

UNIVERSITÉ BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Laboratoire de Géo-matériaux et Génie Civil

THÈSE DE DOCTORAT

En Génie Civil

Spécialité : Structures et matériaux de génie civil

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT DE PANNEAUX DE PROFILÉS
LAMINÉS À FROID SOUS L'EFFET D'INCENDIE**

Par

Mohammed HASSOUNE

Devant le jury composé de :

S. KENAI	Professeur, Université de Blida 1, Blida	Président
M. GHRICI	Professeur, Université Hassiba Benbouali, Chlef	Examineur
A. BENAROUS	Professeur, Université de Blida 1, Blida	Examineur
B. MENADI	Professeur, Université de Blida 1, Blida	Rapporteur
A. KADA	MCA, Université Hassiba Benbouali, Chlef	Co-Rapporteur
B. LAMRI	Professeur, Université Hassiba Benbouali, Chlef	Invité

Blida, 2024

Dédicaces

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

À mes très chers parents, mon frère et ma sœur pour leur patience, encouragements, compréhension, soutiens indéfectibles et supports moral tout au long ma carrière d'étude.

À mes éternels amis, monsieur TEHAR Abdennour, ingénieur en travaux public, monsieur RABAH Abdelkader, ingénieur en voie et ouvrages d'art et monsieur KOUADRI-BOUDJELTHIA Abdelhak, ingénieur et doctorant en électronique à l'université de Aix-Marseille pour leurs immense soutiens et encouragements dès le début, sans oublie les moments de détente qui m'ont aidé à traverser les moments difficiles rencontrés dans ce voyage.

À tous mes collègues du laboratoire de Géo-matériaux et Génie Civil de l'université de Blida 1, et du laboratoire de LISICPE de l'université de Hassiba Benbouali de Chlef.

À tous ceux qui ont cru en moi et m'ont soutenu d'une manière ou d'une autre.

Mohammed HASSOUNE

REMERCIEMENT

Tout d'abord, la présente thèse est le fruit d'un travail collectif et de collaborations avec différentes professionnelles et experts. Donc, c'est avec un grand plaisir de commencer ce mémoire de remercier les personnes qui m'ont dirigé, accompagné et aidé durant mon parcours doctorale.

J'exprime ma sincère reconnaissance en premier lieu aux directeurs de cette thèse qui ont co-dirigé ce modeste travail. Professeur MENADI Belkacem, enseignant chercheur au département de génie civil de l'université de Blida 1, pour m'avoir fait confiance et d'accepter à m'encadrer, pour leur extrême patience, ses conseils et critiques constructives, son encouragement et sa vision d'ensemble. Docteur KADA Abdelhak, enseignant chercheur au département de génie civil de l'université de Hassiba Benbouali de Chlef, pour son expérience, sa disponibilité, ses efforts, son implication scientifique et son appétence pour le domaine qui ont très fortement contribué à la réalisation de cette thèse, et pour m'avoir orienté, m'avoir accompagné et m'avoir énormément soutenu tout au long de cette aventure.

Je souhaite exprimer ma gratitude à l'ensemble des membres de jury, Professeur Said KENAI, président de jury, Professeur Mohamed Ghrici et Professeur Abdellah BENAROUS en tant que des examinateurs, pour avoir accepté d'examiner et juger les travaux de cette thèse, et de consacrer de leur temps à sa vérification et lecture.

J'aimerais aussi remercier professeur LAMRI Belkacem, enseignant chercheur au département de génie civil de l'université de Hassiba Benbouali de Chlef, et directeur de laboratoire d'ingénierie de la sécurité incendie dans les constructions et protection de leur environnement (LISICPE), pour sa disponibilité, leur effort, son attention et discussion fructueuse en particulier par rapport à la modélisation numérique par ANSYS.

Enfin, je remercie vivement Professeur. Paulo PILOTO, enseignant chercheur au département de mécanique appliquée de l'institut polytechnique de Bragança du Portugal, pour son aide précieuse, les moyens de travail adéquats et pour sa disponibilité et le temps précieux dédié à mon égard durant mon stage d'étude.

Mohammed HASSOUNE

RÉSUMÉ

En Algérie, de nouveaux systèmes de construction métallique à base de panneaux en acier de profilés laminés à froid (PLF) commencent depuis peu à être introduit dans la conception des structures métalliques. Ces profilés ont trouvé une utilisation pratique dans de nombreuses applications à base de panneaux, employés comme éléments porteurs et non porteurs, pour la réalisation de bâtiments légers. Cependant, les PLFs sont formés de profilés de sections minces et l'effet des hautes températures peut produire la dégradation des propriétés du matériau acier de PLF en cas d'incendie..

Ce travail de recherche a pour objectif de développer des modèles numériques pour évaluer le comportement thermique des panneaux PLF ainsi que la réponse thermomécanique des barres PLF isolées du panneau, exposés au modèle de feu ISO834. Plusieurs modèles de différentes configurations, en tenant compte de différents matériaux de protection et de différents types de panneaux, sont simulés en utilisant le logiciel ANSYS APDL, pour étudier l'influence des différents systèmes de protection, les doubles montants et l'existence des trous circulaire d'âme sur la résistance au feu et la capacité portante de compression des profilés, en condition normale et sous des températures élevées.

Les résultats montrent que la disposition des isolations à l'extérieure du panneau entre deux plaques de protection (protection composite), présente une performance thermique supérieure à celle du panneau traditionnel sans/avec isolation à l'intérieure de la cavité du panneau. Un nouveau system de protection innovante est proposé dans cette étude pour une meilleure performance au feu en tenant compte l'impacte économique et la légèreté de la structure. Aussi, les PLFs de sections composées, augmentent la capacité portante ainsi que le NRF du panneau PLF notamment le modèle dos-à-dos. Pour situer le niveau d'exactitude des méthodes règlementaires, les résultats numériques sont comparés aux calculs analytiques de la méthode des largeurs efficaces de l'Eurocode 3 ainsi que la méthode de force directe (DSM) de l'AISI.

Mots clés : Profilé laminé à froid, Panneau PLF, Incendie, ISO834, Comportement thermique, Réponse mécanique, Réponse thermomécanique, ANSYS.

ABSTRACT

In Algeria, new steel construction systems based on Cold-Formed Steel (CFS) panels, have recently started to be introduced in the design of steel structures. These profiles have found practical use in a wide range of applications, based on the use of load-bearing and non-load-bearing panel elements in lightweight buildings. However, CFSs are made with thin-section profiles, and the effect of high temperatures can conduct to the degradation of CFS material properties in case of fire.

The aim of this research work is to develop numerical models to evaluate the thermal behaviour of CFS panels and the thermo-mechanical response of CFS bars isolated from the panel, exposed to the ISO834 fire model. Several models in different configurations, taking into account different protective materials and panel types are simulated using ANSYS APDL software, to study the influence of different protection systems, built-up studs and the existence of circular web holes on the fire resistance and load-bearing capacity, at ambient and elevated temperatures.

The results show that the position of insulations at the outside of the panel between two protective boards (composite protection), offers high thermal performance compared to traditional panels (without/with insulation inside the panel cavity). A new innovative protection system is proposed in this study to improve the fire performance, taking into account the economic impact and light weight of the structure. Also, CFSs built-up cross-sections increase the load-bearing capacity and FRL of the CFS panel, especially the back-to-back model. To assess the accuracy of the design methods, the numerical results are compared to the analytical calculations results of the Eurocode 3 effective width method and the AISI Direct Strength Method (DSM).

Keywords: Cold formed steel, CFS panel, Fire, ISO834, Thermal behaviour, Mechanical response, Thermo-mechanical response, ANSYS.

ملخص

في الجزائر، بدأ مؤخرًا إدخال أنظمة إنشاءات معدنية جديدة تعتمد على ألواح الصلب المشكلة على البارد (ص م ب) في تصميم الهياكل المعدنية. وقد وجدت هذه التشكيلات استخدامًا عمليًا في العديد من التطبيقات القائمة على الألواح، والتي تستخدم كعناصر حاملة وغير حاملة، لبناء المباني خفيفة الوزن. ومع ذلك، فإن ألواح (ص م ب) مصنوعة من مقاطع مقطعية رفيعة ويمكن أن يؤدي تأثير درجات الحرارة المرتفعة إلى تدهور خصائص المادة الفولاذية (ص م ب) في حالة نشوب حريق.

يهدف هذا العمل البحثي إلى تطوير نماذج عددية لتقييم السلوك الحراري لألواح (ص م ب) بالإضافة إلى الاستجابة الميكانيكية الحرارية لقضبان (ص م ب) المعزولة من اللوحة والمعرضة لنموذج الحريق ISO834. تمت محاكاة عدة نماذج بتكوينات مختلفة مع الأخذ بعين الاعتبار مواد الحماية المختلفة وأنواع الألواح المختلفة باستخدام برنامج ANSYS APDL لدراسة تأثير أنظمة الحماية المختلفة و القضبان المزدوجة ووجود ثقب دائرية النواة على مقاومة الحريق قدرة تحمل الضغط، في الظروف العادية وتحت درجات حرارة عالية.

