

Modélisation thermomécanique de la structure exposée au feu

L'objectif de ce chapitre est de construire une méthodologie d'analyse numérique efficace qui permet de simuler le comportement réel des structures en béton armé sous l'action du chargement mécanique et du feu à l'aide du logiciel ANSYS. Pour cela, la méthodologie à construire doit prendre en compte :

- les modèles de comportement non linéaire 3D pour le béton et l'acier.
- le couplage thermomécanique : la dégradation à haute température des propriétés des matériaux et l'effet de la dilatation thermique.
- le comportement de l'interface acier-béton à haute température

En bénéficiant des résultats des chapitres précédents, cette méthodologie devrait être capable d'évaluer d'une part la résistance, la fissuration, la dégradation et la rupture de la structure, et d'autre part, l'influence de l'interface béton-acier sur la capacité d'ancrage de l'extrémité des armatures dans du béton et sur le comportement global de la structure.

Dans ce chapitre, la méthodologie est présentée à travers la simulation d'un essai expérimental de la littérature. Il s'agit de l'essai d'une poutre continue en béton armé subissant un feu standard ASTM. Cet essai a été réalisé en 1988 par Lin et al. [30].

5.1 Description de l'essai à simuler

Il s'agit d'une poutre continue sur deux appuis simples qui se compose de deux travées : une travée centrale et une travée de console. Il y a eu six poutres avec différentes dimensions qui ont été testées. On s'intéresse à modéliser les deux poutres numéro 1 et 3 qui ont les dimensions illustrées sur la Figure 5.1.

La poutre supporte six forces P constantes sur la travée centrale et une force P_0 variable à l'extrémité de la console. Cette variation de P_0 a pour but d'assurer que la flèche de l'extrémité de la console est constante durant la première heure du feu. Après une heure, la valeur de P_0 est gardée constante. La valeur des six forces P et la valeur initiale de la force P_0 sont illustrées sur la Figure 5.1. L'évolution de la valeur de P_0 en fonction du temps est donnée dans la Figure 5.2. Le feu affecte la face inférieure et les deux faces latérales de la travée centrale de la poutre. L'augmentation de la température suit la courbe ASTM-E119. Cette courbe est illustrée sur la Figure 5.3 en comparaison avec la courbe du feu ISO 834.

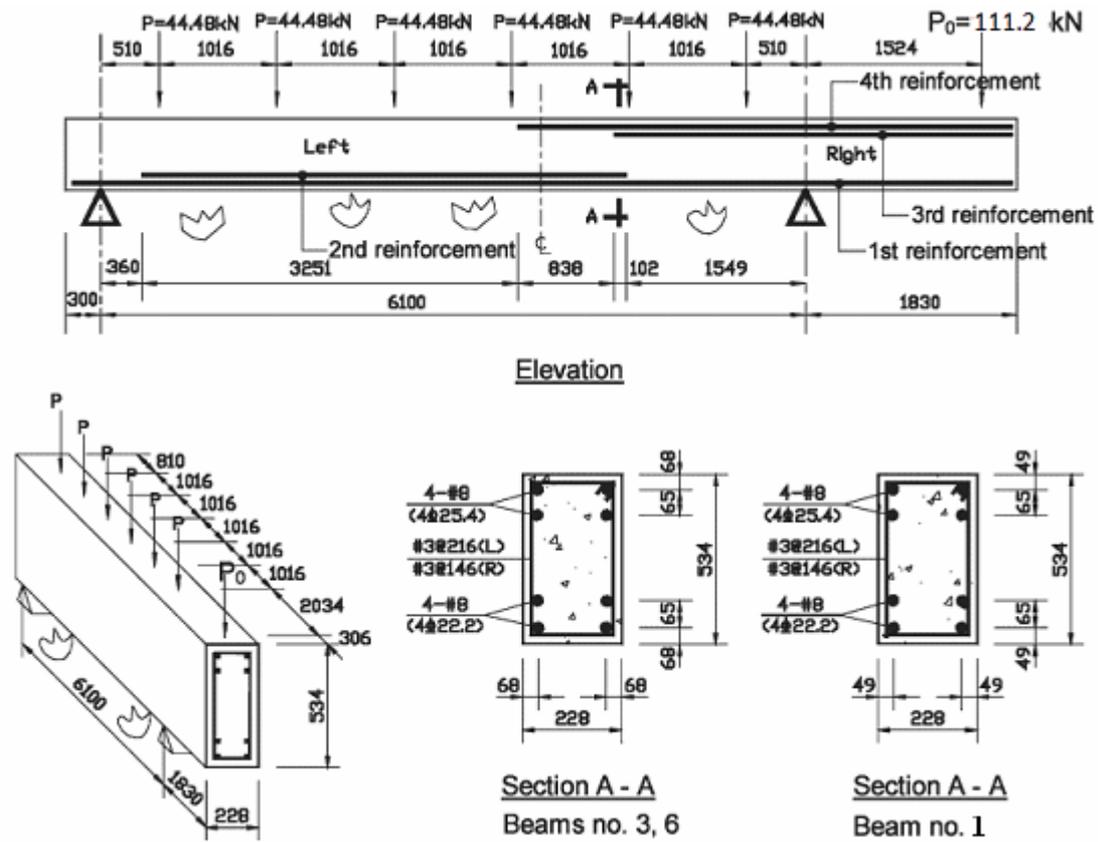


Figure 5.1

Description de l'essai de Lin et al. présenté dans Cai et al. [31]

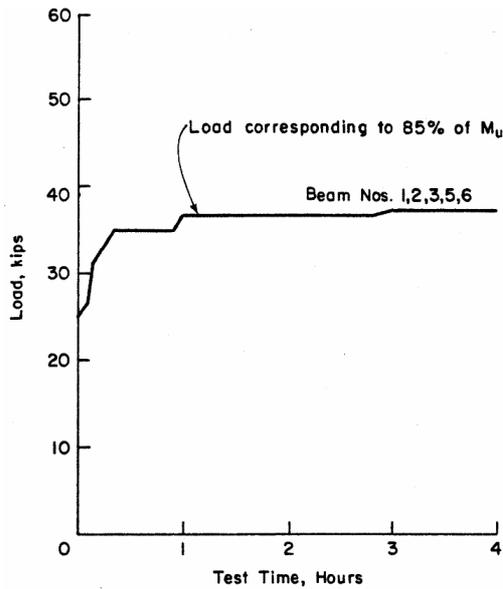


Figure 5.2

Variation de la force P_0 [30]

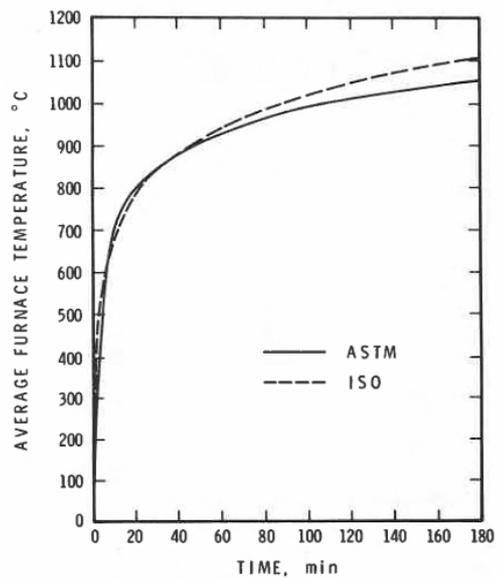


Figure 5.3

Les courbes du feu ASTM E119 et ISO 864 [32]

Les paramètres des matériaux sont présentés dans le Tableau 5.1. Leurs lois de comportement mécanique et leurs propriétés thermiques respectent les descriptions de l’Eurocode II.

Acier #3	Acier #7	Acier #8	Béton
$f_y=483,34$ MPa	$f_y=481,27$ MPa	$f_y=509,54$ MPa	$f_{ck}=30$ MPa
$\varepsilon_y=0,0028$	$\varepsilon_y =0,0025$	$\varepsilon_y =0,0028$	$f_{ctk}=3$ MPa

Tableau 5.1

Paramètre des matériaux

5.2 Analyse du comportement global de la poutre avec interface béton-acier parfaite

En réalité, pour l’analyse du comportement global, il n’est pas nécessaire d’intégrer le comportement de l’interface dans le modèle numérique si les glissements des armatures ne sont pas importants et ne causent pas de perte d’adhérence. En effet, comme expliqué dans le chapitre 1, dans le cas des structures en béton armé, le comportement de l’interface béton-acier a principalement des impacts locaux comme la perte d’ancrage aux extrémités d’armature ou l’apparition des fissures locales de l’enrobage du béton. Son influence sur le comportement global de la structure est faible. On considère donc que l’interface est parfaite sur toute la longueur des armatures dans cette section. Cela facilite la mise en œuvre et la validation du modèle de calcul. Les influences locales et globales seront évaluées dans la section 5.3.

5.2.1 Généralités sur la méthode de modélisation utilisant ANSYS

5.2.1.1 Modèle d’élément fini

Une modélisation massive 3D est utilisée. Grâce à la symétrie de la poutre et du chargement, une demie de la poutre est modélisée (voir la Figure 5.4). La section transversale de la structure modélisée est égale à la moitié de celle de la poutre réelle testée.

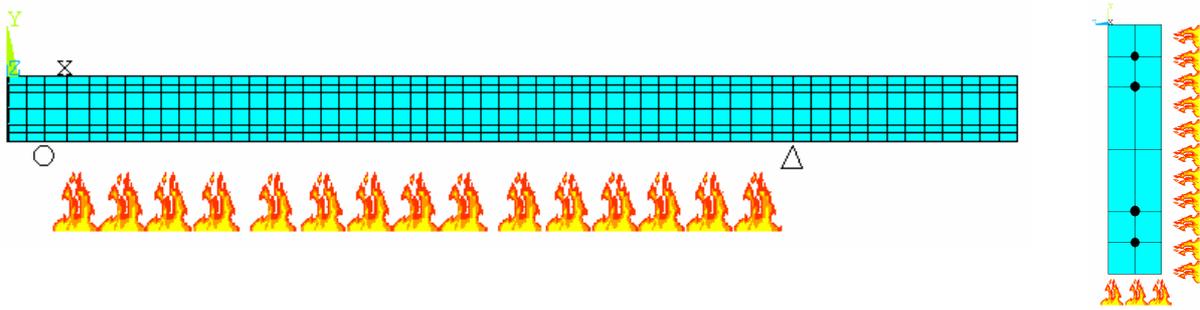


Figure 5.4

Vue latérale du maillage (à gauche) et la demie section de la poutre (à droit)

Le béton est modélisé par des éléments massifs de type SOLID185/SOLID186 qui supportent le modèle de matériau CastIron ou de type SOLID65 qui supportent le modèle CP Von-Mises (CPVM). Les armatures actives sont modélisées par des éléments de barre. Les nœuds des éléments d'acier coïncident avec ceux de béton pour permettre une interface parfaite entre les deux matériaux (voir la Figure 5.5).

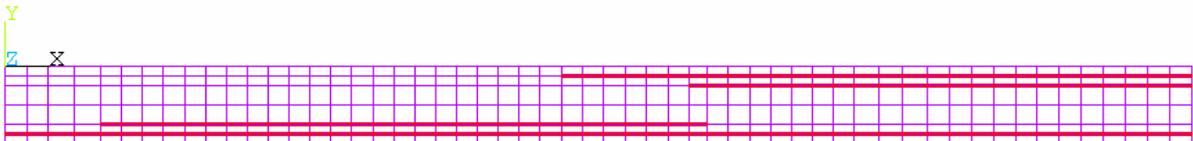


Figure 5.5

Armatures actives modélisées (lignes rouges)

Concernant les cadres d'armature de renforcement transversal, la modélisation de toutes ces barres entraînera une grande complexité dans le maillage et causera des difficultés de convergence dans le calcul. ANSYS dispose de deux méthodes simples et efficaces pour intégrer les cadres d'armature de renforcement transversal. Ces deux méthodes consistent à remplacer les cadres d'armature en couches d'acier équivalentes et attacher ces couches aux éléments de base du béton qu'elles traversent.

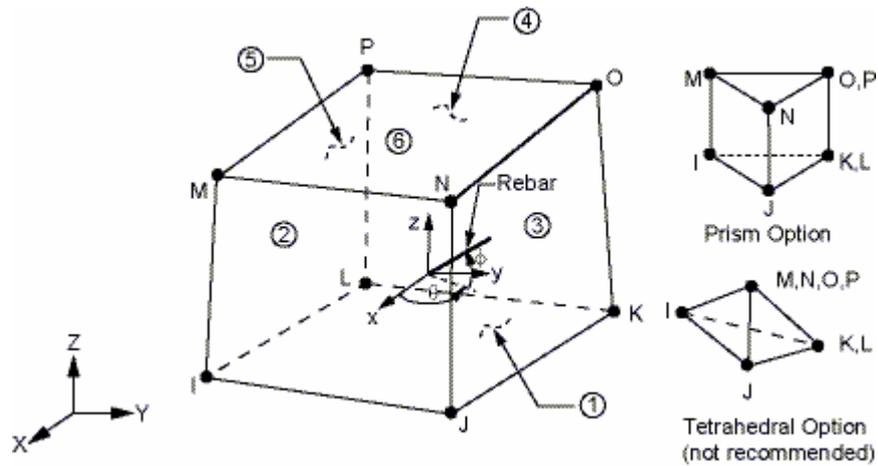


Figure 5.6

Direction de la barre d'acier dans l'élément SOLID65 [19]

La première méthode fonctionne avec l'élément de base SOLID65 et le modèle de matériau CPVM pour le béton (voir la Figure 5.6). Elle consiste à répartir uniformément le volume de la barre d'armature dans tout le volume de l'élément de béton. Les données à entrer pour la barre sont : le rapport volumique de la barre d'acier à l'élément de béton, le matériau d'acier utilisé et les angles d'orientation (θ , φ). L'effet de renforcement est simulé implicitement par l'augmentation de la rigidité de l'élément du béton dans la direction de l'armature. Cette méthode permet de déclarer trois barres d'acier selon trois différentes directions. La Figure 5.7 illustre la mise en œuvre de cette méthode dans la poutre étudiée. Les petites barres en rouge illustrent la présence des armatures transversales dans les éléments extérieurs de la poutre. La direction de ces petites barres détermine celle des armatures transversales.

