

Titre: Études numériques de l'influence des effets thermiques à jeune âge
Title: sur l'énergie de fissuration du béton de masse

Auteur: Imane Atou
Author:

Date: 2023

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Atou, I. (2023). Études numériques de l'influence des effets thermiques à jeune
Citation: âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse [Mémoire de maîtrise,
Polytechnique Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/57056/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/57056/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Mahdi Ben Ftima, & Pierre Léger
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

**Études numériques de l'influence des effets thermiques à jeune âge sur
l'énergie de fissuration du béton de masse**

ATOU IMANE

Département des génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie civil

Décembre 2023

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

Études numériques de l'influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse

présenté par **Imane ATOU**

en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Najib BOUAANANI, président

Mahdi BEN FTIMA, membre et directeur de recherche

Pierre LÉGER, membre et codirecteur de recherche

Jean-Philippe CHARRON, membre

DÉDICACE

À ma mère, ma confidente et ma meilleure amie pour son amour inconditionnel

À mon père, mon roc dans la vie, pour ses sacrifices pour nous tous

À ma tante, qui nous a quitté trop tôt, je te garde dans ma mémoire.

REMERCIEMENTS

Mes sincères remerciements vont à mon directeur de recherche M. Mahdi Ben Ftima pour ses conseils avisés, son dévouement et sa bienveillance tout au long de cette maîtrise. Je n'aurais pas su aller au bout de ce travail sans sa supervision et son expertise inestimables et sa disponibilité constante pour discuter des détails de ce projet, répondre à mes questions et orienter mes recherches. Je suis extrêmement reconnaissante de travailler sous la direction d'une personne d'exception tant pour son professionnalisme que pour ses grandes qualités humaines.

De même, je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à M. Pierre Léger, mon codirecteur de recherche, pour son implication dans le projet. Ses questions pertinentes et ses conseils judicieux ont toujours été des sources de réflexion et, sans aucun doute, des moments enrichissants.

Bien que ce projet de recherche ait été une épreuve parfois ardue, ce fut un honneur et un plaisir de m'avoir pu m'initier à la recherche auprès de ces deux experts en génie civil. Je tiens à les remercier également pour leur soutien financier, qui a certainement allégé mon fardeau financier et m'a permis de me concentrer sur mon apprentissage.

Enfin, et non des moindres, un grand merci à ma famille d'avoir toujours cru en moi et de m'avoir soutenu. L'amour, le support, la motivation et l'inspiration qu'ils me délivrent chaque jour constituent pour moi un point de repère indispensable. Merci à vous tous, car sans votre soutien et vos encouragements, je pense que je n'aurais jamais osé rêver grand et poursuivre jusqu'au bout cette aventure tellement ambitieuse.

RÉSUMÉ

L'énergie de fissuration est un paramètre capital pour étudier le comportement post-fissuration en traction du béton de masse et un des intrants matériaux les plus importants pour la modélisation non-linéaire des ouvrages massifs en béton tel que les barrages et les aménagements hydrauliques. Tout comme la résistance à la compression ou à la traction du béton, ce paramètre est affecté par les conditions thermiques à jeune âge. Des travaux récents (thèse de doctorat de Bakour 2021), impliquant des essais expérimentaux de fendage sur des gros spécimens de béton de masse représentatif des ouvrages hydrauliques ont montré l'influence importante des phénomènes thermiques sur l'énergie de fissuration : pour une même taille de spécimen, les effets thermiques à jeune-âge peuvent induire des réductions de l'énergie de fissuration variant d'environ 16% pour les spécimens de taille moyenne jusqu'à 29% pour les spécimens de grande taille. Ainsi, l'élévation de la température à jeune âge induit une réduction de l'énergie de fissuration caractérisée par essai mécanique de fendage. Ce projet aura donc pour objectifs la compréhension de l'influence des effets thermiques jeune âge sur l'énergie de fissuration, la reproduction numérique des essais expérimentaux réalisés par Bakour 2021 et la quantification de l'impact des effets thermiques sur l'énergie de fissuration.

Contrairement aux éléments structuraux de taille standard, la température du béton massif à jeune âge augmente considérablement à cause de la chaleur libérée lors de l'hydratation du ciment et des conditions thermiques aux limites avoisinantes d'un environnement adiabatique. Ces effets thermiques induisent des déformations qui, en présence d'une restrainte interne (ex : gradient de température) ou externe (ex : fondation rigide), engendrent des contraintes thermiques. Lorsque les contraintes deviennent suffisamment importantes pour dépasser la résistance à la traction de la matrice, les fissurations apparaissent à l'échelle des structures. Même si les effets thermiques sont une propriété inhérente du comportement du béton de masse, rares sont les études expérimentales qui présentent des résultats complets associant le comportement d'un béton de masse à jeune âge avec un suivi des relevés thermiques et des mesures de l'énergie de fissuration après murissement. Néanmoins, il est établi que les propriétés mécaniques du béton de masse, en particulier sa résistance à la compression, sont affectées par la température de cure à jeune âge : la résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la température durant les premiers jours de durcissement mais cette tendance peut s'inverser à long terme. Cette réduction

est due soit à la variation de la densité des hydrates produits durant la cure soit à la dilatation de la vapeur d'eau piégée dans les pores de la matrice cimentaire.

Dans la même optique, la dégradation de l'énergie de fissuration du béton à jeune âge sous l'effet de l'élévation de la température peut être due à l'effet simple ou combiné de l'altération thermique-mécanique en raison de la présence de microfissures induites par la génération de contraintes dans les spécimens avant la réalisation des essais de fendage, et/ou thermique-chimique due aux changements irréversibles dans la microstructure du béton en réponse à la hausse de la température à jeune âge lors de l'hydratation des matériaux cimentaires. Afin de départager ces deux origines, des simulations numériques avec couplage mécanique-thermique sont nécessaires pour cerner les effets purement thermomécaniques. Mais avant la reproduction des essais expérimentaux, une validation sur un benchmark issu de la littérature a permis de mieux comprendre les intrants requis pour une analyse thermique transitoire dans le logiciel Abaqus. À la lumière de cette validation, des choix et des hypothèses ont été faits pour estimer les paramètres nécessaires pour les analyses multi-physiques de la campagne expérimentale de Bakour 2021. À cause de l'insuffisance des données expérimentales, une approche de calibration a été développée dans ce projet afin d'estimer la source de chaleur d'hydratation représentative du mélange de béton utilisé dans les essais de Bakour 2021 en assumant un transfert thermique quasi unidirectionnel vertical.

Les résultats des analyses thermiques transitoires confirment que la température maximale atteinte dans le gros bloc (WS-2440-C1) avoisine celle de la condition adiabatique et que les distributions numériques des températures sont assez représentatives de celles mesurées expérimentalement. Le champ thermique calculé par l'analyse thermique transitoire constitue le chargement nodal de l'analyse mécanique qui sera réalisée séquentiellement par l'approche explicite. Les résultats obtenus par couplage thermo-mécanique démontrent que les contraintes de traction maximales dans tous les spécimens ne dépassent pas la résistance à la traction du béton. Même dans les conditions limites les plus contraignantes, les fissures d'origine thermique s'amorcent dans la zone de béton tendu, aux fibres extrêmes, loin de la fissure de fendage qui se propage au milieu du spécimen lors de l'essai de fendage. Par conséquent, on ne peut pas attribuer la chute de l'énergie de fissuration à une pré-fissuration d'origine thermomécanique avant l'essai mécanique de fendage.

Pour finir, une ébauche de méthodologie simplifiée a été suggérée dans le cadre de ce projet afin de quantifier l'impact des phénomènes thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse. L'idée est d'approximer le flux thermique de la géométrie 3D d'un ouvrage massif subdivisé en coulées par un flux unidirectionnel selon la hauteur de coulée afin d'approximer l'évolution du champ thermique moyen. En traçant cette distribution de température, il est possible d'évaluer une température effective pour la coulée étudiée et en déduire la réduction de l'énergie de fissuration, en utilisant une équation empirique développée dans ce travail, à partir des résultats de la campagne d'essais de Bakour 2021. Cette méthodologie simplifiée serait d'une grande utilité pour les ingénieurs(es) qui évaluent l'intégrité structurelle des ouvrages en béton de masse, cependant, d'autres essais expérimentaux dans des conditions thermiques plus contrôlées sont nécessaires pour développer des équations empiriques plus précises.

ABSTRACT

The fracture energy of mass concrete is a crucial parameter for studying the post cracking behaviour of concrete in tension and serves as a fundamental material input for advanced nonlinear finite element analysis of mass concrete structures such as hydraulic structures. Similar to the compressive or tensile strength of concrete, this parameter is affected by the thermal effects at early age. Recent research (Bakour's 2021 PhD thesis) involved experimental wedge splitting tests on large mass concrete specimens, representative of hydraulic structures. The findings revealed a significant impact of thermal effects on the fracture energy: for specimens of the same size, thermal effects during the early age can result in a reduction of the fracture energy ranging from 16% for moderate-size specimens to 29% for large specimens. Consequently, the temperature rise during the early age reduces the fracture energy as assessed by wedge splitting tests. The main objectives of this project are, therefore, to comprehend the influence of thermal effects at early age on the fracture energy, to numerically replicate the experimental tests conducted by Bakour in 2021, and to quantify the impact of thermal effects on the fracture energy.

Unlike conventional structural elements, the temperature of mass concrete at early age significantly rises due to the heat released during the hydration of cement and the thermal conditions at the surrounding boundaries within an adiabatic environment. These thermal effects induce deformations that, in the presence of internal (e.g. temperature gradient) or external (e.g. rigid foundation) restraint, generate thermal stresses. When these stresses surpass the tensile strength, cracks appear on a structural scale. Although thermal effects are inherent in mass concrete behaviour, few experimental studies provided complete information that combines mass concrete behaviour at early age with adequate thermal monitoring and experimental assessment of fracture energy. Nevertheless, it has been established that the mechanical properties of mass concrete, particularly its compressive strength, are influenced by the curing temperature at an early age. The compressive strength increases with the temperature during the initial days of curing, but this trend tends to reverse in the longer term. This reduction was attributed to variations in the density of hydrates produced during curing or to the expansion of water vapor trapped in the pores of the cementitious matrix.

In the same context, the degradation of the fracture energy at early age under the influence of thermal effects may be attributed to the singular or combined effects of mechanical-thermal alteration resulting from the presence of stress-induced microcracks in the specimens before conducting the wedge splitting tests, and/or chemical-thermal alteration arising from irreversible changes in the concrete microstructure in response to the increasing temperature during the hydration of cementitious materials. To distinguish between these two origins, thermo-mechanical coupled numerical simulations are necessary to identify the purely thermomechanical effects. However, before replicating the experimental tests, a validation process was undertaken using a benchmark from the literature to enhance the understanding of the inputs required for a transient thermal analysis in Abaqus software. Based on this validation, specific choices and assumptions were made to estimate the parameters necessary for the multi-physics analyses of the Bakour 2021 experimental campaign. Given the limited availability of required experimental data, a calibration approach was developed in this project to estimate the heat hydration source representative of the concrete mix used in the Bakour 2021 tests, assuming unidirectional vertical heat transfer.

The results of the transient thermal analyses confirm that the maximum temperature reached in the large specimens (WS-2440-C1) was close to one under adiabatic condition, and the numerical temperature distributions are reasonably representative of their experimental counterparts. The thermal field assessed by the transient thermal analysis serves as the nodal loading for the subsequent mechanical analysis, which will be conducted sequentially using the explicit approach. The results obtained through thermo-mechanical coupling demonstrate that the maximum tensile stresses in all specimens did not exceed the tensile strength of the concrete. Even under the most constraining boundary conditions, thermally induced cracks would initiate in areas located far away from the splitting crack path that propagates through the middle of the specimen during the wedge splitting test. Consequently, the reduction in fracture energy cannot be attributed to thermomechanical pre-cracking occurring before the mechanical wedge splitting test.

Finally, a simplified methodology has been proposed, as part of this project, to quantitatively assess the impact of early-age thermal effects on the fracture energy of mass concrete. The idea involves approximating the heat flux within the 3D geometry of given a massive structure, divided into pours, using an unidirectional flux, to assess the evolution of the thermal field. By

computing the average temperature evolution with time, it becomes possible to estimate an effective temperature for the studied pour and infer the reduction in fracture energy, using an empirical equation developed in this study. This simplified methodology would be of great use to engineers evaluating the structural integrity of mass concrete structures, however, further experimental testing under more controlled thermal conditions is necessary to develop more precise empirical equations.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VIII
TABLE DE MATIÈRES.....	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XV
LISTE DES FIGURES.....	XVI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXIV
LISTE DES ANNEXES.....	XXIX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte général	1
1.2 Problématique	2
1.3 Objectifs du projet de recherche	3
1.4 Méthodologie du projet	3
1.5 Structure du mémoire	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE.....	6
2.1 Introduction	6
2.2 Béton de masse	6
2.2.1 Définitions et normes	6
2.2.2 Ouvrages en béton de masse	10
2.3 Comportement à jeune âge du béton	12
2.3.1 Hydratation.....	12
2.3.2 Fluage à jeune âge	13

2.3.3	Effets thermiques et maturité	17
2.3.4	Considérations du retrait	19
2.4	Effets thermiques dans le béton de masse	20
2.4.1	Développement des déformations volumétriques	20
2.4.2	Développement des contraintes thermiques et fissuration	21
2.4.3	Influence de l'âge et de la température sur les propriétés mécaniques du béton de masse	24
2.4.4	Équations constitutives et développements analytiques.....	32
2.4.5	Simulations numériques	37
2.4.6	Vérification et validation (V&V)	41
2.5	Mécanique de la rupture du béton et énergie de fissuration	42
2.5.1	Notions de mécanique de rupture.....	43
2.5.2	Caractérisation expérimentale et effet d'échelle sur l'énergie de fissuration	46
2.5.3	Équations semi-empiriques	48
2.5.4	Effet de la température à jeune âge sur l'énergie de fissuration	49
2.6	Conclusion	55
CHAPITRE 3	ANALYSES THERMIQUES.....	57
3.1	Introduction	57
3.2	Validation	57
3.2.1	Description du benchmark	57
3.2.2	Modélisation.....	60
3.2.3	Calibration et vérification.....	63
3.2.4	Validation du benchmark	66
3.2.5	Étude paramétrique	68
3.3	Résultats expérimentaux de Bakour 2021	73

3.3.1	Protocole expérimental.....	73
3.3.2	Principaux résultats	77
3.4	Modélisation numérique thermique des essais de Bakour 2021.....	78
3.4.1	Matériaux, géométrie et conditions aux limites	78
3.4.2	Estimation de la source de chaleur - Méthode de Schmidt	84
3.4.3	Modélisation de la paroi intermédiaire.....	91
3.5	Résultats des analyses thermiques et discussions	96
CHAPITRE 4	COUPLAGE THERMOMÉCANIQUE	101
4.1	Introduction	101
4.2	Description du modèle numérique.....	101
4.3	Résultats et étude paramétrique	106
4.4	Discussion.....	113
4.5	Conclusion	114
CHAPITRE 5	INVESTIGATIONS SUR L'EFFET CROSSOVER.....	116
5.1	Introduction	116
5.2	Considération des équations semi-empiriques de la littérature	116
5.2.1	Équations de (Emborg 1989) et (Kim, Han et al. 2001)	116
5.2.2	Équations de Bazant	123
5.3	Quantification de l'impact des phénomènes thermiques sur l'énergie de fissuration ...	125
5.4	Méthodologie simplifiée suggérée pour les ouvrages massifs en béton.....	130
CHAPITRE 6	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	132
6.1	Conclusions	132
6.2	Recommandations	134
RÉFÉRENCES		136

ANNEXES	142
---------------	-----

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Valeurs typiques des propriétés thermiques du bois et du béton.	34
Tableau 2-2 : Différence entre les analyses thermiques stationnaire et transitoire.	39
Tableau 3-1 : Propriétés thermiques et mécaniques du béton du mélange 1, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).	59
Tableau 3-2 : Propriétés thermiques du bois et polystyrène, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).	59
Tableau 3-3 : Système d'unités adopté dans Abaqus.	61
Tableau 3-4 : Les propriétés thermiques entrants d'Abaqus.	62
Tableau 3-5 : Dimensions des spécimens du protocole expérimental.	74
Tableau 3-6 : Propriétés du mélange de béton.	74
Tableau 3-7 : Les propriétés générales et thermiques des matériaux utilisés dans le modèle.	80
Tableau 3-8 : Les étapes de l'analyse.	81
Tableau 3-9 : la conductivité thermique orthotrope du matériau équivalent en W/m.°C.	93
Tableau 4-1 : Principaux paramètres des lois <i>EPM3D</i> et <i>MULTIPHYSICS</i>	104
Tableau 4-2 : Paramètres de conception de l'étude paramétrique.	109
Tableau 5-1 : Energies de fissuration mesurées par fendage et valeurs de températures déterminées numériquement pour les trois séries à l'étude.	120
Tableau 5-2 : Valeurs de coefficient γ pour les trois séries étudiées en Kelvin (K).	125
Tableau 5-3 : Energies de fissuration mesurées par fendage et valeurs de températures déterminées numériquement pour les trois séries à l'étude.	128

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : (a) Modèle 3D d'un aménagement hydroélectrique, tiré de (Ben Ftima and Lemery 2021) ; (b) Exemple de gros spécimen testé lors de la campagne expérimentale, tiré de (Bakour 2021).	1
Figure 1-2 : Organigramme du mémoire.....	5
Figure 2-1: Développement de la contrainte thermique et l'occurrence de la fissure dans un bloc de béton : (a) vue en plan; (b) vue en élévation, tiré de (Amin, Kim et al. 2009).	7
Figure 2-2 : (a) Géométrie 3D et coulées d'un aspirateur de centrale hydro-électrique; (b) évolution de la température dans un élément de béton structural versus une structure en béton de masse, tiré de (Bakour and Ftima 2021).	8
Figure 2-3 : Modèle 3D d'un aménagement hydroélectrique avec la distribution granulométrique dans le mélange de béton, tiré de (Ben Ftima and Lemery 2021).	9
Figure 2-4 : Propagation de fissures verticales dans les contreforts du barrage, tiré de (Betoli and Fiorini 1997).	10
Figure 2-5 : Apparition des fissures dans l'évacuateur de crue d'une centrale hydroélectrique, tiré de (Funahashi and Kuperman 2010).	11
Figure 2-6 : Evolution du dégagement de chaleur et de la conductivité électrique lors de l'hydratation d'une pâte de C_3S , tiré de (Vernet and Cadoret 1991).	12
Figure 2-7 : Relaxation des contraintes de traction causée par le fluage, tiré de (BLAIS 2010)..	15
Figure 2-8 : Chaîne de Kelvin appelé aussi série de Dirichlet, modifié de (Joder 2017).	16
Figure 2-9 : Principe de maturité, tiré de (Benaïcha, Burtschell et al. 2016).	19
Figure 2-10 : Types de restreintes dans le béton de masse, tiré de (Ha, Jung et al. 2014).	21
Figure 2-11 : Paramètres influençant le développement de contraintes thermiques, tiré de (Zhu, Hu et al. 2021).	22
Figure 2-12 : Fissuration dans le béton de masse, tiré de (Maruyama and Lura 2019)	22
Figure 2-13 : Abaques permettant la détermination du degré de restrainte K_R , tiré de l'ACI (207.2R-95 1995).	23

Figure 2-14 : Évolution de propriétés mécaniques du béton dans le temps dans différentes températures de cure (a) la résistance à la compression, (b) la résistance à la traction et (c) le module de Young, tiré de (Kim, Han et al. 2002).	25
Figure 2-15 : Le développement de la résistance à la compression dans différentes températures de cure, tiré de (Byfors 1980).	26
Figure 2-16 : L' effet CROSSOVER, tiré de (Yousuf, Shafigh et al. 2019).	27
Figure 2-17 : Évolution de la microstructure d'un spécimen mûri à des températures de 5,20,40 et 60°C, tiré de (Gallucci, Zhang et al. 2013).	28
Figure 2-18 : La porosité de spécimens de béton mûris à différentes températures de cure, tiré de (Gallucci, Zhang et al. 2013).	29
Figure 2-19 : La fonction R_c / T de réduction de la résistance à cause de la température de cure, tiré de (Emborg 1989).	30
Figure 2-20 : Résistance à la compression relative dans différentes températures de cure , tiré de (Kim, Han et al. 2001).	32
Figure 2-21 : Différents types d'analyse de transfert thermique disponibles dans Abaqus.	38
Figure 2-22 : Approche séquentielle couplée pour la modélisation d'ouvrages hydrauliques en béton, tiré de (Ben Ftima and Yildiz 2023).	41
Figure 2-23 : Démarche de vérification et validation, modifiée de (Schlesinger 1979).	42
Figure 2-24 : (a) Courbe type de la traction d' un spécimen ; (b) la propagation de la fissuration dans l'entaille , modifiée de (Shi 2009).	43
Figure 2-25 : Les trois modes de rupture, tiré de (Elguedj 2006).	44
Figure 2-26 : Zone de propagation de la fissuration ou FPZ (Fracture process Zone), tiré de (Bakour and Ben Ftima 2022).	45
Figure 2-27 : Essais expérimentaux permettant de caractériser l'énergie de fissuration : (a) l'essai de fendage (WST pour Wedge Splitting Test); (b) l'essai de flexion trois-points (TPBT pour Three-Point Bending Test), tiré de (Lemery 2018).	46

Figure 2-28 : La tendance asymptotique de l'énergie de fissuration et l'influence de l'effet d'échelle, tiré de (Lemery, Ftima et al. 2020). Résultats adaptés de : (a) (Trunk and Wittmann 2001) ; (b) (Guan, Li et al. 2015).	48
Figure 2-29 : (a) Résultats expérimentaux et la formule théorique pour les spécimens secs et humides (régression linéaire) ; (b) Variation de l'énergie de fissuration en fonction de la température, tiré de (Bazant and Prat 1988).....	50
Figure 2-30 : (a) La géométrie des spécimens ; (b) l'énergie de fissuration des spécimens de béton dans différentes températures de cure , tiré de (Mi, Hu et al. 2018).	52
Figure 2-31 : (a) Distribution de la température enregistrée par les capteurs thermiques ; (b) influence des effets thermiques sur l'énergie de fissuration, tiré de (Bakour and Ftima 2021) et (Bakour and Ben Ftima 2022).	54
Figure 3-1 : Géométrie du spécimen et position des capteurs thermiques, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).....	58
Figure 3-2 : Essais adiabatique et semi adiabatique, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).	58
Figure 3-3 : Modélisation numérique, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).	60
Figure 3-4 : (a) la géométrie 2D étudiée ; (b) Maillage du profil 3D simplifié par symétrie	61
Figure 3-5 : Les conditions aux limites du modèle : (a) adiabatique ; (b) semi-adiabatique.	63
Figure 3-6 : Distribution de la température en condition adiabatique pour les quatre mélanges de béton testés, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).	64
Figure 3-7 : La source de chaleur interne.....	65
Figure 3-8 : Modèle adiabatique (vérification) : superposition du résultat expérimental de l'article et numérique d'Abaqus.	65
Figure 3-9 : Mesures expérimentales et numériques de la température des nœuds situés à 50 et à 525 mm de la surface du bloc mélange 1, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).	66
Figure 3-10 : Distribution de la température en condition semi adiabatique à différents instants.	66
Figure 3-11 : Distribution de la température au nœud à 50 mm.	67
Figure 3-12 : Distribution de la température au nœud à 525 mm.	67

Figure 3-13 : Configurations du maillage étudiées : (a) maillage original ; (b) maillage grossier ; (c) maillage raffiné.	68
Figure 3-14 : Distribution de la température au nœud à 50 mm.	69
Figure 3-15 : Distribution de la température au nœud à 525 mm.	69
Figure 3-16 : (a) Modèle 3D simplifié par la symétrie ; (b) Modèle 3D complet.....	70
Figure 3-17 : Distribution de la température au nœud à 50 mm.	71
Figure 3-18 : Distribution de la température au nœud à 525 mm.	71
Figure 3-19 : Distribution de la température au nœud à 50 mm.	72
Figure 3-20 : Distribution de la température au nœud à 525 mm.	72
Figure 3-21: (a) Vue en élévation des spécimens et position des capteurs thermiques ; (b) les élévations de températures mesurées par les capteurs durant la cure du béton ; (c) Vue en plan des spécimens, tiré de (Bakour 2021).	75
Figure 3-22 : Coulage et curée des grands spécimens, tiré de (Bakour 2021).....	76
Figure 3-23 : (a) Les spécimens moyens WS-700 ; (b) Les spécimens WS-760 sciés des spécimens WS2440-C1, tiré de (Bakour 2021).....	76
Figure 3-24 : Influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse, modifié de (Bakour 2021).	77
Figure 3-25 : (a) Modèle numérique 3D des grands spécimens de béton WS-2440 ; (b) Aperçu de la 1 ^{ère} coulée de béton (bois de coffrage non montré).	78
Figure 3-26 : Modèle numérique 3D des spécimens de taille modérée WS-700.....	79
Figure 3-27 : (a) Modélisation 3D du coffrage ; (b) Zoom sur le modèle répétitif présent dans le coffrage.....	79
Figure 3-28 : Conditions limites de convection pour l'analyse thermique.	82
Figure 3-29 : Maillage des spécimens WS-2440 : (a) Maillage global ; (b) raffinement local dans les régions soumises à un flux convectif.....	83
Figure 3-30 : Maillage des spécimens WS-700.	83

Figure 3-31 : Estimation de la température adiabatique du spécimen WS-2440-C1 au centre, à partir de la température expérimentale enregistrée par le capteur T_2	84
Figure 3-32 : (a) La coulée verticale du spécimen WS-2440-C1 du milieu ; (b) Vue en plan du spécimen et position du capteur T_2 ; (c) le modèle unidirectionnel représentatif de la coulée et les conditions aux limites du modèle.	85
Figure 3-33 : Maillage quadrillé du calcul 2D pour la méthode de différences finies.....	87
Figure 3-34 : Les élévations de températures déterminées au niveau du capteur T_2 par les méthodes 1D de Schmidt et d'Abaqus.	89
Figure 3-35 : Comparaison des températures issues de la procédure itérative d'estimation Qh . .	90
Figure 3-36 : La source de chaleur retenue suite au processus de calibration.	90
Figure 3-37 : Le principe de l'analogie thermique électrique, tiré de (Jannot and Moyne 2014).	92
Figure 3-38 : La résistance thermique de contact, tiré de (Incropera, DeWitt et al. 2007).....	93
Figure 3-39 : (a) La température nodale ; (b) estimation du flux moyen en régime permanent. ..	94
Figure 3-40 : Le flux thermique moyen déterminés pour les 4 modèles d'Abaqus.	95
Figure 3-41 : Les élévations de températures enregistrées dans les sets de nœuds représentant les capteurs thermiques T_2 , T_3 et T_4 dans les 120 jours d'analyse.	97
Figure 3-42 : Comparaison des élévations de température expérimentale et numérique dans les spécimens WS-2440-C1, WS-2440-C2 et WS-700, ainsi que la température adiabatique obtenue par intégration de la source de chaleur.	98
Figure 3-43 : Le pic de température enregistré à $t \approx 2.5 \text{ jours}$ par le capteur T_2 dans le spécimen WS-2440-C1 : (a) Modèle 3D ; (b) Coupe verticale dans le plan (x,y).	99
Figure 3-44 : Le 1er pic de température enregistré à $t \approx 1.3 \text{ jours}$ par le capteur T_3 dans le spécimen WS-2440-C2 : (a) Modèle 3D ; (b) Coupe verticale dans le plan (x,y).	99
Figure 3-45 : Le 2ème pic de température enregistré à $t \approx 93 \text{ jours}$ par le capteur T_3 dans le spécimen WS-2440-C2 : (a) Modèle 3D ; (b) Coupe verticale dans le plan (x,y).	100
Figure 3-46 : Le pic de température enregistré à $t \approx 1 \text{ jour}$ par le capteur T_4 dans le spécimen WS-700 : (a) Modèle 3D ; (b) Coupe verticale dans le plan (y,z).	100

Figure 4-1 : Specimen WS-2440-C1 : (a) géométrie du modèle mécanique ; (b) maillage et dimensions.....	101
Figure 4-2 : Specimen WS-2440-C2 : (a) géométrie du modèle mécanique ; (b) maillage et dimensions.....	102
Figure 4-3 : Specimen WS-700 : (a) géométrie du modèle mécanique ; (b) maillage et dimensions.....	102
Figure 4-4 : Les conditions aux limites appliquées au spécimen WS-2440-C1 : (a) translation selon x bloquée ; (b) translation selon y bloquée ; (c) translation selon z bloquée.....	103
Figure 4-5 : le modèle constitutif EPM3D ou d'Endommagement Progressif Multiaxial tridimensionnel.....	104
Figure 4-6 : (a) Calibration du modèle de Dirichlet pour 1000 jours avec un zoom sur les 20 premiers jours ; (b) valeurs des paramètres d'identification E et η trouvées pour $t_0 = 0$ jours.	105
Figure 4-7 : Ratio d'énergie de l'analyse quasi-statique mécanique	106
Figure 4-8 : Le spécimen WS-2440-C1 : (a) l'élévation de la température au pic de température ; (b) les contraintes maximales principales (en kPa) au pic de traction ; (c) l'anneau des contraintes principales de traction.....	106
Figure 4-9 : Les contraintes (en kPa) du spécimen WS-2440-C1 au pic de traction : (a) selon l'axe x ; (b) selon l'axe y ; (c) selon l'axe z.	107
Figure 4-10 : L'élévation de température, la variation de la contrainte maximale principale et la résistance à la traction de l'élément critique du spécimen WS-2440-C1.....	108
Figure 4-11 : Specimen WS-2440-C1 : état des contraintes principales maximales au pic de traction pour les 4 variantes.	110
Figure 4-12 : l'évolution des contraintes de traction principales ainsi que celle de la résistance en traction du béton en fonction du temps (élément le plus sollicité en traction).....	110
Figure 4-13: Specimen WS-2440-C1 : (a) élévation de la température au pic ; (b) contraintes maximales principales au pic de traction.	111

Figure 4-14 : Specimen WS-2440-C2 (première coulée uniquement montrée) : (a) élévation de la température au pic ; (b) contraintes maximales principales au pic de traction.	112
Figure 4-15 : Specimen WS-700 : (a) élévation de la température au pic ; (b) contraintes maximales principales de l'élément le plus sollicité au pic de traction.	112
Figure 4-16 : l'évolution des contraintes de traction principales dans les spécimens WS-2440-C1, WS-2440-C2 et WS-700, ainsi que celle de la résistance en traction du béton en fonction du temps.	113
Figure 4-17 : Patron de fissure du modèle D du spécimen WS-2440-C1 : (a) la macrofissuration ; (b) la microfissuration.	114
Figure 4-18 : Propagation de la fissuration de fendage dans le spécimen WS-2440-C1.	115
Figure 5-1 : Les dimensions caractéristiques de la zone FPZ des spécimens : (a) la zone FPZ des spécimens WS-2440 et WS-760 ; (b) dimensions caractéristiques du test de fendage ; (c) La zone FPZ du spécimen WS-700-05.....	118
Figure 5-2 : (a) Evaluation des températures dans les différentes rangées d'éléments du spécimen ; (b) les dimensions du spécimen à l'étude WS-700-05.....	119
Figure 5-3 : Variation de l'énergie de fissuration en fonction de la température T_{max}	120
Figure 5-4 : Variation de l'énergie de fissuration en fonction de la température T_{moy}	121
Figure 5-5 : Comparaison des résultats des équations : (a) $T_{eff} = T_{max}$; (b) $T_{eff} = T_{moy}$	122
Figure 5-6 : Régression linéaire de l'énergie de fissuration en fonction de la variable T_{max}	124
Figure 5-7 : Régression linéaire de l'énergie de fissuration en fonction de la variable T_{moy}	124
Figure 5-8 : Endommagement de la microstructure suite à l'augmentation de la pression de la vapeur d'eau.	126
Figure 5-9 : Illustration de la démarche proposée pour la détermination de la température effective d'un spécimen sollicité par fendage.	127
Figure 5-10 : L'énergie de fissuration des spécimens étudiés en fonction de la température moyenne sous la courbe.	128

Figure 5-11 : Variation de l'énergie de fissuration en fonction de la température.	129
Figure 5-12 : Synthèse de la méthodologie de quantification de l'influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse : (a) Géométrie 3D et coulées d'un aspirateur de centrale hydro-électrique ; (b) configuration et conditions aux limites du modèle unidirectionnel simplifié ; (c) élévation de la température moyenne en fonction du temps ; (d) quantification de la réduction en fonction de la température effective.....	131

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Abréviations :

ACI	American Concrete Institute
BHP	Bétons à Haute Performance
C-S-H	Calcium Silicate Hydrates
CEB	Comité Euro-International du Béton
DEF	Delayed Ettringite Formation
DFPZ	Disturbed Fracture Process Zone theory
EF	Éléments finis
FPZ	Fracture Process Zone
LEFM	Linear Elastic Fracture Mechanics
NLFM	Non-Linear Fracture Mechanics
NSC	Normal strength concrete
RAG	Réaction alcali-granulats
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux
SBEM	Simplified Boundary Effect Method
TPBT	Three-Point Bending Test
V&V	Vérification et Validation
WST	Wedge Splitting Test

Variables :

a	Entaille initiale du spécimen
A	Constante de la loi d'Arrhenius
B	Épaisseur du spécimen
$C1$	Coulée en une seule phase de bétonnage
$C2$	Coulée en deux phases de bétonnage
Ca^{2+}	Ion calcium
C_p	Capacité thermique massique
D	Hauteur de la poutre
e	Épaisseur de la couche
E	Module élastique / Module d'élasticité / Module d'Young
E_a	Energie d'activation
$E_c(t_0)$	Module de Young à t_0
E_s	Module élastique à long terme
E_μ	Élasticité du ressort μ
$f_{c,28}$	Résistance à la compression à 28 jours
$f't$	Résistance à la traction
G_F	Énergie de fissuration
G_{F0}	Énergie de fissuration non endommagée par les effets thermiques

$G_{F\infty}$	Énergie de fissuration indépendante des effets d'échelles
I	Intensité de courant qui traverse la résistance
$J(t, t_0)$	Fonction de fluage
h	Hauteur de la coulée
h	Coefficient d'échange convectif
H	Hauteur du spécimen
k	Conductivité thermique du matériau
K_R	Degré de restreinte
M	La maturité à l'âge t
$\vec{n}$	Normale unitaire à la surface
L	Largeur du spécimen
OH^-	Ion hydroxyde
Q_h	Source d'énergie générée
r	Rainure
R	Constante des gaz
R_c	Coefficient d'ajustement
RH	L'humidité relative
T	Température
T_{crack}	La température limite à partir de laquelle l'énergie de fissuration est influencée par les effets thermiques à jeune âge.

T_{eff}	Température effective
T_{max}	Le pic de l'enveloppe maximale des températures moyennes
T_{moy}	Le pic de la moyenne des températures moyennes des rangées d'éléments situées dans la zone FPZ
t	Épaisseur de la structure
t_{eq}	Temps équivalent
t_0	Temps de chargement
U	Tension aux bornes de la résistance
w	Ouverture de fissuration
w/c	Rapport eau-ciment
W_F	Le travail des forces de fendage

Variables grecques :

α	Le coefficient d'expansion ou de dilatation thermique
α	Diffusivité thermique du matériau
α_{sc}	Coefficient de mise à l'échelle
ϕ_{max}	Diamètre maximal des granulats
σ_N	Contrainte limite
σ^T	Contrainte thermique
ε_{tot}	Déformation totale

ε_{el}	Déformation élastique
ε_{cr}	Déformation de fluage
$\phi(t, t_0)$	Coefficient de fluage
ϕ_0	Valeur asymptotique du fluage
$\phi_{o,bc}$	Valeur asymptotique du fluage basique
$\phi_{o,dc}$	Valeur asymptotique du fluage de séchage
$\beta_{bc}(t, t_0)$	Fonction de développement du fluage basique
$\beta_{dc}(t, t_0)$	Fonction de développement du fluage de séchage
$\beta(t_0)$	Coefficient relatif au temps de chargement
$\beta_{bc}(f_{c,28})$	Coefficient relatif à la résistance en compression pour le fluage basique
$\beta_{dc}(t, t_0)$	Fonction de développement du fluage de séchage
η_μ	Viscoélasticité du ressort μ
δ_{ij}	Le symbole delta de Kronecker
ϕ	Coefficient de fluage
ψ	Coefficient de relaxation
ρ	Masse volumique du matériau
ΔT	Opérateur Laplacien scalaire
ϵ	Émissivité

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A	Feuille Mathcad permettant le calcul de l'évolution du champ thermique avec le temps pour un modèle unidirectionnel	142
----------	---	-----

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

L'évolution du paysage énergétique et l'ascension des énergies renouvelables amène son lot de défis autant au Canada qu'à l'étranger, afin d'assurer l'amélioration de la diversification et de la sécurité énergétique. L'industrie hydroélectrique canadienne représente un avantage concurrentiel indéniable et une source de multiples retombées économiques et environnementales, en particulier au Québec, qui domine la production de l'hydroélectricité et compte les plus importants aménagements au monde comme le complexe La Grande (Hayeur 2001). Bien que l'hydroélectricité soit une énergie renouvelable, elle se heurte à de multiples contraintes notamment les coûts de rénovation et de réfection des aménagements hydro-électriques (centrales, barrages, évacuateurs de crues, ...). Aujourd'hui, plusieurs de ces infrastructures arrivent à la fin de leur vie utile, certaines subissent des formes de dégradation accélérée telle que la réaction alcali-granulats (RAG) et nécessitent d'importants travaux de réhabilitation pour répondre aux exigences actuelles de sécurité (ASDSO 2023). La Figure 1-1 (a) illustre l'exemple d'un aménagement hydroélectrique existant atteint par la RAG et qui a été considéré dans des études récentes. La même figure montre la taille imposante des éléments ainsi que les gros granulats utilisés dans les mélanges de béton de masse.

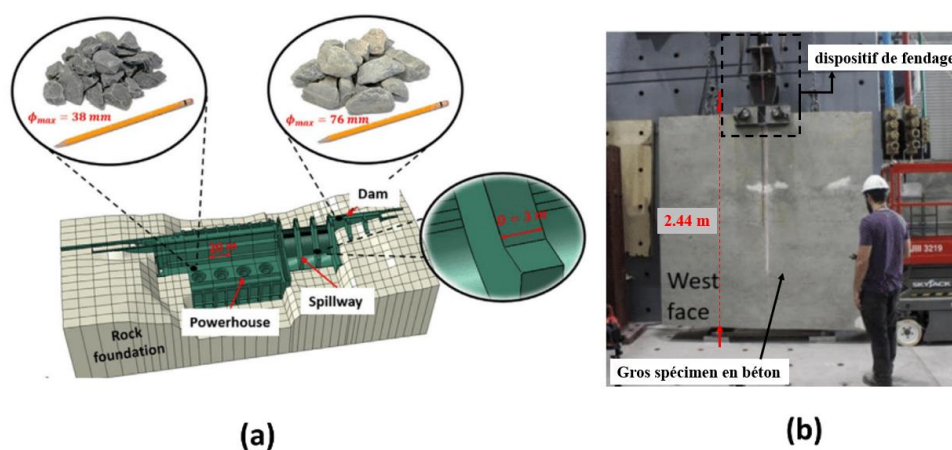


Figure 1-1 : (a) Modèle 3D d'un aménagement hydroélectrique, tiré de (Ben Ftima and Lemery 2021) ; (b) Exemple de gros spécimen testé lors de la campagne expérimentale, tiré de (Bakour 2021).

Afin d'évaluer ces aménagements en cours de dégradation, d'optimiser et planifier les opérations de réhabilitation, les ingénieurs praticiens peuvent recourir à des modèles numériques prédictifs basés sur les lois de comportement non linéaires du béton, et nécessitant des intrants matériaux tels que l'énergie de fissuration. Pour les ouvrages massifs tel que les ouvrages hydrauliques, l'énergie de fissuration est en réalité un des intrants les plus importants pour les analyses non-linéaires par élément finis, puisqu'il contrôle la propagation des fissures une fois initiées.

Les travaux récents de Bakour 2021 impliquant des essais expérimentaux de fendage sur des gros spécimens de béton de masse (granulat maximum ou $\phi_{max} = 100 \text{ mm}$) (voir la Figure 1-1 (b)), ont montré l'influence non négligeable des phénomènes thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration. Ceux-ci interagissent simultanément avec l'effet d'échelle observé expérimentalement (Bakour 2021). La compréhension de l'influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration et la quantification de cette influence sont deux sujets d'actualité dans le domaine de l'évaluation structurale des ouvrages massifs en béton et plus particulièrement les ouvrages hydrauliques tel que les barrages et les centrales hydro-électriques.

1.2 Problématique

L'étude de la dégradation des propriétés mécaniques d'un ouvrage massif en béton, en fonction de son historique thermique est un problème complexe. En effet, la compréhension et la quantification de l'influence des effets thermiques sur l'énergie de fissuration soulèvent de nombreuses problématiques :

- **La rareté des études sur le comportement du béton de masse à jeune âge avec un suivi thermique :** Les essais de caractérisation mécaniques sont relativement rares pour le béton de masse (diamètre maximum du granulat plus grand que 40 mm), relativement au béton structural conventionnel (diamètre maximum du granulat en général plus petit que 20 mm). Aussi, comparativement aux autres caractéristiques mécaniques du béton (résistance en traction, en compression, module élastique) utilisées en ingénierie conventionnelle, l'énergie de fissuration (utilisée dans les analyses poussées) a été moins testée dans les travaux expérimentaux. La preuve est qu'il n'existe à ce jour aucun essai standardisé et universellement accepté pour la caractérisation de ce paramètre. Il est possible de s'attendre alors à une rareté d'essais expérimentaux qui s'intéresseraient spécifiquement à l'influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse.

• **L'ignorance des causes de la diminution de l'énergie de fissuration dans le cadre des essais de Bakour 2021 :**

Si la campagne expérimentale de Bakour 2021 a mis en évidence l'influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse, il en demeure qu'il y a une grande incertitude sur la ou les causes de cette influence. L'inspection visuelle des spécimens n'a pas révélé la présence de fissures sur les faces externes, mais il est possible que des fissures de fine taille se soient développées à l'intérieur des spécimens et aient échappé à l'examen visuel. Ainsi, il est nécessaire de conduire une analyse thermo-mécanique couplée pour reproduire l'historique thermique des spécimens et pouvoir statuer sur l'état de fissuration.

• **La complexité d'une analyse thermo-mécanique couplée avec considération de l'historique de jeune âge :**

Une analyse couplée thermo-mécanique qui tient compte du jeune âge est complexe à réaliser, pour plusieurs raisons : (i) la nécessité de connaître les conditions thermiques des essais et de certains intrants importants pour l'étude thermique transitoire, notamment la source de chaleur d'hydratation caractéristique du mélange; (ii) la prise en compte de plusieurs phénomènes qui peuvent être couplés : fluage à jeune âge, retrait, maturité,...; (iii) la modélisation de ces phénomènes nécessite des intrants qui n'ont pas été nécessairement caractérisés dans la campagne d'essais de Bakour 2021.

1.3 Objectifs du projet de recherche

L'objectif principal de ce travail est l'étude et la quantification de l'influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration de béton de masse.

Les objectifs spécifiques visés sont les suivants :

- La compréhension de l'influence des effets thermiques à jeune âge sur les propriétés mécaniques du béton de masse, en particulier sur l'énergie de fissuration;
- La reproduction des essais expérimentaux réalisés par Bakour 2021 par couplage thermo-mécanique afin d'identifier les zones de fissurations s'il y a lieu;
- La suggestion d'une méthodologie simplifiée pour la quantification de l'impact des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration.

1.4 Méthodologie du projet

Les objectifs de ce projet seront complétés avec la démarche suivante :

- Une revue de littérature critique sur les différents aspects reliés aux objectifs du mémoire;
- L'apprentissage de l'environnement de calcul du logiciel Abaqus qui sera utilisé dans ce travail;
- La validation du logiciel par la modélisation d'un benchmark pertinent issu de la littérature;
- L'établissement d'une procédure de modélisation par éléments finis pour la reproduction des essais de Bakour 2021;
- La détermination des champs de température au sein des spécimens étudiés par le biais des analyses thermiques transitoires;
- La réalisation du couplage thermo-mécanique afin d'évaluer les contraintes thermiques et le risque de fissuration;
- L'identification de la cause ou des causes de l'impact sur l'énergie de fissuration;
- La quantification de l'impact des effets thermiques sur l'énergie de fissuration et la suggestion d'une méthodologie simplifiée applicable dans le contexte d'ouvrage hydraulique existant;
- La formulation de conclusions et de recommandations pour études futures.

1.5 Structure du mémoire

L'organisation des chapitres de ce mémoire est résumée dans la Figure 1-2. Ce mémoire est divisé en 6 chapitres incluant une introduction, une conclusion et une revue critique de la littérature. Le chapitre 3 présente la validation du logiciel de modélisation avec un benchmark de la littérature et les analyses thermiques transitoires des essais de Bakour 2021. Ce chargement thermique est un intrant des analyses de couplage thermo-mécanique élaborées dans le chapitre 5. Le chapitre 6 présente une nouvelle méthodologie suggérée pour la quantification de l'impact des phénomènes thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration.

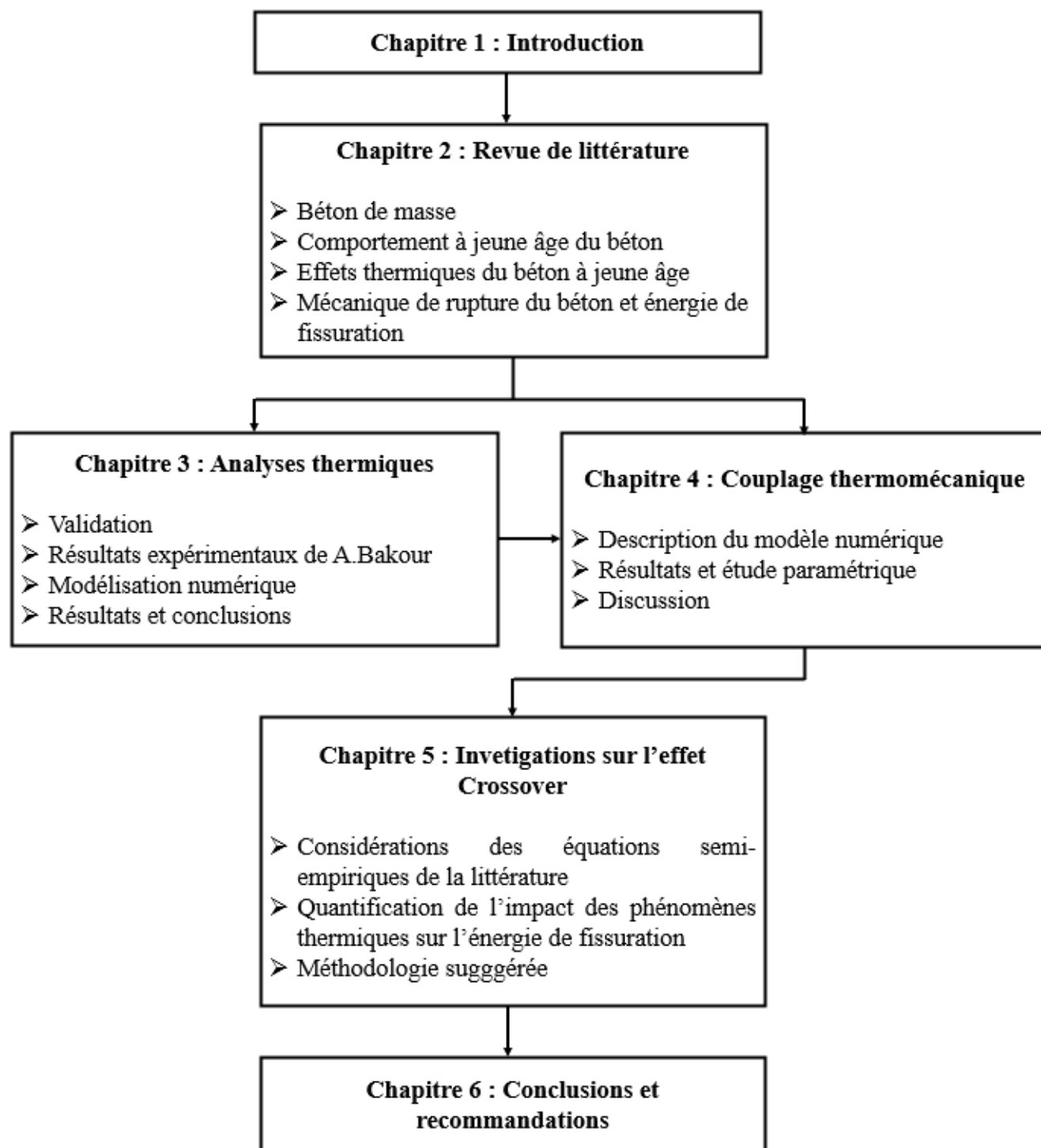


Figure 1-2 : Organigramme du mémoire.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Ce chapitre résume les concepts de base et dresse l'état des connaissances dans les trois principaux domaines liés à la portée de ce mémoire, soit : les transferts thermiques, le comportement à jeune âge du béton et la mécanique de la rupture. Ces trois domaines seront revisités dans le contexte spécifique du béton de masse qui sera défini en premier lieu.

2.2 Béton de masse

2.2.1 Définitions et normes

D'après le comité ACI 207(Committee 2006), le béton de masse est défini comme 'tout volume de béton dont les dimensions sont suffisamment grandes pour nécessiter la prise de certaines mesures pour faire face à la génération de la chaleur de l'hydratation du ciment et au changement de volume qui en résulte afin de minimiser les fissures'.

Cette définition du béton de masse est assez vague puisqu'elle dépend conjointement des propriétés du matériau et des conditions thermiques, tel qu'expliqué ci-dessous.

Le gradient de température :

La dissipation de la chaleur d'hydratation est très lente en raison des gros volumes de coulées impliquées dans les structures massives tels que les ouvrages hydrauliques (barrages, évacuateurs) ou les éléments structuraux d'autres ouvrages de génie civil (ex : piles de pont). Ainsi, le cœur du béton atteint des températures très importantes alors que la température de la surface extérieure, qui échange sans cesse la chaleur avec le milieu environnant, est plus basse comme illustré dans la Figure 2-1.

La différence entre les températures du cœur et de la surface des éléments massifs engendre des contraintes thermiques internes pouvant induire de la fissuration si la résistance à la traction du béton est dépassée.

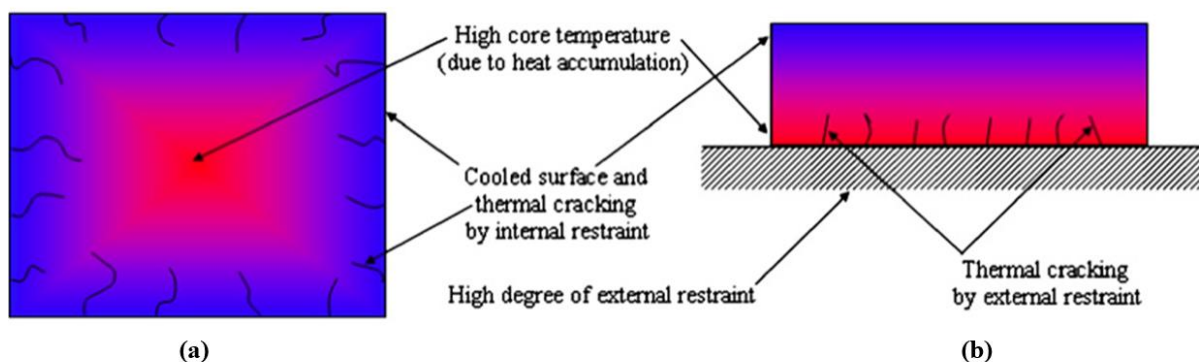


Figure 2-1: Développement de la contrainte thermique et l'occurrence de la fissure dans un bloc de béton : (a) vue en plan; (b) vue en élévation, tiré de (Amin, Kim et al. 2009).

La température maximale :

Comme la réaction chimique du ciment avec l'eau est exothermique et que la conductivité thermique du béton est faible, les structures massives connaissent des températures maximales importantes à jeune âge (ACI 207.2R-07 2007) qui dépassent facilement 40 °C. Tel que démontré dans la Figure 2-2, l'élévation de la température d'un élément en béton de masse environne la température adiabatique à la différence de celle du béton structural. La combinaison de hauteurs de coulées typiques importantes (hauteur h) qui varient entre 1 et 3 m et des grandes dimensions des éléments (épaisseur t) implique une élévation de température transcendante durant les premiers jours de durcissement du mélange, où la dissipation de la chaleur d'hydratation est dominante. De ce fait, la réponse thermique à jeune âge est une caractéristique inhérente du comportement du béton de masse et doit être impérieusement prise en considération.

Une des principales préoccupations de l'élévation de la température est la formation différée de l'ettringite (DEF) expansive causant la fissuration des ouvrages (Diamond 1996). Cette réaction sulfatique interne est très problématique car l'ettringite est une phase instable qui se dissout dans la solution interstitielle au-delà de 70°C. Lors du dépassement du seuil critique de température, la formation du cristal est suspendue et la précipitation de l'ettringite est plus ardue (Taylor, Famy et al. 2001), provoquant ainsi le gonflement du matériau et la propagation de la fissuration. Un complément d'informations concernant la DEF et son influence sur les ouvrages est disponible à titre d'exemple dans les travaux de (Thibault 2009) et (Bernard 2017).

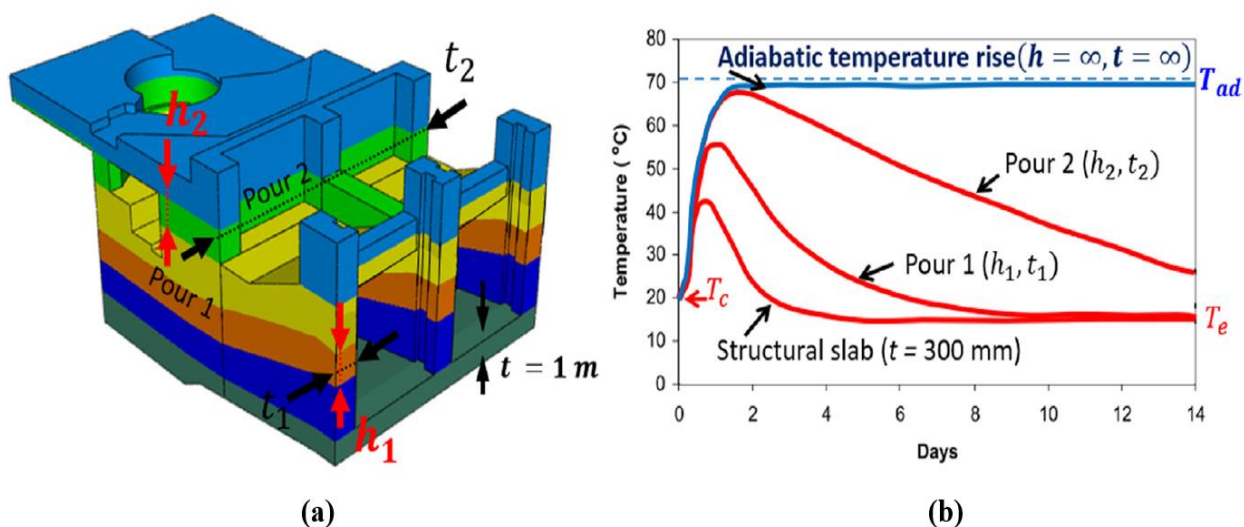


Figure 2-2 : (a) Géométrie 3D et coulées d'un aspirateur de centrale hydro-électrique; (b) évolution de la température dans un élément de béton structural versus une structure en béton de masse, tiré de (Bakour and Ftima 2021).