تظهر النتائج أن وضع العوازل على الجانب الخارجي من اللوحة بين لوحين واقبين (حماية مركبة) أداءً حراريًا عاليًا مقارنة بالألواح التقليدية (بدون/مع عزل داخل تجويف اللوحة). تم اقتراح نظام حماية مبتكر جديد في هذه الدراسة لتحسين أداء الحرائق، مع مراعاة التأثير الاقتصادي وخفة وزن الهيكل. أيضًا، تعمل PLFs للأقسام المركبة على زيادة قدرة التحمل بالإضافة إلى مقاومة عالية للحريق، خاصة النموذج خلف-خلف. لتقييم دقة طرق التصميم، تتم مقارنة النتائج الرقمية بنتائج الحسابات التحليلية لطريقة العرض الفعال Eurocode 3 وطريقة القوة المباشرة .AISI

الكلمات المفتاحية: الفولاذ المشكل على البارد ، ألواح (ص م ب) ، السلوك الحراري، الاستجابة الميكانيكية، الاستجابة الميكانيكية الحرارية ، النار، ISO 834، ANSYS .

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACES	
REMERCIEMENT	
RÉSUMÉ	
ABSTRACT	
ملخص	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES	
INTRODUCTION GÉNÉRALE	31
Généralité	31
Problématique	33
Objectifs	35
Organisation de la thèse	35
1. ETAT DE L'ART SUR LES STRUCTURES METALLIQUES DE PROFILES LAMINES A FROID PLF EN CONDITION NORMALE ET EN SITUATION D'INCENDIE	39
1.1 Introduction	39
1.2 Acier de construction métallique	39
1.2.1 Définition	39
1.2.2 Processus de fabrication	39
1.2.3 Comportement de l'acier	40
1.3 Généralité sur les structures métalliques PLF	42
1.3.1 Bref historique sur les PLFs	42
1.3.2 Panneaux PLFs	43
1.3.3 Structure modulaire à base PLFs	45
1.4 Performance au feu et le comportement structurel des panneaux PLF	47
1.4.1 Modes d'instabilités (flambement)	47
1.4.1.1 Flambement local (Voilement)	48
1.4.1.2 Flambement distortionnel	50
1.4.1.3 Flambement global	51
1.4.1.4 Interaction entre les modes de flambement	53

1.4.2	Imperfections géométriques	54
1.4.3	Contraintes résiduelles	56
1.5	Sécurité incendie dans les bâtiments	58
1.5.1	Effet de l'incendie dans les constructions	59
1.5.2	Matériaux de protection des panneaux PLF	61
1.5.2.1	Plaque de plâtre	62
1.5.2.2	Panneau d'oxyde de magnésium (MGO)	65
1.5.2.3	Plaque de liège	66
1.5.2.4	Matériaux d'isolation de cavité	68
1.6	Travaux de recherches sur le comportement thermique et mécanique des structures PLF	69
1.6.1	Etudes expérimentales	70
1.6.1.1	Condition normal	70
1.6.1.2	Hautes températures	71
1.6.2	Etudes numériques	72
1.6.2.1	Condition normal	72
1.6.2.2	Hautes températures	74
1.7	Conclusion	76
2.	BARRES METALLIQUES DE SECTION OUVERTE A PAROIS MINCES: ASPECT THEORIQUE ET METHODES ANALYTIQUES	79
2.1	Introduction	79
2.2	Théorie des barres de section à parois mince	80
2.2.1	Historique de la théorie	80
2.2.2	Théorie de la torsion uniforme (principe de SAINT-VENANT)	83
2.2.3	Théorie de la torsion non-uniforme (principe de Vlasov)	84
2.2.3.1	Moment d'inertie	88
2.2.3.2	Coordonnée sectorielle	89
2.2.3.3	Centre de torsion	91
2.2.3.4	Bimoment	92
2.3	Règles et méthodes de conception des barres à parois mince de PLF	93
2.3.1	Méthode de la largeur efficace basée sur l'Eurocode 3	94
2.3.1.1	Bref historique sur la méthode de la largeur efficace	94

2.3.1.2	Principe de la méthode de la largeur efficace	96
2.3.1.3	Comportement mécanique à température ambiante	99
2.3.2	Méthode de la force directe basée sur l'AISI	101
2.3.2.1	Bref historique sur la méthode de force directe	101
2.3.2.2	Principe de la méthode de la force directe	102
2.3.2.3	Comportement à température ambiante	102
2.4	Méthodes numériques d'analyse du comportement des barres à parois mince	105
2.5	Étude de cas	107
2.5.1	Calcul du comportement du profilé isolé sous une charge de compression axiale à température ambiante	110
2.5.1.1	Calcul selon la méthode de l'Eurocode 3	110
2.5.1.2	Calcul selon la Méthode de force directe de l'AISI	116
2.5.1.3	Détermination de la charge critique élastique par CUFSM	117
2.6	Conclusion	119
3.	COMPORTEMENT AU FEU DES BARRES METALLIQUES DE PLF	122
3.1	Introduction	122
3.2	Propriétés thermiques et mécaniques de l'acier PLF à haute température	123
3.2.1	Propriétés thermiques	123
3.2.2	Propriétés mécaniques	124
3.2.2.1	Propriétés mécaniques selon l'Eurocode 3	124
3.2.2.2	Propriétés mécaniques selon l'expérimentation	126
3.3	Classification des sections transversales	127
3.4	Action du feu et modélisation d'un incendie	129
3.4.1	Feu normalisé ISO834	130
3.4.2	Feu hydrocarbures	130
3.4.3	Feu extérieur	131
3.5	Action thermique	131
3.5.1	Convection	132
3.5.2	Rayonnement	132
3.5.3	Conduction	132
3.6	Action mécanique	134

3.7	Règles et méthodes de calcul du comportement des barres PLFs sous la compression axiale en situation d'incendie	136
3.7.1	Conception selon la méthode de l'Eurocode 3	136
3.7.1.1	Température uniforme	136
3.7.1.2	Température non-uniforme	137
3.7.2	Conception selon la méthode de l'AISI	138
3.8	Étude de cas	139
3.8.1	Réponse thermique des barres PLF	139
3.8.2	Réponse mécanique des barres PLF sous une charge de compression axiale à des températures élevées uniformes	142
3.9	Conclusion	145
4.	MODELISATION NUMERIQUE ET VALIDATION	147
4.1	Introduction	147
4.2	Analyse thermique des panneaux PLF	147
4.2.1	Propriétés thermiques des matériaux	148
4.2.1.1	Propriétés thermiques de l'acier PLF	148
4.2.1.2	Propriétés thermiques de protections et isolations	148
4.2.2	Modèles éléments finis thermiques	149
4.2.2.1	SHELL131	149
4.2.2.2	SOLID70	149
4.2.3	Maillage et conditions aux limites thermiques	150
4.2.4	Méthode de résolution	151
4.2.5	Validation du modèle thermique du panneau PLF	151
4.3	Analyse mécanique des barres isolées du panneau PLF en condition normale	153
4.3.1	Propriétés mécaniques de l'acier PLF	154
4.3.1.1	Courbe contrainte-déformation à 20°C	154
4.3.1.2	Critère de plasticité	155
4.3.2	Modèles éléments finis mécaniques	157
4.3.2.1	SHELL181	157
4.3.2.2	SOLID65	158
4.3.3	Maillage et conditions aux limites des modèles mécaniques	158
4.3.4	Imperfections initiales et contrainte résiduelle	159

4.3.5	Méthode de résolution	160
4.3.5.1	Analyse de flambement élastique	160
4.3.5.2	Analyse statique non linéaire	161
4.3.6	Validation du modèle mécanique en condition normale	164
4.4	Analyse thermomécanique des barres isolées du panneau PLF exposé au feu	166
4.4.1	Propriétés thermomécaniques de l'acier PLF de nuance G345	167
4.4.1.1	Courbe contrainte-déformation aux hautes températures	167
4.4.1.2	Coefficients de dilatation thermique	168
4.4.2	Modèles éléments finis thermomécaniques	168
4.4.3	Maillage, conditions aux limites et imperfection initiale	169
4.4.4	Validation du modèle thermomécanique sous l'effet d'incendie	169
4.4.4.1	Sous des températures uniformes (barre non protégée)	169
4.4.4.2	Sous de distribution de température non-uniforme (profilé protégé)	170
4.5	Conclusion	174
5.	ÉTUDE PARAMETRIQUE ET PERFORMANCE DES STRUCTURES PLF SOUS L'EFFET DES HAUTES TEMPERATURES DUE A UN INCENDIE	177
5.1	Introduction	177
5.1.1	Étude thermique du panneau PLF non porteur	177
5.1.2	Étude mécanique et thermomécanique de la barre PLF isolée	178
5.2	Réponse thermique du panneau PLF sous incendie	179
5.2.1	Influence des plaques de protection	180
5.2.2	Influence des isolations de cavité	181
5.2.3	Influence de la position des isolations de cavité	182
5.2.4	Influence du système de protection innovante	183
5.2.5	Niveau de résistance au feu (NRF) des panneaux non porteurs	184
5.3	Réponse mécanique des barres PLF isolées en condition normale	186
5.3.1	Influence des doubles montants à 20°C	186