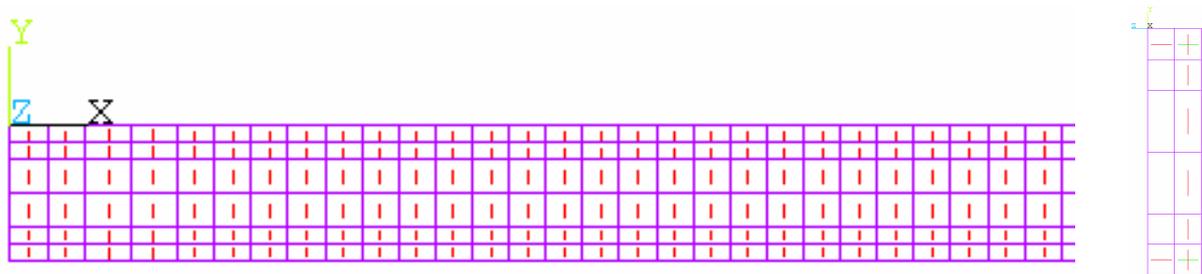


Figure 5.7

Illustration de la modélisation des armatures transversales dans la poutre

Vue latérale d'une partie de la poutre (à gauche). Section transversale (à droite)

La deuxième méthode consiste à simuler les couches d'acier équivalentes par les éléments

REINF265 (voir la Figure 5.8). Cet élément n'a pas de degré de liberté indépendant. Ses degrés de liberté sont interpolés à partir de ceux de l'élément de base du béton auquel il est attaché. Les paramètres à entrer pour cet élément sont l'aire de la section transversale de chaque barre d'acier, la distance entre deux barres successives, le matériau, les angles déterminant l'orientation des barres et la position géométrique de l'élément par rapport aux faces de l'élément de béton. Cette méthode ne fonctionne qu'avec les éléments massifs SOLID185/SOLID186 modélisant le béton. Sur la Figure 5.9, les couches d'acier en vert illustrent les armatures transversales de la structure étudiée.

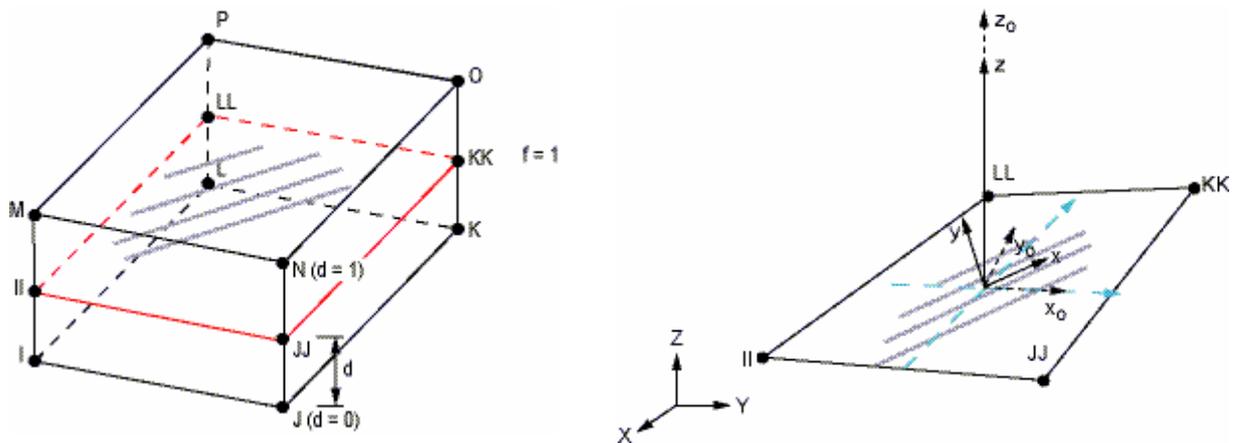


Figure 5.8

Elément REINF265 intégré dans l'élément de base SOLID185 (à gauche)

REINF265 et son système de coordonnées locales (x,y) (à droit) [19]

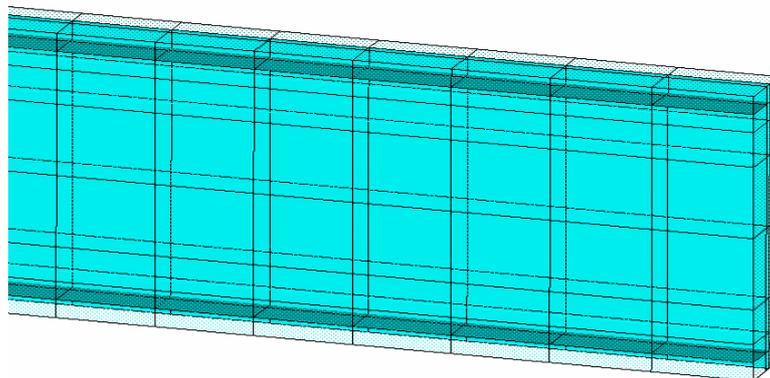


Figure 5.9

Couches d'armatures transversales équivalentes (en vert) dans la structure étudiée

En ce qui concerne le calcul thermique, comme présenté dans le chapitre 4, l'élément surfacique SURF152 sera utilisé dans cette modélisation pour simuler le feu. Le béton est simulé par l'élément solide thermique SOLID70/SOLID90 et l'acier est simulé par l'élément de barre de conduction LINK33.

5.2.1.2 Modèle de matériau

Pour le calcul thermique

Les propriétés thermiques du béton et de l'acier comme la chaleur spécifique, la conductivité thermique et la masse volumique utilisées dans l'analyse thermique de Lin et al. [30] ont une grande dispersion et ne sont pas fiables. Elles sont aussi différentes des valeurs données dans l'Eurocode II. Dans notre calcul, les valeurs de l'Eurocode II [28] sont utilisées. Les figures Figure 4.5, Figure 4.6, Figure 4.7, Figure 4.8 et Figure 4.9 du chapitre 4 illustrent la variation de ces propriétés en fonction de la température. Pour la chaleur spécifique du béton, les valeurs correspondant à la teneur en eau de 3% sont choisies.

Pour le calcul thermomécanique

La dilatation thermique à haute température des matériaux est prise selon l'Eurocode II [28]. Voir la Figure 5.10.

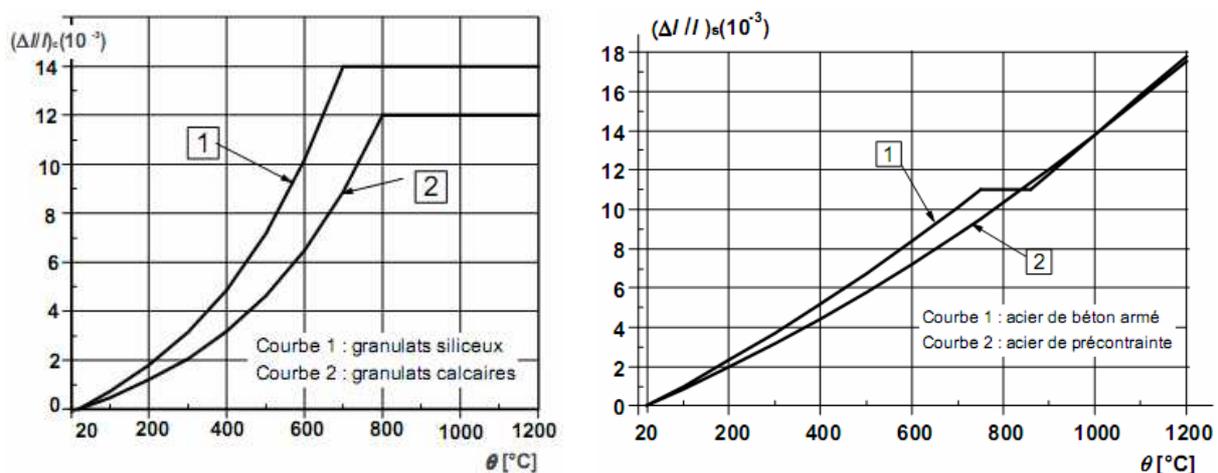


Figure 5.10

Dilatation thermique du béton (à gauche) et de l'acier (à droite) [28]

Les modèles de comportement mécanique du béton utilisés dans le calcul thermomécanique sont celui de CastIron et celui de CP Von-Mises (CPVM). Leur performance dans le calcul des structures à température ambiante ainsi que leur capacité à rendre compte de la dégradation des propriétés de matériau en fonction de la température ont été validées dans le

Chapitre 3. Leur performance dans le calcul des structures à haute température sera évaluée dans ce chapitre. Concernant l'acier, son modèle mécanique est la plasticité de Von-Mises.

Les données à entrer pour les modèles du béton sont la résistance de compression, celle de traction et la forme de la courbe de compression uniaxiale du béton avant le pic. Tous ces paramètres doivent varier en fonction de la température. Ils sont tous donnés dans l'Eurocode II-1-2 [28].

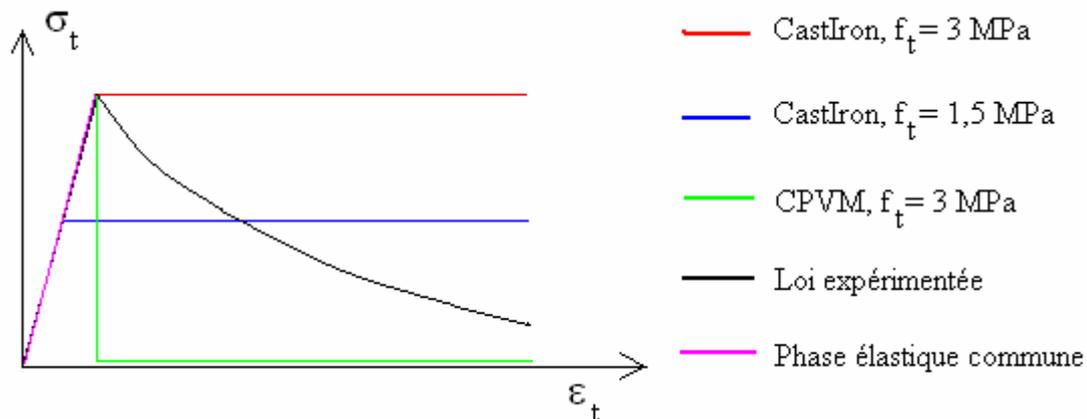


Figure 5.11

Différentes courbes testées pour le béton en traction

Comme présenté sur la Figure 5.11, trois différentes courbes de comportement de traction sont testées dans ce chapitre. Les deux premières courbes sont utilisées avec le modèle CastIron. La limite élastique en traction du modèle CastIron est testée avec les deux valeurs : la valeur totale de la résistance de béton en traction et la moitié de cette valeur. Si la première valeur simule bien la limite à laquelle la fissuration se produit, la dernière simule mieux le comportement du béton après fissuration et l'énergie dissipée due à la fissuration. La troisième courbe (en vert) est utilisée avec le modèle CPVM. Les résultats de ce chapitre vont permettre de déterminer la courbe la plus appropriée à la modélisation des structures du béton au feu.

5.2.1.3 Méthode de calcul du couplage thermomécanique

Notre structure supporte à la fois les charges mécaniques et le feu. Il y a donc deux phénomènes à analyser :

- Phénomène thermique : le transfert de chaleur par conduction dans la poutre et par convection/radiation entre la poutre et l'environnement.
- Phénomène mécanique : la déformation de la poutre sous l'action des charges mécaniques.

Dans ce cas, le résultat de l'analyse du phénomène mécanique est fortement influencé par celui de l'analyse thermique. Premièrement, le dernier cause la dilatation thermique des matériaux qui à son tour entraîne la contrainte thermique dans la structure. Deuxièmement, il cause la dégradation des propriétés mécaniques en fonction de la température. Cette dégradation diminue la résistance de la structure. Le comportement mécanique de la structure influence aussi le résultat de l'analyse thermique. En effet, sous l'action des charges mécaniques, la structure se déforme et des fissures se produisent dans le béton. La déformation entraîne le changement de la forme et de la position de la structure qui à leur tour modifie le résultat du transfert thermique. La fissuration crée des macros fissures aux surfaces exposées au feu. Ces macros fissures facilitent le transfert de chaleur dans la structure. Tous ces mécanismes expliquent le couplage complet thermomécanique du problème.

Toutefois, dans l'analyse statique des structures en béton armé, l'hypothèse de petite déformation est acceptée. La déformation de la structure dans ce cas modifie très peu la distribution de la température due au transfert de chaleur. Et puis, la fissuration n'influence pas considérablement le résultat thermique parce que les grandes fissures exposées au feu n'apparaissent souvent qu'au moment où la structure est très endommagée et sera bientôt à la rupture. Pour toutes ces raisons, on ne rendra pas compte de l'impact du résultat mécanique sur celui thermique et on obtient ainsi un couplage simplifié dans lequel seule influence de l'augmentation de température sur le comportement mécanique de la structure est considérée.

Pour modéliser ce couplage, parmi les méthodes disponibles dans ANSYS, la plus appropriée est la « Load Transfer Coupled Physics Analysis Using Multiple Physics Environments » qui consiste aux points principaux suivants :

- Créer le maillage de la poutre étudiée. Les éléments spéciaux nécessaires pour chaque analyse (thermique, mécanique) sont aussi créés.
- Définir deux environnements physiques (thermique et mécanique) sur le même maillage. Les données de chaque environnement sont : type d'élément, matériau, conditions limites...
- Lancer le calcul thermique transitoire pour déterminer la carte de température de toute la poutre sous l'action du feu pendant 4 heures.
- Lancer le calcul mécanique. A chaque pas du temps, importer le champ de température du calcul thermique comme une force volumique dans le problème mécanique.

