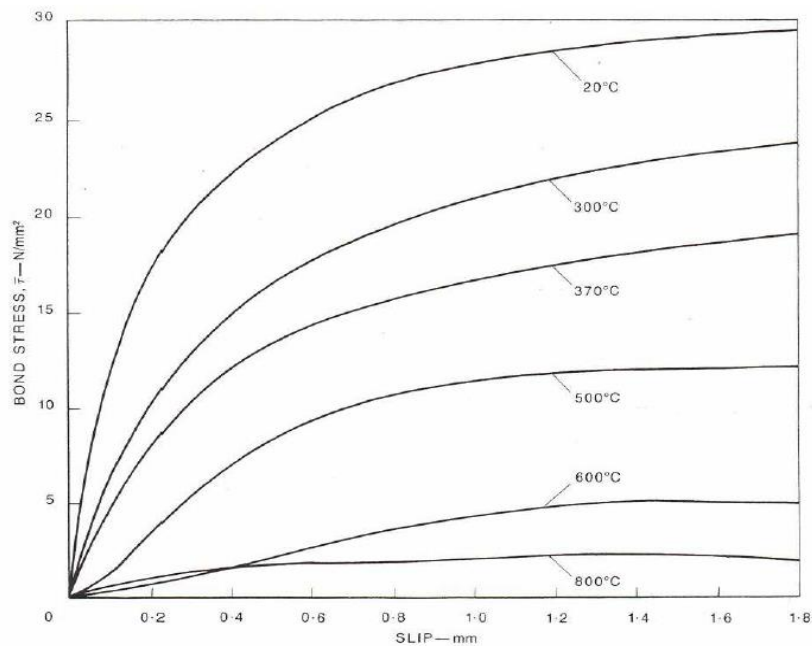


Figure I.44 : Loi de contact acier/béton pour différentes températures (Diederichs and Schneider, 1981)

### 5.2.1.3 Apport aux modèles numériques

Pour un élément de structure poutre en béton armé sous l'action d'un feu, (Nhu Cuong, 2011) a trouvé que l'intégration d'une loi de contact entre le béton et l'acier n'a pas d'effet sur le comportement thermo-mécanique global. En effet, la diminution de la résistance de l'interface est accompagnée de la réduction des caractéristiques mécaniques de l'acier, ce qui provoque un effet de compensation. (Nhu Cuong, 2011) rapporte aussi que lors de l'exposition au feu, une structure en béton armé est plus susceptible d'atteindre la ruine par plastification des aciers ou par rupture fragile du béton avant la perte de l'adhérence entre l'acier et le béton.

### 5.2.2 Modes de rupture d'une poutre renforcée par TRC à haute température

A ce jour, une seule étude numérique par rapport au TRC au feu existe dans la bibliographie (C. Tetta and A. Bournas, 2016). Ces auteurs ont étudié le comportement mécanique de poutres en béton armé renforcées par des TRC par rapport à l'effort tranchant. Bien que le renforcement soit vis-à-vis de l'effort tranchant et que les chargements thermiques soient des températures fixes, certains enseignements peuvent être tirés de cette étude. Les auteurs ont établi différentes configurations de renforcement avec le TRC, renforcement latéral, renforcement en « U » et un renforcement total des quatre faces de la poutre aussi appelé « jacketing ». Des brûleurs ont chauffé les faces renforcées jusqu'à des températures cibles (20 °C, 100 °C, 150 °C et 250 °C) puis un chargement mécanique graduel est appliqué jusqu'à la rupture des spécimens.



Figure I.45 : Méthode d'application du TRC sur la surface des poutres (a) préparation de la surface d'application avant le renforcement (b) une première couche de mortier est appliquée avant la mise en place du premier textile (c) une deuxième couche de mortier recouvre le textile (C. Tetta and A. Bournas, 2016)

Il convient de souligner que la méthode d'application du TRC est une méthode de moulage au contact in-situ Figure I-45. Après la préparation de la surface renforcée, une couche de mortier de 2 mm est appliquée puis le textile est mis en place au-dessus, une deuxième couche de mortier est mise en place pour recouvrir le textile.



Les résultats des tests expérimentaux sur ces poutres renforcées par TRC montrent deux modes de rupture, le délaminage et le cisaillement des TRC. Le mode de rupture prédominant est le délaminage, il convient de noter que le « peeling off » Figure I-46 (UW\_MCH3\_20, UW\_MCL3\_150, et UW\_MCH3\_250) ne se produit pas au niveau de l'interface TRC/béton mais plutôt dans la fine pellicule (quelques centimètres) de béton qui se trouve sous le renfort.



Figure I.46 : Modes de rupture des poutres en béton armé renforcées par des TRC vis-à-vis de l'effort tranchant (C. Tetta and A. Bourmas, 2016)

### 5.3 Comportement des TRC à températures élevées

#### 5.3.1 Généralités

La compréhension du comportement mécanique du TRC sous sollicitation thermique est dépendante de la compréhension des comportements mécaniques à hautes températures des matériaux constitutifs du TRC. Une étude bibliographique exhaustive de la matrice cimentaire à haute température a été mise en avant dans la section 3.1 du chapitre 1. Ainsi, dans la suite de cette partie, les points marquants d'une étude bibliographique des fibres du textile à températures élevées seront avancés, dans le but de gagner en visibilité sur les éléments bibliographiques traitant

le comportement mécanique global du TRC au feu, et qui seront, à leur tour, présentés par la suite.

### 5.3.2 Comportement thermo-mécanique du TRC

Dans la bibliographie très restreinte par rapport à ce sujet, quelques essais sont utilisés pour caractériser le comportement thermo-mécanique du TRC (Traction directe, flexion). Dans la littérature, deux approches sont adoptées pour la caractérisation thermo-mécanique des TRC face au feu. La première approche est la caractérisation à froid, c'est-à-dire que les essais de caractérisation ne sont faits qu'après que l'échantillon de TRC soit chauffé à la température voulue puis refroidi. La deuxième approche consiste à tester le TRC en traction à la température cible.

### 5.3.3 Etude sur TRC préchauffé

Dans l'étude de (Rambo et al., 2015), le comportement mécanique après un cycle de chauffe à différentes températures cibles a été fait. Il a été remarqué que le comportement mécanique devenait de moins en moins fragile avec l'augmentation de la température de chauffe. Une influence « positive » sur le comportement mécanique à 75 °C et 150 °C de préchauffage a été aussi remarquée, effet remarqué également par (Colombo, 2011). Cet effet s'apparente au retrait du mortier dû à sa déshydratation en plus de l'effet de la transformation en état plastique de la résine de pré-impregnation, cette transformation implique une meilleure interaction fil/mortier d'où la multiplication rapide de fissuration (Figure I-47 (b-d)) selon (Rambo et al., 2015).

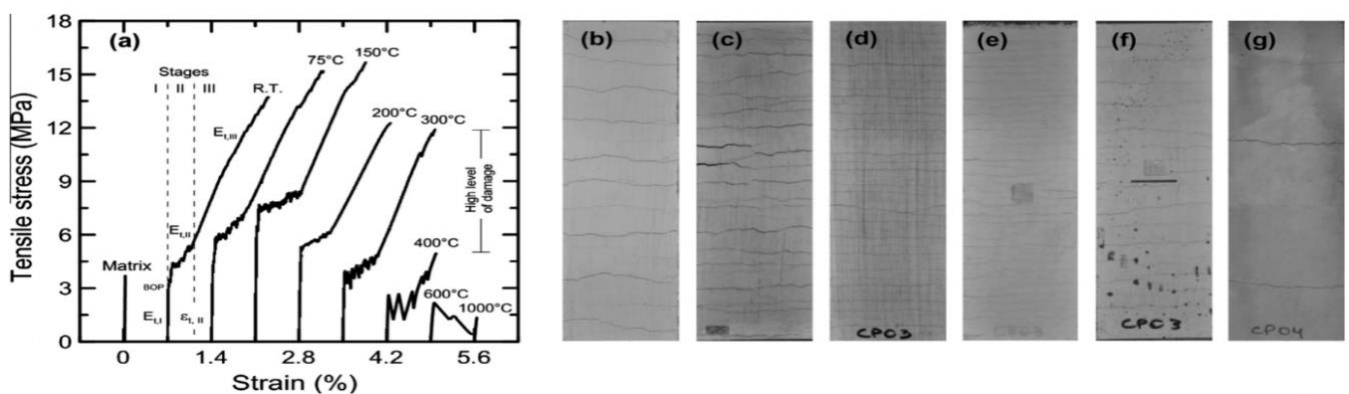


Figure I.47 : Caractérisation de la résistance résiduelle du TRC soumis préalablement à différentes hautes températures (figure gauche) ; photographies des schémas de fissuration des TRC chauffés à différentes températures (b) à température ambiante (c) 75 °C, (d) 150 °C, (e) 200 °C, (f) 300 °C et (g) 400 °C (figure droite) (Rambo et al., 2015)

Au-delà de 150 °C à 200 °C, une baisse de la contrainte limite en traction est notée, cette réduction est aussi accompagnée par la réduction du module d'élasticité du

TRC, cette baisse des caractéristiques mécaniques provient de la déshydratation des métastables de la matrice cimentaire.

Entre 200 °C et 400 °C, une poursuite de la baisse des caractéristiques mécaniques est remarquée, cette baisse est causée par la déshydratation des hydrates restant dans la matrice cimentaire.

Au-delà de 400 °C, une chute sévère avec une apparition de larges fissurations est remarquée, cette chute est due à la dégradation sévère de la matrice cimentaire ainsi que les fibres de basalte, à 1000 °C un comportement fragile est remarqué avec une absence des zones 2 et 3 du comportement mécanique du TRC car les fibres du textile fondent à cette température Figure I-48.

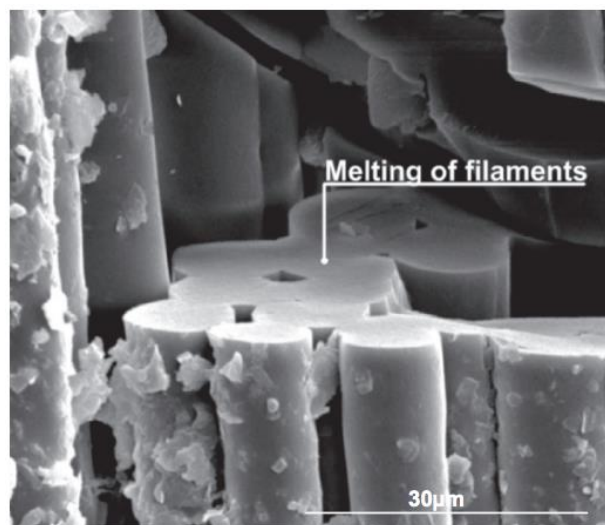


Figure I.48 : Filaments du textile à base de basalte qui sont fondus à 1000 °C

#### 5.3.4 Comportement thermo-mécanique du TRC à température élevée

L'étude consiste à chauffer le TRC jusqu'à la température voulue, une fois cette dernière atteinte, un chargement mécanique progressif et quasi-statique est appliqué dans le but de caractériser thermo-mécaniquement le spécimen en question.

La bibliographie reste très limitée par rapport à la caractérisation thermo-mécanique du TRC à température élevée. L'étude la plus exhaustive est celle de (Tlaji, 2018). Dans cette étude, la caractérisation thermo-mécanique se fait à l'aide d'une presse mécanique Figure I-49 équipée d'un four qui peut atteindre une température de 1200 °C. L'ensemble est aussi équipé de capteurs laser placés à l'extérieur du four pour mesurer la déformation longitudinale de l'éprouvette lors du chargement thermo-mécanique. Dans cette étude, la mesure de la température est faite dans un premier temps, par trois thermocouples installés dans le four de façon symétrique pour permettre de mesurer l'homogénéité des températures. Les trois autres thermocouples

sont rajoutés au niveau de l'échantillon de TRC pour maîtriser la température du spécimen lors des essais. (Tlajji, 2018) propose une multitude de caractérisations thermo-mécaniques faites avec une vitesse de chauffe de 10 °C/minute. Le premier constat, fait pour un TRC à matrice en mortier ordinaire (Portland) et textile en verre-AR, par rapport à la différence entre une caractérisation thermo-mécanique (à chaud) et une caractérisation sur un spécimen préchauffé, est qu'au-delà de 400 °C, les deux types de caractérisation donnent des résistances ultimes de TRC qui sont similaires.

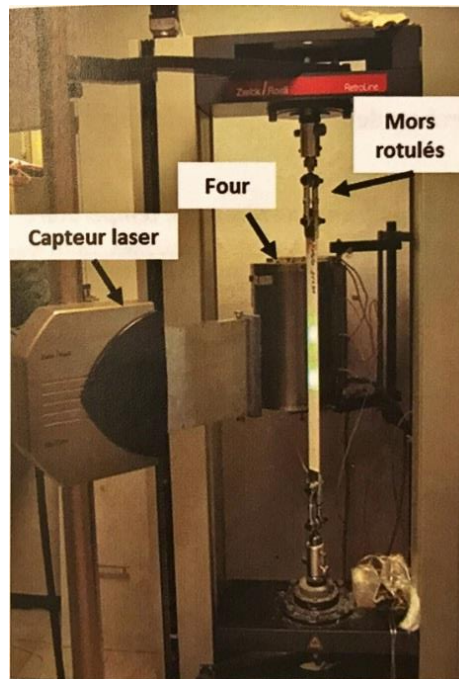


Figure I.49 : Presse de caractérisation thermo-mécanique à différentes températures du TRC (Tlajji, 2018)

La pré-imprégnation des textiles a été explorée d'un point de vue thermique, il en est ressorti que à des températures relativement basses (à environ 200°C), l'époxy qui sert à pré-imprégner les textiles induit une chute dans l'adhérence entre les fils et la matrice cimentaire. A la fin de l'étude (Tlajji, 2018), une famille de TRC convenable au renforcement vis-à-vis de la température a été développée.

### 5.3.5 Conclusions partielles

- Pour un test mécanique à froid, l'ajout d'un renforcement TRC agit sur toutes les phases de l'histoire mécanique d'une poutre en béton armé.
- En plus de l'ajout de matière dans la partie basse des poutres, la valeur du module de Young, relativement basse du TRC, par rapport à celle du béton armé permet un transfert des contraintes mécaniques adapté depuis les parties les plus sollicitées vers les parties les moins sollicitées.

- Les caractéristiques mécaniques du TRC sont sensibles à l'évolution de la température.
- Le mode de rupture le plus courant pour les poutres renforcées par TRC (à froid et aux hautes températures) est la rupture par arrachement du TRC avec 1 à 2 cm du béton de l'enrobage (mode de rupture dénommé « peeling off » en anglais).
- A hautes températures, la loi de contact acier/béton reste toujours peu impactante lors de la modélisation du béton armé sous des chargements thermo-mécaniques.

# Conclusions générales du chapitre 1

Une revue de la bibliographie relative au comportement du béton et des poutres renforcées par TRC à température ambiante et aux hautes températures a révélé les points suivants :

Bien que le comportement mécanique du béton à température ambiante et aux hautes températures soit complexe, différentes théories mécaniques sont capables de modéliser numériquement son comportement. Contrairement au béton, l'acier reste plus simple à modéliser. Par ailleurs, les lois de contact acier/béton peuvent représenter une valeur ajoutée pour la modélisation du béton armé, cependant, dans le cas de figure de ce travail de recherche dont la finalité est d'observer l'histoire mécanique des poutres en béton armé sans se soucier ce qui se passe après la rupture, la loi de contact reste très accessoire.

Dans un registre différent, à premier abord, et à la lumière des phénomènes thermodynamiques complexes qui ont lieu dans le béton lors de sa chauffe, la modélisation numérique à micro-échelle est complexe. Cependant, différents auteurs ont établi des modèles numériques du béton à de hautes températures avec des grandeurs thermiques homogénéisées « grandeurs équivalentes ».

Finalement, le renforcement des poutres en béton armé par des composites TRC augmente la rigidité des poutres.

En se basant sur les éléments bibliographiques ci-dessus, différentes facettes des modèles numériques, traités dans la suite de ce manuscrit, seront abordées proprement :

- Les caractéristiques mécaniques et thermiques du béton sont sensibles à la variation de la température.
- En plus de l'ajout de matière dans la partie basse des poutres, la valeur du module de Young relativement basse du TRC par rapport au béton permet un transfert des contraintes mécaniques adapté, depuis les parties les plus sollicitées, vers les parties les moins sollicitées.
- Le mode de rupture le plus courant pour les poutres renforcées par TRC (à froid et aux hautes températures) est la rupture par arrachement du TRC avec 1 à 2 cm du béton de l'enrobage « peeling off ».

- Les caractéristiques mécaniques du TRC sont sensibles à l'évolution de la température.
- Aux hautes températures, les lois de contact acier/béton et TRC/béton restent anodines pour la modélisation du béton armé sous des chargements thermo-mécaniques.





## **II Chapitre 2 : Approche numérique et outils de modélisation**



## 1 Modèles mécaniques

La modélisation des éléments en béton armé s'avère complexe et plus particulièrement à une température élevée qui de surcroît varie. La difficulté dans la modélisation des éléments de structure en béton armé réside dans la complexité de la modélisation des lois de comportement du béton. Cette difficulté est due à la différence entre le comportement en traction et celui en compression, au comportement fragile fissurant ainsi qu'à la complexité du lien entre les dégradations mécaniques dans les différents axes.

Actuellement, dans les logiciels éléments finis commerciaux comme ANSYS et ABAQUS, des modèles plus ou moins complexes y sont programmés. Cependant, dans le logiciel MSC Marc Mentat, qui est utilisé pour les modèles de ce travail de thèse, aucun critère propre au béton n'est complètement programmé.

Le comportement mécanique uni-axial du béton est caractérisé par une différence de comportement entre la compression et la traction Figure II-1.

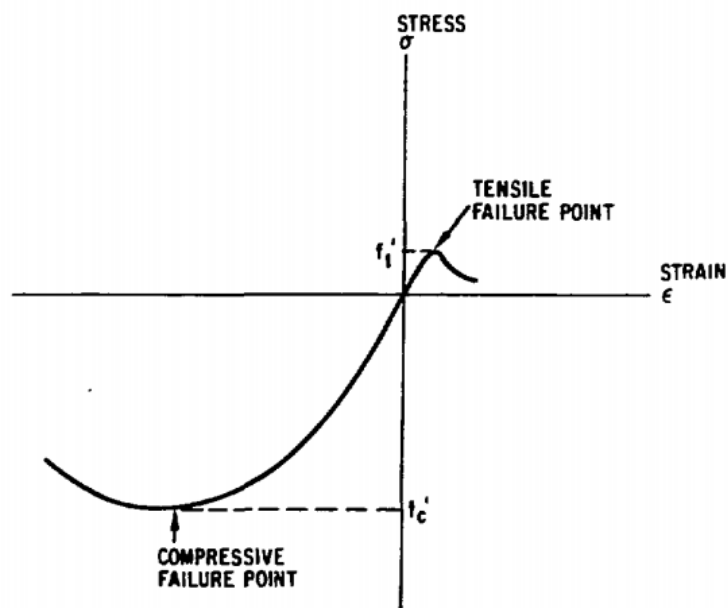


Figure II.1 : Comportement uni-axial du béton en compression et en traction (Takahashi, 1983)

Il convient de noter aussi, que après le point de rupture, les comportements en traction et en compression sont différents. En compression, le comportement après la rupture est durcissant puis adoucissant alors qu'en traction, un brusque adoucissement est enregistré après la limite de la rupture.

D'un point de vue tridimensionnel, c'est-à-dire pour un élément de matière en béton qui subit des chargements mécaniques dans les trois dimensions de l'espace, l'approche de caractérisation du comportement mécanique devient plus complexe.

Dans la littérature, la modélisation numérique des éléments en béton armé se repose sur différentes théories de modélisation.

Dans la suite de ce chapitre, les théories de modélisation du béton de la bibliographie seront présentées de façon générale. Cela, dans le but de ressortir avec un modèle numérique pour le béton au feu qui soit adéquat avec les besoins et les objectifs de ce travail de thèse.

## **1.1 Modèles à rupture fragile**

Les modèles à rupture fragile font partie des modèles d'endommagement mécanique issus de la théorie de l'endommagement. Une majeure partie de ces modèles sont enclenchés après une contrainte ou une déformation spécifique aussi appelées contrainte/déformation limites. Il existe différents modèles de rupture fragile qui vont des plus simples (contraintes/déformations dans les directions de l'espace non-couplées) aux plus complexes.

Le mécanisme d'endommagement est le processus de création de cavités ou fissures dans la matière. C'est-à-dire, un développement d'une discontinuité de la matière lors d'un chargement mécanique impliquant ainsi une perte de la cohésion et de la rigidité.

En mécanique numérique, les discontinuités créées dans la matière peuvent être explicites ou implicites, ceci dépend du modèle choisi.

### **1.1.1 Modèles fissurants**

L'implémentation de ces modèles permet d'affecter à chaque élément du modèle mécanique une contrainte limite en traction (contrainte de fissuration) et une contrainte limite en compression. Au-delà de cette contrainte limite, un relâchement de la contrainte traversant l'élément fissurant s'amorce. La courbe de la figure II-2 illustre l'évolution de la contrainte de traction d'un élément quelconque du modèle numérique en fonction de l'ouverture de la fissure.

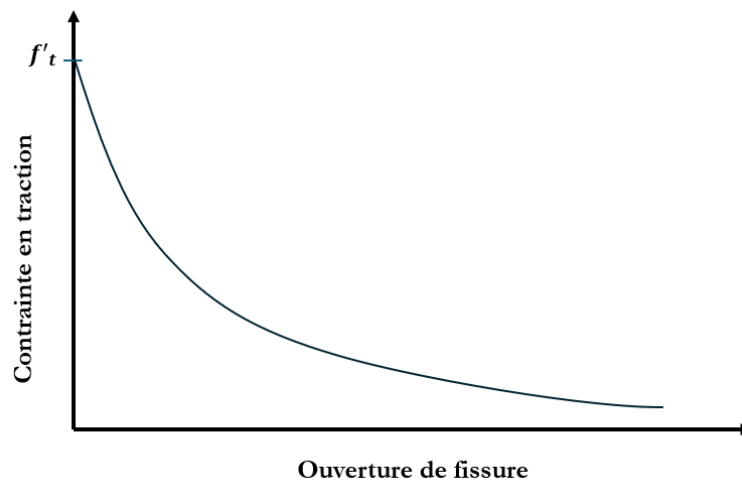


Figure II.2 : Courbe de relâchement de la contrainte de traction en fonction de l'ouverture de fissure d'un élément du modèle numérique

### 1.1.2 Modèles contrainte/déformation de rupture (« stress and strain failure »)

Ces critères définissent des contraintes ou déformations limites en tension et en compression dans les trois directions de l'espace en plus des trois dimensions de cisaillement. Une fois, ces contraintes ou déformations sont atteintes, le critère propose un module d'adoucissement ou carrément l'élimination totale de l'élément en question.

## 1.2 Modèles plastiques

Les modèles de plasticité sont les modèles numériques développés et simulés dans le cadre de la théorie de plasticité. La théorie de plasticité est une théorie qui décrit l'évolution de l'état mécanique multidimensionnel post-élastique d'un matériau en fonction des variables internes propres à ce dernier.

Les ingrédients nécessaires au développement d'un modèle plastique sont un critère de plasticité (qui décrit une surface de plasticité), une loi de durcissement et/ou adoucissement (qui décrit l'évolution du comportement mécanique du matériau en fonction des variables d'état de celui-ci).

### 1.2.1 Ingrédients de la théorie de la plasticité

#### 1.2.1.1 Surface de plasticité

La surface de plasticité est une surface théorique qui se définit dans l'espace orthonormé des contraintes. Cette surface délimite le domaine élastique et le domaine plastique du matériau en question.

Dans un repère orthonormé de contraintes principales, la surface de plasticité constitue la limite au-delà de laquelle les déformations plastiques s'amorcent.

La forme et la topologie des surfaces de plasticité peuvent varier selon les matériaux en question. Les surfaces de plasticité sont souvent exprimées en fonction des trois invariants du tenseur des contraintes  $J_1, J_2,$  et  $J_3$  ou en fonction des composantes des contraintes principales  $\sigma_I, \sigma_{II}$  et  $\sigma_{III}$ .

$$F(J_1, J_2, J_3 \text{ et } \varepsilon_{peq}) = \underbrace{f(J_1, J_2, J_3)}_a + \underbrace{g(\varepsilon_{peq})}_c \quad (5)$$

L'équation (5) représente la forme classique d'une surface de plasticité. Cette dernière est constituée de deux parties. La partie (b) décrit la forme de la surface de plasticité dans l'espace des contraintes. Tandis que la partie (c) décrit la variation de la surface de plasticité avec la variation de la déformation plastique équivalente (ou une quelconque variable interne du matériau).

Dans la littérature, la surface de plasticité la plus utilisée pour délimiter les limites du comportement élastique du béton est la surface du critère de plasticité Drucker-Prager ou d'autres surfaces qui sont des dérivées de cette dernière (Menétrey-Willam) (Buyukozturk, 1975) Figure II-3.

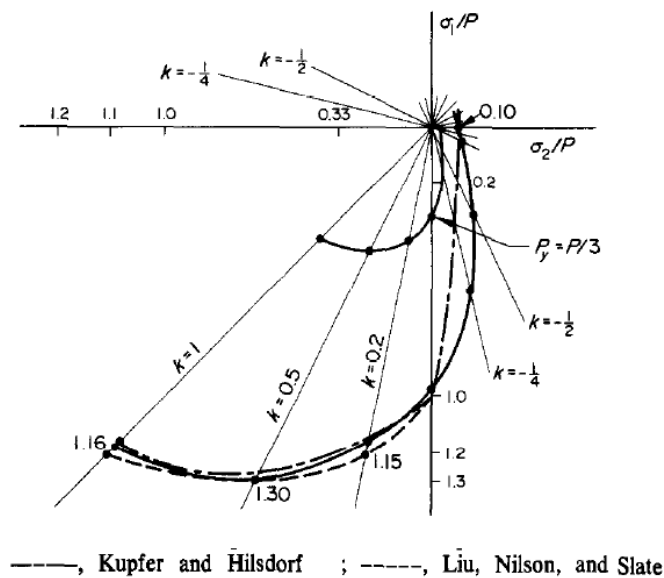


Figure II.3 : Surface de plasticité expérimentale bidimensionnelle de (Kupfer et al., 1969) et (Liu et al., 1972) de (Buyukozturk, 1975)

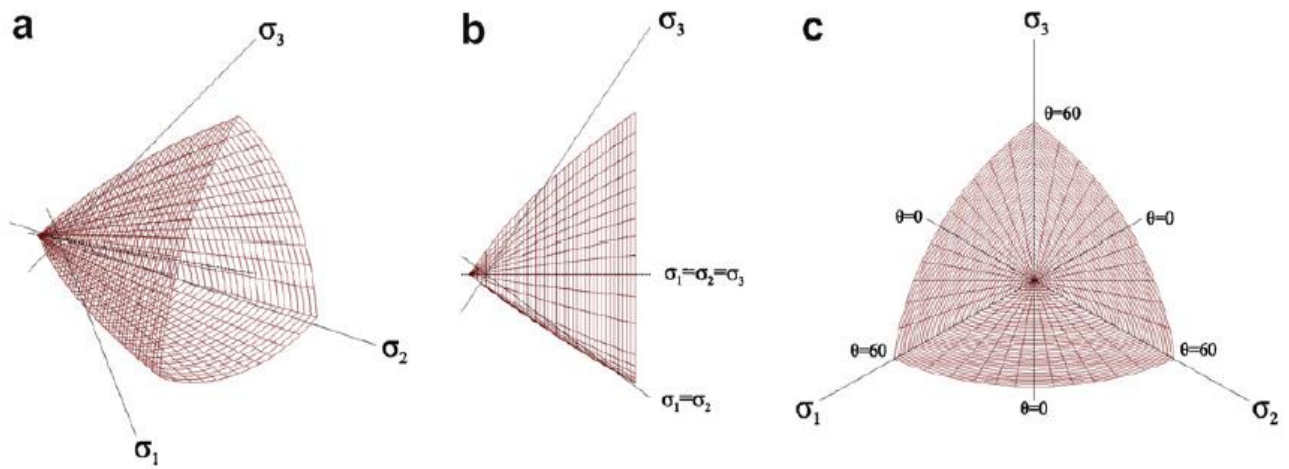


Figure II.4 : Surface de plasticité du critère Menétrey-Willam représentée en coordonnée Haigh-Westergaard (Cervenka and Papanikolaou, 2008)

(Cervenka and Papanikolaou, 2008) et d'autres ont modélisé la surface de plasticité du béton en la décomposant en deux surfaces : une surface de plasticité du critère de Rankine pour la traction et une surface de plasticité de Drucker-Prager pour la compression. Les résultats de ces modèles ont été très satisfaisants, cependant, un tel modèle ne doit être utilisé que si les états mécaniques du modèle numérique sont complexes, d'autant plus qu'un tel niveau de complexité nécessiterait des temps d'implémentation et de calcul très importants.

### 1.2.1.2 Loi d'érouissage

La loi d'érouissage est une loi qui relie la déformation plastique équivalente (6) à une variable interne propre au matériau modélisé.

$$\varepsilon_{peq} = \sqrt{x_\alpha \cdot \overline{\overline{\varepsilon_p}} \cdot \overline{\overline{\varepsilon_p}}} \quad (6)$$

$\varepsilon_{peq}$  : (Scalaire) déformation plastique équivalente

$x_\alpha$  : Coefficient

$\overline{\overline{\varepsilon_p}}$  : (Tenseur) Tenseur des déformations plastiques

Chaque matériau a ses propres variables internes, ces variables conditionnent l'évolution de la déformation plastique équivalente qui, elle-même, redétermine la surface de plasticité et ainsi les déformations plastiques des matériaux.

Il existe, dans la littérature, des formes simplifiées pour décrire l'évolution d'un paramètre influençant la surface de plasticité d'une quelconque façon en fonction de l'évolution d'une variable interne. Celle-ci, étant, souvent représentée par la déformation plastique équivalente, ou un autre paramètre lié à l'évolution micro-structurale du matériau modélisé figure II-5.

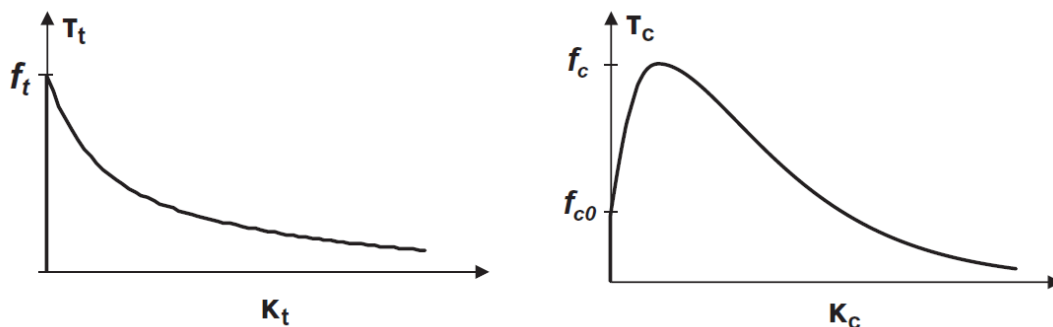


Figure II.5 : Evolution de la contrainte limite du béton en fonction de l'évolution des variables internes (gauche) traction, (droite) compression (Gernay et al., 2013)

### 1.2.1.3 Direction de l'écoulement plastique

La direction de l'écoulement plastique est le troisième et le dernier ingrédient de la théorie de la plasticité. Elle représente la direction de l'écoulement des déformations plastiques. Numériquement parlant, c'est un tenseur diagonal, il est défini par la dérivée de la surface de plasticité par rapport aux dimensions du repère de l'espace des contraintes principales Figure II-6. Ce tenseur, de par ces composantes, définit la direction des déformations plastiques.

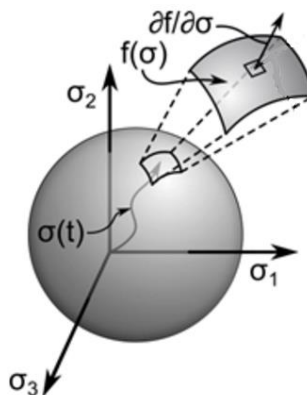


Figure II.6 : Interprétation géométrique du tenseur normal à une surface de plasticité (ANSYS Reference, 2013)



Deux cas de figure en ressortent. Premièrement, l'écoulement associé qui est un écoulement où les déformations plastiques suivent le tenseur normal à la surface de plasticité associée à un critère défini. Puis, l'écoulement non-associé où les déformations plastiques suivent un tenseur normal à une autre surface conventionnellement appelée G associée à la surface de plasticité du critère défini.

## 1.2.2 Modèles plastiques courants

Dans cette partie, les critères de plasticité les plus courants de la bibliographie et plus spécifiquement ceux les plus utilisés pour modéliser le comportement mécanique du béton seront mis en évidence.

### 1.2.2.1 Modèles Mohr-coulomb (et dérivés)

Mohr Coulomb est un critère de plasticité qui décrit la réponse mécanique des matériaux fragiles et les géo-matériaux tels que le béton et les agglomérats lâches. En général, ce critère s'applique aux matériaux dont la contrainte de rupture en compression est largement supérieure à la contrainte de rupture en traction.

#### a. Mohr-Coulomb linéaire

Les modèles dérivés de Drucker-Prager sont souvent utilisés pour la modélisation des géo-matériaux.

$$f = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{3}} \quad (7)$$

$I_1$  : Premier invariant du tenseur des contraintes principales

$J_2$  : Deuxième invariant du tenseur des contraintes principales

$\bar{\sigma}$  : Contrainte limite propre au matériau

$\alpha$  : Coefficient propre au matériau

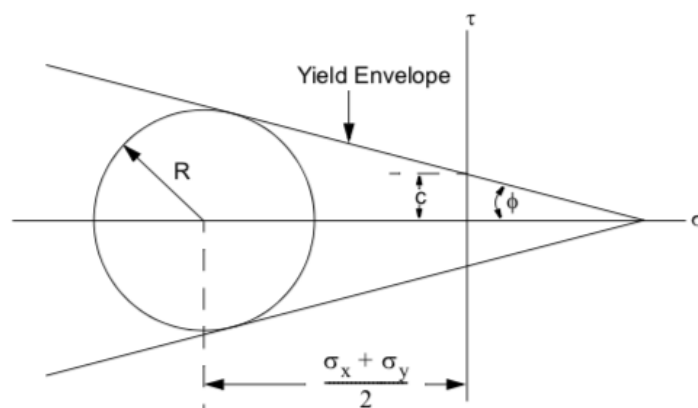


Figure II.7 : Surface de plasticité du critère de Mohr-Coulomb linéaire (“Volume A: Theory and User Information,” 2014)

**b. Mohr-Coulomb hyperbolique**

$$f = \sqrt{3J_2 + \sqrt{3}\beta\bar{\sigma}J_1} - \bar{\sigma} \quad (8)$$

$J_1$  : Premier invariant du tenseur des contraintes principales

$J_2$  : Deuxième invariant du tenseur des contraintes principales

$\bar{\sigma}$  : Contrainte limite propre au matériau

$\beta$  : Coefficient propre au matériau

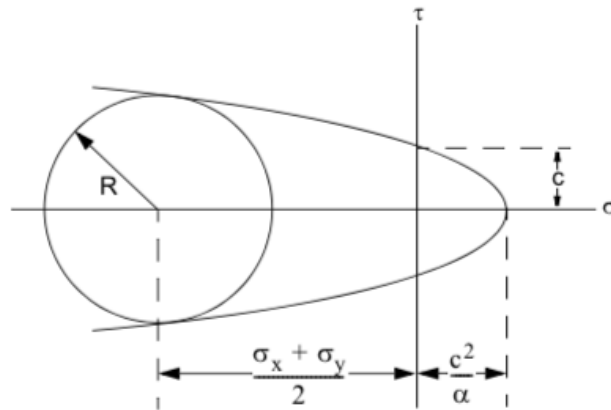


Figure II.8 : Surface de plasticité du critère de plasticité Mohr-Coulomb hyperbolique (“Volume A: Theory and User Information,” 2014)

Les équations des surfaces de plasticité (7) et (8) sont respectivement les équations représentatives des surfaces des deux critères Mohr-Coulomb linéaire et Mohr-Coulomb hyperbolique. Ces surfaces sont toutes des dérivées de la surface du critère de Mohr-Coulomb. Elles sont caractérisées par leurs variations en fonction du premier invariant du tenseur des contraintes (axe hydrostatique). Il convient également d’ajouter que dans la majorité des cas, ces surfaces sont utilisées pour délimiter le domaine élastique des géo-matériaux.