5.3.2	Influence des ouvertures circulaire d'âme à 20°C	189
5.4	Réponse thermomécanique des barres PLF isolées en situation d'incendie	192
5.4.1	Influence du système de protection	192
5.4.1.1	Profilé Non Protégé (PNP) sous des températures uniformes	192
5.4.1.2	Profilé Protégé sous des températures non uniformes	195
5.4.2	Influence de doubles montants à haute température	206
5.4.3	Influence des ouvertures circulaire d'âme à haute température	210
5.5	Conclusion	213
	CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	216
	REFERENCES	220
	ANNEXES	236
	PUBLICATIONS ET CONFERENCES	268

LISTE DES FIGURES

Figure 1	: Structures à Cadre en Acier Léger (CAL)	32
Figure 2	: Bobines en acier galvanisé	32
Figure 3	: Méthodes de fabrication des PLFs	33
Figure 4	: Panneau CAL de PLF sous incendie réel	36
Figure 1.1	: Effets de laminage à froid sur les la courbe contrainte-déformation	41
Figure 1.2	: Diagrammes typiques de contrainte-déformation	42
Figure 1.3	: Types de profilé à froid	44
Figure 1.4	: Panneau de mur CAL	44
Figure 1.5	: Différentes éléments de structure de sections PLFs	44
Figure 1.6	: Application des panneaux PLF	45
Figure 1.7	: Construction modulaire à base PLF	46
Figure 1.8	: Type de flambement sous une charge de compression pour PLF	48
Figure 1.9	: Courbe contrainte demi-onde de la section C à compression uniforme	48
Figure 1.10	: Interaction du mode local avec distortionnel (L/D)	53
Figure 1.11	: Types des imperfections locales du PLF	55
Figure 1.12	: Contraintes résiduelles proposées par Schafer et Peköz	58
Figure 1.13	: Contraintes résiduelles proposées par Ranawaka	58
Figure 1.14	: Effet de l'incendie dans les constructions urbaines	60
Figure 1.15	: Effet de l'incendie dans les constructions périurbaines	61
Figure 1.16	: Système de protection d'un panneau PLF	61
Figure 1.17	: Conductivité Thermique du plâtre	64
Figure 1.18	: Chaleur spécifique du plâtre en fonction de la température	65
Figure 1.19	: Conductivité Thermique du MGO	66
Figure 1.20	: Chaleur spécifique du MGO	66
Figure 1.21	: Conductivité Thermique du liège	67
Figure 1.22	: Chaleur spécifique du liège en fonction de la température	67
Figure 1.23	: Conductivité thermique de la laine de roche	68
Figure 1.24	: Propriétés thermiques de la fibre de verre	69

Figure 2.1	: Différentes formes géométriques de l'acier à paroi mince à section ouverte	79
Figure 2.2	: Torsion d'une barre cylindrique selon le modèle de ST- VENANT	83
Figure 2.3	: Torsion d'une barre rectangulaire selon le modèle ST- VENANT	84
Figure 2.4	: Section ouverte à parois minces	84
Figure 2.5	: Réduction des charges selon le modèle de Vlasov	86
Figure 2.6	: Déformation, gauchissement et distribution de contraintes tangentielles d'une section ouverte à parois mince	87
Figure 2.7	: Moments statiques et quadratiques d'une section ouverte	89
Figure 2.8	: Détermination de la coordonnée sectorielle	89
Figure 2.9	: Détermination des surfaces sectorielles	90
Figure 2.10	: Détermination du centre de torsion	91
Figure 2.11	: Concept de la largeur efficace d'un élément plan raidi uniformément comprimé	94
Figure 2.12	: Solution pour déterminé la rigidité du ressort	98
Figure 2.13	: Différence des maillages en éléments finis et en bandes finies	106
Figure 2.14	: Variation du rapport charge critique/charge d'écrasement en fonction de la longueur de demi-onde	107
Figure 2.15	: Vue en plan de rez-de-chaussée de la structure étudié	108
Figure 2.16	: Cas d'étude	108
Figure 2.17	: Détails du profilé montant PLF de section C composant le panneau	109
Figure 2.18	: Détails de la section efficace de la surface transversale du profilé comprimé à température ambiante	114
Figure 2.19	: Courbe de signature et mode flambement obtenus par CUFSM	118
Figure 2.20	: Charge d'écrasement obtenu par CUFSM	118
Figure 3.1	: Facteurs de réduction de l'acier à des températures élevés	126
Figure 3.2	: Courbe contrainte-déformation de l'acier au carbone	126
Figure 3.3	: Facteurs de réduction de l'acier PLF à des températures élevés	127
Figure 3.4	: Phases de développement d'un incendie	129
Figure 3.5	: Courbes nominales des modèles de feu	131

Figure 3.6	: Variation du niveau de charge en fonction du rapport charge Q/G	135
Figure 3.7	: Evolution de la température dans la section du profilé	141
Figure 3.8	: Variation du niveau de charge en fonction de la température	143
Figure 3.9	: Variation du niveau de charge en fonction du temps	144
Figure 4.1	: Propriétés thermiques de l'acier en fonction de température	148
Figure 4.2	: Géométrie et topologie de l'élément fini SHELL131	149
Figure 4.3	: Géométrie et topologie de l'élément SOLID70	150
Figure 4.4	: Maillage et conditions limites thermiques appliqués au panneau	150
Figure 4.5	: Position des thermocouples dans le montant PLF	152
Figure 4.6	: Evolution de la température moyenne de l'essai et de l'analyse thermique par EF du panneau PLF	152
Figure 4.7	: L'idée utilisée pour la modélisation numérique du panneau dans l'analyse mécanique	153
Figure 4.8	: Courbe contrainte-déformation pour G345 en condition normale	154
Figure 4.9	: Géométrie des critères de plasticité de Tresca et de Von mises	157
Figure 4.10	: Géométrie et topologie de l'élément fini SHELL181	158
Figure 4.11	: Géométrie et topologie de l'élément fini SOLID65	158
Figure 4.12	: Maillage et condition aux limites du modèle mécanique	159
Figure 4.13	: Méthode de solution de Newton Raphson	163
Figure 4.14	: Méthode de solution d'Arc-Length	164
Figure 4.15	: Comparaison des déplacements du montant en condition normale	166
Figure 4.16	: Propriétés mécaniques des PLFs G345 aux hautes températures	167
Figure 4.17	: Courbe contrainte-déformation pour G345 aux hautes températures	168
Figure 4.18	: Conditions aux limites thermiques appliquées à la barre isolée	169
Figure 4.19	: Comparaison du niveau charge en fonction de la température uniforme.	170
Figure 4.20	: Comparaison de l'évolution de la température en fonction du temps	172

Figure 4.21	: Comparaison de niveau de charge en fonction du temps	174
Figure 5.1	: Détails de la configuration 5 des doubles montants PLF	179
Figure 5.2	: évolution de la température en fonction du temps dans les montants des panneaux (Configuration 1).	180
Figure 5.3	: Contours de température du modèle 2 de la configuration 1	180
Figure 5.4	: L'évolution de la température en fonction du temps dans les montants des panneaux composite (Configuration 2).	181
Figure 5.5	: Contours de température du modèle 5 de la configuration 2	182
Figure 5.6	: évolution de la température en fonction du temps dans les montants des nouveaux panneaux composite (Configuration 3)	182
Figure 5.7	: Contours de température du modèle 7 de la configuration 3	183
Figure 5.8	: Evolution de la température en fonction du temps dans les montants des panneaux innovant (Configuration 4)	183
Figure 5.9	: Contours de température du modèle 9 de la configuration 4	184
Figure 5.10	: Contours de température du montant le plus exposé au temps limite	185
Figure 5.11	: Déplacement maximal des modèles de la configuration 5 à 20°C	189
Figure 5.12	: Déplacement maximal des modèles de la configuration 6 à 20°C	191
Figure 5.13	: Variation de la température maximale produite par MEF et l'EC3	193
Figure 5.14	: Variation de niveau de charge en fonction de la température	194
Figure 5.15	: Variation de niveau de charge en fonction du temps	194
Figure 5.16	: Variation de déplacement axial en fonction de la charge	195
Figure 5.17	: Variation de déplacement latéral en fonction de la charge	195
Figure 5.18	: Variation de niveau de charge en fonction du temps des modèles de la configuration 1	197
Figure 5.19	: Variation de niveau de charge en fonction du temps des modèles de la configuration 2	298
Figure 5.20	: Variation de niveau de charge en fonction du temps des modèles de la configuration 3	298
Figure 5.21	: Variation de niveau de charge en fonction du temps des modèles de la configuration 4	298
Figure 5.22	: Niveau de résistance au feu des modèles de la configuration 1	299