Le schéma de fonctionnement général de cette méthode est illustré sur la Figure 5.12

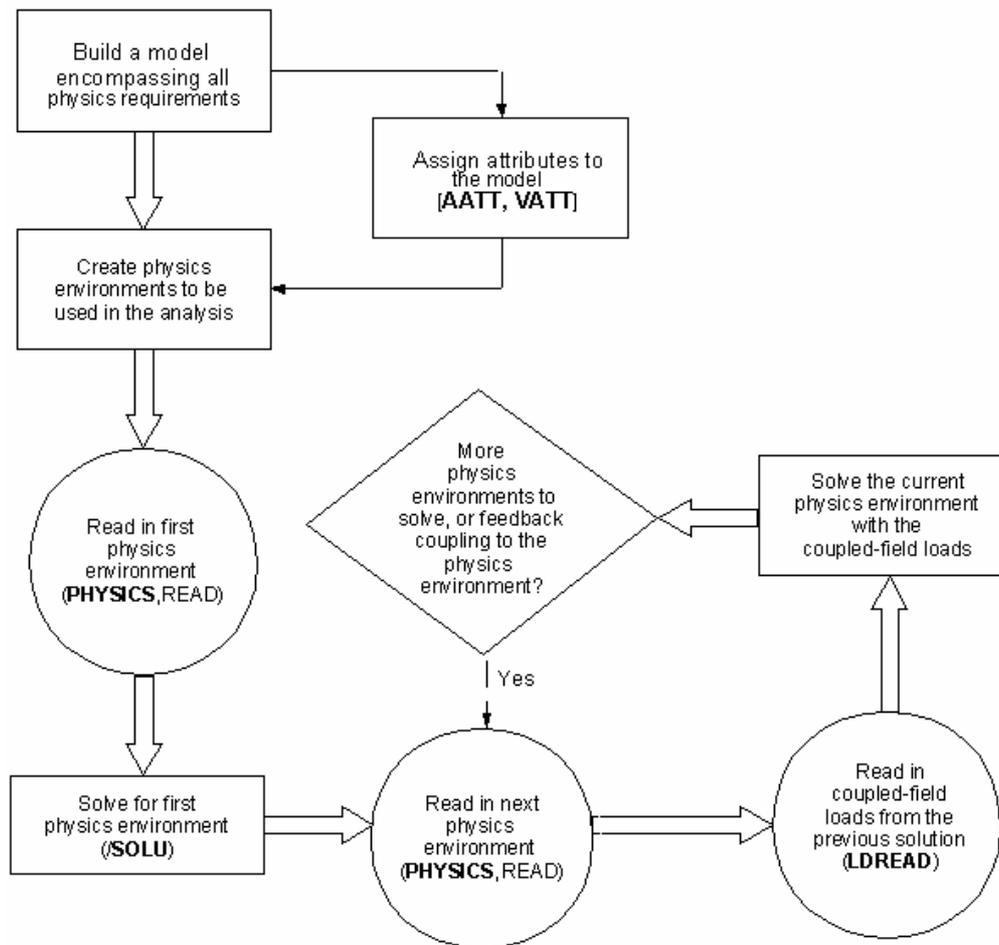


Figure 5.12

Schéma du processus de la résolution multi physique [19]

5.2.2 Méthode de stabilisation non linéaire

Nos résultats de calcul ont montré que les modèles du béton utilisés présentent une instabilité assez importante dans la modélisation à haute température. En les utilisant, le calcul à chaud se termine souvent beaucoup plus tôt que la réalité. Pour surmonter cet inconvénient, ANSYS dispose de la méthode de stabilisation non linéaire. Cette méthode est très efficace dans le traitement des problèmes d'instabilité locale ou globale dans un calcul non linéaire. Toutefois, cette méthode ne fonctionne qu'avec les modèles plastiques et les éléments solides SOLID185/SOLID186 qui les supportent. Elle ne fonctionne pas avec le modèle de CPVM.

5.2.2.1 Description de la méthode [19]

L'idée de cette méthode est d'utiliser les éléments d'amortissement attachés aux nœuds de la structure pour stabiliser les degrés de liberté. Les degrés de liberté instables sont ceux qui ont un grand déplacement pour un petit incrément de charge. Ils sont souvent la raison de la

difficulté de convergence dans les calculs non linéaires. Une fois que cette méthode est appliquée dans le calcul, les éléments d'amortissement sont ajoutés à tous les nœuds de la structure. Cette méthode est activée dans le calcul par la commande « STABILIZE » de ANSYS.

Imaginons un élément d'amortissement qui relie un nœud de la structure au sol fixe. La force axiale dans cet élément est :

$$f_{stab} = -c.v \quad (5.1)$$

Ici, c est le coefficient d'amortissement, v est la vitesse de déplacement du nœud. Elle est égale au rapport de l'incrément de déplacement du nœud à l'incrément du temps. Si le nœud a un degré de liberté instable, son incrément de déplacement est grand, ce qui entraîne une grande force de stabilisation. Cette force, à son tour, réduit le déplacement et la stabilisation est achevée. En revanche, si le degré de liberté est stable, la force de stabilisation est très petite par rapport aux forces physiques appliquées sur la structure elle n'influence pas le résultat de calcul.

Détermination du coefficient d'amortissement

Ce coefficient est calculé par le logiciel en se basant sur la valeur du taux de dissipation d'énergie définie par l'utilisateur. Cette valeur se trouve dans la gamme de 0 à 1. Le taux de dissipation d'énergie est égal au rapport du travail des forces de stabilisation à l'énergie potentielle de la structure. Pour un chargement appliqué, le premier incrément de charge est calculé sans utilisation des éléments d'amortissement. L'énergie potentielle de la structure obtenue pendant cet incrément de charge et la valeur du taux de dissipation d'énergie entrée permettent de calculer le coefficient d'amortissement. Ce coefficient est utilisé pour calculer les forces de stabilisation pour les incréments de charge suivants.

Outre la méthode se basant sur la définition du taux de dissipation d'énergie, la deuxième méthode est d'entrer directement la valeur du coefficient d'amortissement par l'utilisateur pour un chargement donné. Cette valeur est appliquée pour tous les éléments et pour tous les incréments de charge de ce chargement. Il n'y a pas de recommandation pour cette valeur. Elle dépend beaucoup de la taille du maillage, du matériau et du temps lié au chargement appliqué. Les valeurs du coefficient d'amortissement issues du calcul selon la première méthode présentée ci-dessus peuvent être utilisées comme une référence.

Options supplémentaires pour améliorer la convergence

Dans le calcul non linéaire des structures, les charges totales sont souvent divisées en plusieurs étapes de charge. A leur tour, chaque étape de charge est divisée en plusieurs sous-étapes de charge. Pour chaque étape de charge, après que le calcul de la dernière sous-étape soit terminé, des forces de stabilisation subsistent dans la structure. La chute soudaine de ces

forces au début de l'étape de charge suivante peut causer la divergence dans le calcul de sa première sous-étape. ANSYS a deux solutions pour traiter ce problème :

- Soit on utilise l'option « REDUCE » dans la commande « STABILIZE » pour le calcul de l'étape de charge précédente. Cette option permet de réduire la valeur du coefficient d'amortissement et donc diminue les forces de stabilisation vers zéro à la fin de l'étape.
- Soit on active la méthode de stabilisation pour la première sous-étape de charge. Cette option est plus et permet d'avoir plus facilement la convergence.

5.2.2.2 Guide d'utilisation de la méthode de stabilisation pour le calcul des structures exposées au feu

La méthode de stabilisation est utile pour obtenir une meilleure convergence. Toutefois, si les forces de stabilisation calculées par le logiciel sont trop grandes, les résultats peuvent être imprécis. C'est pourquoi, son utilisation nécessite un soin dans la détermination du coefficient d'amortissement et une vérification des résultats après calcul.

Facteurs influençant la détermination du coefficient d'amortissement

Un critère de vérification des résultats présenté dans [19], pour un calcul statique thermomécanique est que l'énergie de stabilisation doit être inférieure à 1% de l'énergie potentielle de la structure.

$$E_{stab} = 1\% E_p \quad (5.2)$$

Pour chaque étape de charge, l'énergie de stabilisation et l'énergie potentielle sont calculées selon les équations (5.3), (5.4) :

$$E_{stab} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (f_{stab,i,j} \cdot \Delta U_{i,j}) = -c \cdot \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (v_{i,j} \cdot \Delta U_{i,j}) \quad (5.3)$$

$$E_p = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (F_{i,j} \cdot \Delta U_{i,j}) \quad (5.4)$$

Ici, n et i sont respectivement le nombre des nœuds et l'indice de chaque nœud de la structure, m et j sont respectivement le nombre des sous-étapes et l'indice de chaque sous-étape dans l'étape de charge actuelle.

A partir de ces deux équations, on peut trouver que le coefficient d'amortissement dépend de plusieurs paramètres :

- Taille de maillage : Comme l'énergie potentielle E_p , le déplacement des nœuds $\Delta U_{i,j}$ et sa vitesse de variation $V_{i,j}$ ne dépendent pas de la taille de maillage, plus le maillage est fin, plus le nombre des nœuds n est grand et donc plus le coefficient c est petit.
- Temps défini pour chaque étape de charge ou nombre des sous-étapes dans l'étape de

charge : Si le temps est petit ou le nombre des sous étapes est grand, l'incrément du temps pour les sous-étapes de charge est petit et la vitesse de déplacement des nœuds instables est grande. Cela entraîne la diminution du coefficient d'amortissement

- Grandeur du chargement $F_{i,j}$: Dans le cas où l'incrément de charge pour chaque sous étape ne change pas, plus la valeur absolue du chargement appliqué dans l'étape de charge est grande, plus l'énergie potentielle E_p augmente. Toutefois, l'incrément du déplacement $\Delta U_{i,j}$ et la vitesse de déplacement $v_{i,j}$ des nœuds ne changent pas. Cela entraîne une augmentation du coefficient d'amortissement

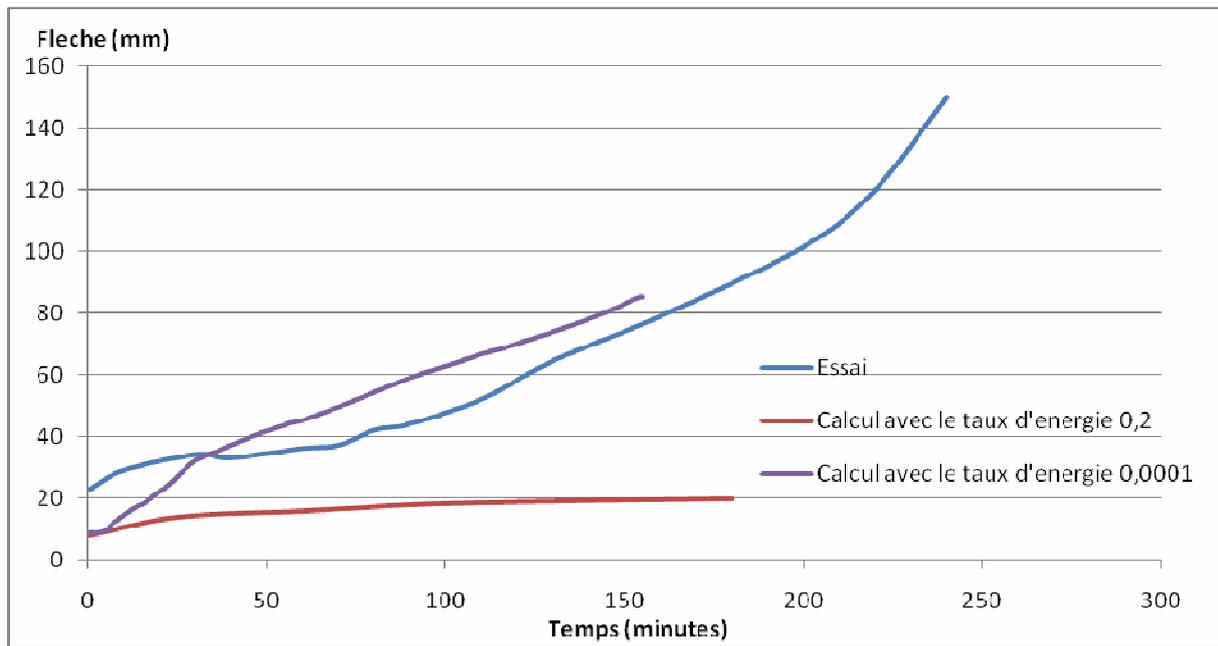


Figure 5.13

Evolution de la flèche en fonction du temps à deux valeurs différentes du taux de dissipation

Les facteurs d'influence cités ci-dessus entraînent une plage de variation très large de la valeur du coefficient d'amortissement c . Il n'y a aucune gamme de valeur optimale de ce coefficient. C'est la raison pour laquelle ANSYS dispose de la méthode de détermination du coefficient d'amortissement basée sur le taux de dissipation d'énergie (voir la section 5.2.2.1). La gamme de valeur pour ce paramètre est de 0 à 1. Comme le taux de dissipation est proportionnel au coefficient d'amortissement, plus il est grand, plus les forces de stabilisation sont grandes, plus la convergence est facile mais la structure risque d'être plus rigide qu'en réalité. En effet, les tests qu'on a réalisés ont prouvé qu'un mauvais choix de la valeur du taux de dissipation d'énergie peut donner de mauvais résultats. La Figure 5.13 présente la comparaison entre les résultats de calcul pour deux valeurs différentes du taux de dissipation :

0,00001 et 0,2.

Après vérification des résultats, on trouve que, pour la valeur plus grande du taux de dissipation, l'énergie de stabilisation obtenue est très grande. Elle est à peu près de 20% de l'énergie potentielle de la structure. C'est-à-dire que les forces de stabilisation dans ce cas sont trop grandes et augmentent beaucoup la rigidité de la structure. C'est la raison pour laquelle la courbe de résultat est très différente de celle obtenue avec l'autre coefficient comme illustré sur la Figure 5.13.