Constitution du mélange de béton :

Des granulats de diamètre maximal Φ_{max} variant entre 25 et 150 mm sont utilisés dans le béton de masse afin de limiter la proportion de ciment dans la préparation. La présence de gros granulats introduit un niveau d'hétérogénéité supplémentaire, non seulement dans la distribution granulaire mais également dans la distribution poreuse.

Communément, un barrage est construit par coulées successives de béton de masse et résiste à la poussée de l'eau par son poids. Il est donc auto stable et ne nécessite pas d'acier d'armature, ce qui permet l'utilisation de très gros granulats. Par ailleurs, des ouvrages massifs en béton faiblement armé sont souvent intégrés dans les aménagements hydrauliques, tel que les évacuateurs de crue et requièrent un Φ_{max} plus petit (généralement entre 25 et 40 mm) afin d'accommoder la présence des barres d'armatures et de garantir une bonne qualité d'enrobage. Cette distinction est soulignée dans la Figure 2-3.

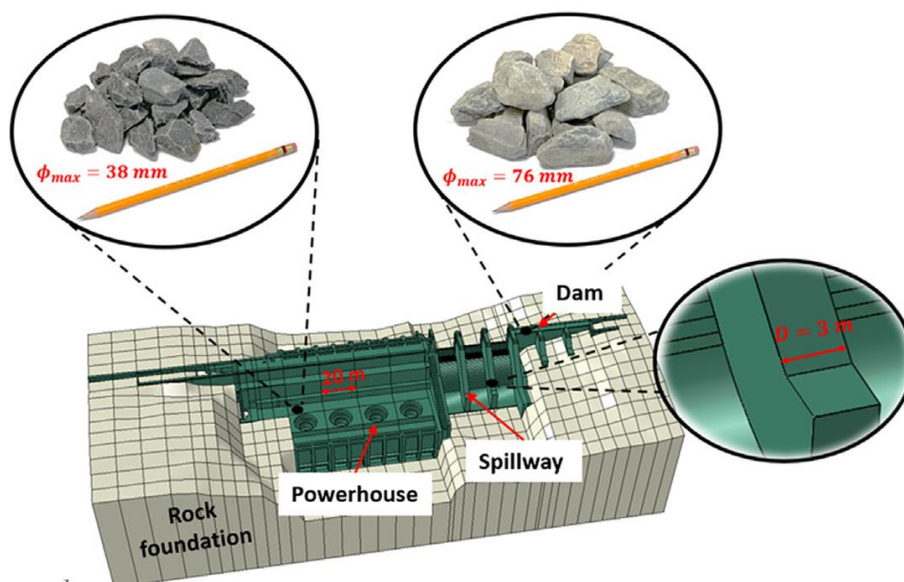


Figure 2-3 : Modèle 3D d'un aménagement hydroélectrique avec la distribution granulométrique dans le mélange de béton, tiré de (Ben Ftima and Lemery 2021).

Néanmoins, du fait du haut dosage en matériaux cimentaires et du faible ratio w/c caractérisant la formulation des bétons à hautes performances, la fissuration à jeune âge n'est plus limitée aux ouvrages massifs. Les bétons à hautes performances (BHP) sont connus par la génération d'une chaleur d'hydratation importante et par une microstructure avec des pores fins, ce qui induit des gradients thermiques et du retrait. Ainsi, le terme « béton de masse » peut être utilisé dans un sens plus large indiquant toute structure où les effets d'hydratation du ciment peuvent induire la fissuration thermique particulièrement à jeune âge.

Le jeune âge est la période névralgique du développement de la résistance de la matrice cimentaire et des propriétés mécaniques du mélange, de l'évolution des réactions d'hydratation, du dégagement de chaleur et du déclenchement des changements volumétriques (Pane and Hansen 2002). En somme, la durée de vie d'un ouvrage peut être subdivisée en quatre grandes étapes : le très jeune âge qui s'étend sur les premières heures jusqu'à un à deux jours après la coulée, le jeune âge correspondant aux premiers jours après la coulée du béton, le temps de construction qui peut durer quelques années pour le cas de gros aménagements et finalement le temps de service ou d'exploitation de l'ouvrage.

2.2.2 Ouvrages en béton de masse

Les conséquences de la mauvaise estimation des effets thermiques à jeune âge sur le comportement des ouvrages massifs ne sont pas toujours anodines. Un cas révélateur a été reporté par (Betioli and Fiorini 1997) concernant le barrage hydroélectrique d'Itaipu situé à la frontière entre le Brésil et le Paraguay. Lors de sa construction, des fissures induites par la chaleur d'hydratation ont été observées dans la structure surtout dans les contreforts du barrage préférentiellement dans le sens vertical (Figure 2-4).

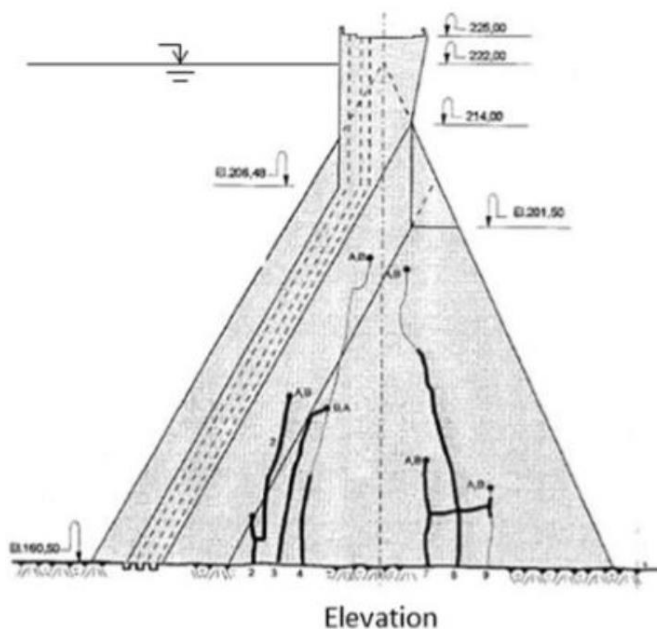


Figure 2-4 : Propagation de fissures verticales dans les contreforts du barrage, tiré de (Betioli and Fiorini 1997).

Les analyses indiquaient que la chaleur d'hydratation générée sur le terrain était supérieure à celle considérée durant la conception, induisant ainsi des fissures verticales dans la masse du bloc. De plus, les modèles utilisés pour simuler le comportement à jeune âge du béton massif étaient très simplifiés et ne tenaient pas compte des concentrations de contraintes induites par la géométrie.

Afin de remédier à ce problème, plusieurs mesures ont été prises pour préserver cette ressource économique, principalement :

- L'injection des fissures existantes avec de la résine époxy

- La limitation de la température de mise en place du béton à 7 °C
- La modification de la conception du mélange de béton afin de réduire la chaleur d'hydratation et le module d'Young pour les cinq premières coulées au-dessus de la fondation
- L'introduction d'un renforcement supplémentaire dans certaines zones de l'ouvrage.

Après plusieurs années d'observation et un programme de surveillance intense, il a été confirmé que les mesures prises étaient suffisantes pour assurer la durabilité et la sécurité du barrage.

(Funahashi and Kuperman 2010) ont réalisé une analyse tridimensionnelle par éléments finis d'une centrale hydroélectrique où une tendance à la fissuration a été détectée comme illustre la Figure 2-5. L'objectif est de démontrer que ces fissures étaient causées par les gradients thermiques provenant de la chaleur d'hydratation du matériau cimentaire.



Figure 2-5 : Apparition des fissures dans l'évacuateur de crue d'une centrale hydroélectrique, tiré de (Funahashi and Kuperman 2010).

En absence d'informations détaillées sur les propriétés thermochimiques et mécaniques des matériaux, les valeurs étaient estimées sur la base des informations provenant de matériaux similaires à ceux utilisés dans la construction. L'analyse thermique a révélé des températures d'environ 61°C. De plus, des contraintes de traction principales qui ont atteint la résistance à la traction ont été effectivement observées dans les régions où les fissures se sont amorcées sur le terrain. Les auteurs ont conclu donc que les fissures sont dues aux effets thermiques à jeune âge, et qu'elles pouvaient être évitées en changeant la conception du mélange de béton afin de réduire

la teneur en ciment, en réduisant la température de mise en place du béton grâce aux systèmes de refroidissement et en exigeant une résistance minimale à la compression à des âges plus avancés, par exemple à 90 jours, au lieu de la période de 28 jours exigée par les normes.

2.3 Comportement à jeune âge du béton

Le but de cette partie est de revoir les phénomènes majeurs à prendre en considération lors de l'étude du comportement du béton de masse à jeune âge, à savoir, le comportement chimique (hydratation du ciment et développement de la microstructure), le comportement mécanique (évolution des propriétés mécaniques), le comportement viscoélastique (le fluage) et le comportement thermique (transfert et évolution des propriétés thermiques).

2.3.1 Hydratation

Le développement de la réaction d'hydratation des matériaux cimentaires est le principal phénomène qui commande la fissuration thermique du béton aux jeunes âges. Grâce à l'exothermie du processus, il est possible de suivre son avancement par la courbe calorimétrique typique illustrée dans la Figure 2-6 décrivant l'évolution du flux thermique en fonction du temps. À la lumière de cette courbe, on identifie 5 phases d'hydratation du ciment (Bullard, Jennings et al. 2011).

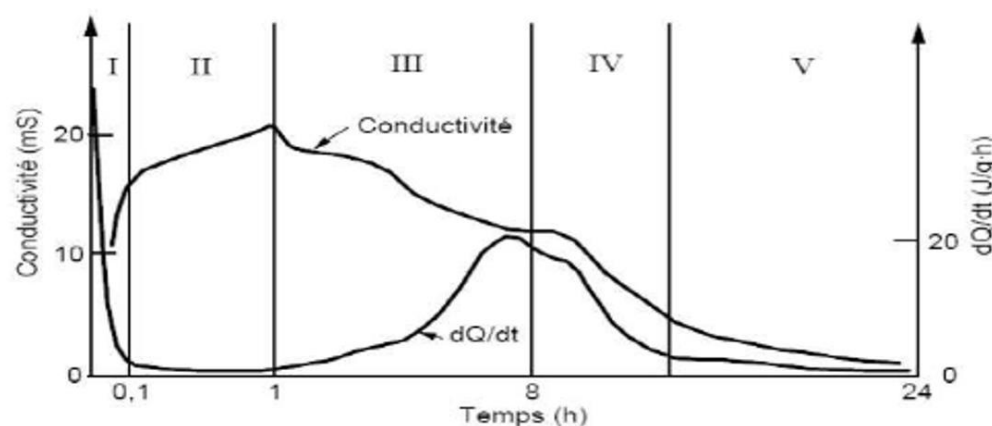


Figure 2-6 : Evolution du dégagement de chaleur et de la conductivité électrique lors de l'hydratation d'une pâte de C_3S , tiré de (Vernet and Cadoret 1991).

La pré-induction ou la phase I : Dans cette période qui débute dès le contact entre l'eau et le ciment, une très faible proportion d'hydratation est réalisée ($< 1\%$). Le processus de dissolution

de la plupart des composés à la surface des grains de ciment dans l'eau s'enclenche et induit un dégagement de chaleur intense qui chute éventuellement à 0. Les produits qui se forment sont l'ettringite primaire qui précipite dans la solution et les C-S-H qui se forment à la surface des grains de ciment en très faible quantité.

L'induction ou la phase II : Lors de la mise en place du béton, le dégagement de chaleur est faible et le degré d'hydratation est quasiment constant. Néanmoins, les ions passent en solution dans l'eau et la concentration en Ca^{+2} et OH^- augmente. Quand l'eau de gâchage est saturée en ions Ca^{+2} et OH^- , la précipitation débute annonçant la formation du solide.

L'accélération ou la phase III : La sursaturation de la solution en ions Ca^{2+} et OH^- induit les mécanismes de dissolution du ciment, qui résultent en la nucléation des premiers grains d'hydrates et la précipitation des autres hydrates sur ces grains ou ailleurs dans la solution permettant la formation de l'ettringite, de la portlandite et des C-S-H. La caractéristique de cette période est le fort dégagement de chaleur qui traduit une activité chimique intense.

La décélération initiale ou la phase IV : Cette période est marquée par une diminution de la chaleur dégagée reflétant ainsi le ralentissement de la production du solide à cause du manque progressif d'espace causé par le retrait chimique et les hydrates déjà formés, ainsi qu'au manque progressif d'eau consommée par l'hydratation des composants anhydres ce qui nuit à la formation des nouveaux hydrates. Pourtant, un 3^{ème} pic de chaleur est constaté sur la courbe de calorimètre correspondant à la conversion de l'ettringite primaire en mono-sulfo-aluminate.

La décélération finale ou la phase V : Le ralentissement, dû au caractère diffusionnel de la réaction d'hydratation, peut s'étaler sur des mois ou des années pour hydrater à 100% les plus gros grains de ciment avec une dimension d'environ 50 μm . Cette période va permettre au béton de mûrir et à la microstructure de se densifier. Les C-S-H ainsi que les cristaux de portlandite continuent de se former et de remplir la porosité.

2.3.2 Fluage à jeune âge

Le fluage est un phénomène physique provoquant une déformation permanente du matériau soumis à l'action soutenue et prolongée d'une charge extérieure dont l'ampleur est liée au facteur de temps (ACI-209.2R-08 2008). Pour un chargement constant σ au temps t_0 , on mesure la déformation totale via l'équation (2-1) si la contrainte appliquée est faible (en général, $|\sigma| <$

$0,4 f_c(t_0)$ - condition de linéarité). Dans cette équation, $J(t, t_0)$ est la fonction de fluage qui peut être déterminée par exemple à l'aide de l'équation (2-2) et $E_c(t_0)$ est le module d'Young au temps t_0 .

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr} = \sigma(t_0) \times J(t, t_0) \quad (2-1)$$

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_c(t_0)} \quad (2-2)$$

La déformation élastique ε_{el} est une fonction linéaire de la contrainte alors que la déformation due au fluage seul ε_{cr} est calculée de façon simplifiée à partir du coefficient de fluage $\phi(t, t_0)$ qui dépend du moment de chargement t_0 . Comme indique l'équation (2-3), $\phi(t, t_0)$ est le produit d'un coefficient donnant le fluage maximal ϕ_0 et une fonction qui décrit l'avancement du fluage (Veglianti and Sgambi 2003).

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \times f(t - t_0) \quad (2-3)$$

Le fluage peut être causé par :

Des mécanismes directs qui prennent leur origine dans la pâte de ciment et qui sont responsables de la plus grande proportion du fluage comme expliqué dans les théories de la migration de l'eau (Lynam 1934, Lea and Lee 1946) et de l'écoulement visqueux (Thomas 1937).

Des mécanismes indirects qui engendrent la portion du fluage du béton associée à son caractère composite comme décrit dans les théories sur l'impact de la fissuration ou sur l'impact des granulats (Meyers 1967). Plus d'informations relatives aux mécanismes de fluage sont élaborées dans la thèse de Daviau-Desnoyes (Daviau-Desnoyes 2015).

La simulation du phénomène de fluage afin de prédire le comportement des ouvrages en béton de masse à jeune âge est une nécessité car il entraîne une relaxation non négligeable des contraintes engendrés par l'élévation de la température lors de la prise : les déformations induites par le fluage en traction s'opposent à celles du retrait thermique, ce qui soulage les contraintes d'origine thermique et retarde la fissuration comme illustre la Figure 2-7.

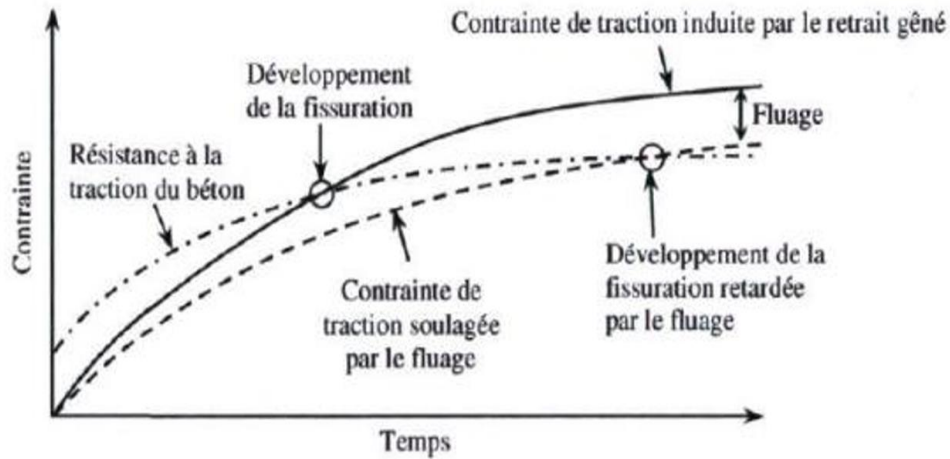


Figure 2-7 : Relaxation des contraintes de traction causée par le fluage, tiré de (BLAIS 2010).

Différents modèles constitutifs semi-empiriques et viscoélastiques ont été suggérés dans la littérature afin d'exprimer $J(t, t_0)$ ou directement $\phi(t, t_0)$ (Joder 2017). Nous allons en évoquer deux modèles : le modèle analytique semi-empirique du CEB-FIP 2010 très utilisé en ingénierie et le modèle viscoélastique de série de Kelvin souvent considéré dans les modèles par éléments finis.

Le modèle semi-empirique du CEB-FIP 2010 :

Ce modèle distingue deux catégories de fluage : le fluage propre dû à la réaction d'hydratation sans échange hydrique avec l'environnement et le fluage de séchage dû au départ de l'eau des pores capillaires lorsque le béton échange de l'humidité avec l'extérieur. Par conséquent, le coefficient de fluage est défini par l'équation (2-4).

$$\phi(t, t_0) = \phi_{o,bc}\beta_{bc}(t, t_0) + \phi_{o,dc}\beta_{dc}(t, t_0) \quad (2-4)$$

$\phi_{o,bc}$ est le coefficient de fluage basique asymptotique, que l'on peut obtenir lorsque t tend vers ∞ et est défini par les équations (2-5), (2-6) et (2-7).

$$\phi_{o,bc} = \beta_{bc}(f_{c,28}) \beta(t_0) \quad (2-5)$$

$$\beta_{bc}(f_{c,28}) = \frac{34,2}{f_{c,28}^{0,7}} \quad (2-6)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad (2-7)$$

$\phi_{o,dc}$ est le coefficient de fluage de séchage asymptotique, que l'on peut obtenir lorsque t tend vers ∞ et est déterminé par les équations (2-8), (2-9) et (2-10).

$$\phi_{o,dc} = \beta(RH) \beta_{dc}(f_{c,28}) \beta(t_0) \quad (2-8)$$

$$\beta_{dc}(f_{c,28}) = \frac{412}{f_{c,28}^{1,4}} \quad (2-9)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \times \frac{h}{100}}} \quad (2-10)$$

Ce modèle simplifié est bien adapté pour un calcul d'ingénieur car il s'appuie sur des paramètres facilement mesurables comme la résistance à la compression à 28 jours $f_{c,28}$ (MPa), l'humidité relative RH (%), le temps de chargement t_0 (jours) et le ratio aire-périmètre du spécimen étudié h (mm).

Le modèle viscoélastique de série de Kelvin :

Ce modèle plus général est plus adéquat dans le contexte d'une analyse par éléments finis. Comme illustre la Figure 2-8, il consiste à modéliser la relation entre la contrainte σ et la déformation ε du béton en associant, en série, N éléments de Kelvin formés de ressorts, représentant le comportement élastique, et d'amortisseurs, représentant le comportement visqueux, afin d'obtenir la fonction de fluage J tel que $\varepsilon = J(t) \times \sigma$.

Pour avoir un modèle représentatif du comportement du béton de masse, 7 éléments de Kelvin sont généralement nécessaires, et il faut donc identifier au total 14 paramètres (Granger 1995).

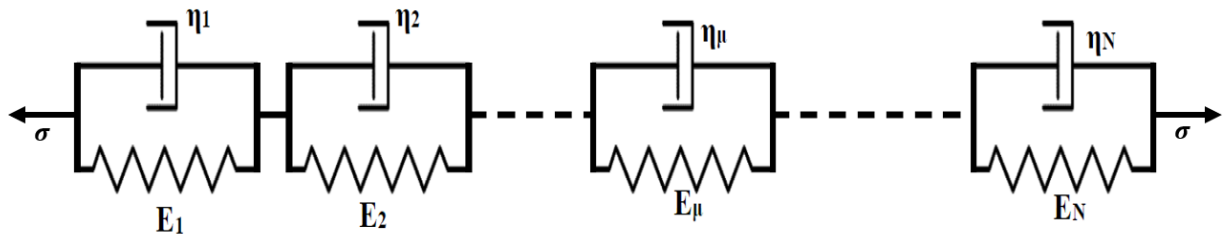


Figure 2-8 : Chaîne de Kelvin appelé aussi série de Dirichlet, modifié de (Joder 2017).

Puisque les éléments sont en série, la déformation totale s'écrit :

$$\varepsilon_{cr}(t) = \sum_{\mu=0}^N \frac{\sigma}{E_{\mu}} \left(1 - e^{-\frac{(t-t_0)}{\tau_{\mu}}} \right) \quad (2-11)$$

$$\varepsilon_{cr}(t) = \frac{\sigma}{E_{\mu}} (1 - e^{-1}) + \sum_{j=1, j \neq i}^7 \frac{\sigma}{E_j} \left(1 - e^{-\frac{\tau_{\mu}}{\tau_j}} \right) \quad (2-12)$$

En pratique, on impose :

$$\tau_{\mu} = \frac{\eta_{\mu}}{E_{\mu}} = \tau_1 \times 10^{\mu-1} \quad (2-13)$$

Où τ_1 est une constante égale à 0,01 jours et η_{μ} est la viscosité de l'amortisseur.

Si $t - t_0 = \tau_{\mu}$ pour $t_0 = 0$ jours, on peut déterminer les déformations aux instants τ_1 et τ_{μ} définies par les équations (2-14) et (2-15).

$$\varepsilon_{cr}(\tau_1) = \frac{\sigma}{E_1} (1 - e^{-1}) \quad (2-14)$$

$$\varepsilon_{cr}(\tau_{\mu}) = \frac{\sigma}{E_{\mu}} (1 - e^{-1}) + \sum_{j=1}^{\mu-1} \frac{\sigma}{E_j} \left(1 - e^{-\frac{\tau_{\mu}}{\tau_j}} \right) \quad (2-15)$$

L'équation (2-15) s'écrit aussi :

$$\frac{\sigma}{E_{\mu}} (1 - e^{-1}) = \varepsilon_{cr}(\tau_{\mu}) - \sum_{j=1}^{\mu-1} \frac{\sigma}{E_j} \left(1 - e^{-\frac{\tau_{\mu}}{\tau_j}} \right) \quad (2-16)$$

Ce calcul permet de déterminer l'élasticité du ressort :

$$E_{\mu} = \frac{1 - e^{-1}}{\varepsilon_{cr}(\tau_{\mu}) - \sum_{j=1}^{\mu-1} \frac{\sigma}{E_j} \left(1 - e^{-\frac{\tau_{\mu}}{\tau_j}} \right)} \quad (2-17)$$

2.3.3 Effets thermiques et maturité

Le caractère exothermique de la réaction d'hydratation des matériaux cimentaires souligne le besoin de prendre en considération l'influence couplée de l'âge et de la température sur la

cinétique d'évolution des propriétés mécaniques linéaires (module d'Young) et des critères de résistance (résistance à la traction, résistance à la compression, énergie de fissuration) du béton. D'où l'avènement du concept de maturité qui permet de traduire le niveau de durcissement du béton. D'après Saul (Saul 1951), « deux bétons qui ont la même composition et ayant atteint le même niveau de maturité auront la même résistance quel que soit l'historique de temps et de température qui ont subi pour atteindre cette valeur de maturité ».

Saul (Saul 1951) utilise l'expression (2-18) pour exprimer la loi de maturité.

$$M = \sum_0^t (T^c - T_0^c) \Delta t \quad (2-18)$$

Où M est la maturité à l'âge t , T^c est la température moyenne du béton pendant l'intervalle de temps Δt (°C), et T_0^c est la température de référence (°C) généralement égale à -10°C et qui correspond à la température limite permettant le développement de la résistance du béton (Brooks, Schindler et al. 2007).

Cette loi, connue sous le nom de " *Nurse-Saul maturity function* ", permet donc de déterminer la résistance du béton in situ à partir de la résistance déterminée par étalonnage pour une formulation de béton particulière en laboratoire comme montré à la Figure 2-9.

La loi d'Arrhenius est également à l'origine du principe du temps équivalent qui se calcule via l'équation (2-19). La notion d'âge équivalent a été proposé par Hansen et Pedersen (Hansen and Pedersen 1977). Ce paramètre reflète le temps fictif qu'il aurait fallu à la réaction d'hydratation d'un même béton conservé à une température de référence, égale généralement à 20°C, pour atteindre son état actuel dans les conditions de cure réelle.

$$t_{eq} = \int_0^t \exp \left[\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T(\tau)} - \frac{1}{T_r} \right) d\tau \right] \quad (2-19)$$

Dans cette équation, t_e est l'âge équivalent à une température de référence, T_r , en jours et en heures ; E_a est l'énergie d'activation en J/mol ; R est la constante des gaz égale à 8.31 J/K-mol ; T est la température moyenne du béton pendant l'intervalle de temps Δt en K ; T_r est la température de référence en K et Δt est l'intervalle de temps en jours ou en heures.

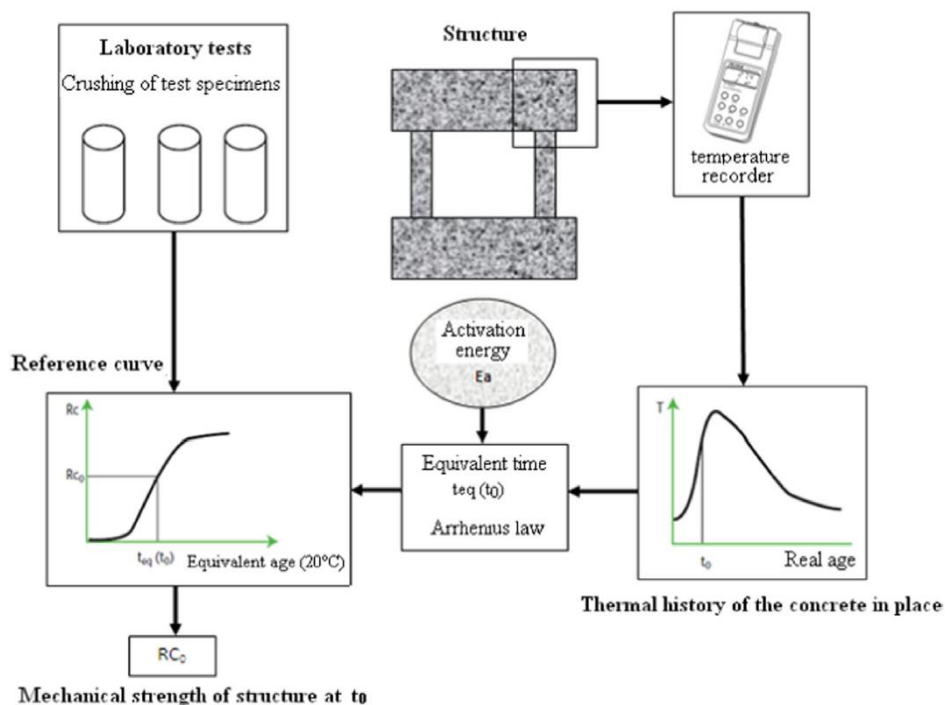


Figure 2-9 : Principe de maturité, tiré de (Benaïcha, Burtschell et al. 2016).

Bien que la fonction Nurse-Saul soit pratique, elle manque de signification physique puisqu'elle est basée sur une approximation linéaire de la résistance en fonction de la température qui n'est pas toujours précise. La fonction d'Arrhenius permet de surmonter l'une des principales limites de la fonction Nurse-Saul en introduisant la notion d'énergie d'activation E_a qui établit une relation non linéaire entre le taux de développement de la température et la température de durcissement. La valeur de l'énergie d'activation dépend de type du ciment, du dosage des adjuvants et du rapport eau-ciment. Quelques valeurs recueillies dans la littérature témoignent que l'énergie d'activation du béton varie entre 30 et 64 KJ/mol pour un rapport $w/c = 0.45$ et entre 31 et 56 KJ/mol pour un rapport $w/c = 0.6$ (Carino and Tank 1992, Carino and Lew 2001).

2.3.4 Considérations du retrait

Le retrait du béton est aussi un phénomène qui peut influencer le comportement du béton à jeune âge. Il existe principalement deux types de retrait qui peuvent agir simultanément ou d'une façon indépendante dans le béton (Neville 2011). Le retrait endogène (appelé aussi retrait chimique ou auto-dessiccation), peut se reproduire dans le béton suite à la réaction d'hydratation (la consommation de l'eau avec cette réaction implique une diminution uniforme et isotrope du

volume). Il ne dépend pas de l'air ambiant et peut donc exister même en absence d'échange d'humidité avec le milieu extérieur (ex : toutes les surfaces sont scellées). Le retrait exogène (appelé aussi retrait de séchage ou de dessiccation) se développe quant à lui dans le béton lors de l'échange d'humidité avec un environnement externe plus sec. Ceci induit un gradient de déformation proche des surfaces externes et des contraintes de traction au voisinage de celles-ci qui peuvent induire de la fissuration surtout pour le cas d'éléments minces en béton.

Pour le contexte d'éléments en béton de masse, le retrait est généralement considéré secondaire et négligeable par rapport aux autres types de déformations (thermique, de fluage...), pour différentes raisons. Le retrait endogène est considéré négligeable pour le béton de masse, généralement constitué d'un rapport eau/ciment plus grand que 0.5. De plus, avec l'épaisseur importante des éléments en béton de masse, le ratio volume/surface est faible, ce qui limite l'importance du retrait de séchage. Ainsi, les déformations induites par le retrait sont négligées dans ce projet.

2.4 Effets thermiques dans le béton de masse

Les effets thermiques feront l'objet d'un exposé détaillé dans cette partie. Nous mettons l'accent sur la création des déformations volumétriques dans le béton et éventuellement des contraintes si le mouvement est empêché. Puis, nous développons les équations et les procédés de transfert thermique. Finalement, un état de l'art concernant la modélisation numérique est présenté.

2.4.1 Développement des déformations volumétriques

Le changement volumétrique induit par la variation de la température est exprimé par l'équation (2-20) suivante :

$$\Delta \epsilon_{th} = \alpha \cdot \Delta T \cdot \delta_{ij} \quad (2-20)$$

$\Delta \epsilon_{th}$ est le tenseur de déformations d'origine thermique; α est le coefficient d'expansion ou de dilatation thermique ; $\Delta T = T - T_r$ est la différence entre la température du béton T et la température de référence T_r ; δ_{ij} est le symbole delta de Kronecker.

En considérant l'hypothèse de superposition des déformations, l'incrément de déformation thermique peut s'ajouter aux autres déformations de différentes origines : déformation mécanique

(ou élastique pour le cas linéaire élastique) $\Delta\epsilon_{mec}$, thermique $\Delta\epsilon_{th}$, de retrait $\Delta\epsilon_{sh}$, due à la RAG $\Delta\epsilon_{RAG}$ et de fluage $\Delta\epsilon_{cr}$ (BenFtima, Sadouki et al. 2016).

$$\Delta\epsilon(t, T, H) = \Delta\epsilon_{mec}(t, T, H) + \Delta\epsilon_{th}(t, T) + \Delta\epsilon_{cr}(t, \sigma_0) + \Delta\epsilon_{sh}(t, H) + \Delta\epsilon_{RAG}(t, T, H, \sigma_0) \quad (2-21)$$

2.4.2 Développement des contraintes thermiques et fissuration

Les effets thermiques présents dans le béton de masse à jeune âge induisent des déformations qui, si elles sont restreintes (restreinte interne ou externe), engendrent des contraintes thermiques (Nagy 1997). En effet, les déformations des structures sont souvent empêchées et on distingue deux types de restreintes illustrés dans la Figure 2-10.

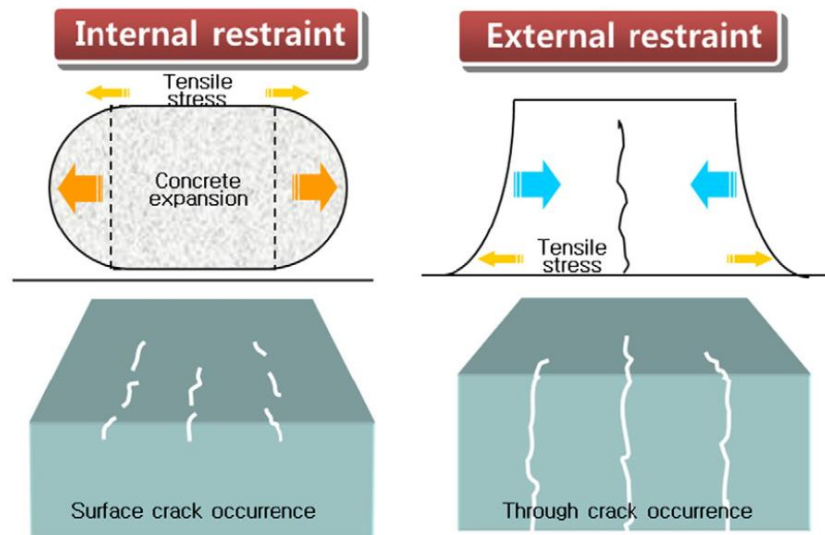


Figure 2-10 : Types de restreintes dans le béton de masse, tiré de (Ha, Jung et al. 2014).

- La restreinte interne due à la non-uniformité des changements volumétriques dans la masse du béton : l'expansion du cœur est empêchée par la surface du béton qui est en contraction (par exemple sous l'effet de gradient thermique).
- La restreinte externe due aux mouvements empêchés à cause de l'action réciproque des structures existantes (contact entre monolithes, rigidité des fondations).

Tel que schématisé dans la Figure 2-11 et discuté précédemment, l'apparition des contraintes thermiques est également influencée par les propriétés viscoélastiques du béton : la variation du module d'Young et les effets de fluage/relaxation.

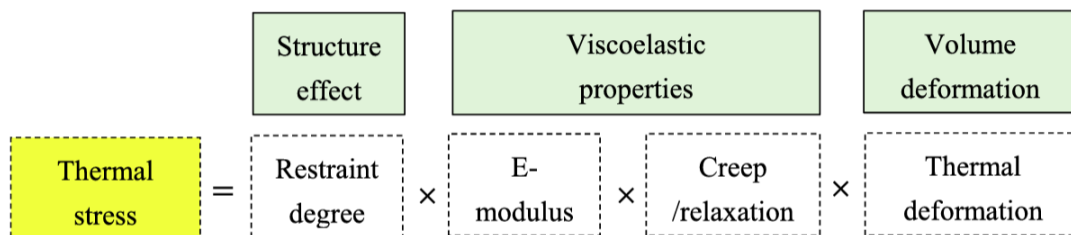


Figure 2-11 : Paramètres influençant le développement de contraintes thermiques, tiré de (Zhu, Hu et al. 2021).

La Figure 2-12 résume le processus d'occurrence de fissuration dans les structures massives.

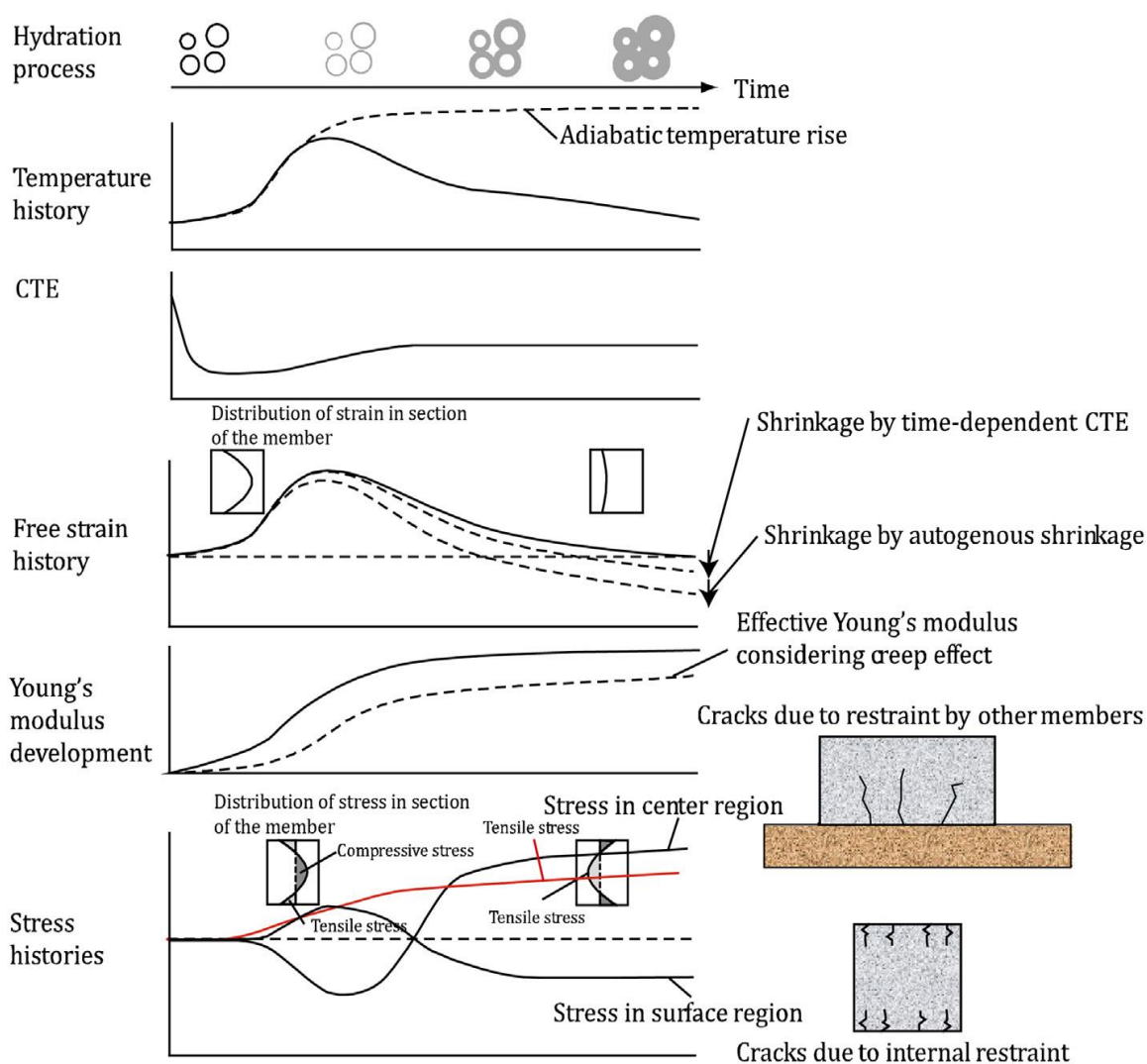


Figure 2-12 : Fissuration dans le béton de masse, tiré de (Maruyama and Lura 2019)

La température du béton massif augmente considérablement à cause de la chaleur libérée lors de l'hydratation du ciment et des conditions thermiques aux limites avoisinantes d'un environnement adiabatique. À cause des échanges avec le milieu environnant, la température au cœur des pièces est plus élevée qu'en surface. Dépendamment du type de restrainte, des contraintes de traction se développent dans la peau ou au cœur de la masse. Lorsque ces contraintes sont bien supérieures à la résistance à la traction, il en résulte une fissuration.

En absence d'un outil de simulation numérique, il est possible d'exprimer d'une façon simplifiée la contrainte moyennant un coefficient de restrainte noté généralement K_R . Selon le comité de l'ACI 207 (207.2R-95 1995), le degré de restrainte K_R est 'le rapport entre la contrainte réelle résultante du changement du volume et la contrainte prévue si le mouvement est complètement empêché'. Il peut être déterminé dans le cas d'un bloc coulé monolithiquement par les abaques représentés graphiquement dans la Figure 2-13.

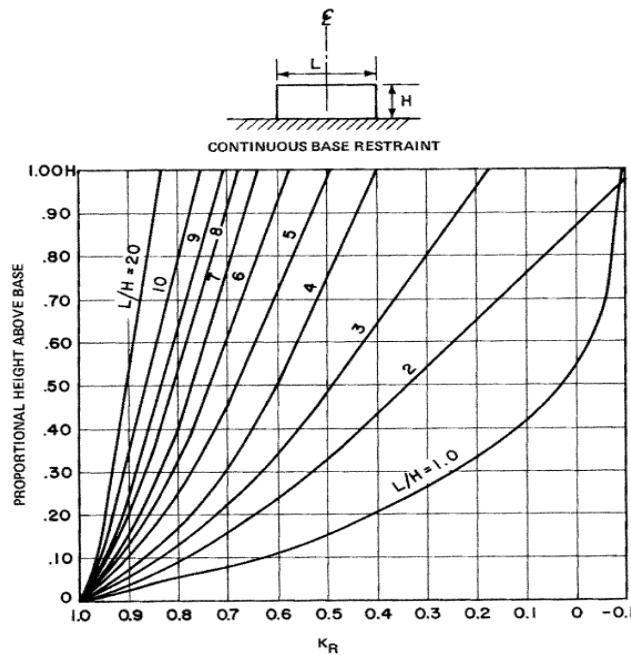


Figure 2-13 : Abaques permettant la détermination du degré de restrainte K_R , tiré de l'ACI (207.2R-95 1995).

La contrainte thermique $\sigma^T(T)$ résultante de l'application de la température T est donnée par l'équation (2-22).

$$\sigma^T(T) = K_R(T) E_s(T) \alpha(T) (T - T_r) \quad (2-22)$$

Avec

$$E_s(T) = E (1 - \Psi(T)) = \frac{E}{1 + \emptyset} \quad (2-23)$$

E et E_s étant, respectivement, les modules élastiques instantané et à long terme.

K_R est le coefficient de restrainte des déformations thermiques imposées ($K_R = 0$ si le mouvement est libre, $K_R = 1$ si le mouvement est empêché).

$\emptyset, \alpha$ sont, respectivement, les coefficients de fluage et d'expansion thermique.

Ψ est le coefficient de relaxation qui incarne la réduction des contraintes thermiques à long terme et qui varie entre 0,3 et 0,5 (USBR 2006).

T et T_r sont la température appliquée et la température de référence en °C.

2.4.3 Influence de l'âge et de la température sur les propriétés mécaniques du béton de masse

Les propriétés mécaniques du béton augmentent avec l'hydratation des matériaux cimentaires. Elles sont également influencées par la température ambiante qui agit sur la cinétique de la réaction d'hydratation (Kaszyńska 2002).

La Figure 2-14 présente l'influence de la température de cure du béton frais sur le développement des propriétés mécaniques obtenues à partir d'essais réalisés sur 480 spécimens cylindriques de granulats de diamètre maximal égal à 19 mm, dans des conditions isothermiques de 10, 23, 35 et 50°C testés à l'âge de 1, 3, 7 et 28 jours.

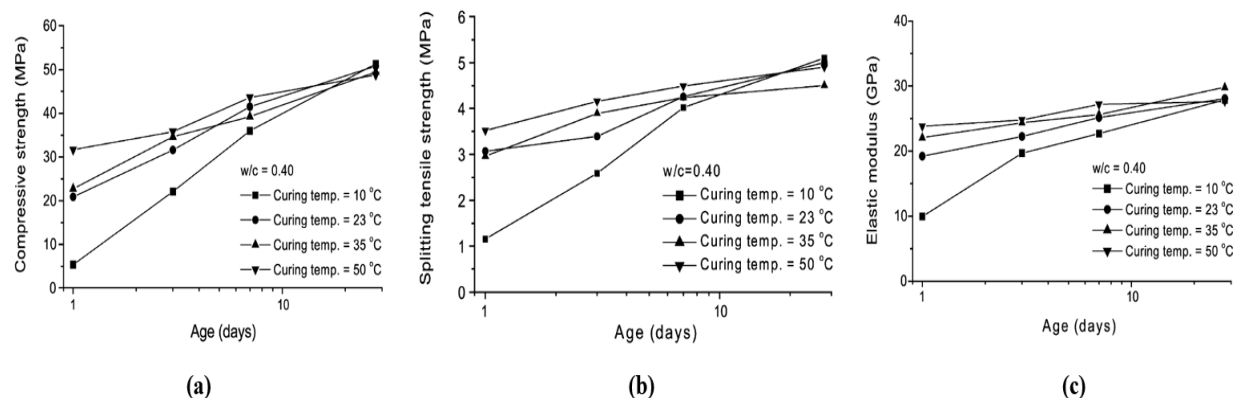


Figure 2-14 : Évolution de propriétés mécaniques du béton dans le temps dans différentes températures de cure (a) la résistance à la compression, (b) la résistance à la traction et (c) le module de Young, tiré de (Kim, Han et al. 2002).

Les résultats expérimentaux de (Kim, Han et al. 2002) démontrent que les spécimens soumis à des températures de cure importantes atteignent une résistance à la compression plus élevée à jeune âge. Cette tendance s'inverse avec l'âge et l'augmentation de la température de cure a un effet néfaste sur la résistance. Le même effet est observé pour la résistance à la traction et pour le module de Young, néanmoins, cette tendance est moins évident pour le module de Young.

Pour mettre en évidence la réduction de la résistance à la compression dans des températures de cure importantes, (Byfors 1980) a examiné des prismes de dimensions 100×100×400 mm en béton coulés et muris dans une plage de température variant de 10 à 40°C. Il conclut qu'une température initiale élevée à jeune âge entraîne un gain de résistance plus rapide mais une résistance à long terme réduite avec une perte pouvant atteindre 20 à 30% comme illustré dans la Figure 2-15.

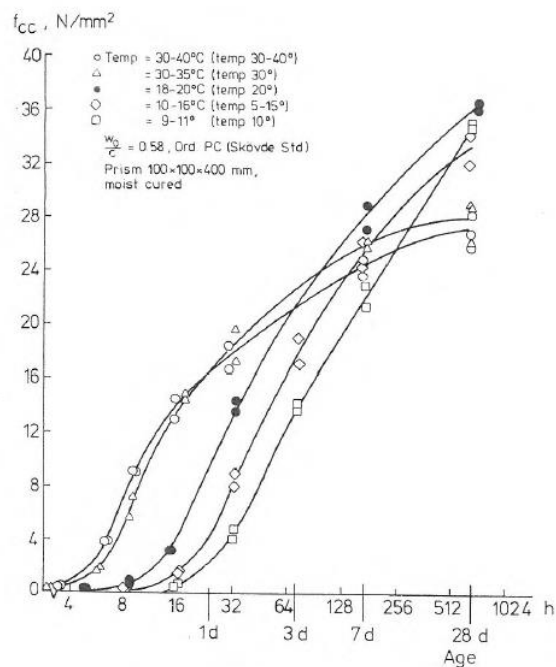


Figure 2-15 : Le développement de la résistance à la compression dans différentes températures de cure, tiré de (Byfors 1980).

Ce phénomène a été confirmé dans la littérature par de nombreux chercheurs à l'instar de (Yang, Mun et al. 2015) et (Kim, Moon et al. 1998). Il est connu sous le nom « *crossover effect* » ou « *temperature inversion effect* ». Comme montré à la Figure 2-16, une température plus élevée pendant le contact initial entre l'eau et le ciment et durant les premiers jours de durcissement du béton favorise le développement des résistances à court terme. En effet, l'augmentation de la température dans le béton due au développement de la chaleur d'hydratation du ciment accélère la cinétique des réactions chimiques et augmente le taux d'hydratation ce qui affecte avantageusement les propriétés du béton à très jeune âge tandis qu'à plus long terme la tendance s'inverse.

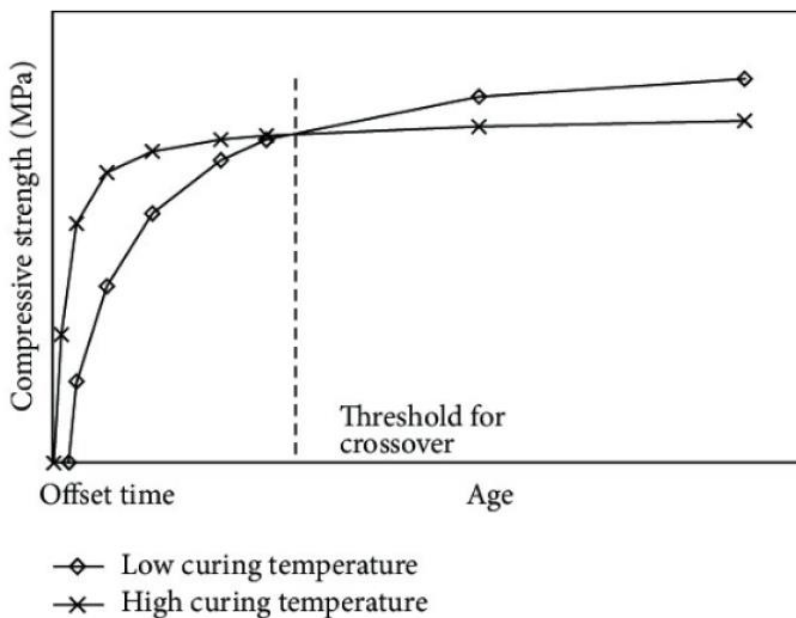


Figure 2-16 : L' effet CROSSOVER, tiré de (Yousuf, Shafigh et al. 2019).

Deux hypothèses peuvent être formulées pour expliquer la réduction observée à long terme.

1^{ère} hypothèse : la variation de la densité des hydrates produits selon les conditions de cure (Kjellsen and Detwiler 1992, Neville 1995)

La Figure 2-17 montre que l'hydratation du ciment à des températures élevées et normales affecte de manière significative les produits d'hydrates formés et conséquemment la performance du béton. Les CSH formés à haute température développent une coquille d'hydrates très dense en bordure des grains de ciment lors des premiers jours d'hydratation, ce qui serait à l'origine du gain rapide de résistance mécanique au jeune âge. Comme le processus d'hydratation est très lent dans des températures de 5 et 20°C, très peu de produits d'hydratation sont formés alors qu'à des températures de 40 à 60°C, la microstructure est développée et une large coquille de CSH est observée autour des grains de ciment. Néanmoins, à long terme, la formation de cette coquille bloque davantage la diffusion de l'eau et des ions pour l'hydratation ultérieure des grains de ciment anhydres et limite le remplissage des pores ce qui induit à une perte de résistance comme révèle la Figure 2-18.

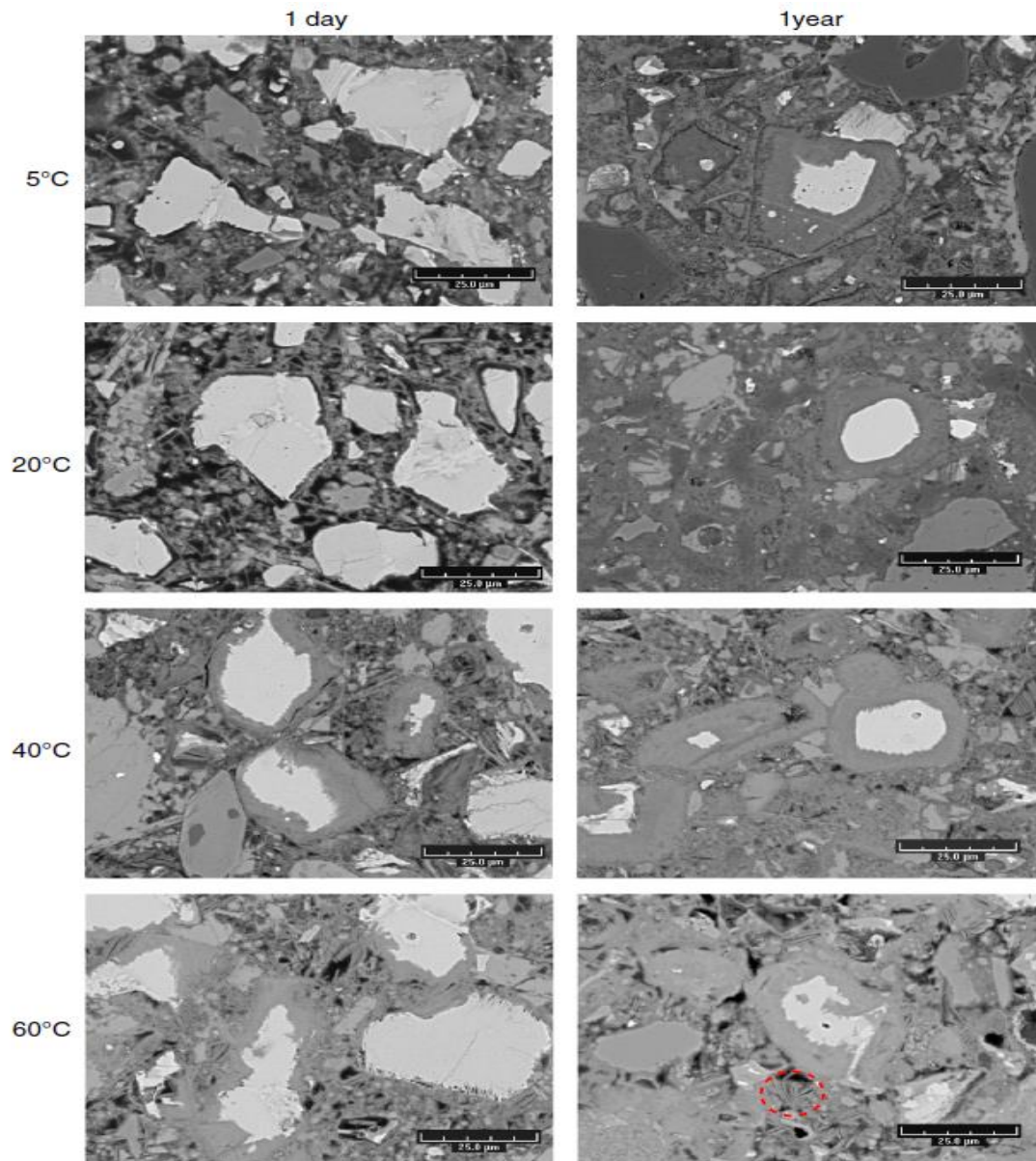


Figure 2-17 : Évolution de la microstructure d'un spécimen mûri à des températures de 5,20,40 et 60°C, tiré de (Gallucci, Zhang et al. 2013).

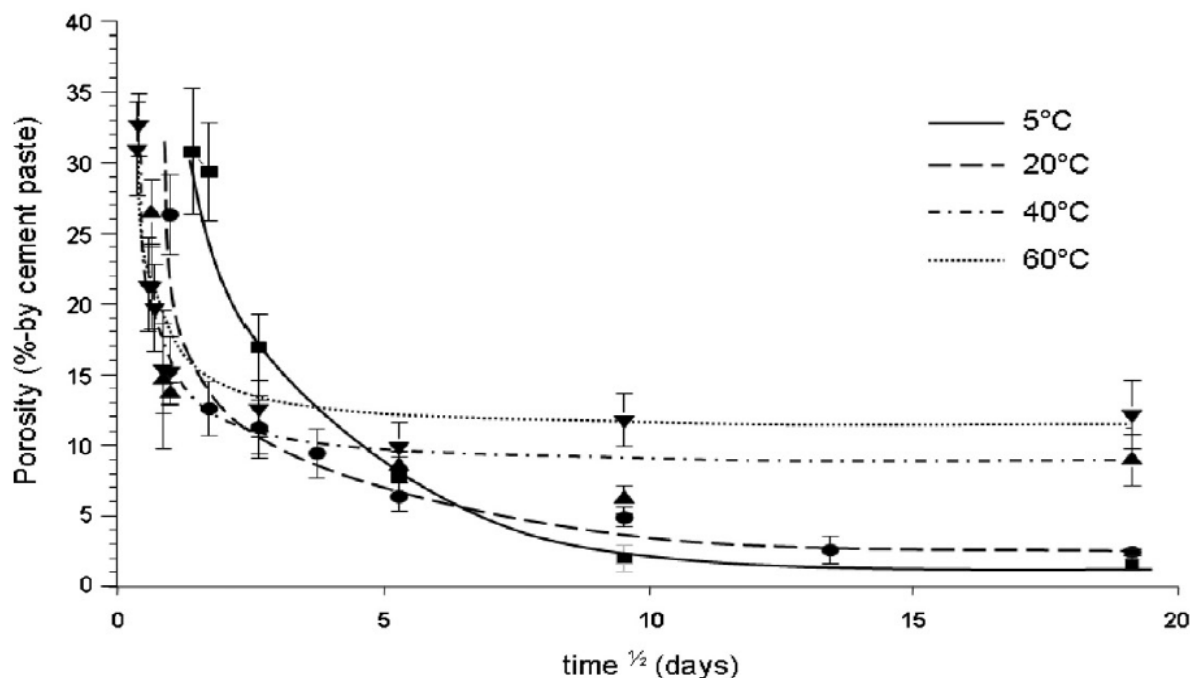


Figure 2-18 : La porosité de spécimens de béton muris à différentes températures de cure, tiré de (Gallucci, Zhang et al. 2013).