Figure 5.23	:	Niveau de résistance au feu des modèles de la configuration 2	200
Figure 5.24	:	Niveau de résistance au feu des modèles de la configuration 3	201
Figure 5.25	:	Niveau de résistance au feu des modèles de la configuration 4	201
Figure 5.26	:	Variation de la température maximale en fonction du temps à mi-travée de SC	202
Figure 5.27	:	Variation du déplacement vertical maximal en fonction du temps aux hautes températures à mi-travée du montant du panneau PLF	204
Figure 5.28	:	Modes de rupture et contours de température des modèles de la configuration 1 à $NC=0.65$	205
Figure 5.29	:	Modes de rupture et contours de température des modèles de la configuration 2 à $NC=0.65$	205
Figure 5.30	:	Modes de rupture et contours de température du modèle 6 de la configuration 3 à $NC=0.65$	205
Figure 5.31	:	Modes de rupture et contours de température du modèle 8 de la configuration 4 à $NC=0.65$	206
Figure 5.32	:	Comparaison des niveaux de résistance au feu des modèles de la configuration 5 pour des différents NCs	208
Figure 5.33	:	Variation de la température en fonction du temps à mi-travée des semelles des modèles de la configuration 5	208
Figure 5.34	:	Modes de rupture et contours de température des modèles de la configuration 5	209
Figure 5.35	:	Comparaison des niveaux de résistance au feu des modèles de la configuration 6 par rapport au modèle de référence sous $NC= 0.65*Fu2$	211
Figure 5.36	:	Variation de la température en fonction du temps à mi-travée des semelles des modèles de la configuration 6	211
Figure 5.37	:	Modes de rupture et contours de température des modèles de la configuration 6 sous $NC= 0.65*Fu2$	212
Figure A.1	:	Approche analytique de l'EC3 pour le calcul de la section efficace	238
Figure A.2	:	Méthode des largeurs efficaces de l'EC3 pour le calcul de la charge critique et ultime	239
Figure A.3	:	Méthode de force directe pour le calcul de la charge critique et ultime	240
Figure A.4	:	Méthode simplifiée de l'EC3 pour le calcul du gradient de la température de la section en acier	241

Figure A.5	:	Méthode des largeurs efficaces de l'EC3 pour le calcul de la résistance au flambement de l'acier PLF à des hautes températures uniformes	242
Figure A.6	:	Méthode des largeurs efficaces de l'EC3 modifiée pour le calcul de la résistance au flambement du PLF à des hautes températures non-uniformes	243
Figure A.7	:	Méthode de force directe de l'AISI modifiée pour le calcul de la résistance au flambement du PLF à des hautes températures non-uniformes	244
Figure A.8	:	Analyse thermique numérique pour la détermination de la progression de la température en fonction du temps dans la section de l'acier PLF	245
Figure A.9	:	Analyse mécanique numérique en condition normale pour la détermination de la charge critique et ultime de la barre PLF isolée	246
Figure A.10	:	Analyse thermomécanique numérique en situation d'incendie pour la détermination de la température critique et le NRF de la barre PLF isolée	247
Figure B.1	:	Contours de température du modèle 1 de la configuration 1	249
Figure B.2	:	Contours de température du modèle 3 de la configuration 1	250
Figure B.3	:	Contours de température du modèle 4 de la configuration 2	250
Figure B.4	:	Contours de température du modèle 6 de la configuration 3	250
Figure B.5	:	Contours de température du modèle 8 de la configuration 4	251
Figure C.1	:	Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse élastique linéaire pour le modèle 2 de la configuration 1	253
Figure C.2	:	Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse élastique linéaire pour la configuration 5	254
Figure C.3	:	Variation du déplacement en fonction de la charge axiale des modèles de la configuration 5	254
Figure C.4	:	Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse statique non-linéaire pour le modèle 2 de la configuration 1	255
Figure C.5	:	Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse statique non-linéaire 20°C pour la configuration 5	256
Figure C.6	:	Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse élastique linéaire pour la configuration 6	257
Figure C.7	:	Variation du déplacement axiale en fonction de la charge des modèles de la configuration 6	257
Figure C.8	:	Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse statique non-linéaire à 20°C pour la configuration 6	258

Figure D.1	:	Mode de rupture et distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse thermomécanique de PNP sous des températures uniformes	261
Figure D.2	:	Variation de la température maximale en fonction du temps à mi-travée des surfaces des modèles de la configuration 1	261
Figure D.3	:	Variation de la température maximale en fonction du temps à mi-travée des surfaces des modèles de la configuration 2	262
Figure D.4	:	Variation de la température maximale en fonction du temps à mi-travée des surfaces des modèles de la configuration 3	263
Figure D.5	:	Variation de la température maximale en fonction du temps à mi-travée des surfaces des modèles de la configuration 4	263
Figure D.6	:	Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour les modèles de la configuration 1 à NC=0.65	264
Figure D.7	:	Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour les modèles de la configuration 2 à NC=0.65	264
Figure D.8	:	Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour le modèle 6 de la configuration 3 à NC=0.65	265
Figure D.9	:	Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour le modèle 8 de la configuration 4 à NC=0.65	265
Figure D.10	:	Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour les modèles de la configuration 5	266
Figure D.11	:	Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour les modèles de la configuration 6 sous NC= 0.65*F _{u2}	267

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	:	Nuance et épaisseur nominale de l'acier	41
Tableau 1.2	:	Comparaison entre les différents types de plaques de plâtre sur l'amélioration de la résistance au feu	62
Tableau 1.3	:	Comparaison entre les différents systèmes de protection du panneau PLF dans l'amélioration de la résistance au feu, la légèreté du panneau et l'impact économique	76
Tableau 2.1	:	Caractéristique de torsion des sections ouvertes en 'I' et en 'U'	93
Tableau 2.2	:	Détermination de la largeur efficace (âme et semelle)	96
Tableau 2.3	:	Valeur du facteur d'imperfection	99
Tableau 2.4	:	Sélection de la courbe de flambement de section transversale	100
Tableau 2.5	:	Dimensions des profilés montants étudiés	109
Tableau 2.6	:	Dimensions de calcul des profilés étudiés	109
Tableau 2.7	:	Caractéristiques géométriques des profilés montants étudiés	110
Tableau 2.8	:	Détail de calcul de la largeur efficace de l'âme	112
Tableau 2.9	:	Détail de calcul de la largeur efficace de la semelle	111
Tableau 2.10	:	Détail de calcul de la largeur efficace du bord tombé	111
Tableau 2.11	:	Détail de calcul des caractéristiques géométriques efficaces	112
Tableau 2.12	:	Résultats des Itérations de calcul des largeurs et caractéristiques géométriques efficaces pour le modèle 1	112
Tableau 2.13	:	Résultats des Itérations de calcul des largeurs et caractéristiques géométriques efficaces pour le modèle 2	113
Tableau 2.14	:	Résultats finaux des paramètres efficaces à température ambiante pour les profilés étudiés	113
Tableau 2.15	:	Détail de calcul de la charge critique selon EN1993-1-3	114
Tableau 2.16	:	Détail de calcul de la capacité portante selon EN1993-1-3	115
Tableau 2.17	:	Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis aux l'instabilité globales flexionnelle, torsionnelle et flexionnelle torsionnelle selon la Méthode de force direct	116
Tableau 2.18	:	Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis à l'instabilité locale selon la DSM	116

Tableau 2.19	: Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis à l'instabilité distorsionnelle selon la Méthode de force direct	117
Tableau 2.20	: Comparaison des résultats de l'AISI au ceux du CUFSM	119
Tableau 3.1	: Facteurs de réduction des profilés PLC de classe 1,2 et 3	125
Tableau 3.2	: Facteurs de réduction pour la limite d'élasticité des PLF	125
Tableau 3.3	: Rapports largeur/épaisseur maximaux pour les parties des aciers sous la compression	128
Tableau 3.4	: Coefficients de sécurités recommandées pour les bâtiments	134
Tableau 3.5	: Détails de calcul du facteur de massiveté	140
Tableau 3.6	: Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 1	140
Tableau 3.7	: Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 2	141
Tableau 3.8	: Détails de calcul de la charge ultime à des températures élevés pour le modèle 1	143
Tableau 3.9	: Détails de calcul de la charge ultime à des températures élevés pour le modèle 2	143
Tableau 4.1	: Convergence du maillage en fonction de la charge critique	159
Tableau 4.2	: Comparaison de la charge critique élastique	165
Tableau 4.3	: Comparaison du mode de flambement de l'analyse linéaire	165
Tableau 4.4	: Comparaison de la charge ultime de rupture	166
Tableau 4.5	: Comparaison du mode de flambement de l'analyse linéaire	173
Tableau 5.1	: Détails des configurations et les modèles de protection	178
Tableau 5.2	: Détails de la configuration 6 des montants d'ouverture d'âme	179
Tableau 5.3	: Niveau de résistance au feu (NRF) du panneau PLF non porteur	184
Tableau 5.4	: Comparaison entre les études numériques et analytiques pour la charge critique et le mode de flambement du modèle de 2 de référence	186
Tableau 5.5	: Comparaison de la charge critique et le mode de flambement des modèles de la configuration 5 au ceux du modèle 2	187