**c. Modèle Buyukozturk (1975)**

Buyukozturk est un critère de plasticité développé spécialement pour le béton par Oral Buyukozturk, ce critère est une variante de Mohr-Coulomb car sa surface de plasticité a une forme conique (évolue en fonction de l’axe hydrostatique).

$$f = \beta\sqrt{3}\bar{\sigma}J_1 + \gamma J_1^2 + 3J_2 - \bar{\sigma}^2 \quad (9)$$

$J_1$  : Premier invariant du tenseur des contraintes principales

$J_2$  : Deuxième invariant du tenseur des contraintes principales

$\bar{\sigma}$  : Contrainte limite propre au matériau

$\beta$  : Coefficient propre au matériau fixé à une valeur de 0,2 pour le béton (si égale à 0  $\rightarrow$  critère Mohr-Coulomb)

La surface de plasticité du critère se dresse comme le montre la figure II-9 ci-dessous.

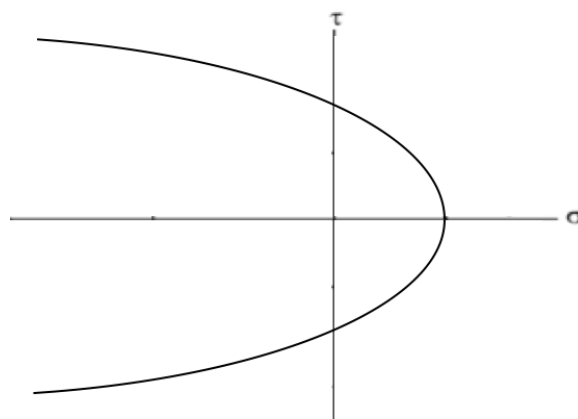


Figure II.9 : Surface du critère de plasticité Buyukozturk (1975)

A première vue, il arrive de confondre le critère de Buyukozturk (1975) avec Mohr-Coulomb hyperbolique, cependant, la différence entre les deux critères se manifeste dans la liaison de l'écrouissage plastique entre la zone de plasticité en compression et la zone de plasticité en traction. C'est-à-dire que pour le critère de plasticité Buyukozturk, lors de l'écrouissage plastique pour une contrainte en compression, la zone de la surface délimitant la limite de contrainte en traction connaît, également, un écrouissage de façon à modéliser la dégradation du béton écrasé s'il lui arrive d'être tendu.

Aussi, il convient de dire que cette surface de plasticité représente bien la relation entre les limites de rupture en compression et en traction du béton.

#### **d. Modèle de poudre à Cap exponentiel**

Les critères de plasticité à cap exponentiel sont des critères composés, c'est-à-dire, que l'enveloppe de la surface de plasticité est composée, d'au moins, deux surfaces interposées. Les deux surfaces, Figure II-10, sont appelées « Shear Failure Surface » (surface de rupture en cisaillement) et « Strain Hardening Cap » (cap de durcissement de déformation). L'utilité de ce critère réside dans le fait qu'il permet une évolution

partielle de sa surface. Il convient de dire que dans le logiciel commercial éléments finis Marc Mentat, la seule surface évoluant en fonction de la déformation est la surface cap de durcissement, par contre, la surface limite de cisaillement est constante.

$$f(\sigma, \alpha, k) = J_2^\xi \Gamma^2 - [F_s(I_1) - N]^2 F_c(I_1, k) \quad (10)$$

$\sigma$  : Tenseur des contraintes

$\alpha$  : Tenseur des contraintes déviatoriques

$k$  : Variable interne déterminant la position du cap

$J_2^\xi$  : Second invariant du tenseur  $\xi = dev(\sigma) - \alpha$

$N$  : La translation maximale permise de la surface de plasticité

$\Gamma$  : Angle de Gudehus lode

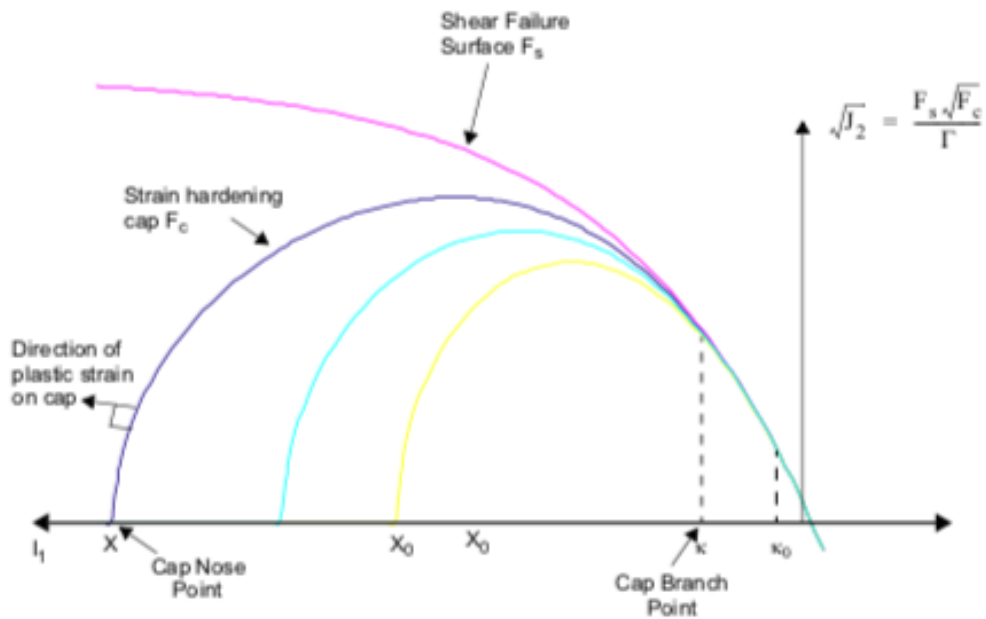


Figure II.10 : Surface du critère de plasticité du modèle CAP (“Volume A: Theory and User Information,” 2014)

## Conclusions générales du chapitre 2

Afin d'établir un modèle mécanique ou thermo-mécanique capable de reproduire le comportement mécanique des éléments de structure en béton armé, il faut arriver à reconstruire le comportement de chaque matériau constitutif. De ce fait, une bonne connaissance des modèles et critères mécaniques existants est requise. Lors de ce chapitre, les principaux modèles et critères mécaniques potentiellement capables de modéliser le comportement du béton ont été présentés. Les enseignements suivant y ont été extraits :

- Il existe une diversité de choix par rapport à la modélisation du comportement post-élastique du béton à température ambiante et à haute température.
- Pour les travaux de recherche dont la finalité et l'ampleur sont similaires à celles d'un travail de thèse, les auteurs utilisent majoritairement les critères de plasticité du fait de leur adaptabilité et leur stabilité numérique.

Les enseignements recueillis seront par la suite analysés dans le but de retenir le modèle le plus à même de reproduire le comportement mécanique du béton à température ambiante et à haute température.

Il est à noter que les critères d'appréciation et de choix de l'adaptabilité d'un critère de plasticité à un cas de figure sont complexes. En effet, la forme géométrique de la surface du critère, sa propre variation en fonction des variables internes du critère et l'évolution de ses variables en fonction de la température restent, tous, des éléments à prendre en considération. Aussi, il est à noter que la nature de la configuration du modèle et des chargements mécaniques de celui-ci sont aussi à prendre en compte lors du choix. En effet, un critère de plasticité peut être adapté à un modèle spécifique avec un chemin de chargement mécanique spécifique et inadapté pour un autre (à titre d'exemple, associer un chargement cyclique avec un critère où l'endommagement en traction en un point empêcherait toute forme de résistance à la compression, ultérieurement, sur ce même point). De ce fait, la section 2.3 du chapitre 3 étale une analyse concrète de l'ensemble des éléments expliqués ci-avant.



# **III    Chapitre 3 : Modélisation des poutres renforcées par TRC au feu**





## 1 Modélisation du comportement thermique des poutres

### 1.1 Introduction

Le transfert de chaleur dans un élément en béton est un phénomène complexe. En effet, tout transfert thermique qui se passe dans un géo-matériau ou un matériau poreux met en action un ensemble complexe de phénoménologies thermodynamiques. Dès lors, tout modèle numérique visant à reproduire ou simuler la phénoménologie naturelle de ces transferts thermiques hérite de cette complexité.

Comme il a été établi dans le recueil bibliographique de ce travail, il existe, pour le béton armé soumis au feu, des approches simplificatrices tels que l'approche thermique reposant sur l'homogénéisation des caractéristiques thermiques pour calculer les champs de températures. Ainsi, cette partie se focalisera sur deux objectifs :

- vérifier la validité de l'approche thermique homogénéisée pour les deux types de béton prédominants (bétons à agrégats de silice et béton à agrégats de calcaire)
- vérifier la précision du modèle thermique homogénéisé

La finalité de la vérification de la précision des prédictions thermiques reste d'allouer à l'étude thermo-mécanique une base thermique précise et robuste.

### 1.2 Généralités sur la modélisation au feu

Le transfert de chaleur dans le corps d'un élément en béton est le résultat d'un ensemble de phénomènes. Alors, pour avoir un modèle numérique thermique fiable, il est nécessaire qu'il soit fidèle à la physique, c'est-à-dire qu'il doit décrire en finesse les phénomènes chimiques et hydriques ainsi que thermiques qui se passent lors de la chauffe du béton. Ces modèles sont appelés des modèles thermo-hydrique « TH » ou thermo-hydro-chimique « THC ».

Les modèles TH ou THC sont des modèles issus d'un couplage des équations des transferts thermiques avec les équations d'état thermodynamiques de l'eau et de l'air. L'avantage de ces modèles réside dans leur précision et la finesse des grandeurs simulées, cependant, ils restent très onéreux en temps d'implémentation et de calcul.

Il existe un autre type de modèles thermiques appelés « modèles homogénéisés ». Ce type de modèles considère le béton tel un matériau homogène. Les caractéristiques thermiques de toutes les phases existantes dans le béton sont à leur tour homogénéisées en une valeur « mélangée » pour chaque niveau de température. L'Eurocode 2 propose des courbes de chaleurs spécifiques et de conductivités

thermiques homogénéisées pour un béton ordinaire. L'homogénéisation des phénomènes thermiques apporte une simplicité appréciée par les numériciens, cependant, il est nécessaire de savoir, dans quelle mesure, cette simplification reste fiable par rapport aux résultats obtenus, et si non, quand devient-elle instable et imprécise.

A cet effet, une validation numérique-expérimentale sur un élément en béton soumis au feu est faite en se basant sur la comparaison des champs de température expérimentaux de quelques études avec les champs de température obtenus avec un modèle thermique homogénéisé. Ces validations prouveront que la fiabilité des modèles thermiques homogénéisés est garantie pour une vitesse de chargement thermique d'un incendie (ISO-834).

Il est nécessaire de préciser que les études thermiques expérimentales ont été réalisées sur une population d'un seul spécimen pour chaque étude. Alors, l'écart-type définissant la marge de dispersion des champs de température n'est pas connu.

### **1.3 Méthodes avancées sur la modélisation au feu (MSC Marc Mentat)**

#### **1.3.1 Modèles numériques au feu**

Il existe deux modes de transferts thermiques entre les flammes de l'incendie et un élément de structure Figure III-1. Ces modes de transfert thermique ont été pris en compte, dans le modèle du présent travail, par l'introduction d'une sous-routine. Cette sous-routine est un programme développé en FORTRAN pour prendre compte de ces modes de transfert, qui sont inexistantes dans les modules du logiciel MARC Mentat.

La sous-routine développée permet l'introduction des deux modes de transfert thermique entre l'air chaud de l'espace incendié et les éléments en béton armé. Les deux modes de transferts thermiques sont :

- Le rayonnement : introduction de la loi de Stephan-Boltzmann entre l'air et le premier élément en contact avec l'environnement extérieur du béton.
- La convection : une valeur a été calculée selon l'Eurocode 2 puis fixée à  $25 \text{ watt/m}^2\text{K}$ .

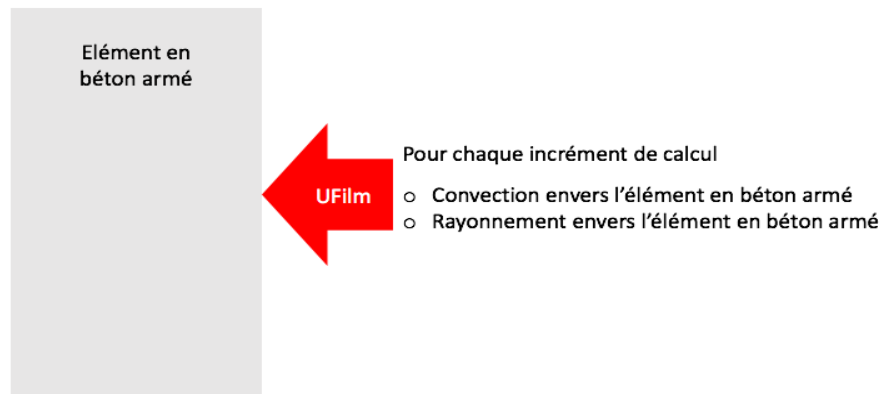


Figure III.1 : Schéma explicatif de l'application du chargement thermique aux surfaces des éléments en béton armé

### 1.3.2 Précision du modèle thermique homogénéisé

Deux cas de figure découlent de ce raisonnement, le premier conduit à obtenir des résultats numériques qui sont à l'intérieur de la marge de dispersion des résultats expérimentaux, dans ce cas de figure, il est peu probable que ce soit une erreur de données thermiques qui est à l'origine de l'écart des champs thermiques numériques. Cependant, dans le deuxième cas de figure où les champs de température numériques dépassent la dispersion expérimentale, il est fort probable, dans ce cas, que la différence numérique soit due à un écart des données thermiques d'entrée.

### 1.3.3 Modélisation des transferts thermiques

Les deux études expérimentales ont été extraites de (B. and V.K.R., 2013), la sélection des études a été faite en ayant deux objectifs en vue, le premier est de vérifier la validité de l'approche thermique homogénéisée pour les deux types de béton prédominants. Pour pouvoir, ensuite, vérifier l'ordre de précision du modèle thermique par rapport au type de béton.

Dans le modèle thermique homogénéisé utilisé, le béton est considéré comme un matériau homogène dont les caractéristiques thermiques sont des valeurs moyennes telles que celles qui figurent dans l'Eurocode 2 (Figure III-2 et Figure III-3).

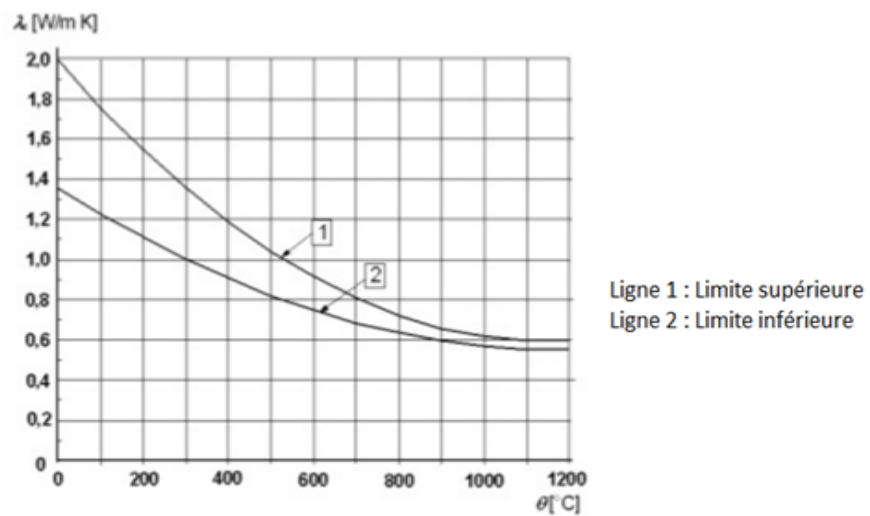


Figure III.2 : Conductivité thermique intrinsèque du béton (Eurocode 2)

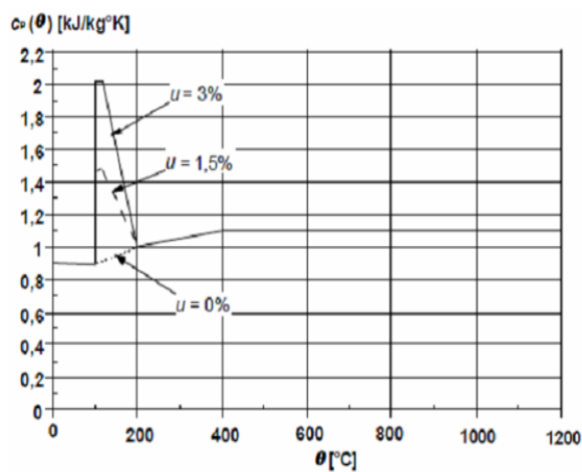


Figure III.3 : Chaleur spécifique intrinsèque du béton (Eurocode 2)

#### 1.4 Configuration, résultats et validation

Comme il a été expliqué ci-avant, la modélisation thermique homogénéisée est une simplification numérique de la complexité physique du phénomène réel.

A cet effet, deux études thermiques expérimentales de deux configurations, une dalle et une colonne, fabriquées avec des bétons différents, ont été sélectionnées pour une validation numérique-expérimentale. Dans la mesure où ces études traitaient des éléments en béton, il convient de mentionner que les hypothèses retenues à la fin de

la confrontation thermique numérique-expérimentale sont généralisables pour le cas d'une poutre en béton armé.

Le tableau III-1 présente la nature, le type de béton et la configuration de l'exposition des deux études sélectionnées.

Tableau III.1 : Tableau récapitulatif des études expérimentales (B. and V.K.R., 2013)

	Nature	Type de béton	Exposition au feu
<b>Étude 1</b>	Colonne	Siliceux	4 faces latérales
<b>Étude 2</b>	Dalle	Calcaire	2 faces latérales et face inférieure

### 1.4.1 Confrontation numérique-expérimentale thermique

Un recueil des températures, à différentes profondeurs de la surface exposée au feu, est assuré par quelques thermocouples a été fait pour les deux études expérimentales. A l'issue de ceux-ci, une confrontation est établie avec les températures du modèle thermique réalisé dans ce travail de thèse.

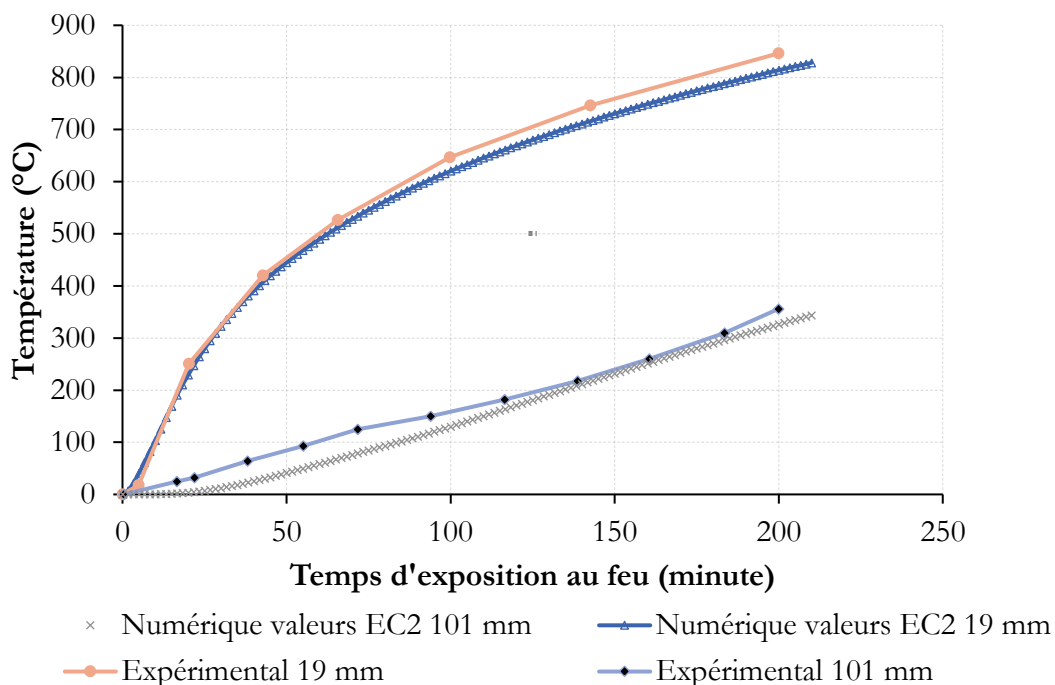


Figure III.4 : Confrontation numérique-expérimentale (colonne de l'étude 1) pour deux profondeurs (B. and V.K.R., 2013)

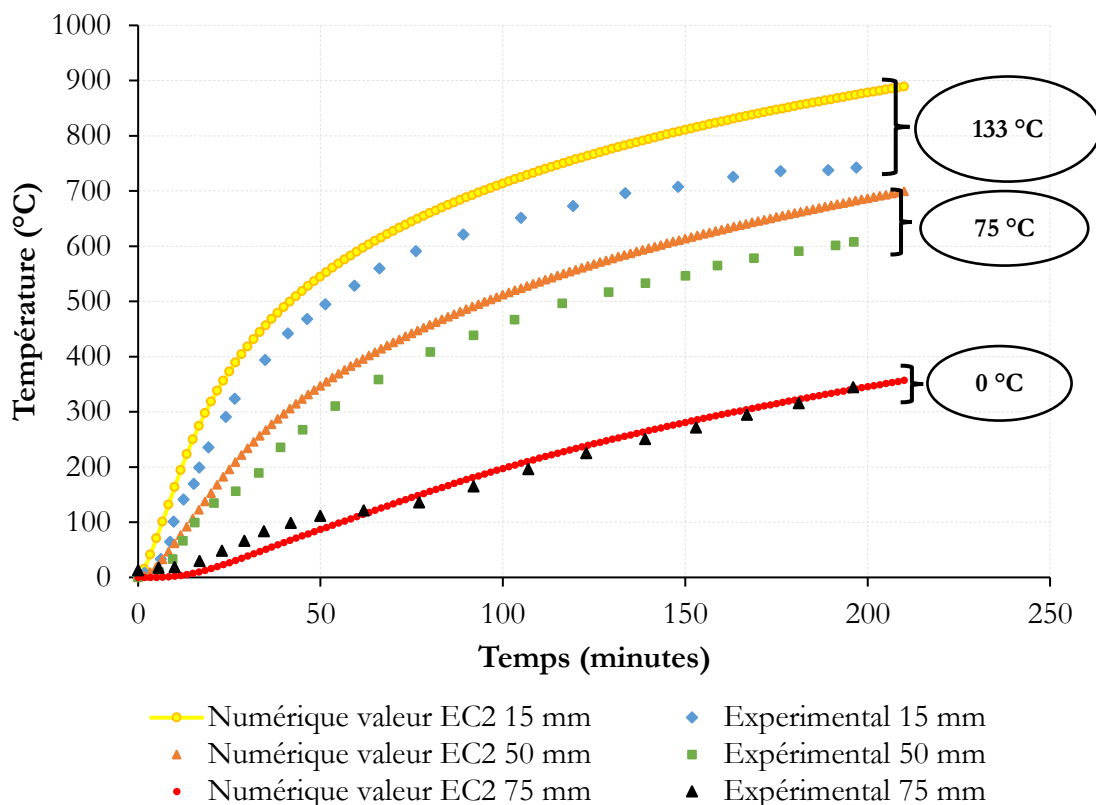


Figure III.5 : Confrontation numérico-expérimentale (Dalle de l'étude 2) pour trois profondeurs (B. and V.K.R., 2013)

Les figures III-4 et III-5 mettent en avant une confrontation entre les résultats expérimentaux des deux études thermiques et les résultats numériques obtenus avec le modèle thermique (homogénéisé) du présent travail. D'un point de vue général, l'étude thermique homogénéisée donne des résultats acceptables pour une vitesse de chauffe ISO-834.

Cependant, la précision des prédictions varie d'un point à un autre. Il est remarqué que, plus le point du recueil est proche de la surface exposée au feu, plus l'erreur de prédiction des températures est grande. L'écart de prédiction près des surfaces exposées au feu est plus grande, car, près de la surface, de grandes quantités de chaleur passent dans la matière, dès lors, toutes différences au niveau de caractéristiques thermiques même les plus petites impliquent une grande différence au niveau de la température enregistrée. Ce phénomène est souvent remarqué dans les études de confrontation thermique numérico-expérimentale où les recueils de température sont faits à différents niveaux de profondeur.

L'écart de prédiction de la température augmente avec le temps d'exposition au feu, ceci est tout à fait logique car la différence s'accumule avec le temps.

### 1.4.2 Affinage de l'étude thermique

Afin de s'abriter des erreurs de prédiction dues aux écarts des caractéristiques thermiques, une étude d'affinage du modèle numérique a été faite à partir de l'affinage des données thermiques d'entrée. D'après le relevé bibliographique exhaustif qui a été fait à ce sujet, cette étude d'affinage s'articulera sur deux paramètres. La nature des granulats du béton et la teneur en eau du béton. C'est-à-dire, que les conductivités thermiques et la chaleur spécifiques implémentées dans les modèles numériques seront choisies en fonction la nature des granulats et la teneur en eau du béton afin d'avoir des prédictions de champs de température plus précises.

L'état de l'art démontre que les caractéristiques thermiques du béton varient en fonction de plusieurs paramètres. La physico-chimie de la pâte de ciment et des agrégats utilisés et la teneur en eau du béton, se sont avérées les deux paramètres les plus influents sur la variation des caractéristiques thermiques du béton. En effet, (Xing et al., 2015) a publié une figure très exhaustive qui met en avant les conductivités thermiques et les chaleurs spécifiques de différents types de béton, figure III-6 et III-7 y ont été extraites.

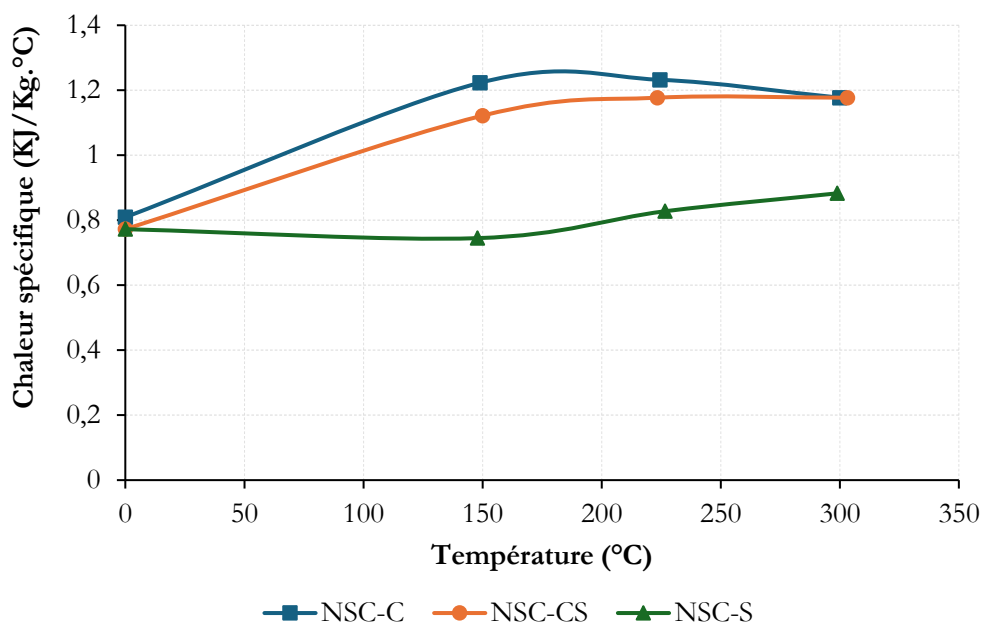


Figure III.6 : Évolution de la chaleur spécifique du béton ordinaire en fonction de la température calculée pour différents types d'agrégats (s : siliceux) (c : calcaire) (Xing et al., 2015)

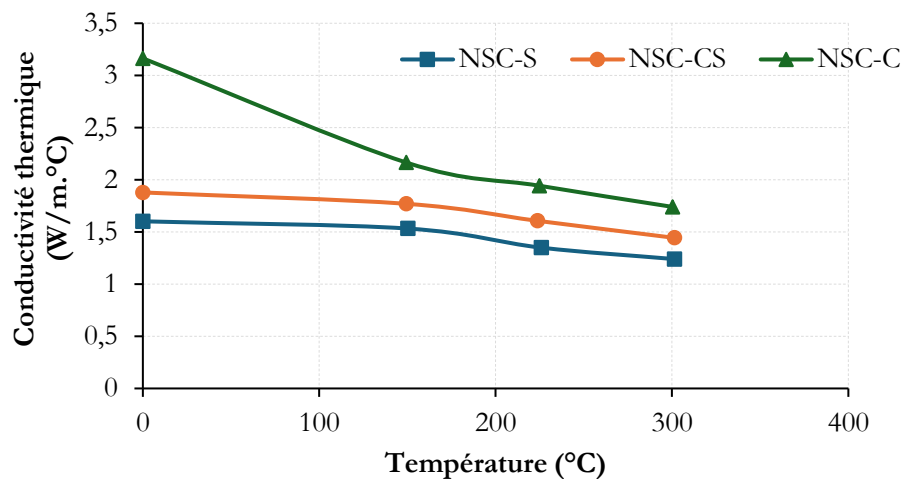


Figure III.7 : Évolution de la conductivité thermique d'un béton ordinaire en fonction de la température pour différents types d'agrégats (s : siliceux) (c : calcaire) (Xing et al., 2015)

(Xing et al., 2015) a réalisé un état de l'art sur les caractéristiques thermiques d'un béton ordinaire (NSC : Normal Strength Concrete) gâché avec des agrégats de calcaire et des agrégats siliceux.

Afin de corriger la précision du modèle thermique, les caractéristiques thermiques du béton à base d'agrégats calcaires ont été implémentées à la place des caractéristiques thermique issues de l'Eurocode 2 pour le modèle de l'étude 2 (Dalle en béton armé à base d'agrégats calcaires de (B. and V.K.R., 2013)).

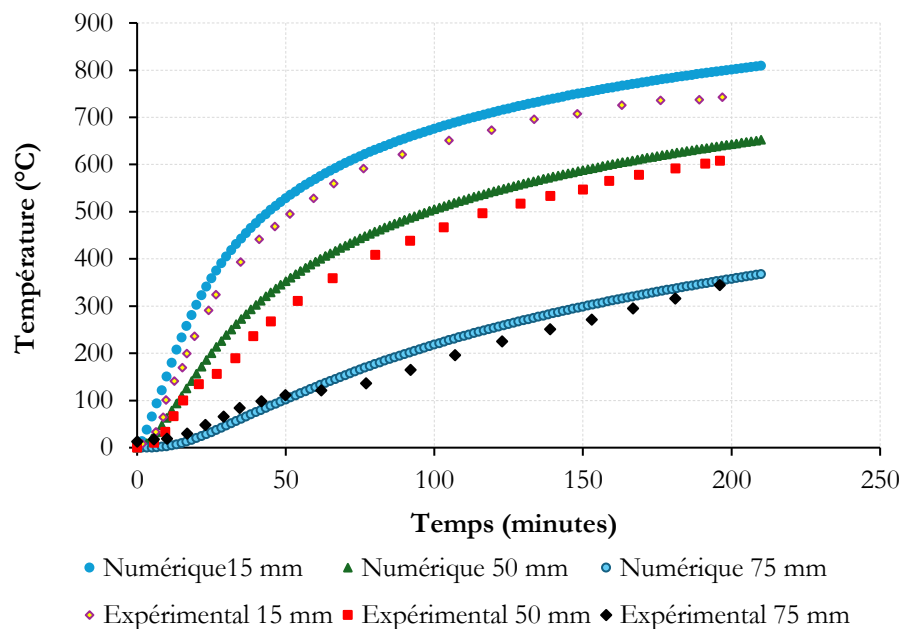


Figure III.8 : Confrontation numérico-expérimentale (Dalle de l'étude 2) pour trois profondeurs avec les caractéristiques thermiques d'un béton à base d'agrégats calcaires (B. and V.K.R., 2013)



En comparant la figure III-8 et la figure III-5, il est possible de conclure que la précision des prédictions des champs de température s'améliore avec l'implémentation de caractéristiques thermiques adaptées au béton modélisé.

Les modèles thermiques implémentés avec les caractéristiques thermiques homogénéisées adaptées sont en accord avec les recueils expérimentaux.

## 1.5 Conclusions partielles

- La représentativité de l'allure globale des champs de température dans une section en béton armé est garantie par l'approche thermique homogénéisée (sous réserve que la condition aux limites soit un feu ISO-834)
- L'implémentation des grandeurs équivalentes adaptées aux types des bétons modélisés apporte plus de précision aux champs thermiques.
- La vitesse de chauffe ISO-834 ne déstabilise pas la robustesse du modèle thermique homogénéisé pour un béton ordinaire.
- La précision du modèle thermique homogénéisé reste perfectible.

## 2 Assemblage du modèle thermomécanique des poutres au feu

### 2.1 Introduction

L'évolution de la température lors d'un incendie est l'effet moteur de l'endommagement des éléments de structure en béton armé. En effet, le feu provoque des effets thermomécaniques tels que la dilatation thermique et la dégradation des caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier.

Dans cette partie, une étude thermomécanique est réalisée. Cette étude thermomécanique prend en compte les champs de température de l'étude thermique, puis, elle les injecte dans un calcul mécanique en prenant en compte les deux effets de l'évolution de la température des éléments de structure, soit la dilatation thermique et la dégradation des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs.

L'objectif de ce chapitre est de définir, clairement, les éléments nécessaires pour modéliser le comportement mécanique des éléments de structure horizontaux de type « poutre » en béton armé sous des actions thermomécaniques. Ces modèles seront, par la suite, implémentés dans le logiciel commercial MARC Mentat de MSC Software.

## 2.2 Configuration en béton armé

Une configuration en béton armé est un élément composite constitué de béton et des armatures en acier. Ainsi, la réponse mécanique d'un élément en béton armé lors d'une étude expérimentale dépend de 3 paramètres, la loi de comportement du béton, la loi de comportement des aciers et la loi de contact entre les matériaux constitutifs (béton et aciers et autres matériaux si l'élément en béton armé est renforcé par d'autres matériaux). Dès lors, la modélisation numérique des éléments en béton armé nécessite la prise en compte de ces 3 aspects pour aboutir à un comportement mécanique numérique en accord avec les résultats expérimentaux.

## 2.3 Lois de comportement du béton

D'après le recensement qui a été établi dans le cadre de la bibliographie par rapport aux modèles et critères de modélisation du comportement mécanique du béton, une revue relative aux potentialités des modèles et critères disponibles dans MARC Mentat a été effectuée. Par la suite, une analyse est menée sur tous les ingrédients de ces modèles, à la suite de cette analyse, le modèle le plus adapté pour restituer le comportement mécanique du béton sera retenu.

Afin d'évaluer la capacité des critères numériques du logiciel Marc Mentat, voici un rappel bibliographique des points saillants du comportement mécanique du béton :

- La contrainte limite en compression est dix fois plus importante que la limite en traction.
- Le comportement non-linéaire en compression est durcissant puis adoucissant.
- Le comportement non-linéaire du béton en traction est adoucissement.
- La contrainte limite en compression varie en fonction des contraintes de confinement du béton.
- La surface de plasticité a une forme hyperbolique dans le repère des premier et deuxième invariants du tenseur des contraintes.

### 2.3.1 Modèles fissurants

Le béton est un géo-matériau fragile et fissurant. Au premier abord, les modèles fissurants sont très représentatifs du comportement mécanique post-élastique du béton. Dans le logiciel commercial MARC Mentat, le modèle de fissuration propose l'implémentation d'une limite élastique en traction induisant la fissuration et une limite élastique en compression induisant l'écrasement du béton.

Cependant, bien qu'apparemment pertinente, l'implémentation numérique de ce modèle dans MARC Mentat, doit être fortement remise en question. Au terme des tests menés pour vérifier et valider ce modèle. Les courbes de résultats de contrainte/déformation résultant d'un modèle de traction simple démontrent non seulement la non compatibilité entre les paramètres introduits dans le modèle mais aussi une instabilité numérique non négligeable vis-à-vis de la résolution par la méthode Newton-Raphson concernant l'incrément de l'état de contrainte dans les éléments du modèle mécanique.

Il est raisonnable d'imputer, au moins partiellement, la survenue du problème numérique à la non-continuité de la dérivée de la fonction de l'évolution de la contrainte au point de la contrainte de rupture chose qui est interprétée avec une très grande imprécision par les méthodes numériques de résolution de MARC Mentat.