2^{ème} hypothèse : l'endommagement dû à la dilatation de l'air dans les vides de la matrice cimentaire (Gallucci, Zhang et al. 2013)

La formation précipitée des hydrates sous une augmentation de température résulte en une distribution non uniforme de produits d'hydratation et un béton plus poreux à long terme (Ke-feng and Nichols 2004). Ainsi, la différence entre les coefficients d'expansion thermique des constituants du béton et la présence de vides d'air dispersés dans la matrice provoquent une pression radiale en particulier à l'interface pâte-granulats. La pression résultante de la formation combinée de vides d'air et de microfissures dans les vides de la matrice cimentaire cause une plus grande accumulation de contraintes thermiques circonférentielles de traction dans le béton quand l'air dans les vides se dilate (Yao, Xu et al. 2017). Lorsque ces contraintes atteignent la résistance à la traction du béton, des fissures se produisent causant une dégradation des propriétés mécaniques du matériau.

L'influence de la température sur l'évolution des propriétés mécaniques à jeune âge du béton de masse souligne l'importance d'ajuster les équations permettant la détermination de ces

paramètres. Dans cette optique , (Emborg 1989) propose l'équation (2-24) tenant en compte les effets thermiques.

$$f_{cc}(t_e, T) = R_c(T) \times f_{cc}(t_e, 20) \quad (2-24)$$

Où $R_c(T)$ est un coefficient d'ajustement dépendant de la température et du ratio w/c tel qu'illustré dans la Figure 2-19 et $f_{cc}(t_e, 20)$ la résistance à la compression mesurée à la température de référence (20°C).

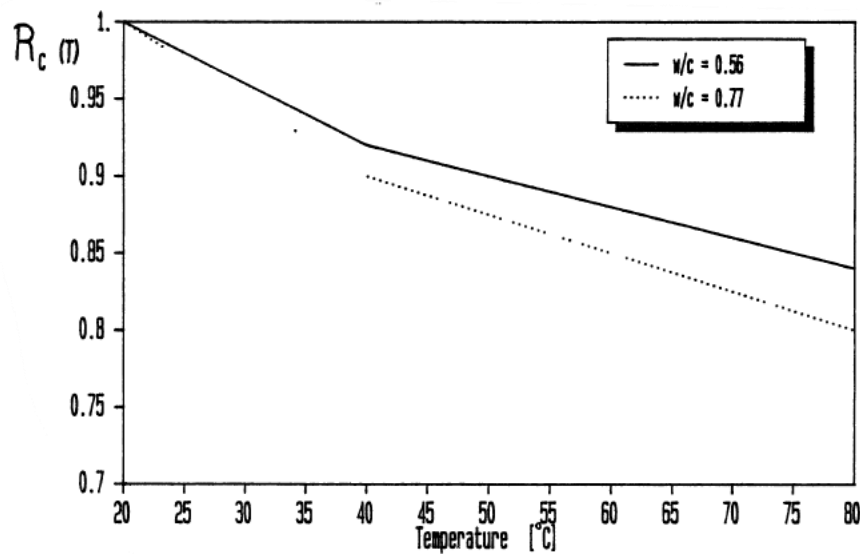


Figure 2-19 : La fonction $R_c(T)$ de réduction de la résistance à cause de la température de cure, tiré de (Emborg 1989).

(Bernhardt 1956) a supposé que le gain de résistance à un âge donné soit le produit de la résistance présente $f(S)$ et d'une fonction qui dépend du temps et de la température $k(t, T)$ exprimée par l'équation (2-25).

$$\frac{dS}{dt} = f(S) \times k(t, T) \quad (2-25)$$

Dans cette équation, la fonction $k(t, T)$ est inspirée de la loi d'Arrhenius comme illustre l'équation (2-26).

$$k(t, T) = A e^{-\frac{E}{RT}} \quad (2-26)$$

Dans cette même perspective, (Kim, Han et al. 2001) évoquent un nouveau modèle de prédiction de la résistance à la compression prenant en compte l'influence de la température et de l'âge surtout dans les structures en béton de masse où la chaleur d'hydratation est dominante.

L'équation du modèle proposé, équation (2-27), considère les effets de cure dans un âge équivalent en utilisant le modèle de Saul et l'équation d'Arrhenius et en introduisant le coefficient de variation dans le but d'améliorer la prévisibilité sur le gain de résistance.

$$\frac{S}{S_{28}} = R_u \left\{ 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + A \left[e^{-\frac{E_0}{RT}} e^{-\alpha t} + e^{-\frac{E_0}{RT}} e^{-\alpha t_0} \right] (t - t_0)}} \right\} \quad (2-27)$$

A , E_0 , R_u , α et t_0 sont respectivement la constante de la loi d'Arrhenius, la variation de l'énergie d'activation initiale avec la température de cure, la résistance relative, la réduction de l'énergie d'activation avec l'âge et l'âge où le gain de résistance s'amorce. Ces paramètres sont dépendants de la température de cure T^C et sont déterminés par les équations (2-28) à (2-31).

$$R_u = 2,04 T^{C-0.18} \geq 1 \quad (2-28)$$

$$E_0 = 42,830 - 43 T^C \text{ J/mol} \quad (2-29)$$

$$\alpha = 0.00017 T^C \quad (2-30)$$

$$t_0 = 0.66 - 0.011 T^C \geq 0 \quad (2-31)$$

L'équation (2-27) appliquée à différentes températures de cure, illustrée dans la Figure 2-20, reflète raisonnablement les résultats expérimentaux et souligne l'influence de la température sur la résistance du béton. Comme prévu, les spécimens soumis à des températures de cure plus élevées au jeune âge ont des résistances initiales plus importantes et des résistances à long terme plus faibles.

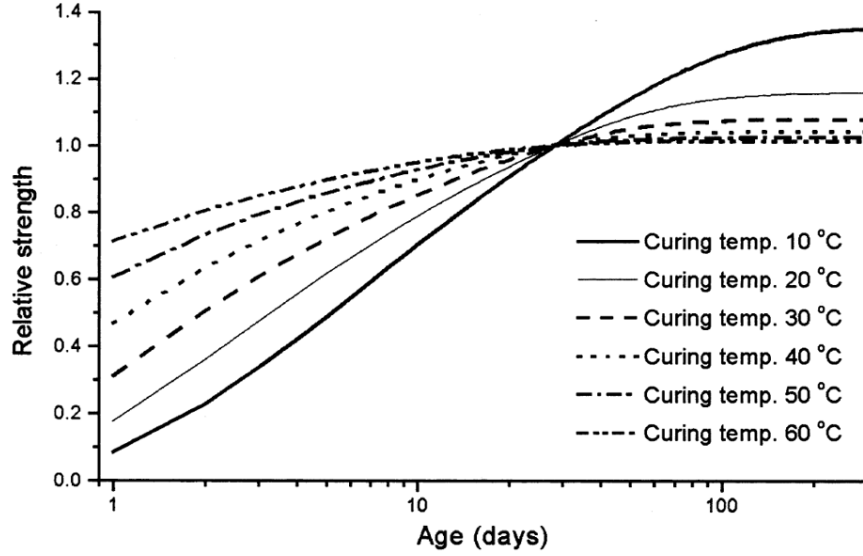


Figure 2-20 : Résistance à la compression relative dans différentes températures de cure , tiré de (Kim, Han et al. 2001).

2.4.4 Équations constitutives et développements analytiques

Dans sa forme globale, l'équation de chaleur s'écrit :

$$\int_V \rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} dv = \int_V Q_h dv + \int_S -\vec{n} \cdot (-k \cdot \overrightarrow{\text{grad}} T) dS \quad (2-32)$$

Dans cette équation, ρ = la masse volumique du matériau (kg/m^3); C_p = la capacité thermique massique (J/kg-K); ρC_p = la capacité thermique volumétrique ou la capacité calorifique du béton, produit de la masse volumétrique par la capacité thermique massique du béton; $\vec{n}$ = la normale unitaire à la surface S dirigée vers l'extérieur du volume V ; k = conductivité thermique du matériau (W/m-K); T = la température (K); Q_h = la source d'énergie générée, représentant l'exothermie de la réaction d'hydratation du ciment, par unité de volume (W.m^{-3}).

En transformant cette équation en intégrale à l'aide du théorème d'Osrogradski, il en résulte :

$$\int_V (\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} - \text{div} (-k \cdot \overrightarrow{\text{grad}} T) - Q_h) dV = 0 \quad (2-33)$$

Donc

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} - \text{div} \left(-k \cdot \overrightarrow{\text{grad}} T \right) - Q_h = 0 \quad (2-34)$$

En présence d'hétérogénéités, le transfert n'est pas uniforme. Le milieu est dit anisotrope et les conductivités suivent les directions de propagation de la chaleur. Évidemment, la conductivité thermique des matériaux hétérogènes est liée à la conductivité des constituants et à leur morphologie.

L'équation générale de transfert thermique s'écrit :

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} = \left(k_x \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + Q_h \quad (2-35)$$

En supposant que la conductivité thermique d'un matériau homogène et isotrope est constante dans le repère orthonormé (x, y, z), l'équation (2-35) devient :

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} = k \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + Q_h \quad (2-36)$$

ou encore

$$\alpha \Delta T + \frac{Q_h}{\rho C_p} = \frac{\partial T}{\partial t} \quad (2-37)$$

avec $\alpha = k / \rho C_p$ est la diffusivité thermique du matériau ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$) et ΔT est l'opérateur Laplacien scalaire défini par l'équation (2-38).

$$\Delta T = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \quad (2-38)$$

En plus de la densité de matériau, l'équation (2-36) indique les deux propriétés du matériau qui revêtent un intérêt pour le transfert thermique à savoir la conductivité thermique et la capacité thermique massique. La définition ainsi que les valeurs typiques de ces propriétés sont énumérées dans le Tableau 2-1.

Tableau 2-1 : Valeurs typiques des propriétés thermiques du bois et du béton.

Propriété	Définition	Unité	Valeur typique	
			Béton	Bois
la conductivité thermique k	Elle décrit l'habilité du béton à transférer ou à conduire la chaleur par conduction au niveau macroscopique	$W/m - ^\circ C$	1.4-3.6 (Neville 1995)	0.1-0.2 (Pásztor, Fehér et al. 2020)
La capacité thermique massique C_p	C'est la quantité de chaleur nécessaire pour que la température d'un gramme d'une substance s'élève d'un degré Celsius	$J/Kg - ^\circ C$	840-1170 (Neville 1995)	1400-2500

Le transfert thermique peut se faire selon trois modes :

Transfert par conduction (dans les solides ou fluides en repos) :

Le processus de transfert de chaleur par conduction est entraîné par la non-uniformité de la température qui induit un transfert d'énergie entre deux points d'un solide, ou encore d'un liquide (ou d'un gaz) immobile par contact direct et sans mouvement macroscopique de la matière. Il est dû à des phénomènes physiques microscopiques (agitation thermique des particules microscopiques, flux d'électrons libres...).

Ce mécanisme de transfert est régi par la loi phénoménologique de Fourier stipulant que la densité de flux échangé par conduction est proportionnelle au gradient de température :

$$\vec{\phi}_{cond} = -k \cdot \vec{\nabla} T \quad (2-39)$$

La densité du flux conductif par unité de surface exprimé en $W.m^{-2}$.

Dans cette équation, le signe – indique que le flux s'effectue des parties chaudes vers les parties froides et dans le sens opposé du gradient de température, k est la conductivité thermique du milieu et $\vec{\nabla} T$ est la variation dans l'espace à un instant t est donnée par le gradient de température définie par l'équation (2-40).

$$\vec{\nabla}T = \overrightarrow{grad}T = \begin{pmatrix} \frac{\partial T}{\partial x} \\ \frac{\partial T}{\partial y} \\ \frac{\partial T}{\partial z} \end{pmatrix} \quad (2-40)$$

En particulier, dans un régime stationnaire unidirectionnel sans source de chaleur,

$$\varphi_{cond} = -k \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \quad (2-41)$$

Si le flux à travers la surface S d'une plaque d'épaisseur e est uniforme,

$$\varphi_{cond} = -kS \cdot \frac{T_1 - T_2}{e} \quad (2-42)$$

On écrit cette relation sous la forme :

$$T_1 - T_2 = \frac{e}{kS} \varphi_{cond} \quad (2-43)$$

La relation analogue à la loi d'Ohm $U=RI$ permet de définir la résistance de conduction d'une couche d'épaisseur e et de surface S qui s'écrit :

$$R_{cond} = \frac{e}{kS} \quad (2-44)$$

Transfert par convection :

La convection est un mode qui implique le mouvement macroscopique de la matière au sein des milieux fluides en écoulement ou entre une paroi solide et un fluide en mouvement, donc un transport de matière s'implique. On distingue deux types de convection :

- La convection naturelle : provoquée par le mouvement du fluide dû aux gradients de température et / ou aux gradients de composition.
- La convection forcée : induite par une circulation artificielle du fluide due à des actions mécaniques extérieures.

Ce mécanisme de transfert est régi par la loi de Newton qui stipule que la densité de flux de chaleur échangé entre une paroi solide et un fluide en écoulement est proportionnelle à l'écart de température qui lui a donné naissance. Aux alentours d'un solide de température T_s , un fluide en

mouvement à la température T_∞ reçoit une densité de courant thermique. Le flux entrant dans le fluide ou sortant du solide, c'est-à-dire $T > T_\infty$ s'exprime ainsi :

$$\overrightarrow{\varphi_{conv}} = h (T - T_\infty) \vec{n} \quad (2-45)$$

Où h est une grandeur positive appelée coefficient d'échange convectif, en $W.m^{-2}.K^{-1}$ et $\vec{n}$ est le vecteur unitaire normale à la surface, orienté vers l'extérieur.

La résistance de convection d'un élément de surface S s'exprime :

$$R_{conv} = \frac{1}{h S} \quad (2-46)$$

L'une des principales difficultés dans la détermination des conditions limites convectifs réside dans le choix du coefficient d'échange h qui caractérise l'échange de chaleur entre le fluide et la paroi du milieu étudié. Faria et al (Faria, Azenha et al. 2006) ont démontré que ce coefficient est étroitement lié à la vitesse de vent v ainsi :

$$h = \begin{cases} 5.6 + 3.95 v & ; \quad (v \leq 5 \text{ m/s}) \\ 7.8 v^{0.78} & ; \quad (v > 5 \text{ m/s}) \end{cases} \quad (2-47)$$

En vue de cela, souvent dans la littérature, une valeur de $10 \text{ W.m}^{-2}.K^{-1}$ est utilisée pour une paroi verticale avec un écoulement naturel d'air et des températures proches de la température ambiante. Néanmoins, il faut noter que, physiquement, un transfert de chaleur entre une surface libre exposée à l'air ambiant inclut nécessairement le rayonnement et la convection.

Transfert par rayonnement thermique :

Le transfert d'énergie par rayonnement thermique résulte des interactions énergétiques entre un corps matériel chauffé et le champ électromagnétique environnant, et se produit par l'intermédiaire d'ondes électromagnétiques qui se propagent dans le vide ou dans un milieu parfaitement transparent, donc sans support matériel et sans contact direct. Ce mécanisme de transfert est régi par la loi de Stefan qui stipule que l'énergie émise par un corps noir est proportionnelle à la puissance quatrième de sa température. Mais en plus de rayonner de l'énergie, le système matériel absorbe également l'énergie rayonnée par son environnement ainsi le flux radiatif s'écrit :

$$\frac{d\phi}{dS} = \epsilon \sigma (T^4 - T_0^4) \quad (2-48)$$

Dans cette équation, $d\phi/dS$ représente le flux thermique surfacique en W.m^{-2} ; ϵ est le coefficient empirique sans unité appelé émissivité, compris entre 0 et 1, qui traduit le rapport entre le flux radiatif du rayonnement thermique émis par un élément de surface à température donnée et la luminance du corps noir porté à la même température considérée comme une valeur de référence ; σ est la constante de Stefan-Boltzmann égale à $5.67 \times 10^{-8} \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-4}$; T est la température du corps noir en K et T_0 est la température du milieu environnant en K.

2.4.5 Simulations numériques

La simulation numérique des ouvrages en béton de masse est une solution pour répondre aux enjeux industriels et scientifiques divers et aux problèmes d'ingénierie souvent complexes. Dans le cadre de ce projet, c'est le logiciel commercial Abaqus qui va être utilisé (ABAQUS 2014).

En prenant en considération les étapes de prétraitement du modèle, les types d'analyses et le post traitement des résultats, Abaqus s'avère un solveur très puissant de simulation par éléments finis, permettant la prise en compte de non-linéarités et d'aspects multi-physiques divers (mécanique, thermique, hydrique, ...). Il existe deux sous-produits dans ce logiciel :

- Le sous-produit Abaqus/Implicit, comme son nom l'indique, permet de résoudre les problèmes d'éléments finis (EF) en utilisant la méthode de résolution implicite, basée sur la formation de la matrice tangente du système et sur les itérations de Newton-Raphson à chaque incrément.
- Le sous-produit ABAQUS/Explicit utilise une approche de résolution explicite dynamique exempte d'itérations. Ceci facilite la résolution des problèmes complexes impliquant beaucoup de non-linéarités et de gros modèles par éléments finis. La connaissance du pas du temps critique Δt_{stable} assurant la stabilité de l'analyse permet d'estimer à l'avance le temps de calcul nécessaire.

Les analyses mécaniques statiques pour le calcul des contraintes peuvent être résolues soit par l'approche implicite statique, soit par l'approche explicite, utilisée en quasi-statique (Ben Ftima 2013). De plus, différentes options existent pour les analyses thermiques dans Abaqus, tel qu'expliqué par la Figure 2-21.

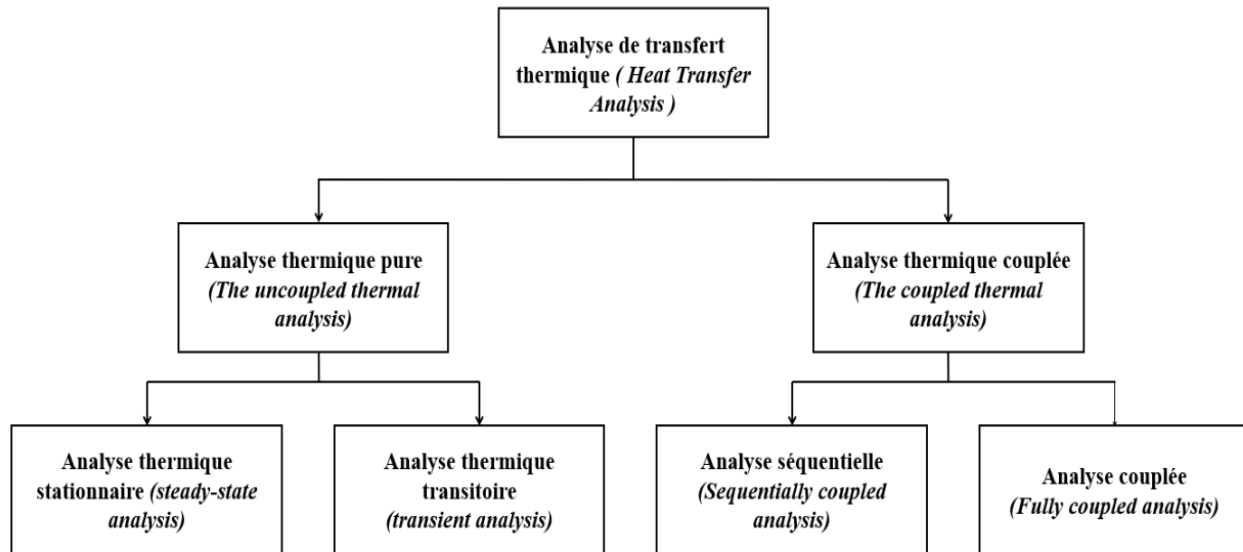


Figure 2-21 : Différents types d'analyse de transfert thermique disponibles dans Abaqus.

Les analyses thermiques pures peuvent être stationnaires ou transitoires. Abaqus/Explicit ne permet pas la réalisation de ce type d'analyse, cependant la possibilité de couplage thermomécanique y est disponible. Dans le contexte des éléments finis, l'équation (2-35) peut-être discrétisée et réécrite sous forme matricielle :

$$[C]\{\dot{T}\} + [K]\{T\} = \{Q(t)\} \quad (2-49)$$

Où $[C]$ est la matrice de la capacité calorifique, $[K]$ est la matrice de conductivité thermique, $\{Q(t)\}$ est la source de chaleur d'hydratation, $\{T\}$ est le vecteur de température et $\{\dot{T}\}$ est le vecteur de gradient de température.

Le Tableau 2-2 résume les différences entre les deux types d'analyses thermiques.

Tableau 2-2 : Différence entre les analyses thermiques stationnaire et transitoire.

	Régime stationnaire	Régime transitoire
Intérêt de l'analyse	Les conditions thermiques du corps lorsque les flux thermiques sont stationnaires	L'état thermique du modèle en fonction du temps.
Le temps	L'échelle du temps n'est pas significative	Le changement de comportement et des conditions thermiques dans le temps est important
Équation gouvernante	Le terme représentant l'énergie interne est omis $[K]\{T\} = \{Q(t)\}$	La forme matricielle de l'équation de transfert thermique s'écrit $[C]\{\dot{T}\} + [K]\{T\} = \{Q(t)\}$
Les propriétés thermiques nécessaires pour l'analyse	Elle dépend uniquement de la conductivité thermique et de la géométrie du modèle	En plus de la conductivité thermique, il faut spécifier la densité et la capacité thermique massique de chaque matériau

De façon analogue, le même raisonnement peut être fait entre les analyses statiques et dynamiques d'une analyse purement mécanique. Ainsi, l'équation (2-50) permet d'approcher le champ de déplacement au sein de l'élément.

$$[M]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = \{F\} \quad (2-50)$$

Où $[M]$ est la matrice de masse, $[K]$ est la matrice de rigidité, $\{F\}$ est le vecteur de forces nodales, $\{\delta\}$ est le vecteur de déplacements nodaux et $\{\dot{\delta}\}$ est le vecteur de vitesse.

Pour une analyse thermique transitoire, il faut préciser la température initiale, le temps de résolution et l'incrément de temps. Abaqus détermine un pas de temps minimal en dessous duquel des perturbations oscillatoires surgissent dans les résultats de l'analyse. L'équation (2-51) indique la condition recommandée.

$$\Delta t \geq \frac{\rho c}{6k} \Delta l^2 \quad (2-51)$$

Où Δt = l'incrément de temps; ρ = la densité; c = la capacité thermique massique; k = la conductivité thermique et Δl = la distance entre les nœuds de l'élément proche de la surface et où le gradient thermique est maximal.

Si la réponse thermique $T(x,t)$ du modèle est un chargement nodal de l'analyse mécanique, la résolution est dite séquentielle. Ainsi, l'analyse purement thermique peut être réalisée avec l'approche implicite et l'analyse mécanique peut être réalisée séquentiellement par l'approche explicite en se basant sur le champ thermique déjà calculé. Si la résolution requière simultanément les champs de temps et de contraintes, l'analyse devient thermo-mécanique couplée et le couplage est dit fort. Une telle situation est fréquente dans les procédés de fabrication des métaux où la déformation inélastique du matériau cause une hausse de température ou encore en présence d'effets de friction.

Il est difficile de voir l'utilité d'un couplage fort dans le cas de simulation thermo-mécanique des ouvrages en béton. Pour cette raison, la plupart des références dans les littératures traitant de ces problèmes utilisent des couplages faibles : (Lawrence, Tia et al. 2012); (Cifuentes, Montero-Chacón et al. 2019); (Maken, Léger et al. 2014) et (Ben Ftima and Yildiz 2023).

Un exemple concret de la suite séquentielle d'analyses thermique, hydrique et mécanique est présenté dans la Figure 2-22 pour le cas d'un ouvrage massif en béton (Ben Ftima and Yildiz 2023). La simulation des effets hygrothermiques présents dans la masse de béton par des analyses transitoires implicites permet de calculer les variations des champs de température $T(t)$ et d'humidité $H(t)$ à travers le temps. Ces champs sont, ensuite importés dans une analyse explicite incluant les charges mécaniques (ex : hydrostatiques et les charges de gravité) afin de simuler l'occurrence de la fissuration et le modèle d'endommagement. Dans ce cas-ci, le champ hydrique peut être utilisé pour le calcul du retrait et est aussi requis avec le champ thermique comme intrant pour la loi cinétique d'avancement de la réaction alcalis-granulats (Ben Ftima and Yildiz 2023).

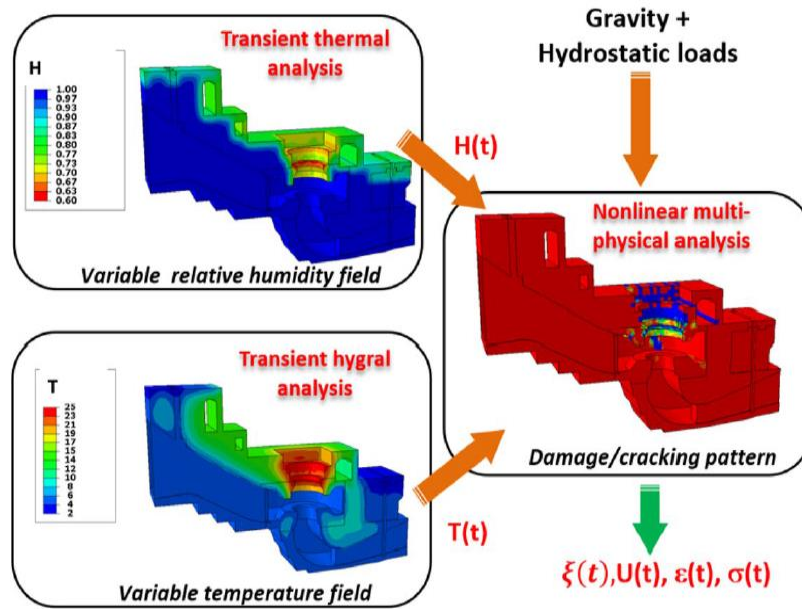


Figure 2-22 : Approche séquentielle couplée pour la modélisation d'ouvrages hydrauliques en béton, tiré de (Ben Ftima and Yildiz 2023).

2.4.6 Vérification et validation (V&V)

Le développement des outils informatiques et l'avènement de la simulation numérique dans les différents domaines de l'ingénierie ont permis d'affiner les connaissances au sujet de l'évaluation des structures massives. Certes, la modélisation numérique pluridisciplinaire est devenue aujourd'hui un outil de conception, d'analyse, de compréhension, de prédiction et de décision mais il faut rester vigilant. Pour les analyses non-linéaires, un modèle numérique n'est qu'une représentation simplifiée d'une réalité physique plus complexe, d'où le besoin croissant de connaître la précision des méthodes et de contrôler les différentes sources d'erreurs afin de garantir la pertinence des résultats de la simulation et la crédibilité de l'outil numérique.

Dans la transition du réel vers le virtuel, la thématique scientifique de ce modèle connue sous le nom vérification et validation (V&V) est représentée schématiquement par les lignes continues du diagramme simplifié de la Figure 2-23.

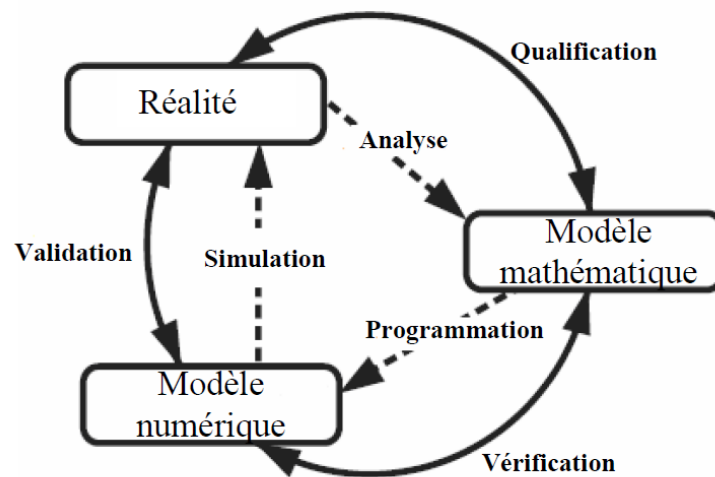


Figure 2-23 : Démarche de vérification et validation, modifiée de (Schlesinger 1979).

La démarche V&V est scindée en deux sous-processus :

- La vérification qui, par définition, est une procédure exclusivement mathématique conceptuelle, qui permet d'étudier la représentativité et la fidélité de la résolution numérique manipulée par l'outil et le code informatique à l'implémentation du modèle mathématique.
- La validation est quant à elle tournée vers la physique, et donne le degré de pertinence et de précision des modèles numériques comme abstraction de la réalité physique étudiée, afin de déterminer la capacité de prédiction d'un modèle numérique pour une utilisation donnée. Ceci est réalisé en comparant les prédictions (produits de la simulation) aux observations (mesures in situ) obtenues à partir d'expériences appropriées.

2.5 Mécanique de la rupture du béton et énergie de fissuration

Les notions les plus pertinentes pour ce projet, relatives à la mécanique de la rupture et à l'énergie de fissuration du béton de masse sont abordées dans cette section. On y présente aussi la caractérisation expérimentale de l'énergie de fissuration, ainsi que l'effet d'échelle qui y est associé. Pour finir, les principaux résultats décrivant la relation entre l'énergie de fissuration et la température du béton sont discutés.

2.5.1 Notions de mécanique de rupture

La mécanique de la rupture est l'approche la plus utilisée pour l'étude de la fissuration dans le béton (Shah, Swartz et al. 1995). Selon cette approche, il y a une distinction entre l'initiation et la propagation de la fissure.

L'initiation des fissures :

Comme illustre la Figure 2-24 (a), l'initiation de la fissuration est un processus progressif précédé généralement par une phase non linéaire subdivisée en plusieurs étapes. Dans les structures en béton, la différence de rigidité entre la pâte du ciment et les granulats engendre des fines fissures de retrait dans le béton (point A de la Figure 2-24 (a)). Ces microfissures ont tendance à diffuser dans la masse et à se joindre créant ainsi une microfissuration qui se localise à l'échelle de la structure (point C de la Figure 2-24 (a)). Cette zone de rupture est précédée par une bande d'endommagement à caractère adoucissant permettant la redistribution des contraintes comme montre la Figure 2-24 (b). En post pic, la fissuration continue à se propager même si la charge appliquée décroît.

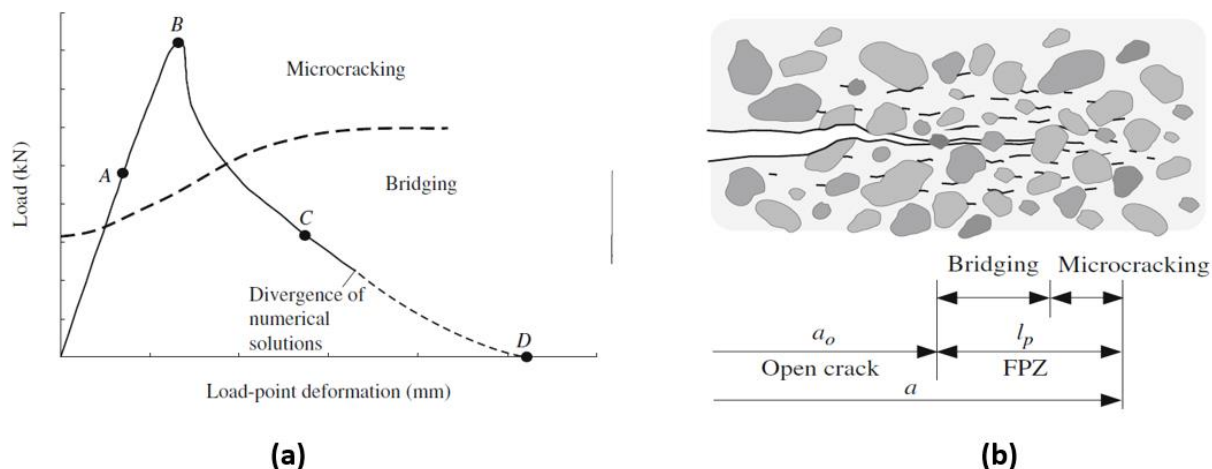


Figure 2-24 : (a) Courbe type de la traction d'un spécimen ; (b) la propagation de la fissuration dans l'entaille , modifiée de (Shi 2009).

La propagation des fissures :

L'apparition d'une fissure (plus précisément une macro-fissure) est caractérisée par la séparation irréversible d'un milieu continu en deux parties distinctes. La forme de la discontinuité permet

d'identifier trois modes de propagation reflétant trois types de comportement post-pic selon l'orientation de la contrainte appliquée par rapport à la fissure, représentés sur la Figure 2-25 :

- Mode I : Ouverture en traction si les contraintes sont perpendiculaires au plan de la fissure
- Mode II : Cisaillement dans le plan si les contraintes sont perpendiculaires au front de la fissure
- Mode III : Torsion ou cisaillement hors plan si les contraintes sont parallèles au front de la fissure.

Le mode I est connu pour être le mode le plus répandu et le plus dominant dans les ouvrages en béton non armé, au point que certains chercheurs doutent de l'importance et de l'existence même des deux autres modes (Shah and Carpinteri 1991). L'étude du mode I suppose l'existence d'une zone de microfissuration intense au front de la macrofissure, appelée zone d'élaboration de fissure ou FPZ pour *Fracture process Zone* (Figure 2-26).

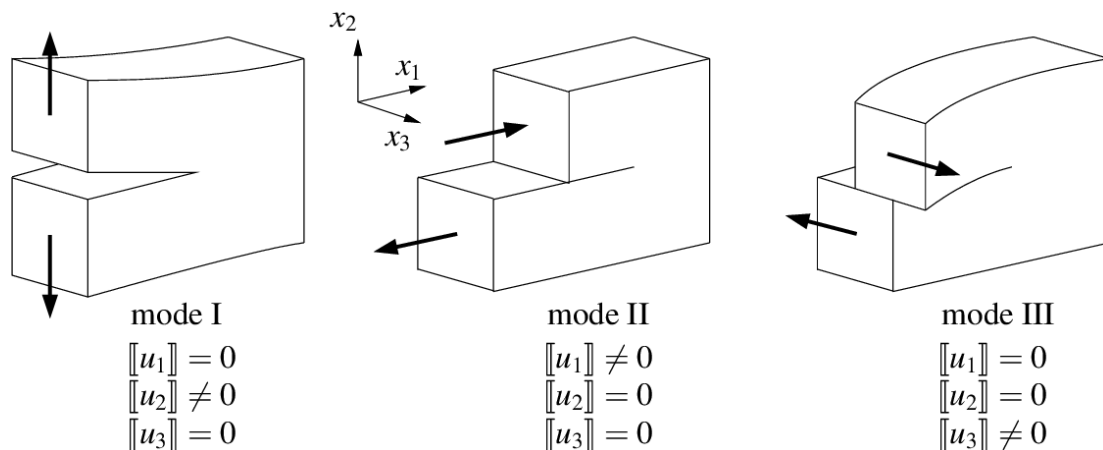


Figure 2-25 : Les trois modes de rupture, tiré de (Elguedj 2006).

Pour un béton ordinaire, la largeur de la FPZ est estimée de trois à quatre fois la dimension du granulats maximal Φ_{max} (Bažant and Oh 1983). Par conséquent, la taille non négligeable de cette zone dans les matériaux quasi-fragiles, comme le béton, empêche l'utilisation de la théorie classique de la mécanique linéaire élastique de la rupture (*Linear Elastic Fracture Mechanics* ou LEFM).

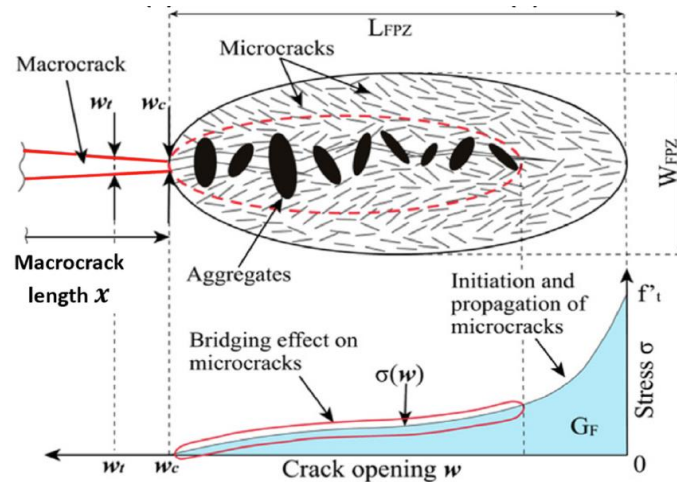


Figure 2-26 : Zone de propagation de la fissuration ou FPZ (Fracture process Zone), tiré de (Bakour and Ben Ftima 2022).

Il est maintenant admis que c'est plutôt la mécanique non-linéaire de la rupture (*Non-Linear Fracture Mechanics* ou NLFM) qui s'applique pour le béton. Cette conclusion est d'autant plus évidente pour le cas de béton de masse avec des gros granulats.

La Figure 2-26 définit l'énergie de fissuration notée G_F , comme étant l'aire en dessous de la courbe contrainte/ouverture de fissure ($\sigma-w$) au front d'une fissure de traction (Mode I) et est donnée par l'équation (2-52).

$$G_F = \int_0^{w_c} \sigma(w) dw \quad (2-52)$$

Où w_c : l'ouverture critique de la fissure

Cette définition locale peut être généralisée à une définition plus globale de l'énergie de fissuration comme étant l'énergie unitaire (par unité de surface) requise pour disloquer complètement un bloc en béton non armé en deux parties. Il s'agit d'un paramètre capital pour étudier le comportement post-fissuration en traction du béton et est l'intrant principal caractérisant la phase de propagation de la fissure.

2.5.2 Caractérisation expérimentale et effet d'échelle sur l'énergie de fissuration

La littérature donne principalement deux essais de caractérisation permettant l'évaluation expérimentale de l'énergie de fissuration du béton illustrés dans la Figure 2-27. Il s'agit de l'essai de fendage (WST pour *Wedge Splitting Test*) utilisé dans les travaux de (Brühwiler and Wittmann 1990), (Xiao, Schneider et al. 2004), (Wittmann 2002), et l'essai de flexion trois-points (TPBT pour *Three-Point Bending Test*) adopté dans les campagnes expérimentales de (RILEM 1985), (Guinea, Planas et al. 1992) et (Abdalla and Karihaloo 2003).

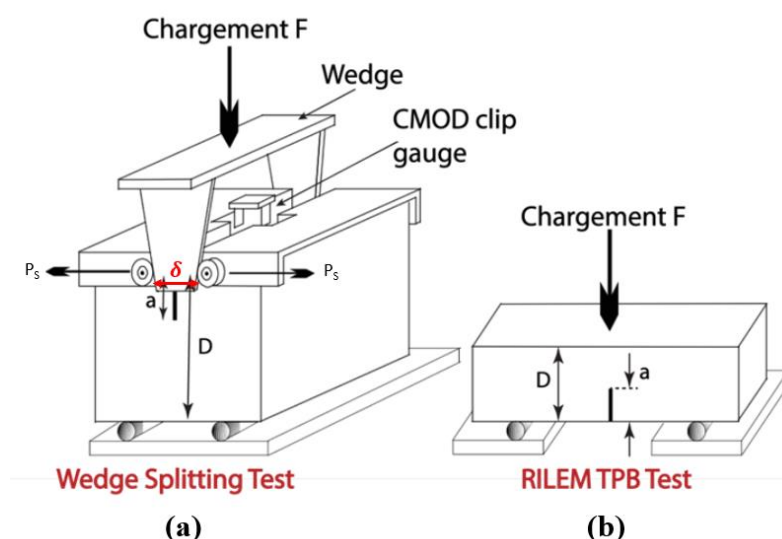


Figure 2-27 : Essais expérimentaux permettant de caractériser l'énergie de fissuration : (a) l'essai de fendage (WST pour *Wedge Splitting Test*); (b) l'essai de flexion trois-points (TPBT pour *Three-Point Bending Test*), tiré de (Lemery 2018).

La Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, communément appelée la RILEM recommande la détermination de l'énergie de fissuration par le biais de l'essai de flexion trois-points, vu la facilité du montage. Un ratio typique de $a/D=0.5$ est généralement recommandé entre l'entaille initiale a et la profondeur de la poutre D (Figure 2-27.(b)). De plus, une longueur de ligament non fracturé initiale $D-a$ de 3 à 5 fois ϕ_{max} au minimum est exigée, pour être dans l'hypothèse d'un matériau quasi-homogène. Ceci fait en sorte que dans le cas de gros granulats de béton de masse, un volume important de matériau est requis, ce qui augmente le coût et la complexité de l'essai (ex : manipulation de gros spécimens). Pour ce cas spécifique,

l'essai de fendage ou WST peut être une bonne alternative, dans la mesure où un volume plus petit est nécessaire. De plus, le montage de cet essai permet l'élimination de l'effet de la pesanteur en positionnant les deux rouleaux vis-à-vis des centres de gravité de chacun des demi-blocs de part et d'autre de l'entaille.

L'énergie de fissuration expérimentale issue d'un essai WST peut être estimée par le rapport entre le travail de fissuration W_F de la courbe d'adoucissement « Effort - Ouverture de fissure » induit par les forces appliquées et entre l'aire de la zone de fissuration projetée $(D-a) \times B$ (Figure 2-27.(a)), déduite à partir de l'équation (2-53).

$$G_{F-EXP} = \frac{W_F}{(D - a) \times B} \quad (2-53)$$

Où D est la profondeur de l'échantillon ; a est l'entaille initiale du spécimen ; $D-a$ est le ligament de fissuration ; B est l'épaisseur du spécimen et W_F est le travail des forces de fendage.

$$W_F = \int P_s d\delta \quad (2-54)$$

Avec P_s étant la charge appliquée au spécimen et δ est le déplacement au point de chargement.

Il a été prouvé expérimentalement que l'énergie de fissuration obtenue à partir des essais WST et TPBT est inévitablement influencée par l'effet d'échelle : G_F augmente avec l'augmentation de la taille nominale D du spécimen. Par définition, l'effet d'échelle est la dépendance d'une résistance nominale expérimentale exprimée sous forme de contrainte limite σ_N de la dimension caractéristique du spécimen D pour une série d'essais sur des structures géométriquement similaires. Généralement, les résistances mécaniques évaluées pour un matériau quasi-fragile comme le béton sont altérées lors de l'augmentation des dimensions nominales de l'éprouvette d'essai (effet d'échelle négatif), à l'exception de l'énergie de fissuration où cet effet est positif.

En effet, G_F augmente avec la taille du spécimen et la plupart des résultats expérimentaux montrent une tendance vers une valeur asymptotique de l'énergie de fissuration, notée $G_{F\infty}$ comme montre la Figure 2-28.

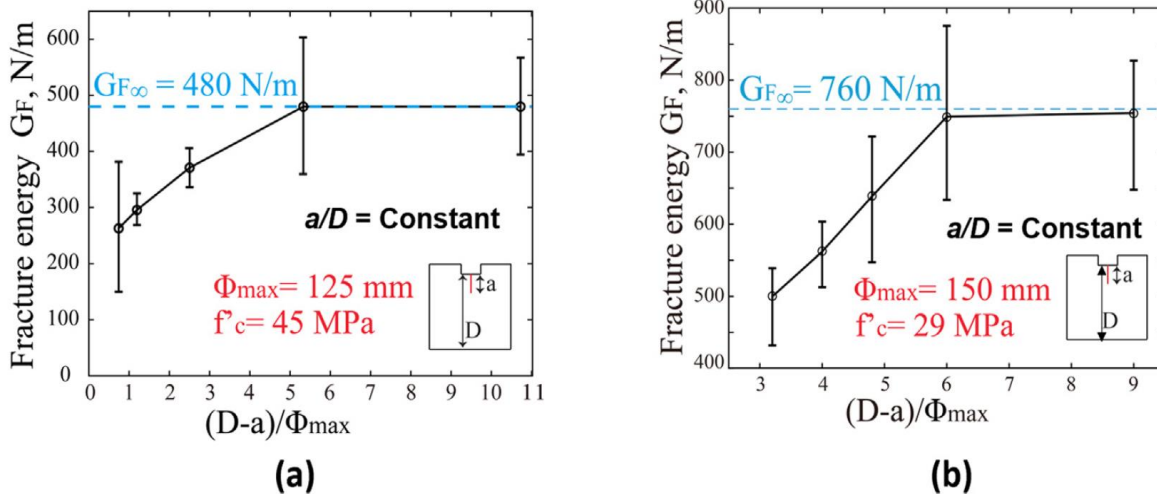


Figure 2-28 : La tendance asymptotique de l'énergie de fissuration et l'influence de l'effet d'échelle, tiré de (Lemery, Ftima et al. 2020). Résultats adaptés de : (a) (Trunk and Wittmann 2001) ; (b) (Guan, Li et al. 2015).

$G_{F\infty}$ serait donc représentative de l'élément massif d'un ouvrage typique de béton de masse (Figure 2-3) et l'intrant principal requis pour les analyses non linéaires par éléments finis pour ce type d'ouvrages. Ce paramètre ne peut être évalué qu'à travers des spécimens de très grande taille. Afin de contourner cette difficulté, de nombreuses méthodes expérimentales simplifiées ont été élaborées dans la littérature pour déduire l'énergie de fissuration asymptotique à partir de spécimen de taille raisonnable. On cite principalement la méthode de l'effet de bord simplifiée ou SBEM pour *simplified boundary effect method* (Abdalla and Karihaloo 2003) et la méthode issue de la théorie de la zone d'élaboration de fissure perturbée ou DFPZ pour *disturbed fracture process zone theory* (Lemery, Ben Ftima et al. 2019). D'amples détails concernant les deux méthodes sont disponibles dans la revue de littérature de (Bakour 2021). Les deux méthodes sont basées sur la théorie de l'effet de bord (Boundary Effect theory - (Duan et al., 2001)) permettant d'expliquer l'effet d'échelle observé sur G_F .

2.5.3 Équations semi-empiriques

Plusieurs auteurs ont développé différentes équations semi-empiriques pour estimer les valeurs de G_F en utilisant une combinaison des paramètres du matériau : la résistance à la compression f'_c , la résistance à la traction f_t , la taille maximale des granulats Φ_{max} , le rapport eau-ciment w/c , et les paramètres pour la forme des granulats α_0 et γ_0 . À titre d'exemple, le comité Euro-

International du Béton CEB propose l'équation (2-55) dans sa version 1990 (CEB-FIP 1990) et l'équation (2-57) dans sa version 2010 (CEB-FIP 2010), qui sont valides pour des bétons structuraux ordinaires de poids normal avec des granulats ne dépassant pas 32 mm.

$$G_F = G_{F0} \times \left(\frac{f'_c}{f'_{c0}} \right)^{0,7} \quad (2-55)$$

$$G_{F0} = 0,0469 \Phi_{max}^2 - 0,5 \Phi_{max} + 26 \quad (2-56)$$

Avec Φ_{max} en mm, f'_c en MPa, G_F et G_{F0} en N/m et $f'_{c0} = 10$ MPa

$$G_F = 73 \times f_{cm}^{0,18} \quad (2-57)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (2-58)$$

$$\Delta f = 8 \text{ MPa} \quad (2-59)$$

(Guan, Li et al. 2015) affirment qu'une meilleure estimation de l'énergie de fissuration pour un béton avec des granulats de diamètre maximal allant jusqu'à 150 mm peut être obtenue par le biais de l'équation (2-60).

$$G_F = (0,1616 \Phi_{max} + 1,0263) \times f'_c \quad (2-60)$$

2.5.4 Effet de la température à jeune âge sur l'énergie de fissuration

De nombreuses étapes ont été franchies dans la connaissance du comportement thermique du béton ordinaire. Cependant, plusieurs inconnues demeurent pour la quantification de l'influence des effets thermiques à jeune âge sur le comportement du béton de masse. Une vaste panoplie d'études mises au point par différents auteurs se sont concentrées sur le comportement du matériau à long terme après qu'il a atteint un niveau de maturité adéquat lui procurant une résistance mécanique suffisante pour s'opposer aux différentes contraintes. Pourtant, il est difficile de trouver des résultats complets associant le comportement d'un béton de masse à jeune âge avec un suivi des relevés thermiques et des mesures de l'énergie de fissuration, bien que ces paramètres soient indispensables à la compréhension des phénomènes qui se produisent à jeune âge et à la simulation numérique des ouvrages. Malgré la carence d'étude qui a été relevée, cette

section présente les rares études traitant de l'influence de la température sur l'énergie de fissuration du béton de masse à jeune âge.

Bazant et Prat (Bazant and Prat 1988)

Cette étude est présentée malgré le fait que les températures ont été imposées après 28 jours et non pas à jeune âge. On estime parfois que les résultats peuvent être pertinents pour l'interprétation de l'effet d'élévation de température sur l'énergie de fissuration.

Bazant et Prat ont mené des investigations expérimentales sur des spécimens en béton de résistance normale (NSC) et de diamètre maximal de 12.7 mm. Le but étant de déterminer l'influence de la température et de l'humidité sur l'énergie de fissuration du béton. À cette fin, des essais de flexion trois-points ont été réalisées sur des poutres rectangulaires entaillées et soumises à différentes températures dans un four allant jusqu' à 200 °C et testées dans deux conditions d'humidité : sec (dry) et humide (wet).

Pour chaque série de test, trois réplifications ont été coulées, coffrées, muries à une température de 25°C avec un taux d'humidité de 95% et testées à 28 jours à des températures égales à 20, 65, 120 et 200 °C.

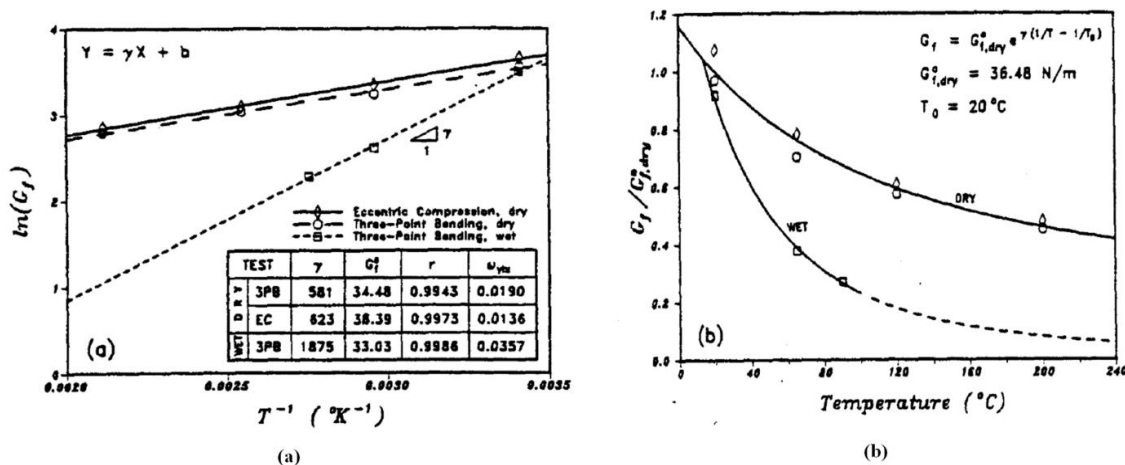


Figure 2-29 : (a) Résultats expérimentaux et la formule théorique pour les spécimens secs et humides (régression linéaire) ; (b) Variation de l'énergie de fissuration en fonction de la température, tiré de (Bazant and Prat 1988).

Ils ont conclu que l'énergie de fissuration diminue à fur et à mesure que la température augmente et que cette tendance est plus évidente pour le béton humide que sec. L'interprétation des

résultats est basée sur la notion de l'énergie d'activation de la cohésion inter-atomique. L'augmentation de température augmente la vibration thermique inter-atomes et augmente la probabilité que l'énergie de l'atome excède l'énergie d'activation de cohésion inter-atomes. De plus, en se basant sur le fait que la rupture est un processus thermoactif, l'augmentation de la température augmente le taux de croissance de la fissure qui suit généralement la formule :

$$a = f(K) \exp \left(\frac{-U}{RT} \right) \quad (2-61)$$

Où a est le taux d'ouverture de la fissure, U est l'énergie d'activation ; R est la constante de gaz parfait ; T est la température absolue ; K est le facteur de restrainte et $f(K)$ est une fonction empirique croissante.

En développant ce principe, Bazant et Prat proposent une formule permettant la détermination de l'énergie de fissuration en fonction de la température d'essai à 28 jours et qui s'écrit :

$$G_f = G_f^0 \exp \left(\frac{\gamma}{T} - \frac{\gamma}{T_0} \right) \quad (2-62)$$

Où

$$\gamma = \frac{2 U}{n R} \quad (2-63)$$

γ étant une constante caractérisant le matériau ; G_f et G_f^0 sont respectivement les énergies de fissuration à la température T et à la température de référence T_0 prise égale à 20°C .

Les résultats de essais expérimentaux s'alignent avec le graphique confirmant ainsi la validité de l'équation, néanmoins, la courbe du béton humide passera au-dessus de celle du béton sec quand la température est inférieure à 20°C ce qui contredit le fait que l'humidité affaiblit les liaisons dans le béton, l'équation (2-62) n'est plus valide dans cet intervalle de température. Bazant et Prat ont également souligné que bien que le processus de cure des spécimens dans des fours soit une pratique conventionnelle dans les investigations expérimentales, il pourrait causer des microfissures qui affecteront éventuellement les valeurs de l'énergie de fissuration. Pourtant, le test hygrométrique dans deux conditions de séchage confirme que les dommages, s'il en a, sont dérisoires puisque l'énergie de fissuration du spécimen sec demeure plus importante.

Zhengxiang et al (Mi, Hu et al. 2018)

Des essais de fendage ont été réalisés sur des spécimens de béton exposés à des températures de cure variant entre 5 et 60 °C. Le diamètre maximal des granulats de ce mélange était égal à 20 mm. Dans le but de déterminer l'influence de la température de cure sur l'énergie de fissuration exclu de l'effet d'échelle, la hauteur des spécimens était uniforme pour tous les essais (Figure 2-30 (a)). Les résultats ont démontré que l'énergie de fissuration du béton augmente avec l'augmentation de température de cure à jeune âge mais cette tendance s'inverse à partir du 14^{ème} jour. Au-delà de cette période, l'énergie de fissuration du béton soumis à des hautes températures devient plus faible (Figure 2-30 (b)).