Tableau 5.6	:	Comparaison de la charge ultime de rupture de l'étude numérique de l'ANSYS à celles des études analytiques	188
Tableau 5.7	:	Comparaison de la charge ultime et le mode de rupture des modèles de la configuration 5 au ceux du modèle 2	188
Tableau 5.8	:	Comparaison de la charge critique et le mode de flambement des modèles de la configuration 6 au ceux du modèle 2	190
Tableau 5.9	:	Comparaison de la charge ultime et le mode de rupture des modèles de la configuration 5 au ceux du modèle 2	191
Tableau 5.10	:	Comparaison de la température critique et NRF obtenus par MEF et l'EC3	194
Tableau B.1	:	Températures maximales dans SC et SF des montants PLF	249

LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES

SYMBOLES

B_{ω}	: Bimoment
N^*	: Capacité portante de compression à haute température de distribution non-uniforme
M^*	: Capacité portante du moment à haute température de distribution non-uniforme
y_0, z_0	: Centre de cisaillement
C_a	: Chaleur spécifique de l'acier
C_p	: Chaleur spécifique de la protection
Q^a	: Charge calorifique
$N_{cr,y}$: Charge critique élastique d'Euler selon l'axe y-y
N_{cr}	: Charge critique élastique du flambement
$N_{cr,F}$: Charge critique élastique du flambement global (flexion)
$N_{cr,T}$: Charge critique élastique du flambement global (torsion)
$N_{cr,TF}$: Charge critique élastique du flambement global (torsion-flexion)
$N_{cr,L}$: Charge critique élastique du flambement local
P_{crd}	: Charge critique élastique du mode distortionnel
$P_{cre,F}$: Charge critique élastique du mode flexion
P_{cre}	: Charge critique élastique du mode global
P_{crl}	: Charge critique élastique du mode local
$P_{cre,TF}$: Charge critique élastique du mode torsion ou torsion-flexion
P_y	: Charge d'écrasement
Q_k	: Charge d'exploitation
$N_{fi,Ed}$: Charge de compression sous l'action au feu
P_{nd}	: Charge de compression ultime du mode distortionnel
P_{ne}	: Charge de compression ultime du mode global
P_{nl}	: Charge de compression ultime du mode local
G_k	: Charge permanente
q	: Charge transversale de surface

$\{F_{ref}\}$:	Charge unitaire
α_c	:	Coefficient d'échange par convection
K_{sh}	:	Coefficient de correction
α	:	Coefficient de dilatation thermique
ν, μ	:	Coefficient de Poisson
ρ	:	Coefficient de réduction
c_m	:	Coefficient pour le moment d'extrémité
ψ_{fi}	:	Coefficients de sécurité de l'incendie
λ_a	:	Conductivité thermique de l'acier
λ_p	:	Conductivité thermique de la protection
σ	:	Constant de Stefan-Boltzmann
c_w	:	Constante de gauchissement
σ_{cr}	:	Contrainte critique élastique
$\sigma_{cr,s}$:	Contrainte critique élastique pour le raidisseur de bord
τ_x	:	Contrainte de cisaillement maximale
σ_e	:	Contrainte de compression maximum agissant au bord de la plaque
$\bar{\sigma}$:	Contrainte de Von-mises
σ_{ex}	:	Contrainte due à la flexion
σ_t	:	Contrainte due à la torsion
σ_y	:	Contrainte élastique
σ_m	:	Contrainte moyenne
σ_{eng}	:	Contrainte nominale
σ_w	:	Contrainte normale
τ_w, τ_v	:	Contrainte tangentielles
σ_u	:	Contrainte ultime
y_c, z_c	:	Cordonnés du centre de torsion
w	:	Déflexion
ε_{eng}	:	Déformation nominale
μ_0	:	Degré d'utilisation
ρ_a	:	Densité de l'acier
ρ_p, d_p	:	Densité de la protection

θ_x	:	Déplacement angulaire de torsion
$e_{\Delta E}$:	Déplacement de l'axe neutre autour de l'axe faible
$e_{\Delta T}$:	Déplacement horizontale maximale à mi-hauteur due au l'arc thermique
y_{max}	:	Distance entre l'axe neutre à la fibre extérieure
x_0	:	Distance entre le centre de cisaillement et le centroïde à travers l'axe principal x
L_m	:	Distance entre les restrictions discrètes qui limitent le flambage par distorsion
b_1, b_2	:	Distances entre la jonction entre l'âme et la semelle (1 et 2, respectivement), et le centre de gravité de la surface effective du raidisseur de bord
T_y	:	Effort de cisaillement
$\bar{\lambda}_p$:	Élancement de la plaque
$\bar{\lambda}_d$:	Élancement de la plaque pour le flambement distortionnel
$\bar{\lambda}$:	Élancement non dimensionnel
$\bar{\lambda}_\theta$:	Élancement non dimensionnel à température θ
ε_f	:	Emissivité de la source de chaleur
ε_m	:	Emissivité de la surface de l'acier
t	:	Épaisseur du profilé
t	:	Épaisseur du profilé
t_k	:	Épaisseur du segment
t_{nom}	:	Épaisseur nominale du profilé
t_{red}	:	Épaisseur réduite
e_n	:	Excentricité ou le déplacement du centroïde de la surface effective par rapport au centre de gravité de la section transversale brute
ε	:	Facteur conventionnel représentant l'émissivité
α	:	Facteur d'imperfection
ψ_0	:	Facteur de combinaison pour la valeur caractéristique d'une action variable
ψ_1	:	Facteur de combinaison pour la valeur fréquente d'une action variable

ψ_2	:	Facteur de combinaison pour la valeur quasi-permanente d'une action variable
k_σ, k	:	Facteur de flambement
K	:	Facteur de la longueur efficace
A_m/V	:	Facteur de massivité pour les éléments en acier non protégés
A_p/V	:	Facteur de massivité pour les éléments en acier protégés
β_{Mz}	:	Facteur de moment uniforme équivalent
χ_d	:	Facteur de réduction de la plaque pour le flambement distortionnel
$k_{y,T}$:	Facteur de réduction pour la limite d'élasticité
$k_{p,T}$:	Facteur de réduction pour la limite proportionnelle
χ_{fi}	:	Facteur de réduction pour le flambement par flexion en situation d'incendie
$k_{E,T}$:	Facteur de réduction pour le module d'élasticité
\emptyset	:	Facteur de vue
$\gamma_{M,fi}$:	Facteur partiel de sécurité de l'acier à hautes températures
γ_k	:	Facteur partiel pour l'action variable principale
$k_{p0.2}$:	Facteurs de réduction pour la limite d'élasticité des PLF
Q^a	:	Flux de chaleur appliquée
$\dot{h}_{net,c}$:	Flux de chaleur par convection
$\dot{h}_{net,r}$:	Flux de chaleur par rayonnement
$\Delta\theta_{a,t}$:	Gradient de la température des sections en acier
h, h_0	:	Hauteur de l'âme
Δt	:	Incrément de temps
$A_{eff,20}$:	La surface efficace à 20°C
$\dot{h}_{net,d}$:	La valeur de calcul du flux thermique net par unité de surface
b, w, b_0	:	Largeur de la semelle
c, D	:	Largeur du bord tombé
b_{eff}	:	Largeur efficace de la semelle
c_{eff}	:	Largeur efficace du bord tombé (lèvre)
$f_y, f, f_{y,20}$:	Limite d'élasticité à 20°C
$f_{y,t}, f_{y,\theta}$:	Limite d'élasticité à des températures élevées
\bar{f}_y, f_n	:	Limite d'élasticité moyenne pondérée

f_u	:	Limite ultime à la traction
L_{cr}	:	Longueur critique du flambement par distorsion
L_t	:	Longueur du flambement
L	:	Longueur du profilé
b_k	:	Longueur du segment
$[C]$:	Matrice de la chaleur spécifique
$[C]$:	Matrice de la chaleur spécifique
$[K]$:	Matrice de la conductivité thermique
$[K]$:	Matrice de la conductivité thermique
K_σ	:	Matrice de rigidité en contrainte
$[K_0]$:	Matrice de rigidité globale
G	:	Module de cisaillement
E_t	:	Module d'élasticité à des températures élevées
E, E_{20}	:	Module de Young à 20 °C
I_a	:	Moment d'inertie adéquat du raidisseur
I_s	:	Moment d'inertie efficace de la surface du raidisseur de bord
$\bar{I}_{eff,t}$:	Moment d'inertie efficace moyenne pondérée
$M_{fi,t,rd,z}$:	Moment de flexion résistant sous l'action au feu dans un temps t
M_ω	:	Moment de torsion non-uniforme de Vlasov (ou de gauchissement)
M_{sv}	:	Moment de torsion uniforme de St Venant
I_ω	:	Moment d'inertie de gauchissement ou sectorielle
J, I_t	:	Moment d'inertie de torsion uniforme de St.Venant
M_z	:	Moment fléchissant
I_y, I_z	:	Moments quadratiques
S_y, S_z	:	Moments statiques
η_{fi}	:	Niveau de la charge
n	:	Nombre du segment
Δ	:	Opérateur de Laplace bidimensionnel
Λ	:	Paramètre d'intégration transitoire
Λ	:	Paramètre d'intégration transitoire (pris égale 1 par default)
r_0	:	Rayon de giration polaire de la section transversale
r	:	Rayon de giration sur l'axe de flambement