C'est pourquoi, une très petite valeur du taux de dissipation est recommandée pour commencer la méthode de stabilisation et si la convergence est difficile durant le calcul, on augmente graduellement le taux de dissipation [19]. Par notre expérience, la gamme de valeur de 1^{E-5} à 1^{E-2} est efficace pour le calcul thermomécanique des structures exposées au feu.

Exemples de calcul utilisant la méthode de stabilisation non linéaire

Pour tester l'efficacité de la méthode de stabilisation, elle a été appliquée dans les calculs de la poutre numéro 3 de l'essai et Lin et al. Ces calculs ont été faite avec le modèle de matériau CastIron pour le béton. Le Tableau 5.2 présente le temps de calcul pour différents cas. Les résultats montrent que l'application de cette méthode de stabilisation peut améliorer bien la convergence.

Temps de divergence	Maillage gros, $f_t = 3$ MPa	Maillage fin, $f_t = 3$ MPa	Maillage gros, $f_t = 1,5$ MPa
Sans méthode de stabilisation	90 minutes	85 minutes	20 minutes
Avec méthode de stabilisation	155 minutes	85 minutes	105 minutes

Tableau 5.2

Temps de divergence des calculs

Recommandations pour l'utilisation de la méthode de stabilisation

A partir des analyses ci-dessus on peut trouver que l'utilisation de cette méthode demande des précautions pour obtenir à la fois une bonne convergence et une bonne précision du résultat final. En réalisant plusieurs tests numériques et en combinant leurs résultats avec les recommandations du guide d'utilisation d'ANSYS [19], on propose dans la suite un guide d'utilisation réservé aux ingénieurs pour qu'ils puissent bien utiliser cette méthode dans

l'analyse des structures au feu :

(1) Dans tous les cas, essayer de lancer le calcul sans méthode de stabilisation avant de l'appliquer (selon [19]).

(2) Dans le cas où la méthode de stabilisation est utilisée, il faut l'appliquer à partir de la sous étape de charge avant le point de divergence. En plus, il faut choisir tout d'abord l'option « STABILIZE,,ENERGIE,, ». Cette option permet d'assurer plus facilement un taux de dissipation d'énergie de résultat inférieur à 1% à la fin de chaque étape de charge. Durant le calcul, si la variation de la valeur du taux de dissipation d'énergie qui est entrée par l'utilisateur n'améliore pas la situation, il faut utiliser l'option « STABILIZE,,DAMPING,, ». Dans ce cas, la valeur initiale à entrer pour le coefficient d'amortissement est prise égale à celle qui est issue du calcul de l'étape de charge précédente.

(3) Face à une divergence pour une étape de charge, essayer tout d'abord d'augmenter le nombre des sous étapes de charge, ensuite de diminuer la taille de l'étape de charge actuelle. Par notre expérience, des sous étapes de charges très petites (environ 10^{-4} secondes) peuvent permettre de dépasser la divergence. Si non, on a deux choix :

- Appliquer la méthode stabilisation si elle n'est pas encore appliquée. La valeur initiale du taux de dissipation d'énergie est à l'ordre de $1E-5$.
- Augmenter la valeur du taux de dissipation d'énergie ou du coefficient d'amortissement si la méthode est déjà appliquée.

(4) Après chaque étape de charge, évaluer le taux de l'énergie de stabilisation par rapport à l'énergie potentielle. S'il dépasse 1%, refaire le calcul de cette étape de charge avec une valeur plus petite du coefficient d'amortissement ou du taux de prévision de dissipation d'énergie.

(5) D'après notre expérience, si la divergence a lieu à la première sous étape d'une étape de charge, il faut ajouter une étape de charge supplémentaire très petite (environ 1 seconde) pour dépasser le point de divergence avant de re-appliquer l'étape de charge qu'on veut atteindre.

5.2.3 Résultat thermique

Dans leur étude [30], Lin et al. ont confirmé que l'influence de la présence des armatures sur la distribution de la température dans la section transversale est très petite. Ainsi, cette distribution est presque identique entre la poutre 1 et la poutre 3. Cette remarque est aussi retrouvée dans nos calculs. Ci-après, on vérifie les résultats numériques en les comparant avec les résultats thermiques de la série 1.

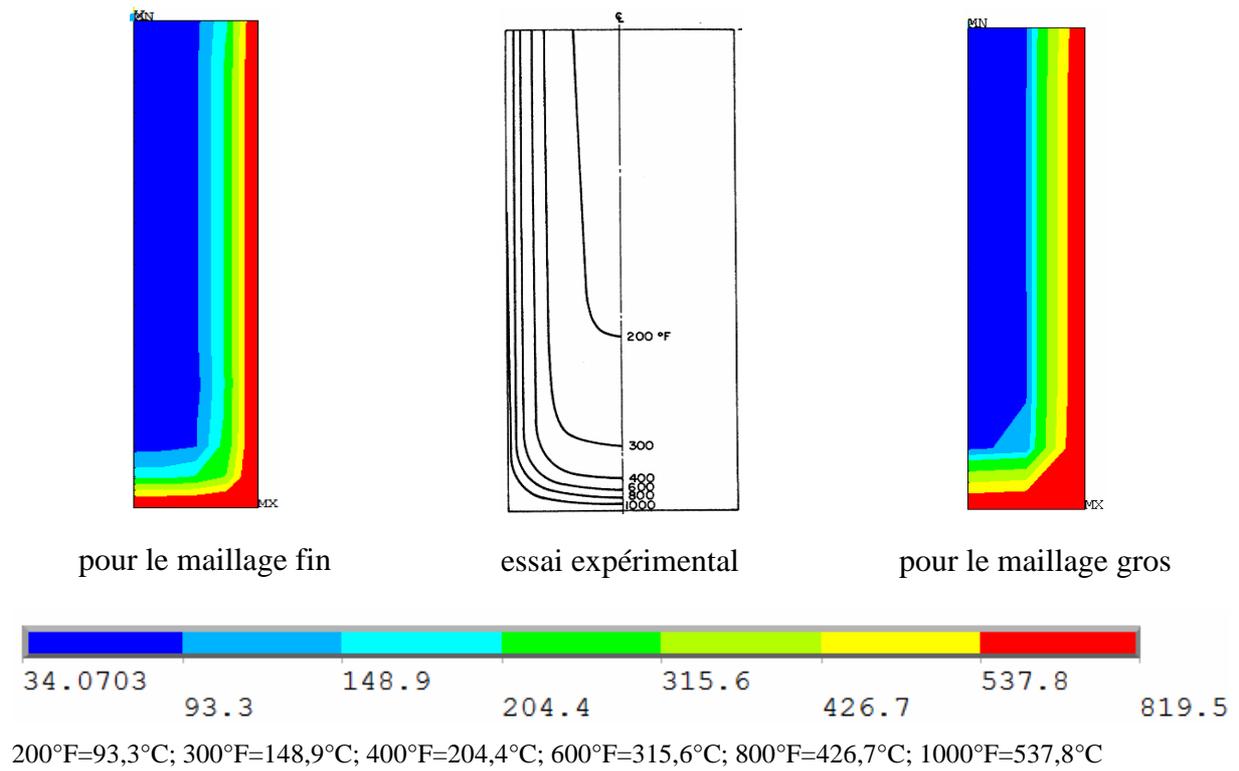


Figure 5.14

Distribution de la température dans la section transversale à 30 minutes

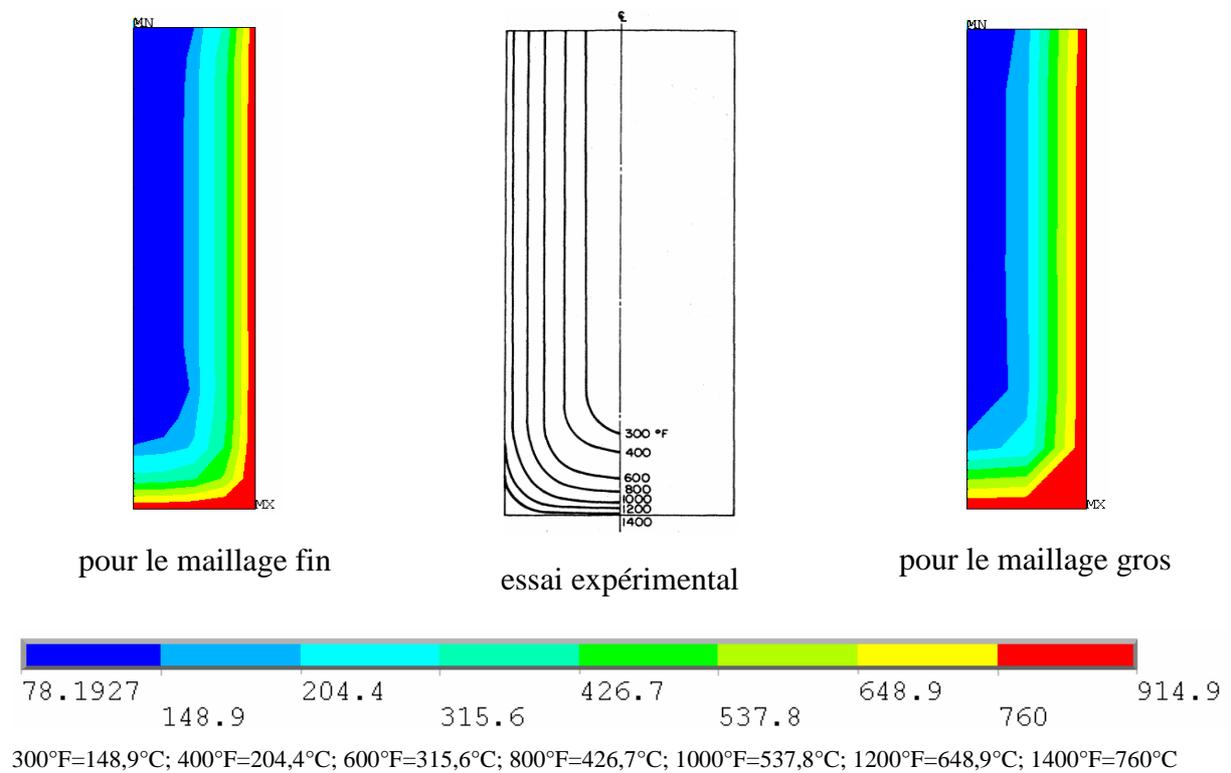


Figure 5.15

Distribution de la température dans la section transversale à 60 minutes

Les figures Figure 5.14, Figure 5.15 et Figure 5.16 présentent la comparaison entre la distribution de la température sur la section transversale obtenue par calcul et celle mesurée dans l'essai expérimental aux différents moments : 30 minutes, 60 minutes, 120 minutes. On constate que les résultats de calcul collent bien avec ceux de l'essai. Les résultats obtenus avec le maillage fin sont plus proches de la réalité que ceux obtenus avec le gros maillage. Concrètement, dans le cas du gros maillage, chaque gamme de température élevée (représentée par une couleur) se distribue sur une zone plus large que dans le cas du maillage fin. Autrement dit, la zone des températures élevées dans le cas du gros maillage est plus importante que dans le cas du maillage fin. Cette différence est très claire à 30 minutes et diminue avec le temps et devient insignifiante à 150 minutes.

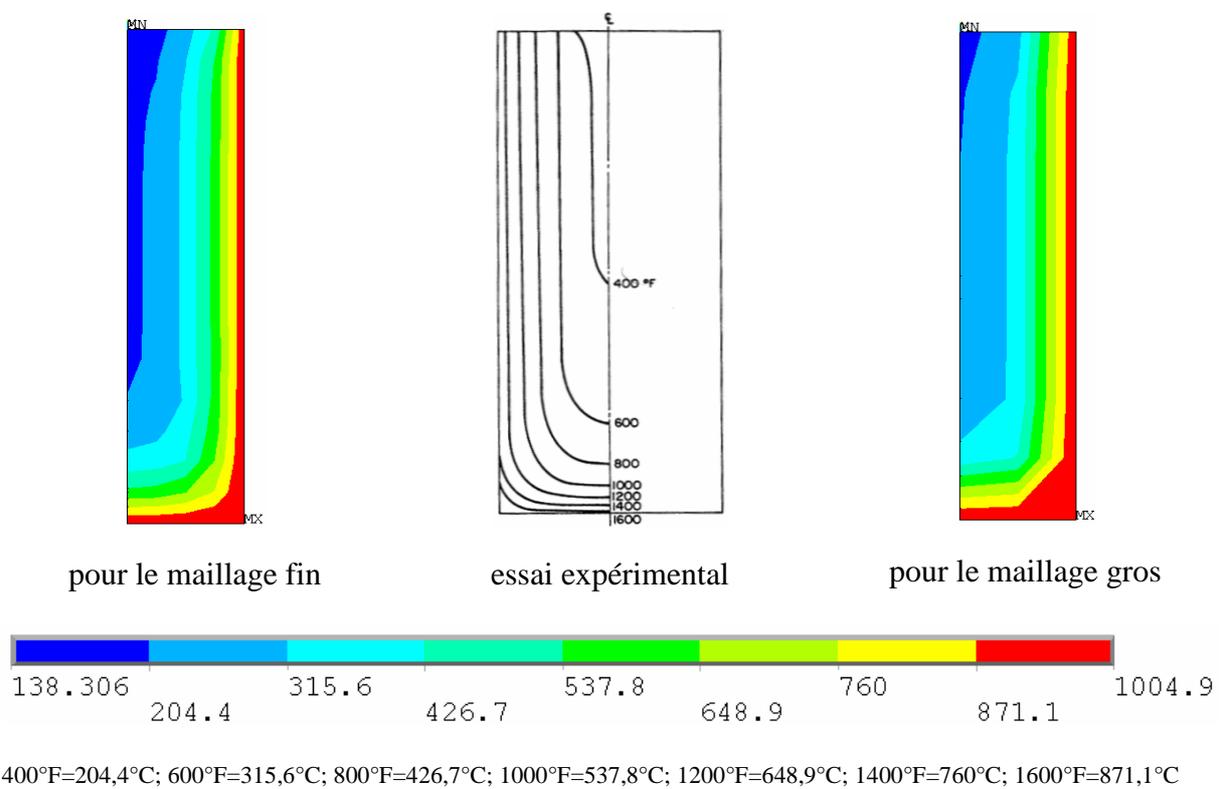


Figure 5.16

Distribution de la température dans la section transversale à 120 minutes

Concernant l'évolution de la température des armatures 1, 2, 3, 4 durant le feu, nos calculs ont prouvé que la température d'armatures pour le gros maillage et le maillage fin sont presque identiques. La différence est très petite et sa valeur maximale est de 20°C. La Figure 5.17 présente l'évolution de la température dans les armatures des poutres 1 et 3 obtenue par calcul. La température des armatures 1 et 2 est obtenue à la position de mi-travée et celle des armatures 3 et 4 est obtenue à la position de l'appui continu.