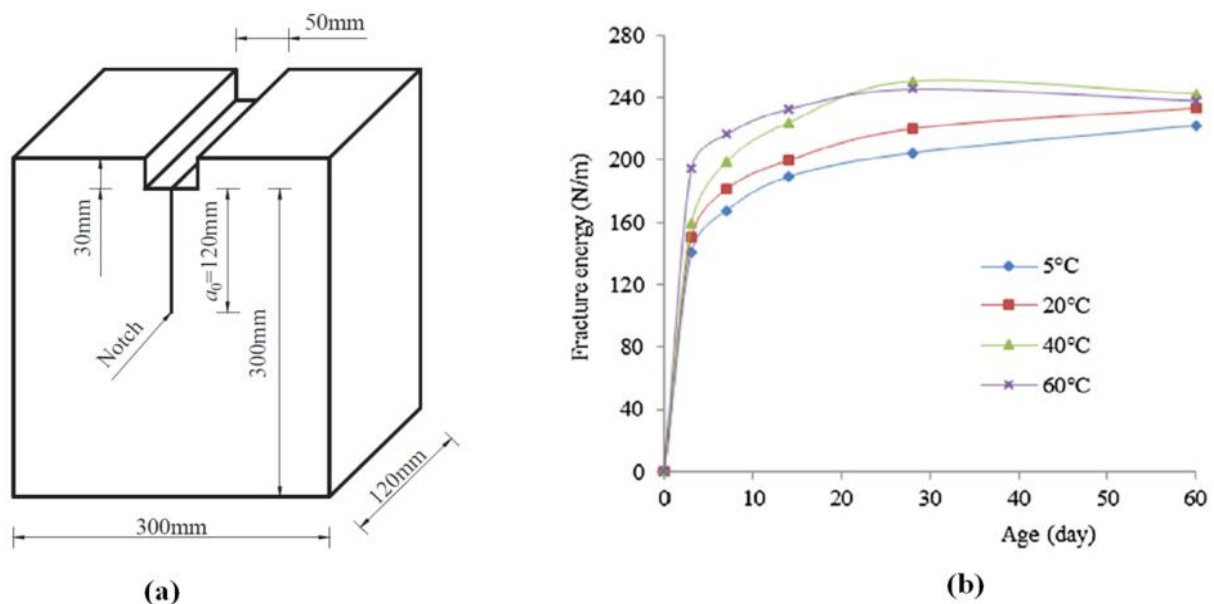


Figure 2-30 : (a) La géométrie des spécimens ; (b) l'énergie de fissuration des spécimens de béton dans différentes températures de cure , tiré de (Mi, Hu et al. 2018).

Après trois jours de cure, l'énergie de fissuration du béton mûri à 60°C est égale à 194.7 N/m, soit 38.1%, 29.5%, et 17.8% supérieure à celle des échantillons conservés à 5, 20, et 40 °C. Ce taux d'évolution est amorti à long terme et la différence entre les énergies à chaque température diminue progressivement. L'effet *crossover* est observé entre les températures de cure de 40 °C et 60 °C pour un âge approximatif de 23 jours. Il convient de souligner que selon (Mi, Hu et al. 2018), une température de cure d'environ 40°C est optimale pour le développement des propriétés

du béton sans l'émergence de l'effet *Crossover*, cependant, d'autres études optent pour une valeur d'environ 30 °C (Escalante-García and Sharp 2001, Nasir, Al-Amoudi et al. 2016).

Les résultats de ces investigations expérimentales démontrent que les spécimens maintenus à des hautes températures développent des énergies de fissuration plus faibles à long terme, ce qui contredit le concept de base de la méthode de maturité qui stipule qu'un béton exposé à différentes températures aura les mêmes propriétés ultimement. Une nouvelle version du principe de maturité a été proposée par (Mi, Hu et al. 2018) afin de pallier cette nuance. Même lorsque la température varie dans le temps, elle peut être considérée constante durant des petits intervalles Δt_i . L'équation 2.19 peut être modifiée :

$$M = \sum_{i=1}^n \frac{1}{\alpha_u - \alpha_0} \left(\frac{T_i}{T_r} \right)^{-m} \exp \left[-\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_i} - \frac{1}{T_r} \right) \right] \cdot \Delta t_i \quad (2-64)$$

Où T_i est la température de cure à l'instant i ; α_u et α_0 sont, respectivement, les degrés d'hydratation ultime et de référence. Les détails concernant cette nouvelle approche sont disponibles dans (Mi, Hu et al. 2019).

Bakour et BenFtima (Bakour and Ben Ftima 2022)

Selon les résultats de la campagne expérimentale de (Bakour and Ben Ftima 2022), la hausse de température durant les premiers jours de durcissement du béton de masse risque de contrecarrer l'effet d'échelle positif observé sur G_F comme illustre la Figure 2-31.

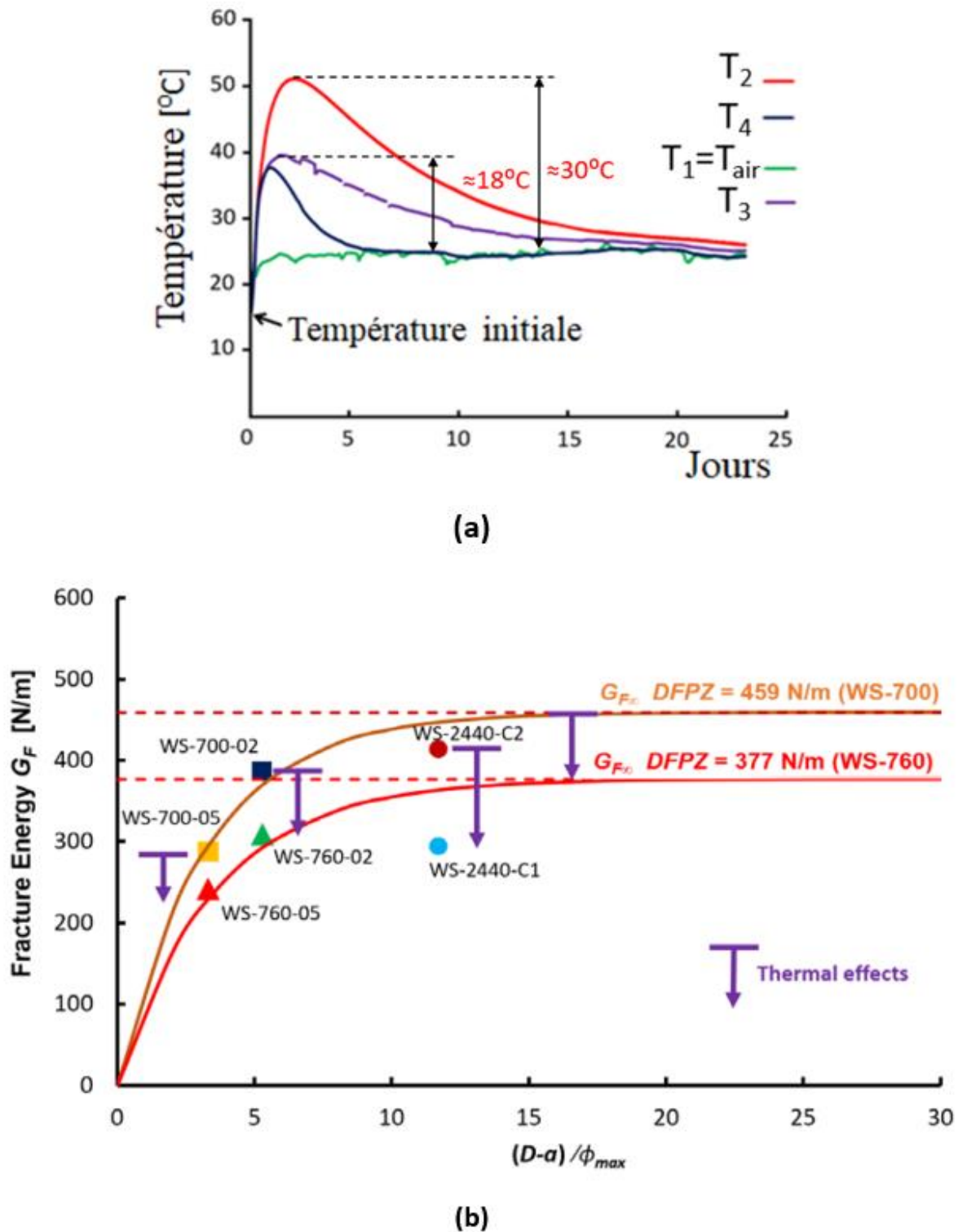


Figure 2-31 : (a) Distribution de la température enregistrée par les capteurs thermiques ; (b) influence des effets thermiques sur l'énergie de fissuration, tiré de (Bakour and Ftima 2021) et (Bakour and Ben Ftima 2022).

Ce résultat peut changer la donne pour les méthodes d'évaluation de l'intégrité structurelle des ouvrages en béton de masse et constitue la motivation principale derrière ce projet de recherche. Cette campagne expérimentale sera d'ailleurs traitée plus en détails dans le chapitre suivant.

À notre connaissance, il n'existe pas d'investigations expérimentales, autres que le travail de (Bakour and Ben Ftima 2022), qui mettent en évidence l'effet de l'augmentation de la température à jeune âge sur les propriétés mécaniques du béton de masse et surtout sur l'énergie de fissuration G_F . Dans un tel contexte, un suivi à jeune âge de l'évolution de température, ou à la limite des conditions thermiques, est requis ainsi que des tests de caractérisation mécanique réalisés ultérieurement sur les mêmes spécimens avec deux conditions thermiques différentes.

2.6 Conclusion

La revue de littérature réalisée dans ce chapitre a mis en évidence l'importance des effets thermiques à jeune âge sur les ouvrages en béton de masse. Contrairement aux éléments structuraux de taille standard, la température dans les éléments massifs peut avoisiner celle de la condition adiabatique et peut induire en présence d'une restrainte interne (ex : gradient de température) ou externe (ex : fondation rigide), une fissuration et un endommagement irréversibles à l'échelle des structures. Pour cette même catégorie d'ouvrages massifs, l'énergie de fissuration du béton s'avère être un des intrants les plus importants pour la modélisation non-linéaire par éléments finis. Tout comme la résistance à la compression ou à la traction du béton, ce paramètre est affecté par les conditions thermiques à jeune âge. La revue de littérature traitant de l'influence des conditions thermiques sur l'énergie de fissuration montre que, mis à part les essais conduits par Bakour en 2021, aucune autre campagne expérimentale ne s'est intéressée à l'effet de l'élévation de température à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse. Selon la revue de littérature conduite dans ce chapitre, la dégradation de l'énergie de fissuration du béton sous l'effet d'élévation de température à jeune âge peut avoir deux origines : (i) une origine thermomécanique due à l'apparition de contraintes de traction à jeune âge, assez élevées pour induire une fissuration; (ii) une origine thermochimique due à un ou des changements irréversibles dans la microstructure du béton en raison de l'élévation excessive de la température (ex : effet *crossover*). Une combinaison des deux origines est aussi possible. Afin de départager les deux origines, des simulations numériques avec couplage mécanique-thermique seront nécessaires pour cerner les effets purement thermo-mécaniques. Un couplage séquentiel

thermique puis mécanique sera considéré en utilisant les modules d'analyse thermique transitoire et d'analyse explicite mécanique disponibles dans le logiciel Abaqus. La considération du phénomène de fluage et des aspects jeune-âge seront requis dans l'analyse mécanique et la méthodologie développée et validée par Ben Ftima et al. 2020 sera utilisée à cet effet. Avant la réalisation des analyses mécaniques, les analyses thermiques représentatives des conditions thermiques à jeune âge des essais de Bakour 2021 doivent être réalisées, mais au préalable, validées, et s'il y a lieu, calibrées en cas d'insuffisance des données expérimentales. Ceci sera l'objectif du prochain chapitre.

CHAPITRE 3 ANALYSES THERMIQUES

3.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre sera double. La première section sera consacrée à la validation de l'outil de simulation en comparant les résultats expérimentaux et numériques du benchmark retenu pour cette étude avec un modèle Abaqus. La deuxième partie sera réservée aux analyses thermiques pour la modélisation des essais de Bakour 2021. Elle vise à décrire le programme des investigations expérimentales élaboré par Bakour 2021 afin d'étudier l'influence de l'effet d'échelle et des variations thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton des ouvrages hydrauliques. Les intrants de l'analyse thermique transitoire sont succinctement présentés et détaillés en mettant l'emphasis sur les propriétés des matériaux, les conditions aux limites et les charges thermiques.

3.2 Validation

3.2.1 Description du benchmark

Cette section décrit le programme expérimental (Lawrence, Tia et al. 2012) qui a été choisi comme benchmark pour valider l'outil de simulation numérique retenu. Deux blocs de béton de forme cubique et de dimensions $1.07\text{ m} \times 1.07\text{ m} \times 1.07\text{ m}$ ($3.5\text{ ft} \times 3.5\text{ ft} \times 3.5\text{ ft}$) ont été coulés dans un coffrage en contreplaqué de bois de 19 mm d'épaisseur entouré d'une couche d'isolation en polystyrène de 75 mm d'épaisseur.

Des capteurs thermiques incorporés dans la masse de béton permettent de surveiller l'élévation de la température et d'apporter des informations précises sur son évolution. Les mesures de température sont prises à des distances de 50 mm et 525 mm en dessous de la surface du spécimen en contact avec l'air ambiant. La géométrie des spécimens et la position des capteurs thermiques sont présentées dans la Figure 3-1.

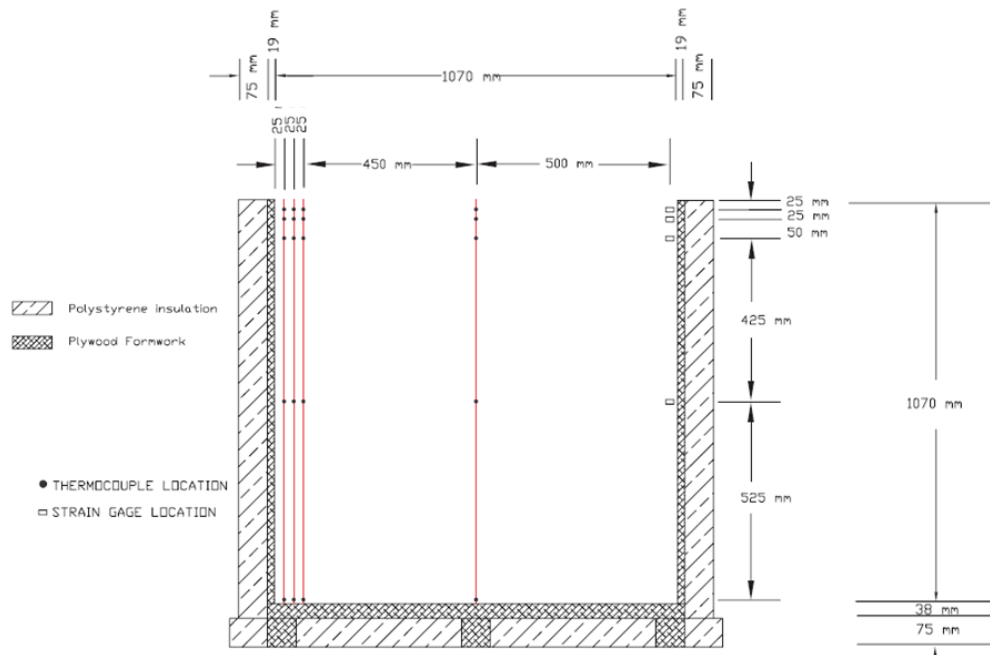


Figure 3-1 : Géométrie du spécimen et position des capteurs thermiques, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).

Dans l'essai dit adiabatique, la surface supérieure du premier bloc est entièrement couverte afin de limiter la perte de chaleur. Cependant, la surface du dessus du deuxième bloc est exposée aux conditions environnementales mais abritée avec une couverture en plastique en vue de conserver l'humidité du spécimen et de simuler une condition semi adiabatique comme démontre la Figure 3-2.



Figure 3-2 : Essais adiabatique et semi adiabatique, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).

Pour garantir la représentativité du modèle numérique par éléments finis au comportement à jeune âge des structures massives, les auteurs ont testé 4 mélanges typiques des bétons utilisés en Floride. Pour nos fins de validation et de détermination du degré de précision de l'environnement de calcul du logiciel Abaqus par rapport à la réalité physique étudiée, on choisit le mélange 1, un mélange témoin, composé à 100 % de ciment Portland de type I avec un rapport eau/liant égal à 0.5. Ses propriétés thermiques et mécaniques sont illustrées dans le Tableau 3-1 .

Tableau 3-1 : Propriétés thermiques et mécaniques du béton du mélange 1, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).

Propriétés thermiques			Propriétés mécaniques à 28 jours			
Conductivité thermique (J/m - hr - °C)	Capacité thermique massique (J/m ³ - °C)	Coefficient d'expansion thermique (mm/mm - °C)	Résistance à la compression (MPa)	Module élastique (MPa)	Résistance à la traction (MPa)	Coefficient de Poisson
7920	2675596	9.16×10^{-6}	32.47	25213	3.303	0.19

En plus des propriétés thermiques du béton, celles du bois de coffrage et de l'isolation ont été extraites des manuels du fabricant et sont résumées dans le Tableau 3-2.

Tableau 3-2 : Propriétés thermiques du bois et polystyrène, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).

	Conductivité (J/m - hr - °C)	Capacité thermique massique (J/m ³ - °C)
Bois contreplaqué	540	85440
Isolation en Polystyrène	224.85	20824

La température ambiante du laboratoire pour les blocs du mélange 1, qui ont été coulés pendant les mois d'été, était d'environ 21°C (température du fluide environnant) et une valeur constante du coefficient de convection de 5.6 W/m² °C ou 20106 J/m² h °C a été utilisé pour toutes les analyses (Faria, Azenha et al. 2006). Compte tenu de la double symétrie, les auteurs (Lawrence,

Tia et al. 2012) ont étudié seulement un quart de cube comme illustre la Figure 3-3 (pas de flux thermique à travers les deux plans de symétrie selon XZ et YZ).

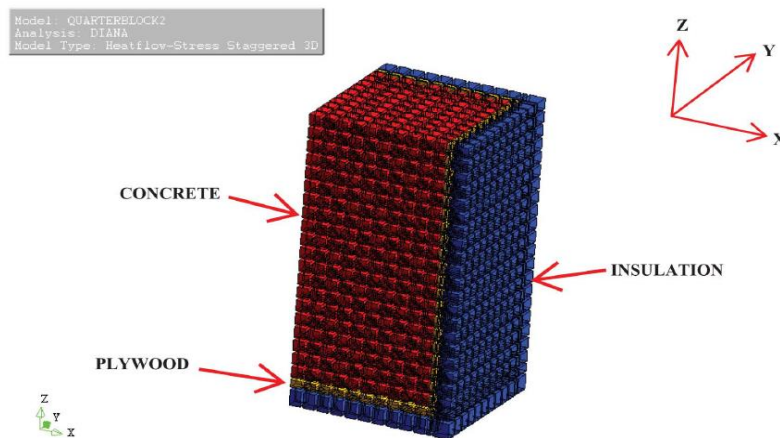


Figure 3-3 : Modélisation numérique, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).

Un élément cubique isoparamétrique tridimensionnel à huit nœuds a été utilisé pour décrire la manière dont la chaleur est transférée entre le béton, le contreplaqué et le polystyrène. Cependant, un élément quadrilatère a été utilisé pour modéliser la convection dans les frontières.

3.2.2 Modélisation

Les paramètres d'entrée d'une analyse thermique dans Abaqus peuvent être répartis en trois catégories :

- Les paramètres d'entrée pour la définition des propriétés du matériau notamment la conductivité thermique, la densité et la capacité thermique massique.
- Les paramètres d'entrée pour les conditions aux limites en particulier la convection, à savoir le coefficient d'échange et la température du milieu ambiant.
- Les paramètres d'entrée pour la source de chaleur interne.

Cette section explicite l'élaboration et la définition de chacun de ces paramètres.

La géométrie est illustrée dans la Figure 3-4 qui montre les dimensions pertinentes et la répartition des trois matériaux utilisés.

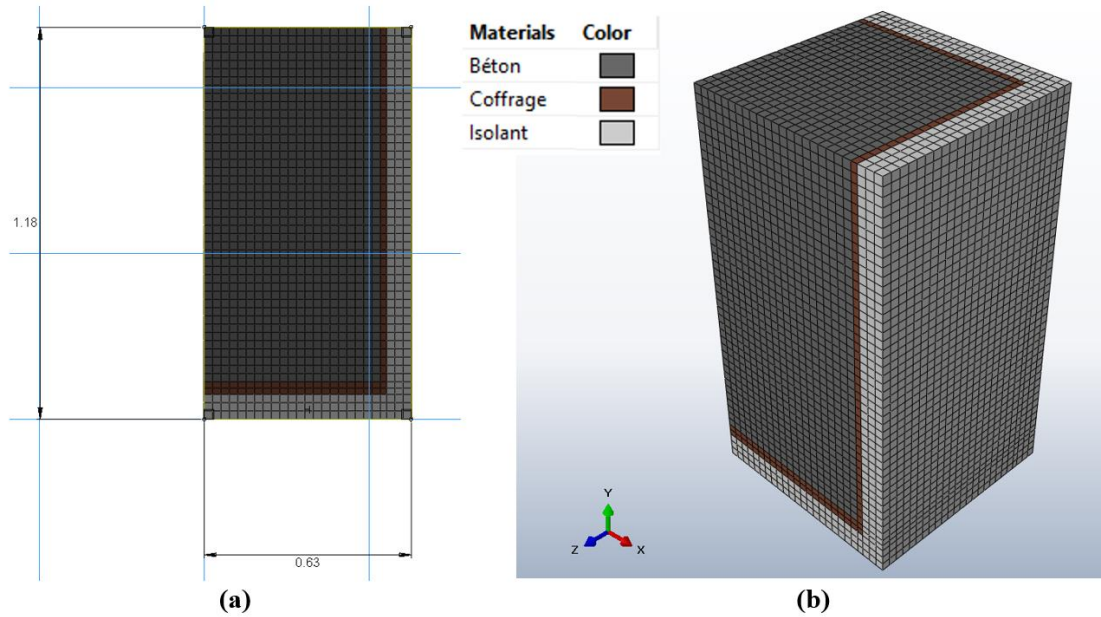


Figure 3-4 : (a) la géométrie 2D étudiée ; (b) Maillage du profil 3D simplifié par symétrie

Pour une analyse thermique, on définit les propriétés générales du matériau à savoir sa densité (Unité ML^{-3}), ainsi que les propriétés thermiques soit sa conductivité thermique, (Unité $JT^{-1}L^{-1}\theta^{-1}$) et sa chaleur spécifique par unité de masse (Unité $JM^{-1}\theta^{-1}$). Ce sont les paramètres requis pour la résolution de l'équation gouvernante des problèmes de transfert thermique dans un espace tridimensionnel, équation (2-36).

Abaqus/Standard ne gère pas les unités, il est donc de la responsabilité de l'utilisateur de définir un système d'unités cohérent et consistant le long de l'analyse. On choisit de définir les données de la simulation dans le système international (SI) présenté dans le Tableau 3-3.

Tableau 3-3 : Système d'unités adopté dans Abaqus.

Dimension	Longueur	Masse	Temps	Température	Force
Symbole	L	M	T	θ	$M.L.T^{-2}$
Unité SI	Mètre (m)	Kilogramme (Kg)	Secondes (s)	Kelvin (K) ou degré Celsius ($^{\circ}C$)	Newton (N)

Ainsi une reconvension des valeurs des propriétés thermiques présentés dans l'article a été requise en divisant la conductivité thermique et la chaleur spécifique respectivement par une heure de

temps (3600 s) et par la densité du matériau. En absence d'informations, une revue de littérature a permis d'estimer la densité des matériaux. Le Tableau 3-4 collige les propriétés des matériaux nécessaires pour établir ce modèle.

Tableau 3-4 : Les propriétés thermiques entrants d'Abaqus.

	Béton	Coffrage	Isolation
La conductivité (W/m - °C)	2.2	0.15	0.0625
La chaleur spécifique (J/Kg - °C)	1114	190	19.83
La densité (kg / m ³)	2400	450	1050

La prochaine phase consiste à définir les étapes et les paramètres de l'analyse. Dans ce type d'analyse transitoire, Abaqus requiert un incrément de temps minimal critique au-delà duquel des oscillations peuvent apparaître dans la solution. Il est calculé par l'équation (3-1) en termes de la dimension des éléments de maillage Δl et est égal à :

$$\Delta t_{critique} = \frac{\rho c}{6k} \Delta l^2 = \frac{2400 \text{ Kg/m}^3 \times 1114 \text{ J/Kg} - ^\circ\text{C}}{6 \times 2,2 \text{ W/m} - ^\circ\text{C}} \times 0,025\text{m}^2 = 126,59 \text{ s} \quad (3-1)$$

Ainsi, on choisit une incrémentation à pas fixe de 3600 secondes (1 heure) durant toute la période de l'analyse.

Les deux modèles, adiabatique et semi adiabatique, sont soumis à différentes conditions aux limites comme montre la Figure 3-5. En condition adiabatique, toutes les surfaces du bloc sont athermiques, empêchant ainsi tout échange de chaleur avec le milieu environnant comme illustre la Figure 3-5 (a). En condition semi adiabatique, le mécanisme de transfert thermique principal est la convection qui est alimentée par les différences de température entre les surfaces extérieures du béton, de l'isolation et de l'air ambiant. Elle est introduite dans Abaqus en créant une interaction *surface film condition*. La zone de transfert de chaleur par convection est caractérisée par le coefficient d'échange h et la température ambiante comme paramètres d'entrée pour l'analyse en éléments finis dans Abaqus. Les conditions aux limites du modèle semi-adiabatique sont illustrés dans la Figure 3-5 (b) : la face supérieure du béton exposée à l'air ambiant (surface bleue) est caractérisée par un coefficient d'échange $h_1 = 5.6 \text{ W/m}^2\text{°C}$, alors que les surfaces supérieures et latérales du bois et de l'isolation (surfaces rouges) en contact avec l'air

sont soumises à un flux convectif défini par un coefficient $h_2 = 10 \text{ W/m}^2\text{°C}$. De plus, la face inférieure du bloc est soumise à une température constante de 21°C .

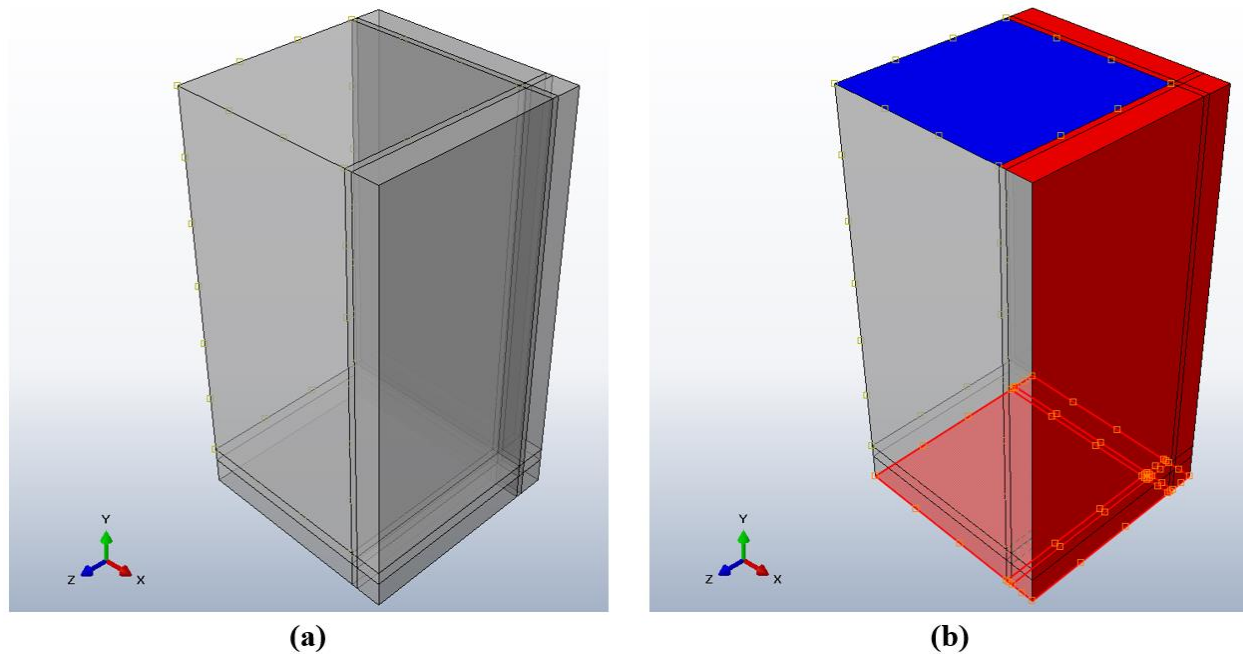


Figure 3-5 : Les conditions aux limites du modèle : (a) adiabatique ; (b) semi-adiabatique.

Le cube est soumis à une température initiale de 25°C et est discrétisé en éléments *DC3D8*. Il s'agit d'un élément hexaédrique 3D continu isoparamétrique de diffusion avec 8 nœuds. La dimension des mailles choisie est égale à 0.025 m comme montre la Figure 3-4 (b). Il s'agit d'un maillage structuré constitué d'éléments linéaires à 8 nœuds. La partition permet la génération d'un maillage contrôlé soutenu par la topologie du modèle. Il est composé de 48 éléments dans le sens de la longueur et 25 éléments dans le sens de la largeur du cube pour un total de 30000 éléments.

3.2.3 Calibration et vérification

Il est essentiel de connaître l'apport de la chaleur générée lors de l'hydratation du ciment. L'élévation de la température adiabatique en fonction du temps, mesurée expérimentalement est présentée dans la Figure 3-6.

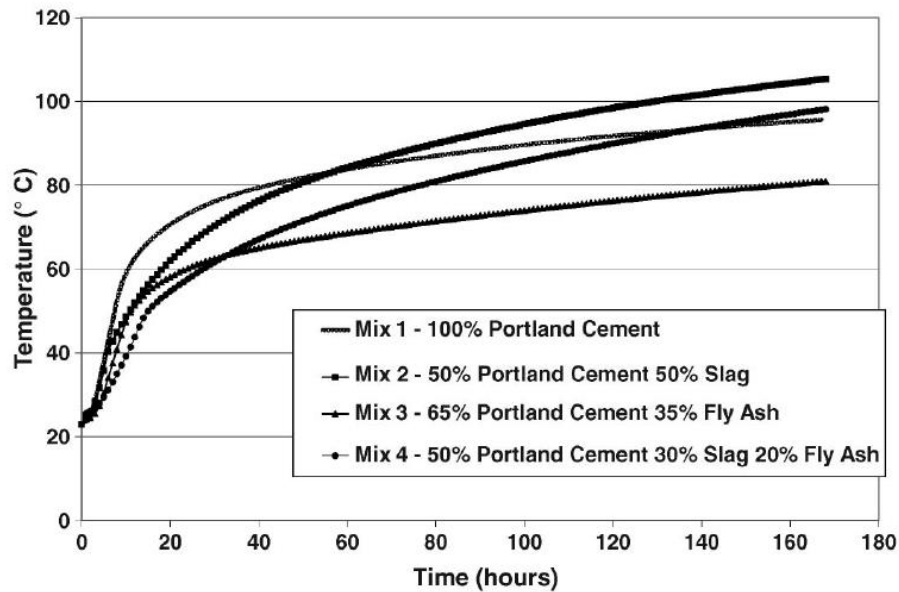


Figure 3-6 : Distribution de la température en condition adiabatique pour les quatre mélanges de béton testés, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).

Dans le but de déterminer la source de chaleur, les données du graphique propre au mélange 1 sont utilisées. L'idée derrière cette approche est d'utiliser la première loi de la thermodynamique pour estimer la source de chaleur interne Q_h selon l'équation (3-2).

$$\frac{dT}{dt} = \frac{Q_h}{\rho \cdot C_p} = \frac{dH}{dt} \left(\frac{1}{\rho \cdot C_p} \right) \quad (3-2)$$

Dans cette équation, T est la température en °C, t est le temps en secondes, Q_h est la source de chaleur interne en $W \cdot m^{-3}$, et H est l'enthalpie du système en Joule.

L'approximation par la méthode des différences finies à l'aide de l'équation (3-3) a ensuite été utilisée pour estimer la dérivée de la température :

$$\frac{\partial T(x, t)}{\partial t} \approx \frac{T_{i,j+1} - T_{i,j-1}}{2 \Delta t} \quad (3-3)$$

Le problème discrétisé de l'équation (3-2) est réécrit sous la forme :

$$Q_{h_{i,j}} = \rho \times C_p \times \frac{T_{i,j+1} - T_{i,j-1}}{2 \Delta t} \quad (3-4)$$

Où Δt est le pas de temps.

Ainsi, la source de chaleur déterminée avec l'équation (3-4) et introduite dans Abaqus est illustrée dans Figure 3-7.

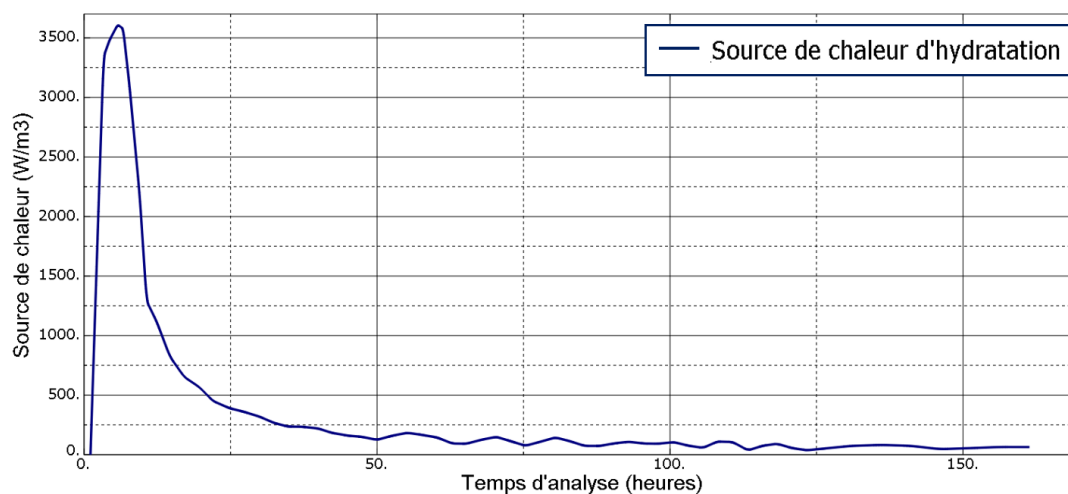


Figure 3-7 : La source de chaleur interne.

La comparaison des résultats numériques et expérimentaux de l'essai adiabatique, indiquée sur la Figure 3-8, amène à conclure que le modèle par éléments finis permet de représenter avec justesse l'élévation de la température issue des données calibrées.

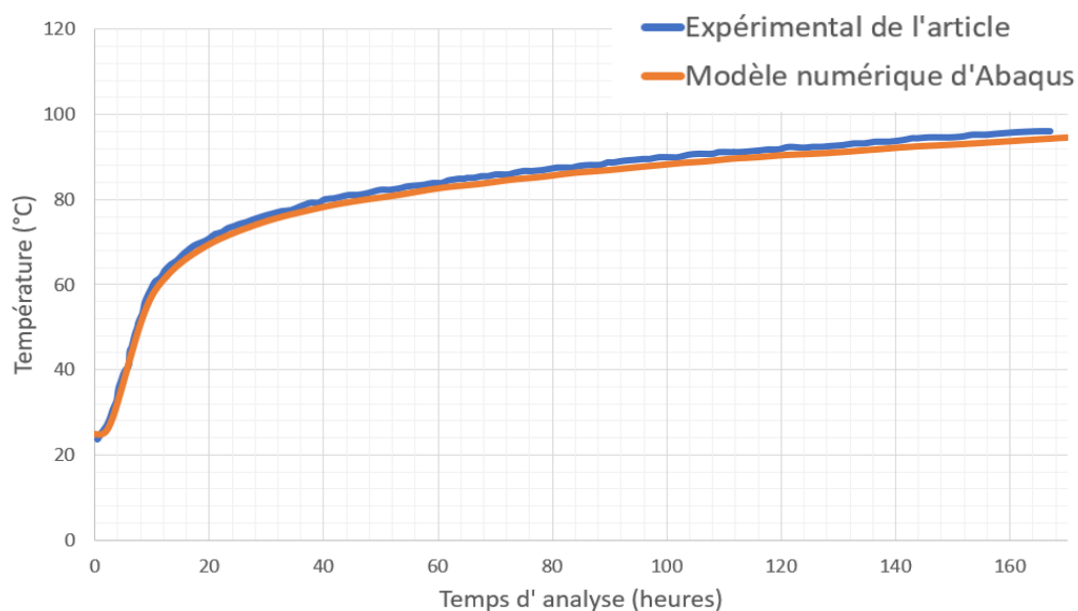


Figure 3-8 : Modèle adiabatique (vérification) : superposition du résultat expérimental de l'article et numérique d'Abaqus.

3.2.4 Validation du benchmark

Les résultats de la simulation numérique (des auteurs de l'expérimental) et des mesures expérimentales de l'article sont présentés dans la Figure 3-9.

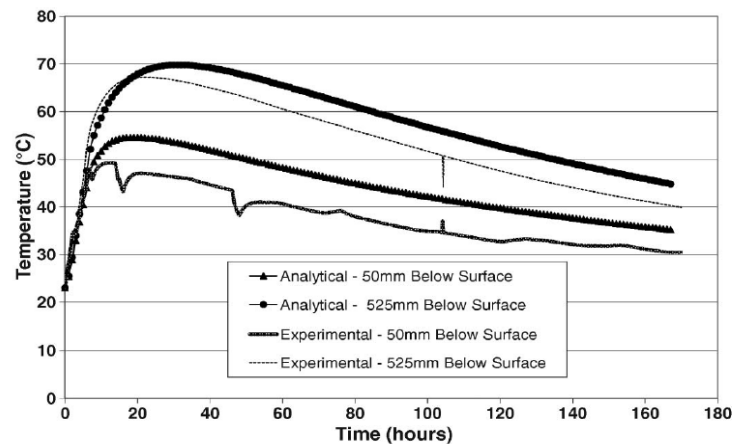


Figure 3-9 : Mesures expérimentales et numériques de la température des nœuds situés à 50 et à 525 mm de la surface du bloc mélange 1, tiré de (Lawrence, Tia et al. 2012).

Pour les fins de validations, le modèle semi-adiabatique présenté dans la section 3.2.1 constitue le modèle de base pour les analyses. En plus de la source de chaleur, le quart de cube est soumis à un flux convectif sur la face supérieure du béton, mais aussi sur les surfaces de bois et d'isolation en contact avec l'air ambiant. Les résultats de l'analyse thermique obtenus sont présentés dans la Figure 3-10, qui montre la variation de la distribution de la température dans différents instants au cours des analyses.

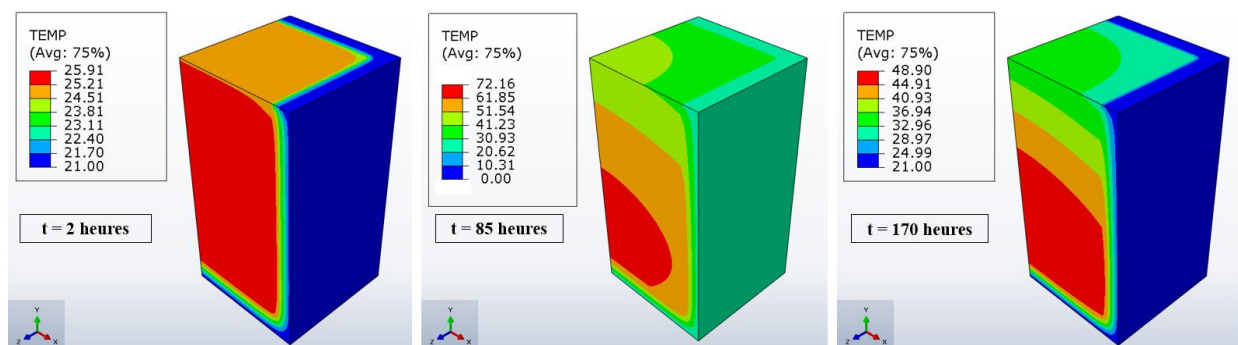


Figure 3-10 : Distribution de la température en condition semi adiabatique à différents instants.

La température augmente de façon quasi uniforme durant les premiers jours, mais à fur et à mesure que le processus de refroidissement s’amorce, le gradient thermique entre la peau et le cœur s’établit, entraînant ainsi une variation considérable de la distribution de la température.

La Figure 3-11 et la Figure 3-12 présentent les résultats de l’article en comparaison avec ceux du modèle de base d’Abaqus.

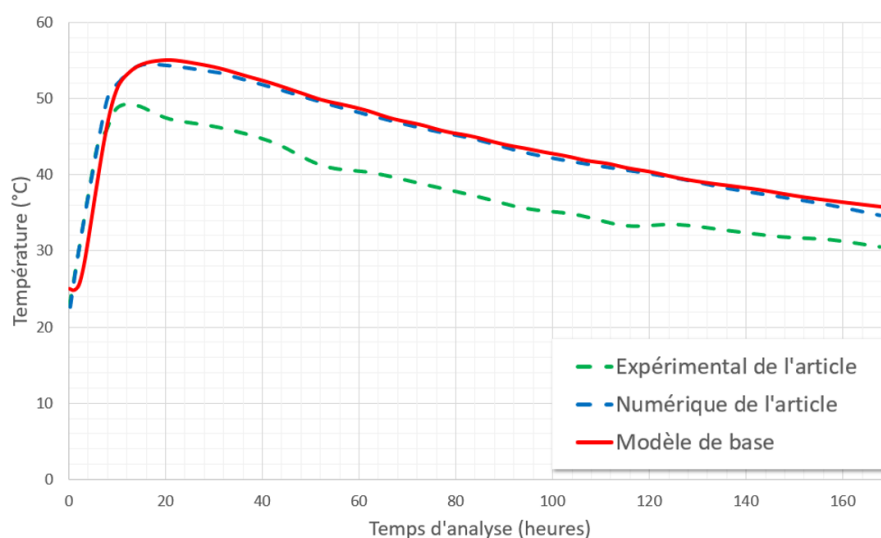


Figure 3-11 : Distribution de la température au nœud à 50 mm.

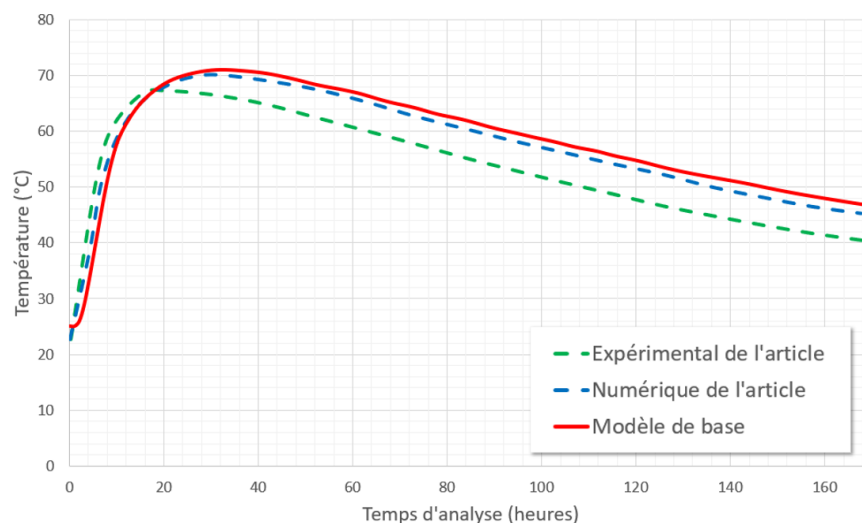


Figure 3-12 : Distribution de la température au nœud à 525 mm.

Les élévations de la température issues des modèles par éléments finis des solveurs DIANA et ABAQUS sont légèrement supérieures à ceux obtenus en laboratoire. Conséquemment, une étude

paramétrique a été envisagée, entre autres, pour tenter d'apporter des explications pour cet écart avec l'expérimental.

3.2.5 Étude paramétrique

Une étude paramétrique est réalisée pour différents jeux de paramètres de maillage, différentes géométries et amplitude de conditions limites afin d'examiner et de comprendre l'influence des variantes sur les résultats. Dans le domaine de la V&V, le contrôle des paramètres de simulation les plus influents mène généralement à une meilleure maîtrise de la simulation. Dans ce cas, ces paramètres sont : la taille du maillage, la condition de symétrie et le flux convectif à la frontière. La section suivante synthétise les résultats de chaque étude.

Raffinement du maillage :

Deux alternatives ont été envisagées pour générer le maillage comme illustre la Figure 3-13 :

- Un maillage global grossier avec des mailles de l'ordre de 0.05 m (Figure 3-13 (b)).
- Un maillage plus raffiné localement au voisinage des faces convectives (Figure 3-13 (c)).

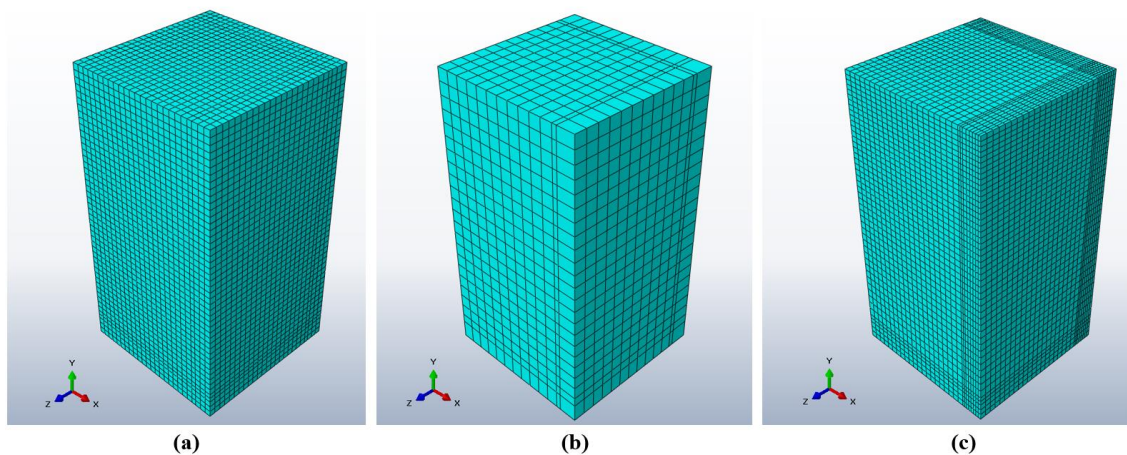


Figure 3-13 : Configurations du maillage étudiées : (a) maillage original ; (b) maillage grossier ; (c) maillage raffiné.

Les résultats obtenus avec ces différents maillages sont présentés dans la Figure 3-14 et la Figure 3-15.

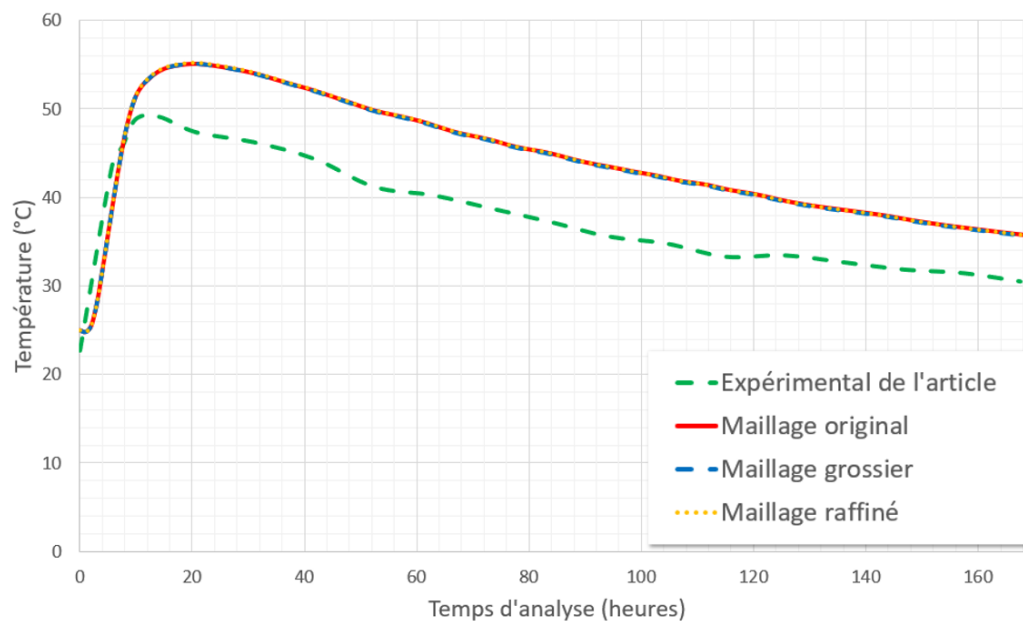


Figure 3-14 : Distribution de la température au nœud à 50 mm.

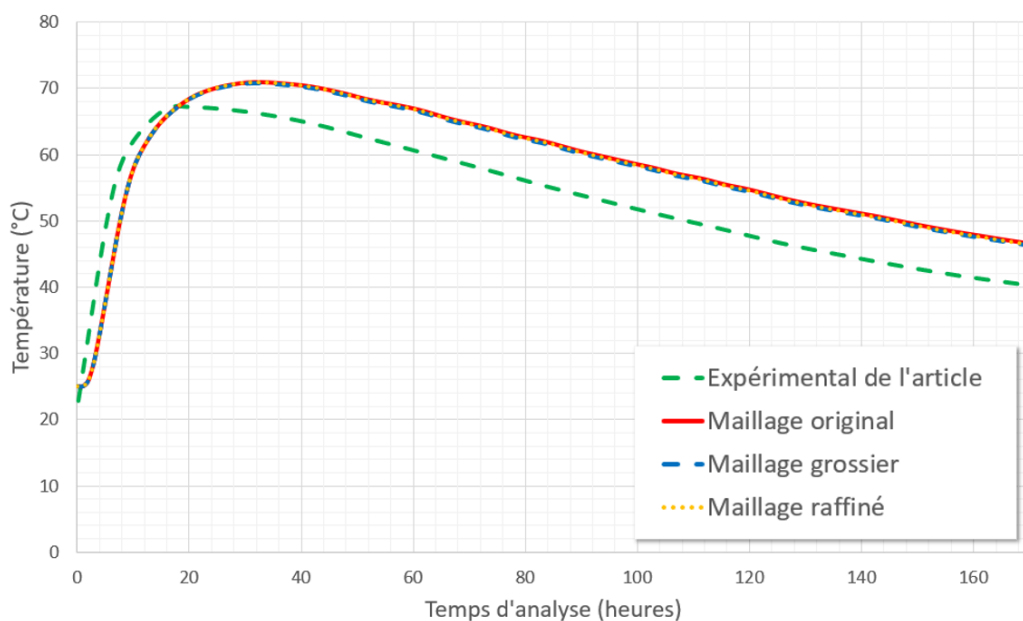


Figure 3-15 : Distribution de la température au nœud à 525 mm.

Les résultats sont identiques, indiquant une convergence des résultats des éléments finis pour le maillage originalement utilisé dans le modèle de base.

Vérification de la condition de symétrie :

Afin de valider la condition de symétrie par rapport aux deux plans XY et YZ utilisée dans le modèle de base, un modèle complet est considéré ici, comme illustré dans la Figure 3-16. Les chargements, les propriétés de matériau isotropes et les conditions limites demeurent identiques.

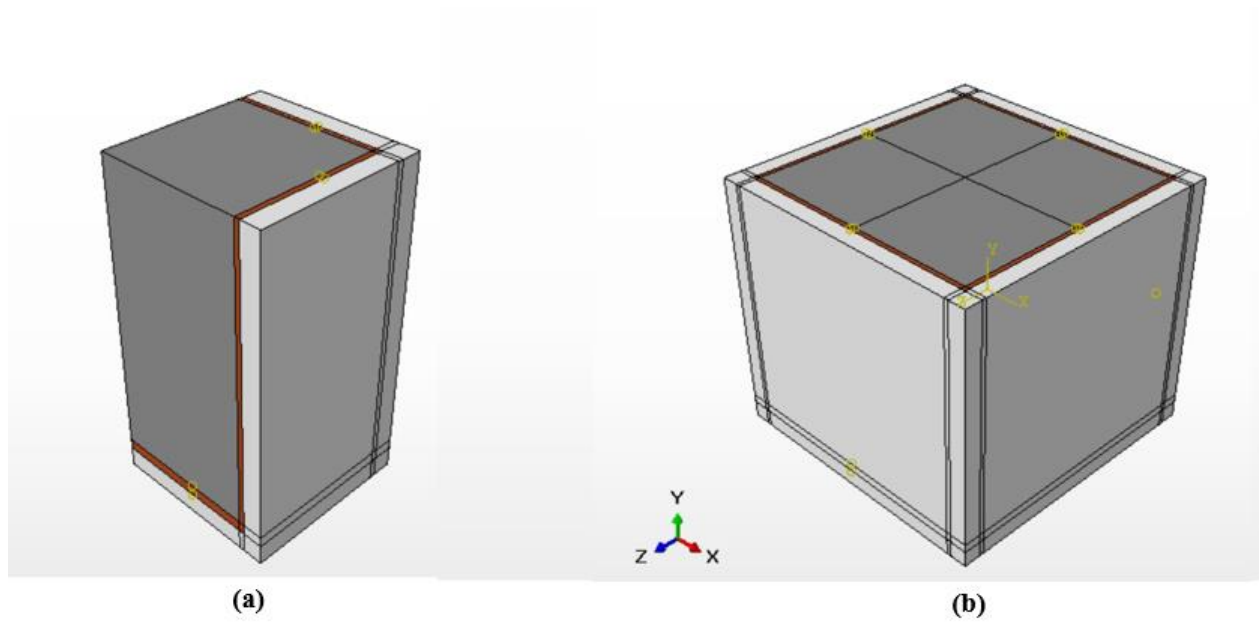


Figure 3-16 : (a) Modèle 3D simplifié par la symétrie ; (b) Modèle 3D complet.

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur la Figure 3-17 et la Figure 3-18 suivantes. Elle permet de vérifier que les conditions de symétrie appliquées au modèle de base sont adéquates.

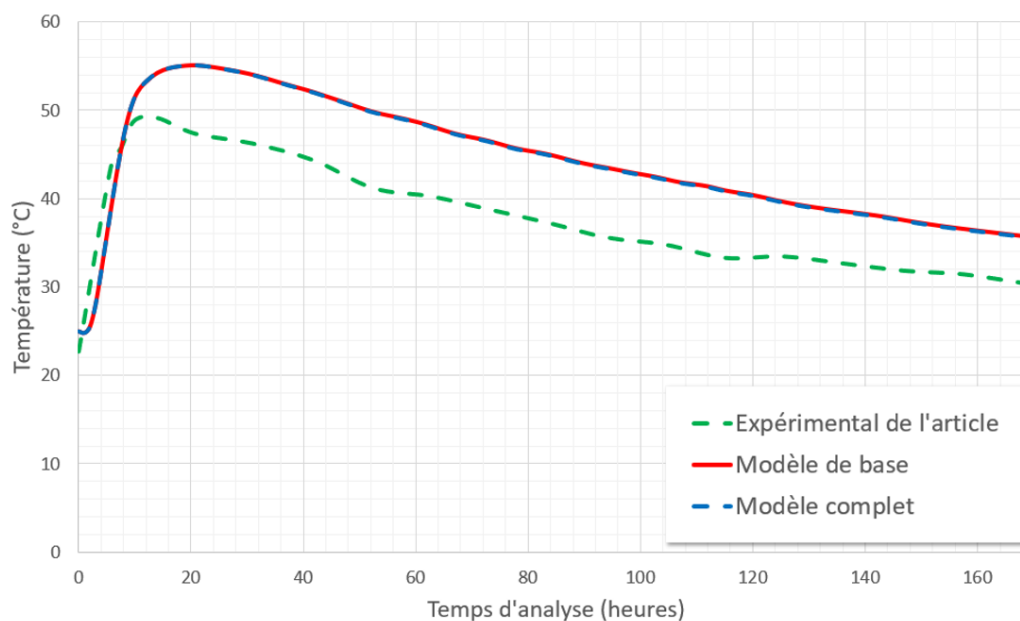


Figure 3-17 : Distribution de la température au nœud à 50 mm.