### 2.3.2 Modèle de rupture après une contrainte/déformation limite

Dans un cadre plus simple de la mécanique de l'endommagement, le logiciel éléments finis MARC Mentat propose des modèles d'endommagement post-élastique par contrainte ou déformation limite. L'implémentation de ces modèles consiste à introduire une contrainte ou une déformation limite pour les 9 composantes de l'espace du tenseur des contraintes/déformations.

Les modèles de rupture par contrainte ou déformation limite s'avèrent inexploitable dans le cas de ce travail. Le béton en traction ou en compression ne peut pas être représenté par un élément dont l'adoucissement est linéaire car le comportement du béton après la contrainte limite est un comportement non-linéaire et ne peut être représenté par une ligne droite, d'autant plus, que l'état de contrainte d'un béton qui fissure ne regagne pas une valeur nulle directement après la rupture, elle suit une allure adoucissante (Buyukozturk 1975) (voir Figure I.18).

## 3 Conclusions sur les modèles à rupture fragile

- Le modèle de rupture fragile (fissuration) proposé par le logiciel Marc Mentat est numériquement instable, ainsi, il ne permettra pas une prédiction juste ou pour le moins stable pour un matériau comme le béton.
- Le modèle de rupture par contrainte ou déformation limite « stress-strain failure » est inexploitable pour notre cas car le béton se révèle assez complexe dans son comportement.

Dès lors, il est clair que les modèles d'endommagement ne permettent pas l'implémentation d'une loi de comportement convenable pour le béton.

### 3.1.1 Modèles de plasticité (MARC Mentat) pour le béton

Dans cette partie, les critères de plasticité disponibles sur le logiciel commercial MARC Mentat et mis en évidence dans la bibliographie seront évalués. Une caractérisation fine des ingrédients de plasticité de chaque critère sera établie dans le but de choisir le modèle le plus adapté pour représenter le comportement plastique du béton à haute température.

L'évaluation des critères de plasticité présélectionnés passera par une analyse des ingrédients de plasticité du critère en question :

- Une confrontation fine entre la surface de plasticité du critère en question et la surface de plasticité expérimentale du béton.
- Une analyse de la loi d'écoulement du critère et sa compatibilité avec le béton du modèle numérique.
- Une analyse de la loi d'écrouissage du critère et sa compatibilité avec le béton du modèle numérique.

### 3.1.2 Analyse de la surface de plasticité

#### 3.1.2.1 Mohr-coulomb linéaire

Comme il est illustré dans la figure III-9, le critère de Mohr-Coulomb couvre une partie de la surface de plasticité expérimentale pour un béton classique. En effet, tant que l'état de contrainte mécanique est une traction simple ou une traction dans la première direction principale et une compression dans la deuxième direction principale de l'espace de contrainte principales, le modèle reste adaptable par rapport au paramétrage qui permet la modification de l'angle de l'ouverture de la surface ainsi que fiable par rapport à la prédiction de l'amorçage de la plastification.

Au-delà de la limite de contrainte en compression, le modèle n'est plus fiable. En effet, une grande erreur est commise à partir de ce point. Il convient de dire que la surface de plasticité de Mohr-Coulomb considère que le matériau est infiniment élastique au cas où l'on continue dans un état de contrainte hydrostatique bidimensionnelle dans le cas de la figure III-9 ou dans les trois dimensions de l'espace des contraintes principales plus globalement.

Avec la divergence considérable générée par ce modèle, pour certains états de contrainte, il est très accessoire d'évaluer plus finement ce critère. La différence induite par le critère de Mohr-Coulomb est très importante pour les chargements multiaxiaux en compression, dès lors, ce modèle n'a pas été retenu pour modéliser le béton.

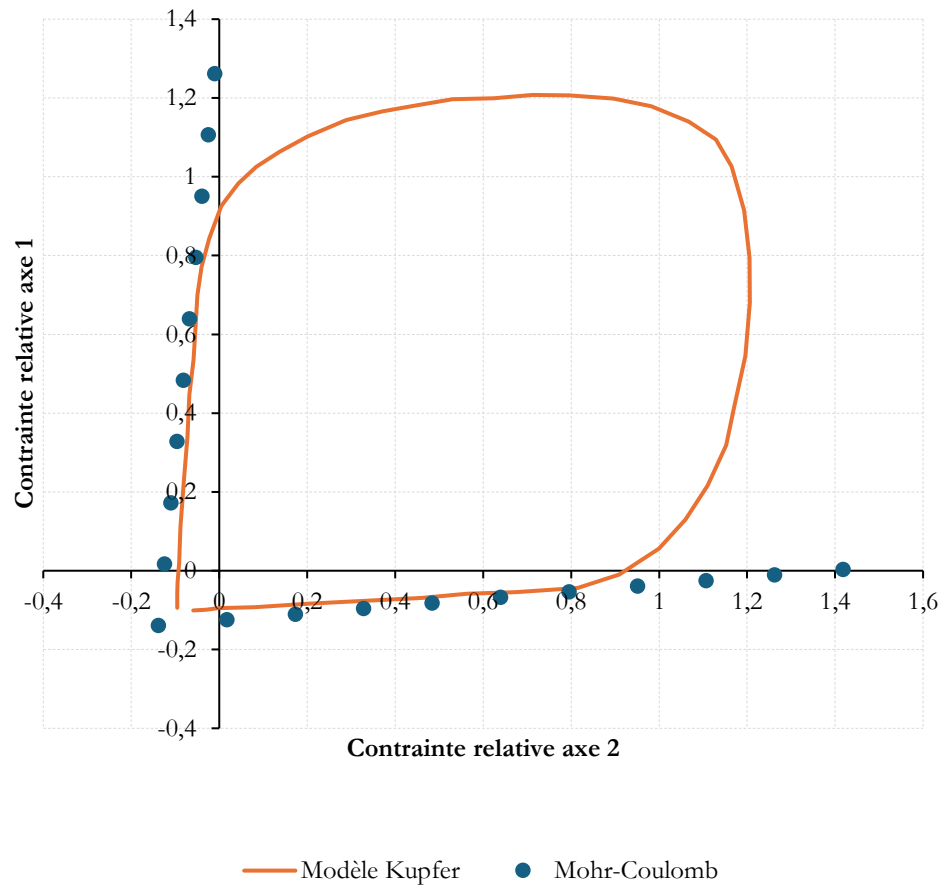


Figure III.9 : Comparaison de la limite de l'élasticité pour une courbe expérimentale (Kupfer et al., 1969) et la surface du critère de plasticité Mohr-Coulomb

### 3.1.2.2 Mohr-Coulomb hyperbolique

D'après la figure III-10, le modèle Mohr-Coulomb hyperbolique est moins en accord avec la surface de plasticité théorique pour un béton classique que la surface de Mohr-Coulomb linéaire. Un grand écart est induit pour un chargement en traction pure. L'erreur du modèle est moins importante pour les chargements mécaniques en compression uni-axiale. Cependant, pour des chargements mécaniques biaxiaux ou triaxiaux, l'écart induit est très importante.

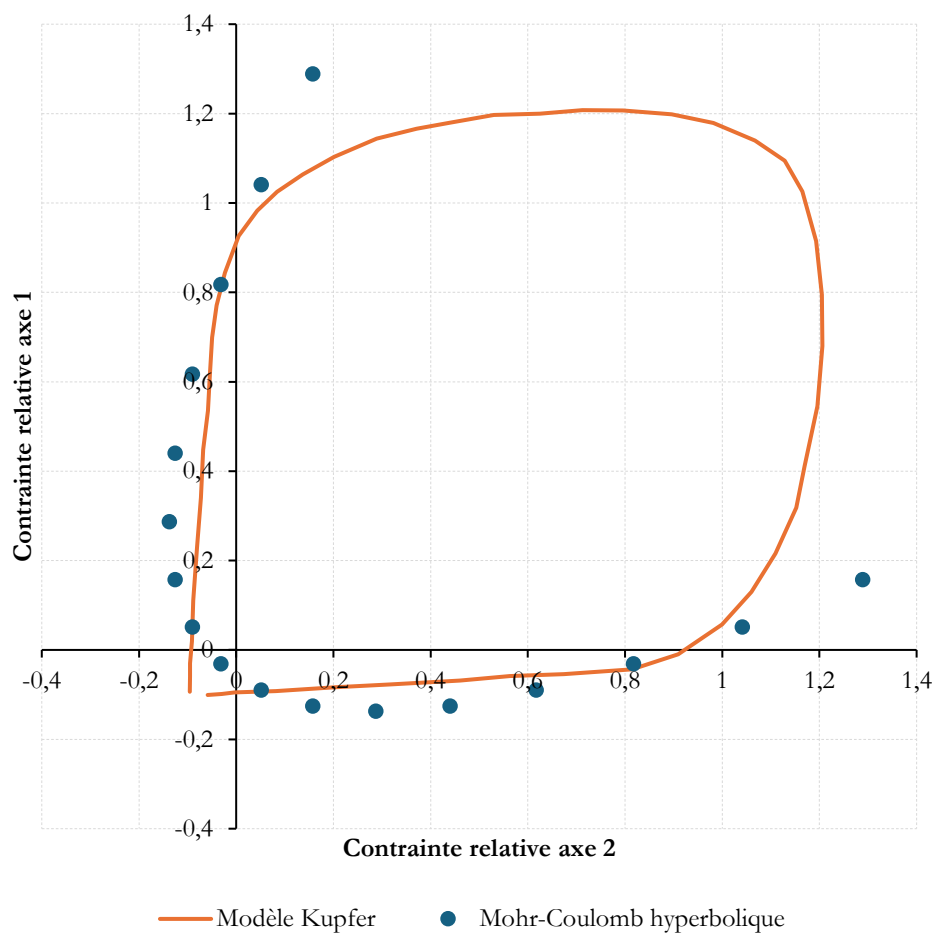


Figure III.10 : Comparaison de la limite de l'élasticité pour une courbe expérimentale (Kupfer et al., 1969) et la surface du critère de plasticité Mohr-Coulomb hyperbolique

À la lumière des éléments ci-avant, ce critère ne peut pas être retenu pour modéliser une surface de plasticité fiable pour le béton.

### 3.1.2.3 Buyukozturk (1975)

La figure III-11 montre la limite de l'élasticité du béton pour différents scénarios de chargements mécaniques bidimensionnels. La référence expérimentale du modèle de Kupfer et la courbe issue du modèle de Buyukozturk (1975) sont en bon accord.

Dans la zone de traction, un certain écart est induit par le modèle de Buyukozturk (1975). Les limites des contraintes en compression sont en accord. Pour un cas de chargement mécanique biaxial et par extension triaxial en compression, les limites de contrainte sont adéquatement représentées par ce critère.

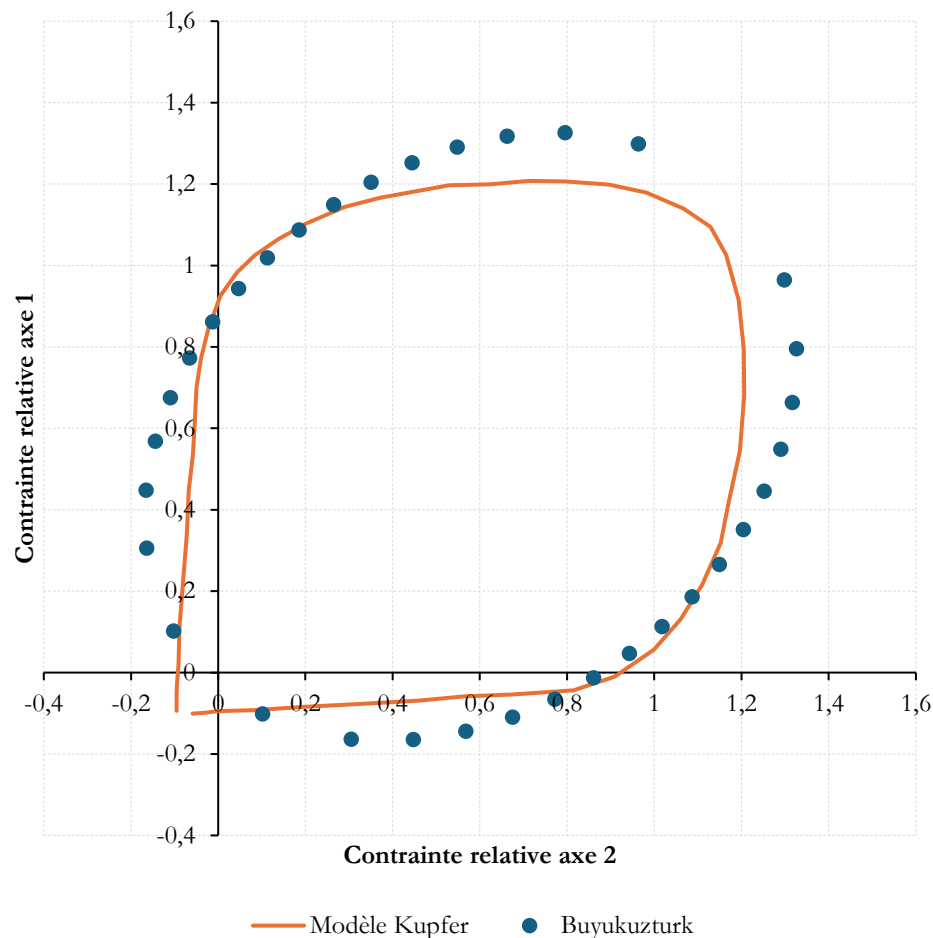


Figure III.11 : Comparaison de la limite de l'élasticité pour une courbe expérimentale (Kupfer et al., 1969) et la surface du critère de plasticité Buyukozturk (1975)

En effet, le critère Buyukozturk présente une correspondance relativement convenable avec les limites d'élasticité théoriques d'un béton ordinaire.

#### 3.1.2.4 Evaluation à haute température

Il convient de rappeler que l'objectif de ce chapitre est d'établir un modèle numérique représentatif du comportement du béton au feu. Dès lors, l'intérêt porté aux surfaces de plasticité des éléments en béton au feu a donné les éléments suivants. La figure III-12 démontre les enveloppes de surfaces de plasticité du béton et leurs variations en fonction de l'évolution de la température du matériau. Aussi, il a été observé que la topologie de la surface de plasticité ne change que marginalement avec l'évolution de la température. Dès lors, une seule surface de plasticité permettrait de décrire le comportement mécanique du béton pour différentes températures. Ceci avec l'adaptation de la forme basique de la surface avec des coefficients de réduction en accord avec l'évolution de la surface en fonction de la température.

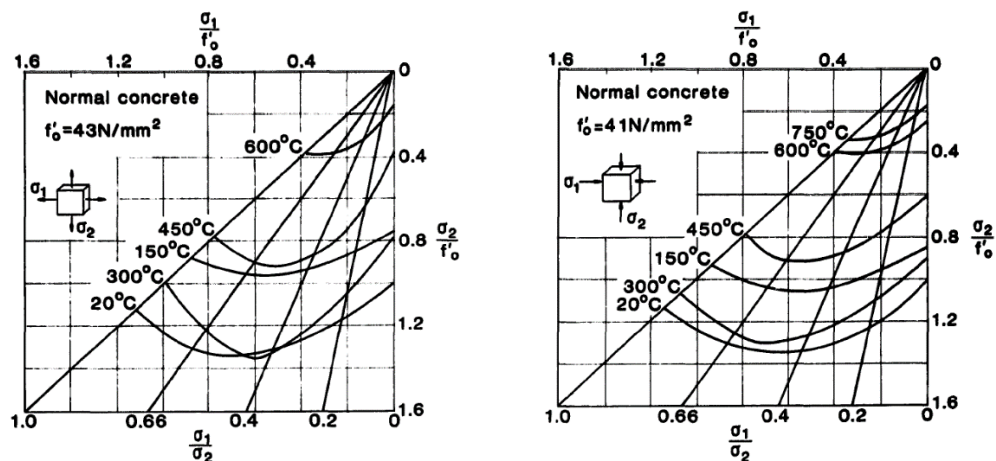


Figure III.12 : Surfaces de plasticité expérimentales bidimensionnelles du béton pour différentes températures (Khennane and Baker, 1992)

### 3.1.2.5 Analyse de la loi d'écoulement

Comme il a été expliqué dans une partie antérieure (section 1.2.1.2 et 1.2.1.3), la loi d'écoulement permet de donner une direction aux déformations plastiques. Certains modèles utilisent une loi d'écoulement associée, c'est-à-dire que l'écoulement des déformations plastiques suit la direction normale à la surface de plasticité (E. et al., 1988). D'autres modèles plus complexes utilisent des critères de plasticité avec des lois d'écoulement non-associées Figure III-13 (Cervenka and Papanikolaou, 2008).

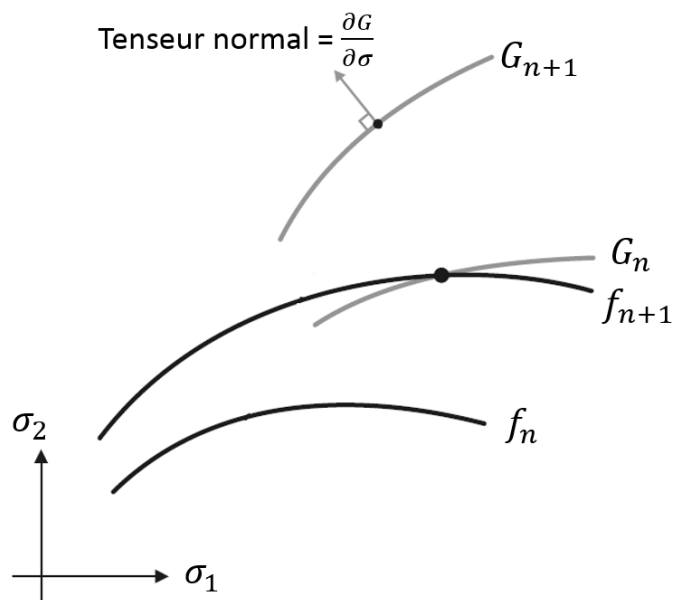


Figure III.13 : Schéma de l'évolution de la surface de plasticité  $f$  avec l'évolution de la surface  $G$  définissant la loi d'écoulement non-associée par le tenseur normal à cette surface (Cervenka and Papanikolaou, 2008)



Après une relecture attentive de ces deux modes de modélisation (associé et non-associé) les éléments suivants ont été établis :

- Les modèles de plasticité avec des lois non-associées sont utilisés dans les cas de figure où l'état mécanique des éléments modélisés est très complexe.
- La loi non-associée est très utile pour la modélisation des éléments de béton en compression car, d'un point de vue réel, le comportement mécanique plastique du béton correspond à l'écrasement de ce dernier. Lors de l'écrasement du béton, le déplacement de la matière du béton ne suit pas les directions prescrites par la surface de plasticité  $f$  classique, dès lors, il y a besoin de définir des directions d'écoulement plastique plus compatibles au phénomène réel. Cependant, en cas de traction, le comportement mécanique du béton est fissurant. Lors de l'évolution d'une fissuration issue d'une contrainte mécanique en traction, la direction des déformations plastiques est similaire à la direction de la contrainte de traction qui a provoqué cette fissuration et est similaire à la direction définie par la normale à la surface de plasticité  $f$ .

Les modèles numériques étudiés dans ce travail de thèse sont des poutres en béton armé horizontales sous des chargements de flexion quatre points. Dès lors, les états mécaniques tout le long de l'histoire mécanique de ces poutres seront, pour l'essentiel, des contraintes de traction simple dans la partie tendue de la poutre et des contraintes de compression simple dans la partie comprimée de la poutre. De ce fait, un modèle mécanique plastique avec une loi d'écoulement non-associée n'est pas une nécessité pour le cas de ce travail de recherche.

### 3.1.2.6 Analyse de la loi d'écrouissage

Comme il a été expliqué plus haut, la loi d'écrouissage est la loi qui définit le comportement plastique du béton associé à l'évolution de la surface de plasticité. Cette évolution est une caractéristique propre au matériau en question.

L'évolution de la surface de plasticité du béton est un phénomène complexe. Cette complexité est due à la différence entre le comportement mécanique du béton en traction et en compression. En traction, après la rupture du béton le comportement mécanique est adoucissant, tandis qu'en compression, le comportement mécanique après la rupture est durcissant dans un premier temps puis adoucissant.

Par ailleurs, il est nécessaire de garder un lien entre les surfaces de plasticité de la zone de compression et de la zone de traction car, à titre d'exemple, un élément en béton qui subit, dans un premier temps, un chargement en compression induisant un endommagement puis subit un chargement de traction, ne réagira pas comme un béton qui n'a jamais été endommagé par la compression. C'est-à-dire, si la surface de plasticité en compression est endommagée, la surface de plasticité en traction doit subir un certain endommagement et vice versa.

Une loi de durcissement/adoucissement a été implémentée en fonction de l'évolution de la déformation équivalente plastique du béton et en fonction de la température (voir figure I.18). Ces éléments ont été établis en se basant sur le comportement mécanique du béton en compression et en traction pour différentes températures.

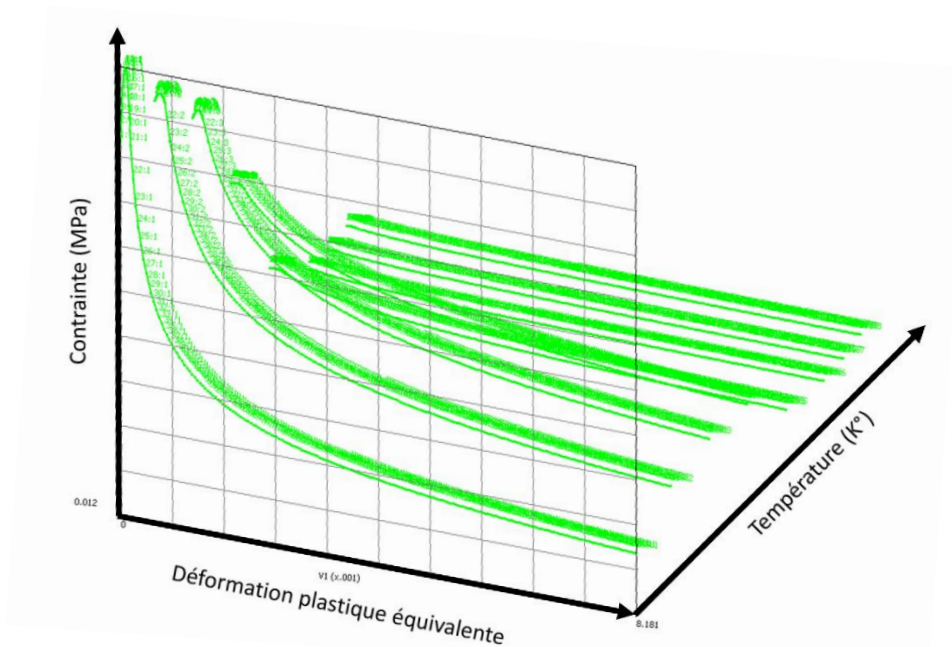


Figure III.14 : Courbe d'écroûissage du béton en fonction de la déformation plastique équivalente pour différentes températures (graphique extraite du module graphique du logiciel MARC Mentat)

Le critère de Buyukozturk ("Volume A: Theory and User Information," 2014) est un critère développé pour modéliser le comportement du béton, cependant, il se base sur une seule surface de plasticité. Néanmoins, cette surface de plasticité a la caractéristique d'évoluer dans la zone de traction même quand le chargement mécanique induit une évolution de la zone de compression et vice versa. Le seul point handicapant de ce critère est qu'il faut décrire l'évolution de la surface de plasticité du béton en traction et en compression avec une seule loi d'écroûissage.

Afin de vérifier si la loi de comportement du béton est correcte, un modèle numérique d'un seul élément fini cubique a été établi Figure III-15. Cet élément a été chargé en traction uni axiale et un recueil de contraintes/déformation a été établi pour vérifier la validité de la loi d'écroûissage intégrée.

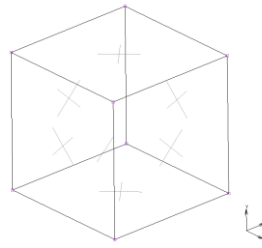


Figure III.15 : Un élément fini cubique en béton HEX8 avec 8 points d'intégration

La figure III-16 montre que le critère de plasticité Buyukozturk (1975) utilisé pour le béton aboutit à des résultats globalement satisfaisants par rapport au comportement mécanique du béton.

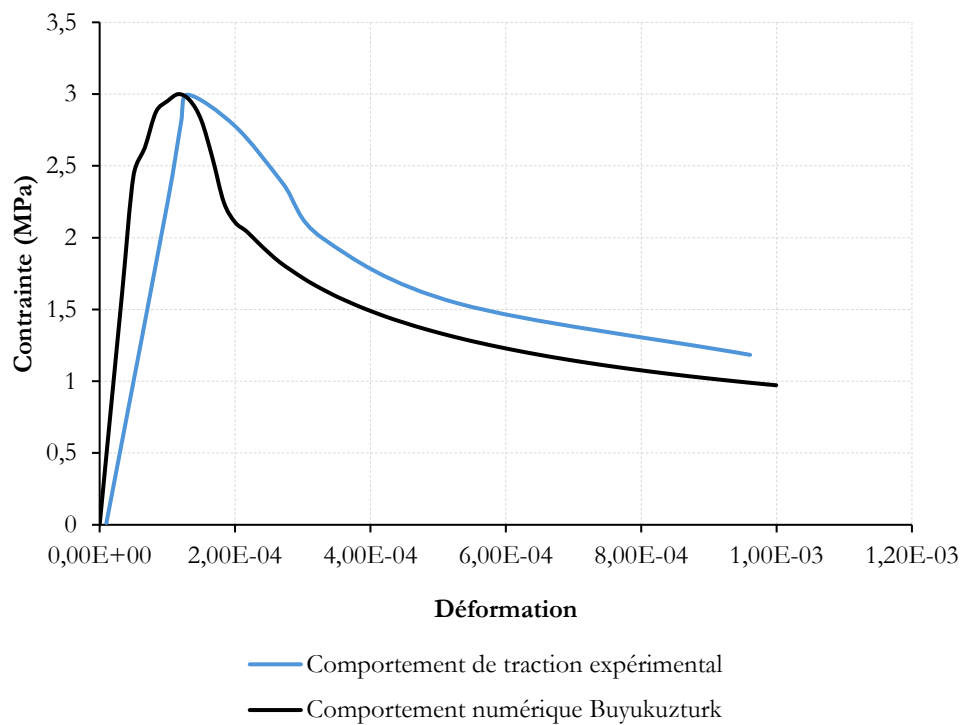


Figure III.16 : Confrontation entre le comportement du béton en traction uni-axiale expérimental et numérique (Buyukozturk 1975)

### 3.2 Conclusion sur les modèles de la théorie de la plasticité

La surface de plasticité expérimentale classique d'un béton ordinaire a une forme hyperbolique dans l'espace des contraintes principales Figure III-11, de ce fait :

- Les critères de Mohr-Coulomb hyperbolique et Buyukozturk semblent compatibles de par leurs surfaces courbées.
- Le critère de cap exponentiel ne convient pas au béton car la partie « Shear Failure surface » surface de rupture au cisaillement reste statique, c'est-à-dire que le logiciel ne permet pas le mouvement de cette surface en fonction d'une variable interne qui varie en fonction de l'endommagement du béton en traction « comportement adoucissant ».

Alors, le critère Buyukozturk est le critère le plus adapté sur le logiciel commercial MARC Mentat pour le comportement non-linéaire du béton. Cependant, il convient de dire que la validité de ce critère est dépendante du degré de précision attendu du modèle. Néanmoins, ce critère reste fiable pour des calculs qui impliquent des états de contrainte simples tels qu'une poutre en flexion 3 ou 4 points.

Cette loi a été extraite des comportements mécaniques élasto-plastiques uni-axiaux du béton figurant dans l'Eurocode 2. Il convient d'ajouter que les lois de comportement qui figurent dans l'Eurocode pour le béton à haute température incluent les déformations du béton issues du phénomène du fluage qui s'avère être conséquent à des températures élevées.

### 3.3 Modèles de plasticité (MARC Mentat) pour l'acier

L'acier, comparé au béton, reste un matériau dont le comportement mécanique est simple à modéliser. Dans les logiciels éléments finis tels que MARC Mentat, il existe une multitude de modèles et de lois de comportement pour les métaux. L'élasto-plasticité des aciers de renforcement du béton armé est bien reprise par des critères tels que Von-Mises figure III-17. Ce critère est très employé quant à la représentation de la loi de comportement multi-linéaire durcissantes des aciers du béton armé.

La surface de plasticité du critère Von-Mises a une forme cylindrique dans l'espace des contraintes principales avec l'axe du cylindre étant superposable à l'axe hydrostatique Figure III-17.

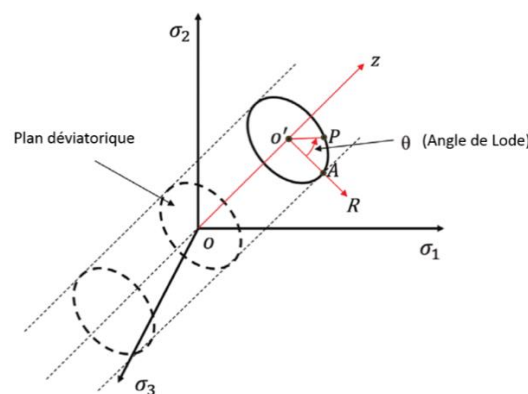


Figure III.17 : Surface de plasticité du critère Von-Mises dans l'espace tensoriel des contraintes principales

Quant à la loi de durcissement et adoucissement associée au critère de plasticité, une loi extraite des courbes de l'Eurocode 2 et qui varie en fonction de la température a été implémentée.

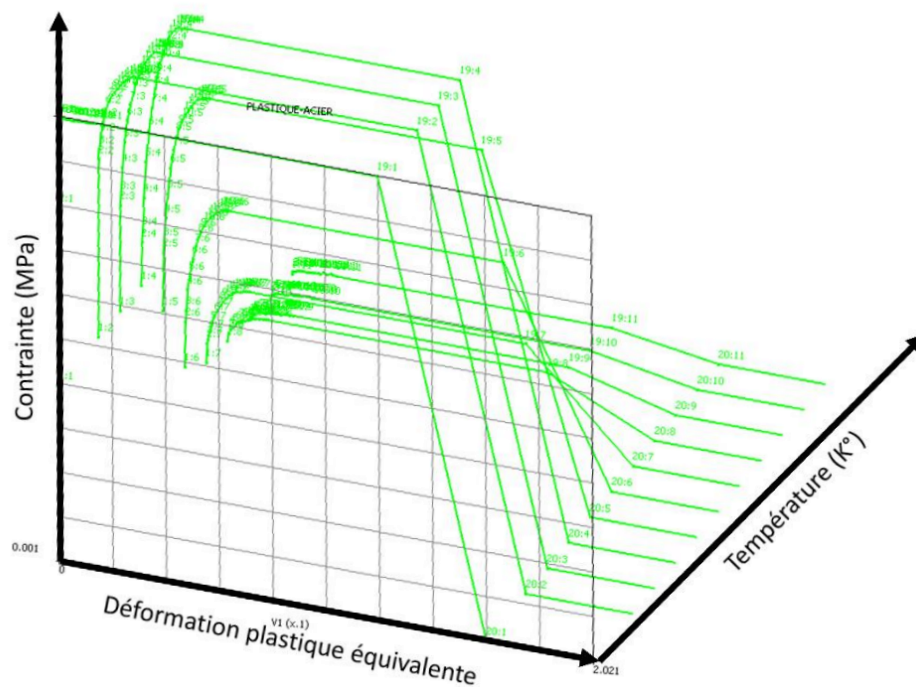


Figure III.18 : Courbe d'écrouissage de l'acier en fonction de la déformation plastique équivalente pour différentes températures (graphique extraite du module graphique du logiciel MARC Mentat)

### 3.4 Loi de contact Béton/Acier et Béton/TRC

A la lumière des éléments rapportés dans la bibliographie, il s'avère que l'intégration d'une loi de contact entre le béton et les aciers est une étape complètement accessoire pour un modèle numérique représentatif de la réalité des éléments en béton armé exposés au feu. De plus, le modèle élasto-plastique intégré pour le béton est un modèle assez représentatif de la réalité, a fortiori que le comportement multi-linéaire du béton nourrit intégralement le comportement multi-linéaire des lois de contact béton/acier.

Les lois de contact sont souvent des lois liant une contrainte à un déplacement, plus précisément dans ce cas de figure, les lois de contact lient le déplacement relatif entre le béton et les aciers aux contraintes tangentielles issues à ce déplacement. Après une relecture de l'état de l'art des éléments en béton renforcés par TRC, aucune loi de contact béton/TRC n'en ressort.

Néanmoins, dans certaines études expérimentales, la rupture des éléments poutres en béton armé renforcés par TRC a lieu dans le béton de l'enrobage et jamais au niveau de l'interface béton/TRC. Dès lors, en se basant sur ces éléments, il a été considéré que la loi de contact entre le béton et le TRC est parfaite.

Les éléments nécessaires pour apprécier convenablement le contenu numérique de cette thèse ont été mis en avant, dans un premier temps, dans la bibliographie, puis, les informations rares ou inexistantes dans la littérature ont été pourvues via des hypothèses. Ceci dit, le comportement de l'interface béton/TRC au feu est un élément qui n'a jamais été traité dans la littérature. Alors, certaines hypothèses, simplificatrices mais réalistes ou du moins vraisemblables, ont été établies pour remédier à ce manque d'information.

- Les TRC sont sollicités en tension dans le cadre du présent travail, dès lors, le mode de rupture de cisaillement décrit par le recueil bibliographique de ce travail n'est pas envisageable.
- La rupture n'arrive jamais à l'interface béton/TRC.
- La rupture est atteinte au niveau du béton ou plutôt au niveau du béton de l'enrobage.

### 3.5 Conclusions partielles

- Les modèles à rupture fragile proposés par le logiciel MARC Mentat sont soit numériquement instables soit très basiques pour un comportement mécanique aussi complexe que celui du béton.
- Les critères de plasticité Mohr-Coulomb hyperbolique et Buyukozturk semblent compatibles de par leurs surfaces courbées.
- Le critère le plus adapté pour une étude mécanique et thermomécanique est le critère Buyukozturk (1975).
- Le critère de Von-Mises a été retenu pour modéliser le comportement post-élastique des aciers du béton armé.
- Les lois de contact béton/acier et béton/TRC retenues sont des lois de contact parfaites.

## 4 Modèle mécanique à température ambiante

### 1.1 Introduction

Au cours de la première partie du présent chapitre. Toutes les propriétés des modèles thermiques et thermo-mécaniques, ainsi que les hypothèses d'entrée, ont été mises en exergue. Dans la présente partie, une première étude de validation numérique-expérimentale est établie pour évaluer la précision du modèle numérique implémenté, à température ambiante.

Idéalement, les auteurs de ce travail de recherche souhaitent établir une validation numérique-expérimentale sur un recueil plus précis tel que les champs de déformation versus chargement mécanique, cependant, le recueil de validation « chargement mécanique/déflexion à mi-travée » a été imposé à cause de sa centralité dans les études expérimentales telles que celles présentées dans la suite de cette partie.

### 1.2 Configurations de l'étude

Il s'agit de deux configurations de poutres appuyées isostatiquement sur deux appuis. Une population d'un seul spécimen a été testée dans l'étude expérimentale.

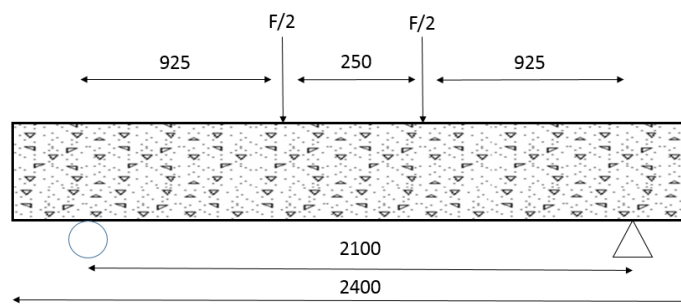


Figure III.19 : Schéma longitudinal du spécimen testé dans l'étude expérimentale (Bilotta et al., 2015)

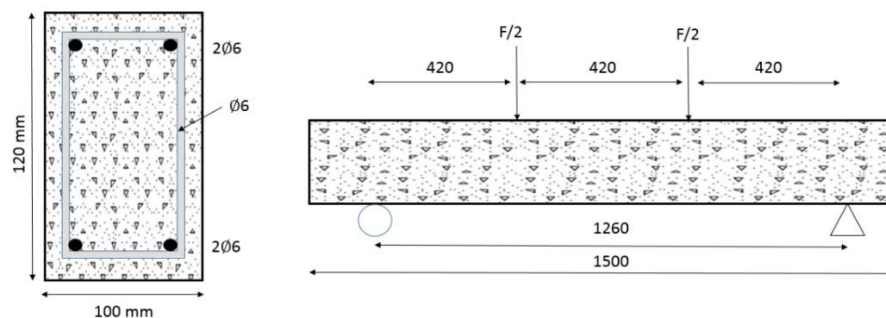


Figure III.20 : Schéma transversal (gauche) et longitudinal (droite) du spécimen testé dans l'étude expérimentale (Firmo and Correia, 2015)

Les figures III-19 et III-20 illustrent les spécimens traités dans les deux études expérimentales sélectionnées pour valider le modèle thermomécanique. Il s'agit de deux poutres en béton armé sous un chargement mécanique en flexion quatre points à température ambiante.