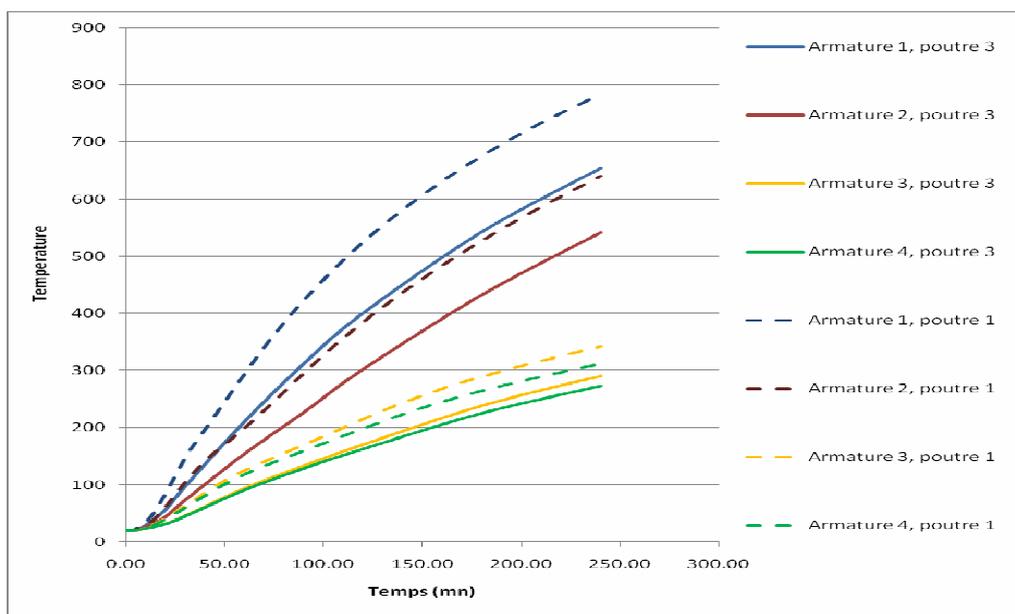


Figure 5.17

Evolution de la température des armatures des poutres 1 et 3

	Position : dans la travée centrale	
	Temps : à 180 minutes	
	Armature 1	Armature 2
Pour la poutre 1		
Calcul de Lin et al.	692 ⁰ C	551 ⁰ C
Calcul par notre méthode	676 ⁰ C	528 ⁰ C
Essai de Lin et al.	575 ⁰ C	489 ⁰ C
Pour la poutre 3		
Calcul de Lin et al.	568 ⁰ C	478 ⁰ C
Calcul par notre méthode	543 ⁰ C	432 ⁰ C
Essai de Lin et al.	528 ⁰ C	463 ⁰ C

Tableau 5.3

Température des armatures obtenue par calcul et par essai

La comparaison entre les températures dans les armatures 1 & 2 obtenue par calcul et celles mesurée par essai à 180 minutes du feu est illustrée dans le Tableau 5.3 . Il montre que notre méthode de calcul thermique est plus performante que celle de Lin et al. En général, les valeurs numériques de notre calcul sont en bon accord avec les essais. Les valeurs de température des armatures 1 et 2 de la poutre 3 et de l'armature 2 de la poutre 1 sont très bien calculées (la différence par rapport aux essais est inférieure à 30°C). Toutefois, la valeur de température de l'armature 1 de la poutre 1 est calculée moins précisément. Elle est différente de 50°C-100°C de la valeur expérimentale quand le temps du feu est supérieur à 100 minutes.

5.2.4 Résultat mécanique du calcul utilisant le modèle CPVM

Après plusieurs tests, on peut conclure que le modèle CPVM n'est pas bon pour le calcul thermomécanique des structures sous l'action du feu parce qu'il est très instable et donne de mauvais résultats. Pour arriver à cette conclusion, on a réalisé plusieurs tests numériques en variant les paramètres qui peuvent influencer le résultat. Tandis que le changement du coefficient de transmission de cisaillement β du modèle CPVM n'influence pas la stabilité, la taille du maillage a un impact considérable sur la stabilité du calcul.

Influence de la taille du maillage



Figure 5.18

Taille du maillage à tester : gros maillage à gauche, maillage fin à droite

Deux tailles ont été testées. Pour la grosse taille, la section transversale est divisée en deux dans la direction horizontale et en six dans la direction verticale. Pour la taille fine, la section est divisée en quatre dans la direction horizontale et en quatorze dans la direction verticale (voir la Figure 5.18). Les calculs ont prouvé que la convergence dans le cas du maillage fin est beaucoup plus difficile que dans le cas du gros maillage. En effet, avec le maillage fin, même sous l'action des charges initiales, le calcul diverge à 80% du chargement total. Avec le gros maillage, le calcul converge mieux et la divergence se produit à 750 secondes du feu

(voir la Figure 5.19). Malheureusement, cette divergence arrive bien avant le moment de la rupture de la poutre testée.

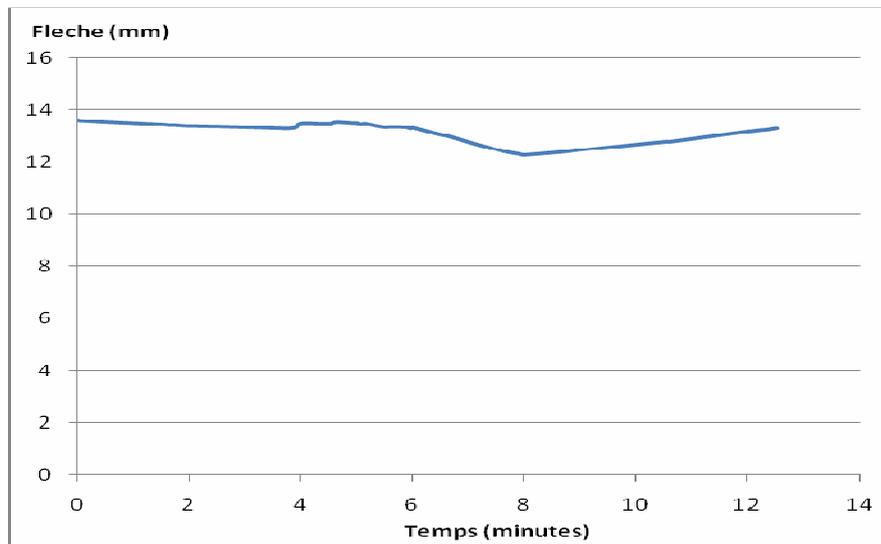


Figure 5.19

Evolution de la flèche en fonction du temps du feu pour le gros maillage

A partir de ces résultats, deux conclusions s'imposent :

- Plus la taille de maillage est grande, plus la stabilité numérique est améliorée
- Le changement de la taille du maillage ne permet pas d'obtenir un bon résultat. Même avec le maillage le plus gros possible, le calcul se termine trop tôt par rapport à l'essai.

Explication de l'instabilité du modèle CPVM

Pour le modèle CPVM, l'idée de simuler un comportement de traction élastique jusqu'à la rupture fragile est intéressante et convient bien au comportement réel du béton. Toutefois, numériquement, ce type de modèle d'endommagement peut conduire à une difficulté de convergence. La raison est due au changement brusque de la rigidité du matériau quand une fissure se produit et le matériau devient anisotrope. C'est pourquoi, quand il y a un nombre très important des fissures dans la structure selon différentes directions, la convergence devient difficile.

Pour l'illustrer, la Figure 5.20 et la Figure 5.21 présentent les configurations des fissures dans la poutre après l'application des charges mécaniques initiales et après 750 secondes du feu dans le cas de la modélisation avec le gros maillage. On trouve que, au moment de la divergence, les fissures apparaissent dans tous les éléments de la travée centrale. Outre les fissures dues aux charges mécaniques initiales, un grand nombre des fissures est du à la

dilatation thermique non uniforme dans la structure. Avec trop de fissures dans différentes directions, le calcul diverge. Dans le cas du maillage fin, le nombre des fissures est encore beaucoup plus important. C'est la raison pour laquelle le calcul ne converge pas dans le cas du maillage fin même sous l'action des charges initiales.

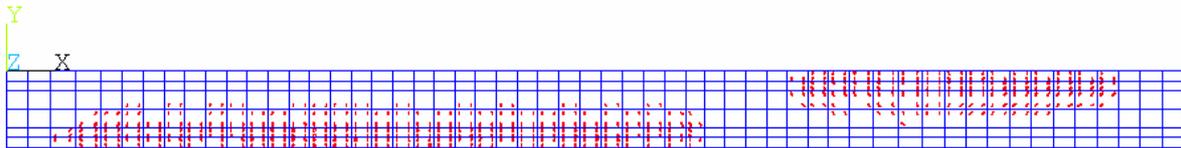


Figure 5.20

Réseau des fissures sous l'action des charges initiales

Toutes les explications ci-dessus nous permettent de conclure que quand la structure est dans un état de contrainte complexe et un grand nombre des fissures dans différentes directions apparaissent, l'utilisation du modèle CPVM conduit à des problèmes de convergence. C'est pourquoi, le modèle CPVM est déconseillé pour calculer le comportement des structures sous l'action du feu.

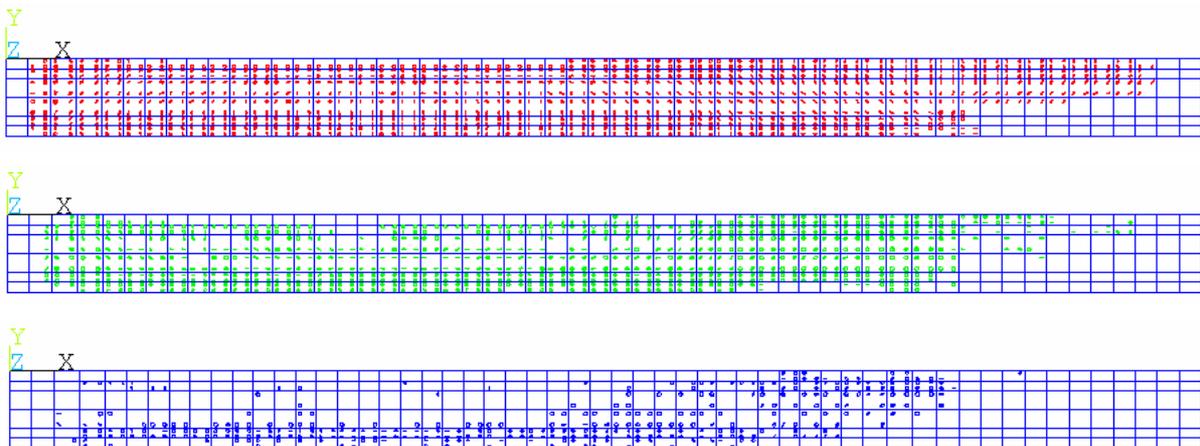


Figure 5.21

Réseaux des fissures au moment de la divergence (750 s)

A chaque position : 1^{ère} fissure (cercle rouge), 2^e fissure (cercle vert), 3^e fissure (cercle bleu)

5.2.5 Résultats mécaniques du calcul utilisant le modèle CastIron

Nos calculs réalisés avec ce modèle ont prouvé que la modélisation des structures à haute

température avec CastIron donne une meilleure convergence qu'avec CPVM. Cela prouve que les modèles plastiques sont plus stables que les modèles de type d'endommagement dans la simulation des structures à haute température.

5.2.5.1 Résultats et commentaires

Le comportement global de la structure

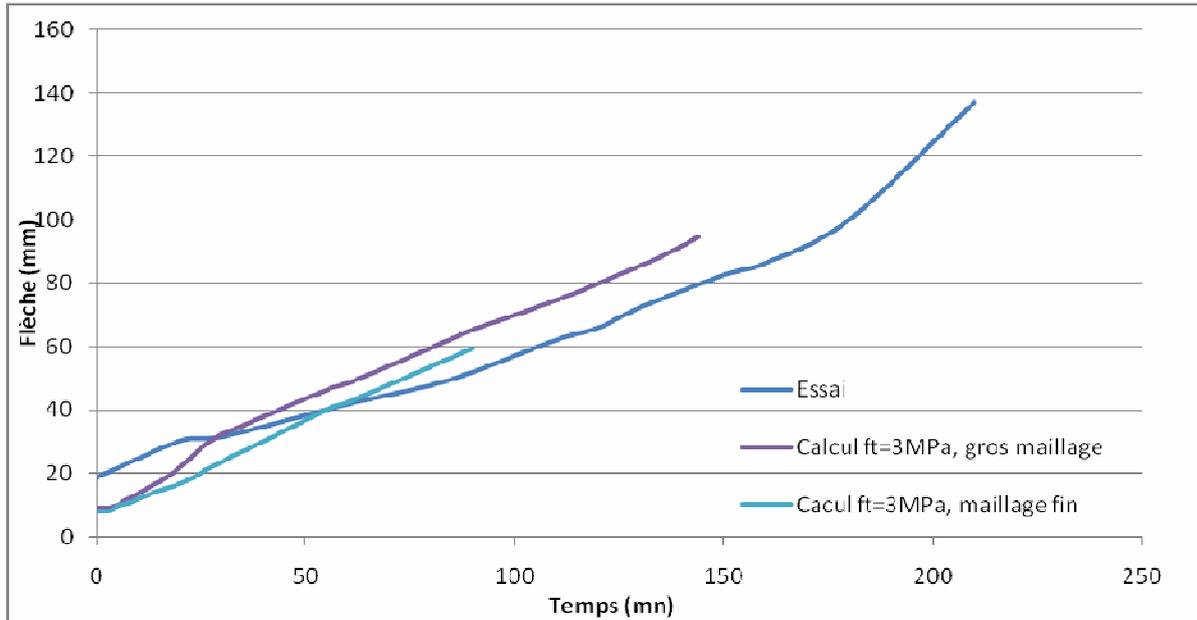


Figure 5.22

Evolution de la flèche de la poutre 1 en fonction du temps pour différents maillages

La Figure 5.22 et la Figure 5.23 présentent l'évolution de la flèche des poutres 1 et 3 calculée en fonction du temps avec de différents maillages. On trouve que, avant une heure du feu, les courbes de flèche pour le maillage gros sont un peu plus proches que celles pour le maillage fin. Toutefois, cette constatation est inverse quand le temps du feu passe 60 minutes. En général, les courbes pour le maillage fin sont inférieures à celles pour le maillage gros. Cette différence est due à la différence de la carte de température calculée avec les deux maillages qu'on a présentée dans la section 5.2.3. La zone du béton subissant la température élevée dans le cas du gros maillage est plus grande que celle du maillage petit. Cela entraîne des dilatations thermiques plus importantes pour le gros maillage et entraîne donc des flèches un peu plus importantes. Concernant la stabilité de calcul, il est évident que le calcul avec le maillage gros obtient une convergence beaucoup meilleure que pour le maillage fin. Cela réaffirme que, dans le calcul numérique non linéaire, plus le maillage est simple, plus la convergence est bonne.