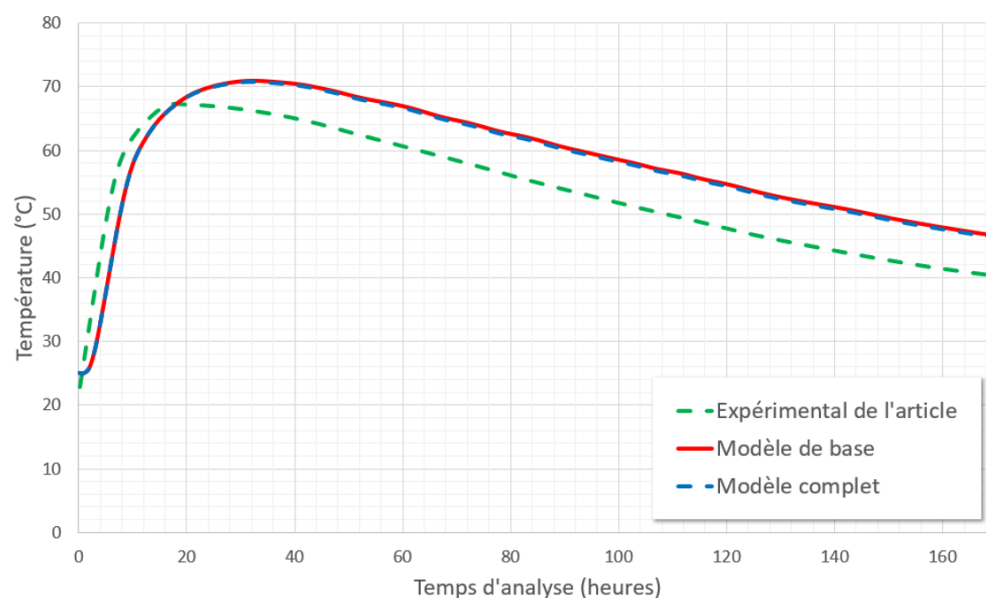


Figure 3-18 : Distribution de la température au nœud à 525 mm.

Le coefficient de convection :

Un ensemble de modèles a été testé et analysé en changeant le coefficient de convection de l'interface supérieure béton-air de $5.6 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ à $10 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ puis à $20 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$. Les résultats

numériques sont comparés à leurs homologues expérimentaux et sont représentés graphiquement sur la Figure 3-19 et la Figure 3-20.

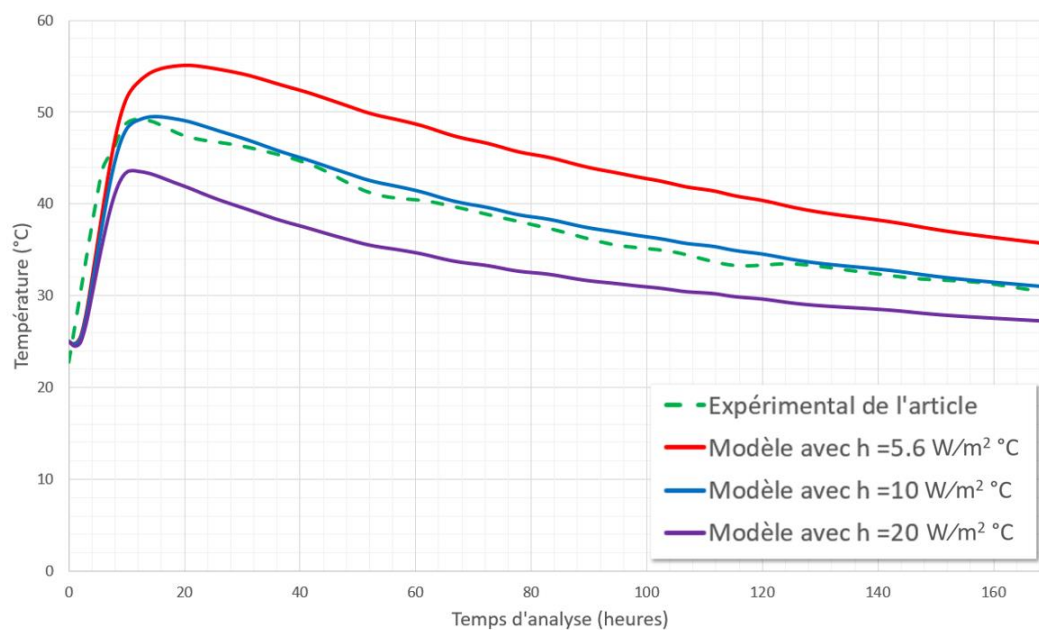


Figure 3-19 : Distribution de la température au nœud à 50 mm.

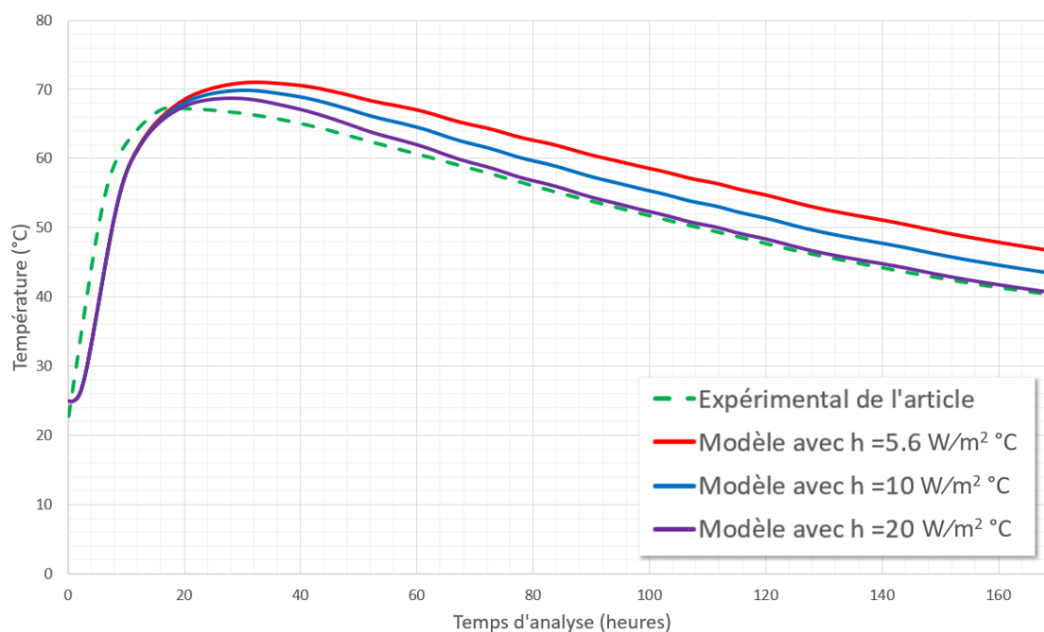


Figure 3-20 : Distribution de la température au nœud à 525 mm.

La valeur du coefficient de convection $h = 10 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ semble la plus appropriée, si l'on prend comme référence les résultats expérimentaux de l'article. Cette valeur correspondrait en réalité à celle trouvée par l'équation (2-47) en considérant une vitesse non nulle de vent, de l'ordre 1.1 m/s, une valeur tout à fait envisageable à l'intérieur d'un laboratoire.

3.3 Résultats expérimentaux de Bakour 2021

3.3.1 Protocole expérimental

Dans le but d'investiguer l'influence des effets d'échelle et thermique sur l'énergie de fissuration du béton des ouvrages hydrauliques, Bakour 2021 a procédé à la réalisation de plusieurs essais de fendage (*Wedge Splitting Test* ou WST) répartis selon deux tailles : des spécimens de taille moyenne WS-700 et des spécimens de grande taille WS-2440. Le béton utilisé est un béton de masse représentatif des ouvrages hydrauliques avec des gros granulats pouvant atteindre 100 mm de taille (voir le Tableau 3-6 pour la composition du mélange). Deux ratios d'entaille différents ont été utilisés pour les spécimens de taille moyenne ($a/D = 0.2$ et 0.5) tandis qu'un seul ratio a été utilisé pour les spécimens de grande taille ($a/D = 0.5$). Deux conditions thermiques différentes ont été imposées pour les spécimens de grande taille : la condition C1, condition de température où la coulée a été effectuée en une seule phase de bétonnage, et la condition C2, condition de température où la coulée a été effectuée en deux phases de bétonnage. De plus, des spécimens de taille moyenne WS-760 ont été découpés des grands spécimens C1 après les essais de fendage pour investiguer les effets thermiques. Le Tableau 3-5 résume les dimensions des spécimens à l'étude dénotés WS-2440, WS-700 et WS-760.

Tableau 3-5 : Dimensions des spécimens du protocole expérimental.

Dénotation du spécimen	Dimension des spécimens (mm)							Répliques
	Hauteur du spécimen	Largeur du spécimen	Épaisseur du spécimen	Hauteur de la poutre	Longueur de la fissure	Rapport d'entaille	Rainure	
	H	L	B	D	a	a/D	r	
WS-700-02	700	700	400	660	132	0.2	40	6
WS-700-05	700	700	400	660	330	0.5	40	4
WS-2440-05	2440	2440	400	2340	1170	0.5	100	4
WS-760-02	760	760	400	660	132	0.2	100	4
WS-760-05	760	760	400	660	330	0.5	100	4

Tableau 3-6 : Propriétés du mélange de béton.

Diamètre maximal des granulats (mm)	W/C	Ciment (Kg/m ³)	Type de ciment	Eau (Kg/m ³)	Sable (Kg/m ³)	Cendres volantes (Kg/m ³)	Agent entraîneur d'air (litre/m ³)	Superplastifiant (Litre/m ³)
100	0.55	235	General Use	153.6	680	47	0.1	2

Trois capteurs thermiques, T2, T3 et T4 ont été placés à l'intérieur des spécimens WS-2440-C1, WS-2440-C2 et WS-700 respectivement. Le capteur de température T1 a été placé à l'extérieur pour mesurer la température de l'air ambiant comme démontre les Figure 3-21 (a) et (c).

Le joint froid dans la condition C2 induit par l'arrêt prolongé du bétonnage a permis une baisse de la température maximale atteinte, grâce à la dissipation de la chaleur d'hydratation générée à

jeune âge, le long de la direction verticale du spécimen. Ainsi, la température T_2 mesurée dans WS-2440-C1 était légèrement supérieure à 50°C et dépassait les températures T_3 mesurée dans WS-2440-C2 et T_4 mesurée dans WS-700 comme illustre la Figure 3-21 (b).

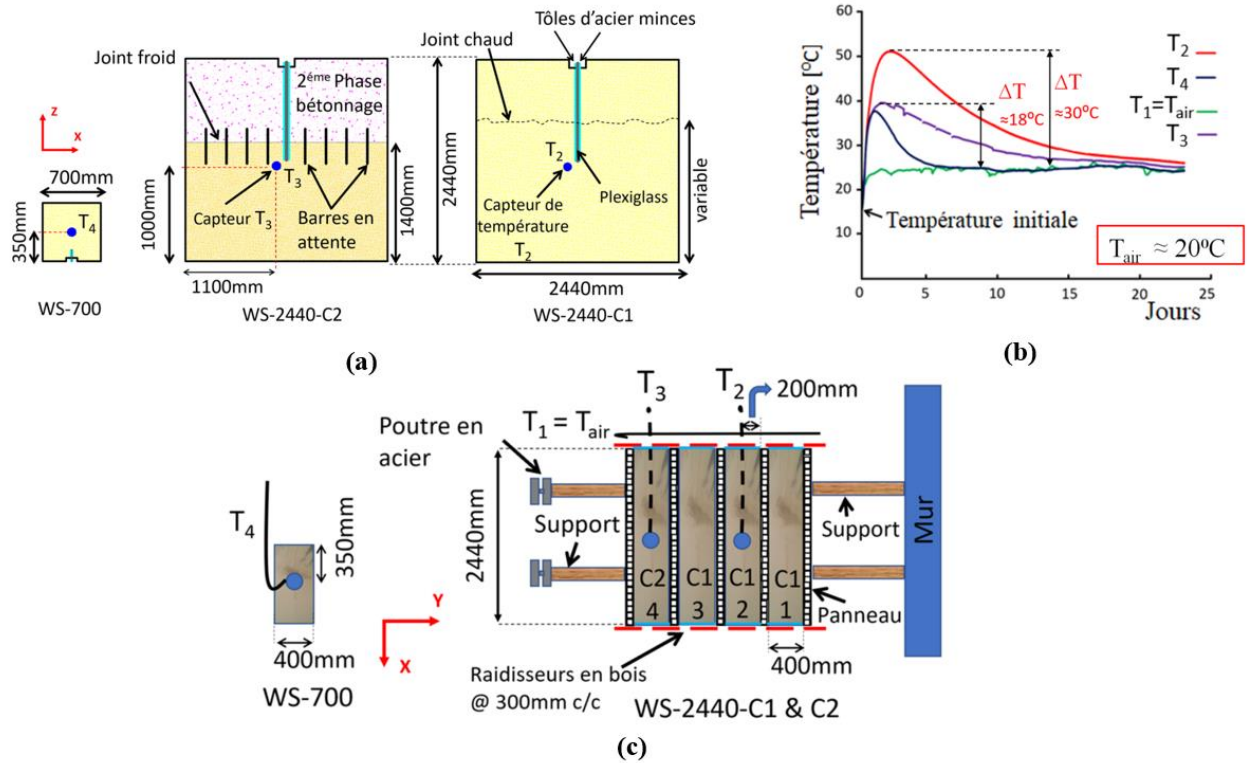


Figure 3-21: (a) Vue en élévation des spécimens et position des capteurs thermiques ; (b) les évolutions de températures mesurées par les capteurs durant la cure du béton ; (c) Vue en plan des spécimens, tiré de (Bakour 2021).

Les spécimens WS-2440 étaient placés côte à côte et séparés par des panneaux de bois creux de 170 mm d'épaisseur comme illustre la Figure 3-22. Le béton frais a subi une cure humide sous des toiles de jutes imbibés d'eau pendant 30 jours.



Figure 3-22 : Coulage et curée des grands spécimens, tiré de (Bakour 2021).

La deuxième phase de cette étude portait sur le sciage et le test de spécimens de taille moyenne dénotés WS-760 découpés à partir des très grands spécimens WS-2440-C1 déjà testés dans la phase I afin de cerner l'influence de l'effet d'échelle sur l'énergie de fissuration à l'exclusion des effets thermiques comme montre la Figure 3-23 (b).

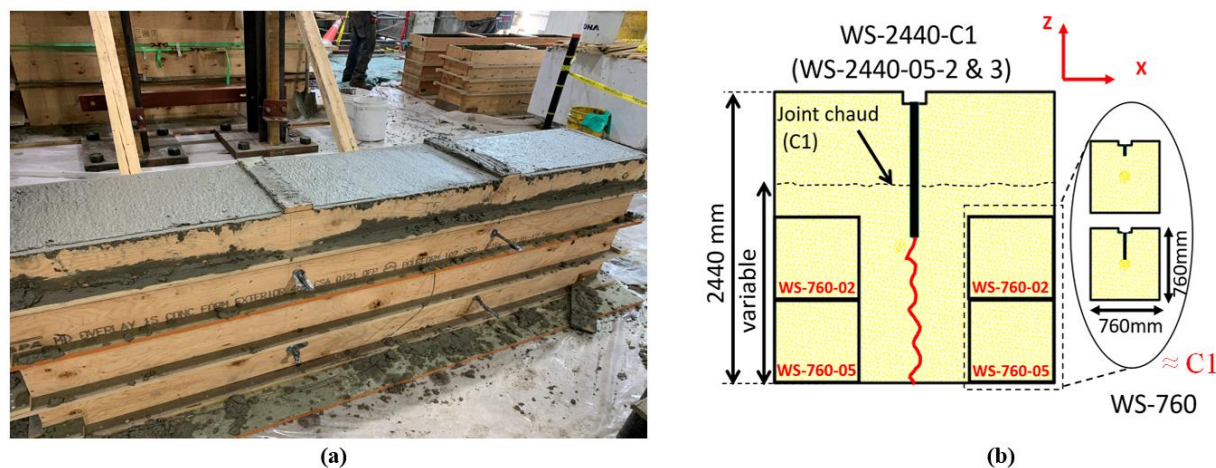


Figure 3-23 : (a) Les spécimens moyens WS-700 ; (b) Les spécimens WS-760 sciés des spécimens WS2440-C1, tiré de (Bakour 2021).

En vue de caractérisation de l'évolution des propriétés de la zone d'élaboration de fissure ou FPZ, les spécimens ont été instrumentés avec de l'instrumentation mécanique conventionnelle, des systèmes de mesures acoustique ou AE (*Acoustic Emission*), et de la corrélation d'image ou DIC (*Digital Image correlation*).

3.3.2 Principaux résultats

La Figure 3-24 résume l'influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration des spécimens en béton de masse. Les données recueillies des investigations expérimentales indiquent que l'élévation de la température due à la chaleur d'hydratation du ciment a desservi l'effet d'échelle. Dans la condition thermique la plus défavorable C1 où la température maximale avoisine 50°C, les effets thermiques à jeune âge ont contrecarré l'effet d'échelle positif observé sur l'énergie de fissuration.

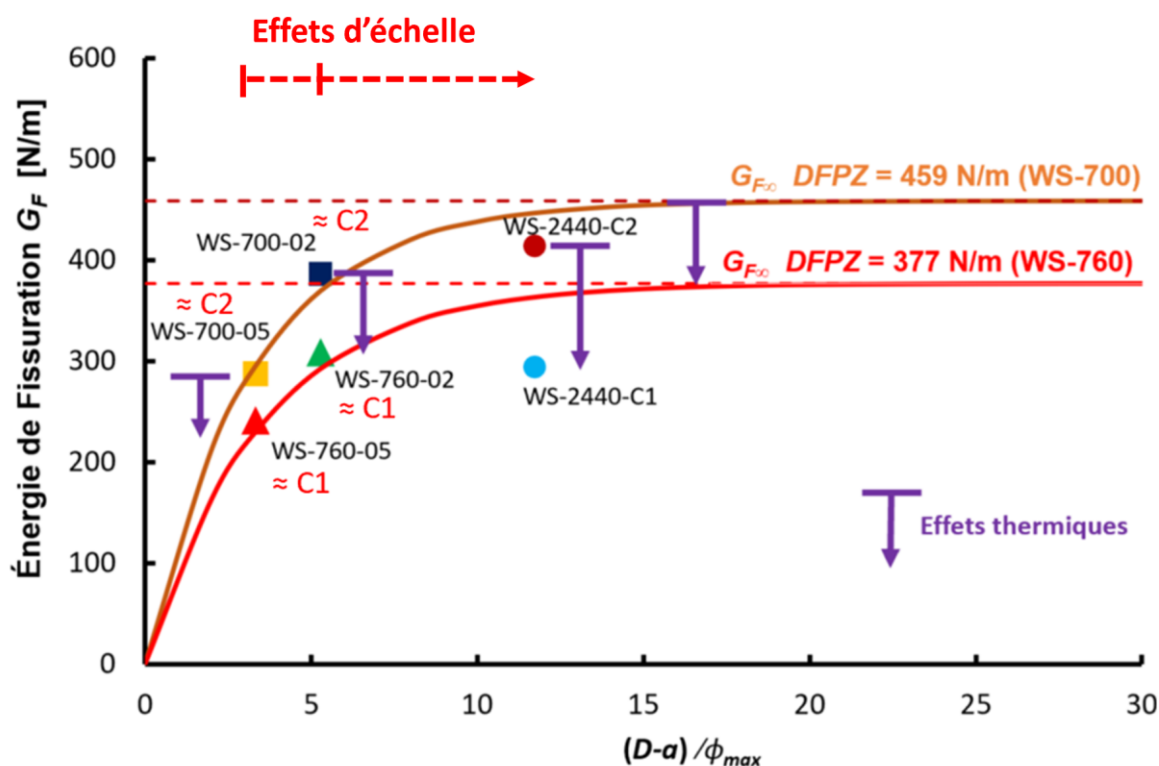


Figure 3-24 : Influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse, modifié de (Bakour 2021).

L'aperçu de ces résultats expérimentaux permet de souligner les constats suivants :

- Pour une même taille de spécimen (correspondant au même ratio $\frac{D-a}{\phi_{max}}$ dans la Figure 3-24), les effets thermiques à jeune-âge (augmentation de température maximale de 10°C d'après Figure 3-21 (b)) peuvent induire des réductions de l'énergie de fissuration variant d'environ 16% pour les spécimens de taille moyenne jusqu'à 29% pour les spécimens de grande taille.

- Les effets thermiques peuvent contrecarrer l'effet d'échelle positif sur l'énergie de fissuration (comparer WS-700-05 à WS-2440-C2 à WS-2440-C1).
- Il est donc très important de découpler les deux effets (thermique à jeune âge et effet d'échelle) et d'identifier les effets thermiques purs.

3.4 Modélisation numérique thermique des essais de Bakour 2021

3.4.1 Matériaux, géométrie et conditions aux limites

Un modèle numérique en éléments finis a été construit à l'aide du logiciel Abaqus. La Figure 3-25 et la Figure 3-26 montrent une vue isométrique des modèles 3D et le Tableau 3-7 résume les paramètres d'entrée utilisés dans l'analyse. La méthode utilisée pour la simulation du spécimen WS-2440-C2 coulé en deux phases est l'interaction *Model change* disponible dans Abaqus, qui consiste à inactiver (Figure 3-25 (b)) puis à réactiver (Figure 3-25 (a)) les éléments de cette partie du modèle durant l'analyse, et précisément, après 90 jours de la première coulée.

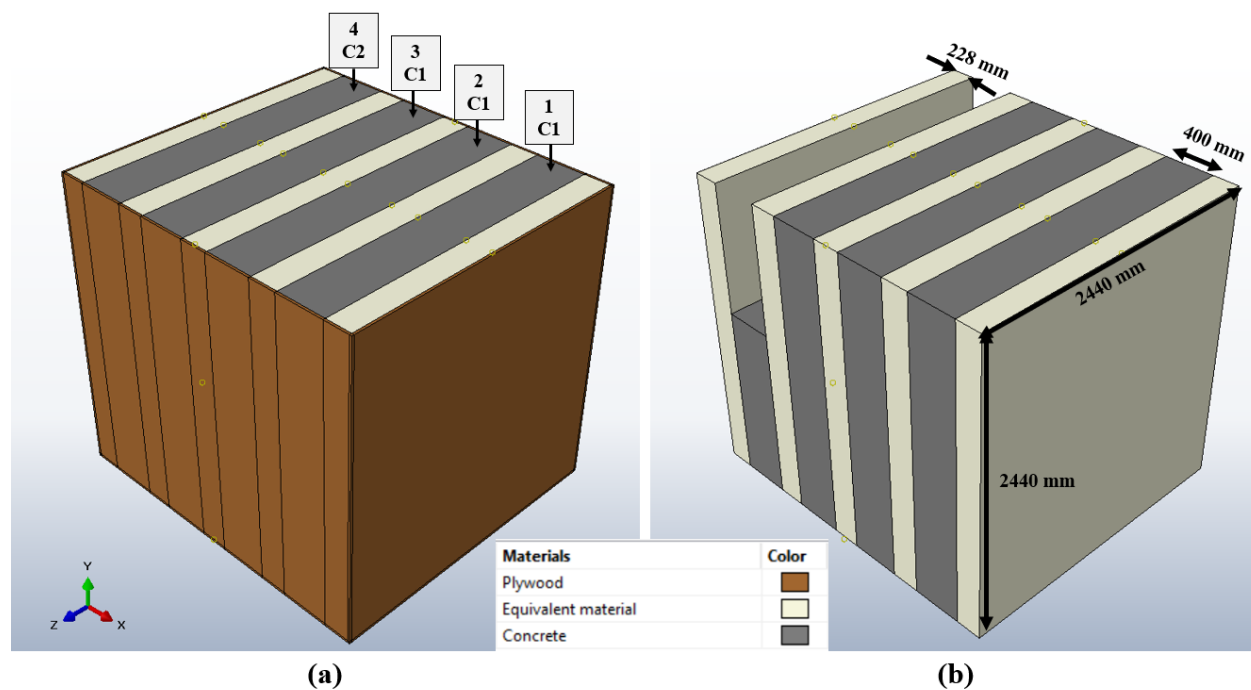


Figure 3-25 : (a) Modèle numérique 3D des grands spécimens de béton WS-2440 ; (b) Aperçu de la 1^{ère} coulée de béton (bois de coffrage non montré).

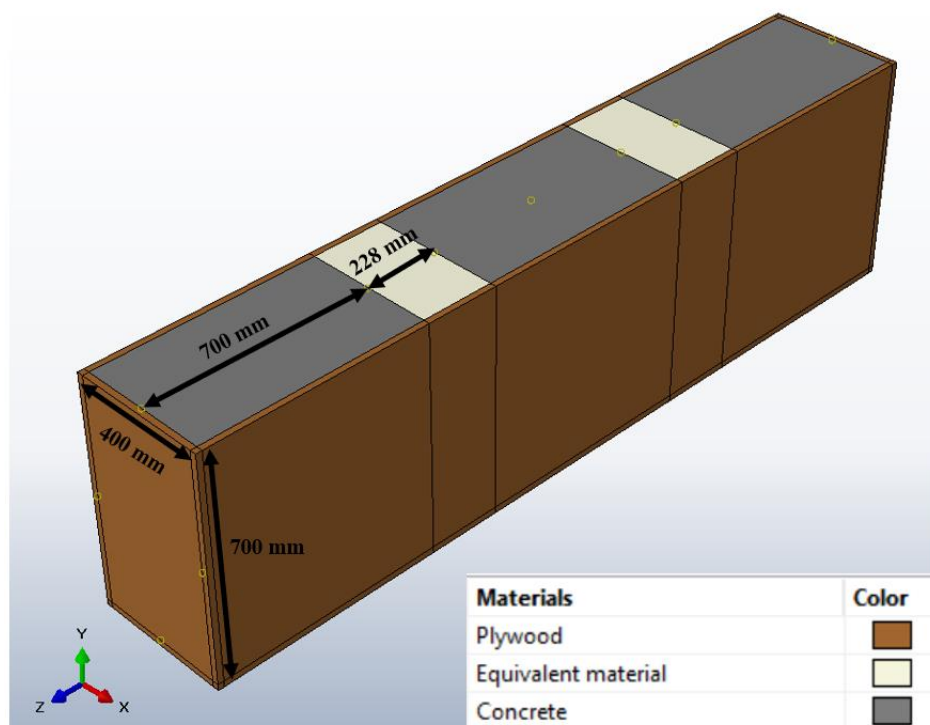


Figure 3-26 : Modèle numérique 3D des spécimens de taille modérée WS-700.

Le coffrage intermédiaire entre les grands spécimens WS-2440 comportait des panneaux raidis et évidés comme illustre la Figure 3-27 (a).

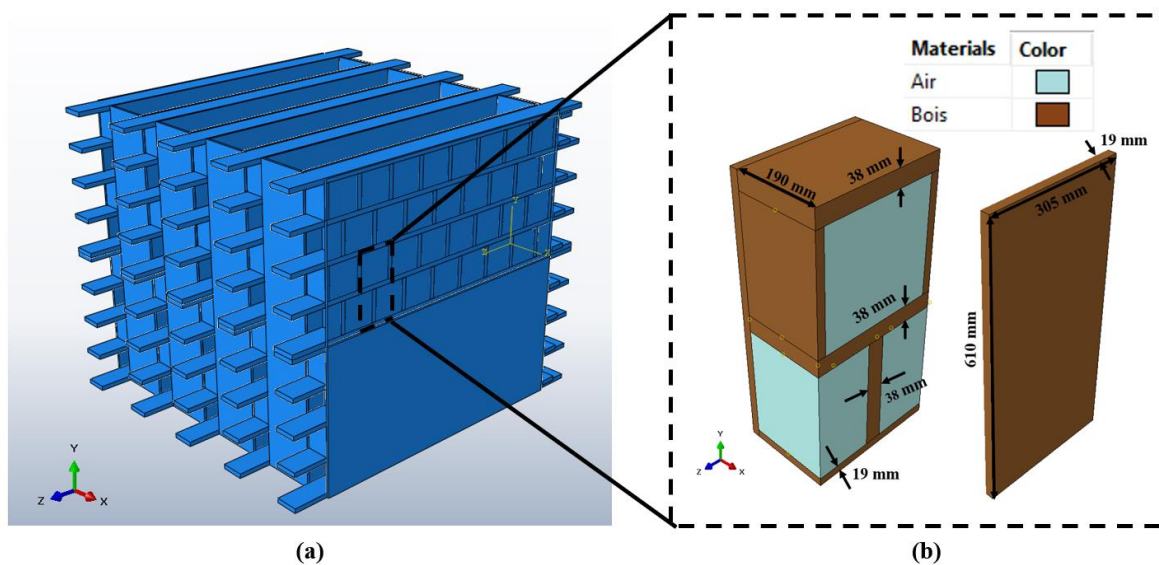


Figure 3-27 : (a) Modélisation 3D du coffrage ; (b) Zoom sur le modèle répétitif présent dans le coffrage.

Ces panneaux sont en réalité 'gaufrés' avec des raidisseurs verticaux et horizontaux. Comme l'air est un excellent isolant thermique, l'utilisation de panneaux avec raidisseurs au lieu de panneaux pleins minimise le transfert de chaleur entre les spécimens et favorise un flux de chaleur unidirectionnel vertical. Pour des fins de modélisation, le coffrage creux est assimilé à un matériau plein équivalent (voir Figure 3-25). Les propriétés thermiques de ce matériau équivalent seront discutées plus en détails dans la section 3.4.3.

Le Tableau 3-7 donne les propriétés thermiques utilisées et inspirées des résultats de la revue de littérature présentée au CHAPITRE 2.

Tableau 3-7 : Les propriétés générales et thermiques des matériaux utilisés dans le modèle.

		Matériau		
		Béton	Bois	Matériau équivalent
Propriétés	Unité			
Densité	Kg/m^{-3}	2400	540	ρ_{eq}
Conductivité thermique	$W.m^{-1}.^{\circ}C^{-1}$	2.2	0.16	k_{eq}
Capacité thermique massique	$J.Kg^{-1}.^{\circ}C^{-1}$	900	2400	$C_{p_{eq}}$

Les différentes étapes impliquées dans l'analyse thermique sont résumées dans le Tableau 3-8. Afin d'optimiser la mémoire et le temps de calcul, l'analyse évolue par petits incréments durant les sept premiers jours suivant la coulée où la cinétique d'hydratation est accélérée et le dégagement de chaleur est fort. Au-delà de cette période critique, l'incrément est augmentée par paliers plus larges.

Tableau 3-8 : Les étapes de l'analyse.

		Temps de l'analyse (Secondes)	Pas de temps (Secondes)	Nombre d'incréments
Pas initial	Initial	N/A	N/A	
Pas généraux d'analyse	Retrait de la 2 ^{ème} coulée	1	1	1
	1 ^{ère} coulée de béton avant 7 jours	604800	3600	168
	2 ^{ème} coulée de béton après 7 jours	7171200	86400	83
	Ajout de la 2 ^{ème} coulée	1	1	1
	2 ^{ème} coulée de béton avant 7 jours	604800	3600	168
	2 ^{ème} coulée de béton après 7 jours	7171200	86400	83

La Figure 3-28 schématise les conditions frontières thermiques présentées par un flux convectif sur toutes les surfaces en contact avec l'air ambiant (surfaces colorées en rouge). Elles peuvent être présentées sous la forme séquentielle qui suit. Durant la première coulée, les surfaces supérieures du béton montrées dans la Figure 3-28 (a) échangent la température avec l'environnement extérieur. Le flux est modélisé par un coefficient d'échange $h_1 = 5.6 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$. Simultanément, le coffrage en bois échange de la chaleur par convection avec l'extérieur (Figure 3-28 (c)), le flux est géré par un coefficient d'échange $h_2 = 10 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$, l'ordre de grandeur du coefficient d'échange entre une paroi verticale avec un écoulement naturel d'air et avec des températures proches de la température ambiante. Ce mode d'échange est également présent entre le matériau équivalent et le fluide environnant, (Figure 3-28 (d)), caractérisé par un coefficient de convection h_3 qui sera détaillé ultérieurement.

La température de l'air ambiant est supposée uniforme et égale à 25°C . Durant les investigations expérimentales, une cure humide a été maintenue pendant 30 jours en mettant une bâche imbibée d'eau au-dessus des coulées. Pour représenter cette condition, on modifie la température du milieu ambiant de 20°C pour la première coulée durant les premiers jours et on la remet après à 25°C . Après la deuxième coulée et jusqu'au refroidissement de mélange, on applique la convection béton-air aux surfaces illustrées dans la Figure 3-28 (b). La température initiale de

mise en place et la température de la surface inférieure ont été respectivement fixées à 15°C et à 20°C.

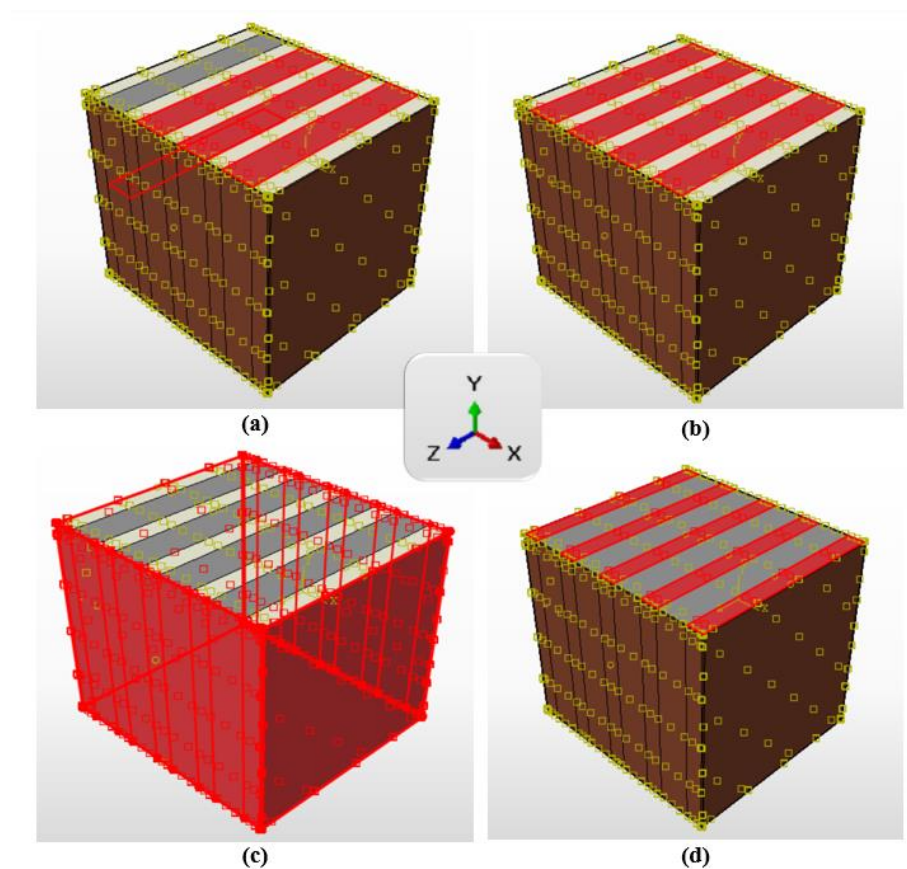


Figure 3-28 : Conditions limites de convection pour l'analyse thermique.

Les Figure 3-29 et Figure 3-30 montrent le maillage utilisé pour les moyens et grands spécimens. En général, un nombre minimal de trois éléments a été considéré dans l'épaisseur des panneaux de coffrage externes. Le modèle WS-2440 (Figure 3-29) est composé de 447868 éléments de maillage DC3D8 alors que le modèle WS-700 (Figure 3-30) contient 28560 éléments de maillage.

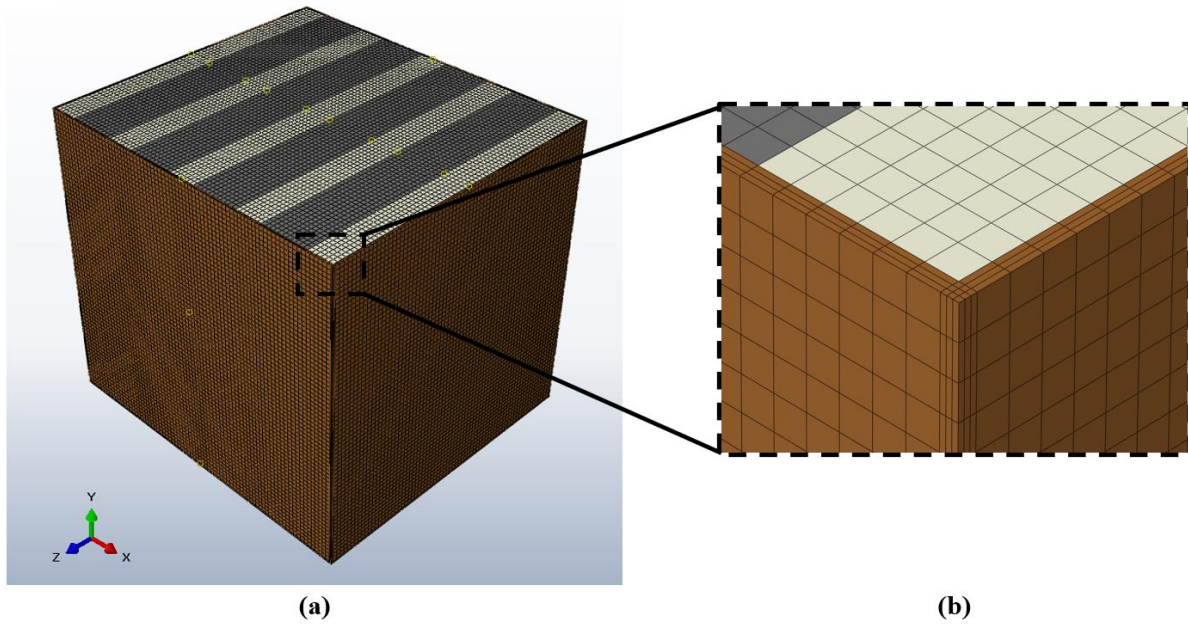


Figure 3-29 : Maillage des spécimens WS-2440 : (a) Maillage global ; (b) raffinement local dans les régions soumises à un flux convectif.

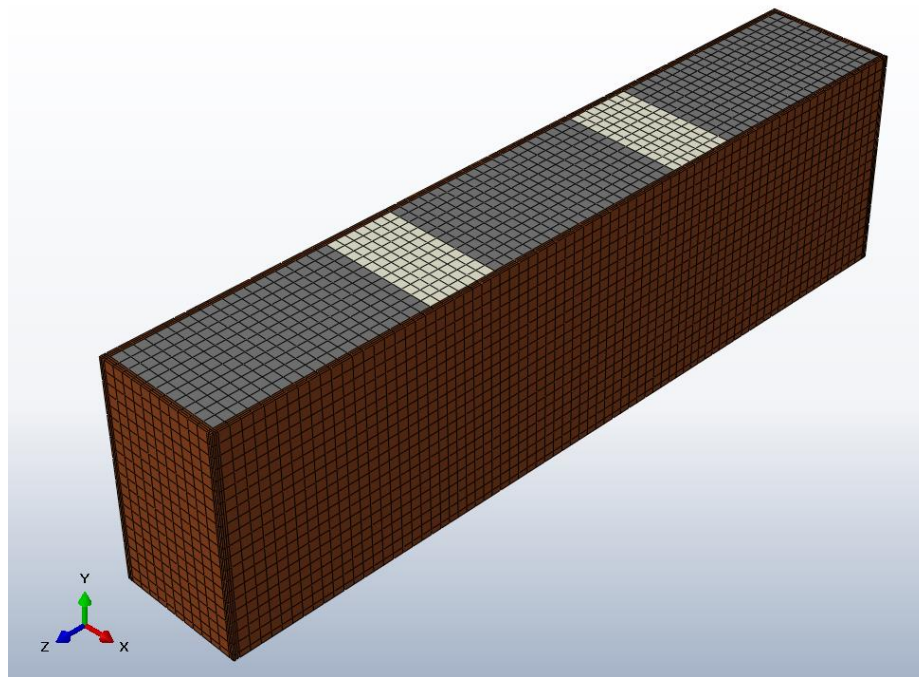


Figure 3-30 : Maillage des spécimens WS-700.

Afin de finaliser la modélisation par éléments finis des analyses thermiques, deux aspects restent à déterminer. Le premier est l'estimation de la source de chaleur d'hydratation à introduire dans

les analyses, en absence d'essais calorimétriques de caractérisation de mélange lors de la campagne expérimentale de Bakour 2021. Le deuxième aspect concerne l'estimation des propriétés thermiques du matériau équivalent. Ces deux aspects sont discutés dans les sections suivantes.

3.4.2 Estimation de la source de chaleur - Méthode de Schmidt

Une approche de calibration a été développée dans ce projet afin d'estimer la source de chaleur d'hydratation représentative du mélange de béton utilisé dans les essais de Bakour 2021. Elle est basée sur les étapes et les hypothèses suivantes :

Étape 1 :

En assumant une condition proche de l'adiabatique pour le spécimen WS-2440-C1 au centre (spécimen numéro 2, Figure 3-25), la température enregistrée par le capteur T2 (Figure 3-21) peut être utilisée pour estimer le terme source Q_h , en utilisant l'équation (3-2) établie précédemment. Plus précisément, il s'agit d'utiliser les valeurs de température avant le pic, afin de déduire les valeurs de Q_h avant l'instant t_{pic} (voir la Figure 3-31).

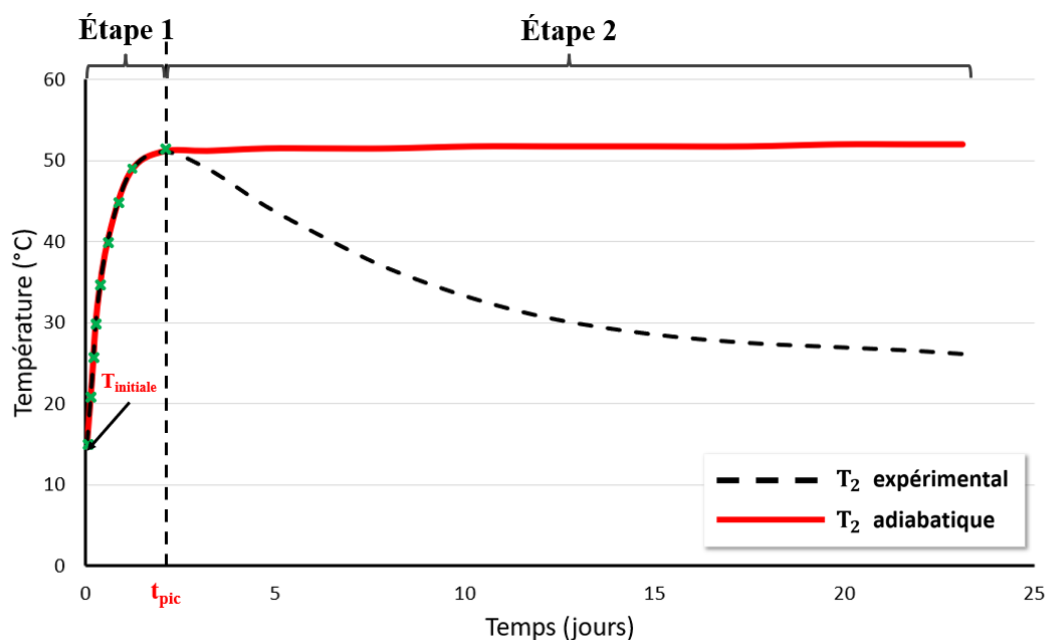


Figure 3-31 : Estimation de la température adiabatique du spécimen WS-2440-C1 au centre, à partir de la température expérimentale enregistrée par le capteur T₂.

Étape 2 :

Des itérations sont utilisées après le pic pour estimer Q_h , en procédant à plusieurs analyses thermiques et en changeant à chaque fois l'expression de $Q_h(t)$ pour $t \geq t_{pic}$, de façon similaire à une analyse inverse. En assumant un transfert thermique quasi uni-directionnel vertical (selon l'axe Y, Figure 3-25), un modèle simplifié unidirectionnel peut être utilisé pour faire les analyses, plutôt que le modèle EF 3D au complet. Un modèle avec les éléments thermiques 1D disponibles dans Abaqus, ou encore un modèle analytique issu de la méthode des différences finies peuvent être utilisés pour cet objectif. La Figure 3-32 montre la configuration et les conditions aux limites pour le modèle unidirectionnel.

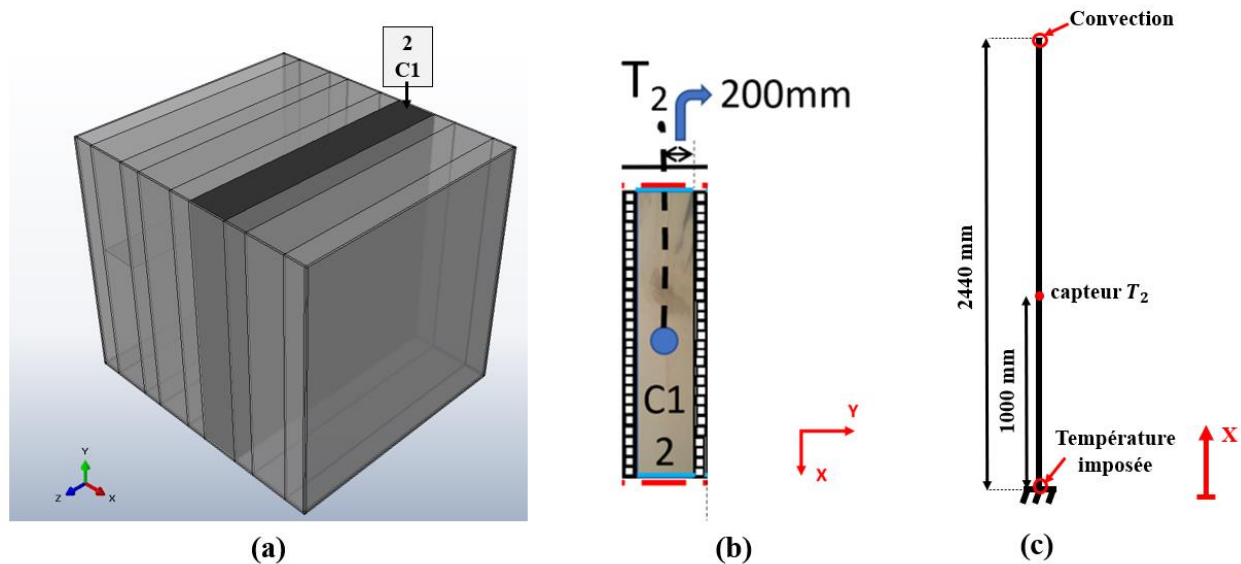


Figure 3-32 : (a) La coulée verticale du spécimen WS-2440-C1 du milieu ; (b) Vue en plan du spécimen et position du capteur T_2 ; (c) le modèle unidirectionnel représentatif de la coulée et les conditions aux limites du modèle.

La méthode de différences finies 1D appliquée pour l'analyse thermique a été beaucoup utilisée dans l'industrie avant le développement de la méthode des éléments finis. Cette méthode est aussi connue sous le nom de la méthode de Schmidt, relativement au chercheur qui l'avait initialement développé (voir Kyle A. Riding and Kevin 2006).

La méthode de différences finies consiste à remplacer les dérivées partielles de l'équation différentielle de transfert thermique par la troncature du développement de Taylor de la fonction

donc plutôt que de chercher $f(x, t)$, on cherche les valeurs de f aux nœuds du maillage, soit $f_i = f(x_i)$. La finalité de ce calcul est donc de déterminer la distribution de la température $T(x, t)$ le long d'une poutre 1D en béton de longueur L , de section S , de masse volumique ρ dont l'extrémité inférieure est maintenue à température constante $T_0 = 20^\circ\text{C}$ et l'extrémité supérieure est gérée par un flux de chaleur convectif, caractérisé par le coefficient d'échange convectif, h . La température du fluide loin de la paroi est connue, et est égale à $T_\infty = 25^\circ\text{C}$ et la masse est soumise à une source de chaleur volumique Q_h .

Soit $T(x, t)$ une fonction représentant la température dans un problème de diffusion thermique. Dans un espace homogène 3D où les propriétés thermiques sont indépendantes de la température, l'évolution thermique d'un corps unidimensionnel est décrite par l'équation de la chaleur dans un milieu immobile isotrope homogène suivante :

$$\rho C_p \frac{\partial T(x, t)}{\partial t} = k \frac{\partial^2 T(x, t)}{\partial^2 x} + Q_h(x, t) \quad (3-5)$$

Où $Q_h(x, t)$ représente une source de chaleur interne.

C'est une équation différentielle linéaire aux dérivées partielles parabolique de second ordre, qui décrit la distribution de la chaleur ou l'élévation de la température dans une région x dans le temps t . Dans cette équation, x = la distance ; t = le temps ; k = la conductivité thermique ; ρ = la densité du matériau et C_p = la capacité thermique massique.

On se place aux points u_i dits points du maillage montrés dans la Figure 3-33. On note Δx le pas de discrétisation spatiale et Δt le pas de discrétisation temporelle.

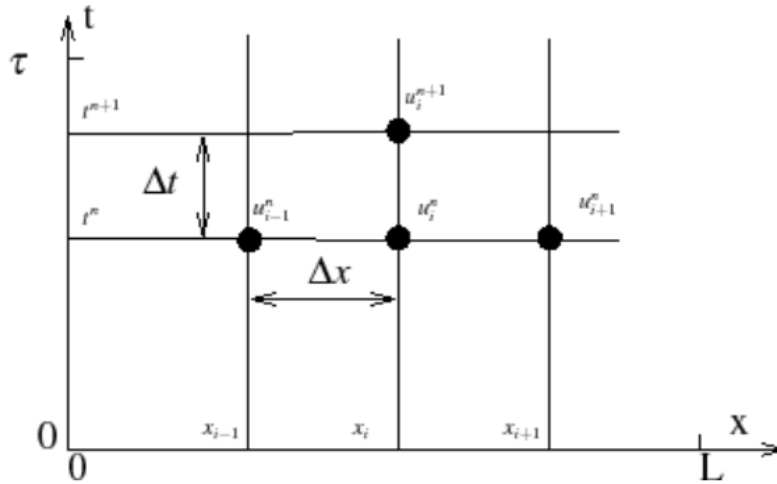


Figure 3-33 : Maillage quadrillé du calcul 2D pour la méthode de différences finies.

Dans chaque tranche i , les formes approchées discrétisées s'écrivent par les équations (3-6), (3-7), (3-8) et (3-9).

$$T = T_{i,j} \quad (3-6)$$

$$\frac{\partial T(x,t)}{\partial t} \approx \frac{T_{i,j+1} - T_{i,j}}{\Delta t} \quad (3-7)$$

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \frac{T_{i+1,j} - T_{i-1,j}}{\Delta x} \quad (3-8)$$

$$\frac{\partial^2 T}{\partial^2 x} = \frac{T_{i-1,j} - 2T_{i,j} + T_{i+1,j}}{\Delta x^2} \quad (3-9)$$

Ainsi, la forme discrète de l'équation de la chaleur s'écrit :

$$\frac{T_{i-1,j} - 2T_{i,j} + T_{i+1,j}}{\Delta x^2} + \frac{Q_h}{k} = \frac{\rho C_p}{k} \times \frac{T_{i,j+1} - T_{i,j}}{\Delta t} \quad (3-10)$$

La nouvelle distribution de la chaleur au temps $t+\Delta t$ connaissant la température au temps t aux points x_i donne l'équation (3-11).

$$T_{i,j+1} = T_{i,j} + \frac{k \Delta t}{\rho C_p} \times \frac{T_{i-1,j} - 2T_{i,j} + T_{i+1,j}}{\Delta x^2} + \frac{\Delta t}{\rho C_p} \times Q_h \quad (3-11)$$

On pose

$$\alpha = \frac{k}{\rho C_p} \times \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \quad (3-12)$$

Donc

$$T_{i,j+1} = \alpha T_{i-1,j} + (1 - 2\alpha)T_{i,j} + \alpha T_{i+1,j} + \frac{\Delta t}{\rho C_p} \times Q_h \quad (3-13)$$

Ou encore

$$T_{i,j} = \alpha T_{i-1,j-1} + (1 - 2\alpha)T_{i,j-1} + \alpha T_{i+1,j-1} + \frac{\Delta t}{\rho C_p} \times Q_h \quad (3-14)$$

La densité du flux d'une paroi qui échange de la chaleur par convection avec le milieu environnant est proportionnelle à la différence de la température entre le point considéré de la paroi et le milieu fluide extérieur multipliée par le coefficient d'échange h et se traduit par l'équation (3-15).

$$\varphi_{convectif} = \phi|_{x=L^-} = h (T_{paroi} - T_{fluide}) \quad (3-15)$$

En tout point de la frontière, ce flux étant fourni par conduction au travers du solide étudié, on en déduit le gradient de T à cette frontière donné par l'équation (3-16).

$$\varphi_{conductif} = \phi|_{x=L^+} = -k \frac{\partial T}{\partial x} \quad (3-16)$$

La continuité du flux de chaleur à l'interface solide-fluide (en $x = L$) impose :

$$\phi|_{x=L^-} = \phi|_{x=L^+} = \phi \quad (3-17)$$

Ainsi,

$$-k \frac{\partial T}{\partial x} = h (T_{paroi} - T_{fluide}) \quad (3-18)$$

L'équation (3-8) conduit à la relation :

$$-k \frac{T_{i,j} - T_{i-1,j}}{\Delta x} = h (T_{i,j} - T_{fluide}) \quad (3-19)$$

Ainsi, la distribution de la température dans les nœuds de la frontière :

$$T_{i,j} = \frac{1}{\left(\frac{k}{\Delta x} + h\right)} \left(h \times T_{\text{fluide}} + \frac{k}{\Delta x} \times T_{i-1,j} \right) \quad (3-20)$$

Une feuille de calcul *Mathcad* a été élaborée dans ce projet, et permet de calculer l'évolution du champ thermique avec le temps pour un modèle 1D, et en prenant comme intrant principal le terme source $Q_h(t)$ donné sous forme de fichier texte de valeurs discrètes $(t_i, Q_h(t_i))$. Cette feuille est imprimée dans l'Annexe 1 de ce mémoire, et a été utilisée pour la procédure itérative de l'étape 2.

La Figure 3-34 montre une superposition des résultats entre la méthode analytique Schmidt programmée et le modèle Abaqus 1D.

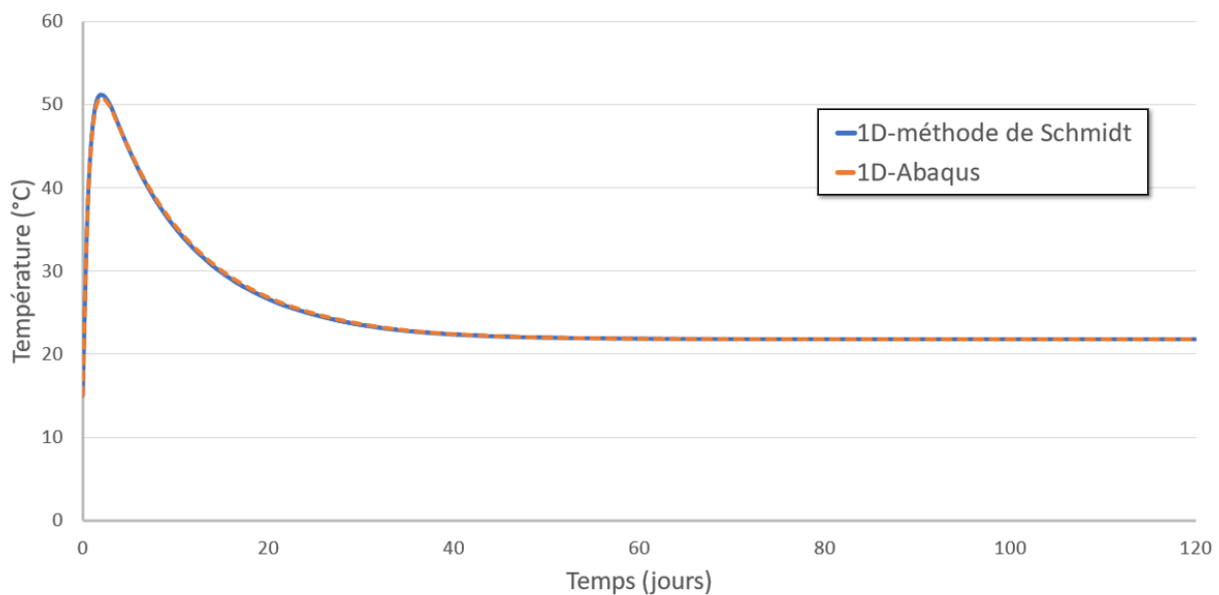


Figure 3-34 : Les élévations de températures déterminées au niveau du capteur T_2 par les méthodes 1D de Schmidt et d'Abaqus.