Des courbes de chargement mécanique versus déflexion ont été recueillies des deux études expérimentales. Ce recueil permettra une confrontation numérique-expérimentale pour valider le présent modèle.

### 1.3 Modèles numériques

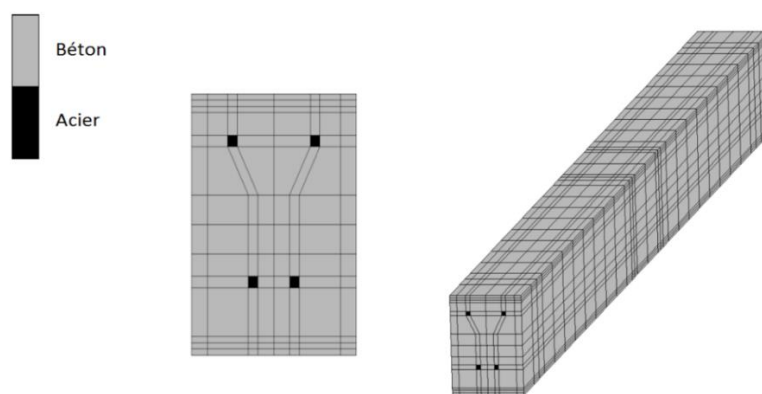


Figure III.21 : Modèles numériques de la configuration de l'étude expérimentale (Bilotta et al., 2015) (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat)

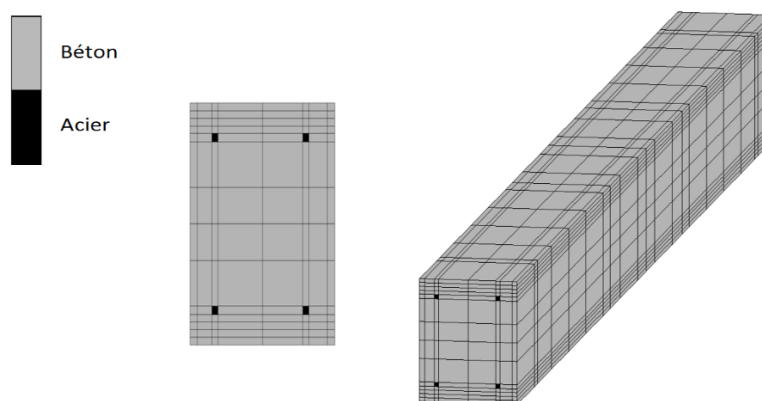


Figure III.22 : Modèles numériques de la configuration de l'étude expérimentale (Firmo and Correia, 2015) (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat)

Il s'avère nécessaire de dire que les éléments de structure modélisés et figurant dans les figures III-21 et III-22 ont été construits de façon itérative. C'est-à-dire, que la finesse des éléments des modèles a été optimisée de façon à permettre l'obtention



des résultats les plus stables et représentatifs de la réalité tout en gardant le temps du calcul numérique « acceptable » (4 heures de calcul).

Dans le tableau III-2, figure des informations descriptives des modèles numériques :

Tableau III.2 : Informations sur les les modèles numériques

Modèle numérique	Nombre d'élément	Classe d'élément
(Bilotta et al., 2015)	3361	Hex8 (élément cubique à 8 points d'intégration)
(Firmo and Correia, 2015)	2240	Hex8 (élément cubique à 8 points d'intégration)

#### 1.4 Résultats et discussion

Les figures III-23 et III-24 montrent une comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux pour des courbes de contrainte de chargement mécanique versus la déflexion à mi-travée de la poutre étudiée. Ces courbes montrent que les résultats numériques obtenus sont assez cohérents et approchent tant qualitativement que quantitativement les résultats expérimentaux ( Bilotta et al., 2015) (Firmo and Correia, 2015).

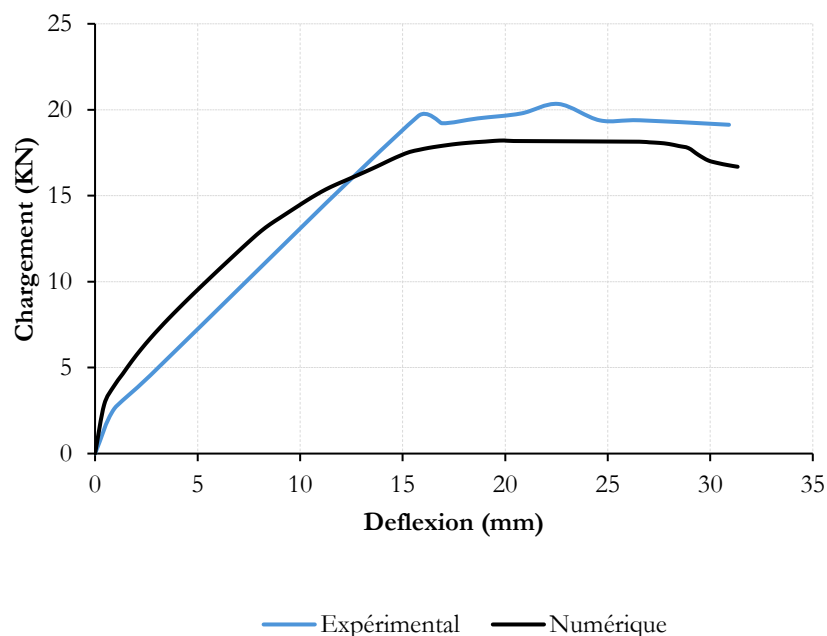


Figure III.23 : Courbes du chargement mécanique versus déflexion à mi-travée de la poutre étudiée; données expérimentales obtenues par ( Bilotta et al., 2015)

Pour juger d'une façon plus constructive la représentativité des résultats numériques, il convient de comprendre, dans un premier temps, le pourquoi des différentes phases de la courbe contrainte versus déflexion. Un rappel des différentes phases du comportement mécanique des éléments de structure en béton armé sera présenté ci-dessous :

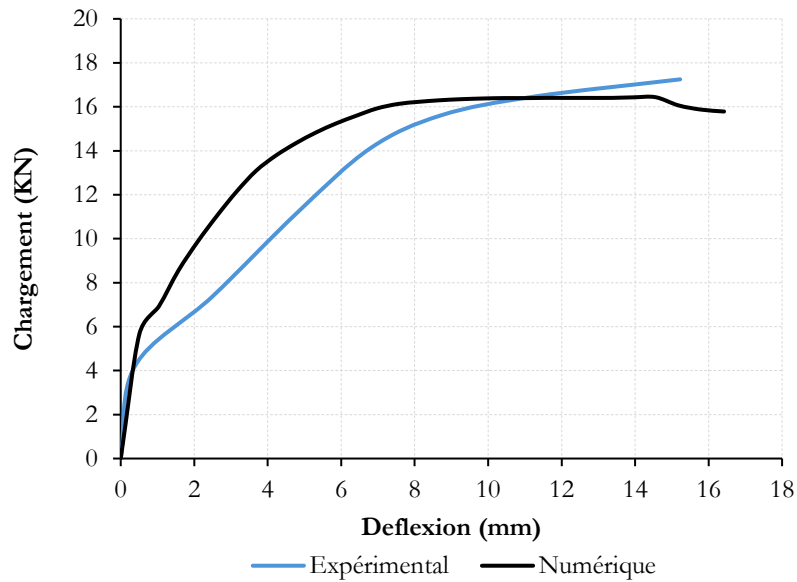


Figure III.24 : Courbes du chargement mécanique versus déflexion à mi-travée de la poutre étudiée; données expérimentales obtenues par (Firmo and Correia, 2015)

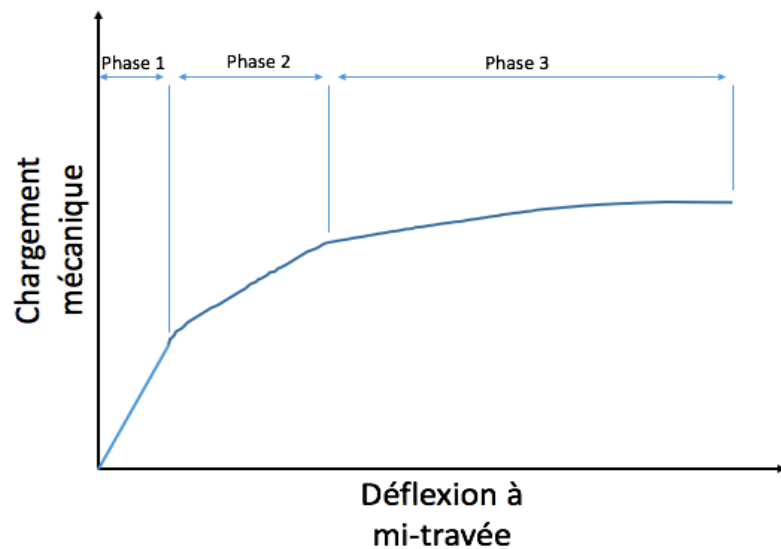


Figure III.25 : Comportement mécanique classique d'un élément de structure poutre sous chargement mécanique

Il convient de rappeler que lors d'un essai de flexion ou lors d'une flexion réelle, 3 phases sont distinguées dans le comportement mécanique d'une poutre en béton armé. La première phase est la phase linéaire, lors de celle-ci tous les matériaux constitutifs de la poutre sont en phase élastique, puis arrive la première fissure dans la partie tendue de la poutre où le début de la phase 2 est marqué. Durant la phase 2, la poutre connaît une succession d'apparition de fissures dans sa partie tendue. Au niveau de chaque fissure, les chargements mécaniques sont transmis dans le béton de part et d'autre des faciès de la fissure via les aciers tendus. Une fois la contrainte mécanique dans les aciers atteint la limite de l'élasticité de ces derniers, la phase 3 s'amorce, au cours de cette dernière, les aciers tendus de la poutre encourent leur écrouissage (plastification). A la fin de la phase 3, la rupture de l'élément de structure est atteinte.

D'un point de vue général, les résultats numériques représentent de façon convenable les résultats expérimentaux au niveau de toutes les phases.

D'un point de vue plus fin, les éléments suivants ont été remarqués :

Phase 1 : Les deux résultats numériques représentent bien la pente de l'évolution de la courbe. Cette pente est principalement due au module de Young du béton, cependant, il convient de signaler que bien que la pente numérique de la première phase de la figure III-25 soit représentative de la pente expérimentale d'un point de vue général, elle reste néanmoins légèrement supérieure à la pente expérimentale. Ceci est fort probablement lié à la disparité entre des caractéristiques mécaniques du béton figurantes dans (Bilotta et al., 2015) et le béton testé dans cette même étude.

Phase 2 : Cette phase commence après le premier point d'inflexion de la poutre en béton armé, ce point d'inflexion est caractérisé par l'apparition de la première macro-fissures (coalescence de plusieurs micro ou meso fissures) dans l'élément de structure. Pour les deux modèles, ce point d'inflexion apparaît à un 1 KN près par rapport aux résultats expérimentaux. Par ailleurs, l'évolution de la phase 2 de la courbe est différente entre les recueils numériques et l'expérimentaux. Expérimentalement parlant, la transition de la courbe est brusque, alors que pour les résultats numériques, l'évolution de la courbe est plus progressive. Ceci est dû au comportement plastique du béton implémenté, ce dernier, a été implémenté avec une évolution moins brusque que la réalité de l'apparition d'une fissure dans le béton pour que le modèle puisse converger. Il reste nécessaire de dire, néanmoins que l'énergie mécanique relaxée par le matériau reste la même d'où le recroisement des courbes numériques et expérimentales à la fin de la phase 2.

Phase 3 : Cette dernière phase s'amorce lors du début de la plastification des aciers du béton armé. Cette phase est caractérisée par un palier qui quelque fois est légèrement en pente. Ce palier est très dépendant du comportement post-élastique des aciers. Pour le cas de ce travail, une loi d'écrouissage représentant le

comportement mécanique plastique des aciers a été extrait des courbes de l'Eurocode 2. La confrontation numérique-expérimentale lors de cette phase reste également, convenable.

### 1.5 Conclusions partielles

- D'un point de vue général le modèle thermo-mécanique représente convenablement les résultats expérimentaux mobilisés dans le cadre du présent travail.
- Les différents points d'inflexion du comportement mécanique de la poutre sont prédits avec une précision acceptable.
- L'allure du changement des phases mécaniques (de la phase 1 à la phase 2) est moins brusque que la courbe expérimentale, cependant, les points essentiels sont reproduits.

## 2 Théorie de la thermo-mécanique et la méthode des éléments finis

La simulation numérique des structures en béton armé (BA) nécessite un modèle numérique performant. Parmi les outils numériques qui existent, il y a la méthode des éléments finis. Cette méthode numérique consiste à discrétiser la géométrie du modèle numérique que l'on souhaite étudier en plusieurs éléments connectés par des nœuds.

Le principe de la méthode d'éléments finis repose sur la résolution de schémas multilinéaires multidimensionnels dont chaque dimension représente l'inconnue que l'on cherche à un certain point de la géométrie discrétisée, et ce pour une problématique issue d'une équation différentielle.

### 2.1 La mécanique et les éléments finis

Les inconnues des points d'intégration des éléments varient en fonction du type de problématique que l'on souhaite résoudre. Pour une problématique de la mécanique statique, les inconnues recherchées sont les contraintes et les déformations à chaque point d'intégration de la géométrie modélisés. Cependant, pour construire ce schéma multilinéaire entre tous les points d'intégration du modèle numérique, il faut, dans un premier temps intégrer la loi de conservation de la quantité de mouvement (11) sur le schéma modélisé.

$$\nabla\sigma + \rho g = 0 \quad (11)$$

Ensuite, la loi de Hooke (12) est introduite pour décrire le comportement mécanique du matériau modélisé.

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \cdot (\varepsilon_{ij} + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon_{kk} \delta_{ij}) \quad (12)$$

$\sigma_{ij}$  : Tenseur des contraintes

$E$  : Module de plasticité (Module de Young)

$\varepsilon_{ij}$  : Tenseur des déformations

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\varepsilon_{kk}$  : Trace du tenseur des déformations

$\delta_{ij}$  : Matrice identité d'ordre 3

$\rho$  : Masse volumique

$g$  : Accélération terrestre

## 2.2 La thermique et les éléments finis

La problématique thermique sous la méthode de résolution des éléments finis se résout par l'introduction de certaines lois physiques qui décrivent les transferts de l'énergie thermique dans le système étudié. La figure III-26 résume les trois modes de transferts thermiques qui existent dans tout système de transfert de chaleur.

- Rayonnement : essentiellement le transfert de l'énergie thermique par la propagation des photons.
- Convection : Ce mode de transfert correspond à l'énergie thermique échangée entre l'air environnant et l'élément en béton armé.
- Conduction : mode de transfert thermique dû à la diffusion progressive de la température qui s'établit dans le corps d'un solide (béton armé).

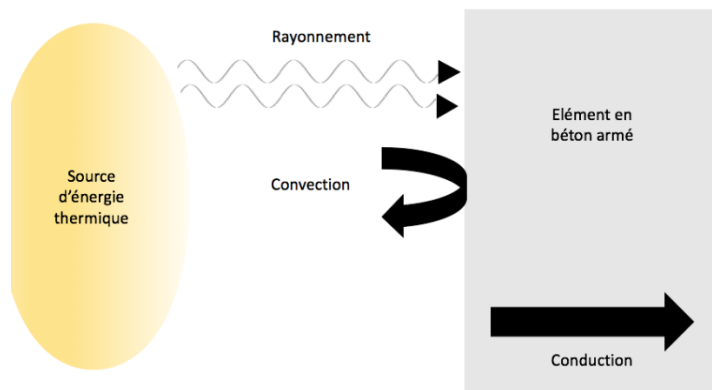


Figure III.26 : Schématisation des différents modes de transferts thermiques

### 2.2.1 Approche numérique

La modélisation thermique est réalisée à l'aide de la méthode numérique des éléments finis sur le logiciel MARC Mentat, cette méthode numérique repose sur la discrétisation des spécimens modélisés en éléments/volumes, ensuite, ces derniers sont transformés en systèmes d'équations linéaires.

La loi fondamentale du transfert thermique est la loi de Fourier (13), cette loi met en avant le lien entre la densité du flux thermique en un point de la surface  $dS$  et le gradient de température passant par ce point.

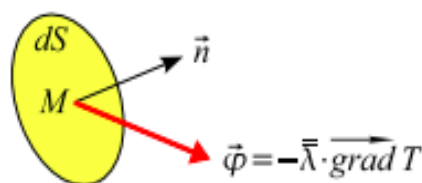


Figure III.27 : Flux thermique traversant une surface de matière (Rodriguez, 2015)

$$\vec{\varphi} = -\vec{\lambda} \text{grad} T \quad (13)$$

Au point M de la surface  $dS$ , la puissance thermique (quantité de chaleur par unité de temps) qui traverse  $dS$  dans le sens du vecteur normal  $n$  est égale à (14).

$$d\Phi = \vec{n} \cdot (-\vec{\lambda} \cdot \text{grad} T) dS = \vec{n} \cdot \vec{\varphi} dS \quad (14)$$

#### 2.2.1.1 Types d'échanges thermiques

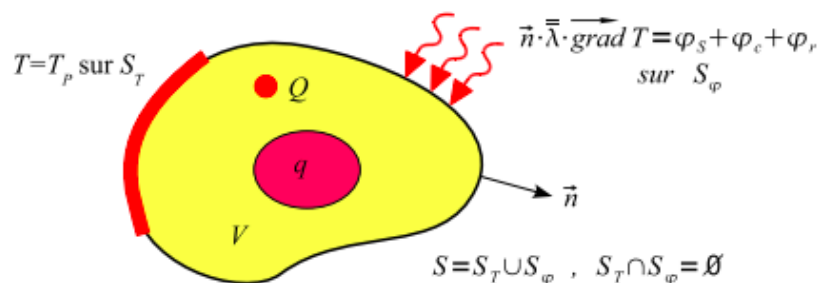


Figure III.28 : Bilan énergétique des échanges thermiques dans un volume de matière (Rodriguez, 2015)

○ **Échange thermique par convection**

La convection est l'échange thermique entre un solide et un fluide. Cet échange est exprimé par la quantité de chaleur reçue par unité de surface par unité de temps et est représentée par l'équation (15) aussi appelée Loi de Newton.

$$\varphi_c = h(T_f - T) \quad (15)$$

$h$  : Coefficient d'échange thermique

$T_f$  : Température du fluide voisin

$T$  : Température du solide

○ **Échange thermique par rayonnement**

Cet échange est quantifié par la quantité de chaleur reçue/émise par un solide (considéré de couleur grise dont la température vaut  $T$ ) de/vers l'extérieur (considéré étant un corps de couleur noire dont la température vaut  $T_\infty$ ) par unité de surface, par unité de temps (16). Cette équation est appelée loi de Stefan-Boltzmann.

$$\varphi_r = \varepsilon \cdot \sigma (T_\infty^4 - T^4) \quad (16)$$

$\varepsilon$  : Emissivité et est inférieure à 1 (Sans dimension)

$\sigma$  : Constante de Stefan :  $= 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W} / (\text{m}^2 \cdot \text{K}^4)$

La loi de Newton et celle de Stefan-Boltzmann représentent des densités de flux thermiques traversant une surface  $S$ . Lors d'un incendie, des flux thermiques traversent les surfaces des éléments de structure en béton armé suivant ces modes de transferts thermiques.

**2.2.1.2 Bilan thermique : Equation de chaleur**

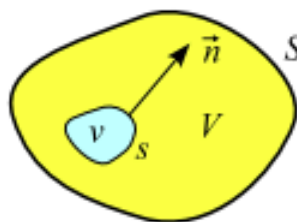


Figure III.29 : Schéma d'un corps solide quelconque (Rodriguez, 2015)

La puissance thermique stockée dans  $v$  est égale à la puissance thermique générée dans l'espace  $v$  plus la puissance recue par  $v$  à travers sa surface  $s$ .

$$\int_v \rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} dv = \int_v q dv + \int_s -\vec{n}(-\bar{\lambda} \cdot \overrightarrow{grad}T) ds \quad (17)$$

$\rho$  : Masse volumique du matériau ( $kg/m^3$ )

$c_p$  : Capacité thermique massique du matériau ( $J/(kg \cdot ^\circ K)$ )

$\vec{n}$  : La normale à  $s$  dirigée vers l'extérieur de  $v$

$$\int_v (\rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} - div(\bar{\lambda} \cdot \overrightarrow{grad}T) - q) dv = 0 \quad (18)$$

$v$  : Étant arbitraire, on en déduit.

$$\rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} - div(\bar{\lambda} \cdot \overrightarrow{grad}T) - q = 0 \quad (19)$$

L'équation de chaleur doit être vérifiée en tous points du solide avec :

$$\begin{cases} T = T_p \text{ sur } S_T \\ \vec{n} \cdot (\bar{\lambda} \cdot \overrightarrow{grad}T) = \rho_s + h(T_f - T) + \varepsilon \cdot \sigma (T_\infty^4 - T^4) \text{ sur } S_\rho \\ S = S_T \cup S_\rho, \quad S_T \cap S_\rho = \emptyset \end{cases} \quad (20)$$

A l'instant  $t_0$  :

$$T(x, y, z; t_0) = T_0(x, y, z) \quad (21)$$

Avec

$$r(T) = \rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} - div(\bar{\lambda} \cdot \overrightarrow{grad}T) - q \quad (22)$$

$r(T)$  est le résidu numérique et tend vers zéro quand  $T$  tend vers la solution réelle où exacte.



### 2.2.2 Conditions initiales et aux limites

Dans un premier temps, les éléments de structure modélisés partent d'une température initiale de 20 °C. Le déclenchement du feu est simulé par une évolution de la température extérieure (autour du spécimen numérique en béton armé) similaire à l'évolution de la courbe ISO-834 figure III-30.

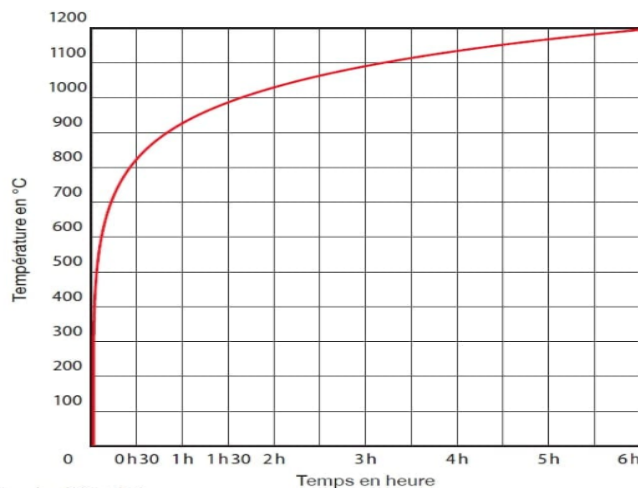


Figure III.30 : Évolution de la température selon la courbe ISO-834

### 2.2.3 Dilatations thermiques

En plus de l'ensemble des éléments constitutifs du modèle numérique, il y a la sensibilité des matériaux modélisés à la dilatation thermique. En effet, l'évolution de la température induit un changement de volume. Ce changement est pris en compte dans les trois composantes diagonales du tenseur des déformations de l'équation (23).

$$\varepsilon_{ij\text{-réel}} = \varepsilon_{ij\text{-total}} - \varepsilon_T \quad (23)$$

$$\varepsilon_T = \alpha_T (T - T_0) \delta_{ij} \quad (24)$$

$\varepsilon_T$  : Tenseur des déformations issues de la dilatation thermique

$\alpha_T$  : Coefficient de dilatation thermique (propre au matériau)

$\delta_{ij}$  : Matrice identité d'ordre 3

$T_0$  : Température de référence

$T$  : Température de l'incrément de calcul

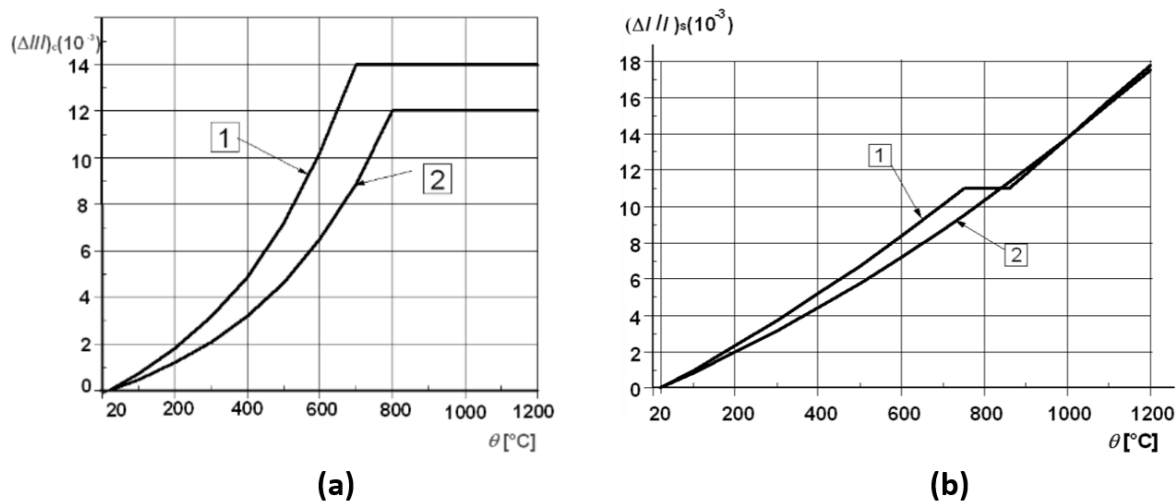


Figure III.31 : Dilatation thermique totale issue de l'évolution de la température pour le béton (a) et les aciers de renforcement (b) (Eurocode 2)

Des coefficients de dilatation thermique extraits des évolutions des courbes de l'Eurocode 2 ont été implémentés dans le modèle thermo-mécanique. Pour le béton, Figure II.31 graphique (a), l'Eurocode 2 propose deux courbes la (1) pour les granulats siliceux et la (2) pour les granulats calcaires. Les coefficients de dilatation thermique du béton ont été extraits en se basant sur une courbe moyenne des deux courbes (1) et (2).

Pour la dilatation thermique de l'acier, Figure II.31 graphique (b), l'Eurocode 2 propose deux courbes de dilatation totale en fonction de l'évolution de la température, la courbe (1) pour les aciers des bétons armés et la courbe (2) pour les aciers des bétons précontraints. Le coefficient implémenté a été extrait de la courbe (1).

### 2.3 Couplage thermo-mécanique

Il existe différentes approches numériques pour les problématiques thermo-mécanique, il y a l'approche thermo-mécanique couplée (aussi dite fortement couplée). Cette approche consiste à calculer numériquement les deux comportements mécaniques et thermiques en même temps. C'est-à-dire que l'interaction entre les deux calculs se fait lors du calcul Figure III.32.

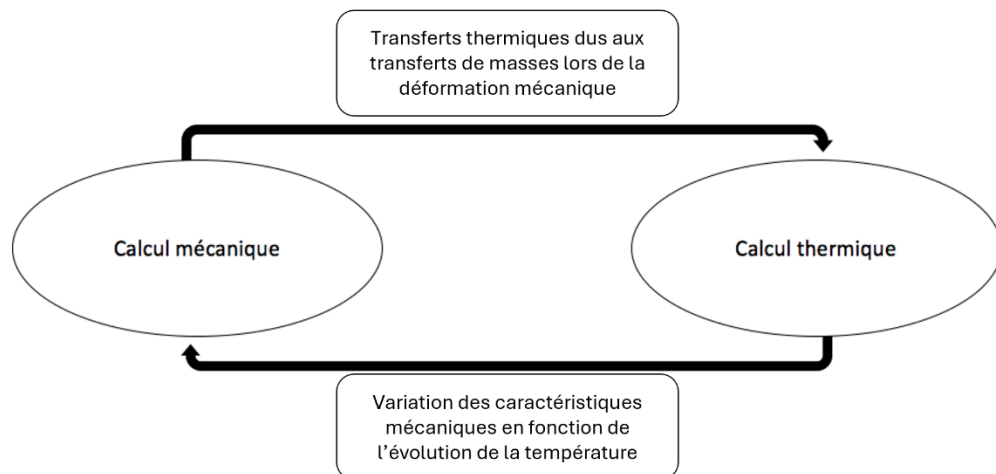


Figure III.32 : Schéma explicatif de l'approche thermo-mécanique couplée (couplage fort)

Il existe aussi une approche plus simple d'un point de vue numérique, aussi appelée l'approche thermo-mécanique découplée (couplage faible). Cette approche consiste à réaliser, dans un premier temps, le calcul thermique de la configuration en question puis lancer un calcul mécanique séparément en injectant les résultats thermiques obtenus pendant le calcul thermique.

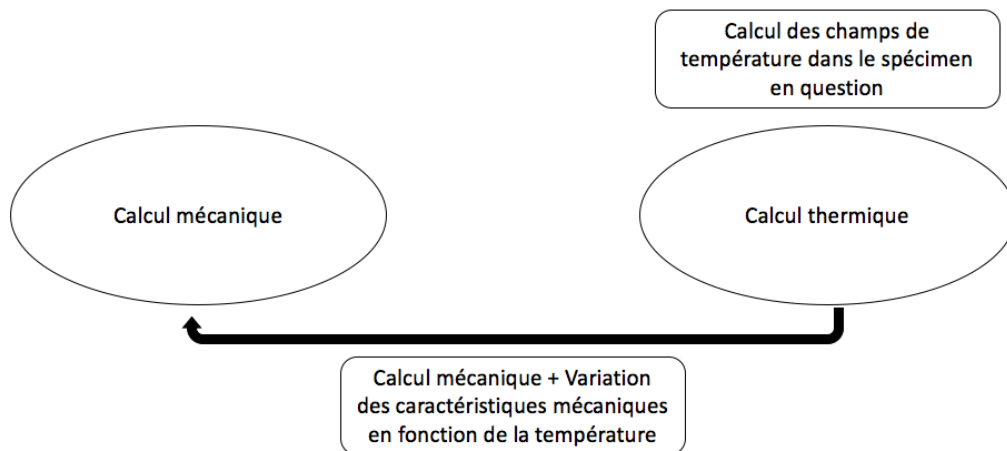


Figure III.33 : Schéma explicatif de l'approche thermo-mécanique séparée (couplage faible)

Ce travail de recherche a été réalisé à l'aide de l'approche thermo-mécanique séparée Figure III-33. A l'issue de la modélisation thermique, un fichier texte contenant les résultats thermiques est généré par le logiciel MARC Mentat. Dans ce fichier texte, figurera toutes les températures de chaque nœud du modèle d'élément finis pour chaque pas de temps considéré. Ce fichier résultats est par la suite injecté dans le calcul thermo-mécanique.

Le calcul thermo-mécanique consiste à appliquer des chargements mécaniques sur la configuration modélisée (chargement mécanique de service et poids propre) mais aussi d'appliquer en chaque pas de temps, les températures du fichier résultat de l'étape thermique.

Une précision terminologique est à apporter à ce sujet car le calcul thermo-mécanique présenté dans ce travail n'est pas un couplage thermo-mécanique au sens propre du terme. La nuance réside dans le fait que lors d'un couplage thermo-mécanique, les deux études thermique et mécanique sont co-calculées et co-convergent ensemble, c'est-à-dire que les effets mécaniques sont pris en compte dans le calcul des transferts thermiques et les effets thermiques sont pris en compte dans le calcul mécanique et ce pour chaque incrément de calcul. Cependant, dans le présent travail, l'effet thermique est pris en compte dans l'étude mécanique à travers les dilatations thermiques des matériaux ainsi que la dégradation des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs mais l'effet des résultats mécaniques n'est pas pris en compte dans l'évolution des champs de température.

Bien que cette approche soit simplificatrice, elle reste très pertinente à deux niveaux. Premièrement, pour un matériau tel que le béton, il n'y a pas besoin que les transferts thermiques soient liés aux résultats des déformations mécaniques, car, les déformations du béton sont tellement faibles que les transferts thermiques causés par ces déformations peuvent être tenus pour négligeables. Par ailleurs, le non couplage de l'étude thermique et l'étude mécanique réduit considérablement le temps de calcul numérique.

Pour toutes ces raisons, l'impact des résultats mécaniques ne sera pas pris en compte dans la distribution des champs de température et ainsi le couplage thermo-mécanique ne tiendra compte que de l'influence de la température sur les caractéristiques mécaniques et les dilatations thermiques.

### **3 Validation du modèle thermo-mécanique**

Après s'être fixé, à travers les deux chapitres précédents, les fondements numériques et thermo-mécaniques, la validation du modèle thermo-mécanique final doit être établie. Dans la suite de la présente section, trois modèles thermo-mécaniques, basés sur trois études expérimentales de la littérature, seront implémentés. Ensuite, la validité et la robustesse du modèle thermo-mécanique seront évaluées à travers une confrontation numérique-expérimentale.

Dans la littérature qui traite la modélisation numérique des éléments de structure poutre en béton armé, les auteurs se reposent, majoritairement, sur la déflexion à mi-travée, comme indicateur, pour établir les confrontations numérique-expérimentales (Thiago B. et al., 2018) (Bilotta et al., 2015).

Le recueil d'une seule déflexion à un seul instant donné n'est pas assez pour évaluer ou certifier la précision d'un modèle. Or, une évolution de la déflexion en fonction du temps avec ses points d'inflexion, bien qu'elle soit relativement limitée par rapport au grand nombre d'indicateurs qui peuvent se rendre disponibles, reste adéquate pour une confrontation et validation numérique-expérimentale.

### 3.1 Configurations modélisées

Les figures III-34, III-35, et III-36 représentent les configurations expérimentales sélectionnées pour la confrontation numérique-expérimentale.

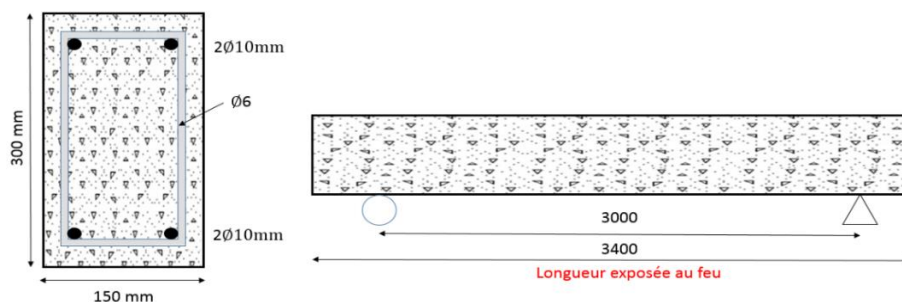


Figure III.34 : Schéma descriptif de la configuration 1 testée (B. Carlos et al., 2017)

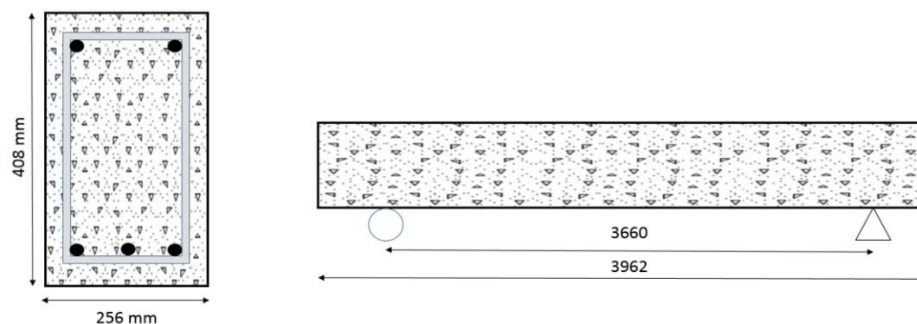


Figure III.35 : Schéma descriptif de la configuration 2 testée (Firmo et al., 2012)

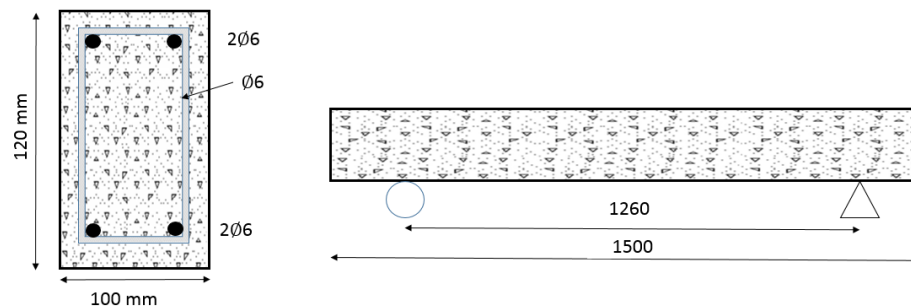


Figure III.36 : Schéma descriptif de la configuration 3 testée (Aqeel and Venkatesh, 2011)

### 3.2 Conditions aux limites du modèle numérique

L'objectif de ce travail est la restitution des conditions thermomécaniques réelles lors d'un incendie pour une poutre en béton armé renforcée (ou non) par un renforcement TRC. Il est donc nécessaire de penser à des conditions aux limites thermiques et mécaniques qui soient très représentatives d'une configuration réelle. Ainsi, pour être fidèle à la réalité, la nature et l'ordre d'application des conditions aux limites doivent être respectés.