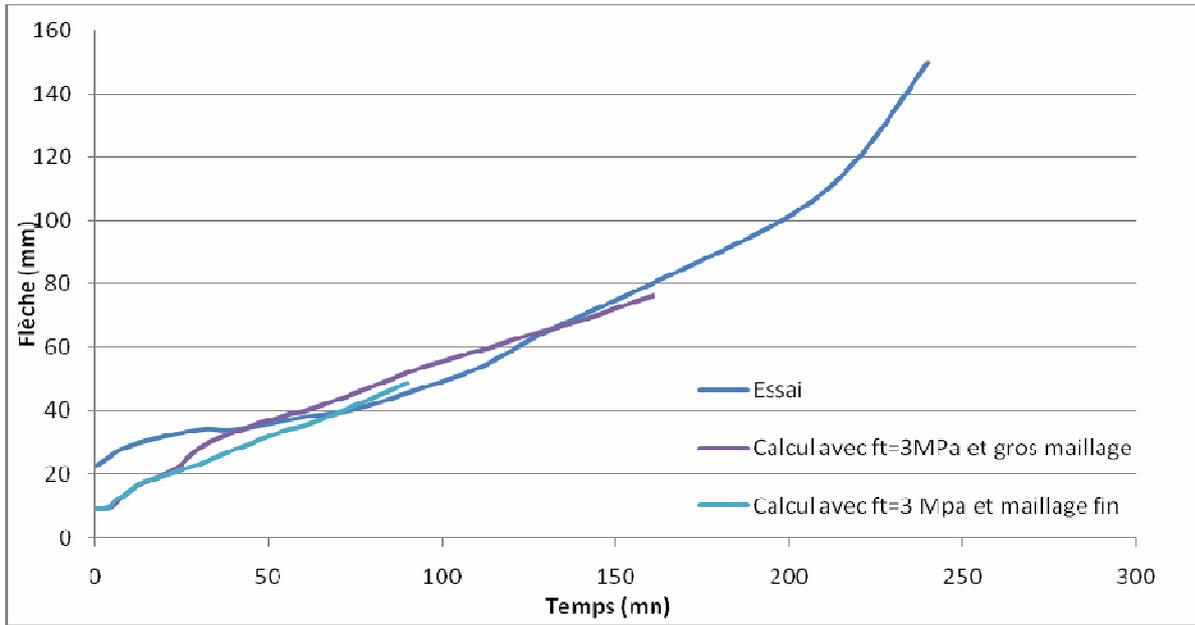


Figure 5.23

Evolution de la flèche de la poutre 3 en fonction du temps pour différents maillages

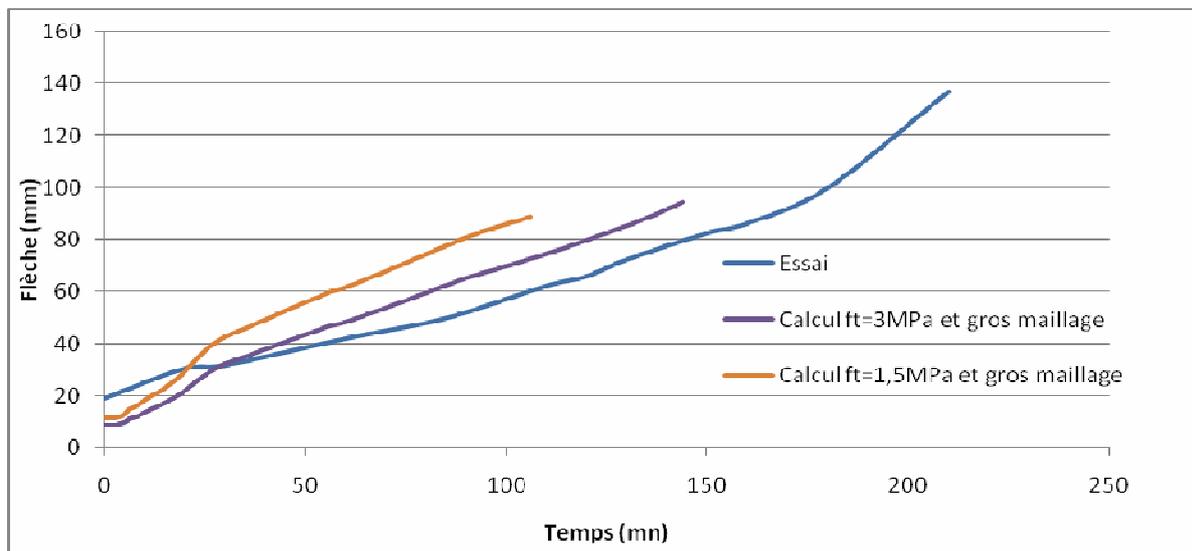


Figure 5.24

Evolution de la flèche de la poutre 1 en fonction du temps : l'essai et les calculs correspondant aux deux valeurs de la limite de traction

La Figure 5.24 et la Figure 5.25 présentent la comparaison entre les résultats d'essai et les résultats de calcul avec les deux différentes valeurs de résistance simulant la limite élastique

en traction du modèle CastIron. Pour toutes les deux poutres, on trouve que si la valeur totale de la résistance du béton est modélisée, le résultat obtenu colle mieux avec celui de l'essai. En revanche, si on diminue de moitié la résistance à la traction, on s'écarte de l'essai. Cela prouve que quand la structure est chargée par dilatation thermique, la prise en compte du seuil de la fissuration en traction est plus importante que celle du comportement du béton après la fissuration. Concernant la stabilité de calcul, la convergence du calcul avec $f_t=3 \text{ MPa}$ est un peu meilleure que celle du calcul avec $f_t=1,5 \text{ MPa}$.

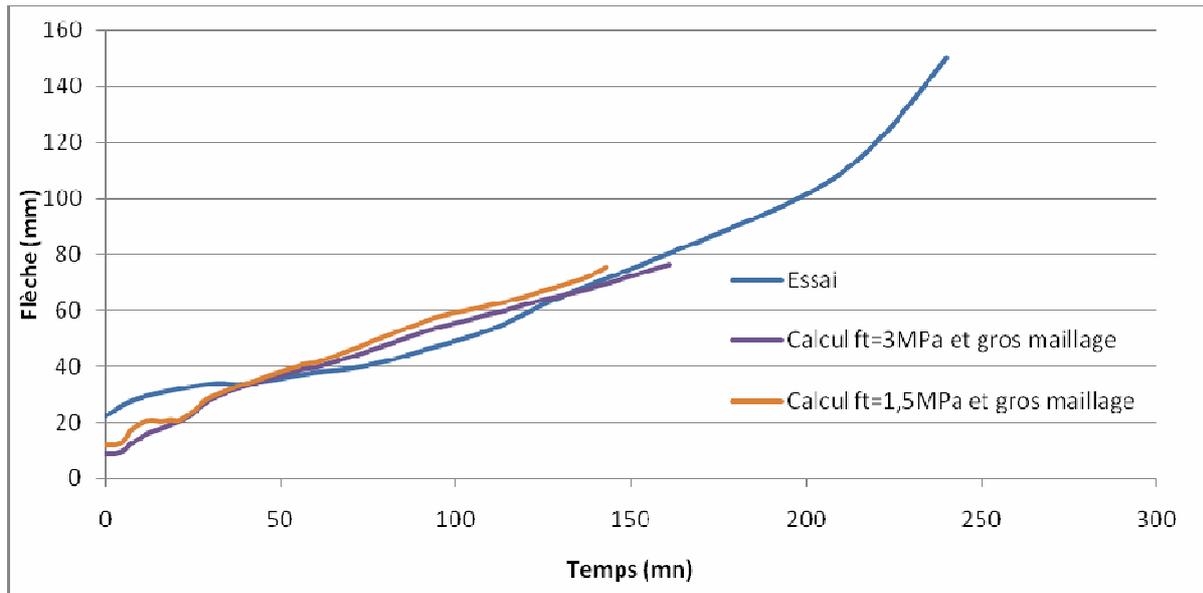


Figure 5.25

Evolution de la flèche de la poutre 3 en fonction du temps : l'essai et les calculs correspondant aux deux valeurs de la limite de traction

A partir des résultats numériques ci-dessus, on peut conclure que les meilleurs résultats numériques sont obtenus dans le cas où le maillage gros est utilisé et où la valeur réelle de la résistance du béton en traction est utilisée pour simuler la limite d'élasticité en traction du modèle CastIron. Dans ce cas, les deux courbes de flèche obtenues pour la poutre 1 et la poutre 3 sont en très bon accord avec les mesures expérimentales de ces poutres. Quelques différences avec les mesures expérimentales sont observées :

- Au période de 0 minutes à 40 minutes, la courbe expérimentale est supérieure à celle de calcul. Ce phénomène est aussi observé par Lin et al. [30]. Selon leur observation, quand la poutre est chargée par les forces mécaniques, il y a de grandes fissures dues au moment de flexion négatif sur l'appui continu, ces fissures causent un changement important de l'angle de rotation de la poutre à l'appui. Ce changement entraîne une grande flèche dès le

début du feu. En revanche, dans la modélisation, le calcul ne peut pas simuler la perte brusque de rigidité de flexion sur l'appui. Il la simule de façon continue et graduelle. C'est la raison pour laquelle la courbe de calcul est inférieure à celle de l'essai pendant les premières 40 minutes du feu.

- Dans la phase ultérieure (après 40 minutes), la courbe de calcul est très proche de celle d'essai pour la poutre 3 et elle est un peu supérieure que celle d'essai pour la poutre 1. La raison consiste à la différence entre les températures des armatures obtenues par calcul et celles mesurées par essai. Cette différence est très petite pour la poutre 3 et elle est plus grande pour la poutre 1. En effet, nos calculs ont prouvé qu'une augmentation de 100°C de la température des armatures 1 et 2 peut entraîner une augmentation de 10-15 mm de la flèche de la poutre. C'est pourquoi, si la température des armatures de la poutre 1 est calculée un peu plus exactement, la courbe de comportement global de la poutre s'approche plus de celle de l'essai.

Autres résultats

Outre l'évolution de la flèche en fonction du temps, d'autres résultats obtenus dans notre calcul sont aussi en bon accord avec les observations expérimentales de Lin et al. Toutes les comparaisons des résultats numériques avec les observations expérimentales ci-après sont faites pour la poutre 1 dans la série d'essai de Lin et al.

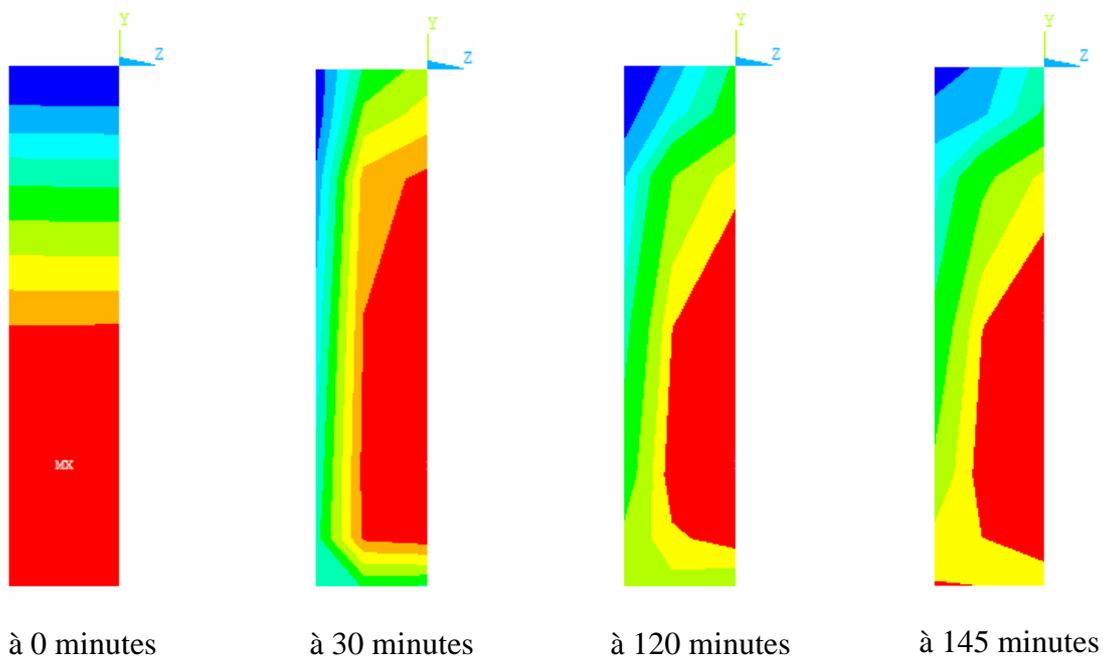


Figure 5.26

Zone du béton fissuré de la section transversale à mi-travée à différents moments

Premièrement, le taux de la zone fissurée dans la section transversale à mi-travée centrale de notre calcul est proche de celui de Lin et al. Sur la Figure 5.26 la zone en rouge illustre le béton fissuré. Les résultats sur la Figure 5.26 permettent de calculer le taux de la zone fissurée de la section transversale durant 2h25 du feu et de le comparer avec le résultat de Lin et al. Cette comparaison est illustrée sur la Figure 5.27.