La prochaine étape sera de procéder à plusieurs itérations jusqu'à l'obtention du résultat affiné qui rapproche la distribution de température numérique de son équivalent expérimental (Figure 3-35).

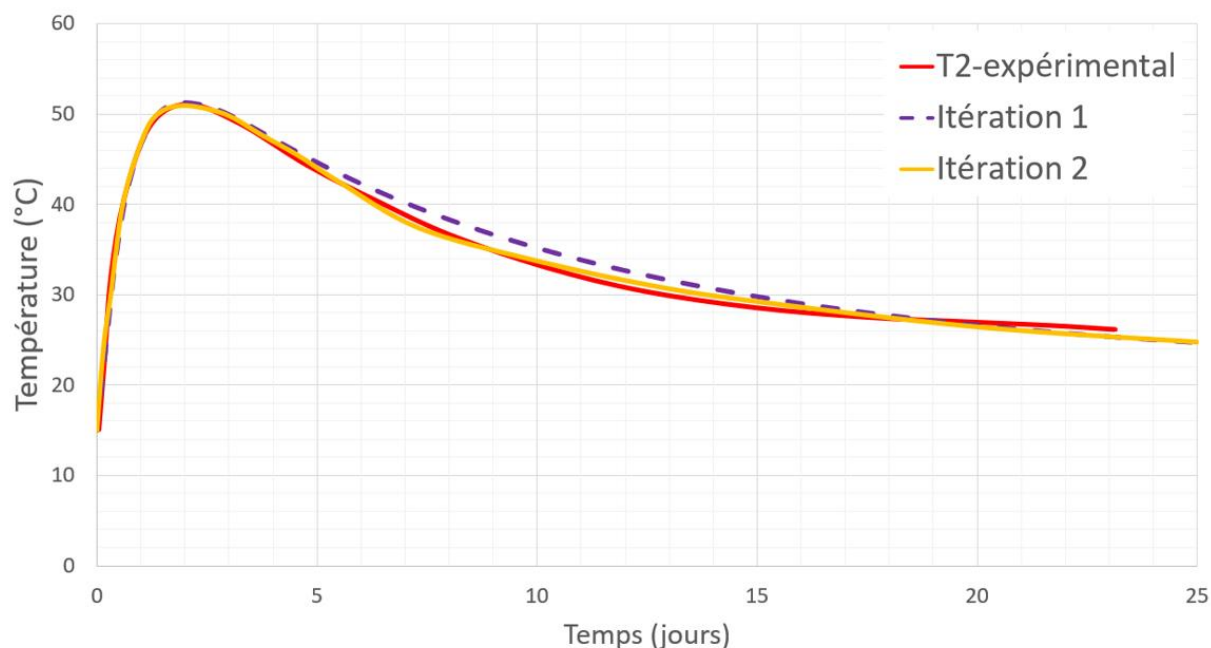


Figure 3-35 : Comparaison des températures issues de la procédure itérative d'estimation Q_h .

Détermination de la source de chaleur

La Figure 3-36 montre le résultat final de la source de chaleur à l'issue du processus itératif décrit précédemment, et qui est introduite de façon uniforme dans le modèle.

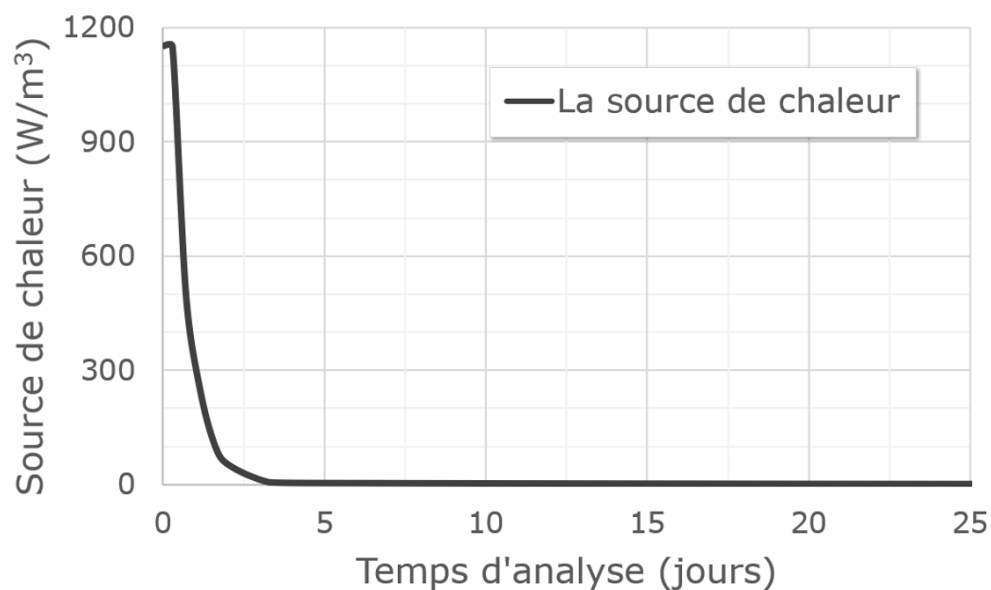
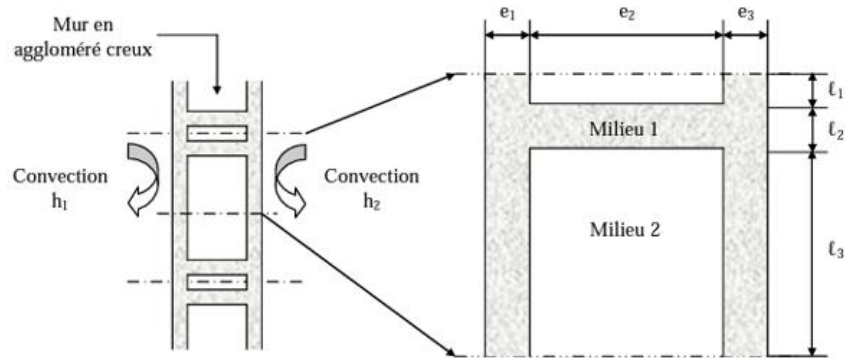


Figure 3-36 : La source de chaleur retenue suite au processus de calibration.

Pour le spécimen WS-2440-C2 coulé en deux phases, une deuxième source de chaleur a été appliquée avec décalage de 90 jours de la première. Le temps total de l'analyse des spécimens WS-2440 coulés en conditions C1 et C2 a été fixé à 120 jours qui correspond à une somme de 90 jours pour le bétonnage et la cure de la première coulée des spécimens WS-2440-C1 ainsi que le bloc inférieur du spécimen WS-2440-C2, suivis de 30 jours pour la coulée et le mûrissement de la partie supérieure du spécimen C2. Cependant, le temps total de l'analyse a été fixé à 30 jours pour les spécimens WS-700.

3.4.3 Modélisation de la paroi intermédiaire

Cette section a pour but de déterminer les propriétés thermiques du matériau équivalent substituant les panneaux de coffrage creux de la paroi intermédiaire. On remarque la présence d'un modèle dans la construction du coffrage qui se répète tous les 610 mm dans le sens vertical et tous les 228 mm dans la direction horizontale avec une profondeur de 305 mm. Par conséquent, nous considérons une partie de coffrage qui sera représentatif de l'ensemble comme démontre la Figure 3-27 (b). Évidemment, la conductivité thermique des matériaux hétérogènes est liée à celle des constituants et à leur morphologie. D'ailleurs, l'air possède une conductivité thermique $k_{air} = 0.025 \text{ W/m.}^\circ\text{C}$, tandis que le bois a une conductivité thermique $k_{bois} = 0.15 \text{ W/m.}^\circ\text{C}$. La conductivité est considérée comme une propriété orthotopique du matériau et est calculée dans les 3 directions indépendamment. Pour représenter ce problème thermique, on adopte la méthode des schémas électriques équivalents en appliquant les mêmes lois de composition qu'en électricité (circuits séries ou parallèles) dans le système étudié mettant en jeu plusieurs milieux et plusieurs types de flux. Cette démarche, connue sous le nom de l'analogie thermique-électrique, permet de résoudre de nombreux problèmes pratiques de transferts de chaleur stationnaires. La Figure 3-37 illustre le principe de l'analogie thermique-électrique.



Schématisation d'un mur composite

Avec :

$$R_1 = \frac{1}{h_1 \ell L} ; R_2 = \frac{e_1}{\lambda_1 \ell L} ; R_3 = \frac{e_2}{\lambda_2 \ell_1 L} ; R_4 = \frac{e_2}{\lambda_1 \ell_2 L} ; R_5 = \frac{e_2}{\lambda_2 \ell_3 L} ; R_6 = \frac{e_3}{\lambda_1 \ell L} ; R_7 = \frac{1}{h_2 \ell L}$$

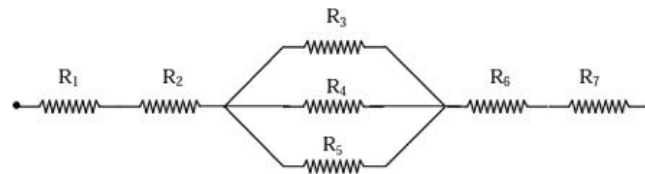


Schéma électrique équivalent du mur composite

$$R = R_1 + R_2 + \frac{1}{\frac{1}{R_3} + \frac{1}{R_4} + \frac{1}{R_5}} + R_6 + R_7$$

Figure 3-37 : Le principe de l'analogie thermique électrique, tiré de (Jannot and Moyne 2014).

Ainsi, l'expression du flux thermique présente une certaine analogie avec la loi d'Ohm en électricité : $I = U/R$. La différence de température qui donne naissance au flux de chaleur joue le rôle de la différence de potentiel qui donne naissance au courant électrique (flux d'électrons).

Les hypothèses suivantes ont été adoptées pour simplifier les calculs sans limiter la portée des travaux :

- Le transfert de chaleur dans les panneaux de coffrage se fait en régime stationnaire à travers un corps sans source de chaleur interne où le flux se conserve.
- Le transfert de chaleur est gouverné par la conduction car les ouvertures dans le coffrage ne sont pas suffisamment grandes pour permettre le mouvement de l'air soit par un gradient de pression (convection forcée) ou par un gradient de température (convection naturelle).
- Les transferts de type radiatifs sont négligés.

- Le contact entre les couches de différentes natures est parfait et il n'existe pas de discontinuité de température aux interfaces. Compte tenu de la rugosité des matériaux, la surface de contact entre les corps contient des creux qui forment des vides remplis d'air. Ces vides servent d'isolant en raison de la faible conductivité thermique de l'air. Dans cette analyse, la résistance de contact, illustrée dans la Figure 3-38, est négligée.

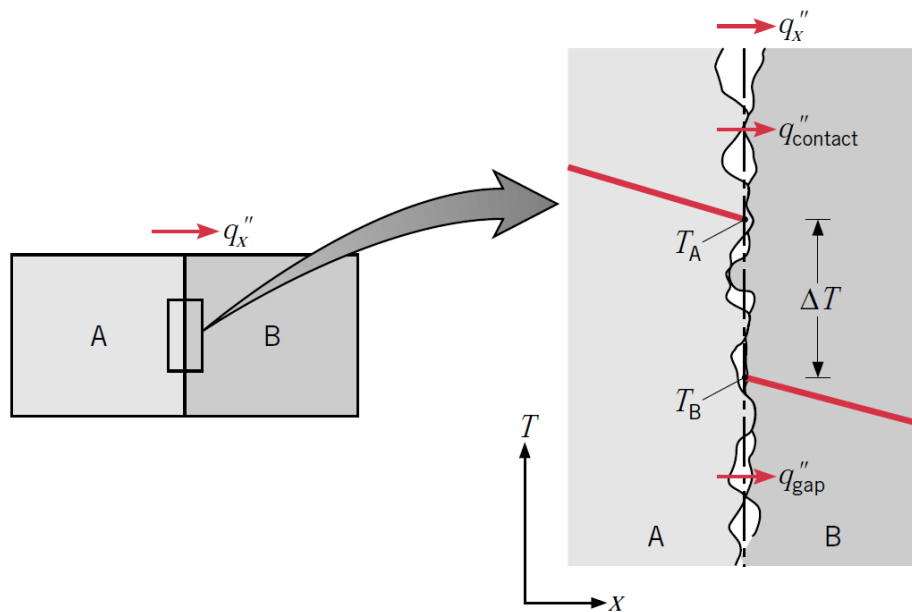


Figure 3-38 : La résistance thermique de contact, tiré de (Incropera, DeWitt et al. 2007).

En appliquant le principe illustré dans la Figure 3-37, on détermine les valeurs de la conductivité thermique du matériau équivalent dans les trois directions x , y et z résumées dans le Tableau 3-9.

Tableau 3-9 : la conductivité thermique orthotrope du matériau équivalent en $\text{W/m} \cdot ^\circ\text{C}$.

Conductivité k_{11} suivant la direction x	Conductivité k_{22} suivant la direction y	Conductivité k_{33} suivant la direction z
0.069	0.063	0.088

Pour valider que le modèle numérique représente bien l'implémentation de la réalité, on réalise une analyse thermique en régime permanent du modèle du patron sur Abaqus soumis à un gradient de température de 1°C comme illustre la Figure 3-39 (a).

En régime permanent, le flux unidirectionnel d'un corps de section S , de longueur L , porté aux températures T_1 et T_2 à ses extrémités $x = 0$ et $x = L$ est donné par l'équation (3-21).

$$\phi = \frac{\lambda S}{L} (T_1 - T_2) \quad (3-21)$$

Ainsi le flux de chaleur par unité de surface suivant l'axe x est :

$$\phi_x = \frac{0.069 \text{ W/m} \cdot ^\circ\text{C}}{0.228 \text{ m}} \times 1^\circ\text{C} = 0.3 \text{ W/m}^2 \approx HFL_{\text{moyen}} \quad (3-22)$$

Cette valeur de flux théorique est très proche du flux moyen $HFL_{\text{moyen}} = 0.28 \text{ W/m}^2$ qui a été estimé avec le modèle des éléments finis (Figure 3-39 (b)) en régime permanent suivant la direction x , ce qui constitue une validation de la conductivité k_{11} calculée suivant la direction x .

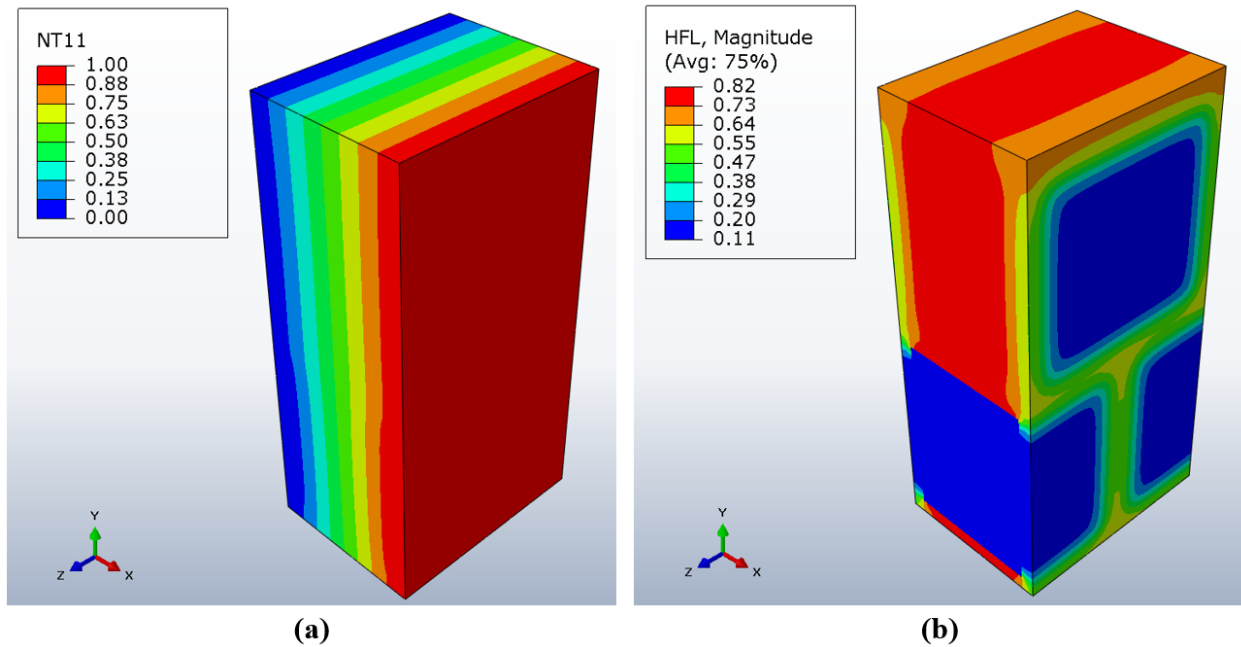


Figure 3-39 : (a) La température nodale ; (b) estimation du flux moyen en régime permanent.

En s'inspirant également du modèle Abaqus, on remarque que la conductivité thermique d'un matériau contrôle le flux thermique qu'il peut véhiculer, donc toutes les courbes convergent vers la même valeur correspondant au flux en régime permanent qui dépend de k et la vitesse avec laquelle on atteint le régime permanent correspond au paramètre ρC_p .

Le bois a tendance à emmagasiner beaucoup plus la chaleur que l'air donc

$$(\rho c_p)_{bois} \gg (\rho c_p)_{air} \quad (3-23)$$

Et

$$\frac{k_{bois}}{(\rho c_p)_{bois}} \ll \frac{k_{air}}{(\rho c_p)_{air}} \quad (3-24)$$

Comme démontre la Figure 3-40 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**, on peut estimer que :

$$(\rho c_p)_{total} \approx (\rho c_p)_{équivalent} = \frac{(\rho c_p)_{bois} \times V_{bois} + (\rho c_p)_{air} \times V_{air}}{V_{total}} \quad (3-25)$$

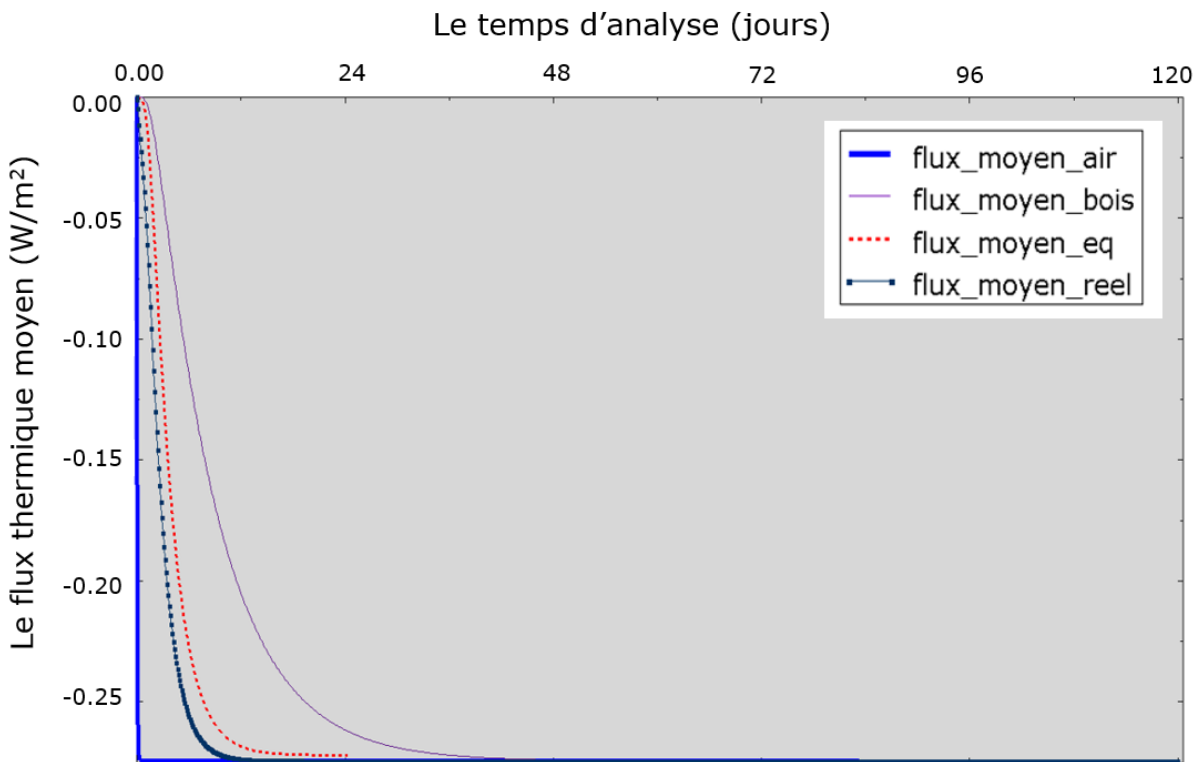


Figure 3-40 : Le flux thermique moyen déterminés pour les 4 modèles d'Abaqus.

La formule (3-25) n'existe pas dans la littérature. Elle est basée sur l'observation et elle est dérivée de l'analyse des résultats de la modélisation numérique. En traçant le flux thermique du modèle réel, constitué de bois et d'air, et du patron équivalent, dont le paramètre ρc_p est estimé

par l'équation (3-25), on remarque que les grandeurs convergent vers la même valeur comme illustre la Figure 3-40. Le résultat de cette simulation numérique montré dans la Figure 3-40 constitue une validation de l'équation (3-25), ce qui permet d'estimer la capacité thermique volumétrique du matériau équivalent à environ 228000 J/m³-°C.

Le dernier paramètre à déterminer est le coefficient de convection du matériau équivalent $h_3 = 0.3$ W/m² °C. En effet, la résistance thermique d'un matériau intrinsèque (ne tenant pas compte de la surface exposée) peut être déterminée à partir de l'équation (2-44) comme suit :

$$R_{conductif} = \frac{e}{k} \quad (3-26)$$

Comme la paroi du matériau équivalent est soumise à la convection dans le coté extérieur et à la conduction à l'intérieur donc grâce à la conservation du flux thermique :

$$h_3 = \frac{k}{e} = \frac{1}{R_{conductif}} \quad (3-27)$$

Où e est l'épaisseur du matériau en mètre et k est la conductivité thermique en W/m.°C.

Tenant compte de la conductivité thermique du matériau équivalent :

$$h_3 = \frac{1}{0.228 \text{ m}} \times \frac{(0.069 + 0.063 + 0.088) \text{ W/m.}^\circ\text{C}}{3} = 0.3 \text{ W/m}^2.^\circ\text{C} \quad (3-28)$$

3.5 Résultats des analyses thermiques et discussions

Comme premier résultat des analyses thermiques, on peut tracer les élévations de température des trois sets de nœuds représentant les capteurs thermiques T2, T3 et T4 intégrés dans les spécimens. Les Figure 3-41 Figure 3-42 résument les résultats des simulations thermiques pour 120 et 20 jours respectivement.

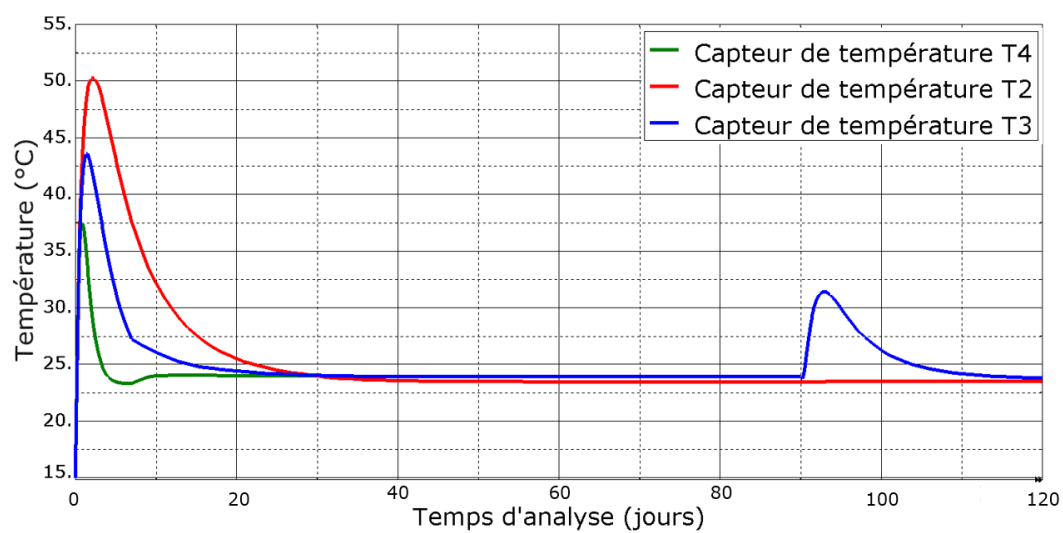


Figure 3-41 : Les élévations de températures enregistrées dans les sets de nœuds représentant les capteurs thermiques T2, T3 et T4 dans les 120 jours d'analyse.

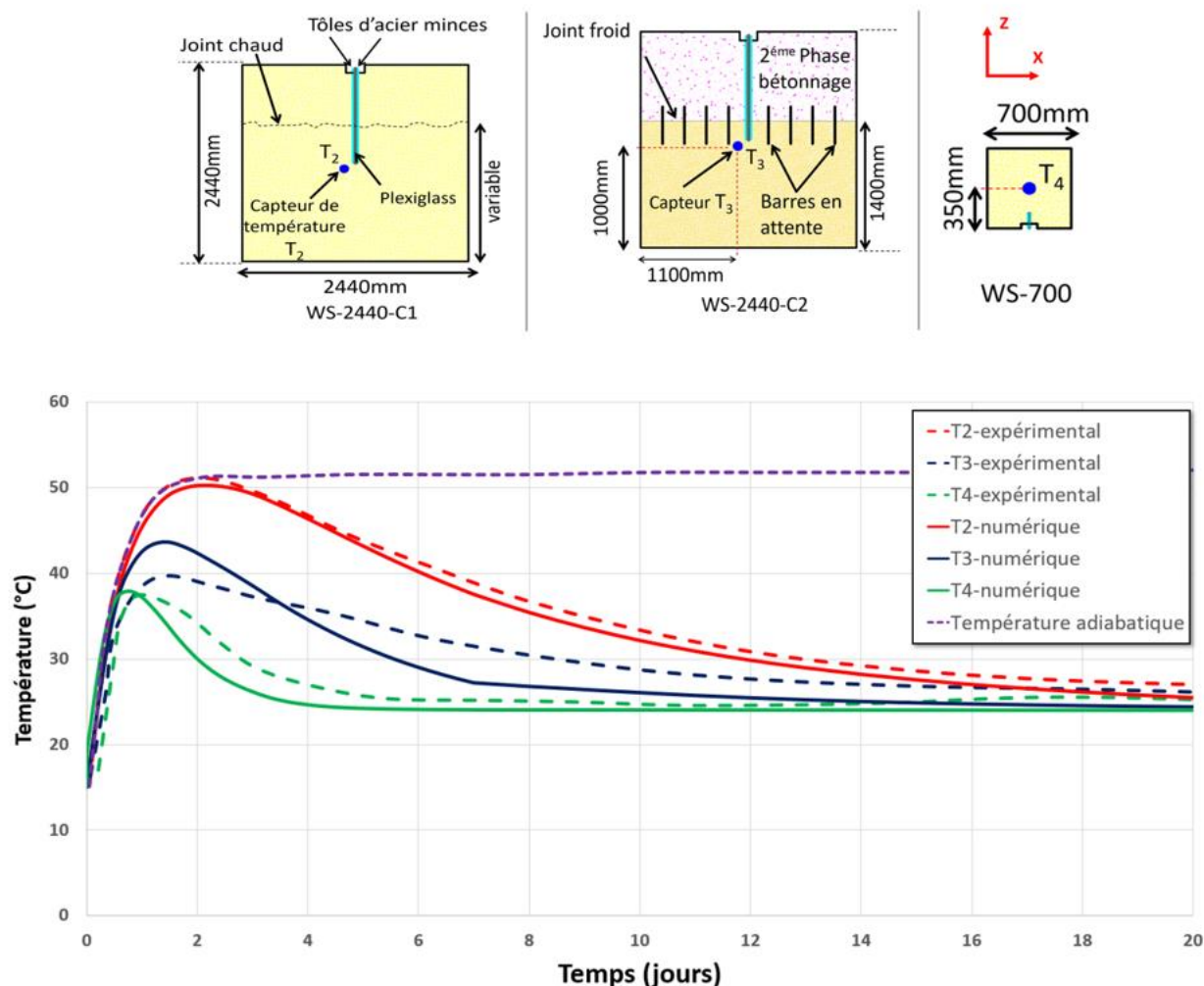


Figure 3-42 : Comparaison des élévations de température expérimentale et numérique dans les spécimens WS-2440-C1, WS-2440-C2 et WS-700, ainsi que la température adiabatique obtenue par intégration de la source de chaleur.

Les courbes se supposent relativement bien à l'exception de la distribution de la température pour le capteur T₃ situé près du joint de coulée, qui est en réalité très influencé par les conditions thermiques lors de la cure. Une étude paramétrique de la condition appliquée localement au-dessus de la première coulée pourrait en principe aboutir à des meilleurs résultats, mais il a été jugé que la précision actuelle des modèles thermiques est suffisante pour les objectifs de ce projet.

Les Figures 3-43, 3-44, 3-45 et 3-46 mettent en exergue les champs de température au pic générés par les analyses thermiques.

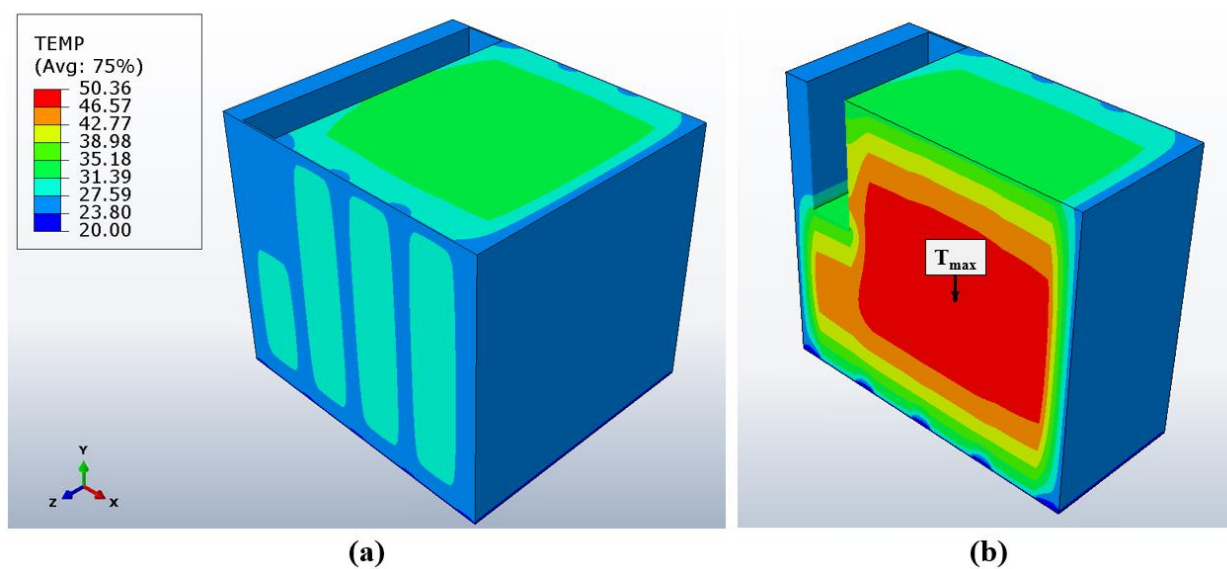


Figure 3-43 : Le pic de température enregistré à $t \approx 2.5$ jours par le capteur T2 dans le spécimen WS-2440-C1 : (a) Modèle 3D ; (b) Coupe verticale dans le plan (x,y).

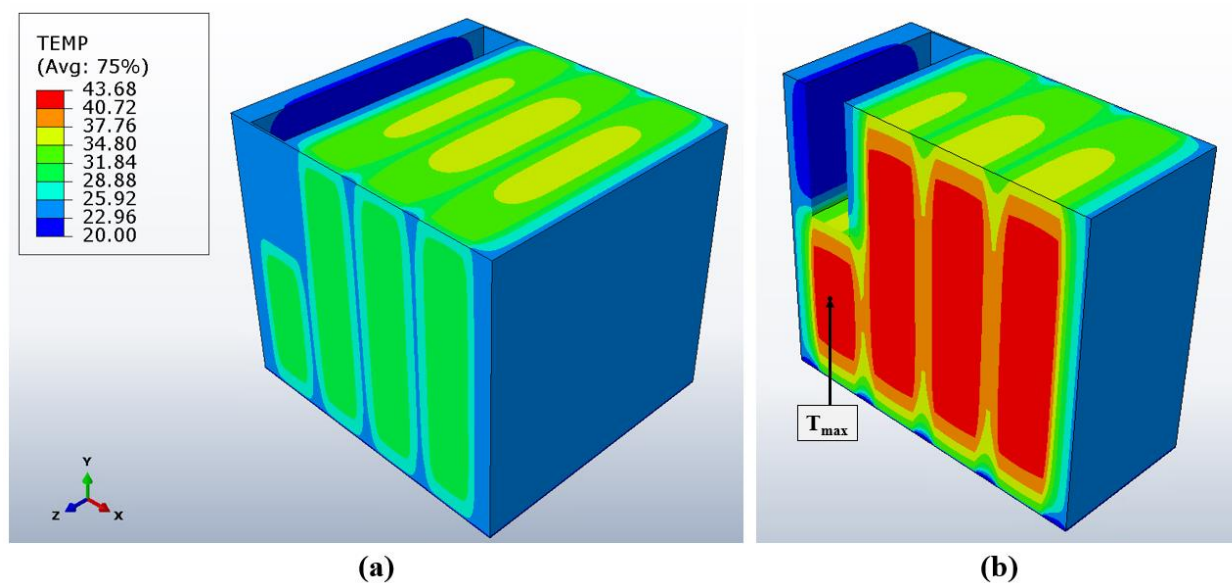


Figure 3-44 : Le 1er pic de température enregistré à $t \approx 1.3$ jours par le capteur T3 dans le spécimen WS-2440-C2 : (a) Modèle 3D ; (b) Coupe verticale dans le plan (x,y).

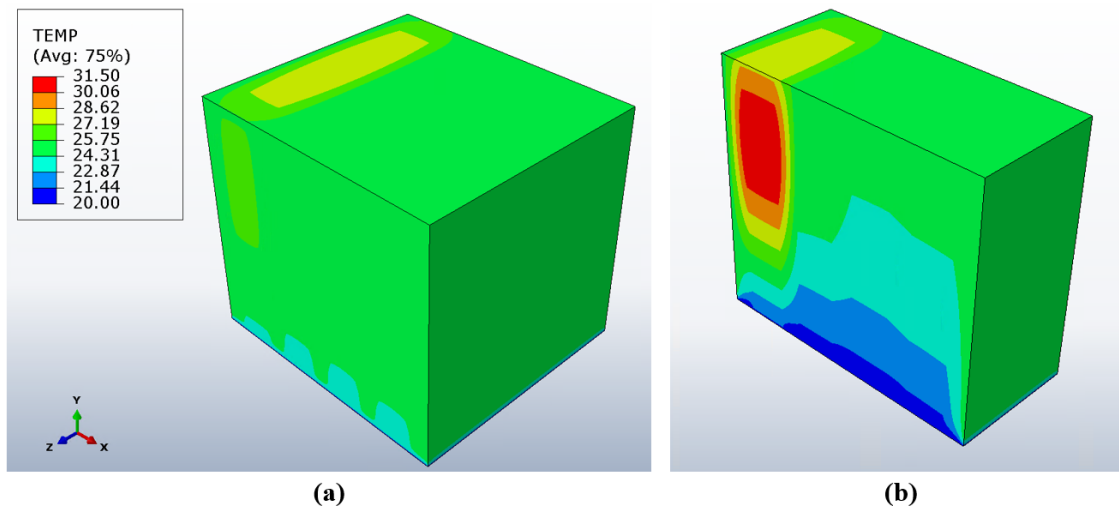


Figure 3-45 : Le 2ème pic de température enregistré à $t \approx 93$ jours par le capteur T3 dans le spécimen WS-2440-C2 : (a) Modèle 3D ; (b) Coupe verticale dans le plan (x,y).

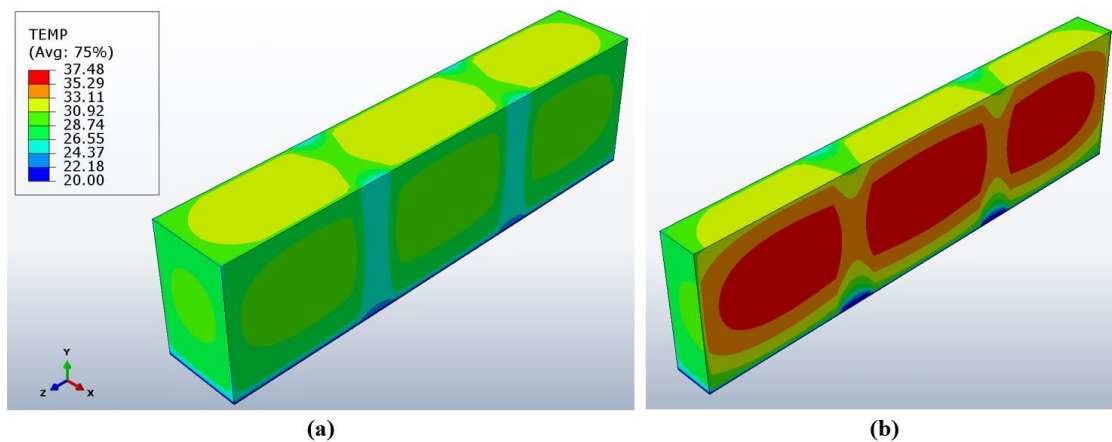


Figure 3-46 : Le pic de température enregistré à $t \approx 1$ jour par le capteur T4 dans le spécimen WS-700 : (a) Modèle 3D ; (b) Coupe verticale dans le plan (y,z).

Les remarques suivantes peuvent être formulées suite à l'analyse de ces résultats :

- La température maximale atteinte dans le gros bloc WS-2440-C1 est assez proche de la température maximale qui aurait été obtenue en condition adiabatique (Figure 3-43).
- Vu que le 2^{ème} pic de température ($t = 93$ jours) dans le spécimen WS-2440-C2 est plus petit que le premier ($t = 1.25$ jours) (voir Figure 3-41), il est possible de restreindre l'analyse thermomécanique uniquement aux 20 premiers jours supposés les plus critiques pour l'état de fissuration des spécimens. Ceci sera l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE 4 COUPLAGE THERMOMÉCANIQUE

4.1 Introduction

Ce chapitre portera principalement sur les simulations numériques de couplage thermomécanique visant à départager les origines possibles de la dégradation de l'énergie de fissuration du béton sous l'effet d'élévation de température à jeune âge. Pour cela, une description détaillée du modèle numérique mécanique et des hypothèses de modélisation considérées pour déterminer et calibrer les paramètres du couplage thermomécanique implantés dans le logiciel ABAQUS sera présentée. Les champs de contraintes résultants de l'étude paramétrique de différents modèles seront comparés, analysés et discutés.

4.2 Description du modèle numérique

Les Figures 4-1, 4-2 et 4-3 permettent d'observer les géométries des modèles numériques retenus pour les analyses thermomécaniques des spécimens WS-2440-C1, WS-2440-C2 et WS-700.

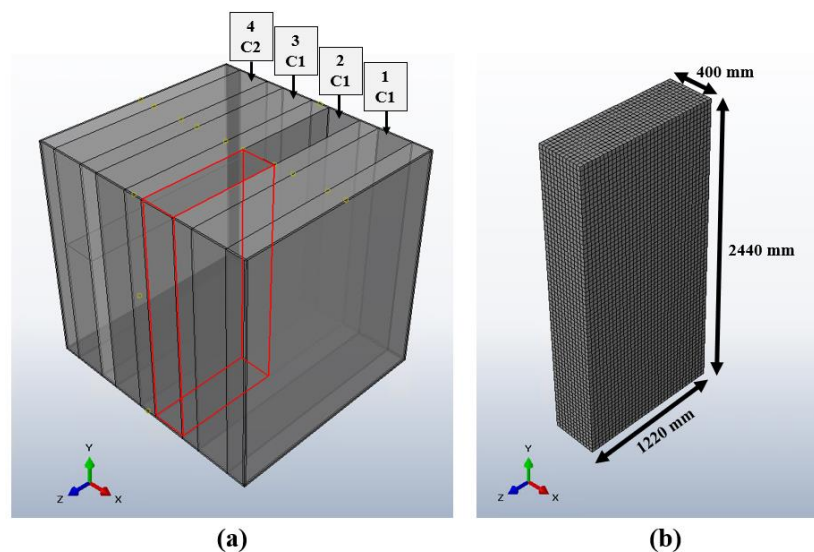


Figure 4-1 : Specimen WS-2440-C1 : (a) géométrie du modèle mécanique ; (b) maillage et dimensions.

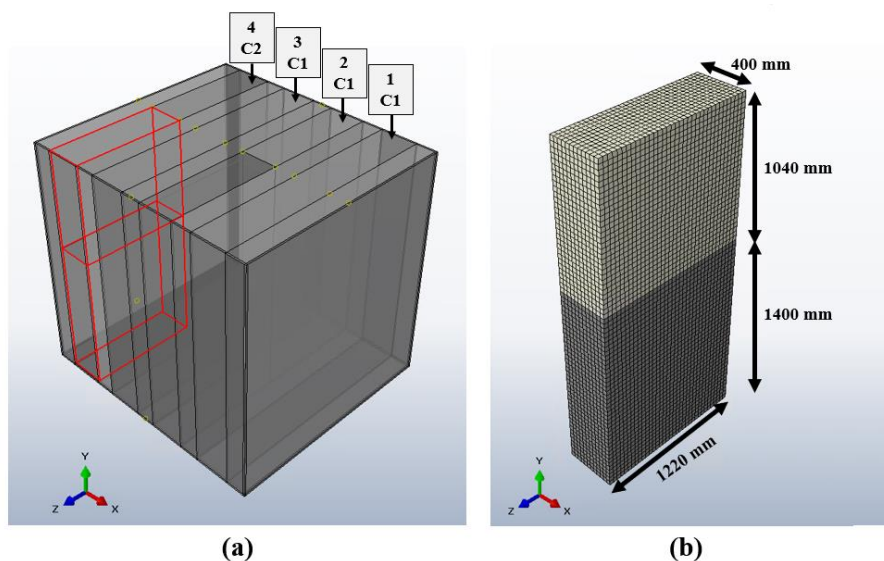


Figure 4-2 : Spécimen WS-2440-C2 : (a) géométrie du modèle mécanique ; (b) maillage et dimensions.

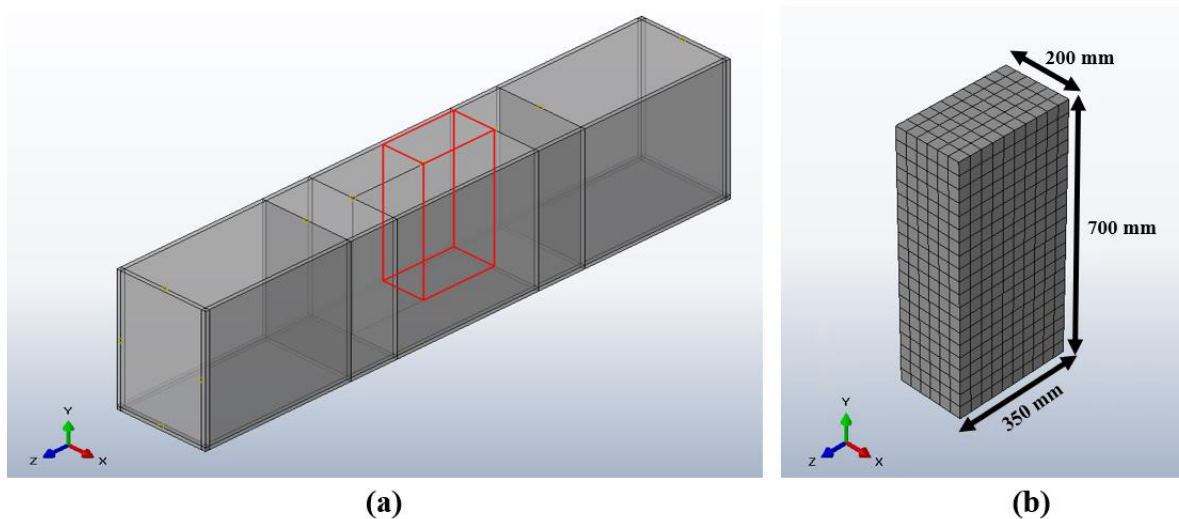


Figure 4-3 : Spécimen WS-700 : (a) géométrie du modèle mécanique ; (b) maillage et dimensions.

Etant donné les symétries, seulement la moitié des spécimens WS-2440-C1 et WS-2440-C2, ainsi que le quart du spécimen WS-700, sont modélisées. Des conditions de déformations planes appliquées aux degrés de liberté actifs des éléments de maillage 3D, sont imposées perpendiculairement aux surfaces représentées par des traits rouges comme illustre la Figure 4-4.

A cet effet, les conditions de blocage selon X et Z correspondent à des conditions de symétrie. Celle selon Y sert à empêcher le mouvement de corps rigide vertical. Dans cette configuration, cette dernière condition est assez sévère en termes de restriction puisqu'elle ne permet aucun décollement vertical. Elle sera considérée plus en détail lors des études paramétriques.

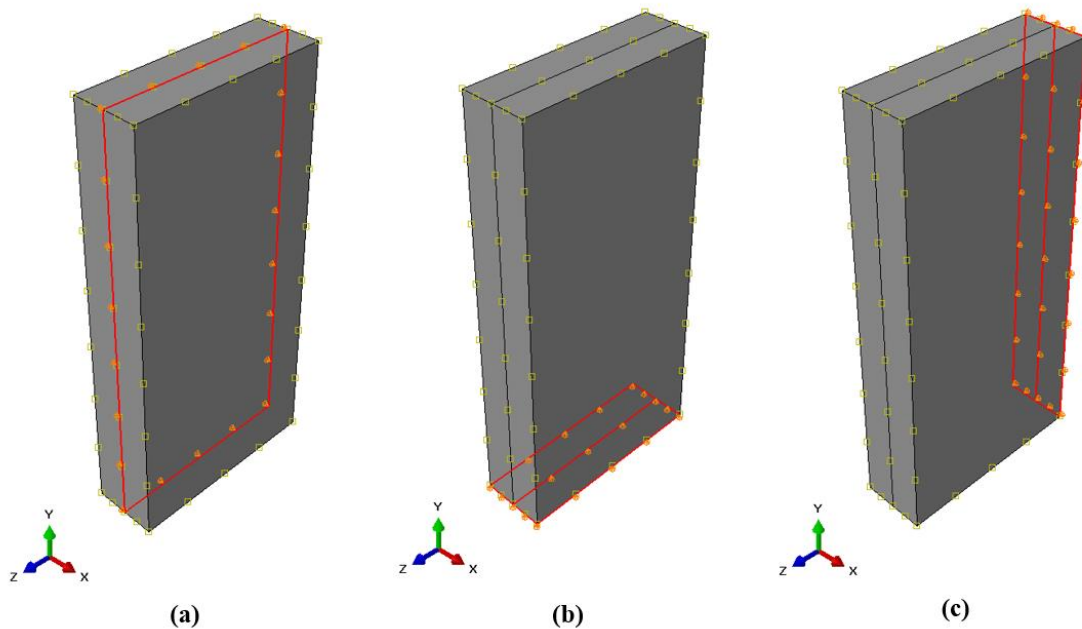


Figure 4-4 : Les conditions aux limites appliquées au spécimen WS-2440-C1 : (a) translation selon x bloquée ; (b) translation selon y bloquée ; (c) translation selon z bloquée.

Les deux lois *EPM3D* et *MULTIPHYSICS* développées à Polytechnique Montréal sont utilisées dans ce travail. Elles sont programmées toutes les deux comme sous-routines dans le logiciel Abaqus-Explicit. La loi *EPM3D* (Massicotte and Ben Ftima 2017) gère l'aspect purement mécanique du comportement du matériau, alors que la loi *MULTIPHYSICS* gère tous les autres aspects, notamment, les déformations thermiques, chimiques (ex : RAG) et différées (fluage et retrait). Le comportement en traction de la loi *EPM3D* est caractérisé par la réponse uni-axiale, telle que représentée dans la Figure 4-5. Le paramètre fondamental d'entrée pour la loi *EPM3D* est la résistance en compression du béton. Tous les autres paramètres peuvent être estimés via des équations semi-empiriques, s'ils n'ont pas été caractérisés expérimentalement. Tel est le cas dans cette étude de la valeur de la résistance à la traction f_t qui est approximée à environ 45% de la racine carrée de la valeur expérimentale de la résistance à la compression f_c . Les principaux paramètres d'entrée sont résumés dans le Tableau 4-1.

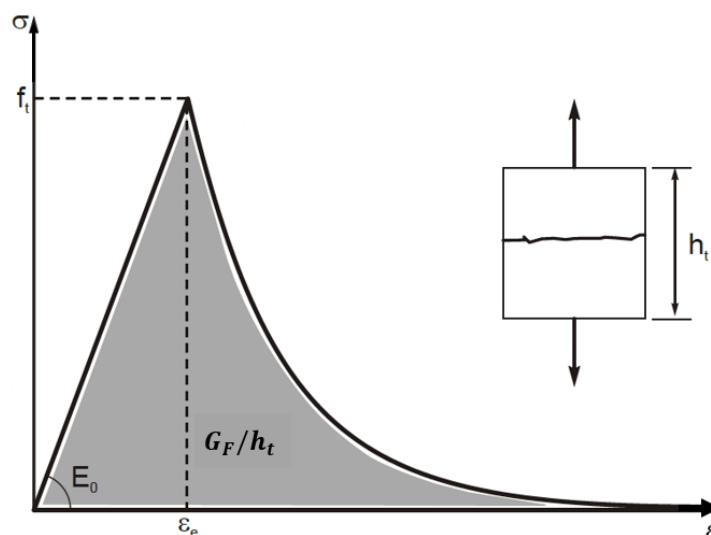
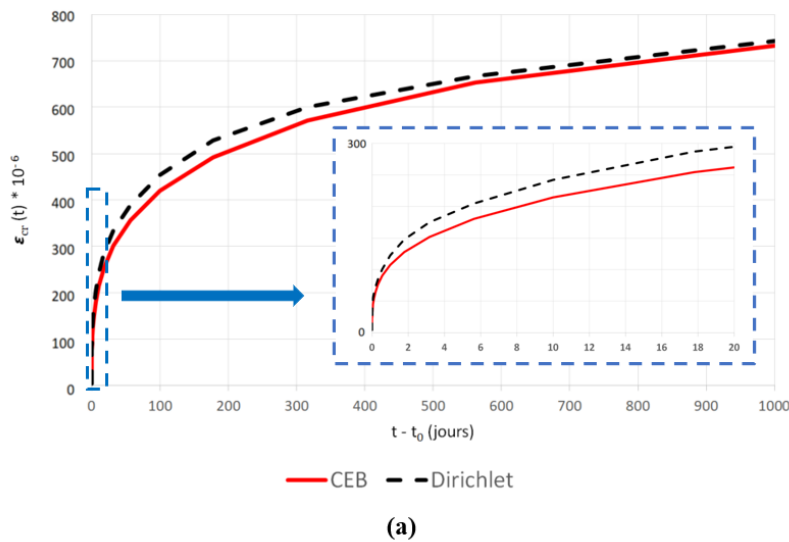


Figure 4-5 : le modèle constitutif EPM3D ou d'Endommagement Progressif Multiaxial tridimensionnel.

Tableau 4-1 : Principaux paramètres des lois *EPM3D* et *MULTIPHYSICS*.

Propriétés mécaniques - <i>EPM3D</i>			Propriétés <i>MULTIPHYSICS</i>			La valeur moyenne de l'énergie de fissuration pour les grands spécimens
Résistance à la compression	Résistance à la traction	Module élastique	Durée de l'étude réelle	Durée de l'analyse explicite	Le coefficient α_{sc}	
f'_c (MPa)	f'_t (MPa)	E (MPa) à 28 jours	(Jours)	(Secondes)	Sans unité	N/m
34,8	2,7	29435	20	2	864000	350

Dans une analyse quasi-statique, le temps est virtuel et les paramètres de fluage pour le modèle de Dirichlet sont calibrés et adaptés au modèle de fluage du CEB-FIP 90 (Ben Ftima, Joder et al. 2020). La Figure 4-6 montre les valeurs de E et η trouvées pour $t_0 = 0$ jours avec un zoom sur les 20 premiers jours. Une légère différence est aperçue entre la courbe calculée par la méthode du CEB et celle déterminée avec le modèle de Dirichlet mais de manière générale, le modèle de Dirichlet offre une bonne représentation du fluage à court et à long terme.



E_1	23389	MPa
τ_1	0.01	jours
E_2	56587	MPa
τ_2	0.1	jours
E_3	13407	MPa
τ_3	1	jours
E_4	7977	MPa
τ_4	10	jours
E_5	3957	MPa
τ_5	100	jours
E_6	2872	MPa
τ_6	1000	jours
E_7	9839	MPa
τ_7	10000	jours

(b)

Figure 4-6 : (a) Calibration du modèle de Dirichlet pour 1000 jours avec un zoom sur les 20 premiers jours ; (b) valeurs des paramètres d'identification E et η trouvées pour $t_0 = 0$ jours.

Un couplage thermomécanique requiert une analyse thermique implicite qui utilise le temps réel t , et une analyse mécanique explicite où le temps est fictif $\tilde{t}$. Dans cette étude, le temps d'analyse explicite est d'une durée de 2 secondes représentative de 20 jours. Le coefficient de mise en échelle $\alpha_{sc} = t/\tilde{t} = 864\,000$ est donc défini pour pallier la différence des échelles de temps. Ce changement de variable requis pour l'approche explicite ne modifie pas les équations et les paramètres du modèle de fluage (Joder 2017). De plus, la Figure 4-7 montre que l'hypothèse quasi-statique est acceptable puisque le ratio énergie cinétique / énergie interne de déformations est inférieur à 5% à l'exception de la première impulsion nécessaire pour le début de l'analyse.