Cela pour dire, que pour respecter cet ordre, il faut, dans un premier temps, appliquer un chargement mécanique de service sur les éléments de structure. Une fois le chargement mécanique est entièrement appliqué, le chargement thermique feu ISO-834 est appliqué sur les facettes de la poutre (latérales et inférieures). Ainsi, le caractère accidentel de l'incendie sera recréé.

### 3.3 Résultats et discussion

L'objectif de cette partie est de présenter une confrontation numérique-expérimentale dans le but de valider le modèle numérique thermo-mécanique d'une poutre en béton armé.

Le choix du recueil de comparaison est très important pour une confrontation numérique-expérimentale en bonne et due forme. Cependant, les recueils expérimentaux présents dans la littérature se limitent à des prélèvements de déflexion à mi-travée en fonction de l'évolution du temps d'exposition au feu ISO-834. Comme il va revenir dans les différentes analyses du chapitre 4, il semble être judicieux de se reposer sur une confrontation de déflexion.

Les figures III-37 III-38, et III-39 mettent en avant les confrontations numérique-expérimentales des déflexions à mi-travée pour les 3 configurations de poutres en béton armé choisies.

- Première phase : de 0 à 2 minutes, une pseudo-stabilité de la déflexion en fonction du temps d'exposition au feu est remarquée. Celle-ci est due à la température des aciers et du béton qui est toujours ambiante.
- Deuxième phase : de 2 minutes jusqu'au premier point d'inflexion, cette phase est caractérisée par l'élargissement des fissurations qui sont apparues avant le début du chargement thermique. L'évolution de la déflexion est linéaire et les pentes numériques et expérimentales de cette phase sont très similaires dans les figures III-37 et III-38. L'évolution de la déflexion pendant cette phase est régie par la chute de la contrainte axiale des aciers tendus sous l'effet de la dégradation des caractéristiques mécaniques avec l'évolution de la température. Cette chute de la contrainte axiale des aciers implique une évolution de la contrainte axiale dans le béton d'enrobage (le chargement mécanique doit être repris par l'un des

matériaux constitutifs). La phase 2 du résultat numérique dans la figure III-39 représente peu de similarités avec la courbe expérimentale. La différence constatée, peut s'apparenter à la disparité entre les caractéristiques mécaniques présentées dans cette étude et les caractéristiques mécaniques réelles de celle-ci.

- Troisième phase : Cette phase commence au dernier point d'inflexion de la courbe et s'étend jusqu'à sa fin, cette phase est caractérisée par une grande pente (déflexion versus temps d'exposition au feu). Cette phase se déclenche au moment où les aciers tendus atteignent une température d'environ 450 °C. Bien que cette température ne représente pas la température critique des aciers, au-delà de ce point, les aciers se dégradent considérablement de manière brusque. A 500 °C (température proscrite par l'Eurocode 2 pour le aciers), les courbes expérimentales des Figure I.367, III-38, III-39, changent brusquement d'allure alors que les courbes numériques gardent une évolution plus progressive. Ceci est dû à l'implémentation numérique de l'évolution des caractéristiques mécaniques des aciers avec la température, qui reste moins brusque que la variation réelle avec la température. Aussi, il reste nécessaire d'ajouter que le point d'inflexion des modèles numériques n'est pas finement prédit.

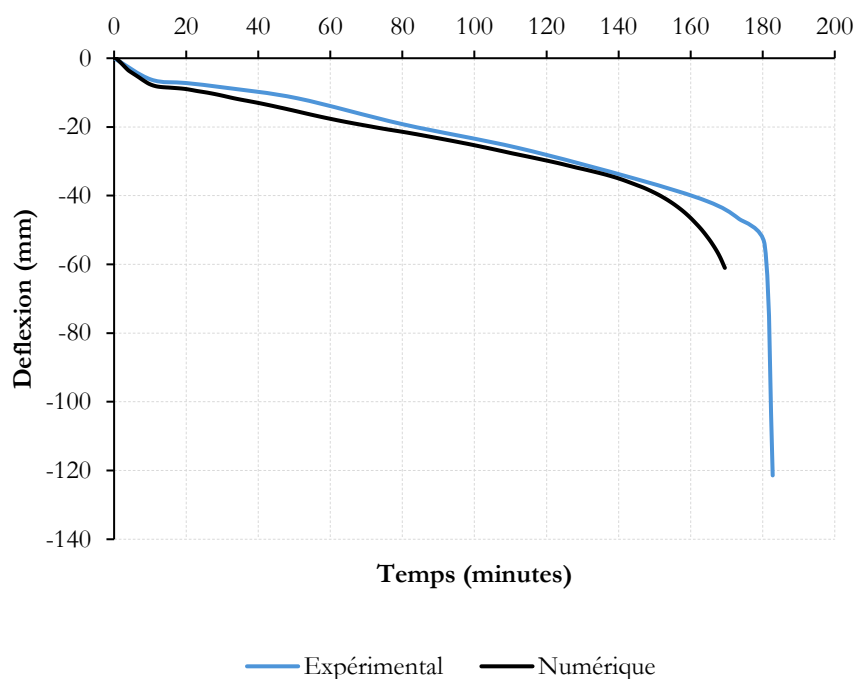


Figure III.37 : Courbe de déflexion à mi-travée de la poutre testée versus le temps d'exposition au feu (B. Carlos et al., 2017)

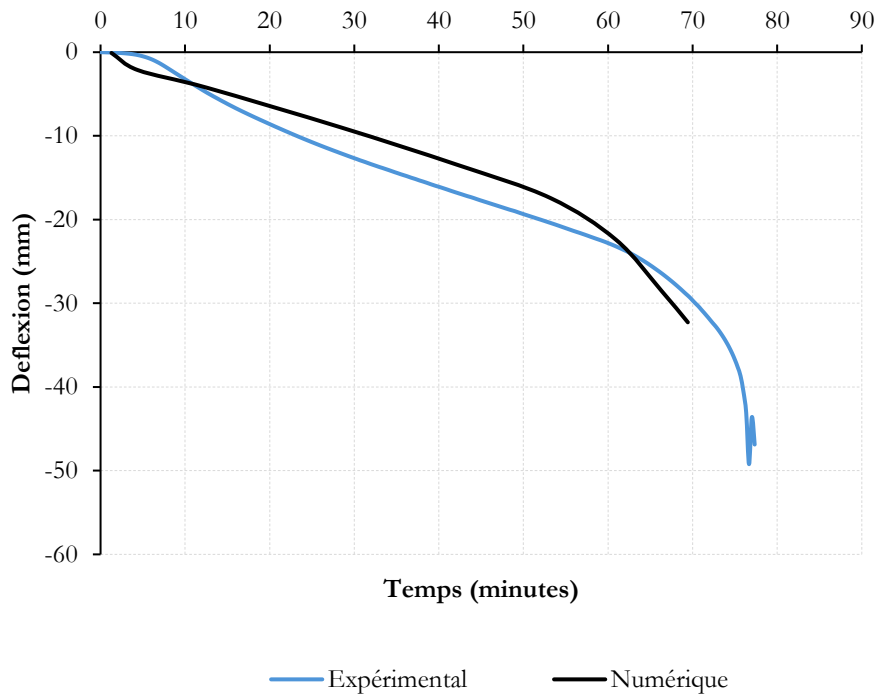


Figure III.38 : Courbe de déflexion à mi-travée de la poutre testée versus le temps d'exposition au feu (Firmo et al., 2012)

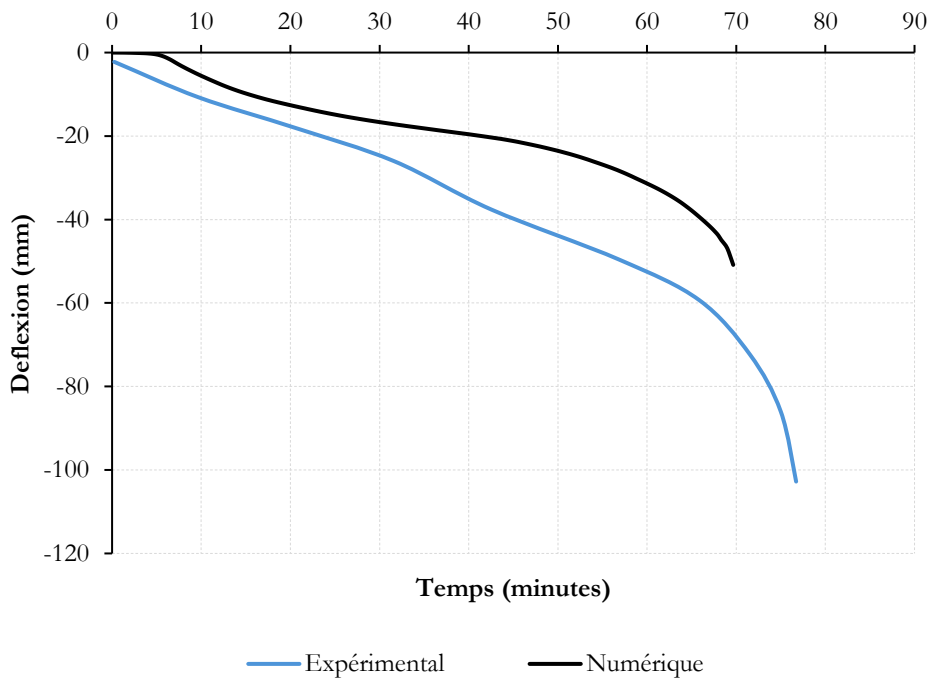


Figure III.39 : Courbe de déflexion à mi-travée de la poutre testée versus le temps d'exposition au feu (Aqeel and Venkatesh, 2011)



### 3.4 Conclusions partielles

- D'un point de vue général, le modèle thermo-mécanique représente convenablement la réalité.
- Les différents points d'inflexion du comportement mécanique de la poutre sont prédits avec une précision acceptable.
- L'allure du changement des phases mécaniques (phase 2 à la phase 3) n'est pas assez synchronisée avec la courbe expérimentale, Néanmoins, les deux courbes (numérique et expérimentale), restent superposables pour la majorité du temps du chargement thermo-mécanique. Il est important d'ajouter que les imprécisions peuvent également provenir de la disparité des caractéristiques rapportées par les études expérimentales. Cela pour dire que le modèle thermo-mécanique développé au cours de travail reste perfectible mais est grosso modo représentatif de la réalité.

## Conclusion générale du chapitre 3

Lors de la revue de la bibliographie, deux approches de modélisation thermique sont ressorties, l'approche fine « à l'échelle microscopique » qui considère le béton comme un matériau multiphasique et l'approche homogénéisée « à l'échelle macroscopique » qui considère que le béton est un matériau homogène.

L'approche micro-échelle est plus fidèle à la réalité physique des transferts thermiques par son caractère fin, cependant, elle reste très lourde en temps de programmation et de calcul.

L'approche homogénéisée a été donc retenue. La fiabilité de cette méthode a été évaluée par une confrontation numérique-expérimentale et s'est avérée acceptable pour un chargement thermique feu ISO-834.

Par ailleurs, par rapport au volet mécanique, les modèles issus des critères de rupture fragile du logiciel MARC Mentat ne se sont pas montrés convenables pour modéliser le comportement mécanique du béton. Cependant, le critère de Buyukozturk a été retenu pour ce faire. Quant à l'acier, son comportement post-élastique sera modélisé avec le critère de Von-Mises avec une loi d'écrouissage variant avec la température. Cette loi a été extraite des courbes de l'Eurocode 2.

Aussi, après une documentation approfondie, des hypothèses de lois de contact parfaites ont été retenues pour les interfaces béton/acier et béton/TRC.

Les modèles mécaniques et thermo-mécaniques ont démontré une représentativité convenable aux recueils des essais expérimentaux réels.



## **IV Chapitre 4 : Renforcement d'une poutre avec un TRC au feu**



**Partie A : Modélisation des structures renforcées  
par TRC et soumises au feu**

## 1 Introduction de l'étude thermo-mécanique

Le TRC est un matériau composite dont l'épaisseur est d'environ une dizaine de millimètres. Par sa légèreté et sa finesse, l'application du TRC pour le renforcement des structures peut se faire par plusieurs procédés et ce pour plusieurs finalités.

Il reste nécessaire d'ajouter que le procédé de mise en place du composite TRC sur les éléments de structure est une problématique qui nécessite une attention spéciale. Il existe, actuellement, deux procédés majeurs pour la mise en place du TRC sur la surface d'un élément de structure.

Le premier procédé de mise en place est le collage du composite sur la surface réceptrice. Cette méthode consiste à appliquer une colle cimentaire ou époxy puis fixer le TRC en dessus. La popularité du procédé de collage du TRC par colle époxy a connu une baisse après l'introduction du besoin de renforcement des structures au feu, car la tenue des colles époxy au feu reste très limitée. Cependant, il reste très usuel d'utiliser des colles cimentaires pour fixer le composite TRC sur les éléments de structure à renforcer. Aussi, les colles cimentaires se sont prouvées être considérablement efficace en cas d'exposition au feu.

Le deuxième procédé de mise en place est l'ancrage mécanique du composite TRC sur le substrat de l'élément de structure Figure IV.1. Ce procédé consiste à fixer le TRC par des tiges d'acier. Ces tiges sont ensuite vissées dans la matière de l'élément de structure. La méthode de réparation par ancrage mécanique reste théoriquement plus adaptée à la réparation ou au renforcement au feu, car, le comportement d'un élément de structure exposé au feu est peu influencé par l'adhérence TRC/substrat. Dans l'état de l'art actuel, aucune étude ne s'est penchée sur la confrontation de l'efficacité de ces deux procédés de réparation au feu. Dès lors, le potentiel des deux méthodes de mise en place sera étudié dans la suite de ce travail.

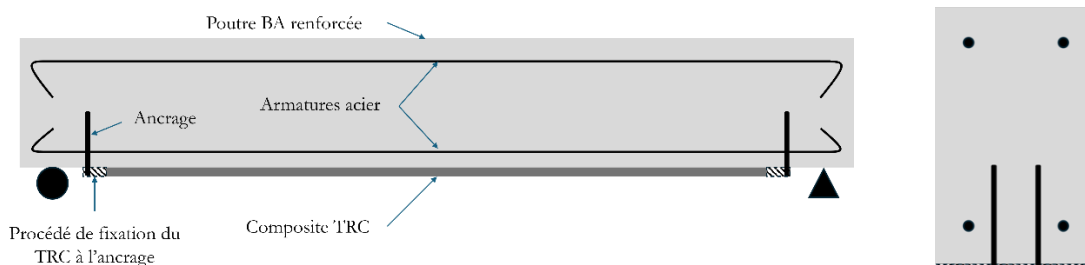


Figure IV.1 : Schéma d'une poutre renforcée par un TRC avec ancrage mécanique : coupe longitudinale de la poutre (figure à gauche) ; coupe transversale de la poutre (figure à droite)

Le présent travail de recherche a pour objectif d'établir un modèle thermomécanique d'un élément de structure renforcé par un composite TRC dans le cadre du renforcement des structures en béton armé au feu. Sachant que les résultats expérimentaux dans ce cadre sont rares dans la littérature d'aujourd'hui. La contribution scientifique par les modèles numériques présentés dans le cadre de cette thèse s'avère incomplète d'un point de vue de protocole de validation. Néanmoins, il convient d'ajouter qu'un travail de documentation bibliographique approfondi a été accompli afin d'établir des hypothèses bien fondées pour s'abriter des quelques facettes inexplorées de ce sujet.

## 2 Objectifs de l'étude thermo-mécanique

L'étude numérique thermo-mécanique consistera à permettre une prédiction des comportements mécaniques des éléments de structure lors d'un feu. Les objectifs de cette partie se résument à :

- Identifier et estimer les effets de l'ajout d'un renforcement TRC sur le comportement thermo-mécanique global d'un élément de structure en béton armé.
- Décrire la phénoménologie thermo-mécanique d'une poutre en béton armé renforcée par TRC
- Étudier l'effet de l'endommagement des éléments constitutifs d'une structure (béton, acier, et TRC) sur le comportement thermo-mécanique global de la structure étudiée.
- Établir un bilan normatif sur les configurations en béton armé renforcées par TRC.

La prédiction des éléments ci-dessus n'est pas une fin en elle-même. Ultimement, les objectifs cités plus haut, se placeront en tant qu'indicateurs pour apporter une vision plus éclairée par rapport à l'état de contrainte des configurations étudiées. Cette vision allouera une évaluation plus fondée sur l'état de la structure renforcée par TRC à différents points temporels de l'incendie.

## 3 Configuration de l'étude thermo-mécanique

La présente section a pour objectif d'établir des modèles numériques d'une configuration de poutre en béton armé renforcée par une ou plusieurs couches de composite TRC.

Le choix de la configuration d'étude a été fait en ayant l'ensemble des objectifs de ce travail en vue. En effet, le premier critère visé par cette étude est le réalisme du scénario simulé par les modèles numériques, dès lors, il est important que la configuration étudiée ait une taille « structurelle ». Aussi, et dans ce même sens, afin de pouvoir explorer les procédés de mise en œuvre du composite TRC (collage et ancrage) et leurs effets sur les structures réceptrices, il faut que la configuration choisie soit assez grande pour pouvoir compter sur



l'apparition des effets d'échelle. Pour ces raisons, la configuration (Thiago, Carlos, 2018), déjà validée numerico-expérimentalement a été choisie.

### 3.1 Configuration du modèle numérique

La figure IV-2 présente le schéma de la configuration qui a été étudiée expérimentalement par (Thiago, Carlos, 2018). Les caractéristiques de cette configuration ont été utilisées pour le développement du modèle numérique présenté dans cette sous-section.

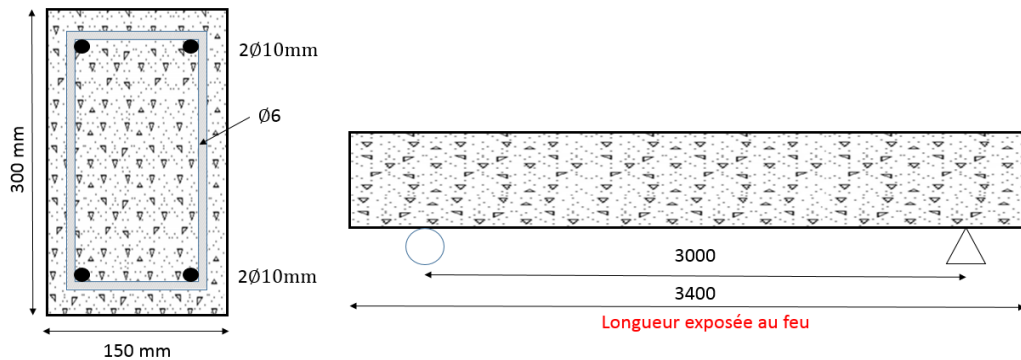


Figure IV.2 : Schéma de la configuration expérimentale de (Thiago, Carlos, 2018)

Le modèle numérique (voir Figure IV-3), construit et développé par la présente étude, est constitué d'une poutre en béton armé tridimensionnelle construite avec des éléments Hex8 (Hexagonaux) du logiciel MSC Marc Mentat. Deux matériaux (béton et acier) ont été modélisés. Le contact entre ces deux matériaux (béton et acier) est considéré parfait.

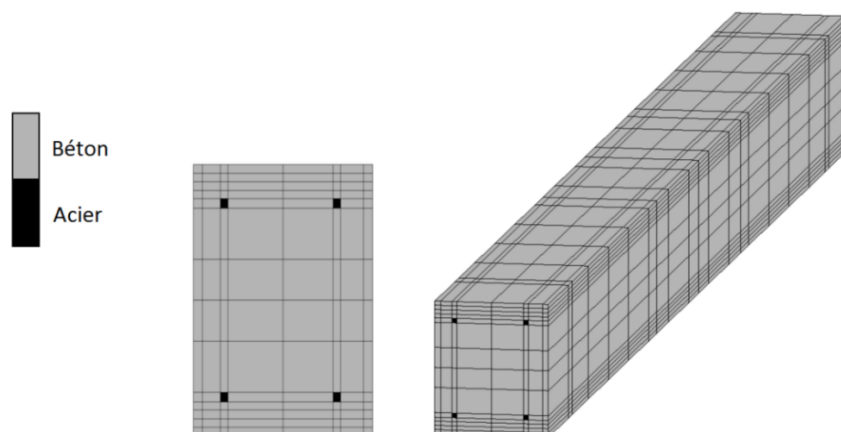


Figure IV.3 : Modèle numérique de la configuration d'étude basé sur la configuration expérimentale de (Thiago, Carlos, 2018) (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat)

Le tableau IV.1 présente les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier implémentés dans le modèle numérique Figure IV-3. Il convient d'ajouter que la représentation fine de la section circulaire des aciers a été remplacée par une représentation rectangulaire dont l'aire est identique à celle de la section circulaire.

Tableau IV.1: Caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier du modèle numérique (Thiago, Carlos, 2018)

	Béton	Acier
<b>Module d'élasticité (GPa)</b>	31	210
<b>Limite d'élasticité (MPa)</b>	21 ( $f_c$ )	500 ( $f_{ym}$ )

Le comportement non-linéaire du béton a été simulé selon la théorie de la plasticité. Le critère de plasticité Buyukozturk a été sélectionné pour exprimer la limite d'élasticité tridimensionnelle du béton. Une loi de durcissement/adoucissement variant en fonction de la déformation plastique équivalente et de la température a été implémentée Figure IV-4.

La loi d'écroûissage a été établie en se basant sur les courbes issues de l'Eurocode 2 du comportement mécanique du béton en compression et en traction pour différentes températures Figure IV-5.

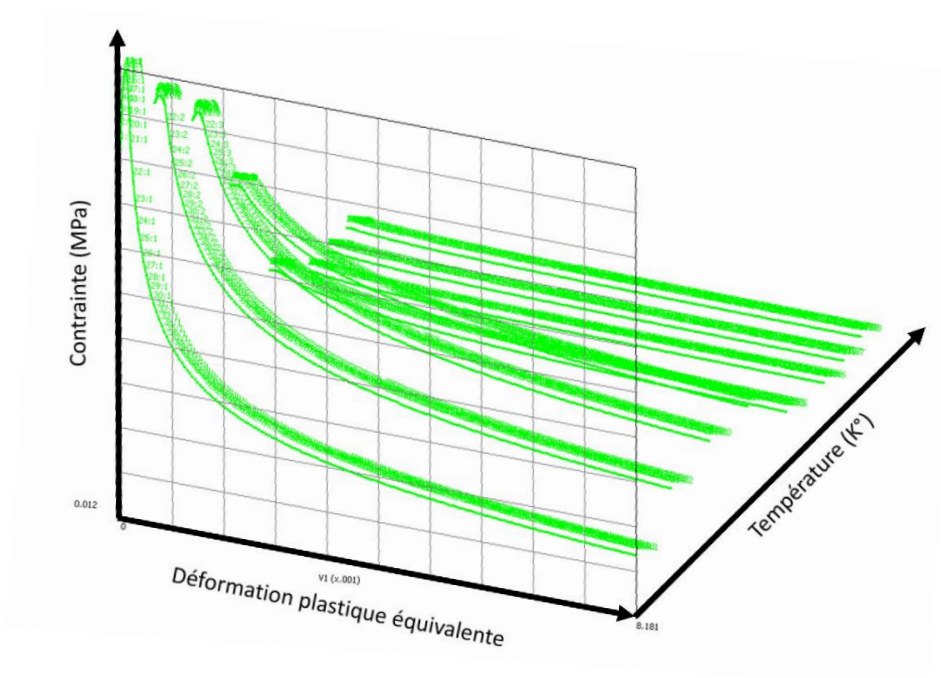


Figure IV.4 : Courbe d'écroûissage du béton en fonction de la déformation plastique équivalente pour différentes températures (graphique extrait du module graphique du logiciel MARC Mentat)

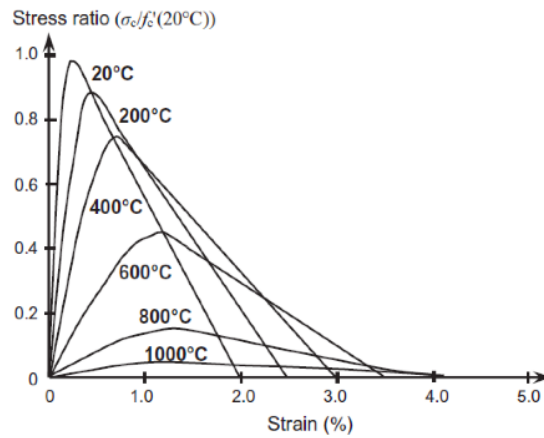


Figure IV.5 : Comportement mécanique du béton en compression uni-axiale à différentes températures (“Eurocode 2,” 1992)

Le comportement non-linéaire de l’acier a été, également, modélisé selon la théorie de la plasticité. Le critère de plasticité Von-Mises a été utilisé pour exprimer la surface de plasticité de l’acier. En se basant sur les courbes du comportement mécanique de l’acier pour différentes températures de l’Eurocode 2, une loi de durcissement/adoucissement a été implémentée avec le critère de Von-Mises. La loi implémentée varie en fonction de la déformation plastique équivalente et de la température Figure IV-6.

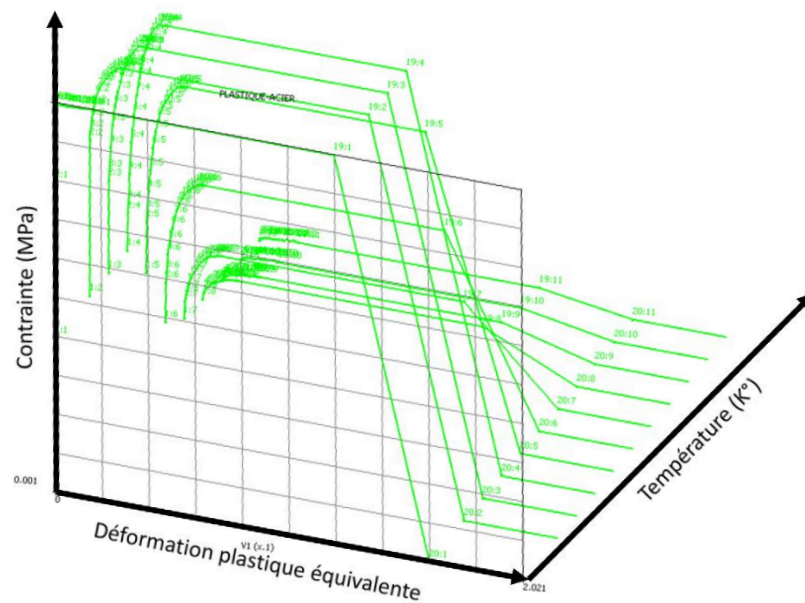


Figure IV.6 : Courbe d’écrouissage de l’acier en fonction de la déformation plastique équivalente pour différentes températures (graphique extrait du module graphique du logiciel MARC Mentat)

## 3.2 TRC au feu

### 3.2.1 Caractéristiques thermiques

Les caractéristiques thermiques du TRC modélisé et leurs variations en fonction de la température ont été prises égales à celles du béton (celles qui figurent dans l'Eurocode 2) (Chapitre 3 section 1.3.3). Deux raisons sont à l'origine de ce choix :

- Les composites TRC sont constitués de plus 90% (en volume) de matrice cimentaire
- Une étude de sensibilité des champs de température après l'ajout du TRC, faite par les auteurs du présent travail, a confirmé qu'en raison de la finesse des TRC, la variation des champs de température dans un élément en béton armé après ajout de TRC reste négligeable.

### 3.2.2 Caractéristiques thermo-mécaniques

Afin de réaliser un modèle thermomécanique d'une poutre en béton armé renforcée par composite TRC, il est nécessaire d'avoir en plus des données thermomécaniques du béton et de l'acier, présentées antérieurement, un minimum de données thermomécaniques par rapport au TRC.

Dans un travail de thèse antérieur au laboratoire LMC2, Université Lyon 1 (Tlajji T., 2018), l'auteur a réalisé des essais de traction sur des TRC à chaud à différentes températures (75 °C, 120 °C, 150 °C, 200 °C, 400 °C, et 600 °C). Notons que la thèse de Tlajji T. (travail expérimental) a été réalisée en collaboration avec cette thèse (travail numérique) dans le cadre du projet de recherche collaboratif PRORETEX II (01/01/2015-31/12/2019). Ce projet a été réalisé avec deux partenaires académiques (ENISE-LTDS, UCBL-LMC2) et quatre partenaires industriels (SULTEC, FOTIA, CIMEO, ER2I). Ce projet vise à développer de nouveaux procédés constructifs de réparation, de renforcement et de protection des structures en béton et en béton armé vis-à-vis de l'incendie.

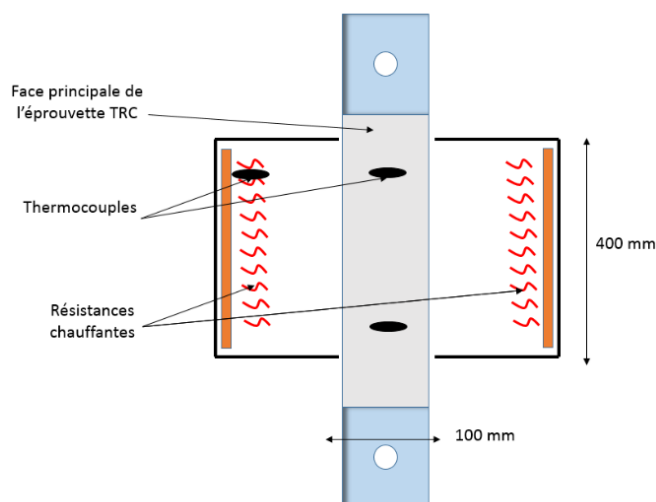


Figure IV.7 : Schéma du dispositif four-presses thermomécanique « Zwick 20 KN-1200°C » utilisé pour les caractérisations de (Tlajji T., 2018)

La procédure de caractérisation thermomécanique du TRC (TLAIJI T., 2018) est constituée de :

- Chauffage du four thermomécanique (Figure IV.7) (LMC2) d'une température ambiante à des températures cibles (75 °C, 120 °C, 150 °C, 200 °C, 400 °C, et 600 °C).
- Exposition du TRC à la température cible voulue pendant une heure pour que les champs de température soient homogènes dans tout le corps du TRC étudié.
- Application du chargement mécanique en traction et enregistrement des déformations longitudinales du TRC grâce au capteur laser (mesure des déformations axiales du TRC sans contact).

La Figure IV-8 illustre les courbes de la loi de comportement d'un TRC étudié dans le cadre du projet PRORETEX II pour différentes températures variant de 25°C à 600°C (TLAIJI T., 2018). Ce composite TRC a été dénommé « RC-M100 » par le projet PRORETEX II).

Les caractéristiques du composite RC-M100 sont présentées ci-dessous (Tlajji et al 2017) :

- Nom du matériau : RC-M100
- Matrice du matériau : Ciment chargé type 1
- Tissu de renforcement : 2 couches en grille carbone CK2 enduite
- Empilement : mat/carbone /mat/carbone/mat
- Conditionnement : Cure sous eau après 24h
- Taux de renfort total :  $V_{ft} = 3.6\%$
- Taux de renfort selon le sens de la traction :  $V_f = 1.8\%$

La Figure IV-8 présente les comportements mécaniques à températures cibles constantes du composite RC-M100. La figure présente des courbes de contrainte versus déformation du composite RC-M100 pour des niveaux de température variant de 20°C à 600°C. Il est loisible de dire que le comportement mécanique du TRC testé par (Tlajji et al 2017) exhibe clairement les 3 zones de la loi de comportement classique du TRC. Aussi, il peut être observé que les différentes zones de la loi de comportement se dégradent avec l'évolution de la température.

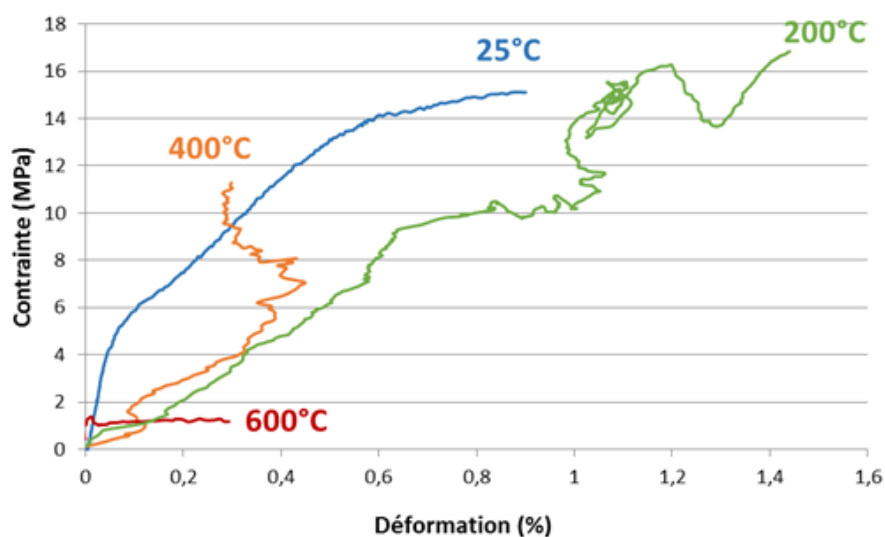


Figure IV.8 : Courbes de contrainte versus déformation du TRC RC M-100 pour différentes températures (Tlajji T. et al, 2017)

Les figures IV-9, IV-10, IV-11, IV-12 ci-dessous présentent respectivement les modes de rupture du composite RC-M100 qui est testé aux différentes températures : 120°C (Figure IV-9), 200°C (IV-10), 400°C (IV-11), et 600°C (IV-12) (Tlajji T. et al, 2017).

#### 120°C



Figure IV.9 : Mode de rupture à 120°C du RC-M100 (Tlajji T. et al, 2017)

#### 200°C



Figure IV.10 : Mode de rupture à 200°C du RC-M100 (Tlajji T. et al, 2017)

400°C



Figure IV.11 : Mode de rupture à 400°C du RC-M100 (Tlajji T. et al, 2017)

600°C



Figure IV.12 : Mode de rupture à 600°C du RC-M100 (Tlajji T. et al, 2017)

Dans la suite ce travail, la loi de comportement du composite RC-M100 Figure IV-8 sera utilisée pour implémenter le comportement mécanique du TRC pour des configurations de chargements thermomécaniques en traction à différentes températures (ou soumis à un feu en configuration de renforcement en traction).

Il est nécessaire d'ajouter que la loi obtenue par les essais thermomécaniques de traction correspond seulement au comportement dans la direction longitudinale du TRC. Aussi, par manque de données thermomécaniques expérimentales, le TRC a été implémenté ayant un comportement mécanique isotrope. Cela pour dire que dans les modèles numériques, le TRC se comporte de la même façon dans toutes les directions de l'espace (compte tenu du fonctionnement, a priori, unidirectionnel de la poutre, cette simplification devrait être sans conséquence significative).