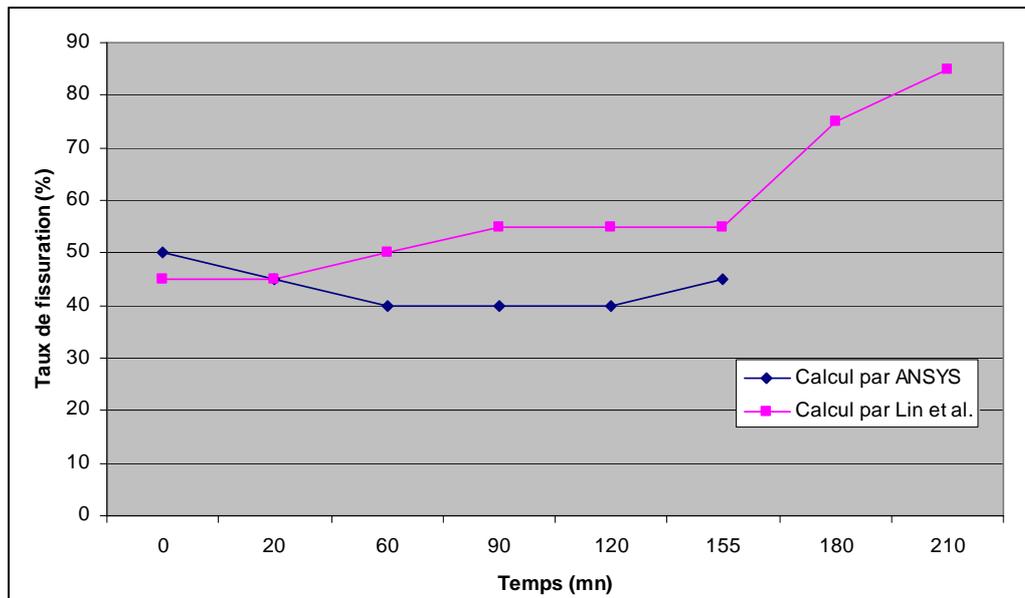
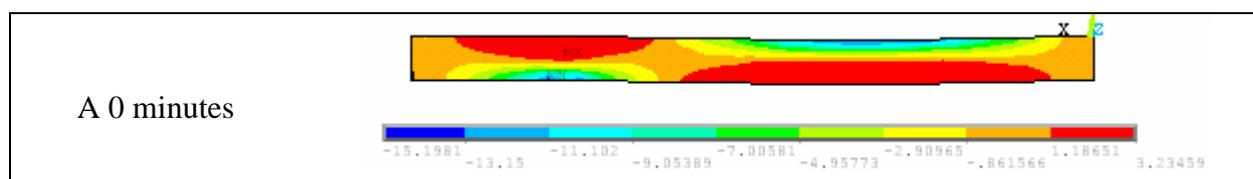
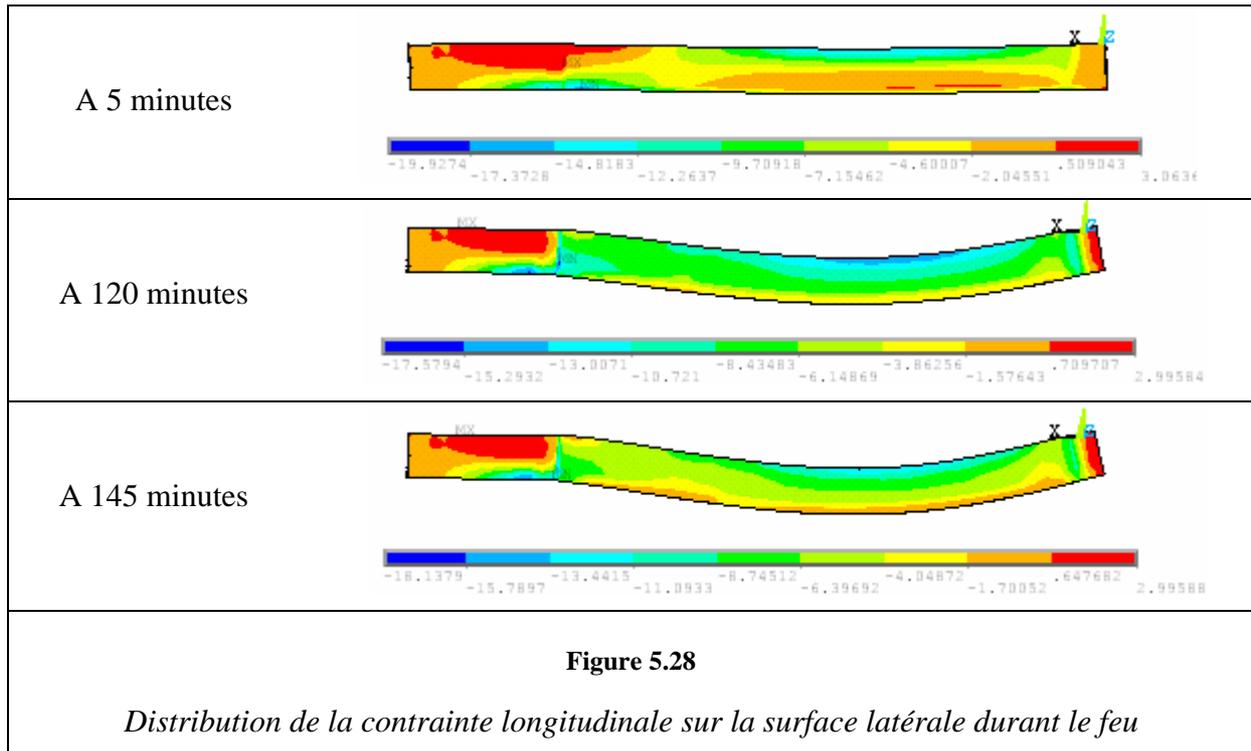


Figure 5.27

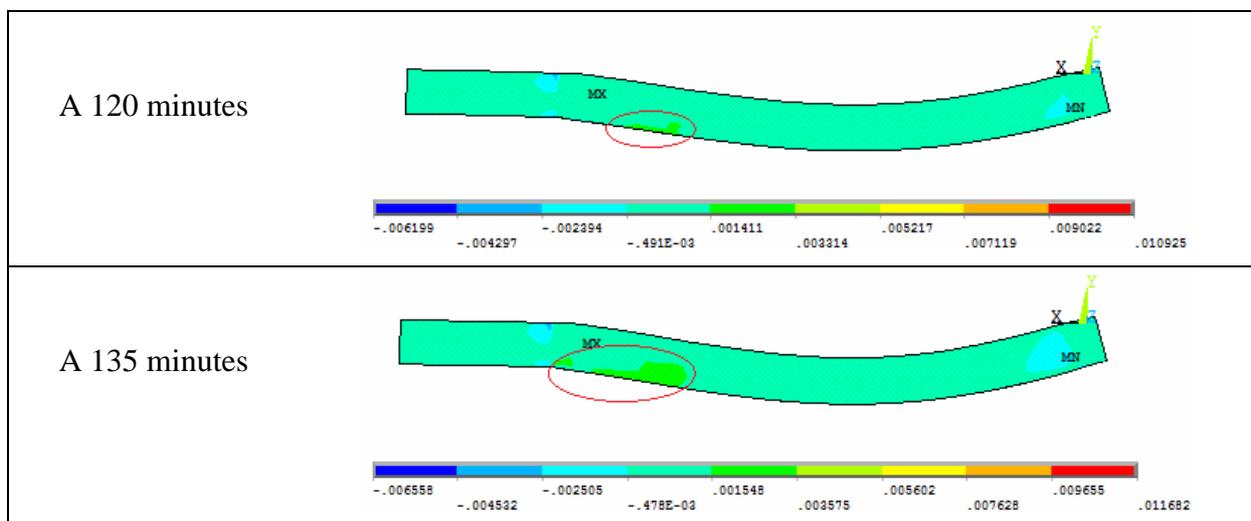
Taux de la zone fissurée de la section transversale à mi-travée durant le feu

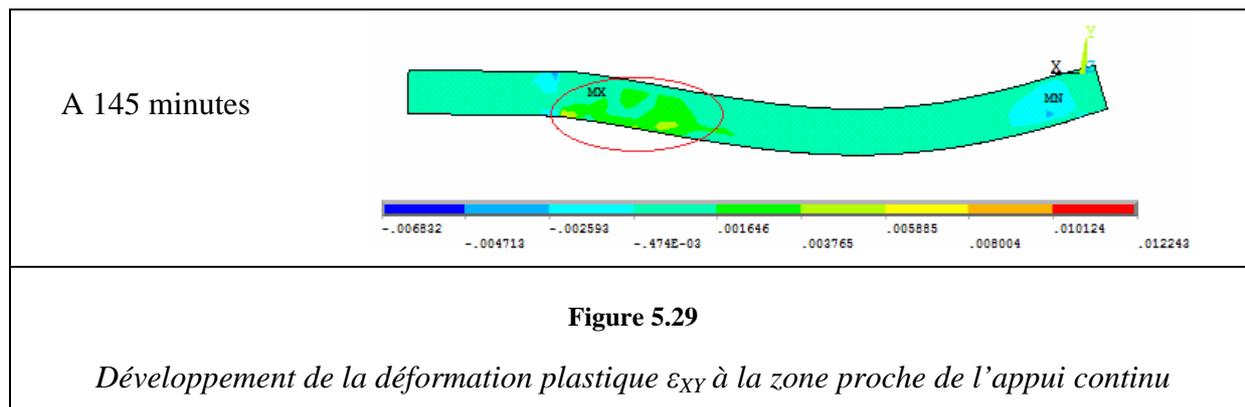
Deuxièmement, dans l'essai expérimental de la poutre 1, les fissures de flexion dans la zone de moment positif à mi travée qui sont ouvertes sous l'action des charges initiales sont ensuite refermées après 1 minute du feu. Et puis, elles sont réouvertes après 2h15 du feu. Dans notre modélisation, ces fissures sont refermées à 5 minutes du feu. A 2h25 du feu, les résultats de calcul montrent que le béton à la surface inférieure de la poutre commence à être en traction. Cela est illustré sur la Figure 5.26 et la Figure 5.28 qui présentent respectivement la distribution de la contrainte longitudinale sur la section transversale à mi-travée et celle sur la surface latérale de la poutre.





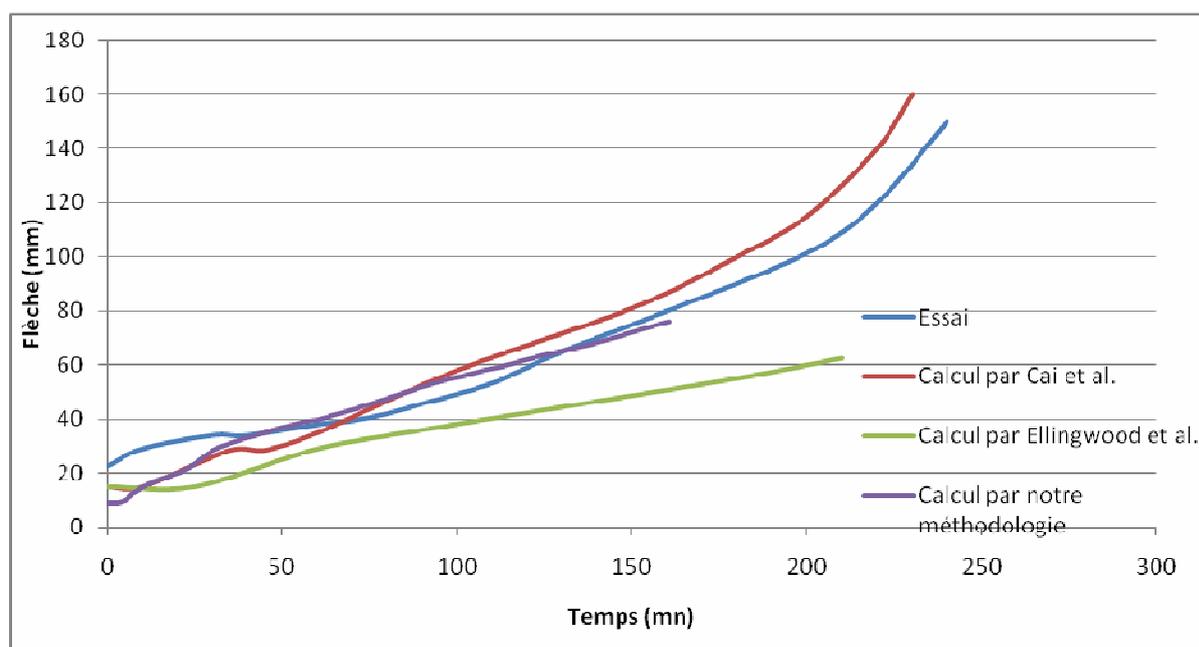
Troisièmement, Lin et al. trouvent que les fissures diagonales de cisaillement se développent le plus dans la partie de la poutre qui est proche de l'appui continu dans la travée centrale. Selon eux, ces fissures commencent à apparaître à 1h30 dans la zone voisine du fond de la poutre et se développent vers le sommet de la poutre à 2h30. Ces observations sont aussi retrouvées dans notre calcul dont les résultats sont présentés sur la Figure 5.29. La fissuration diagonale est illustrée par la déformation plastique de cisaillement ϵ_{XY} . On trouve que, dans la modélisation, ces fissures diagonales commencent à apparaître à 2h et se développent vers le sommet de la poutre à 2h30.