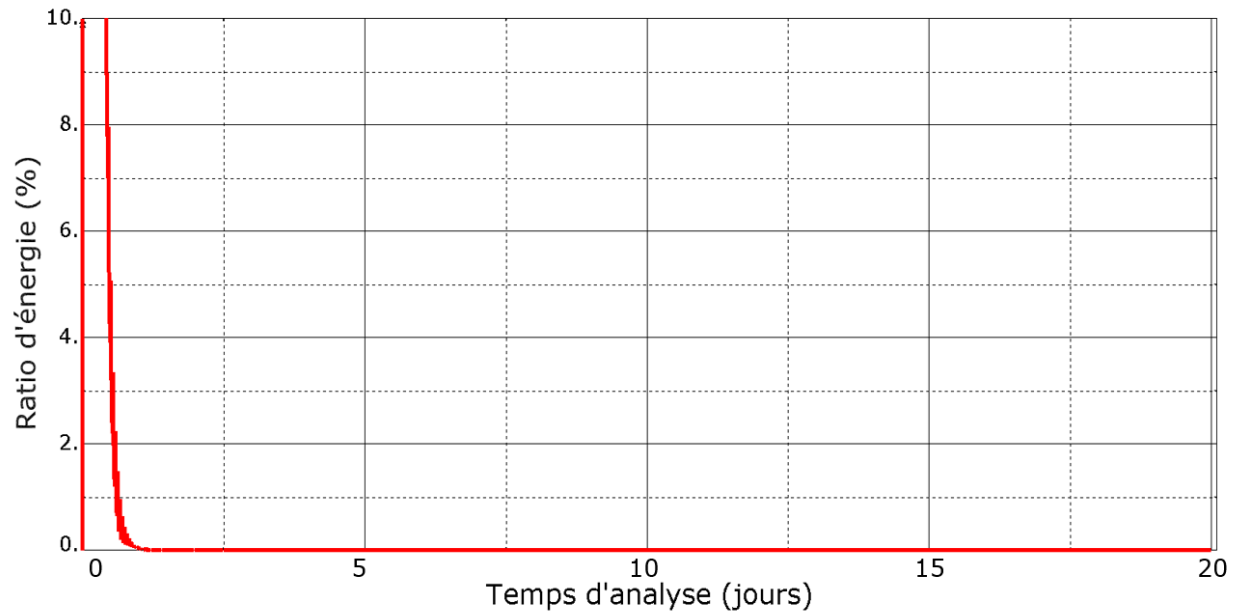


Figure 4-7 : Ratio d'énergie de l'analyse quasi-statique mécanique

4.3 Résultats et étude paramétrique

Pour l'étude principale, la géométrie de base est celle du spécimen WS-2440-C1. La Figure 4-8 présente un sommaire des principaux résultats obtenus de l'analyse mécanique explicite prenant en considération le fluage et les effets de maturité à jeune âge.

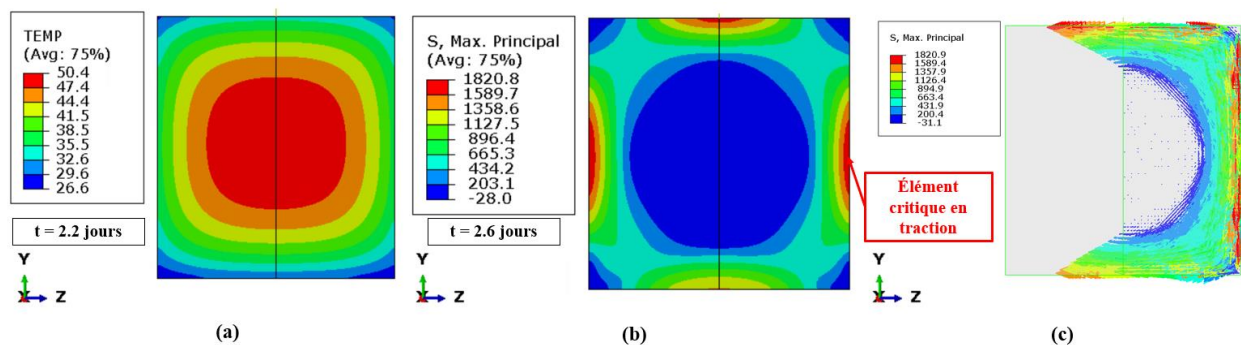


Figure 4-8 : Le spécimen WS-2440-C1 : (a) l'élévation de la température au pic de température ; (b) les contraintes maximales principales (en kPa) au pic de traction ; (c) l'anneau des contraintes principales de traction.

Tous les graphiques sont présentés en mode miroir. On remarque une nette augmentation de la température au cœur du béton qui essaie de prendre de l'expansion mais qui est confiné et restreint par la surface externe (Figure 4-8 (a)). Il en résulte la présence de contraintes de traction

non négligeables localisées dans les fibres extrêmes (Figure 4-8 (b)) et la formation d'un anneau de traction externe dans le spécimen (Figure 4-8 (c)). La contrainte de traction maximale est d'environ 1.821 MPa et le pic en traction est décalé d'environ 10 heures du pic de température.

La Figure 4-9 montre l'état des contraintes selon les trois directions, au moment du pic de traction. Le spécimen enregistre des contraintes de compression de l'ordre de 600 kPa en son centre.

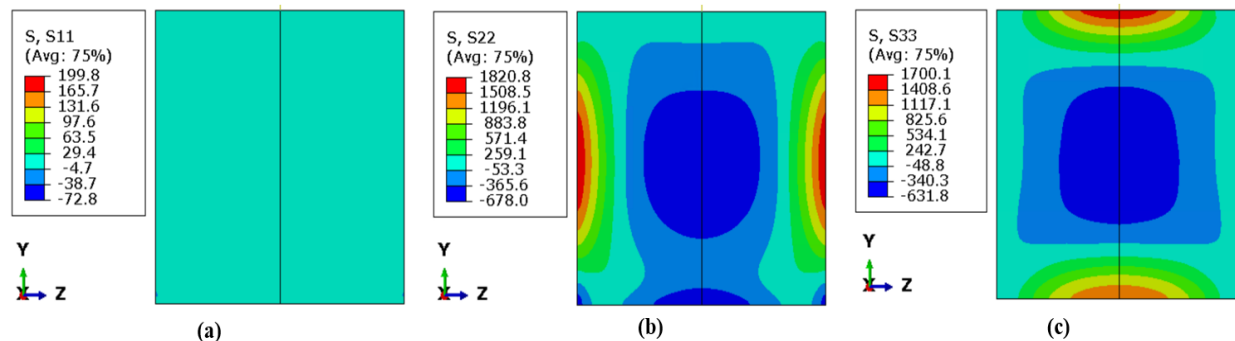


Figure 4-9 : Les contraintes (en kPa) du spécimen WS-2440-C1 au pic de traction : (a) selon l'axe x ; (b) selon l'axe y ; (c) selon l'axe z.

La Figure 4-10 montre l'évolution de contrainte, résistance et température pour l'élément le plus sollicité en traction, qui a été identifié dans la Figure 4-8 (b). Elle amène à conclure que même si les contraintes de traction générées sont importantes, elles n'induisent pas la fissuration puisqu'elles restent en dessous de la résistance à la traction du béton qui est de l'ordre de 2.25 MPa au pic de traction. Ces contraintes thermiques diminuent constamment à la suite de la dissipation de la chaleur d'hydratation et au refroidissement des éléments de béton.

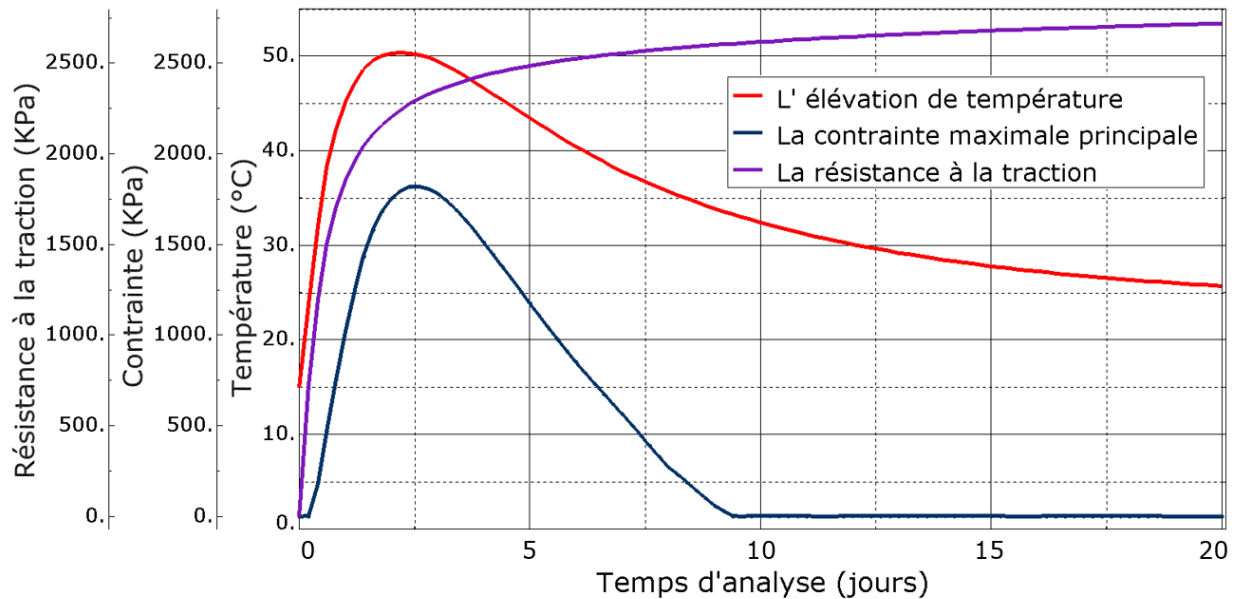


Figure 4-10 : L'élévation de température, la variation de la contrainte maximale principale et la résistance à la traction de l'élément critique du spécimen WS-2440-C1.

Une analyse paramétrique est effectuée prenant en considération 4 modèles d'analyse pour le spécimen WS-2440-C1 visant à étudier l'impact des conditions aux limites, du fluage et du jeune âge sur le comportement structurel du modèle :

- Modèle (A) : C'est le modèle de base qui étudie l'état de contraintes principales prenant en considération le fluage et la variation des propriétés mécaniques (f'_c , f'_t et E) avec le temps pendant les 20 premiers jours. C'est le modèle le plus représentatif de la réalité dont les résultats sont présentés dans les Figure 4-8, Figure 4-9, Figure 4-10.
- Modèle (B) : Dans cette configuration, on fixe les déplacements à la base du spécimen. L'intérêt est d'étudier la variation des contraintes en fonction des conditions aux limites.
- Modèle (C) : L'option de fluage est désactivée avant le démarrage de l'analyse afin d'étudier l'influence du fluage sur le comportement à jeune âge du béton de masse.
- Modèle (D) : Cette dernière variante est réalisée en désactivant simultanément le fluage et la variation des propriétés mécaniques avec le temps, ainsi f'_c , f'_t et E prennent une valeur constante dès le début d'analyse. Ceci permet d'apprécier l'impact de chacun de ces paramètres sur l'état de contraintes du modèle.

Le Tableau 4-2 résume les jeux de paramètres des configurations testées.

Tableau 4-2 : Paramètres de conception de l'étude paramétrique.

	Conditions limites face au sol	Considération du fluage	Variation des propriétés mécaniques avec le temps
Modèle (A)	Libre	Oui	Oui
Modèle (B)	Fixe	Oui	Oui
Modèle (C)	Libre	Non	Oui
Modèle (D)	Libre	Non	Non

L'ensemble des modèles est soumis au même historique thermique importé de l'analyse thermique transitoire.

La Figure 4-11 présente un résumé des résultats des contraintes principales maximales de l'élément critique au pic de traction des 4 modèles étudiés. Parallèlement, on trace et compare la variation de ces contraintes à la résistance à la traction du béton comme montre la Figure 4-12.

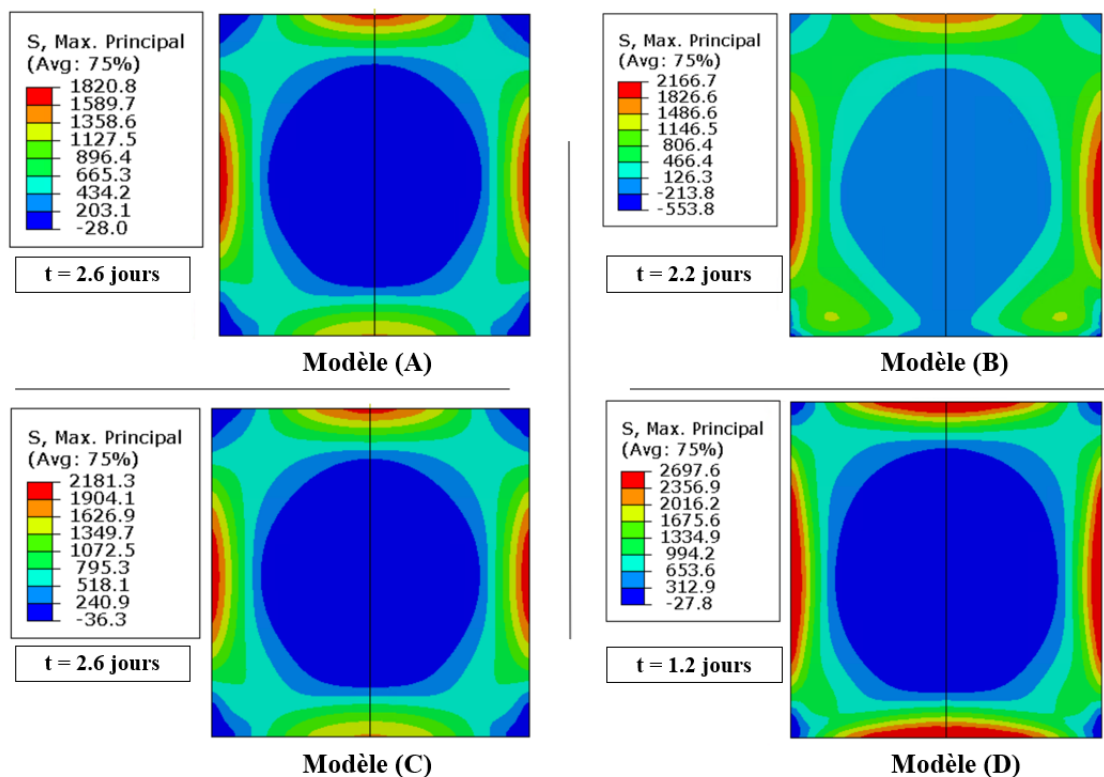


Figure 4-11 : Spécimen WS-2440-C1 : état des contraintes principales maximales au pic de traction pour les 4 variantes.

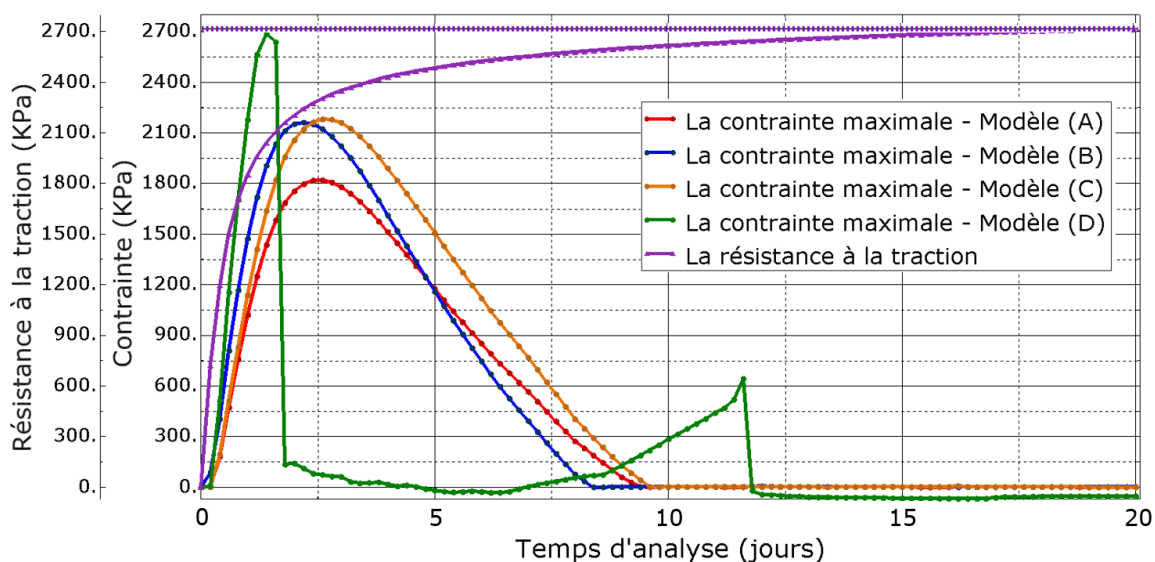


Figure 4-12 : l'évolution des contraintes de traction principales ainsi que celle de la résistance en traction du béton en fonction du temps (élément le plus sollicité en traction).

Les remarques suivantes peuvent être tirées en comparant les différentes variantes :

- Les modèles (B) et (C) (respectivement, condition fixe à la base et sans fluage) résultent en des sollicitations maximales de même ordre de grandeur et de l'ordre de 20% plus élevées que le modèle de référence (A). Malgré cela, les sollicitations n'induisent pas la fissuration.
- La fissuration arrive seulement pour le cas du modèle (D) et elle résulte de la désactivation du fluage, et surtout de la considération d'un module d'Young E constant et élevé dès le début de l'analyse.

Le choix du spécimen coulé en une seule phase pour l'étude principale n'est pas arbitraire mais est justifié par l'historique thermique enregistré. Cette masse de béton dépasse une température maximale de 50°C constituant ainsi la condition thermique la plus défavorable pour cette campagne expérimentale. Si ce spécimen ne fissure que dans des dispositions extrêmes voire irrationnelles (Modèle D), il n'y a pas de chances que le béton avec les conditions thermiques plus favorables fissure. Pour des fins de comparaisons, on compare tous les spécimens incluant WS-2440-C2 et WS-700, dans les conditions d'analyse de référence (modèle A). Les résultats sont présentés dans les Figures 4-13, 4-14 et 4-15.

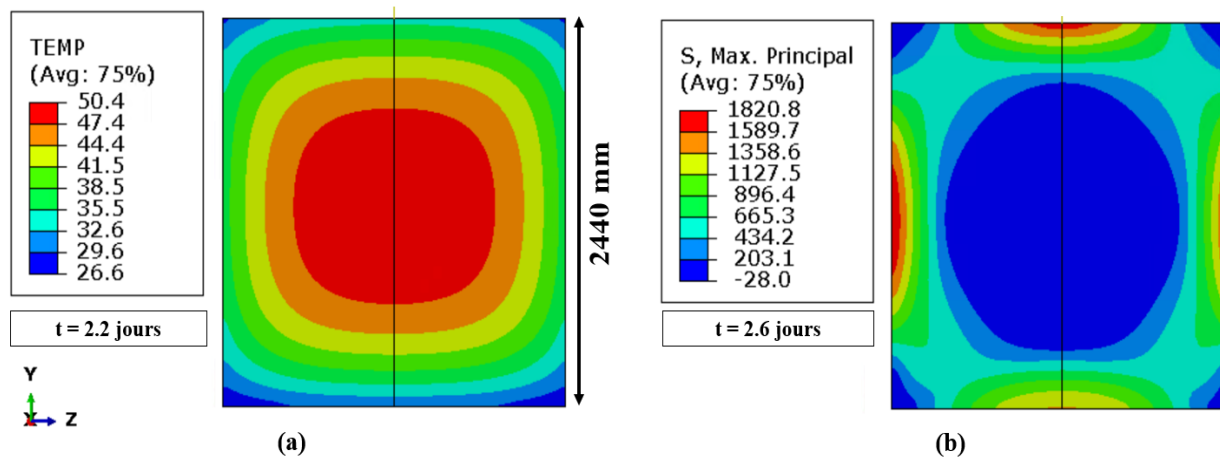


Figure 4-13: Spécimen WS-2440-C1 : (a) élévation de la température au pic ; (b) contraintes maximales principales au pic de traction.

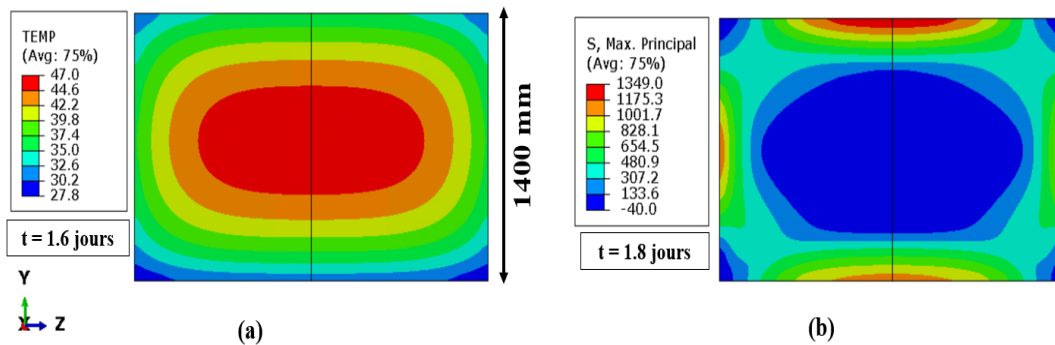


Figure 4-14 : Spécimen WS-2440-C2 (première coulée uniquement montrée) : (a) élévation de la température au pic ; (b) contraintes maximales principales au pic de traction.

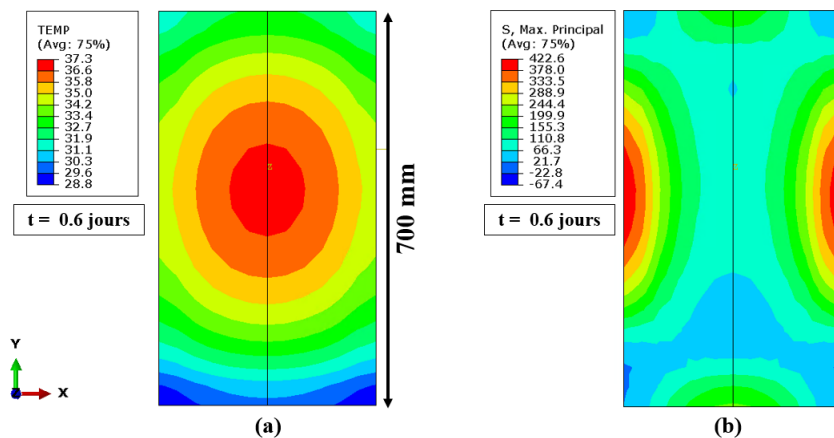


Figure 4-15 : Spécimen WS-700 : (a) élévation de la température au pic ; (b) contraintes maximales principales de l'élément le plus sollicité au pic de traction.

Les contraintes maximales principales ainsi que l'évolution de la résistance à la traction des spécimens WS-2440-C1, WS-2440-C2 et WS-700 sont illustrés dans la Figure 4-16, pour l'élément le plus sollicité en traction.

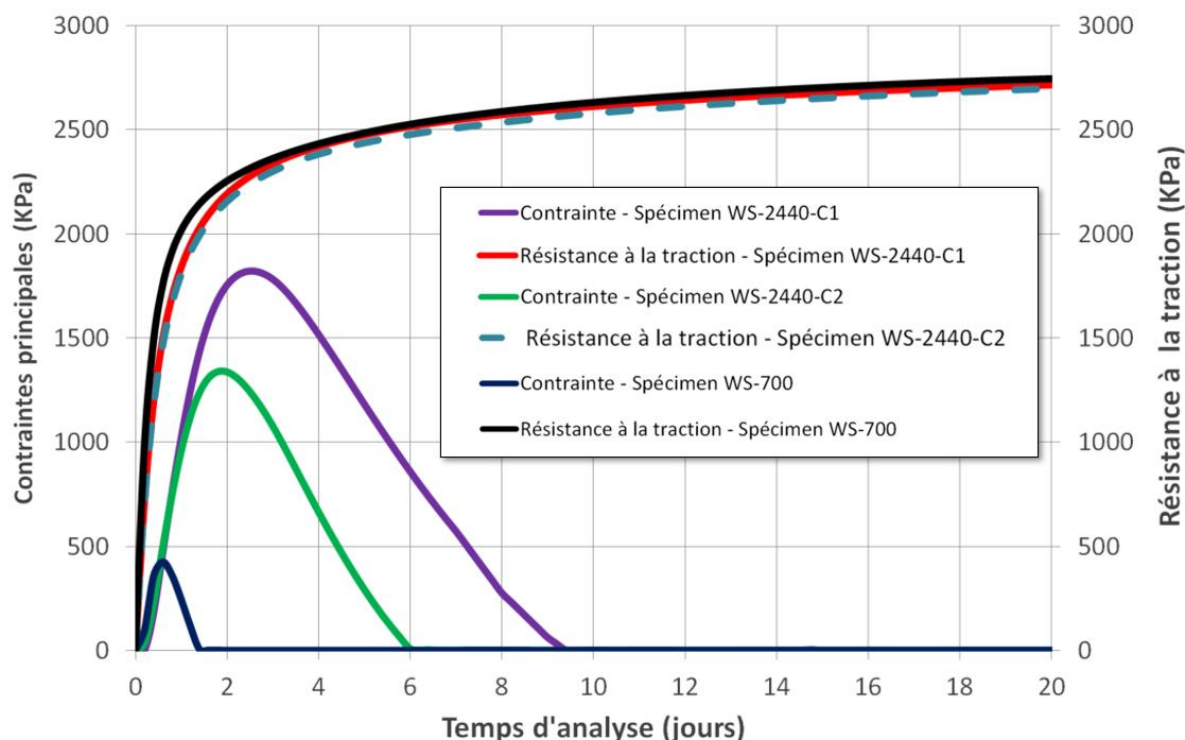


Figure 4-16 : l'évolution des contraintes de traction principales dans les spécimens WS-2440-C1, WS-2440-C2 et WS-700, ainsi que celle de la résistance en traction du béton en fonction du temps.

4.4 Discussion

Dans les conditions rationnelles du modèle de référence (modèle A), les contraintes de traction maximales dans les spécimens WS-2440-C1, WS-2440-C2 et WS-700 ne dépassent pas la résistance à la traction du béton, et il n'y a aucune fissuration dans les spécimens.

En élargissant cette étude à la condition limite la plus contraignante où le module d'élasticité est constant et que le fluage est écarté, la contrainte maximale frôle la résistance à la traction et donne lieu à des fissurations qui s'amorcent dans les zones les plus tendues. Le patron de fissuration est illustré dans la Figure 4-17. Les fissures d'origine thermique qui s'amorcent dans cette condition extrême non réaliste, sont clairement éloignées de la fissure de fendage qui se propage au milieu du spécimen lors de l'essai de fendage. Elles n'ont donc aucun impact sur l'énergie de fissuration.

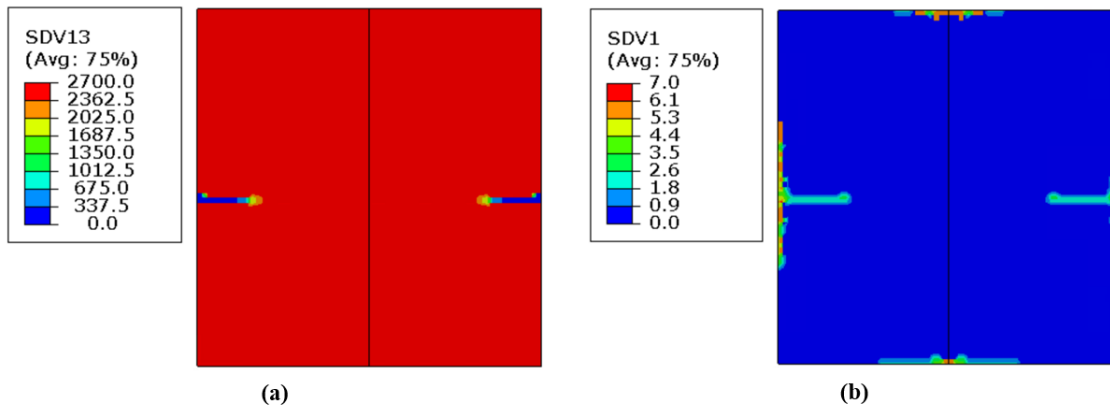


Figure 4-17 : Patron de fissure du modèle D du spécimen WS-2440-C1 : (a) la macrofissuration ;
(b) la microfissuration.

4.5 Conclusion

Avec les résultats des analyses de couplage thermomécanique réalisées sur Abaqus, on ne peut pas attribuer la chute de G_F à une pré-fissuration d'origine thermomécanique avant l'essai mécanique de fendage car il n'y a aucune fissuration sur les spécimens. Ceci est d'ailleurs confirmé par l'auscultation visuelle de tous les spécimens de la campagne de Bakour 2021. Même si les contraintes sont élevées, elles demeurent inférieures à la résistance en traction et n'induisent pas la fissuration, principalement à cause du fluage qui génère une relaxation des contraintes et des faibles valeurs du module d'Young à jeune âge. De plus, la caractérisation de G_{F-EXP} est réalisée par l'entremise de l'essai de fendage où on voit clairement que la zone de passage de la fissuration créée par fendage est principalement une zone où le béton est comprimé. Par conséquent, la traction n'affecte pas mécaniquement l'énergie de fissuration comme le montre la Figure 4-18.

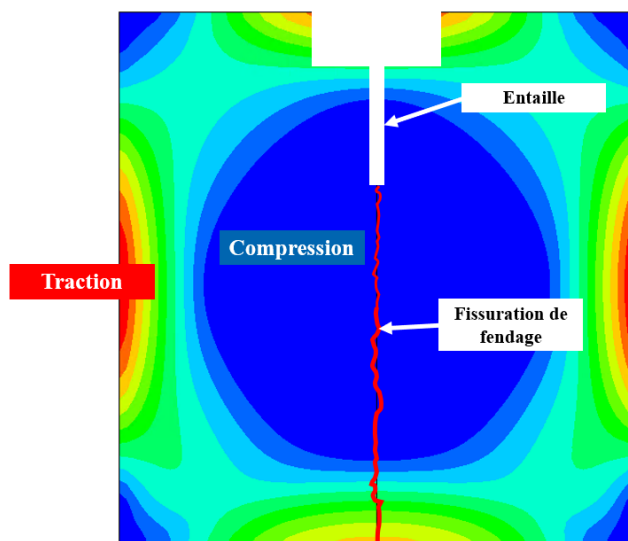


Figure 4-18 : Propagation de la fissuration de fendage dans le spécimen WS-2440-C1.

CHAPITRE 5 INVESTIGATIONS SUR L'EFFET CROSSOVER

5.1 Introduction

D'après la revue de littérature conduite au chapitre 2, les effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration peuvent avoir une origine thermochimique due à un ou des changements irréversibles dans la microstructure du béton en raison de l'élévation excessive de température. Le phénomène a été observé dans la littérature principalement pour la résistance en compression et porte le nom *crossover effect* qui sera aussi utilisé pour sa désignation dans ce qui suit du mémoire. Il a aussi été rapporté dans le chapitre 2 que deux hypothèses ont été principalement suggérées dans la littérature pour expliquer l'effet crossover : (i) hypothèse 1 : variation de la densité des hydrates produits selon les conditions de cure ; (ii) hypothèse 2 : l'endommagement de microstructure dû à la dilatation de l'air dans les vides de la matrice cimentaire.

Ce chapitre présente une tentative pour quantifier l'impact des phénomènes thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse, en développant des équations semi-empiriques basés sur l'effet crossover. L'idée est de suggérer une relation entre la réduction de l'énergie de fissuration ΔG_F due à l'élévation de température excessive à jeune âge, et une certaine température effective à jeune âge qui sera notée T_{eff} . Pour ce faire, une première section comprendra des investigations et des comparaisons de différentes équations semi-empiriques suggérées dans la littérature pour tenir compte de l'effet crossover. Dans une deuxième section, une méthode semi-empirique basée sur l'hypothèse 2 est explorée. Finalement, dans une section finale, une méthodologie simplifiée est suggérée pour la considération des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse, dans un contexte pratique d'ingénierie.

5.2 Considération des équations semi-empiriques de la littérature

5.2.1 Équations de (Emborg 1989) et (Kim, Han et al. 2001)

La revue de littérature a permis de conclure que les propriétés mécaniques du béton de masse, en particulier sa résistance à la compression, sont affectées par la température de cure à jeune âge : la résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la température durant les premiers jours de durcissement mais cette tendance s'inverse à long terme. Dans le but d'évaluer cet impact, (Emborg 1989) et (Kim, Han et al. 2001) proposent, respectivement, les équations

semi empiriques (2-24) et (2-27) permettant de déterminer l'évolution de la résistance à la compression en fonction d'une température de cure donnée.

Comme la résistance à la compression et l'énergie de fissuration sont deux propriétés de matériaux impactées par l'effet crossover, il est raisonnable de tenter de voir si les mêmes équations semi-empiriques sont convenables pour les résultats des essais de Bakour 2021.

En utilisant une notation similaire à l'équation semi-empirique (2-24) suggérée par Emborg, il est possible d'écrire la relation suivante :

$$\frac{G_F(T_{eff})}{G_{F(T=20^{\circ}C)}} = f(T_{eff}) \quad (5-1)$$

Si l'idée semble naturelle, cette approche occulte une difficulté majeure : le champ thermique pour un élément massif en béton possède une variabilité à la fois temporelle et spatiale. Quelle température devrait-on donc considérer dans l'équation (5-1) pour représenter la réduction de l'énergie de fissuration qu'on assume représentative de tout l'élément et plus ou moins invariable au temps après une certaine période (par exemple 28 jours ou plus dépendamment de la cinétique de mûrissement du mélange) ?

L'idée est donc de considérer une température effective T_{eff} qui représenterait en quelque sorte l'historique thermique à jeune âge vécu par l'élément de béton. Cet historique thermique peut être déduit d'une analyse thermique transitoire tel que démontré dans le CHAPITRE 3 précédent.

Pour un élément donné, l'énergie de fissuration peut être considérée comme la résultante des énergies consommées localement au niveau de la zone FPZ localisée au front de la fissure. Ainsi, la zone qui serait responsable de cette énergie serait délimitée par la largeur de la zone FPZ et la longueur du trajet parcouru par la fissure. Une estimation possible de la largeur de la zone FPZ d'après la littérature est $3\Phi_{max}$.

La Figure 5-1 visualise cette zone d'intérêt pour les spécimens WS-2440, WS-760 et WS-700. Les spécimens WS-2440 ont été coulés verticalement dans le coffrage de bois tandis que les spécimens WS-700 ont été coulés à l'envers par rapport à la position de l'entaille. Les spécimens WS-760 ont été découpés du spécimen WS-2440-C1 mais on ne dispose pas d'informations concernant la position de l'entaille par rapport au sens de la coulée, néanmoins, une étude de

sensibilité a permis de conclure que les variations de l'élévation de température sont négligeables, peu importe si le ligament est situé en haut ou en bas du spécimen.

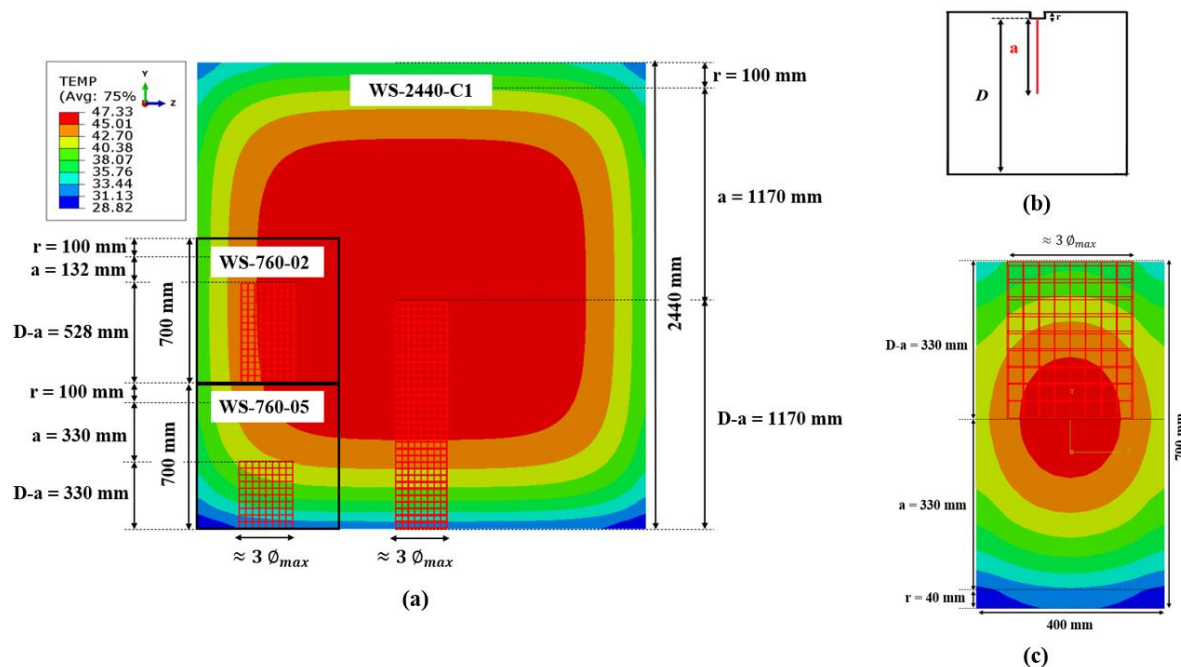


Figure 5-1 : Les dimensions caractéristiques de la zone FPZ des spécimens : (a) la zone FPZ des spécimens WS-2440 et WS-760 ; (b) dimensions caractéristiques du test de fendage ; (c) La zone FPZ du spécimen WS-700-05.

Considérons que la zone FPZ est un empilement vertical de plusieurs rangées horizontales constituées d'éléments de maillage, comme illustré à la Figure 5-2 (b) qui montre, à titre d'exemple, la zone d'étude du spécimen WS-700-05. Pour chaque rangée horizontale, il est possible de tracer une évolution en fonction du temps de la courbe de température moyenne des éléments constitutifs de la rangée, tel que montré par les courbes en lignes en pointillées de la Figure 5-2 (a). Il est alors possible de déduire la température effective de la courbe moyenne de toutes ces courbes ou encore de l'enveloppe de toutes ces courbes : $T_{moy}(t)$ ou $T_{max}(t)$ (Figure 5-2 (a)). On teste deux alternatives comme température équivalente : T_{moy} le pic de la moyenne des températures moyennes des rangées d'éléments situées dans la zone FPZ (pic de la courbe bleue de la Figure 5-2 (a)) et T_{max} le pic de l'enveloppe maximale des températures moyennes (pic de la courbe rouge de la Figure 5-2 (a)).

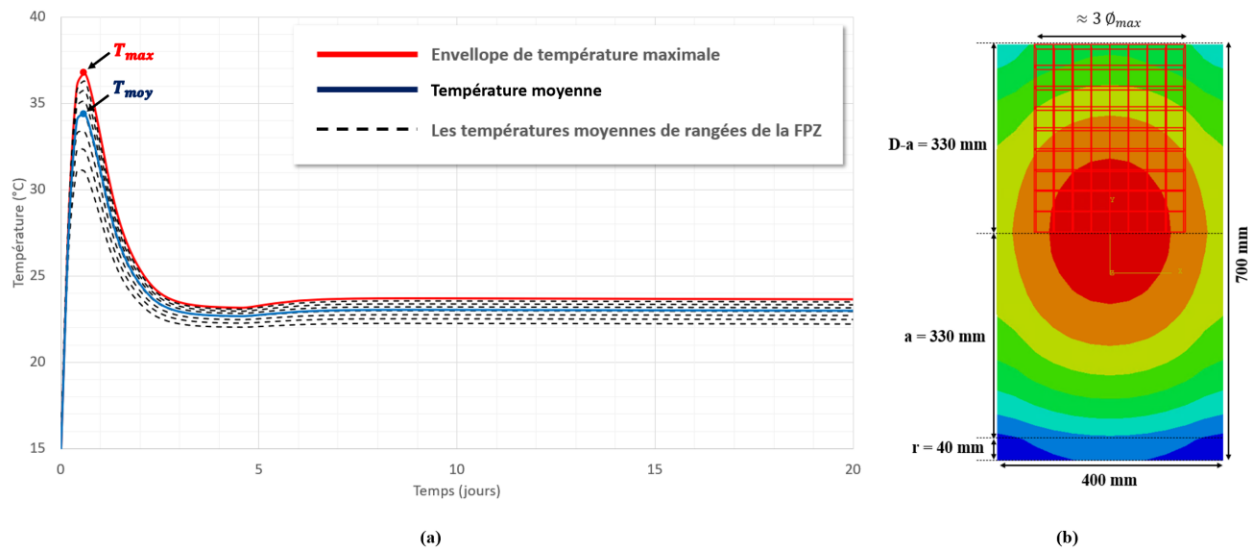


Figure 5-2 : (a) Evaluation des températures dans les différentes rangées d'éléments du spécimen ; (b) les dimensions du spécimen à l'étude WS-700-05.

Afin d'isoler les effets thermiques et de ne pas inclure les effets d'échelles, il est pertinent de considérer les éprouvettes géométriquement et dimensionnellement similaires des résultats des essais de Bakour 2021. Trois séries seront donc à l'étude dans ce qui suit : la série notée WS-2440 (grands spécimens coulés en condition C1 et C2, sera représentée en couleur noire), la série notée WS-02 (spécimens WS-700 et WS-760 avec un ratio d'entaille $a/D=0.2$, sera représentée en couleur rouge) et la série notée WS-05 (spécimens WS-700 et WS-760 avec un ratio d'entaille $a/D=0.5$, sera représentée en couleur verte). Les valeurs (moyennes) de l'énergie de fissuration mesurées expérimentalement et les températures T_{moy} et T_{max} déterminées par un post-traitement des résultats des analyses thermiques (CHAPITRE 3) sont résumées dans le Tableau 5-1 et représentées sur les Figure 5-3Figure 5-4.

Tableau 5-1 : Energies de fissuration mesurées par fendage et valeurs de températures déterminées numériquement pour les trois séries à l'étude.

Série étudiée	Série WS-2440		Série WS-02		Série WS-05	
Spécimen	WS-2440-C1	WS-2440-C2	WS-760-02 ~ C1	WS-700-02 ~ C2	WS-760-05 ~ C1	WS-700-05 ~ C2
D-a (mm)	1170	1170	528	528	330	330
G_{F-EXP} (N/m)	320	458	309	386	242	288
T_{moy} (°C)	45.1	43.5	46.2	35.0	37.5	34.7
T_{max} (°C)	50.4	47.1	46.8	37.3	41.9	37.3

En absence d'un test à une température de 20°C, la courbe de tendance linéaire est utilisée pour approximer la valeur de $G_{F_{T=20^{\circ}C}}$, reflétant ainsi une diminution linéaire de l'énergie de fissuration au fur et à mesure que la température augmente comme illustre la Figure 5-3 et la Figure 5-4.

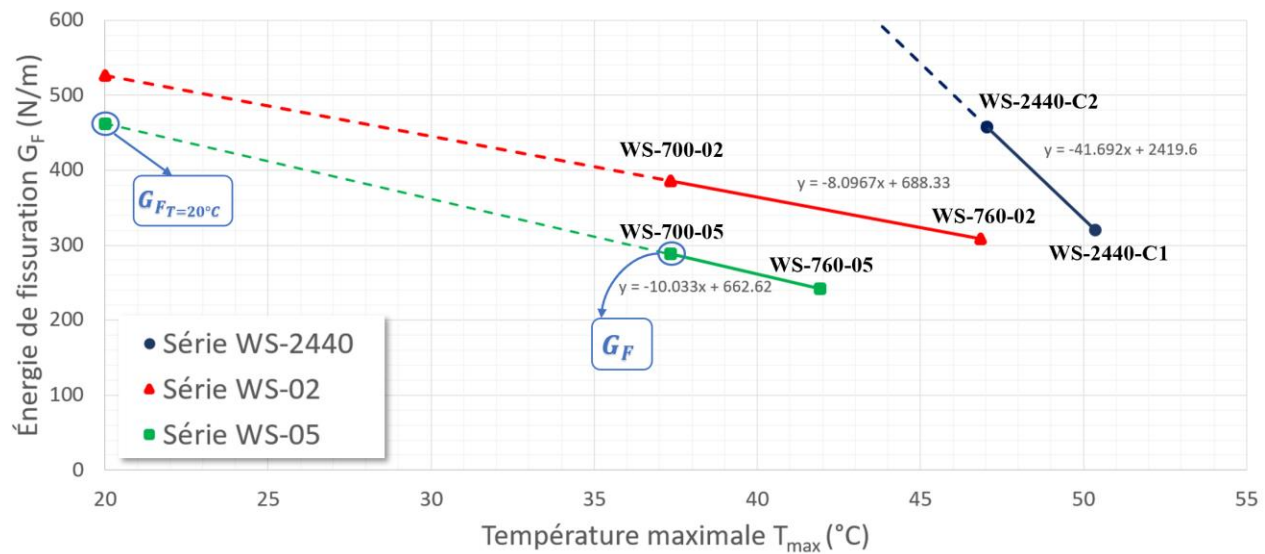


Figure 5-3 : Variation de l'énergie de fissuration en fonction de la température T_{max} .

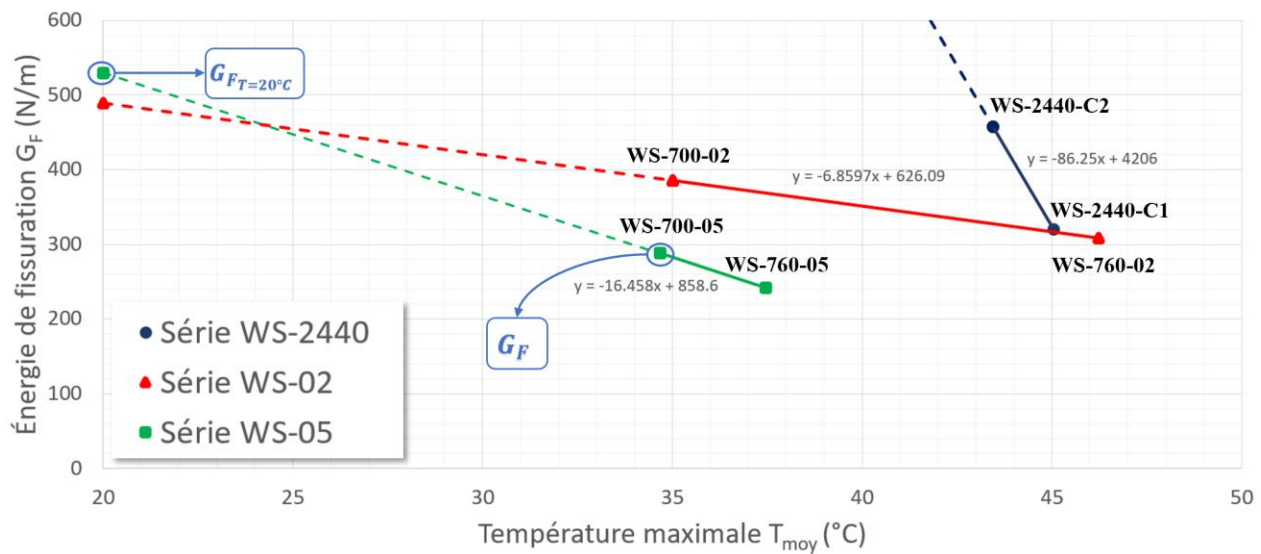
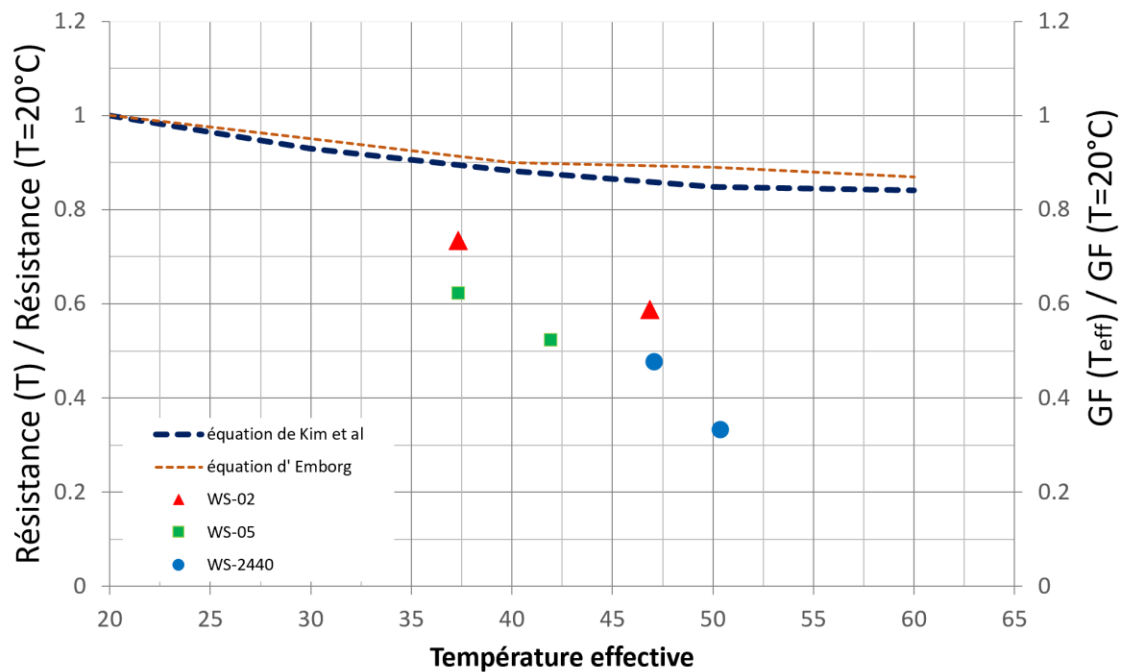
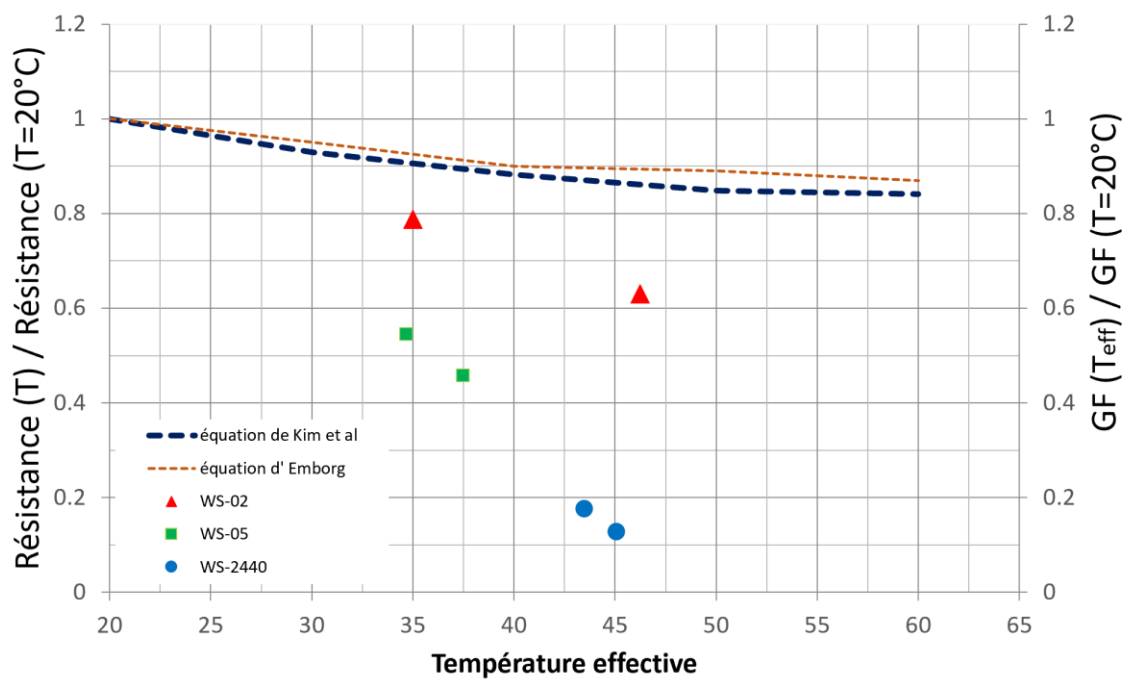


Figure 5-4 : Variation de l'énergie de fissuration en fonction de la température T_{moy} .

Une fois que les données de calcul nécessaires sont déterminées, on utilise l'équation (5-1) pour tracer la variation de $\frac{G_F}{G_{F_{T=20^\circ\text{C}}}}$ en assumant que f est une fonction linéaire de la température effective. La Figure 5-5 donne des graphiques permettant de visualiser les principaux résultats obtenus en appliquant les équations (2-24), (2-27) et (5-1) aux données de la campagne expérimentale de Bakour 2021.



(a)



(b)

Figure 5-5 : Comparaison des résultats des équations : (a) $T_{\text{eff}} = T_{\text{max}}$; (b) $T_{\text{eff}} = T_{\text{moy}}$.

Les Figure 5-5 (a) et (b) montrent que pour les deux choix de température effective, les coefficients de réduction obtenus sont bien inférieurs à ceux obtenus par les équations semi-empiriques de Emborg et de Kim et al. Les points expérimentaux des trois séries de résultats de Bakour 2021 semblent plus alignés pour le choix $T_{eff} = T_{max}$. Aussi, les équations de (Kim, Han et al. 2001) Et (Emborg 1989), quoique d'origines différentes, semblent donner les mêmes résultats.

Les commentaires suivants peuvent être formulés suite à cette application :

- En procédant avec l'extrapolation linéaire pour retrouver la valeur de l'énergie de fissuration pour une température de référence de 20°C (Figure 5-3Figure 5-4), la valeur de l'énergie de fissuration retrouvée pour la série WS-2440 est excessivement élevée.
- En prenant comme référence la température de 20°C, on assume que l'effet crossover devient actif à partir de celle-ci. Ceci n'est pas consistant avec les constatations de la littérature qui indiquent que l'effet de crossover ne s'active qu'à partir de températures élevées de l'ordre de 30°C ou 40°C. En réalité, cette température serait aussi dépendante du mélange. En absence d'essai spécifique pour le mélange considéré dans les essais de Bakour 2021, la valeur moyenne de 35°C va être assumée pour la suite de ce travail.
- L'énergie de fissuration d'un spécimen donné est en réalité une propriété moyenne qui tient compte de l'énergie consommée en moyenne au front de la fissure, lorsque celle-ci parcourt tout le spécimen (ou la distance $D-a$ dans le cas d'essai de fendage). Il est donc plus réaliste d'utiliser la courbe de température moyenne, plutôt que l'enveloppe (Figure 5-2). En même temps, l'utilisation de la température moyenne pour toutes les rangées d'éléments ne permet pas de tenir compte de l'endommagement des premières rangées d'éléments qui sont plus proches du cœur du spécimen. Pour l'exemple du spécimen WS-700-05 (Figure 5-2), la courbe moyenne représentée en bleu passe en dessous de la température de 35°C, alors que cette température est dépassée pour les premières rangées au cœur du spécimen.

5.2.2 Équations de Bazant

La théorie de Bazant avance une autre perspective fondée sur la notion d'énergie d'activation. La hausse de température augmente la vitesse de vibration des atomes ce qui peut engendrer des mouvements de dislocations et des discontinuités dans l'organisation de la structure de la matrice du béton. Cette théorie a été traduite par l'équation (2-62). Les résultats de l'application de cette

équation sur les données expérimentales de Bakour 2021 sont présentés dans la Figure 5-6 et la Figure 5-7.

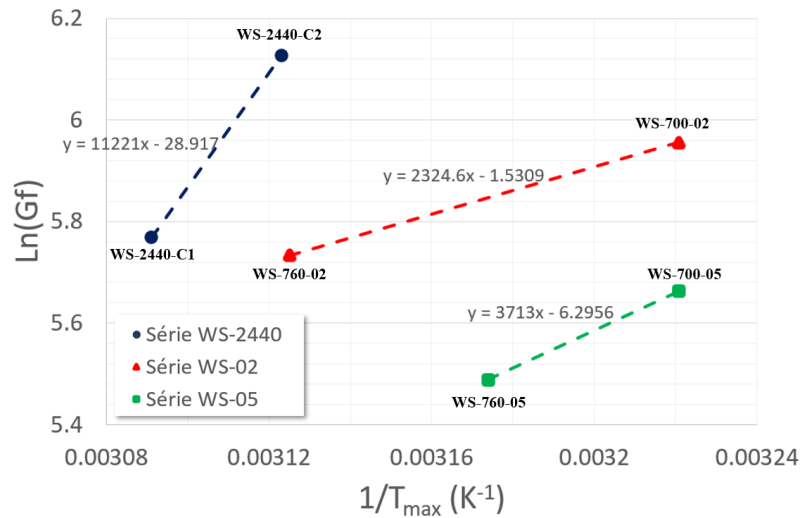


Figure 5-6 : Régression linéaire de l'énergie de fissuration en fonction de la variable $T_{\max}$.