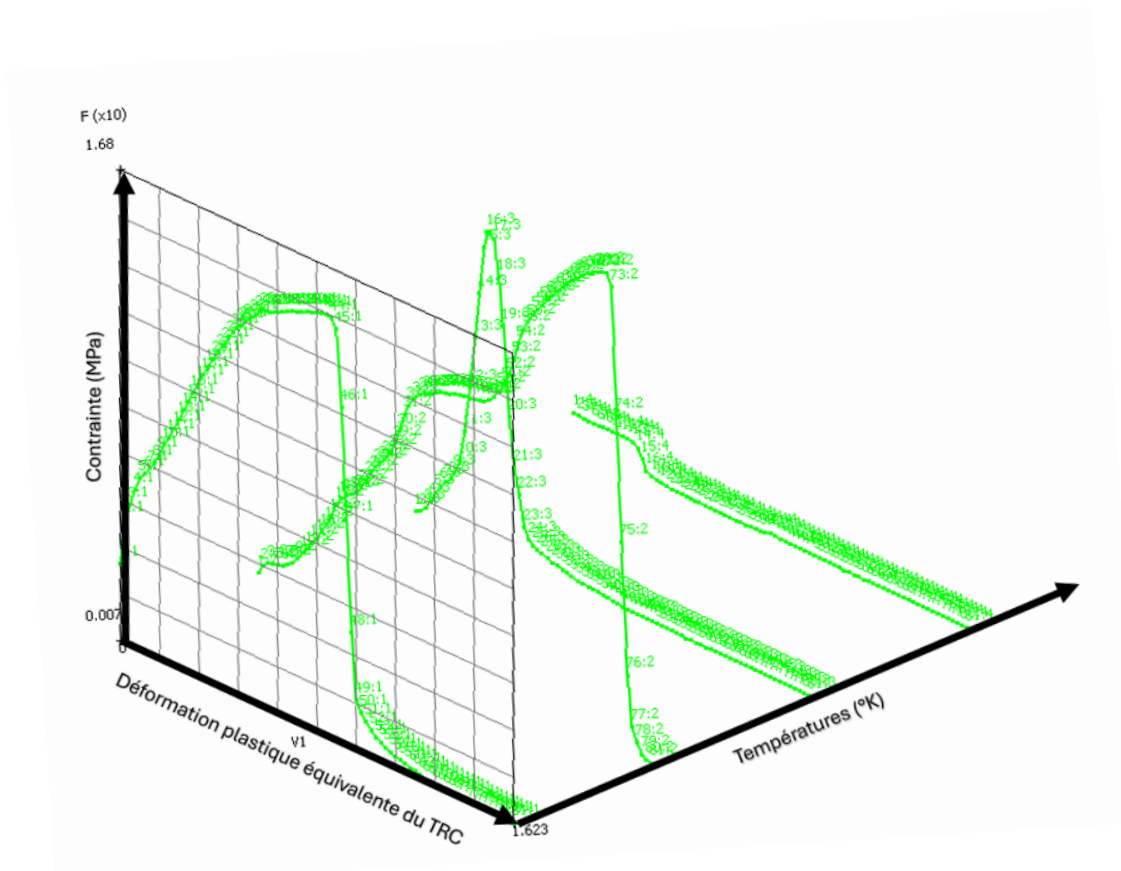


Figure IV.13 : Courbe d'écrouissage du TRC RCM100 en fonction de la déformation plastique équivalente pour différentes températures (Flaiji T. et al, 2017) (graphique extrait du module graphique du logiciel MARC Mentat)

Sur la base de la figure IV.8, mettant en avant les lois de comportement du TRC à différentes températures, des modules de Young et des courbes décrivant l'écrouissage du RCM100 en fonction de la déformation plastique équivalente et la température ont été implémentées (Figure IV.13).

Dans ce même sens, il convient d'ajouter que par le manque de données et de visibilité quant à la dilatation thermique du TRC avec l'évolution de la température. Aucune dilatation thermique n'a été attribuée à ce matériau.

### 3.3 Conditions aux limites du modèle numérique

L'objectif de ce travail est la restitution des conditions thermomécaniques réelles lors d'un incendie pour une poutre en béton armé renforcée (ou non) par un composite TRC. Il est donc nécessaire de penser à des conditions aux limites thermiques et mécaniques qui soient représentatives d'une configuration réelle. Ainsi, pour être fidèle à la réalité, la nature et l'ordre d'application des conditions aux limites doivent être respectés.

Dès lors, pour respecter cet ordre, il faut, dans un premier temps, appliquer un chargement mécanique de service sur les éléments de structure. Une fois le chargement mécanique est



entièrement appliqué, le chargement thermique feu ISO-834 sera appliqué sur les facettes de la poutre (latérales et inférieure). Ainsi, le caractère accidentel de l'incendie sera recréé.

Il convient d'ajouter que pour les éléments de structure de type poutre, l'absence du chargement thermique sur la face supérieure vient de la supposition que celle-ci reste protégée par le plancher ou la dalle de l'étage supérieur Figure IV.14.

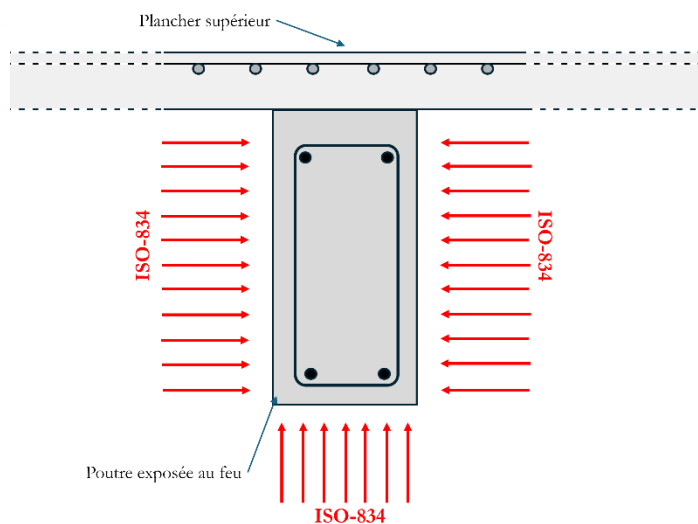


Figure IV.15 : Schéma d'une coupe transversale d'un élément poutre en béton armé exposé à un flux thermique issu d'une évolution de température ISO-834

### 3.3.1 Conditions aux limites mécaniques

L'élément de structure modélisé est chargé mécaniquement en flexion quatre points. Deux forces, symétriques par rapport au milieu de la poutre, sont appliquées sur la surface supérieure de celle-ci.

Le modèle numérique est résolu par la méthode des éléments finis. Ceci dit, il est nécessaire de comprendre que cette méthode repose sur des méthodes des résolutions numériques itératives pour permettre aux schémas de résolution (Newton-Raphson) de converger dans le cas où des non-linéarités sont rencontrées. De ce fait, les chargements mécaniques ont été appliqués incrémentalement. Les forces mécaniques et le chargement mécanique gravitationnel ont été incrémentés en 60 incréments. Cette démarche incrémentale a pour but de faciliter la convergence du calcul numérique issu du chargement mécanique de service.

Au-delà de l'incrément 60, les chargements mécaniques sont maintenus constants afin de recréer le caractère permanent des chargements mécaniques de service sur un élément de structure en béton armé.

### 3.3.2 Conditions aux limites thermiques

Le déclenchement du chargement thermique ne commence qu'après l'incrément 60 ou les chargements mécaniques de service sont restitués à 100% par le modèle numérique. Un flux thermique ISO-834 (Chapitre 3 section 1.3) est appliqué sur les surfaces latérales et la surface inférieure de la poutre.

## 4 Recueils numériques

L'objectif numérique de ce travail de thèse consiste à restituer une phénoménologie réaliste de l'histoire thermique et mécanique des éléments de structure en béton armé renforcés par des renforts composites TRC. L'abord du sujet de renforcement des poutres par TRC est considéré par rapport à la plus-value du TRC lors d'un feu ainsi que les modes de rupture des éléments renforcés. Il est donc dans l'ordre des choses d'établir un recueil des résultats numériques thermomécaniques pertinents et en accord avec les objectifs de ce travail.

Le choix des éléments de recueil numérique est dicté par les finalités de ce travail (ci-dessous) :

- Recueil permettant l'évaluation de l'état de contrainte thermo-mécanique des éléments modélisés par rapport aux états-limites de service et ultime de l'Eurocode.
- Descriptif numérique de la phénoménologie thermo-mécanique des éléments renforcés par TRC face au feu.
- Prédiction (dans le cadre des hypothèses, forcément limitatives, établies) du mode de rupture ainsi que les phénomènes qui y sont liés tels que la fissuration de la couche de l'enrobage ou bien celle des couches de renforcement.

En tenant compte des éléments abordés ci-dessus, 4 types de diagramme de recueil ont été établis pour une poutre en béton armé renforcée avec un TRC Figure IV-15.

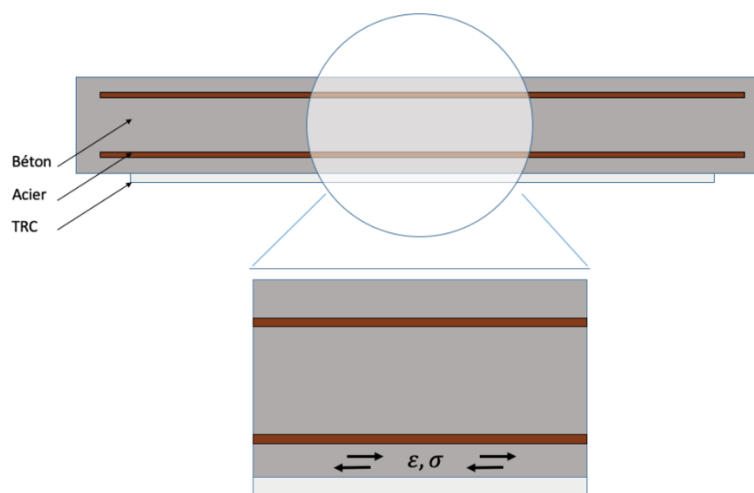


Figure IV.16: Schéma d'une poutre en béton armé avec un renforcement TRC

#### 4.1 Diagrammes de contraintes et déformations axiales

La zone d'enrobage des éléments en béton armé renforcés par TRC a un rôle très important dans le comportement thermo-mécanique global car celle-ci est la partie qui lie la poutre au renfort TRC. Aussi, comme il a été établi dans la partie bibliographique, la rupture des poutres renforcées par TRC s'amorce après la fissuration dans la direction axiale de la zone d'enrobage et c'est aussi le cas en hautes températures.

Alors, un intérêt particulier est porté à la zone d'enrobage. Les contraintes et déformations élastiques et plastiques (endommagement) sont recueillies dans la zone d'enrobage Figure IV-15 pour avoir une meilleure compréhension du comportement global de l'élément poutre en béton armé.

Aussi, les contraintes et les déformations dans la zone d'enrobage sont recueillies le long de la poutre.

#### 4.2 Diagramme de déflexion à mi-travée

La déflexion des poutres en béton armé renforcées par des TRC est un recueil révélateur. Dans le cadre du présent travail, la déflexion à mi-travée est tracée en fonction du temps d'exposition du spécimen au feu.

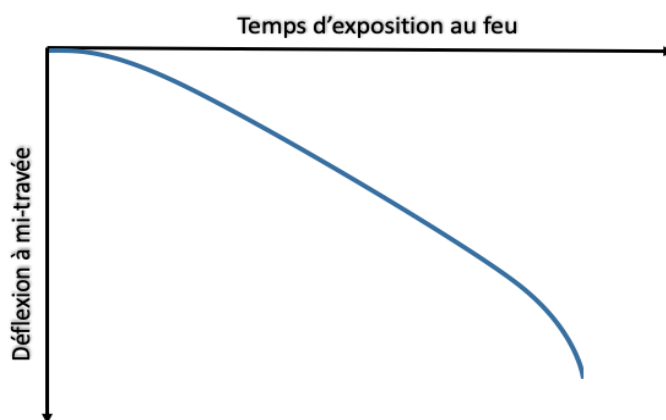


Figure IV.17 : Schéma classique de la déflexion à mi-travée d'une poutre exposée au feu



**Partie B : Étude thermo-mécanique d'une  
poutre renforcée par TRC au feu**

## 1 Introduction

Dans les parties antérieures, un soin particulier a été accordé à la validation des modèles numériques sur la base de résultats expérimentaux tirés de la littérature scientifique. Dans cette partie, une évaluation du comportement des éléments de structure sera menée. Cette évaluation consiste à examiner le comportement mécanique des éléments poutres en béton armé dans le but de juger de leurs états de service selon les prescriptions de l'Eurocode 2. Les modèles numériques ont été implémentés dans le logiciel MARC Mentat de MSC Software.

La méthodologie établie dans ce chapitre permet d'évaluer les niveaux de contrainte, la fissuration, la dégradation et la rupture ainsi que le mode de rupture des éléments poutres en béton armé renforcées par des TRC.

La méthodologie d'évaluation est utilisée sur différentes configurations de réparation des éléments en béton armé.

Il s'agit de la poutre présentée dans la section 1.2 du chapitre 3 (Figure III-20) (Firmo and Correia, 2015). Cette configuration a été modélisée puis différentes configurations de renforcement y ont été rajoutées.

Cette configuration de renforcement comprend 4 modèles numériques thermomécaniques. 3 modèles renforcés avec des couches de TRC allant de 1 à 3 couches d'une épaisseur de 6 mm par couche.

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des modèles thermo-mécaniques

Modèle	Configuration	Renforcement	Ancrage	Écran thermique
1	(Firmo and Correia, 2015)	Sans renforcement	Non	Non
2	(Firmo and Correia, 2015)	1 couche de TRC	Non	Non
3	(Firmo and Correia, 2015)	2 couches de TRC	Non	Non
4	(Firmo and Correia, 2015)	3 couches de TRC	Non	Non
5	(Firmo and Correia, 2015)	1 couche de TRC	Oui	Non
6	(Firmo and Correia, 2015)	2 couches de TRC	Oui	Non
7	(Firmo and Correia, 2015)	3 couches de TRC	Oui	Non
8	(Firmo and Correia, 2015)	1 couche de TRC	Non	Oui (20 mm PROMATECT)
9	(Firmo and Correia, 2015)	1 couche de TRC	Non	Oui (40 mm PROMATECT)
10	(Firmo and Correia, 2015)	1 couche de TRC	Non	Oui (60 mm PROMATECT)

Les interactions entre les couches de TRC et le béton ainsi qu'entre les couches de TRC elles-mêmes sont considérées parfaites.

## 2 Modèles numériques

Dans la présente section, les modèles numériques des éléments de poutre en béton armé renforcés par des couches de composite TRC seront présentés. Cependant, avant de présenter la plus-value du renforcement avec TRC, il s'avère être nécessaire d'introduire, dans un premier temps, le modèle numérique d'une poutre sans renforcement TRC puis introduire les résultats numériques et leur analyse.

Ainsi, après la présentation du modèle sans renforcement TRC et ses résultats, l'introduction aux modèles avec un renforcement TRC sera faite.

### 2.1 Poutre béton armé sans TRC

L'introduction au comportement d'une poutre sans TRC s'avère être nécessaire pour :

- Apporter une vision claire sur le comportement thermo-mécanique des éléments de structure en béton armé.
- Définir les différentes réponses mécaniques lors de l'exposition au feu.
- Disposer d'un repère par rapport aux configurations renforcées avec du TRC.

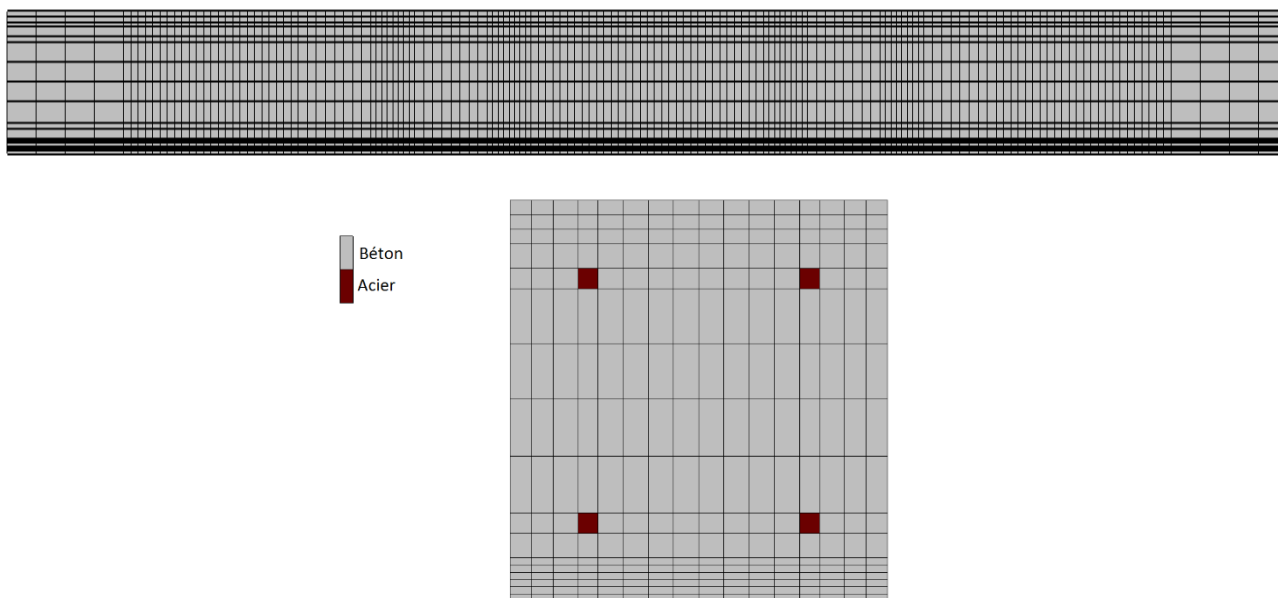


Figure IV.18 : Modèle numérique d'une poutre en béton armé (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat)

Il est nécessaire de préciser que la configuration choisie pour l'étude thermo-mécanique avec un renforcement TRC a été validée vis-à-vis d'un chargement thermo-mécanique dans une partie précédente de ce rapport de thèse (Firmo and Correia, 2015).

Le comportement fissurant est l'un des piliers de ce travail de recherche, car il permettra d'apporter des éclaircissements aux phénomènes thermomécaniques et des explications aux résultats. Cependant, les modèles thermomécaniques des matériaux constitutifs et plus précisément du béton sont des modèles élasto-plastiques variant en fonction de la température. De ce fait, le caractère multi-fissurant n'est pas implémenté dans les modèles de façon explicite. Néanmoins, les déformations plastiques du béton peuvent s'apparenter de manière vraisemblable à des ouvertures de fissures car les déformations plastiques équivalentes du modèle plastique implémenté pour le béton peuvent être considérées de la sorte.

Le comportement fissurant d'une poutre en béton armé sous chargement mécanique puis thermique peut varier en fonction de différents paramètres Figure IV-18.

Avant le chargement thermique, à une certaine contrainte de chargement mécanique, un réseau de fissurations apparaît dans la partie tendue de la poutre en béton armé. Les spécificités du réseau de fissurations varient en fonction de plusieurs paramètres. Dans la majorité des cas, une première fissure apparaît dans la partie la plus sollicitée de la poutre, puis, au fur et à mesure que le chargement mécanique évolue et que la fissure s'élargit, la sollicitation de traction est transférée aux aciers tendus. Puis les aciers transfèrent le chargement mécanique au béton ce qui fait un effet de « pontage » des fissures. La distance entre les fissures et leur nombre dépend des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton ainsi que du chargement mécanique. La figure IV-18 montre les niveaux d'ouverture des fissures de la figure IV-19.

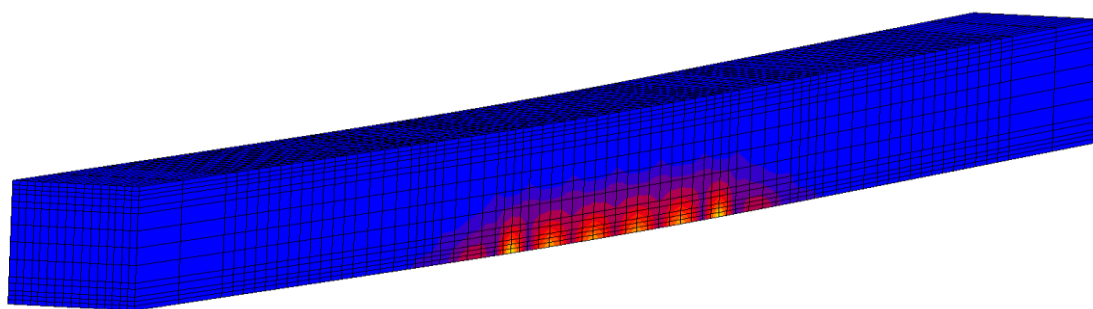


Figure IV.19 : Modèle numérique de la poutre en béton armé sans renfort TRC lors de l'apparition des fissures de la partie tendue de la poutre (figure extraite du module graphique du logiciel MARC Mentat)



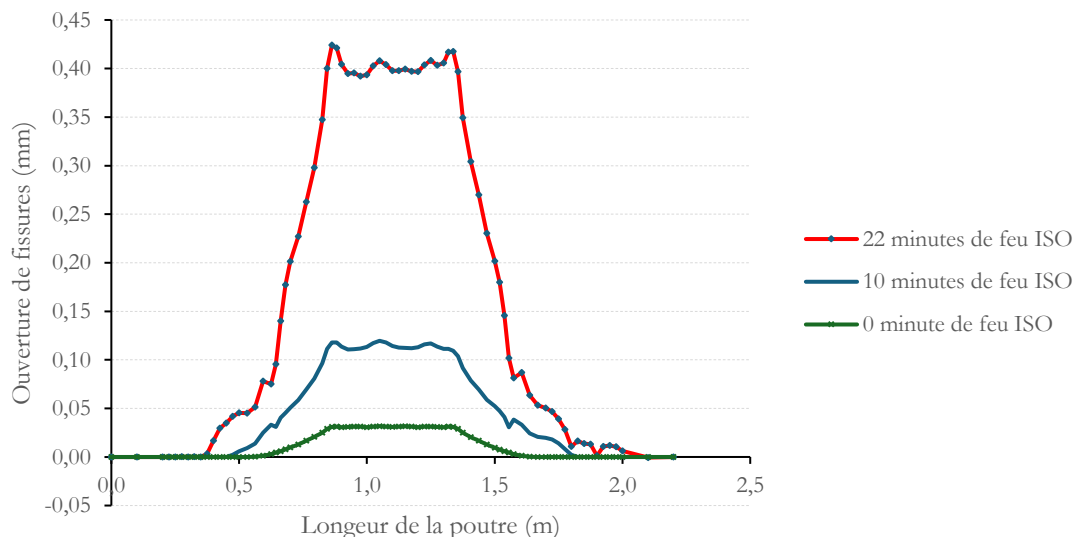


Figure IV.20 : Courbe du niveau d'ouverture des fissures au niveau de l'enrobage le long de la poutre en béton armé

Les résultats de fissuration du modèle numérique Figure IV-19 démontrent qu'après la fin du chargement mécanique et le début du chargement thermique (feu ISO-834), une fissuration initiale de la poutre est entamée, lors du chargement thermique, il y a un léger élargissement de la zone fissurée, puis, l'ouverture unitaire croît. En effet, avec l'évolution de la température, les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs se dégradent provoquant ainsi une ouverture plus importante des fissures déjà existantes.

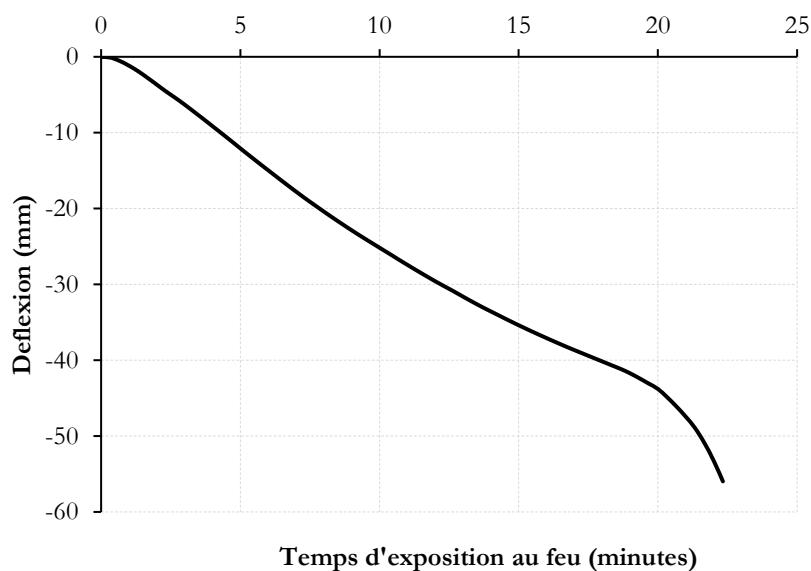


Figure IV.21 : Courbe de déflexion à mi-travée en fonction du temps d'exposition au feu ISO-834

La figure IV-20 démontre l'évolution de la déflexion de la poutre en béton armé en fonction du temps d'exposition au feu. 3 phases peuvent être distinguées dans cette courbe. Dans le but de mieux comprendre ce qui se passe dans le corps de la configuration en béton armé d'un point de vue mécanique et thermo-mécanique, deux courbes ont été recueillies à mi-travée de la poutre (là où la première fissure est apparue).

Les courbes recueillies représentent les contraintes axiales (suivant l'axe de longueur de la poutre) pour les aciers tendus et le béton d'enrobage à une profondeur de 2 cm. Aussi, dans la même optique, un deuxième recueil de l'évolution des températures au niveau de ces mêmes endroits a été établi Figure IV-27.

- Première phase : de 0 à 2 minutes, une quasi-stabilité de la déflexion en fonction du temps d'exposition au feu est remarquée. Cette stabilité revient aux températures des aciers et du béton qui sont toujours basses Figure IV-27.
- Deuxième phase : de 2 à 17 minutes, l'évolution de la déflexion est linéaire, cependant, la pente de cette phase est plus importante que celle de la phase 1, sur la figure IV-21 deux phénomènes sont dénotés. Le premier est la chute de la contrainte axiale de l'acier tendu causée par la dégradation des caractéristiques mécaniques des aciers, ceci est principalement dû à l'évolution de la température des aciers, cette chute de la contrainte axiale implique une évolution de la contrainte axiale dans le béton d'enrobage (Le chargement mécanique doit être repris par l'un des matériaux constitutifs). Il est observé sur la figure IV-21 que les contraintes axiales des aciers tendus et du béton d'enrobage connaissent un point d'inflexion simultané (point caractéristique de 350 °C à 400 °C), au-delà de ce point, la dégradation des caractéristiques mécaniques du béton est plus intense en fonction de la température. La chute de la contrainte axiale supportée par le béton provoque une stabilisation de la contrainte axiale des aciers tendus car le chargement mécanique doit être repris par l'un des matériaux constitutifs. Cette phase est caractérisée par l'élargissement des fissurations qui sont apparues avant le début du chargement thermique.
- Troisième phase : de 17 minutes à la fin de la courbe, cette phase est caractérisée par une pente marquée (déflexion versus temps d'exposition au feu). Elle est déclenchée car les aciers atteignent une température d'environ 450 °C. Cette température ne représente pas la température critique des aciers, cependant, au-delà de ce point, les aciers se dégradent considérablement (chute de la contrainte axiale dans les aciers tendus figure IV-21) puis atteignent la température critique de 500 °C aussi proscrite par l'Eurocode 2. Il est à noter que le béton continue à se dégrader lors de cette phase ce qui implique la rupture de l'élément en béton armé.

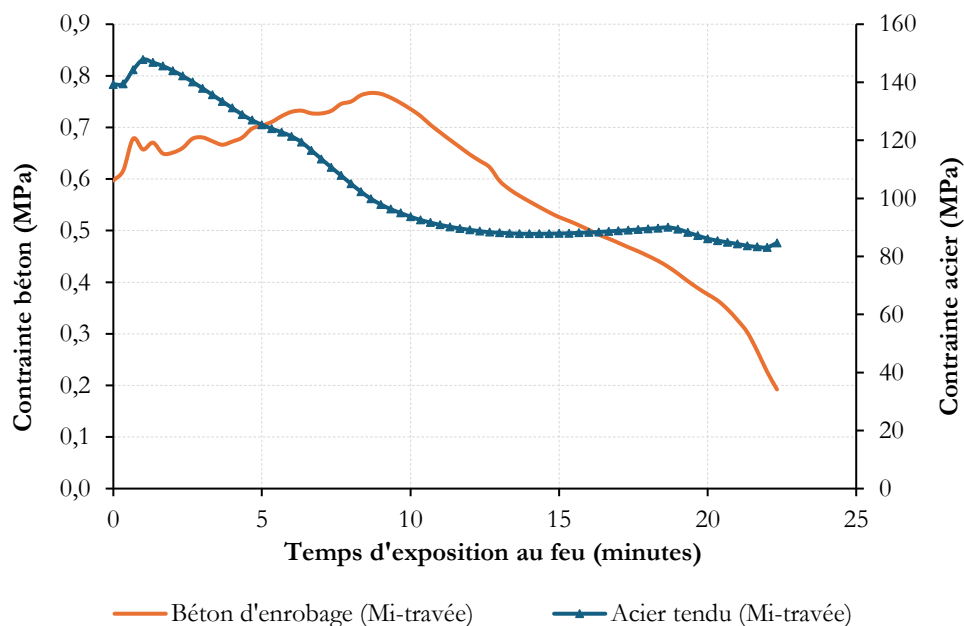


Figure IV.22 : Courbe de l'évolution de la contrainte axiale (direction de l'axe des aciers tendus) en fonction du temps d'exposition au feu pour l'acier et le béton d'enrobage à mi-travée (l'endroit de l'ouverture de la première fissure)

## 2.2 Poutre béton armé avec un renforcement TRC

Après une introduction au comportement thermo-mécanique et le mécanisme de dégradation d'un élément poutre en béton armé sans renforcement, la suite de ce travail de thèse se consacrera à l'étude thermo-mécanique des poutres en béton armé renforcées par un renforcement TRC au feu.

Comme il a été évoqué ci-avant, pour disposer d'un repère phénoménologique thermo-mécanique pour la configuration renforcées par TRC. la même configuration utilisée plus haut (poutre sans TRC) sera utilisée pour la configuration avec renforcement TRC.

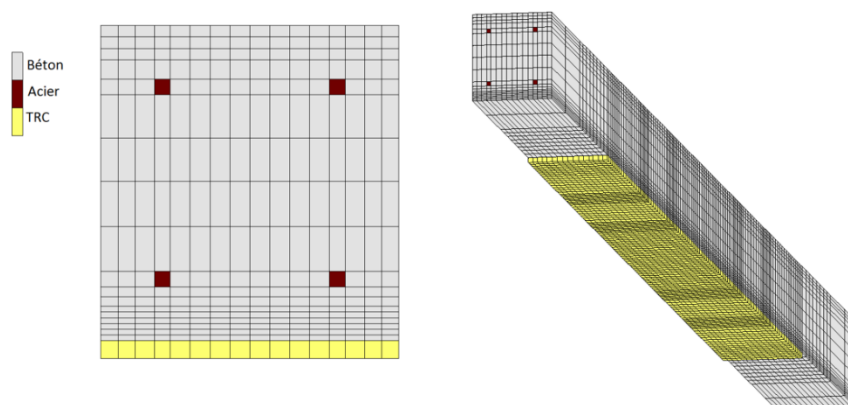


Figure IV.23 : Modèle numérique d'une poutre en béton armé renforcée par une couche de TRC (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat)

L'adjonction d'un renforcement TRC d'une épaisseur de 6mm (partie jaune du modèle) a été opérée au niveau de la face inférieure (tendue) de l'élément poutre en béton armé. Le renforcement a été décalé des appuis de la poutre pour éviter l'effet d'ancrage Figure IV-23.

Les conditions aux limites appliquées aux poutres avec TRC sont similaires à celles appliquées aux éléments poutres dans renforcement TRC.

La modélisation des configurations étudiées est établie en deux étapes. Initialement, un modèle numérique de la configuration en question a été construit, puis, des couches d'éléments d'une épaisseur de 0.6 cm ont été rajoutées à la surface inférieure des modèles numériques Figure IV-22. Il est nécessaire de rappeler qu'aucune loi de contact n'a été implémentée (interaction parfaite) ni entre le TRC et les éléments en béton ni entre le béton et les aciers.

- **Rappel**

Un chargement mécanique de service est appliqué sur l'élément poutre en béton armé avec TRC, à la fin du chargement mécanique, le chargement thermique feu ISO-834 est appliqué sur la surface inférieure et les surfaces latérales de la poutre.

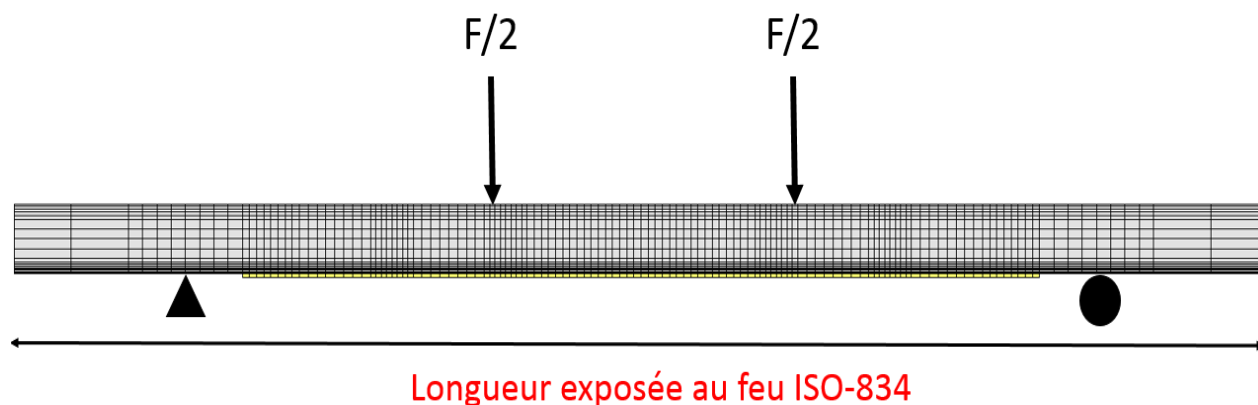


Figure IV.24 : Conditions aux limites du modèle numérique de la configuration poutre en béton armé renforcée par TRC (figure extraite du module graphique du logiciel MARC Mentat)

• **Résultats**

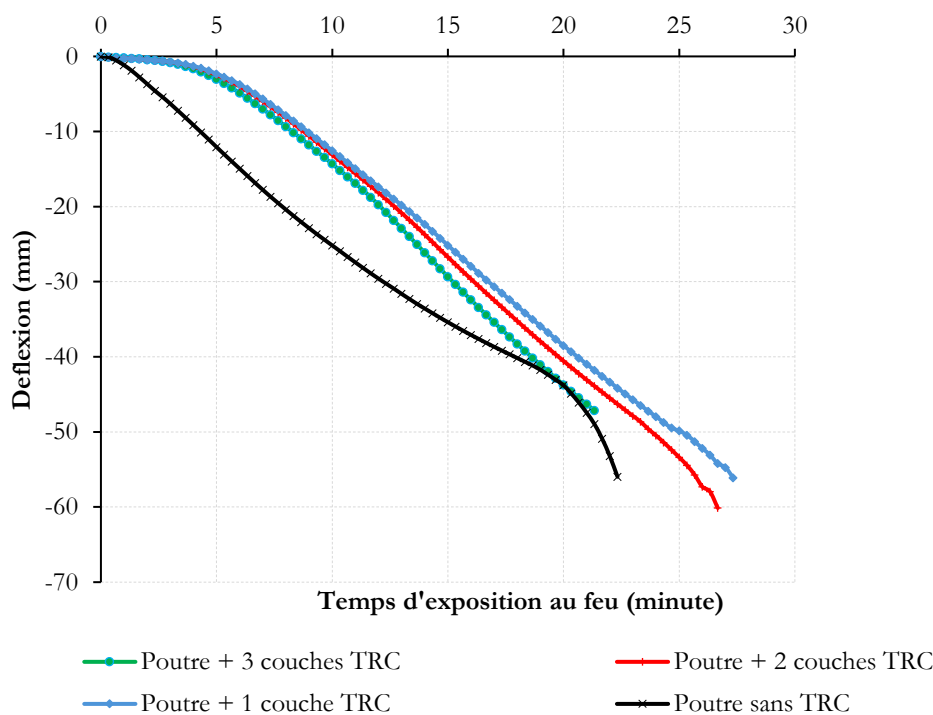


Figure IV.25 : Déflexion à mi-travée versus temps d'exposition au feu ISO-834 pour les différentes configurations

La figure IV-24 démontre l'évolution de la déflexion à mi-travée en fonction du temps d'exposition au feu ISO-834 pour 4 configurations, une poutre sans TRC puis 3 poutres avec 1 puis 2 puis 3 couches de TRC de 6 mm d'épaisseur par couche.