i_y , i_z	:	rayons de giration selon l'axe y-y et z-z, respectivement
$N_{b,fi,t,rd}$:	Résistance au flambement à des températures élevées uniformes
N_{eff}	:	Résistance au flambement locale
$N_{c,rd}$:	Résistance de la section transversale
P_n	:	Résistance nominale vis-à-vis des charges de compression axiale
K	:	Rigidité du ressort
\dot{Q}	:	Source d'énergie interne
A_{br}	:	Surface brute de la section transversale
A_s	:	Surface efficace de la section transversale du raidisseur de bord
ω_C , ω_D	:	Surfaces sectorielles
ψ	:	Taux de contrainte
T	:	Température
θ_m	:	Température à la surface de l'élément métallique
$\theta_{a,cr}$:	Température critique d'un élément en acier
θ_g	:	Température des gaz
θ_n	:	Température nodale dans un temps n
θ_n	:	Température nodale dans un temps n
t	:	Temps
$\dot{\theta}_n$:	Temps moyen des valeurs des températures nodales dans un temps t_n
$\dot{\theta}_n$:	Temps moyen des valeurs des températures nodales dans un temps t_n
$\underline{\underline{\sigma}}$:	Tenseur de contrainte
$\underline{\underline{s}}$:	Tenseur déviateur de contrainte
$E_{d,fi}$:	Valeur de calcul constante des effets pertinents des actions dans la situation d'incendie
E_d	:	Valeur de calcul des effets pertinents des actions à partir de la combinaison fondamentale
$[A_m/V]_b$:	Valeur enveloppe du facteur de massivité
ω_{max}	:	Valeur maximale de l'aire sectorielle
ω_{min}	:	Valeur minimale de l'aire sectorielle
Δt	:	Variation de temps entre les itérations n et n+1

$\{d\}$:	Vecteur de déplacement
$\{\theta\}$:	Vecteur de la température nodale
$R(\theta)$:	Vecteur résiduel
σ_{true}	:	Vraie contrainte
ε_{true}^{pl}	:	Vraie déformation plastique logarithmique

ABREVIATIONS

AHR	:	Acier à Haute Résistance
AISI	:	American Iron and Steel Institute
CAL	:	Cadre en Acier Léger
DSM	:	Direct Strength Method
D/G	:	Distortionnel /Global
D-D	:	Dos-à-Dos
EC3	:	Eurocode 3
F-F	:	Face-à-face
IMB	:	Imbriqué
L/D	:	Local/Distortionnel
L/D/G	:	Local/Distortionnel /Global
MLE	:	Méthode de la Largeur Efficace
MEF	:	Méthode Élément Fini
NC	:	Niveau de Chargement
NRF	:	Niveau de Résistance au Feu
PLF	:	Profilé Laminé à Froid
SC	:	Semelle Chaude
SF	:	Semelle Froide
TC	:	Thermocouple

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

1. Généralité

Durant cette dernière décennie, concepteurs et constructeurs ont eu un intérêt accru pour l'utilisation de matériaux qui conjuguent légèreté et résistance pour subvenir à des nouvelles demandes du monde de la construction allant dans le sens de l'innovation et la durabilité [1, 2]. Ces deux dernières exigences du temps moderne ne peuvent être satisfaites que par l'adoption de structures en partie ou en totalité en charpente métallique dont l'acier est le matériau de prédilection pour construire vite dans les règles de l'art.

Récemment, l'adoption de l'acier en Profilés Laminés à froids (PLFs) dans les structures s'est avérée plus efficace et une alternative appropriée aux solutions structurelles classiques, notamment lorsqu'ils sont utilisés sous forme de Cadre en Acier Léger (CAL) [3]. Ce dernier peut répondre au nouveau défi qui consiste à atteindre un niveau de conception durable permettant une économie circulaire à base d'un matériau 100% recyclable [4].

En Algérie depuis l'année 2015, le souci majeur de nos décideurs est d'investir dans des projets d'infrastructure et de développement prioritaires et en premier le logement. Dans ce contexte, l'avancée technologique en termes de disponibilité de machines à commandes numériques a propulsé cette technique de construction des structures à Cadre en Acier Léger (CAL) en Algérie, basée sur l'utilisation des profilés métalliques galvanisés formés à froid. On cite comme des exemples, la réalisation des structures totalement en acier PLF pour un complexe touristique, (figure 1(a)), assuré à Beni-Haoua par AAMAL STEEL FRAMING. Aussi, la réalisation relativement récente de deux structures mixtes, combinant l'utilisation de l'acier laminé à chaud et de l'acier PLF, (figure 1(b)), érigées à Chlef par le groupe FRAMEMETAL, issu du partenariat entre le Groupe Algérien BATIMETAL et la société Américaine FRAMEMAX Système.



(a) Complexe touristique, (Chlef, 2022) [5] (b) Structure d'ONAAPH, (Chlef, 2019)

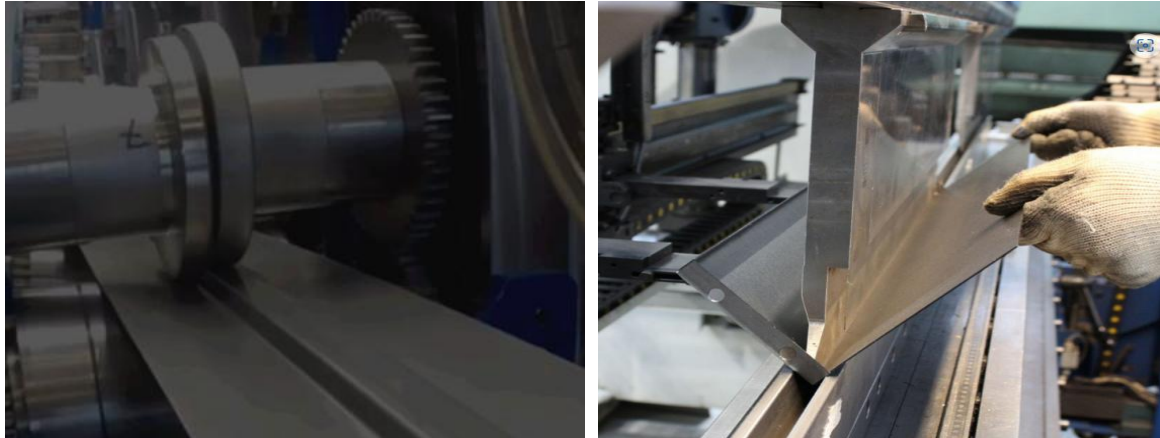
Figure 1 : Structures à Cadre en Acier Léger (CAL)

Un acier PLF est principalement un acier laminé à chaud (fabriqué en acier au carbone), cependant, il a subi à d'autres traitements supplémentaires dans des différentes conditions. Une fois que le matériau acier est refroidi, il est ensuite relaminé à température ambiante pour atteindre les dimensions exactes et une meilleure qualité de surface. Il est fabriqué initialement à partir des bobines de métal simple, (figure 2).



Figure 2 : Bobines en acier galvanisé, (Usine de FRAMOMETAL, Ain defla, 2019)

Les PLFs sont obtenus en profilant ces bobines à l'aide d'une machine appelée rouleuse de profilés, (figure 3(a)), ou en les pliant à l'aide d'une presse plieuse qui applique une force sur la bobine selon des moules spécifique des formes des profilés désirées tel que montré par la figure 3(b).



(a) PLF par Profilage

(b) PLF par Pliage

Figure 3 : Méthodes de fabrication des PLFs [6].

Les PLFs ont trouvé ses utilisations tout aussi compétitive que l'acier laminé à chaud en vertu des différents avantages qu'ils offrent à cause de ses minces sections, notamment la légèreté qui est un atout pour la construction en zones sismiques, où ces éléments, composant la structure, sont 60% moins lourds que les membrures de constructions classiques ou traditionnelles, et de ce fait les fondations et leur conception pour les charges sismiques peuvent être de dimensions réduites. La méthode de production du PLF augmente la résistance et la durabilité de profilé, ce qui conduit à résoudre des différents problèmes de corrosion [7]. Une économie substantielle peut être faite dans la réalisation du fait de gain de temps en rapidité d'exécution, facilité transport et de fabrication qui permet de produire une grande variété de formes. Ces avantages provoquent les concepteurs algériens à adopter les PLFs dans les grands projets de constructions, tel que les tours, les stades et les grandes mosquées [8].