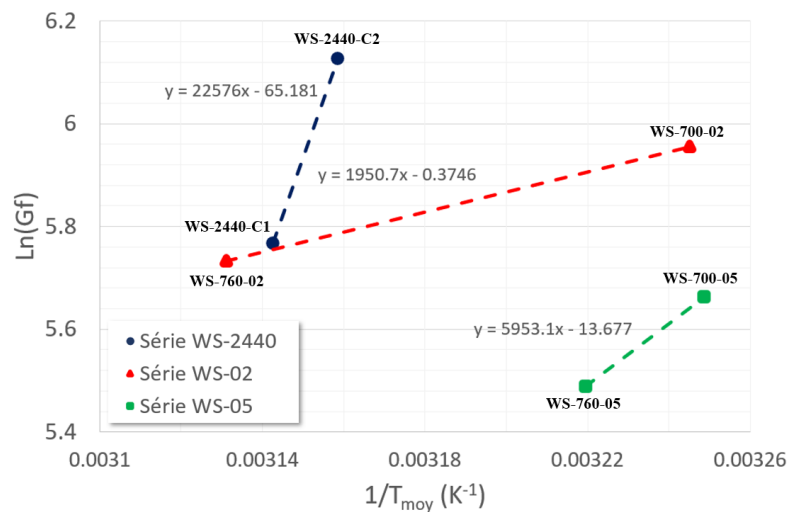


Figure 5-7 : Régression linéaire de l'énergie de fissuration en fonction de la variable T_{moy} .

Le Tableau 5-2 donne le coefficient γ qui constitue la pente de l'équation (5-3) obtenue en introduisant le logarithme népérien à l'équation (2-62) comme suit.

$$Ln(G_F) = \frac{\gamma}{T} - \frac{\gamma}{T_0} + Ln(G_{F_0}) \quad (5-2)$$

$$\rightarrow Y = \gamma \times \frac{1}{T} + b$$

Tableau 5-2 : Valeurs de coefficient γ pour les trois séries étudiées en Kelvin (K).

	Série WS-2440	Série WS-02	Série WS-05
$T_{eff} = T_{max}$	11221	2325	3713
$T_{eff} = T_{moy}$	22576	1951	5953

La tendance traduite par l'équation de Bazant et observée durant les investigations expérimentales de Bakour 2021 est omniprésente : l'énergie de fissuration augmente quand la température diminue. En revanche, les résultats confirment que cette théorie n'est pas plausible dans le contexte de cette étude, puisque les valeurs obtenues de γ sont différentes dépendamment de l'essai, et que γ est censé être une caractéristique du matériau.

5.3 Quantification de l'impact des phénomènes thermiques sur l'énergie de fissuration

On suggère une nouvelle approche dans cette section qui permet de traiter quelques limitations mentionnées dans les sections précédentes. Cette approche est basée sur l'hypothèse 2 de l'explication de l'effet crossover. Elle se base sur la théorie cinétique des gaz, qui explique conceptuellement le comportement d'un gaz comme suit : si la température est augmentée, l'énergie cinétique des molécules du gaz est accélérée entraînant ainsi des collisions plus fréquentes avec les parois. Mais comme le volume occupé par le gaz est maintenu constant, la pression exercée par les molécules, en mouvement continu, augmente. De façon pareille, la structure poreuse du béton est formée par un réseau aléatoire de pores interconnectés. À des températures de cure élevées, l'air dans les vides de la matrice cimentaire se dilate et prend de l'expansion causant ainsi des contraintes de traction. Lorsque la contrainte devient suffisamment importante pour dépasser la résistance de la matrice, les microfissures apparaissent dans les pores du béton.

On note T et T_{crack} , respectivement, la température de cure et la température limite à partir de laquelle l'énergie de fissuration est influencée par les effets thermiques à jeune âge.

La Figure 5-8 montre schématiquement le processus de dégradation de la microstructure en fonction de l'évolution de la température de cure du béton à jeune âge :

Si $T < T_{crack}$: pour un volume constant, la pression de la vapeur d'eau augmente lorsque la température augmente.

Si $T = T_{crack}$: le niveau de pression dépasse la résistance de la matrice, impliquant ainsi le début de microfissuration.

Si $T > T_{crack}$: les fissurations existantes continuent à s'ouvrir et à se connecter. L'énergie de fissuration est alors impactée.

La valeur limite de température T_{crack} correspondrait normalement à la valeur (ou serait très proche) de la température à partir de laquelle l'effet crossover serait activé. Tel qu'il a été mentionné dans la section précédente, en absence d'un essai d'identification de cette température pour le mélange de Bakour 2021, on suppose dans ce qui suit $T_{crack} = 35^{\circ}\text{C}$.

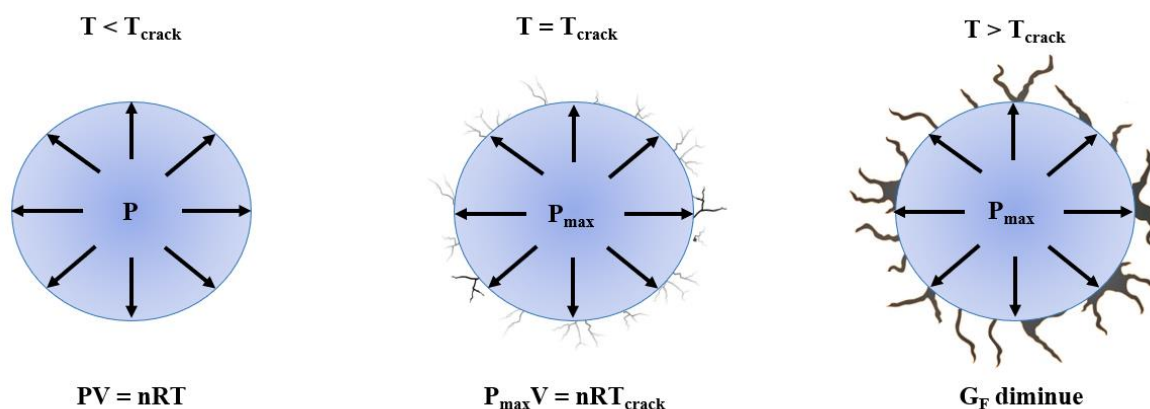


Figure 5-8 : Endommagement de la microstructure suite à l'augmentation de la pression de la vapeur d'eau.

Ainsi, pour des valeurs de températures inférieures à T_{crack} on suppose que l'énergie de fissuration n'est pas endommagée par les effets thermiques et on note cette énergie G_{F0} .

On suppose dans ce qui suit que la réduction de l'énergie de fissuration ΔG_F est proportionnelle à l'aire sous la courbe de température-temps (Figure 5-9) située au-delà de T_{crack} .

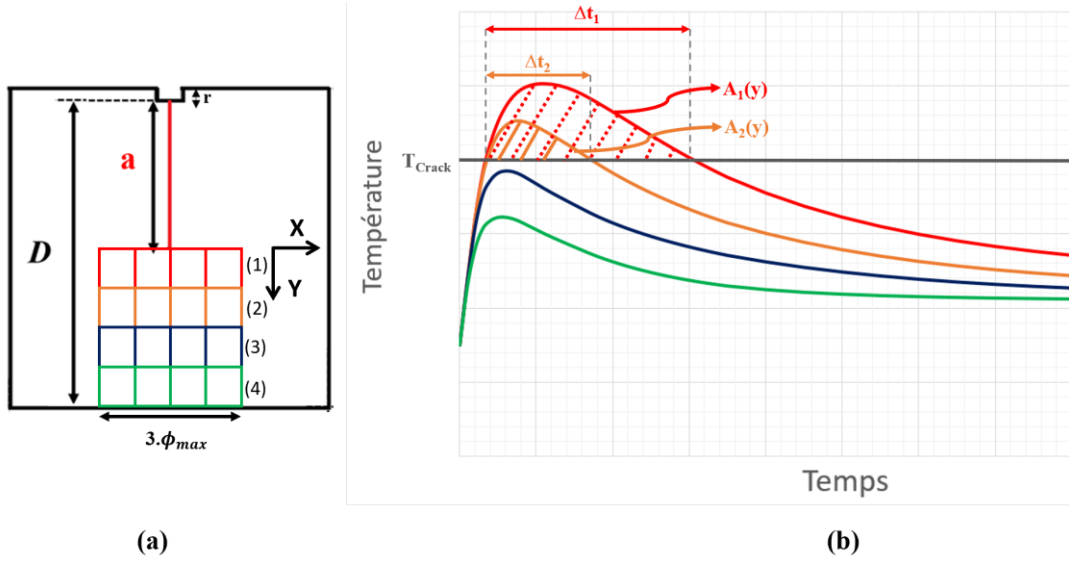


Figure 5-9 : Illustration de la démarche proposée pour la détermination de la température effective d'un spécimen sollicité par fendage.

Pour chaque rangée d'éléments horizontale (position Y dans la Figure 5-9 (a)) dans la zone FPZ, on trace la courbe de température moyenne des éléments de maillage. Dans chaque spécimen et pour chacune de ces courbes, il est possible de calculer l'aire située au-dessus de la température T_{crack} notée $A_i(y)$. Afin de convertir l'aire calculée en température équivalente, on divise par la différence entre les bornes de l'intervalle Δt_i comme démontre la Figure 5-9 (b). La température moyenne sous la courbe située au-delà de T_{crack} est ainsi calculable en additionnant les aires $A_i(y)$ et en divisant cette somme par le nombre de données de la distribution. À titre d'exemple, la température effective du spécimen présenté dans la Figure 5-9 peut être calculé par l'équation (5-3).

$$T_{eff} = T_{crack} + \left[\frac{1}{4} \times \left(\frac{A_1(y)}{\Delta t_1} + \frac{A_2(y)}{\Delta t_2} \right) \right] \quad (5-3)$$

En appliquant cette démarche aux données de la campagne expérimentales de Bakour 2021, on obtient les résultats illustrés dans la Figure 5-10 et résumés dans le Tableau 5-3 .

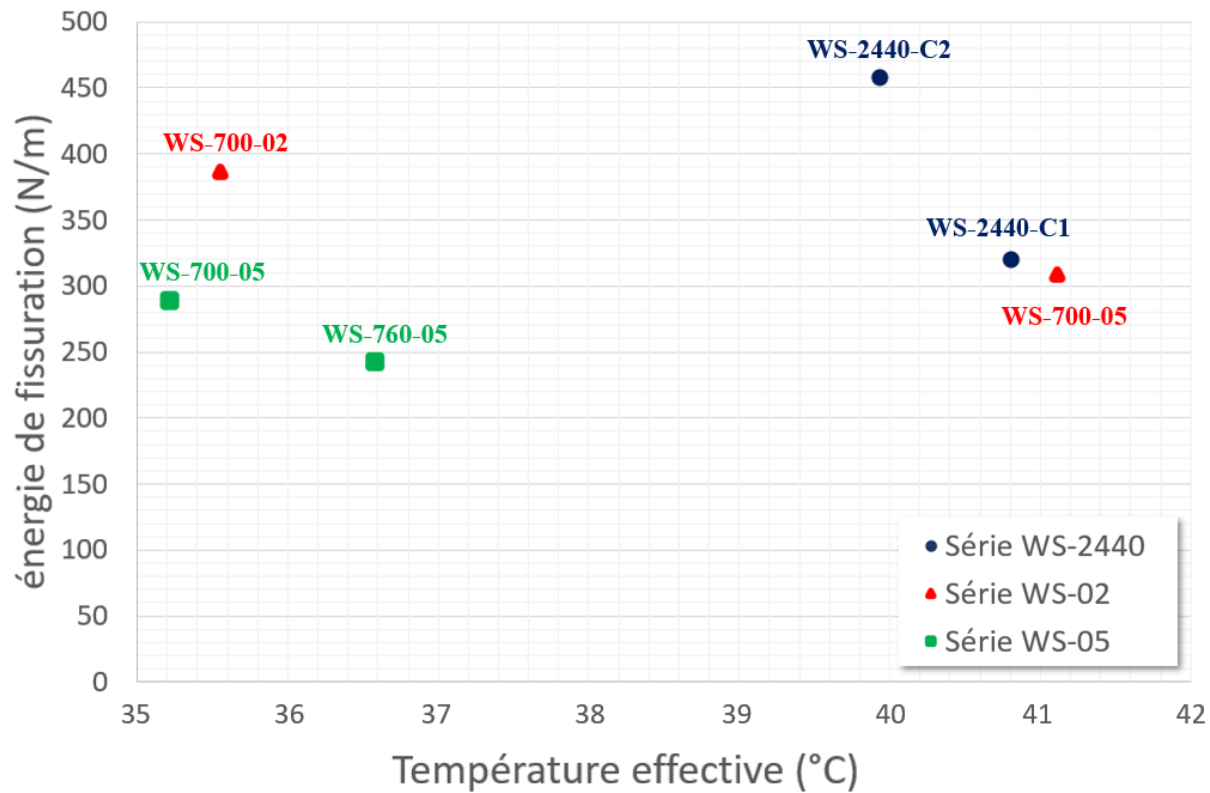


Figure 5-10 : L'énergie de fissuration des spécimens étudiés en fonction de la température moyenne sous la courbe.

Tableau 5-3 : Energies de fissuration mesurées par fendage et valeurs de températures déterminées numériquement pour les trois séries à l'étude.

Série étudiée	Série WS-2440		Série WS-02		Série WS-05	
Spécimen	WS-2440-C1	WS-2440-C2	WS-760-02 ~ C1	WS-700-02 ~ C2	WS-760-05 ~ C1	WS-700-05 ~ C2
G_{F-EXP} (N/m)	320	458	309	386	242	288
T_{eff} (°C)	40.8	39.9	41.1	35.6	36.6	35.2
G_{F0} (N/m)	1234		393		295	

G_{F0} étant la valeur d'énergie de fissuration intacte, non affectée par les effets thermiques.

On peut également superposer ces résultats avec l'équation de (Emborg 1989) tel que montré à la Figure 5-11.

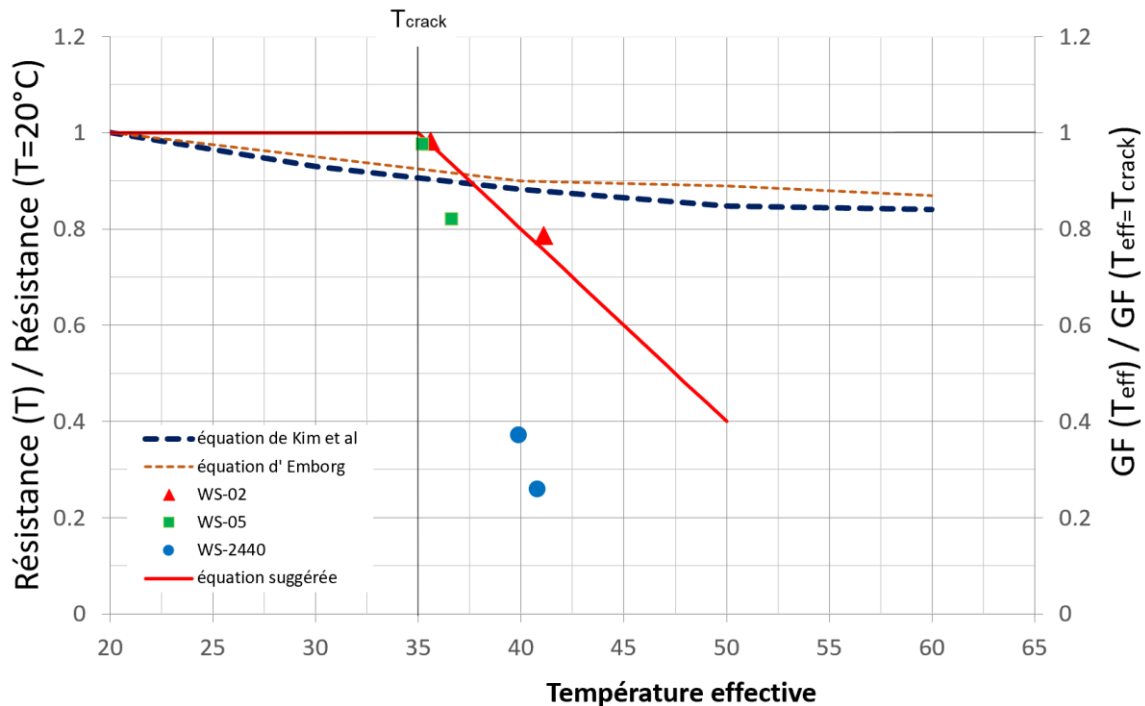


Figure 5-11 : Variation de l'énergie de fissuration en fonction de la température.

Les commentaires suivants peuvent être formulés suite à l'application de cette approche :

- La valeur trouvée d'énergie de fissuration intacte G_{F0} est très élevée pour les spécimens WS-2440.
- Les conditions thermiques pour les spécimens WS-700 n'engendrent pas des dégradations importantes sur l'énergie de fissuration puisque la température dépasse à peine la limite supposée ($T_{crack} = 35^{\circ}\text{C}$) pour les rangées au cœur du spécimen. Ces conditions thermiques correspondent très probablement à celles de la plupart des essais conduits en laboratoire de spécimens de taille réalistes et donc pour du béton structural conventionnel.
- L'approche développée donne une réduction plus importante que celle des équations semi-empiriques existantes ou encore l'approche utilisant les températures moyennes ou maximales de la section 5.2.1. Elle est donc plus conservatrice.
- En ignorant les points de la série WS-2440 et considérant une régression linéaire, l'équation semi-empirique suivante peut être suggérée (courbe tracée en trait continu rouge dans la Figure 5-11):

$$G_F(T_{eff}) = (1 - \alpha)G_{F0} \quad (5-4)$$

$$\alpha = 0.04 (T_{eff} - T_{crack})$$

Le coefficient de détermination pour cette approximation ($R^2 = 0.81$) est relativement faible, et suggère qu'une autre fonction soit utilisée ou mieux encore, un nombre de points expérimentaux plus importants devrait être considéré.

5.4 Méthodologie simplifiée suggérée pour les ouvrages massifs en béton

La Figure 5-12 synthétise les étapes d'une ébauche de méthodologie simplifiée proposée dans le cadre de ce projet afin d'étudier l'influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse. Le point de départ pour cette méthodologie est la géométrie 3D d'un ouvrage massif subdivisée en coulées, tel que montré dans la Figure 5-12 (a). La finalité est une énergie de fissuration réduite pour chaque coulée ou zone de coulée.

La première étape de la méthodologie est l'analyse thermique pure (Figure 5-12 (b)). Les analyses thermiques transitoire réalisées au CHAPITRE 4 avec la méthode des éléments finis 3D ont montré que pour un élément massif en béton, il est possible d'approximer le flux thermique par un flux unidirectionnel selon la hauteur de coulée (et donc vertical). Pour l'exemple de la Figure 5-12 (a), cette approximation serait très bonne pour la coulée 2 en vert (ou l'épaisseur de coulée t_2 est très grande). L'approximation serait aussi acceptable et légèrement du côté conservateur pour la coulée 1 (colorée en orange), sachant que l'épaisseur typique des murs dépasse facilement 1 m. Avec une discrétisation 1D, il est alors possible d'utiliser la méthode analytique de Schmidt, sans même avoir recours aux éléments finis. La Figure 5-12 (b) montre un exemple de modèle avec les conditions aux limites suggérées. Une fois la distribution et l'évolution du champ thermique ont été établis pour la coulée en étude, la prochaine étape est l'estimation d'une température effective pour la coulée (Figure 5-12 (b)). La même approche définie dans la section 5.3 précédente pourrait alors être utilisée. Nous estimons qu'il est encore possible de simplifier cette approche en considérant par exemple une température moyenne représentative de toute la coulée, tel que montré à la Figure 5-12 (b). La connaissance de la température à partir de laquelle l'effet de crossover est déclenché est nécessaire pour cette étape (T_{crack} si l'on utilise l'hypothèse 2).

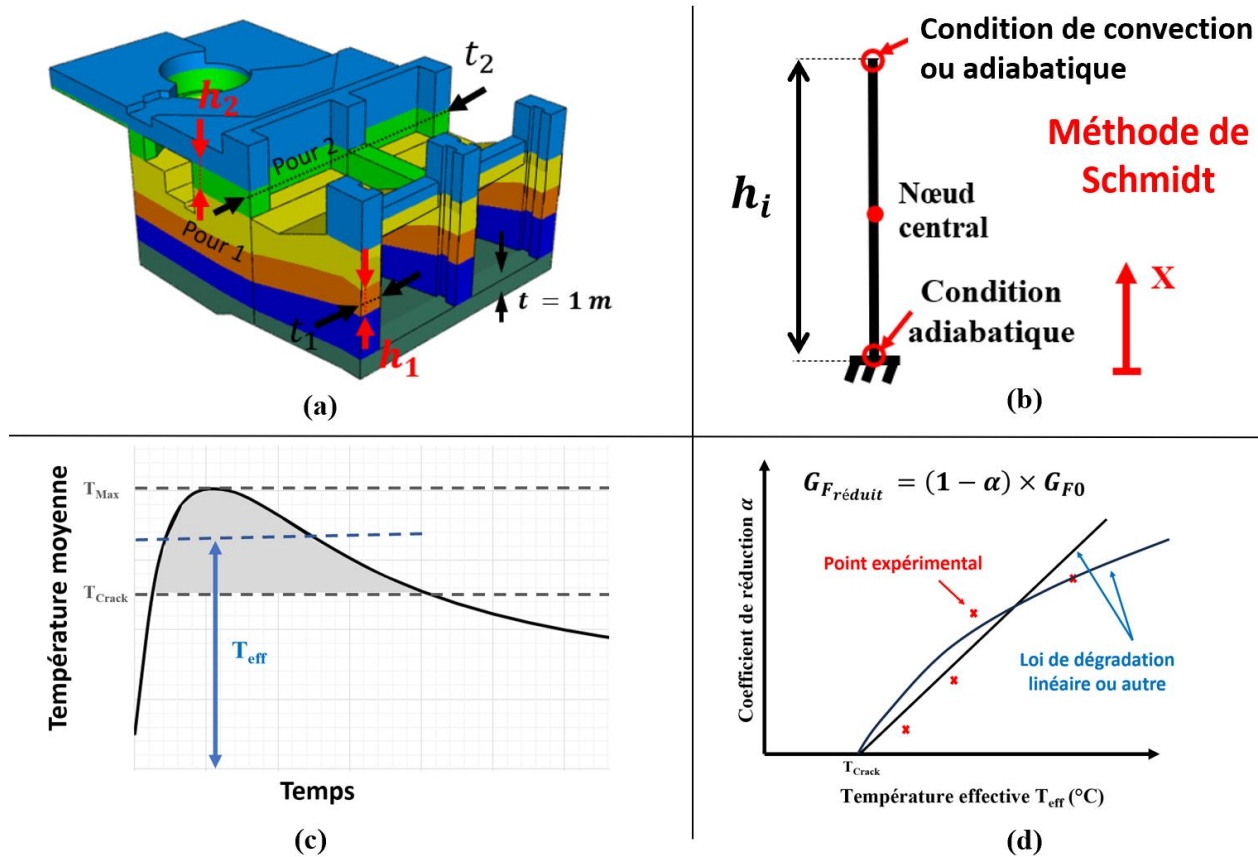


Figure 5-12 : Synthèse de la méthodologie de quantification de l'influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse : (a) Géométrie 3D et coulées d'un aspirateur de centrale hydro-électrique ; (b) configuration et conditions aux limites du modèle unidirectionnel simplifié ; (c) élévation de la température moyenne en fonction du temps ; (d) quantification de la réduction en fonction de la température effective.

À partir de T_{eff} , il est possible d'estimer la réduction de l'énergie de fissuration, en prenant comme référence une énergie de fissuration non affectée par les effets thermiques ou G_{F0} . On estime que les équations semi-empiriques disponibles dans la littérature peuvent fournir une estimation de cette énergie, sachant qu'elles ont été calibrées à partir d'essais sur spécimens de taille conventionnelle et donc pas nécessairement affectés par les effets thermiques. Une relation similaire à celle fournie par l'équation (5-4) pourrait par la suite être utilisée pour déduire une énergie de fissuration réduite par l'influence des effets thermiques à jeune âge. On estime que d'autres essais expérimentaux dans des conditions thermiques plus contrôlées sont nécessaires pour développer d'autres équations plus précises, tel que schématiquement montré dans la Figure 5-12 (d).

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

6.1 Conclusions

L'énergie de fissuration est considérée comme l'une des caractéristiques les plus importantes pour le béton de masse et est requise dans les analyses non-linéaires par éléments finis des ouvrages massifs en béton, tels que les ouvrages hydrauliques. Des travaux récents (thèse de doctorat de Bakour 2021), impliquant des essais expérimentaux de fendage sur des gros spécimens de béton (essais qui servent à caractériser l'énergie de fissuration) ont montré l'influence importante des phénomènes thermiques sur l'énergie de fissuration : l'élévation de la température à jeune âge induit une réduction de l'énergie de fissuration caractérisée par essai mécanique de fendage. Ce projet avait donc pour objectifs la compréhension des effets thermiques jeune âge sur l'énergie de fissuration, la reproduction numérique des essais expérimentaux réalisés par Bakour 2021 et la quantification de l'impact des effets thermiques sur l'énergie de fissuration.

Les travaux réalisés dans le cadre de ce projet de recherche amènent les conclusions suivantes :

- Une réelle difficulté a été éprouvée lors de la revue de littérature pour repérer des compagnes expérimentales sur des spécimens de béton de masse, qui étudient l'influence de l'effet de l'élévation de la température à jeune âge sur l'énergie de fissuration, avec un suivi des conditions thermiques.
- La dégradation de l'énergie de fissuration sous l'effet de l'élévation de la température à jeune âge peut avoir deux origines : une origine thermomécanique suite à l'émergence de la fissuration si les contraintes de traction à jeune âge sont assez élevées ou une origine thermochimique à cause de la variation de la densité des hydrates produits durant la cure ou la dilatation de la vapeur d'eau dans les pores de la matrice cimentaire.
- Une validation sur un benchmark issu de la littérature a permis de mieux comprendre les intrants requis pour une analyse thermique transitoire dans Abaqus. À la lumière de cette validation, des choix et des hypothèses ont été faits pour estimer les paramètres nécessaires pour les analyses multi-physiques de la compagne expérimentale de Bakour 2021.
- Afin de finaliser la modélisation numérique thermique par éléments finis, une approche d'analogie thermique-électrique a été utilisée pour déterminer les propriétés du matériau

substituant les panneaux de coffrage creux utilisés dans les essais de Bakour 2021, et une approche de calibration a été développée pour estimer la source de chaleur interne en assumant un transfert thermique unidirectionnel vertical.

- Dans le but de départager les origines de la dégradation de l'énergie de fissuration du béton sous l'effet d'élévation de température à jeune âge, des simulations numériques avec couplage séquentiel thermique-mécanique ont été réalisées avec le logiciel Abaqus. L'analyse des champs de contrainte des éléments les plus sollicités en traction amène à conclure que les contraintes principales de traction dans les trois spécimens étudiés ne dépassent pas la résistance à la traction du béton. La considération du fluage à jeune âge ainsi que d'un module d'Young évolutif ont contribué à la diminution des contraintes de traction. Ainsi, il a été conclu que la chute de l'énergie de fissuration en condition thermique défavorable n'est pas dû au chargement mécanique des spécimens durant les essais de fendage et que cette origine est certainement thermochimique.
- En se basant sur l'origine thermochimique de la dégradation, une tentative a été faite afin de développer des équations semi-empiriques pour la prédiction de l'impact de l'élévation de température à jeune âge sur l'énergie de fissuration. Les équations disponibles dans la littérature pour la prédiction de l'effet crossover sont basées sur des conditions thermiques de cure constantes avec le temps et l'espace et ont été réalisées pour des propriétés mécaniques autres que l'énergie de fissuration. La difficulté a été de définir une température effective représentative de l'historique thermique à jeune âge pour un spécimen de béton de masse. Une méthodologie a été développée pour l'estimation de cette température effective à partir de résultats d'analyses thermiques transitoires issus d'un modèle par éléments finis et des corrélations ont été établies entre cette température et la réduction de l'énergie de fissuration.
- Une méthodologie simplifiée été proposée à la fin de ce travail afin de quantifier l'impact des phénomènes thermiques sur l'énergie de fissuration pour une géométrie donnée d'un ouvrage massif en béton. Afin de prédire le coefficient de dégradation de l'énergie de fissuration, il convient dans un premier temps de convertir le modèle 3D complexe de l'ouvrage en des modèles 1D simples de chacune des coulées. Afin de déterminer l'évolution du champ thermique, il est possible ensuite d'utiliser la méthode analytique de Schmidt qui a été explorée et validée dans ce travail. En traçant l'évolution du champ thermique moyen, il est possible

d'évaluer la température effective pour la coulée en question et de déduire la réduction de l'énergie de fissuration en utilisant une formule semi-empirique suggérée dans ce travail.

6.2 Recommandations

À la lumière des résultats de ce travail, les recommandations suivantes sont proposées :

- **Des investigations expérimentales sur l'influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse :** la suite logique de ce travail sera de mener une ou des campagnes expérimentales avec des conditions thermiques plus étudiées afin d'établir un lien rigoureux entre la variation de l'énergie de fissuration des spécimens et les conditions thermiques à jeune âge. Pour un mélange de béton de masse donné, des conditions thermiques de cure uniformes (maintenues constantes avec le temps et l'espace) peuvent en premier temps être utilisées. Après murissement, des essais mécaniques par fendage permettront de déterminer plusieurs paramètres qui ont été jugés pertinents dans ce travail, notamment : la température de déclenchement de l'effet crossover ou T_{crack} (selon la deuxième hypothèse interprétatrice de cet effet). Les résultats des essais permettront de valider ou invalider l'équation semi-empirique suggérée en fin de CHAPITRE 5 pour l'estimation de l'impact des effets thermiques sur l'énergie de fissuration.
- **Considération d'autres phénomènes négligés dans ce travail :** Tel que déjà discuté dans la revue de littérature, certains phénomènes ont été négligés dans les analyses numériques conduites. Par exemple, les déformations dues au retrait ont été négligées dans le contexte d'analyse de gros éléments en béton de masse. Aussi, la variation de certaines propriétés de matériau avec la température (telle que le coefficient de dilatation thermique) a été négligée. Il serait intéressant de reconsidérer ces aspects dans les modélisations numériques futures afin de quantifier leurs impacts relatifs.
- **L'application des principes développés sur des ouvrages hydrauliques existants :** Dans le CHAPITRE 5 de ce mémoire, une méthodologie simplifiée a été proposée pour quantifier l'influence des effets thermiques à jeune âge sur l'énergie de fissuration du béton de masse pour un ouvrage massif. Il sera pertinent d'appliquer cette méthodologie pour un exemple d'ouvrage hydraulique existant et de comparer les résultats avec ceux d'une analyse par éléments finis sophistiquée afin de quantifier le degré de conservatisme de la méthodologie simplifiée. Il sera

pertinent aussi de prélever des blocs de béton situés dans différents endroits d'un ouvrage massif existant (par exemple un ouvrage en cours de déconstruction) et de caractériser par fendage les énergies de fissuration de ces blocs. Un lien pourra ensuite être établi entre les caractéristiques mécaniques retrouvées et les historiques thermiques reproduits numériquement par la méthode des éléments finis.

RÉFÉRENCES

- ABAQUS (2014). "Version 6.14 User's Manual, Dassault Systèmes Simulia Corp.; Providence, RI, USA. ."
- Abdalla, H. and B. L. Karihaloo (2003). "Determination of size-independent specific fracture energy of concrete from three-point bend and wedge splitting tests." *Magazine of Concrete Research - MAG CONCR RES* 55: 133-141.
- ACI-209.2R-08 (2008). "Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete."
- ACI 207.2R-07 (2007). "< Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete_MyCivil.ir.pdf>." American Concrete Institute.
- ACI 207.2R-95, A. (1995). "Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete (Reapproved 2002)." 26.
- Amin, M. N., J.-S. Kim, Y. Lee and J.-K. Kim (2009). "Simulation of the thermal stress in mass concrete using a thermal stress measuring device." *Cement and Concrete Research* 39(3): 154-164.
- ASDSO (2023). "The Cost of Rehabilitating Dams in the U.S. A Methodology and Estimate " Association of State Dam Safety Officials February 2023.
- Bakour, A. (2021). *Investigations expérimentales via l'essai de fendage de l'effet d'échelle sur l'énergie de fissuration du béton d'ouvrages hydrauliques* Thèse de doctorat, Polytechnique Montréal.
- Bakour, A. and M. Ben Ftima (2022). "Investigation of fracture properties and size effects of mass concrete using wedge splitting tests on large specimens." *Engineering Fracture Mechanics* 259: 108144.
- Bakour, A. and M. B. Ftima (2021). "Experimental investigations on the asymptotic fracture energy for large mass concrete specimens using wedge splitting test." *Construction and Building Materials* 279: 122405.
- Bažant, Z. P. and B. H. Oh (1983). "Crack band theory for fracture of concrete." *Matériaux et Construction* 16(3): 155-177.
- Bazant , Z. P. and P. C. Prat (1988). "Effect of Temperature and Humidity on Fracture Energy of Concrete." *ACI Materials Journal* 85(4).
- Ben Ftima, M. (2013). *Utilisation de la méthode des éléments finis non-linéaires pour la conception des structures en béton armé: application aux structures massives* Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.
- Ben Ftima, M., M. Joder and E. Yildiz (2020). "Creep modelling for multi-physical simulation of mass concrete structures using the explicit finite element approach." *Engineering Structures* 212.
- Ben Ftima, M. and J. Lemery (2021). "Asymptotic fracture energy for nonlinear simulation of mass concrete structures." *Construction and Building Materials* 271: 121542.

- Ben Ftima, M. and E. Yildiz (2023). "Failure Mechanisms and Rehabilitation Scenarios for Concrete Hydroelectric Facilities Affected by Alkali–Aggregate Reaction." *International Journal of Concrete Structures and Materials* 17(1): 30.
- Benaïcha, M., Y. Burtschell and A. H. Alaoui (2016). "Prediction of compressive strength at early age of concrete—Application of maturity." *Journal of building engineering* 6: 119-125.
- BenFtima, M., H. Sadouki and E. Brühwiler (2016). Development of a computational multi-physical framework for the use of nonlinear explicit approach in the assessment of concrete structures affected by alkali-aggregate reaction.
- Bernard, A. (2017). Influence de la température de cure sur la formation d'ettringite différée dans les bétons, Université de Sherbrooke.
- Bernhardt, C. J. (1956). "Hardening of Concrete at Different Temperatures, ." RILEM Symposium on Winter Concreting, Copenhagen, Danish Institute for Building Research Session B-II.
- Betoli, I., Sá, S. N. and A. S. Fiorini (1997). "Criteria for control and survey of the cracking of the buttress dam of Itaipu. In XXII Simpósio Nacional de Grandes Barragens, CDBD (Brazilian Committee on Dams) São Paulo, in Portuguese."
- BLAIS, S. (2010). ETUDE SUR L'UTILISATION DES BETONS A RETRAIT COMPENSÉ DANS LE DOMAINE DE RÉPARATIONS MINCES DE BÉTON., Maîtrise, Universit. Laval. .
- Brooks, A. G., A. K. Schindler and R. W. Barnes (2007). "Maturity Method Evaluated for Various Cementitious Materials." *Journal of Materials in Civil Engineering* 19(12): 1017-1025.
- Brühwiler, E. and F. H. Wittmann (1990). "The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics tests." *Engineering Fracture Mechanics* 35(1): 117-125.
- Bullard, J. W., H. M. Jennings, R. A. Livingston, A. Nonat, G. W. Scherer, J. S. Schweitzer, K. L. Scrivener and J. J. Thomas (2011). "Mechanisms of cement hydration." *Cement and Concrete Research* 41(12): 1208-1223.
- Byfors, J. (1980). Plain concrete at early ages.
- Carino, N. and H. Lew (2001). The Maturity Method: From Theory to Application, Structures Congress and Exposition 2001.
- Carino, N. J. and R. C. Tank (1992). "Maturity Functions for Concrete Made with Various Cements and Admixtures." *ACI Materials Journal* Vol.89,No.2: pp.188-196.
- Cifuentes, H., F. Montero-Chacón, J. Galán, J. Cabezas and A. M.-D. la Concha (2019). "A Finite Element-Based Methodology for the Thermo-mechanical Analysis of Early Age Behavior in Concrete Structures." *International Journal of Concrete Structures and Materials* 13(1): 41.
- Committee, A. R.-. (2006). Guide to mass concrete. American Concrete Institute: USA, 30 pp.
- Daviau-Desnoyers, D. (2015). Caractérisation et modélisation de l'évolution de la fissuration des bétons renforcés de fibres sous charge soutenue Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.
- Diamond, S. (1996). "Delayed ettringite formation — Processes and problems." *Cement and Concrete Composites* 18(3): 205-215.

- Elguedj, T. (2006). Simulation numérique de la propagation de fissure en fatigue par la méthode des éléments finis étendus : prise en compte de la plasticité et du contact-frottement.
- Emborg, M. (1989). Thermal stresses in concrete structures at early ages.
- Escalante-García, J. I. and J. H. Sharp (2001). "The microstructure and mechanical properties of blended cements hydrated at various temperatures." *Cement and Concrete Research* **31**(5): 695-702.
- Faria, R., M. Azenha and J. A. Figueiras (2006). "Modelling of concrete at early ages: Application to an externally restrained slab." *Cement and Concrete Composites* **28**(6): 572-585.
- Funahashi, E. I. J. and S. C. Kuperman (2010). "Study of thermal cracking in the spillway of a small hydropower plant. In VII Simpósio sobre Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas, CBDB (Brazilian Committee on Dams), São Paulo, in Portuguese."
- Gallucci, E., X. Zhang and K. L. Scrivener (2013). "Effect of temperature on the microstructure of calcium silicate hydrate (CSH)." *Cement and Concrete Research* **53**: 185-195.
- Granger, L. (1995). Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation. Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Guan, J., Q. Li, Z. Wu, S. Zhao, W. Dong and S. Zhou (2015). "Minimum specimen size for fracture parameters of site-casting dam concrete." *Construction and Building Materials* **93**: 973-982.
- Guinea, G. V., J. Planas and M. Elices (1992). "Measurement of the fracture energy using three-point bend tests: Part 1—Influence of experimental procedures." *Materials and Structures* **25**(4): 212-218.
- Ha, J.-H., Y. s. Jung and Y.-g. Cho (2014). "Thermal crack control in mass concrete structure using an automated curing system." *Automation in Construction* **45**: 16-24.
- Hansen, P. F. and E. J. Pedersen (1977). Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete.
- Hayeur, G. (2001). "Synthèse des connaissances environnementales acquises en milieu nordique de 1970 à 2000. Montréal, Hydro-Québec." 110p.
- Incropera, F., D. DeWitt, T. L. Bergman and A. S. Lavine (2007). Fundamentals of heat and mass transfer , 6th Edition, John Wiley & Sons.
- Jannot, Y. and C. Moyne (2014). Transferts thermiques. Cours et 55 exercices corrigés.
- JODER, M. (2017). Simulation numérique du fluage utilisant l'approche de résolution explicite : contexte des ouvrages hydrauliques en béton.
- Kaszyńska, M. (2002). "Early age properties of high-strength/high-performance concrete." *Cement and concrete composites* **24**(2): 253-261.
- Ke-feng, T. and J. Nichols (2004). "Performances of concrete under elevated curing temperature." *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.* **19**: 65-67.

- Kim, J.-K., S. Han and Y. Song (2002). "Effect of temperature and aging on the mechanical properties of concrete: Part I. Experimental results." *Cement and Concrete Research* **32**: 1087-1094.
- Kim, J. K., S. H. Han and K. M. Lee (2001). "Estimation of compressive strength by a new apparent activation energy function." *Cement and Concrete Research* **31**(2): 217-225.
- Kim, J. K., Y. H. Moon and S. H. Eo (1998). "Compressive strength development of concrete with different curing time and temperature." *Cement and Concrete Research* **28**(12): 1761-1773.
- Kjellsen, K. O. and R. J. Detwiler (1992). "Reaction kinetics of portland cement mortars hydrated at different temperatures." *Cement and Concrete Research* **22**(1): 112-120.
- Kyle A. Riding, J. L. P. A. K. S. M. C. G. J. and J. F. Kevin (2006). "Evaluation of Temperature Prediction Methods for Mass Concrete Members." *ACI Materials Journal* **103**(5).
- Lawrence, A. M., M. Tia, C. C. Ferraro and M. Bergin (2012). "Effect of Early Age Strength on Cracking in Mass Concrete Containing Different Supplementary Cementitious Materials: Experimental and Finite-Element Investigation." *Journal of Materials in Civil Engineering* **24**(4): 362-372.
- Lea, F. and C. R. Lee (1946). "Shrinkage and creep in concrete." *Symposium on the Shrinkage and Cracking of Cementive Materials*. London, The Society of Chemical Industry, 7-17.
- Lemery, J. (2018). Étude expérimentale via l'essai de fendage, de l'énergie de fissuration des bétons des ouvrages hydrauliques Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Lemery, J., M. Ben Ftima and M. Leclerc (2019). Experimental investigations on the size effect of fracture energy for concretes of hydraulic structures. 10th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-10). Pau, France.
- Lemery, J., M. B. Ftima, M. Leclerc and C. Wang (2020). "The disturbed fracture process zone theory for the assessment of the asymptotic fracture energy of concrete." *Engineering Fracture Mechanics* **231**: 107022.
- Lynam, C. G. (1934). *Growth and Movement in Portland Cement Concrete*, Oxford University Press.
- Maken, D. D., P. Léger and S.-N. Roth (2014). "Seasonal thermal cracking of concrete dams in northern regions." *Journal of Performance of Constructed Facilities* **28**(4): 04014014.
- Maruyama, I. and P. Lura (2019). "Properties of early-age concrete relevant to cracking in massive concrete." *Cement and Concrete Research* **123**: 105770.
- Massicotte, B. and M. Ben Ftima (2017). *EPM3D v 30, A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures*, Montréal, QC: École Polytechnique de Montréal: 32 p.
- Meyers, B. L. (1967). "Time-dependant strains and microcracking of plain concrete." (Doctorat), Cornell University.
- Mi, Z., Y. Hu, Q. Li, X. Gao and T. Yin (2019). "Maturity model for fracture properties of concrete considering coupling effect of curing temperature and humidity." *Construction and Building Materials* **196**: 1-13.

- Mi, Z., Y. Hu, Q. Li and H. Zhu (2018). "Elevated temperature inversion phenomenon in fracture properties of concrete and its application to maturity model." *Engineering Fracture Mechanics* **199**: 294-307.
- Nagy, A. (1997). "Simulation of thermal stress in reinforced concrete at early age with a simplified model." *Materials and Structures* **vol 30**(167-173).
- Nasir, M., O. S. B. Al-Amoudi, H. J. Al-Gahtani and M. Maslehuddin (2016). "Effect of casting temperature on strength and density of plain and blended cement concretes prepared and cured under hot weather conditions." *Construction and Building Materials* **112**: 529-537.
- Neville, A. M. (1995). *Properties of concrete*. Harlow, Longman Group.
- Pane, I. and W. Hansen (2002). "Early age creep and stress relaxation of concrete containing blended cements." *Materials and Structures* **35**(2): 92-96.
- Pásztory, Z., S. Fehér and Z. Börcsök (2020). "The effect of heat treatment on thermal conductivity of paulownia wood." *European Journal of Wood and Wood Products* **78**(1): 205-207.
- RILEM (1985). "Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams." *Materials and Structures* **18**(4): 287-290.
- Saul, A. G. A. (1951). "Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure." *Magazine of Concrete Research* **2**(6): 127-140.
- Schlesinger (1979). "Terminology for model credibility." *SIMULATION* **32**(3): 103-104.
- Shah, S. and A. Carpinteri (1991). *Fracture mechanics test methods for concrete*, CRC Press.
- Shah, S. P., S. E. Swartz and C. Ouyang (1995). *Fracture mechanics of concrete : applications of fracture mechanics to concrete, rock and other quasi-brittle materials*. New York, Wiley New York.
- Shi, Z. (2009). *Crack analysis in structural concrete theory and applications*. Amsterdam, Butterworth-Heinemann.
- Taylor, H. F. W., C. Famy and K. L. Scrivener (2001). "Delayed ettringite formation." *Cement and Concrete Research* **31**(5): 683-693.
- Thibault, M. (2009). *Formation différée de l'ettringite dans les bétons coulés in situ*, Université de Sherbrooke.
- Thomas, F. G. (1937). "Creep of concrete under load." *International Association of Testing Material*, 292-294.
- Trunk, B. and F. H. Wittmann (2001). "Influence of size on fracture energy of concrete." *Materials and Structures* **34**(5): 260-265.
- USBR, U. S. B. o. R. (2006). "State-of-Practice for the Nonlinear Analysis of Concrete Dams at the Bureau of Reclamation. Denver, CO."
- Veglianti, D. and L. Sgambi (2003). "Approximate methods for analysis of viscoelastic behavior of concrete structures."

- Vernet, C. and G. Cadoret (1991). "Compte- rendus du Colloque «Voies Nouvelles du Béton», Suivi en continu de l'évolution chimique et mécanique des bétons à hautes performances pendant les premiers jours.Cachan , France." p.17.
- Wittmann, F. H. (2002). "Crack formation and fracture energy of normal and high strength concrete." *Sadhana* **27**(4): 413-423.
- Xiao, J., H. Schneider, C. Dönnecke and G. König (2004). "Wedge splitting test on fracture behaviour of ultra high strength concrete." *Construction and Building Materials* **18**(6): 359-365.
- Yang, K.-H., J.-S. Mun and M.-S. Cho (2015). "Effect of Curing Temperature Histories on the Compressive Strength Development of High-Strength Concrete." *Advances in Materials Science and Engineering* **2015**: 1-12.
- Yao, W., Y. Xu, H.-W. Liu and K. Xia (2017). "Quantification of thermally induced damage and its effect on dynamic fracture toughness of two mortars." *Engineering Fracture Mechanics* **169**: 74-88.
- Yousuf, S., P. Shafigh, Z. Ibrahim, H. Hashim and M. Panjehpour (2019). "Crossover Effect in Cement-Based Materials: A Review." *Applied Sciences* **9**(14): 2776.
- Zhu, H., Y. Hu, R. Ma, J. Wang and Q. Li (2021). "Concrete thermal failure criteria, test method, and mechanism: A review." *Construction and Building Materials* **283**: 122762.

ANNEXE A FEUILLE MATHCAD PERMETTANT LE CALCUL DE L'ÉVOLUTION DU CHAMP THERMIQUE AVEC LE TEMPS POUR UN MODÈLE UNIDIRECTIONNEL



NOTE DE CALCUL

Calcul de l'élévation de la température due à la chaleur d'hydratation d'un élément en béton de masse

Note: les températures doivent être entrées en degré Celsius, les unités degré Celsius et Fahrenheit ne sont pas définies dans Mathcad, et n'apparaissent donc pas au niveau des résultats

Finalité de la feuille de calcul :

L'objectif de cette feuille de calcul est d'estimer l'élévation de la température due à la chaleur d'hydratation q_h dans le cube de béton en assumant un transfert uni-directionnel de la chaleur

ACI Committee 207, "Mass Concrete (ACI 207.1R-96)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1996.

ACI Committee 207, "Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking in Massive Concrete (ACI 207.2R-95)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1995.

Riding, K. A. ; Poole, J.L.; Schindler, A.K.; Juenger, M.C.G. ; and Folliard, K.J., " Evaluation of Temperature Prediction Methods of Mass Concrete Members " ACI Materials Journal , V.103 , No.5 , Sept-Oct 2006 , pp.357-365 .

Méthode analytique de Schmidt

1- Données du problème

la conductivité thermique :

$$k := 2.2 \frac{\text{W}}{\text{m}}$$

la densité du béton

$$\rho := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

la capacité thermique massique

$$C_p := 900 \frac{\text{J}}{\text{kg}}$$

Le coefficient de convection

$$h_{\text{ww}} := 5.6 \frac{\text{W}}{\text{m}^2}$$

La température du milieu ambiant $T_E := 25$

Discrétisation du temps :

la longueur du cube

$$LC := 2.44\text{m}$$

le nombre de noeuds

$$n_x := 10$$

Le pas du maillage de distance Δx

$$\Delta x := \frac{LC}{n_x} = 0.244\text{m}$$

2- Calcul de la diffusivité thermique du milieu

$$a := \frac{k}{\rho \cdot C_p} = 1.019 \times 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

3- Détermination du pas maximal de temps Δt

la méthode de Schmidt est une méthode de différences finies où les températures sont calculées pour un nœud discret à des pas de temps discrets
le pas

$$\Delta t_{\text{max}} := \frac{\Delta x^2}{2 \cdot a} = 2.923 \times 10^4 \text{ s}$$

$$\Delta t := 1000 \text{ s}$$

4- Vérification de la condition de stabilité

$$\alpha := \frac{a \cdot \Delta t}{\Delta x^2} = 0.0171076$$

$$Cd := \text{si} \left(0 < \alpha \leq \frac{1}{2}, \text{"la formule de Schmidt est applicable"} , \text{"la formule de Schmidt n' est pas applicable"} \right)$$

$$Cd = \text{"la formule de Schmidt est applicable"}$$

Discretisation du temps :

Le temps de simulation :

$$T_{\text{stop}} := 120 \text{ jour}$$

$$M := \frac{T_{\text{stop}}}{\Delta t} = 1.037 \times 10^4$$

$$mt := \text{arrondi}(M, 0) = 1.037 \times 10^4$$

5- Les conditions aux limites

La condition initiale $u(x,0)$

$$T0 := 15$$

La condition $u(0,t)$ à la limite $x=0$: la face du cube en contact avec le sol est à température constante

$$BC1 := 20$$

La condition $u(L,t)$ à la limite $x=L$: Convection Air-béton

6- Définition de la source de chaleur

Définition de fonctions utilitaires

- Fonction d'interpolation de x dans la série de données (Vx, Vy) :

$$\text{interp1}(vx, vy, x) := \begin{cases} x \leftarrow \text{interp1n}(vx, vy, x) \\ x \end{cases}$$

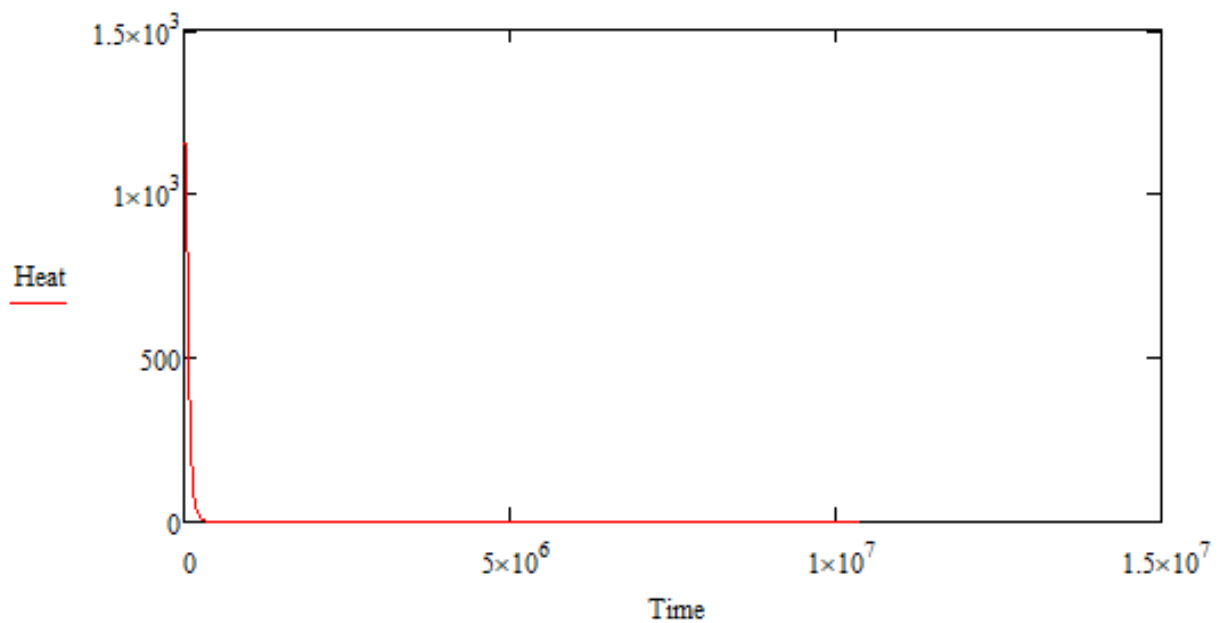
- vx est un vecteur de valeurs de données réelles en **ordre croissant**.
- vy est un vecteur de valeurs réelles ou complexes ayant le même nombre d'éléments que vx .
- x est la valeur de la variable indépendante en laquelle vous voulez interpoler un résultat

la source de chaleur

$$\text{Time} := \begin{pmatrix} 0 \\ 24883 \\ 60912 \\ 98496 \\ 139104 \\ 176256 \\ 283392 \\ 396576 \\ 2592000 \\ 10368000 \end{pmatrix} \cdot s$$

$$\text{Heat} := \begin{pmatrix} 1150 \\ 1150 \\ 500 \\ 250 \\ 100 \\ 50 \\ 5 \\ 3 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot W \cdot m^{-3}$$

$$\text{int_Heat}(x) := \text{interp1n}(\text{Time}, \text{Heat}, x)$$



7- Algorithme de Schmidt

Dans cette note de calcul :

j est l'indice correspondant à la distance x (l'axe des abscisses)

i est l'indice correspondant au temps t (l'axe des ordonnées)

$$j := 0..nx$$

$$i := 0..mt$$

$$N1 := nx - 1$$

$$M1 := mt$$

$$T11_{i,0} := BC1$$

$$T11_{0,j} := T0$$

$$s := 1..N1$$

$$d := 0..M1$$

$$\kappa := \frac{\Delta t}{\rho \cdot Cp} = 4.63 \times 10^{-4} \frac{m \cdot s^3}{kg}$$

La distribution de la température se définit comme suit :

```
Temp := | for i ∈ 1..mt
        | | for j ∈ 1..nx - 1
        | |   T11i,j ← α·T11i-1,j-1 + (1 - 2·α)·T11i-1,j + α·T11i-1,j+1 + κ·int_Heat[(i)·Δt]
        | |   T11i,nx ←  $\frac{1}{\frac{k}{\Delta x} + h} \cdot \left[ h \cdot TE + \frac{k}{\Delta x} \cdot (T11_{i,nx-1}) \right]$ 
        | T11
```

	0	1	2	3	4	5	6
0	15	15	15	15	15	15	15
1	20	15.532	15.532	15.532	15.532	15.532	15.532
2	20	16.141	16.065	16.065	16.065	16.065	16.065
3	20	16.738	16.599	16.597	16.597	16.597	16.597
4	20	17.324	17.133	17.13	17.13	17.13	17.13
5	20	17.899	17.669	17.662	17.662	17.662	17.662
6	20	18.464	18.205	18.195	18.194	18.194	18.194
7	20	19.018	18.742	18.727	18.727	18.727	18.727
8	20	19.562	19.279	19.26	19.259	19.259	19.259
9	20	20.097	19.816	19.793	19.792	19.792	19.792
10	20	20.623	20.352	20.325	20.324	20.324	20.324
11	20	21.14	20.889	20.858	20.857	20.856	20.857
12	20	21.649	21.425	21.391	21.389	21.389	21.389
13	20	22.149	21.961	21.924	21.921	21.921	21.921
14	20	22.642	22.496	22.457	22.454	22.454	22.454
15	20	23.126	23.03	22.99	22.986	22.986	22.986
16	20	23.604	23.563	23.523	23.519	23.519	...