L'ajout du TRC augmente la rigidité flexionnelle de l'élément renforcé. La Figure IV-24 montre que l'ajout d'une couche de TRC améliore la déflexion de la poutre en béton armé face au feu. Puis la déflexion chute une fois de plus avec l'ajoute de couches supplémentaires de TRC (ou son épaisseur). Il convient d'ajouter que cet effet peut s'apparenter à une rigidité optimale du TRC, au-delà, de laquelle, la redistribution des chargements mécaniques n'est plus optimale.

D'un point de vue mécanique, le comportement des configurations renforcées est moins sensible au temps d'exposition au feu. Le temps de rupture change avec le nombre de couches de TRC ajoutées à la poutre.

L'effet remarqué sur le comportement mécanique des poutres renforcées est due au fait que l'ajout d'un couche de TRC consolide la fibre tendue de la poutre qui fissure la

première. C'est-à-dire, le TRC transmet les charges mécanique des endroits fissurés vers les zones non-endommagés.

Quantitativement, l'ajout d'une couche de TRC décale la rupture de la configuration renforcée d'environ quelques minutes (9 minutes) (selon la courbe de feu standard ISO-834). Semblablement au comportement thermo-mécanique de la poutre sans TRC dans le comportement thermo-mécanique d'une poutre avec TRC, sur la figure IV-24, 3 phases sont distinguées :

- Phase 1 : de 0 à 5 minutes, le comportement thermo-mécanique est relativement stable d'un point de vue de l'évolution de la déflexion. D'après les figures IV-27, la température reste relativement ambiante et stable jusqu'à la minute 4, cela explique la stabilité mécanique de la phase 1.
- Phase 2 : cette phase s'étend entre 5 et 25 minutes, après le chargement mécanique d'une poutre en béton armé avec un renforcement TRC, un certain équilibre mécanique est atteint. Au déclenchement du feu, une baisse simultanée des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton entre 5 à 10 minutes a lieu, cette baisse provoque le relâchement des contraintes mécaniques axiales dans l'enrobage et les aciers tendus à mi-travée de la poutre Figures IV-21, IV-25 et IV-26. Après 10 minutes, la contrainte axiale dans le TRC est relâchée à cause de la température. De son côté, le béton continue à se dégrader face à la température, cependant, les aciers reprennent le chargement mécanique après 10 minutes.
- Phase 3 : cette phase s'avère être très courte et brusque. La rupture est atteinte une fois les aciers atteignent leur température critique.

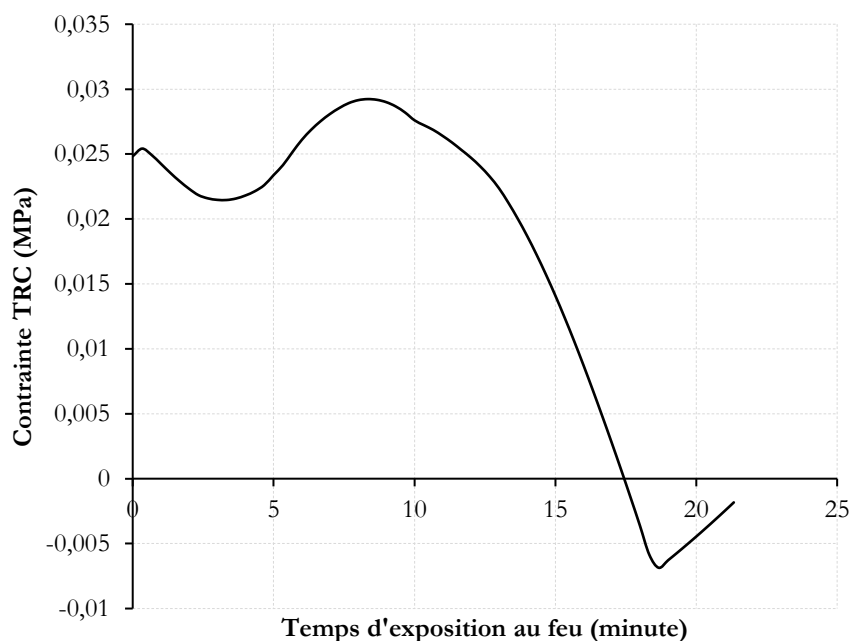


Figure IV.26 : Évolution de la contrainte axiale du TRC à mi-travée en fonction du temps d'exposition au feu ISO-834 pour la configuration poutre + 1 TRC

La figure IV-25 illustre la contrainte axiale du TRC à mi-travée de la poutre lors de l'exposition de la poutre renforcée au feu. L'évolution de la contrainte au niveau du TRC est un élément capital pour une compréhension plus approfondie du comportement thermo-mécanique de l'ensemble. Dans un premier temps il paraît que le TRC perd en contrainte axiale, ceci est dû au fait que le module de Young du TRC chute plus rapidement que le module de Young du béton auquel il est collé. Par la suite, le TRC récupère en contrainte car les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs de la poutre se sont dégradées induisant ainsi une grande déflexion (reprise par la TRC). Après 10 minutes d'exposition au feu, la contrainte du TRC chute une deuxième fois à cause de la température élevée.

La stabilité de la contrainte au niveau de l'acier après 12 minutes est due à la chute continue de la contrainte dans le béton (la contrainte doit être reprise par l'un des matériaux constitutifs)

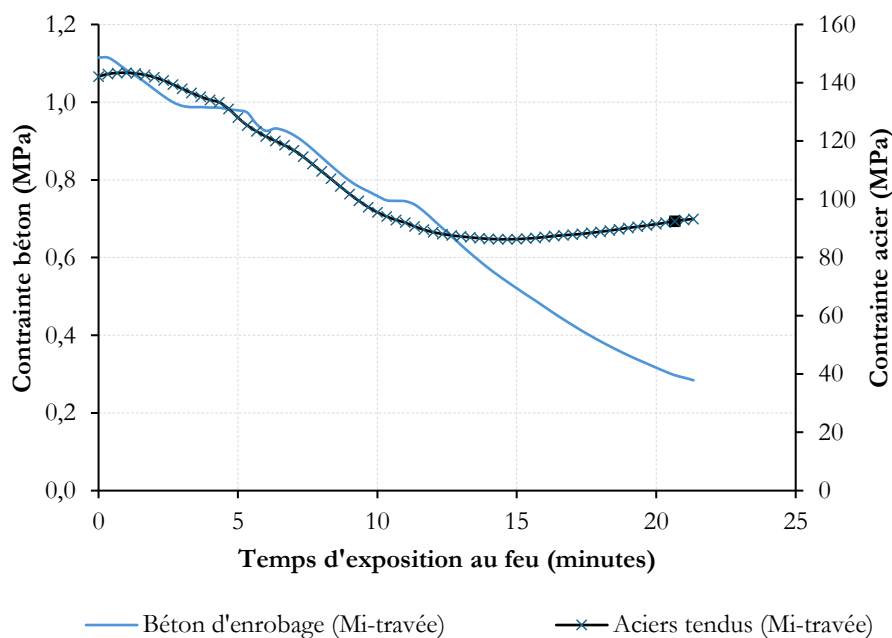


Figure IV.27 : Courbes de l'évolution de la contrainte axiale (direction de l'axe des aciers tendus) en fonction du temps d'exposition au feu pour l'acier et le béton d'enrobage à mi-travée (l'endroit de l'ouverture de la première fissure) pour une poutre + 1 TRC

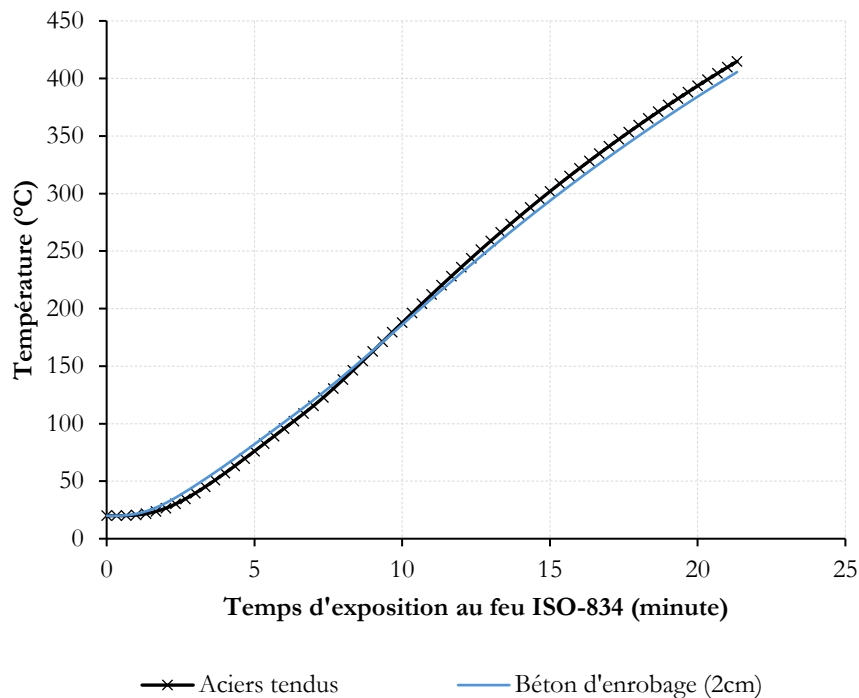


Figure IV.28 : Évolutions de la température des aciers tendus et de l'enrobage du béton en fonction du temps d'exposition au feu pour une poutre avec 1 couche de TRC

- **Remarque**

En comparant la courbe de contrainte axiale dans l'enrobage du béton avec et sans TRC, une différence est notée au niveau de la contrainte à la fin du chargement mécanique et avant le chargement thermique (minute 0 de la figure IV.28). L'enrobage de la configuration avec TRC maintient une contrainte inférieure à celle de l'enrobage de la configuration sans TRC. Ceci peut d'apparenter à la contribution du TRC en terme de l'augmentation de la rigidité de la partie tendue. Cependant, lors du chargement thermique, en quelques minutes (10 minutes dans ce cas), l'état de contrainte de l'enrobage de la configuration avec TRC rejoint celui de la configuration sans TRC.



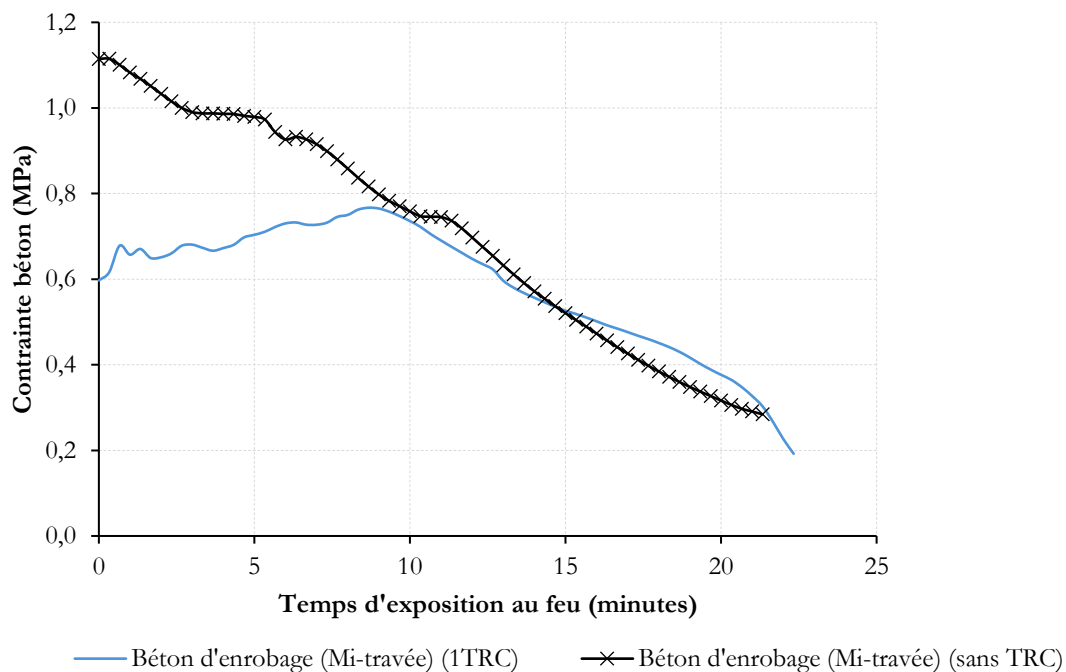


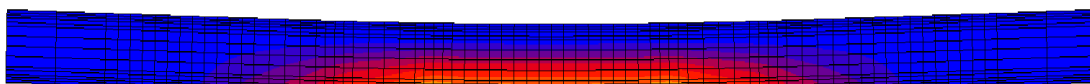
Figure IV.29 : Évolution de la contrainte axiale dans le béton d'enrobage (configuration avec 1 TRC versus configuration sans TRC)

Dans un contexte de protection et de renforcement contre les incendies, il reste nécessaire de prendre en compte l'ouverture des fissures dues aux chargements thermomécaniques. A l'ouverture de ces fissurations, les corps du béton et les aciers tendus se retrouvent directement exposés au feu.

### 2.3 Phénoménologie thermo-mécanique

Dans les paragraphes précédents, un éclaircissement a été apporté aux mécanismes et rôles thermomécaniques des éléments constitutifs du béton armé. Ceci dit, il reste profitable, dans le même registre, d'apporter de nouveaux éléments par rapport au comportement multi-fissurant des poutres avec TRC.

(a)



(b)

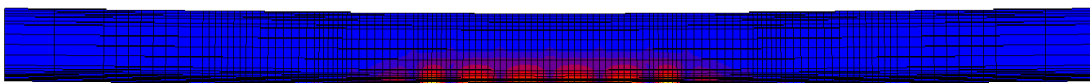


Figure IV.30 : Résultats numériques montrant l'ouverture des fissures (gradient en rouge) dans l'enrobage (a) poutre sans TRC ; (b) poutre avec 1 couche de TRC (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat)

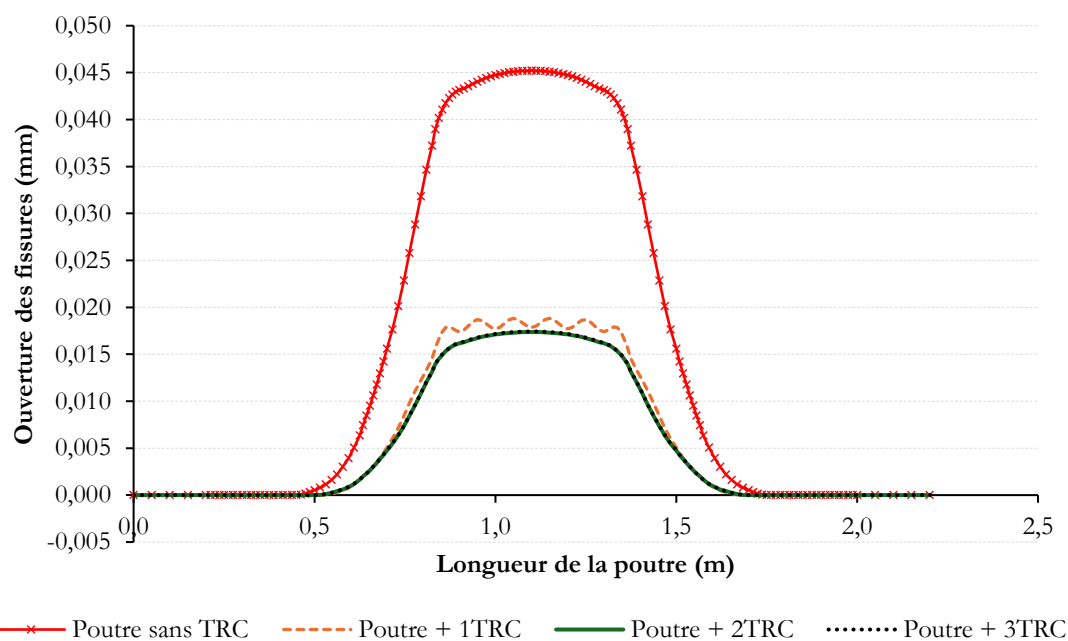


Figure IV.31 : Évolution de l'ouverture de fissuration de l'enrobage le long de la poutre en béton armé à la fin du chargement mécanique (avant chargement thermique)

La figure IV-30 montre l'évolution de l'ouverture des fissures de l'enrobage des poutres en béton armé pour les 4 configurations testées (sans TRC, + 1 TRC, +2 TRC, et +3 TRC) à la fin du chargement mécanique (avant l'application du chargement thermique ISO-834), les remarques suivantes sont établies :

- La zone proche des appuis connaît une fissuration très faible (voire nulle), ceci reste tout à fait normal car les contraintes de traction de la fibre tendue ne sont pas très importantes à proximité des appuis (tendent linéairement vers zéro en s'approchant des appuis).
- La zone centrale de la poutre est la zone qui connaît le plus d'ouverture de fissures car les contraintes de tension sur la fibre tendue sont très importantes à mi-travée de la poutre.
- L'ajout d'un TRC réduit considérablement l'ouverture des fissures causées par le chargement mécanique. L'étendue de la zone fissurée est aussi réduite.
- Bien que l'effet de l'ajout de 2 couches supplémentaires de TRC ou plus réduise l'ouverture des fissurations, cette réduction reste très faible.

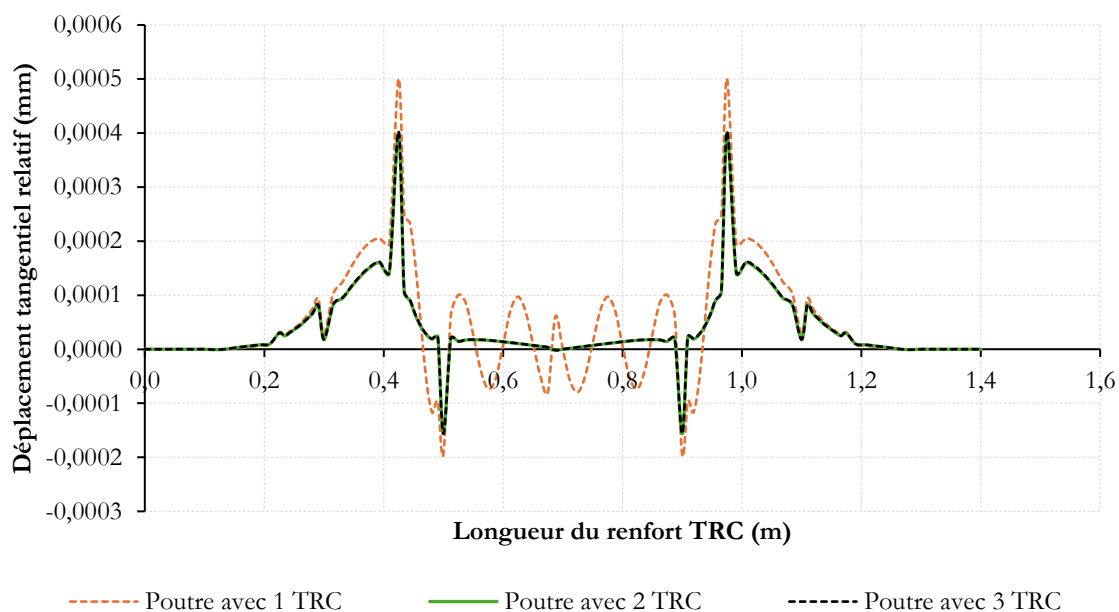


Figure IV.32 : Résultats numériques du déplacement tangentiel relatif dans la zone de l'enrobage sous le TRC pour 3 configurations à 0 minute du chargement thermique

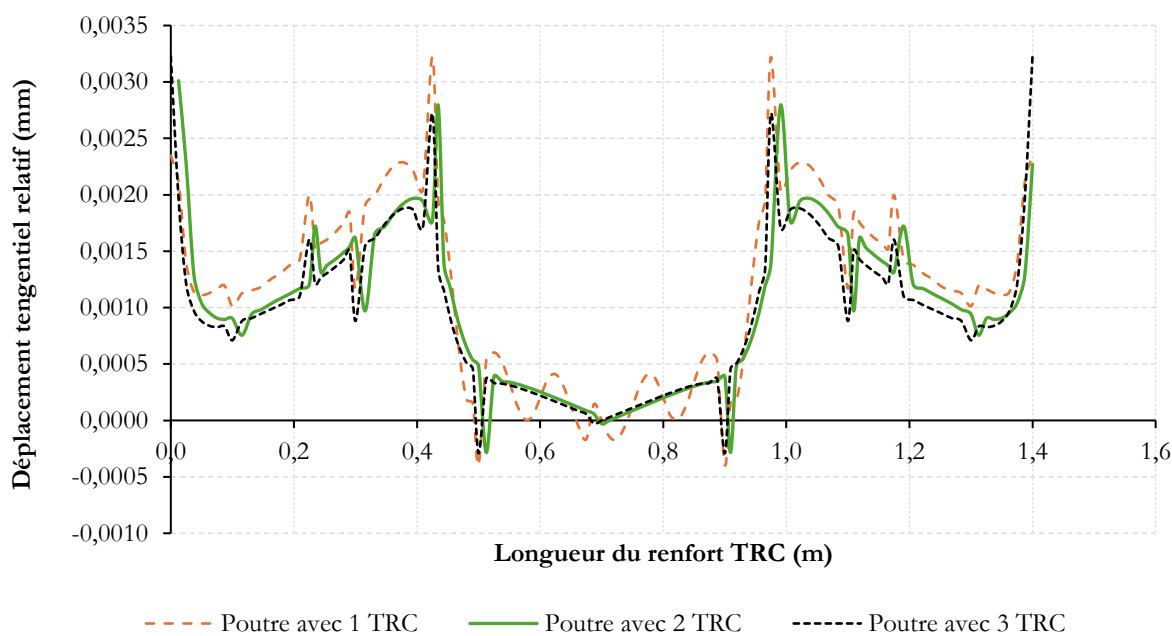


Figure IV.33 : Résultats numériques du déplacement tangentiel relatif dans la zone de l'enrobage sous le TRC pour 3 configurations à 10 minutes du chargement thermique

Comme il a été présenté dans la partie bibliographique, le mode de rupture prédominant des éléments poutres en béton armé renforcés par TRC est l'arrachement du renforcement TRC. Cela dit, et toujours dans le cadre de la phénoménologie de la multi-fissuration sous chargement thermo-mécanique, un soin particulier a été apporté au mode de rupture.

D'un point de vue expérimental, l'arrachement d'une couche de TRC est la séparation de cette dernière du corps du béton. D'un point de vue numérique, cet arrachement est le développement d'une fissuration ou d'un déplacement différentiel (non réversible) entre les deux matériaux. A cette fin, le déplacement différentiel tangentiel entre le TRC et le béton a été recueilli des modèles numériques à différents temps du chargement thermique.

Les constats suivants peuvent être extraits des figures IV.31 et IV.32:

- Le taux de renforcement (nombre de couches de TRC) n'influence que très légèrement sévérité de l'arrachement du TRC pour des temps de chargement thermo-mécaniques égaux, en effet, dans la figure IV-32, une légère différence entre le niveau de fissuration au niveau de l'enrobage est remarquée, ceci peut s'apparenter à la différence de la température dans l'enrobage, qui à son tour, est causée par la différence de l'épaisseur des TRC appliqués aux configurations (1, 2 et 3 couches de TRC).
- Dans les courbes des figures IV-31 et IV-32, deux zones peuvent être distinguées, la zone centrale où l'arrachement du TRC est très faible, ceci est dû, d'un côté, à la symétrie de la configuration et d'un autre côté aux fissurations de la partie tendue du béton qui provoquent un relâchement de la tension. Cependant, les deux zones latérales gauche et droite du renforcement connaissent une grande déformation tangentielle (arrachement), cette dernière est plus importante au voisinage des deux côtés de la zone tendue et fissurée de la poutre.

• **Remarque**

A la lumière des éléments soulevés, il est possible de conclure que la dégradation des poutres en béton armé renforcées par TRC, en cas d'incendie, est provoquée par deux phénomènes, la dégradation mécanique de l'enrobage et la dégradation de l'élasticité du TRC. Dans ce sens, des recueils sur les mêmes modèles numériques ont démontré que les TRC n'atteignent jamais leur état mécanique non-linéaire (Zones 2, 3 et 4) et restent dans le domaine élastique pendant tout le chargement thermo-mécanique.

**2.3.1.1 Bilan normatif**

L'objectif du bilan normatif est de confronter les résultats du modèle numérique avec et sans le renforcement TRC aux prescriptions ELS et ELU de l'Eurocode 2. L'ELS est limité par une déflexion maximale égale à  $L/250$ . Dans le cas de cette étude, la déflexion limite est  $2200/250 = 8.8$  mm. L'ELU est limité par le point où les aciers atteignent  $500$  °C.

Tableau IV.3 : Bilan normatif des temps d'exposition au feu nécessaire pour atteindre les ELS et ELU

	Temps d'exposition au feu ISO-834 (minutes)	
	ELS	ELU
<b>Poutre sans TRC</b>	3	25
<b>Poutre avec 1 TRC</b>	8	25
<b>Poutre avec 2 TRC</b>	8	25
<b>Poutre avec 3 TRC</b>	8	25

D'un point de vue ELS, le TRC apporte une demi-dizaine de minutes aux poutres renforcées. Au-delà d'une seule couche de renforcement, l'apport d'un point de vue de l'ELS est très faible. Cependant, d'un point de vue ELU qui est dépendant de la température des aciers tendus de la poutre en béton armé, l'apport des TRC reste faible car, de par leur finesse, les TRC n'influencent pas l'évolution de la température des aciers.

## 2.4 Renforcement par ancrage

Comme il est venu dans la section précédente, le mécanisme de dégradation des éléments de structure renforcés par TRC au feu est l'arrachement du composite. Aussi, il a été conclu que cette dégradation est plus importante dans les zones latérales gauche et droite des poutres renforcées par TRC.

A la lumière de ces éléments, l'ancrage du TRC dans les zones délaminiées s'avère être une solution potentiellement astucieuse pour remédier à la rupture des poutres renforcées par TRC.

Le procédé de mise en œuvre des renforcements TRC ne se limite pas toujours au collage direct du TRC sur la surface du béton. Il existe d'autres méthodes qui peuvent accompagner le collage traditionnel tels que l'ancrage. En effet, ce procédé consiste à ancrer le composite TRC par une tige vissée dans le corps du béton. L'avantage de cette méthode est qu'elle assure l'immobilité du composite par des éléments de fixation enfoncés dans les zones peu affectées par l'augmentation de la température lors d'un incendie Figure IV-33.

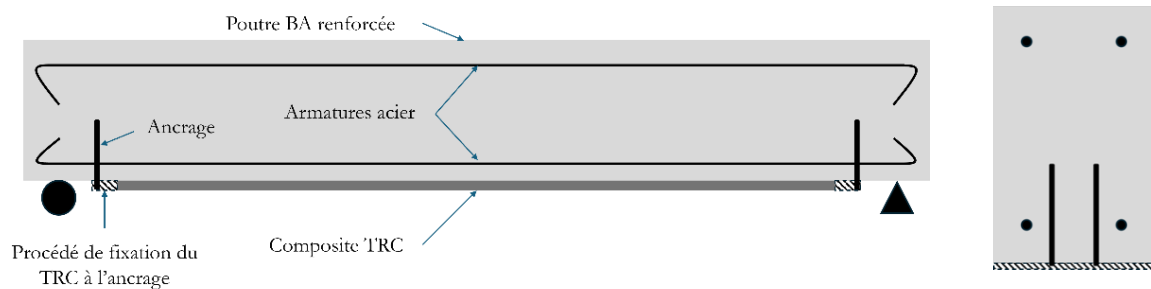


Figure IV.34 : Schéma de principe d'une poutre renforcée par un TRC avec ancrage (Gauche) coupe longitudinale (Droite) coupe transversale

La suite de cette section présentera une étude de renforcement d'un élément de structure au feu, par collage et ancrage du composite TRC. Toujours dans l'optique de garder un élément de référence pour documenter les effets et la plus-value de chaque procédé, la même configuration numérique utilisée pour l'étude de renforcement par 3 couches collées (section précédente) sera utilisée pour l'étude de cette section.

Dans cette étude, le composite TRC a été ancré par quatre tiges, deux ancrages pour chaque extrémité du renforcement, en plus d'un contact parfait entre le composite et le substrat de béton (collage classique).

En effet, Il est nécessaire de dire qu'en réalité l'ancrage se fait par des tiges en acier qui restent déformables et dont le comportement mécanique est sensible à la température. Hypothétiquement, dans les modèles numériques de cette étude, les points d'ancrage sont considérés étant infiniment rigides et insensibles aux changements des températures. Cette hypothèse a pour but de faire ressortir l'effet pur d'un ancrage mécanique sur le comportement structurel.

Par ailleurs, le mode fixation de l'ancrage sur le composite TRC reste sujet à certaines interrogations. En effet, il est ressorti des travaux (Tlaji, 2018) par rapport aux essais de traction sur les TRC à haute température que les composites ne rompaient jamais au niveau de l'ancrage lors des essais de caractérisation (ce dernier étant aussi exposé aux hautes températures). En se basant sur ces éléments, une nouvelle hypothèse a été considérée. A l'issue de celle-ci, l'ancrage est considéré infiniment rigide, c'est-à-dire, d'un point de vue numérique, les nœuds des extrémités du TRC ont été liés aux nœuds du béton avec un lien rigide et ce sur toute la profondeur où se seraient logées les tiges de l'ancrage.

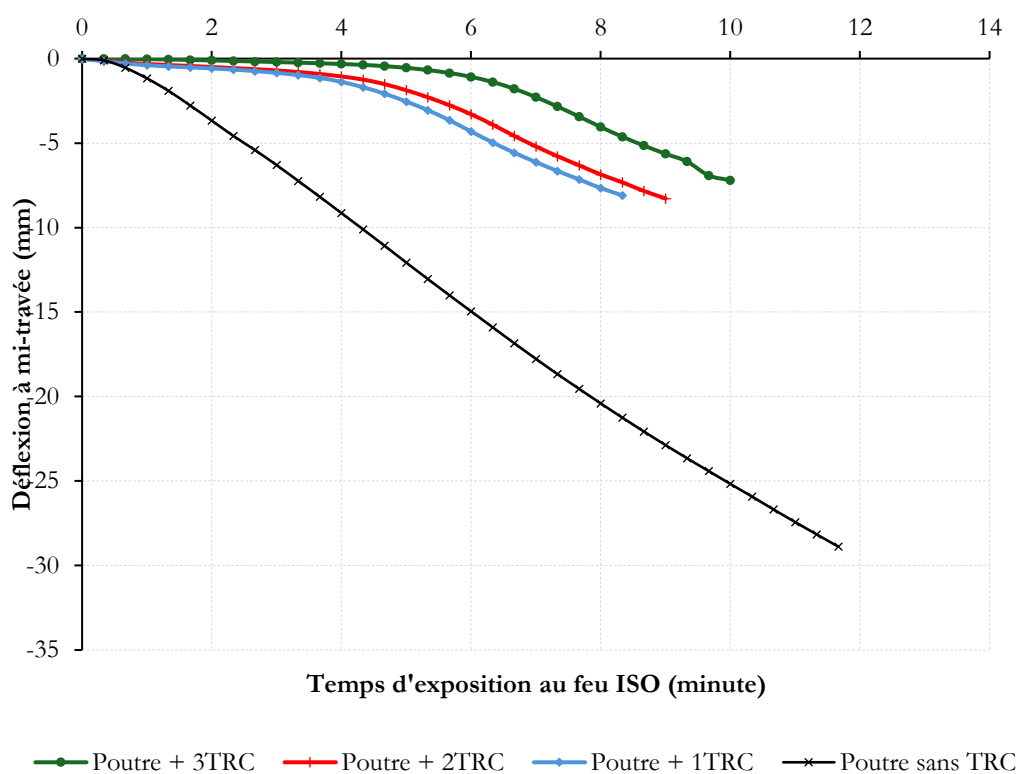


Figure IV.35 : Courbes de déflexion versus temps d'exposition au feu ISO-834 pour différentes configurations de poutre en béton armé renforcés par des couches de TRC ancrés.

En comparant la configuration sans TRC et la configuration avec une seule couche de TRC ancrée, il y a une différence sur les indicateurs du comportement mécanique. Une couche de renforcement ancrée contribue à diminuer le taux de déflexion par rapport au temps d'exposition au feu.

L'ajout de couches supplémentaires de TRC ancrées ne décale le temps de rupture que de quelques minutes. Cependant, la résistance au feu ne dure que quelques minutes suivies par la rupture de l'ancrage (rupture fragile). L'effet marqué du système d'ancrage revient, à sa propriété de transmettre toutes les contraintes du centre de l'élément de structure à ces extrémités, cependant, il faut dire que l'efficacité de l'encrage est étroitement liée à l'efficacité du TRC face au feu.

Une brève analyse de la contrainte axiale du TRC Figure IV-35 a démontré que cette dernière ne cesse d'augmenter pendant le chargement mécanique et le chargement thermique. Alors que, à 5 minutes, la pente de la courbe de déflexion semble devenir plus importante et similaire entre les différentes configurations. Aussi, il est remarqué que la contrainte dans le TRC évolue de façon non-linéaire avec le temps d'exposition au feu et ceci est sûrement provoqué par la dégradation d'un autre matériau constitutif de la poutre chose qui implique que le chargement mécanique soit transféré au TRC.

A la lumière de ces éléments, l'augmentation de la pente de courbe de déflexion est provoquée par la dégradation des caractéristiques mécaniques du béton qui se trouve sous les couches du TRC.

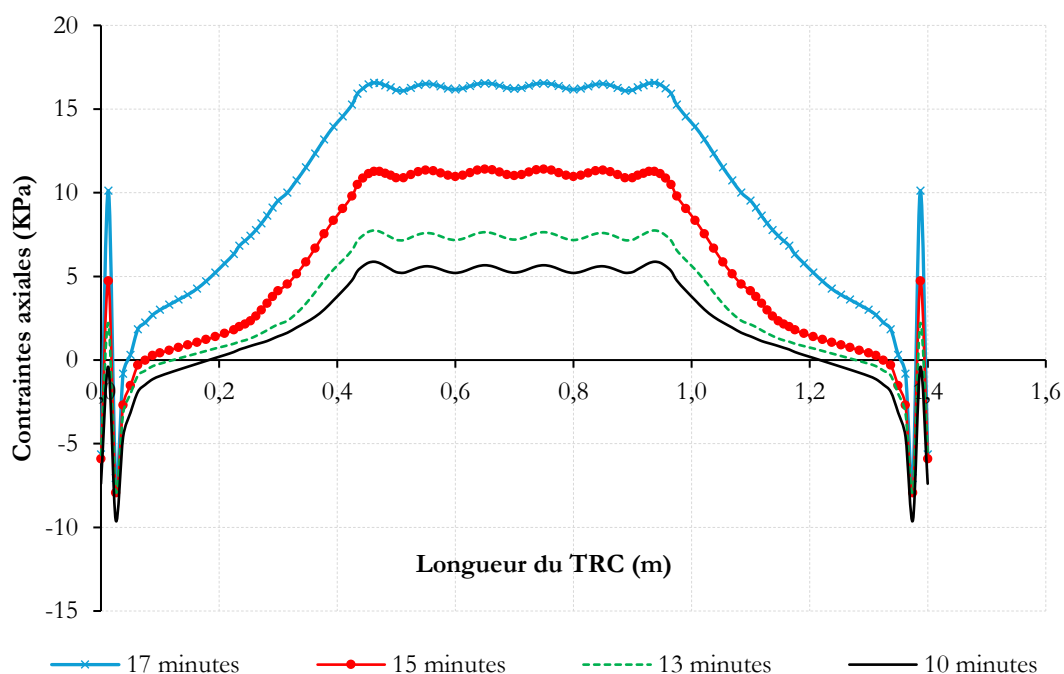


Figure IV.36 : Résultats numériques de la contrainte axiale dans le TRC pour différents temps d'exposition au feu

#### 2.4.1.1 Bilan normatif

Comme il a été expliqué dans le bilan normatif des poutres renforcées par TRC sans encrage, le bilan normatif consiste à confronter les résultats du modèle numérique aux prescriptions de l'Eurocode 2 pour établir avec précision les états limites mécaniques des poutres en béton armé renforcées par des TRC.

L'ELS est limité par une déflexion maximale égale à  $L/250$ . Dans le cas de cette étude, la déflexion limite est de  $2200/250 = 8.8$  mm. L'ELU est limité par le point où les aciers atteignent  $500$  °C.