2. Problématique

Le procédé de fabrication par formage à froid permet aujourd'hui de disposer de pratiquement toutes les formes et dimensions de produit souhaitées, ce qui augmente considérablement la flexibilité de la conception par des panneaux PLF. De nouvelles conceptions de structures métalliques consistent à utiliser ce système comme des panneaux non porteurs et porteurs, et aussi d'utiliser les PLFs comme des poutres secondaires et même principales dans des configurations appropriées comme par exemple en section composée ou dans un système à treillis.

Cependant, en raison des minces sections des PLFs, il existe plusieurs inconvénients majeurs des profils formés à froid qui méritent d'être mentionnés.

Premièrement, le problème de phénomènes d'instabilités, selon EN1993-1-2 [9] et EN1993-1-3 [10], le calcul du comportement structurel des éléments métalliques de PLF à température ambiante ou à haute température lié à la classification d'une section dite à parois minces, qui est généralement de classe 4. Les structures composées de membres de cette classe sont caractérisées par des phénomènes d'instabilité qui peuvent apparaître tels que le flambement local, distortionnel, global et l'interaction entre ces modes de flambement. Ces phénomènes se trouvent accentués par l'effet des hautes températures dues à un incendie suite à la dégradation des propriétés thermomécaniques de l'acier de PLF.

Deuxièmement, l'effet des hautes températures, sachant que l'acier PLF a une conductivité thermique élevée alors que les sections transversales ne sont pas massives, les facteurs de section (ou facteurs de massivité) sont nettement supérieurs à un profil moyen laminé à chaud. Dans le cas d'un incendie, il en résulte une augmentation rapide de la température, dont son effet conduit à la dégradation des propriétés mécaniques et à la perte de résistance des éléments d'acier PLFs. Pour assurer la résistance au feu, il a été recommandé d'ajouter des plaques de protection comme le plâtre, avec une isolation dans la cavité du panneau. Selon l'incendie exposé au siège de NAFTAL à Chlef, cette solution n'a été pas suffisante, dont les pertes économiques et financières sont énormes, (figure 4).



Figure 4 : Panneau CAL de PLF sous incendie réel – NAFTAL, Chlef.

Ces caractéristiques particulières des éléments PLFs justifient qu'ils fassent l'objet de règles de calcul spécifiques. Ceci impose des méthodes de calcul et des vérifications adaptées selon des nouvelles versions réglementaires de l'Eurocode et des guides de conception parfois nécessaires pour compléter l'analyse de la structure.

En fin, plusieurs études ont traité le comportement des structures métalliques de profilés laminés à chaud sous l'effet de l'incendie, tels que IPE et HE non-protégés [11-13] et protégés [2, 14]. Cependant, les études sur la résistance au feu des éléments en acier PLFs sont récentes voire assez rares, et les connaissances dans ce domaine nécessite d'être approfondies pour cerner les divers aspects des réponses thermiques et mécaniques des éléments de structure ou des panneaux PLFs, à température ambiante ou sous l'effet des hautes températures.

3. Objectifs

L'objectif principal de ce travail, est d'étudier en premier, la réponse thermique des panneaux PLF et en second, la réponse mécanique des éléments montants en section C constituant ces panneaux. L'étude est réalisée pour étudier l'influence des différents systèmes de protection sur l'endurance au feu, en englobant les des différents types de configurations et de dispositions de plaques de protection et d'isolations. Aussi, l'effet des doubles montants PLF en section C et l'existence des trous circulaire au niveau de l'âme du profilé sur la capacité portante du panneau porte. Pour investiguer leur comportement en conditions normale et en situation d'incendie, on procède par une analyse analytique selon les principes et recommandations de l'EN1993-1-3 [10] et la méthode directe de l'AISI [15], suivi par une simulation numérique par des modèles en éléments finis (EF) développés en utilisant le logiciel multi-physique ANSYS [16]. Le but est de prédire la progression de température en fonction du temps puis d'évaluer la réponse mécanique en déterminant la capacité portante en condition normale et sous hautes températures.

4. Organisation de la thèse

Cette thèse comprend cinq chapitres précédés par une introduction générale qui présente essentiellement, une généralité sur les PLFs, la problématique, les

objectifs et la répartition des chapitres de la thèse. Les six chapitres formant cette thèse sont répartis de la manière suivante :

Le chapitre 1 comporte la recherche bibliographique sur les structures métalliques de PLFs en conditions normale et en situation d'incendie. Il contient les aspects normatifs sur la performance au feu et le comportement structurel de l'acier et les panneaux PLF, la sécurité incendie dans les bâtiments ainsi que les travaux de recherches expérimentaux et numériques sur le comportement thermique et mécanique des structures PLF en conditions normale et en situation d'incendie.

Le chapitre 2 présente l'aspect théorique et les différentes méthodes analytiques de calcul du comportement des barres de section ouverte à parois mince de PLF en condition normale, sous une charge axiale de compression. Ce chapitre met en évidence principalement sur les méthodes analytiques classiques telles que la théorie de torsion uniforme et non-uniforme, les méthodes semi-empiriques telles que la méthode de des largeurs efficaces et la méthode de force directe (DSM). Une étude de cas est s'effectuée sur deux modèles de barre PLF, pour prédire ses réponses mécaniques et de déterminer ses charges critiques et ses capacités portantes, en utilisant les deux méthodes analytiques ainsi que l'analyse linéaire élastique par le programme CUFMS.

Le chapitre 3 consiste les différentes méthodes analytiques pour le calcul du comportement thermique et mécanique des barres du panneau PLF sous l'effet des hautes températures de distribution uniforme et non-uniforme due à un d'incendie. L'étude analytique vise en premier de prédire la réponse thermique des barres PLF en section C, isolées du panneau non porteur et non protégées, en déterminant l'évolution de la température en fonction du temps par la méthode simplifié de EN1993-1-2 [9]. Ensuite, en utilisant le même règlement ainsi que l'AISI, une autre étude sera effectuée pour déterminer la charge ultime de compression de la barre isolée à haute température sous des distributions uniforme et non-uniforme pour les barres non protégées et protégées, respectivement.

Le chapitre 4 traite de la modélisation numérique et le développement des modèles élément fini dont le but est d'analyser le comportement thermique des

panneaux PLF non porteurs, ainsi que mécanique (linéaire et non linéaire) et thermomécanique des barres métalliques isolées du panneau PLF, sous une charge de compression axiale exposé au feu ISO834.

Le chapitre 5 présente une étude paramétrique sur la performance au feu du panneau PLF non porteur, ainsi que sur le comportement thermomécanique des barres PLF isolées du panneau, pour étudier l'influence de différents systèmes de protection, l'effet des doubles montants PLF et l'existence des trous circulaires sur la résistance au feu et la capacité portante du panneau en condition normale et sous l'action d'incendie.

Enfin, une conclusion générale suivie par des perspectives ont été données dans la fin de ces chapitres de cette thèse.

CHAPITRE 1

ETAT DE L'ART SUR LES STRUCTURES MÉTALLIQUES DE PROFILÉS LAMINÉS À FROID PLF EN CONDITION NORMALE ET EN SITUATION D'INCENDIE

CHAPITRE 1

ETAT DE L'ART SUR LES STRUCTURES MÉTALLIQUES DE PROFILÉS LAMINÉS À FROID PLF EN CONDITION NORMALE ET EN SITUATION D'INCENDIE

1.1. Introduction

Ce chapitre présente une revue de littérature des études expérimentales et numériques sur le comportement des structures métalliques à base des éléments PLFs à température ambiante et lorsqu'ils sont exposés au feu. Ce chapitre est divisé sur quatre axes principaux. Premièrement, une généralité sur structures métalliques PLF. Deuxièmement, la performance au feu et le comportement structurel des panneaux PLF. Troisièmement, la sécurité d'incendie dans les bâtiments. Quatrièmement, les travaux de recherches sur le comportement thermique et mécanique des structures PLF à température ambiante et sous l'effet d'incendie.

1.2. Acier de construction métallique

1.2.1. Définition

L'acier est un matériau issu de la réduction du minerai de fer, de charbon et du recyclage de ferrailles, donc c'est un métal principalement composé de fer et de carbone, avec de faibles quantités d'autres éléments chimiques tels que le manganèse, le nickel, le silicium et le soufre [17].

Le fer est un élément en roche d'une certaine teneur en fer, très répandu dans l'écorce terrestre dont il représente 5 %, mais il ne se trouve pas à l'état pur. Il est combiné avec d'autres éléments minéraux. et mêlé à une gangue terreuse [17].

1.2.2. Processus de fabrication

La production de l'acier est un processus plus ou moins complexe de la préparation des matières premières à l'obtention du produit final. la filière fonte et la filière électrique sont principalement les deux façons dominantes dans le monde, dont la filière fonte reste majoritaire dans la plupart des pays.[18].

La filière fonte consiste d'abord de concasser et sécher le minerai de fer, ensuite il est introduit avec charbon dans un haut fourneau, où des températures élevées permettent la fusion du minerai [19]. Le charbon produit du monoxyde de carbone qui réduit le minerai en fer liquide (fonte brute). Cette dernière est transformée en acier, et ensuite coulée sur un lit de ferrailles [17].