L'autre remarque importante est que l'écrasement du béton ne se produit pas du tout dans la poutre pendant 2h35 du feu. Ce résultat est aussi trouvé par le calcul de Cai et al. [31] pendant 4h du feu.

5.2.5.2 Comparaison avec d'autres calculs



Pour évaluer mieux la performance de notre méthodologie de modélisation, on l'a comparée avec les deux autres calculs : calcul de Cai et al. [31] et calcul de Lin et al. [30]. Tous ces deux calculs se basent sur la théorie de poutre et utilisent les codes de calcul internes. Cai et al. ont réalisé leur calcul avec le code VULCAN qui est développé récemment à l'Université

Sheffield et qui est très spécialisé dans l'analyse des systèmes de poutres exposés au feu. Le calcul de Lin et al. date depuis très longtemps et utilise des modèles de comportement simples pour le béton (1987).

La comparaison est faite pour la poutre 3 et est présentée sur la Figure 5.30. Les deux meilleurs résultats sont obtenus par notre méthodologie et par Cai et al. On trouve bien que notre calcul donne le résultat le plus proche de la réalité. Toutefois, le calcul de Cai et al. a une meilleure convergence. La raison est que leur méthode se base sur la théorie de poutre dont les éléments finis et le modèle de matériau sont beaucoup plus simples. Par conséquence, leur calcul se converge mieux mais donne des résultats moins précis.

5.3 Analyse de l'influence du comportement de l'interface béton-acier

Modéliser les structures en béton armé à haute température en prenant en compte le comportement de l'interface est difficile pour les logiciels de calcul EF. Nous avons tenté de le faire en améliorant un modèle de comportement de l'interface et en proposant une méthode d'intégration numérique présentés dans le chapitre 2. L'objectif de l'étude qui suit est d'évaluer les éventuels impacts de l'interface béton-acier sur le comportement global de la structure et sur la perte de l'ancrage des armatures. Les résultats obtenus sur l'influence de l'interface dans nos calculs sont similaires pour la poutre 1 et la poutre 3. Ainsi, on présente ci-après les résultats pour la poutre 3.

5.3.1 Identification des paramètres du comportement de l'interface

Comme présenté dans le chapitre 2, cette identification dépend de trois facteurs : la résistance du béton à froid, le diamètre de l'armature principale et le niveau de renforcement transversal. Ce dernier est quantifié par l'épaisseur de l'enrobage, par le nombre et la position des armatures de renforcement passif et par la pression latérale.

Pour la poutre 3, la résistance de compression f'_c est égale à 30 MPa, le diamètre de l'armature principale d_b est de 22,2 mm pour les barres inférieures et de 25,4 mm pour les barres supérieures. Durant le feu, l'épaisseur de l'enrobage reste constante et elle est de 55 mm car la poutre testée ne présente aucun écaillage du béton selon l'observation de Lin et al. [30]. Sous l'action du feu, l'enrobage est en compression pendant la plupart du temps de feu. Toutefois, la zone intérieure de la poutre qui est au voisinage des armatures est fissurée durant le feu. Cette fissuration diminue la résistance de l'adhérence béton-acier. En outre, aucune pression latérale n'est présente dans ce cas. Pour toutes ces raisons, on classe le niveau de renforcement transversal dans ce cas au niveau 3 (niveau ordinaire) dans l'échelle des niveaux de renforcement qu'on définit dans la section 2.2.2.

Avec ce classement, en se basant sur les instructions de la section 2.2.2, on peut identifier

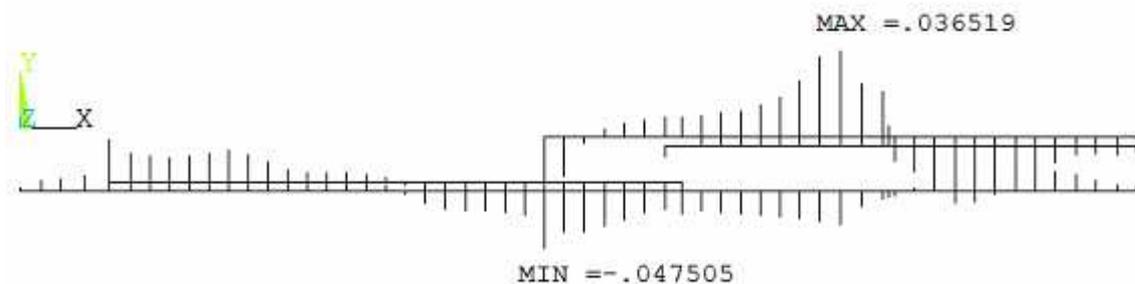
comme suit les paramètres du modèle de l'interface à température ambiante : $\tau_1=13,5 \text{ MPa}$, $\tau_2=5 \text{ MPa}$, $s_1=1 \text{ mm}$, $s_2=3 \text{ mm}$, $s_3=11 \text{ mm}$.

5.3.2 Modélisation et résultats

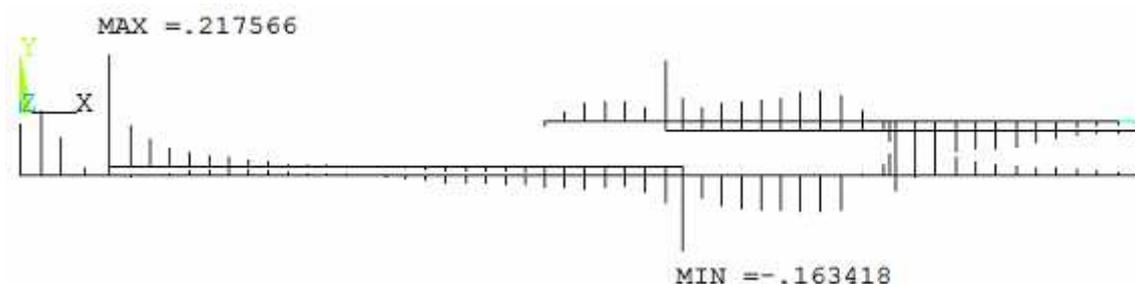
Le modèle de comportement de l'interface est intégré dans la modélisation de la structure selon la méthode qu'on a présentée dans le chapitre 2. Les éléments de barre LINK180 sont utilisés pour représenter les ressorts fictifs qui relient un nœud d'acier et un nœud de béton. La longueur de ces éléments est de $0,1 \text{ mm}$ pour assurer que les nœuds d'acier et de béton sont presque coïncidents. Le comportement de l'interface est modélisé par le modèle plastique à écrouissage cinématique dans ANSYS.

Les calculs permettent d'affirmer que cette méthode d'intégration ne pose aucun problème d'instabilité. Le calcul se termine au même moment que dans le cas où l'interface n'est pas prise en compte.

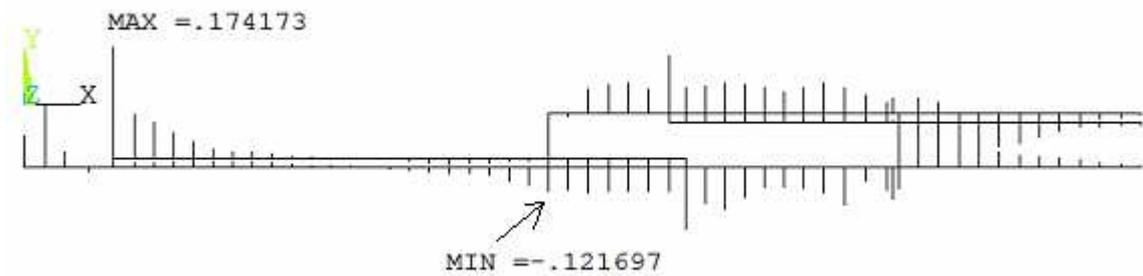
La Figure 5.31 présente le glissement de tous les points le long des quatre armatures principales à différents moments du feu. On trouve bien que le glissement durant le feu est plus important que celui sous l'action des charges initiales. Le glissement maximal est trouvé aux extrémités de l'armature 2. Cela est dû au fait que, durant le feu, le béton au tour de l'armature 2 est plus fissuré et l'interface béton-acier aux extrémités de l'armature 2 est plus chaude que celle des autres armatures. Toutefois, ces glissements ne causent aucun risque de perte d'adhérence car leur valeur maximale est à l'ordre de $0,2 \text{ mm}$. Ce résultat est conforme aux observations de Lin et al. [30] qui ne trouvent aucune perte d'adhérence dans leurs essais.



Temps 0 minute



Temps 60 minutes



Temps 155 minutes

Figure 5.31

Distribution du glissement le long des armatures principales aux temps différents

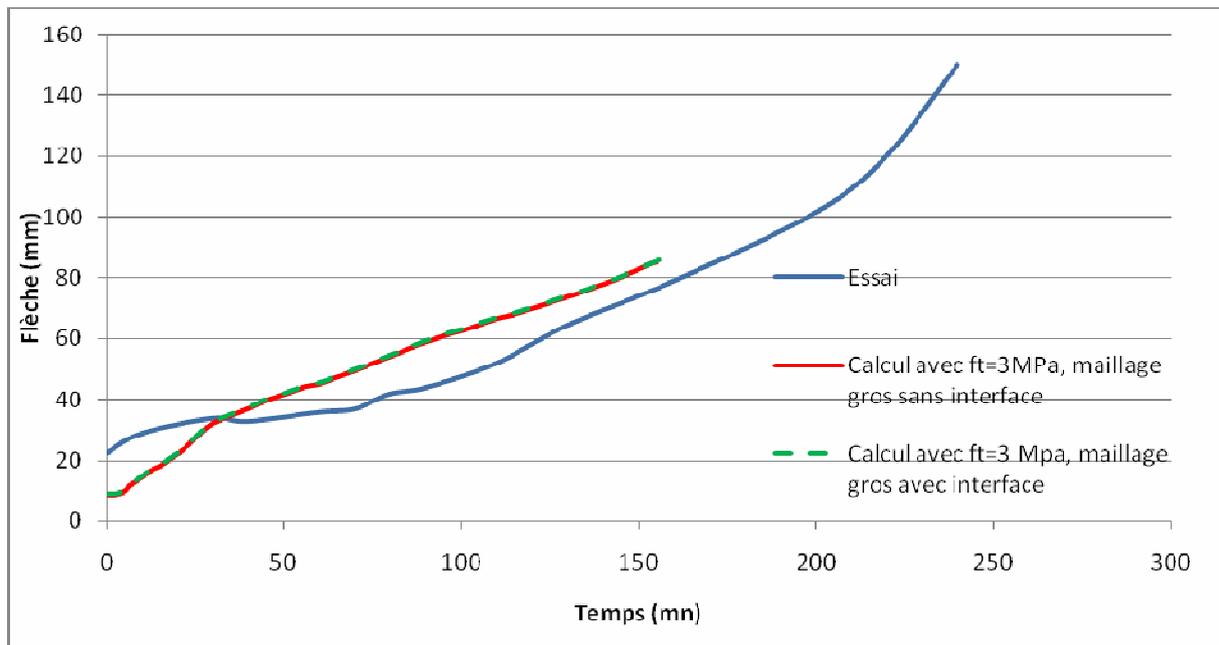


Figure 5.32

Relation flèche-temps avec et sans interface

La Figure 5.32 compare la courbe flèche-temps issue du cas sans intégration de l'interface et celle avec intégration de l'interface. Evidemment, il n'y a pas de différence entre ces deux courbes. Cela prouve que s'il n'y a pas de perte d'adhérence aux extrémités des armatures, les petits glissements le long des armatures n'influencent pas le comportement global de la structure. Pour être sûr de cette remarque, on a essayé d'entrer dans le calcul une nouvelle loi d'interface qui est encore plus souple que celle déterminée dans la section 5.3.1. La résistance d'interface de cette nouvelle loi est prise à 8 MPa. Le résultat obtenu est le même comme ce qui est présenté sur la Figure 5.32.

Trois conclusions sont à tirer :

- La méthode d'intégration numérique de l'interface qu'on propose dans le chapitre 2 fonctionne très bien avec ANSYS.
- Dans le cas des structures étudiées, l'action du feu ne favorise pas la perte d'ancrage des armatures. En effet, à haute température, la résistance de l'interface diminue mais la résistance de l'acier diminue aussi. En plus, l'autre facteur qui diminue rapidement la résistance de l'interface est le fendage de l'enrobage du béton. Toutefois, sous l'action du feu, ce phénomène ne se produit pas car les fibres extérieures de la poutre sont en compression. Par conséquent, la ruine de la structure par plastification de l'acier ou par rupture fragile du béton a lieu avant la perte d'adhérence.
- Dans le cas où l'ancrage des extrémités des armatures est assuré, les petits glissements sur toute la longueur des armatures n'influencent pas beaucoup le comportement de la structure.

5.4 Conclusion

Finalement, à l'issue du chapitre 5, on peut avoir trois conclusions importantes :

- Premièrement, la méthodologie numérique qu'on a adapté pour simuler le comportement thermomécanique des structures en béton armé sous l'action du feu est satisfaisante. En effet, avec un maillage suffisamment petit assurant une distribution correcte de la température, le résultat est proche de la réalité. Les comparaisons réalisées ont montré que, en exploitant toutes les ressources disponibles d'ANSYS, notre méthodologie donne des résultats plus précis que ceux des outils numériques spécifiques développés par des auteurs dans la littérature.
- Deuxièmement, le domaine d'application de ce modèle est l'analyse des structures durant la phase de réchauffement. Ce modèle numérique ne permet pas de bien simuler le comportement de la structure dans la phase de refroidissement.
- Troisièmement, principale difficulté de la méthodologie est la qualité de sa convergence. Sur la structure étudiée, la divergence a eu lieu avant la ruine.