Tableau IV.4 : Bilan normatif des temps d'exposition au feu nécessaire pour atteindre les ELS et ELU

	Temps d'exposition au feu ISO-834 (minute)	
	ELS	ELU
<b>Poutre sans TRC</b>	3	25
<b>Poutre avec 1 TRC</b>	8 (environ)	25
<b>Poutre avec 2 TRC</b>	9 (environ)	25
<b>Poutre avec 3 TRC</b>	10 (environ)	25

D'un point de vue ELS, le TRC ancré apporte 5 à 7 minutes aux poutres renforcées. Au-delà d'une seule couche de renforcement, l'apport d'un point de vue de l'ELS est faible. Cependant, d'un point de vue ELU, qui est dépendant de la température des aciers tendus de la poutre en béton armé, l'apport des TRC reste anodin car la finesse du TRC n'influence pas l'évolution de la température des aciers.

Les configurations à TRC ancrés résistent 3 à 4 minutes de plus que les configurations avec des TRC collés. Bien que le temps de résistance soit un peu plus élevé pour un TRC ancré, il reste faible d'un point de vue global.

### 3 Ecran thermique

Les paragraphes précédents ont démontré que :

- Une poutre en béton armé sans TRC est rapidement endommagée avec l'évolution de la température (configuration d'un incendie)
- L'ajout d'un TRC collé, ou collé et ancré, à la surface inférieure d'une poutre en béton armé apporte quelques minutes (5 à 10 minutes) d'un point de vue de résistance au feu.
- L'évolution de la température est l'élément moteur de la dégradation des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs.
- Bien que le TRC soit résistant face à la température, dans un système de poutre béton armé + TRC, l'apport du TRC est très limité car l'évolution de la température provoque la dégradation potentielle des zones qui lient les matériaux et les caractéristiques des matériaux constitutifs.

A la lumière de ces conclusions, il est clair que le premier élément responsable de dégradation rapide des éléments de structure poutres en béton armé renforcées par TRC est la sensibilité du béton des aciers et des chemins de transfert de contraintes à l'évolution rapide de la température.



Dès lors, parmi les solutions envisageables dans le cadre de ce type de problématiques, il existe la protection thermique. Cette solution consiste à protéger l'intégralité des matériaux de la structure avec un matériau dont la conductivité thermique et la chaleur spécifique sont très faibles. Ceci dans le but d'atténuer les grandes températures et amortir les gradients thermiques dans le corps de l'élément incendié, qui sont à l'origine de la dégradation rapide des éléments de structures.

### 3.1 Modèle numérique

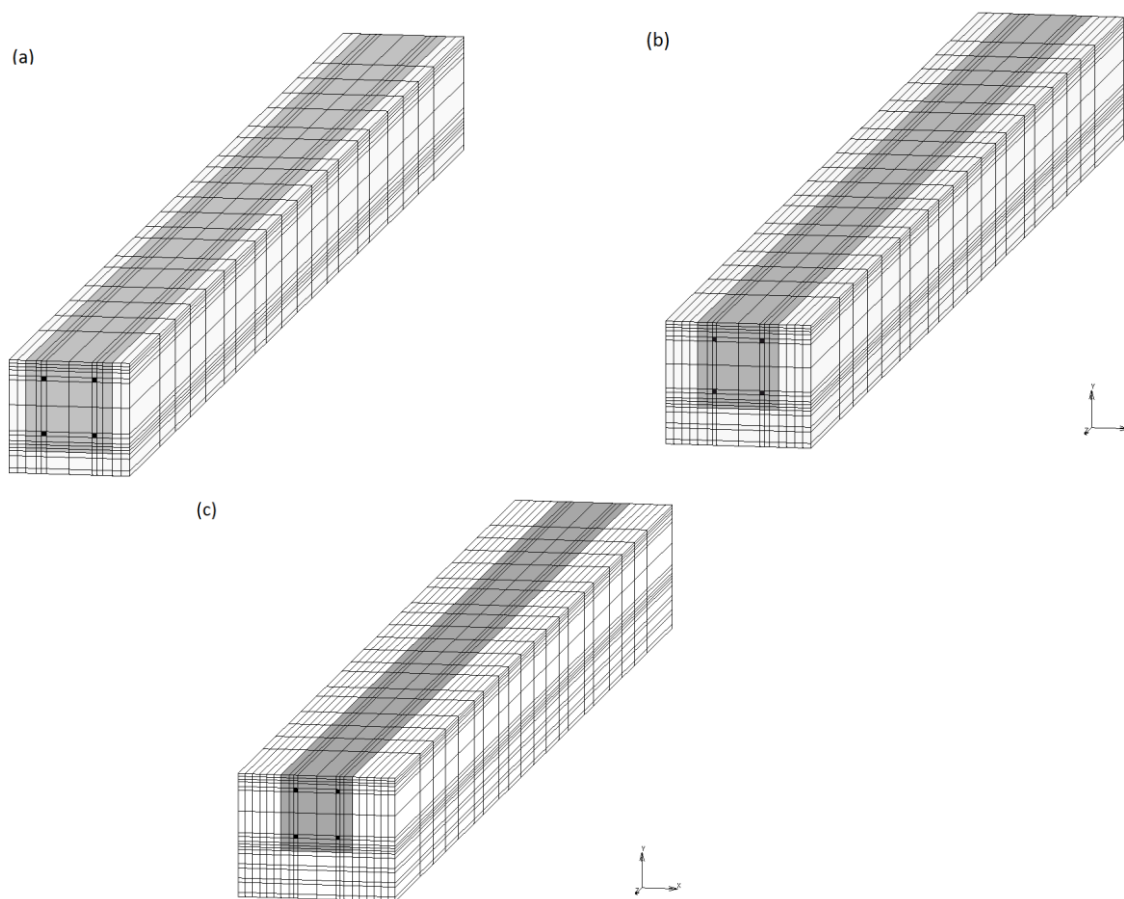


Figure IV.37 : Modèles numériques des configurations poutre en béton armé renforcées par une couche de TRC et protégée par un écran thermique (a) 20 mm d'écran thermique (b) 40 mm d'écran thermique (c) 60 mm d'écran thermique (figures extraites du module graphique du logiciel MARC Mentat)

La figure IV-36 met en avant les modèles numériques traités dans cette section. Les configurations modélisées sont constituées d'une poutre en béton armé renforcées par TRC et protégées par des écrans thermiques PROMATECT. Pour assurer la continuité de l'analyse, la même configuration de poutre en béton armé étudiée dans les sections antérieures a été utilisée pour cette étude.

Une poutre en béton armé renforcée par une couche de TRC de 6 mm d'épaisseur a été modélisée. Les 3 modèles qui figurent dans la figure IV-36 sont des modèles dont l'épaisseur de la protection thermique varie de 20, 40 à 60 mm d'épaisseur.

Il est nécessaire de rappeler que la configuration protégée thermiquement par les écrans thermiques est une poutre en béton armé renforcée par une couche de TRC. Les plaques PROMATECT sont utilisées en tant qu'écran thermique. Les caractéristiques thermiques des plaques ont été extraites de la fiche technique du fabricant (figures IV-37 et IV-38).

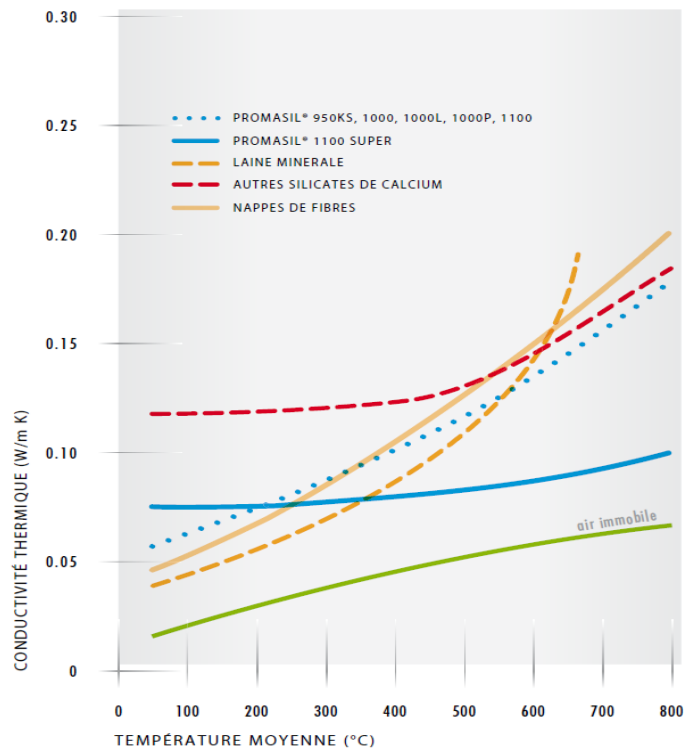


Figure IV.38 : Conductivité thermique de l'écran thermique (Silicate de calcium pour protection thermique, 2014)

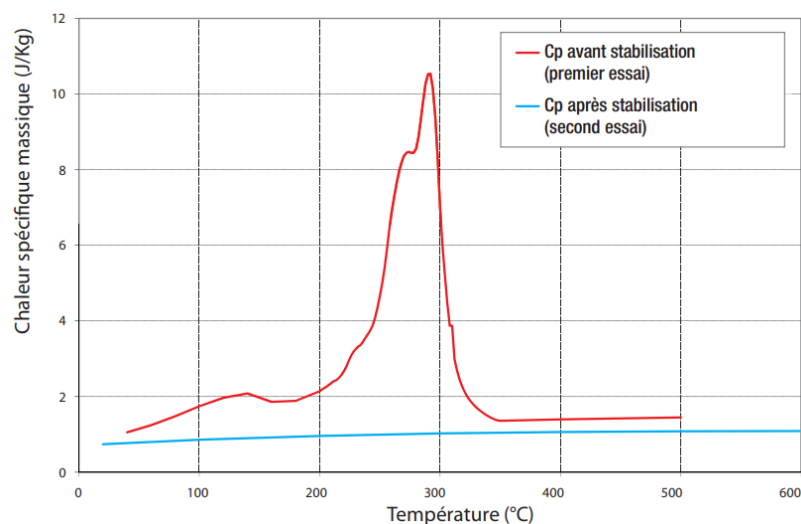


Figure IV.39 : Chaleur spécifique de l'écran thermique (PROMAT France, 2011)

La conductivité thermique de l'écran thermique a été prise égale à la conductivité thermique du silicate de calcium de la référence technique de l'entreprise PROMATECT Figure IV-37. La chaleur spécifique a été prise égale à la chaleur spécifique « avant stabilisation » de la référence technique Figure IV-38.

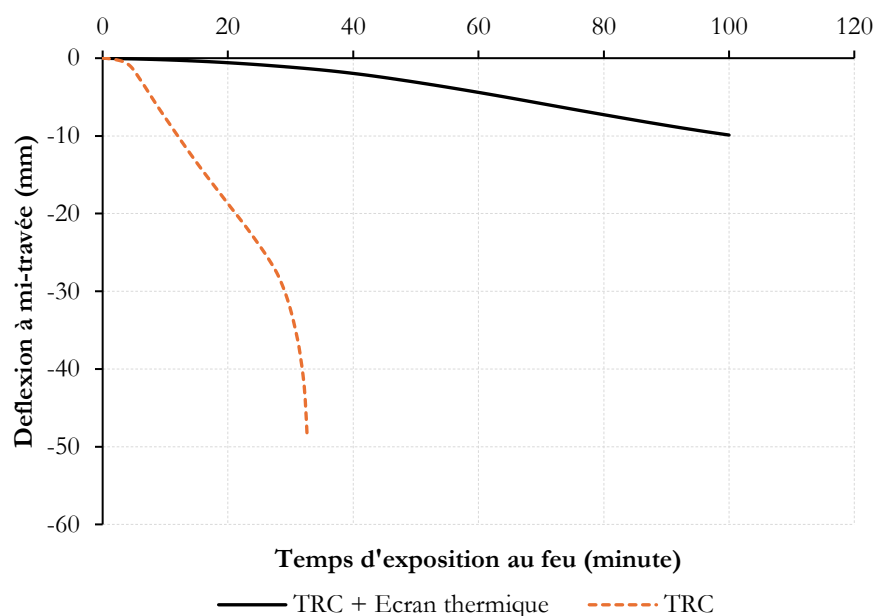


Figure IV.40 : Confrontation de la déflexion d'une configuration avec 1 TRC et une seconde avec 1 TRC et 1 écran thermique

La figure IV-39 met en avant l'effet notable d'une protection thermique de 20 mm sur l'évolution de la déflexion de la poutre étudiée avec l'évolution du temps d'exposition au feu. Cette grande différence du comportement thermo-mécanique reste prévisible car l'écran thermique retarde l'évolution de la température dans la poutre en béton armé.

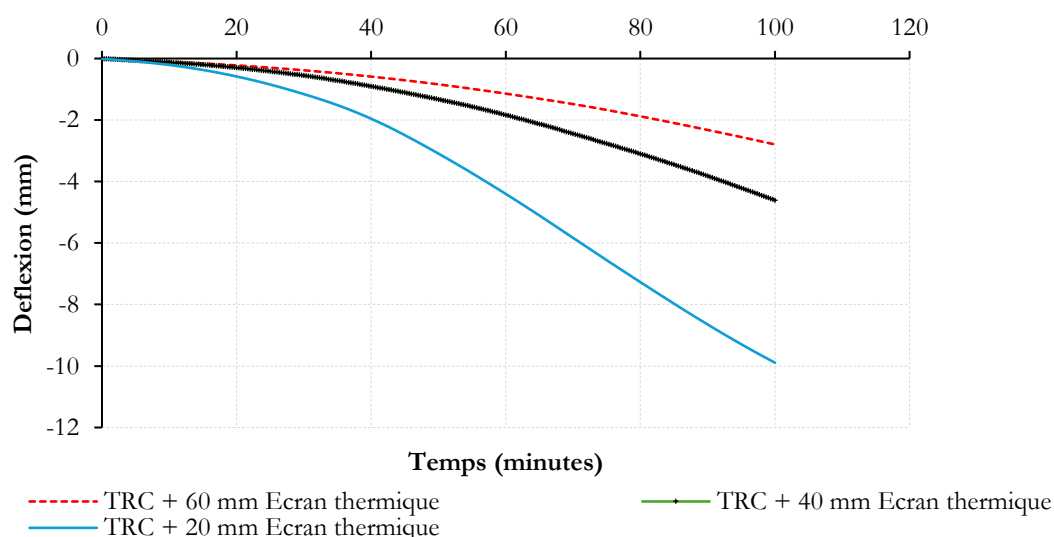


Figure IV.41 : Confrontation de la déflexion des configurations renforcées par TRC et protégées thermiquement

La première remarque qui ressort de la figure IV-40 est que les courbes de déflexion ne vont pas jusqu'à la rupture c'est-à-dire que le temps d'analyse numérique implémenté dans le logiciel par les auteurs de ce travail n'est pas suffisant pour atteindre la rupture de l'élément de structure. Néanmoins, l'ajout de couches supplémentaires d'écran thermique permet un comportement de moins en moins sensible aux températures de l'incendie.

Il peut être également remarqué que les phases phénoménologiques du comportement thermo-mécanique d'une poutre en béton armé renforcée par 1 couche de TRC restent les mêmes (dans la période explorée numériquement : 100 minutes) mais avec un large décalage provoqué par l'évolution faible de la température dans le corps des configurations simulées, dans la figure IV-40 les deux premières phases (expliquées dans la section 2.2 du chapitre 4-B) du comportement thermo-mécanique sont apparentes.

### 3.1.1.1 Bilan normatif

Comme il a été expliqué dans le bilan normatif des poutres renforcées par TRC sans et avec procédé d'encrage, le bilan normatif consiste à confronter les résultats du modèle numérique aux prescriptions de l'Eurocode 2 pour établir les états limites mécaniques des poutres en béton armé renforcées par des TRC.

L'ELS est limité par une déflexion maximale égale à  $L/250$ . Dans le cas de cette étude, la déflexion limite est  $2200/250 = 8.8$  mm. L'ELU est limité par le point où les aciers atteignent 500 °C.

Tableau IV.5 : Bilan normatif des temps d'exposition au feu nécessaire pour atteindre les ELS et ELU

	Temps d'exposition au feu ISO-834 (minute)	
	ELS	ELU
<b>Poutre sans TRC</b>	3	25
<b>Poutre avec 1 TRC</b>	73	>100
<b>Poutre avec 2 TRC</b>	>100	>100
<b>Poutre avec 3 TRC</b>	>100	>100

A l'état limite de service (ELS), la protection thermique apporte environ 73 minutes ou plus aux poutres en béton armé. Plus la couche de protection thermique est épaisse plus le temps de résistance est important.

Par ailleurs, à l'état limite ultime (ELU), qui est dépendant de la température des aciers tendus de la poutre en béton armé, l'apport de la protection thermique est très important et va de 25 minutes à plus de 100 minutes. Il s'avère nécessaire d'ajouter que le composite TRC apporte une contribution conséquente à la stabilité mécanique des poutres renforcées avec la présence de la protection thermique. Cette contribution provient de l'apport du composite et sa capacité à redistribuer les efforts quand il opère à des températures assez basses.

## Conclusions du chapitre 4

Quantitativement, l'ajout d'une couche de TRC décale la rupture d'environ 3 minutes (selon la courbe de feu standard ISO-834), ce décalage est partiellement dû au fait que le TRC couvre la surface exposée au feu et retarde l'avancement des champs de température de quelques secondes, néanmoins, l'ajout du TRC contribue mécaniquement à retarder la rupture. Lorsque l'ensemble de la structure en béton armé, renforcée par TRC, est protégé par isolant thermique, la structure peut résister plus longtemps vis-à-vis de l'incendie (selon le standard ISO-834).

- L'ouverture des fissurations des poutres renforcées par des TRC est nettement inférieure que celle des poutres sans composite TRC.
- La rupture des éléments renforcés par TRC est provoquée par la fissuration de la couche de l'enrobage induisant ainsi une rupture fragile.
- Les éléments renforcés par TRC ancrés fléchissent un peu moins pour un même temps d'exposition au feu.
- L'ajout de couche PROMATECT induit un comportement thermo-mécanique nettement moins sensible à l'évolution rapide de la température selon le standard ISO-834.
- D'un point de vue normatif, les éléments renforcés par TRC collés ou TRC ancrés ont, a priori, les mêmes limites normatives, cependant, les éléments renforcés par TRC puis protégés thermiquement ont des limites normatives (à l'ELS et à l'ELU) environ 10 fois plus importantes que les éléments avec TRC mais sans protection thermique.

Il reste, aussi, nécessaire de souligner que l'efficacité et la robustesse du modèle thermo-mécanique développé dans ce travail restent liées à la configuration modélisée. En effet, ce modèle, peut, théoriquement, représenter le comportement thermo-mécanique de tout type et configuration d'élément en béton armé. Cependant, à l'ajout d'un renforcement TRC, ce modèle reste assez limité aux sollicitations axiales et non cycliques au niveau du TRC ajouté. Cette limitation est due, d'une part à l'anisotropie du TRC qui n'est pas prise en compte dans ce modèle, et d'autre part au manque de visibilité quant au comportement mécanique du TRC à la compression et/ou au cisaillement et ce avec ou sans chargement mécanique préalable en traction.



## **Conclusions générales et perspectives**

Les travaux de recherche effectués et leurs résultats permettent de conclure les points suivants :

- Les caractéristiques mécaniques et thermiques du béton sont sensibles à la variation de la température.
- En plus de l'ajout de matière dans la partie basse des poutres, le modèle de Young relativement bas du TRC, par rapport à celui du béton, permet un transfert des contraintes mécaniques adapté des parties les plus sollicitées vers les parties les moins sollicitées.
- Le mode de rupture le plus courant des poutres renforcées par TRC (à froid et à hautes températures) est le « peeling off » rupture par arrachement du TRC avec 1 à 2 cm du béton de l'enrobage.
- Les caractéristiques mécaniques du TRC sont sensibles à l'évolution de la température.
- Aux hautes températures, les lois de contact Béton/Acier et Béton/TRC restent toujours anodines lors de la modélisation du béton armé sous chargement thermo-mécanique. L'hypothèse des lois de contact parfaites a été retenue après une documentation bibliographique approfondie.
- La modélisation thermique homogénéisée « macro-échelle » est fiable pour représenter les champs de température dans une section en béton sous chargement thermique ISO-834.
- Il existe une diversité de choix par rapport à la modélisation du comportement post-élastique du béton à température ambiante et aux hautes températures. Pour les travaux de recherche dont la finalité et l'ampleur sont similaires à celles d'un travail de thèse, la littérature préconise majoritairement les critères de plasticité de par leur adaptabilité à la diversité des configurations visées et leur stabilité numérique.
- Parmi les critères de plasticité proposés par le logiciel commercial MARC Mentat (MSC Software), le critère Buyukozturk a été choisi pour modéliser le comportement post-élastique du béton. Quant à l'acier, le critère de Von-Mises a été retenu.
- Les modèles mécaniques et thermo-mécaniques se sont démontrés représentatifs aux essais expérimentaux réels auxquels ils ont été confrontés.
- Quantitativement, l'ajout d'une couche de TRC décale la rupture d'environ 3 minutes (selon la courbe de feu ISO-834).
- Lors de l'exposition aux chargements thermo-mécaniques pour une poutre BA renforcée par un TRC, ce dernier n'atteint jamais sa limite élastique.
- L'ajout du TRC contribue mécaniquement à retarder la rupture. Dès lors, il est possible, sous l'hypothèse que les chemins de redistribution des chargements mécaniques ne soient pas compromis par la température, de conclure que le TRC est une solution efficace.



- L'ouverture des fissurations des poutres renforcées par des TRC est nettement inférieure que celle des poutres sans composite TRC.
- La rupture des éléments renforcés par TRC est provoquée par la fissuration de la couche de l'enrobage induisant ainsi une rupture fragile.
- Les éléments renforcés par TRC ancrés fléchissent moins pour un même temps d'exposition au feu (selon la courbe de feu ISO-834).
- L'ajout des couches d'écran thermique PROMATECT induit un comportement thermo-mécanique nettement moins sensible à l'évolution rapide de la température selon le standard ISO-834.
- D'un point de vue normatif, les éléments renforcés par TRC collés ou TRC ancrés ont, a priori, les mêmes limites normatives, cependant, les éléments renforcés par TRC puis protégés thermiquement ont des limites normatives (à l'ELS et à l'ELU) environ 10 fois plus importantes que les éléments avec TRC mais sans protection thermique.

Le présent travail de recherche a contribué à cerner l'utilité et l'efficacité du renforcement TRC en flexion pour des éléments de structure verticaux poutres en béton armé sous des chargements thermo-mécaniques.

Il s'est avéré que le renforcement par TRC apporte 3 minutes de plus (par rapport à la rupture) aux poutres incendiées. Cependant, il est nécessaire de noter que le potentiel du TRC n'est ni maximisé ni optimisé dans l'état de l'art actuel. En effet, il en est ressorti des modèles numériques utilisés dans cette thèse que les contraintes dans le TRC restent relativement faibles pendant le chargement thermique, ceci pour dire que la rupture a lieu avant que le TRC ne soit utilisé à son optimum mécanique.

Il conviendra d'étudier une technique de mise en œuvre pour fixer le TRC sur les poutres en béton armé qui soit adaptée avec la sollicitation sévère (feu). Bien qu'il puisse sembler que l'utilisation du TRC reste anodine face au feu si la structure est protégée thermiquement, la méthode de renforcement des structures en béton armé avec TRC a un potentiel adéquat si l'ensemble est protégé thermiquement.



## **V Références bibliographiques**



- Abaqus Analysis User's Manual, 2013.** Manuel d'utilisation du logiciel Abaqus
- AFGC, 2010.** Recommandations de l'Association Française de Génie Civil AFGC Réparation des ouvrages en béton par matériaux composites AFGC 2010 Cachan.
- Albert, B., Denoël, J.-F., 2013.** Histoires de béton armé: patrimoine, durabilité et innovations. FEBELCEM, Bruxelles.
- Albrifkani, S., C. Wang, Y., 2016.** Explicit modelling of large deflection behaviour of restrained reinforced concrete beams in fire. *Eng. Struct.* 121, 97–119.
- Al-Rousan, R., Issa, M., Shabila, H., 2012.** Performance of reinforced concrete slabs strengthened with different types and configurations of CFRP. *Compos. Part B* 43, 510–521.
- ANSYS Reference, 2013.** ANSYS Mechanical APDL Material Reference.
- Aqeel, A., Venkatesh, K., 2011.** The experimental behavior of FRP-strengthened RC beams subjected to design fire exposure. *Eng. Struct.* 33, 2201–2211.
- B. Carlos, T., C. Rodrigues, J.P., De lima, R.C.A., Dhima, D., 2017.** Experimental investigation on the flexural behavior of RC beams strengthened with CFRP laminate strips subjected to fire. *2nd Int. Fire Saf. Symp.*
- B., Y., V.K.R., K., 2013.** Factors governing the fire response of concrete beams reinforced with FRP rebars. *Compos. Struct.* 100, 257–269.
- Bary, B., Ranc, G., Durand, S., Carpentier, O., 2008.** A coupled thermo-hydro-mechanical-damage model for concrete subjected to moderate temperatures. *Int. J. Heat Mass Transf.* 51, 2847–2862.
- Bary, B., V.G. de Moraes, M., Poyet, S., Durand, S., 2012.** Simulation of the thermo-hydro-mechanical behavior of an annular reinforced concrete structure heated up to 200 °C. *Eng. Struct.* 36, 302–315.
- Bazant, Z.P., Kaplan, M.F., 1996.** Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models. Addison-Wesley.
- Belkacem, T., 2010.** Etude de l'influence des hautes températures sur le comportement du béton. Université Mentouri Constantine, Algérie.
- Bilotta, A., Ceroni, F., Nigro, E., Pecce, M., 2015.** Efficiency of CFRP NSM strips and EBR plates for flexural strengthening of RC beams and loading patterns influence. *Compos. Struct.* 124, 163–175.
- Brameshuber, W., 2001.** Calcium aluminate cement as binder for textile reinforced concrete International conference Textile Reinforced Concrete.

- Brameshuber, W., 2006.** RILEM TC 201: Textile Reinforced Concrete (No. N° 3).
- Buyukozturk, O., 1975.** Nonlinear analysis of reinforced concrete structures. *Comput. Struct.* 7, 149–155.
- C. Tetta, Z., A. Bournas, D., 2016.** TRM vs FRP jacketing in shear strengthening of concrete members subjected to high temperatures. *Composites Part B* 106, 109–205.
- Castellote, M., Alonso, C., Andrade, C., Turrillas, X., Campo, J., 2004.** Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction. *Cem. Concr. Res.* 1633–1644.
- Cervenka, J., Papanikolaou, V.K., 2008.** Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete. *Int. J. Plast.* 24.
- Cheng, F.-P., Kodur, V.K.R., Wang, T.-C., 2004.** Stress-Strain Curves for High Strength Concrete at Elevated Temperatures. *J. Mater. Civ. Eng.* 16, 84–90.
- Chimie et Habitat, 2011.** Colloque chimie et habitat (actes) - maison de la chimie PARIS. Paris - France.
- Colombo, I., 2011.** Textile Reinforced Mortar at high temperature. *Appl. Mech. Mater.* 82, 202–207.
- Consolazio, G.R., Mcvay, M.C., Rish, J.W., 1998.** Measurement and Prediction of Pore Pressures in Saturated Cement Mortar Subjected to Radiant Heating. *Mater. J.*
- Contamine, R., 2011.** Contribution à l'étude du comportement mécanique de composites textile-mortier : application à la réparation et/ou renforcement de poutres en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant. Université Claude Bernard Lyon 1, Lyon-France.
- Da Silva, J.D.P., 2013.** Fire behavior of reinforced concrete beams flexurally strengthened with CFRP laminates.
- Diederichs, U., Schneider, U., 1981.** Bond strength at high temperatures. *Mag. Concr. Res.* 75–84.
- Douk, N., Renault, N., 2015.** Couplage thermo-hydro-mécanique d'un béton soumis à haute température (Synthèse bibliographique). Université de Cergy Pontoise, Paris.
- Drach, B., Drach, A., Tsukrov, I., 2014.** Finite element models of 3D woven composites based on numerically generated micro-geometry of reinforcement.
- E., O., S., O., J., O., J., L., 1988.** A constitutive model for cracking of concrete based on the incremental theory of plasticity. *Theory Plast.* 5, 309–319.
- Eurocode 2, 1992.** Norme NF EN 1992 : Calcul des structure en béton : Règles générales - Calcul du comportement au feu

- Firmo, J.P., Correia, J.R., 2015.** Fire behaviour of thermally insulated RC beams strengthened with NSM-CFRP strips: Experimental study. *Composites* 76, 112–121.
- Firmo, J.P., Correia, J.R., França, P., 2012.** Fire behaviour of reinforced concrete beams strengthened with CFRP laminates: Protection systems with insulation of the anchorage zones. *Composites* 43, 1545–1556.
- Gamage, J.C.P., Al-Mahaidi, R., Wong, M.B., 2006.** Bond characteristics of CFRP plated concrete members under elevated temperatures. *Compos. Struct.* 75, 199–205.
- Garner, S., Strong, J., Zavaliangos, A., 2015.** The extrapolation of the Drucker–Prager/Cap material parameters to low and high relative densities. *Powder Technol.* 283, 210–226.
- Gernay, T., Millard, A., Franssen, J.-M., 2013.** A multi-axial constitutive model for concrete in the fire situation: Theoretical formulation. *Solids Struct.* 50, 3659–3673.
- Goto, Y., 1971.** Cracks formed in concrete around deformed tension bars. *J. Am. Concr. Inst.* 244–251.
- Hawileh, R.A., Naser, M., Zaidan, W., Rasheed, H.A., 2009.** Modeling of insulated CFRP-strengthened reinforced concrete T-beam exposed to fire. *Eng. Struct.* 31, 3072–3079.
- Hegger, J., 2006.** RILEM TC 201: Textile Reinforced Concrete (RILEM No. N° 50).
- Hegger, J., Will, N., Bruckermann, O., Voss, S., 2006.** Load-bearing behaviour and simulation of textile reinforced concrete. *Mater. Struct.* 39, 765–776. <https://doi.org/10.1617/s11527-005-9039-y>
- Ibrahim, M.H., 1997.** Elaboration de matériaux composites modèles unifi-lamentaires à fibre longues SiC et matrice silici sol-gel et caractérisation micromécanique de l'interface. Université de Lyon.
- International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures, Bramshuber, W. (Eds.), 2006.** State-of-the-Art report of RILEM Technical Committee TC 201-TRC “Textile Reinforced Concrete,” RILEM report. RILEM Publ, Bagnaux.
- J., L., 1999.** Composite à fibres de carbone dans le génie civil Techniques de l'ingénieur AM 5 620.
- Khalifa, P., Menneteau, F.-D., Quenard, D., 2000.** Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. *Cem. Concr. Res.* 1915–1927.

**Khennane, A., Baker, G., 1992.** Plasticity models for the biaxial behaviour of concrete at elevated temperatures, Part I: Failure criterion. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 100, 207–223.

**Kshitij, C.S., Yoshikazu, A., Yuji, K., Yusuke, S., 2013.** Feasibility of Cu-Al-Mn superelastic alloy bars as reinforcement elements in concrete beams. *Smart Mater. Struct.*

**Kupfer, H., K. Hilsdorf, H., Rusch, H., 1969.** Behavior of concrete under biaxial stresses 66, 656–666.

**Les statistiques des services d'incendie et secours, 2017.**

**Liao, F., Huang, Z., 2015.** An extended finite element model for modelling localised fracture of reinforced concrete beams in fire. *Compos. Struct.* 152, 11–26.

**Liu, T.C.Y., Nilson, A.H., Slate, F.O., 1972.** Stress-Strain response and fracture of concrete in uniaxial and biaxial compression 291–295.

**Mang, T., Liu, Y., Brown, D., 2005.** Modulus of Elasticity, creep and shrinkage of Concrete (No. Final report : U.F. Project No. 49104504973-12). University of Florida.

**Mindeguia, J.-C., 2009.** Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons. Université de Pau et des Pays de l'Adour.

**Naaman, A.E., 2011.** Half a century of progress leading to ultra-high performance fiber reinforced concrete : PART I and 2- Overall review. Presented at the 2nd International RILEM Conference on Strain Hardening Cementitious Composites 12-14 December 2011, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 17–36.

**Nguyen, V.T., 2013.** Comportement des bétons ordinaire et à hautes performances soumis à haute température : application à des éprouvettes de grandes dimensions. Université Cergy Pontoise.

**Nhu Cuong, T., 2011.** Développement d'un modèle d'interface acier-béton à haute température: modélisation des structures en béton exposées au feu. Université Paris-EST - Ecole des ponts Paristech.

**Peled, A., 2011.** Strain hardening behavior of textile reinforced concrete (TRC). Presented at the 2nd International RILEM Conference on Strain Hardening Cementitious Composites 12-14 December 2011, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 45–52.

**Peng, H., Hao, H., Zhang, J., Liu, Y., Cai, C.S., 2015.** Experimental investigation of the bond behavior of the interface between near-surface-mounted CFRP strips and concrete. *Constr. Build. Mater.* 96, 11–19.

**Ph., V., J., I., I., V., 1996.** A three-dimensional micromechanical analysis of woven-fabric composites: I. Geometric analysis. *Compos. Sci. Technol.* 56, 1303–1325.



- Prakash, P.R., Strivastava, G., 2017.** Efficient three dimensional nonlinear thermo-mechanical analysis of structures subjected to fire. *Procedia Eng.* 210, 504–5011.
- Prométhée, 2017.** Des essais de résistance à l'ingénierie de stabilité au feu : comment évaluer la performance de vos ouvrages en situation d'incendie ?
- Rambo, D.A.S., Silva, F.D.A., Filho, R.D.T., Fonseca Martins Gomez, O., 2015.** Effect of elevated temperature on the mechanical behavior of basalt textile reinforced refractory concrete. *Mater. Des.* 65, 24–33.
- Ring, T., Zeiml, M., Lackner, R., 2014.** Underground concrete frame structures subjected to fire loading : Part I - Large-scale fire tests. *Eng. Struct.* 58, 175–187.
- Rodriguez, M.A.H., 2015.** Modélisation des phénomènes thermiques dans les procédés de fabrication par addition de matière de type SLM (Travail de fin d'étude en vue de l'obtention du grade Master Ingénieur Civil Mécanicien, à Finalité Approfondie). Université de Liège.
- Romdhane, M.R.B., 2004.** Caractérisation et modélisation numérique de l'interface acier-béton (Phd). Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Rossi, P., 2011.** Damage mechanisms analysis of a multi-scale fiber reinforced cement-based composite subjected to impact loading conditions. Presented at the 2nd International RILEM Conference on Strain Hardening Cementitious Composites 12-14 December 2011, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 37–44.
- SETEC LERM, n.d.** Liants hydrauliques, hydraulicité, hydratation : l'eau aux commandes.
- Si Larbi, A., Agbossou, A., Hamelin, P., 2013.** Experimental and numerical investigations about textile-reinforced concrete and hybrid solutions for repairing and/or strengthening reinforced concrete beams. *Compos. Struct.* 99, 152–162.
- Takahashi, Y., 1983.** Elastic-plastic constitutive modeling of concrete. *Struct. Mater. Des. Eng.*
- Thiago B., C., João Paulo C., R., Rogério C.A., de L., Dhiinois, D., 2018.** Experimental analysis on flexural behaviour of RC beams strengthened with CFRP laminates and under fire conditions. *Compos. Struct.* 189, 516–528.
- Tlajji, T., 2018.** Développement et caractérisation du comportement thermomécanique des matériaux composites TRC. Université Claude Bernard Lyon 1.
- V.K.R., K., P.P., B., 2018.** A numerical approach for modeling response of fiber reinforced polymer strengthened concrete slabs exposed to fire. *Compos. Struct.* 187, 226–240.

**Volume A: Theory and User Information, 2014.** : Guide de l'utilisation du logiciel MARC Mentat de MSC Software Volume A

**W., W., 1973.** Alkali resistant glass Brevet.

**WASTIEL, J., 1999.** Sandwich panels in construction with HPFRCC – faces high performance fiber reinforced cement composites RILEM 1999.

**Woodington, W., Bergsma, O.K., Schipper, H.R., 2015.** Shear-deforming textile reinforced concrete for the construction of double-curved structures.

**W.Y., G., Jian-Guo, D., J.G., T., G.M. Chen, 2013.** Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. Eng. Struct. 52, 488–501.

**Xing, Z., Beaucour, A., Hebert, R., Noumowe, A., Ledesert, B., 2015.** Aggregate's influence on thermophysical concrete properties at elevated temperature. Constr. Build. Mater. 95, 18–28.