La filière électrique consiste de fondre des ferrailles dans des fours électriques c'est-à-dire de recycler des composants en acier déjà existant, même si l'emploi d'une faible quantité de charbon et de minerai demeure nécessaire [17, 18].

Une fois que l'acier est obtenu, il est coulé en continu sous forme des plaques dans des installations de coulée continue ce qui permet une production plus efficace et une meilleure qualité [17]. Les plaque d'acier sont ensuite chauffées et passées à travers des laminoirs pour former les produits souhaité. Après ce laminage, certains produits peuvent subir un traitement thermique ou mécanique pour améliorer leurs propriétés mécaniques [17]. Ensuite, les produits finis peuvent être soumis à des opérations de finition telles que le découpage, le perçage, le cintrage et le revêtement pour répondre aux spécifications et aux exigences de conception.

Il existe deux types de profilés en acier qui sont utilisés dans la construction en charpente métallique, Profilé Laminé à Chaud (PLH) et Profilé Laminé à Froid (PLF) qui généralement plus minces [20].

1.2.3. Comportement de l'acier

Il est possible d'obtenir les propriétés mécaniques clés de l'acier à partir de procédures normalisées d'essais de traction d'éprouvettes, dont la limite d'élasticité f_y , la résistance ultime à la traction f_u et le module de Young E [2]. La désignation des aciers ou nuance consiste en symbole S suivi par l'indication de la valeur minimale spécifiée de la limite d'élasticité pour les épaisseurs inférieures à 40 mm et celles comprises entre 40 et 80 mm exprimée en MPa, tel que montré par le tableau 1.1 fourni par EN1993-1-1 [21] pour les acier laminés à chaud.

Tableau 1.1 : Nuance et épaisseur nominale de l'acier [21]

Nuance d'acier	Epaisseur nominale de l'élément (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550

Le processus de formage à froid modifie les propriétés mécaniques de l'acier, dont il augmente la limite d'élasticité et la résistance ultime à la traction, tout en réduisant sa ductilité, ce qu'implique que ces propriétés mécaniques peuvent être aussi modifiées selon le type de section transversale [20, 22]. Généralement, il existe deux raisons principales qui modifient les propriétés mécaniques de l'acier lors du formage à froid, à savoir l'érouissage et vieillissement [20].

L'érouissage est un traitement mécanique de mise en forme qui engendre des déformations plastiques dues au dépassement de la limite élastique de l'acier lors du formage, il est considéré comme un renforcement de l'acier car la déformation plastique entraîne une modification de l'arrangement cristallin du matériau acier [22, 23]. Le dépassement de la limite élastique augmente la capacité portante maximale de l'acier, et ça ce qu'on appelle le vieillissement [20]. La figure 1.1. montre que l'influence du formage à froid sur les propriétés mécaniques de l'acier est principalement due aux phénomènes d'érouissage et de vieillissement [22]. La relation typique contrainte-déformation de l'acier laminé à chaud et de l'acier laminé à froid est présentée, respectivement, à la figure 1.2.

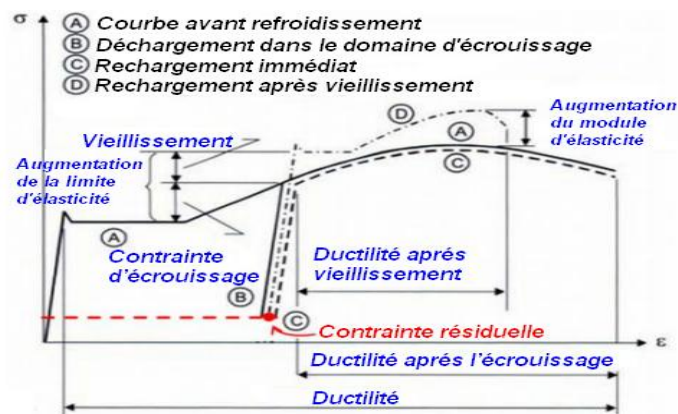
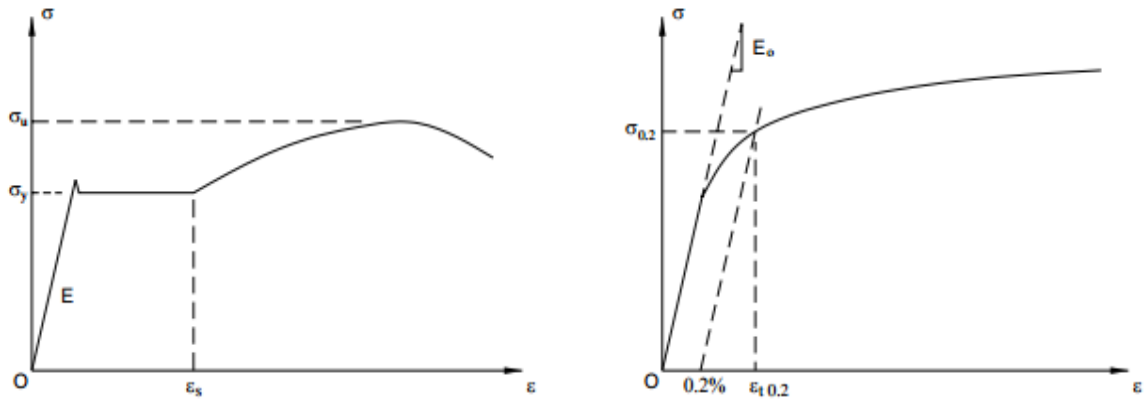


Figure 1.1 : Effets de laminage à froid sur la courbe contrainte-déformation [20].



(a) Acier laminé à chaud

(b) L'acier laminé à froid

Figure 1.2 : Diagrammes typiques de contrainte-déformation [23].

1.3. Généralité sur les structures métalliques PLF

Le progrès technologique durant le vingtième siècle a permis l'apparition de nouveaux matériaux en acier léger dans l'industrie de la construction en charpente métallique sous forme de profilés laminés à froid et inoxydables.

Récemment, dans plusieurs pays tels-que les USA, Canada et autres pays européens, l'utilisation de systèmes de structures PLF a augmenté d'une manière substantielle pour les constructions d'habitation et commerciales de moyenne hauteur [24]. La motivation étant les avantages intrinsèques de ce mode de construction offre par rapport au traditionnel (maçonnerie, béton, bois), à savoir de la légèreté, la rapidité de mise en œuvre, l'adaptation aux transformations ultérieures et les propriétés mécaniques élevées (limite élastique, ductilité et la résistance) [25].

De ce fait, l'acier formé à froid est devenu en quelques décennies l'un des matériaux les plus couramment adopté dans les économies développées du monde entier [26].

1.3.1. Bref historique sur les PLFs

Les premières utilisations d'éléments minces formés à froid dans la construction de bâtiments datent de la fin du XIX^e siècle. Leur essor a vu le jour suite aux travaux de recherche principalement menés aux États-Unis et en Grande Bretagne [27]. L'utilisation était principalement expérimentale et limitée à

quelques structures de base, en raison du manque d'informations techniques adéquates sur le comportement structurel des profils formés à froid [20, 25].

Aux États-Unis, plusieurs études ont été effectuées entre les années 1920 et 1930, pour promouvoir les PLFs en tant que matériau de construction pour la réalisation des logements préfabriqués [25]. Cependant l'acceptation de l'idée était encore limitée, dont ils étaient utilisés comme des éléments structurels secondaires, car il n'existait pas des normes de conception adéquate.

La première norme encadrant ces produits date de 1946 (AISI – Design of Light Gauge Steel Structural Members), après, de nombreuses publications ont accompagné l'apparition de cette norme en Europe et États-Unis, notamment à partir des années 1960, en particulier sous l'impulsion du professeur George Winter [25, 27].

La fin de la décennie 1990 a vu l'expansion de l'utilisation de ces profilés, notamment grâce à la parution des différents codes et normes tel que l'AISI et Erucode 3, et finalement ces trois dernières décennies, ont trouvé ses utilisations comme des éléments structurels principaux dans les constructions de faible à moyenne hauteur, tout aussi compétitive que l'acier laminé à chaud [20, 27].

1.3.2. Panneaux PLFs

Ces dernières années, le domaine de la construction métallique a connu un développement remarquable en Algérie, notamment sur les zones sismiques où la légèreté de la structure est devenue un point essentiel dans la conception et le calcul des structures. Pour cela, un nouveau système de construction métallique à base de panneaux de Cadre en Acier Léger (CAL) de PLF commence à être adopté comme une alternative économique aux constructeurs, employés en tant que des panneaux porteurs [28, 29] et non porteurs [30, 31] dans des différents types de structure, tel que les bâtiments industriels, résidentiels, commerciaux et d'autres types de structures [32].

Les panneaux PLFs tel que réalisés dans l'usine de FRAME METAL Ain-Defla, sont constitués de deux types de sections PLF, profilés de type montants de section C, (figure 1.3(a)), supportant la charge verticale, et deux profilés de types traverses de section U, (figure 1.3(b)), en haut et en bas du panneau assemblés avec les montants tel que montré par la figure 1.4. Ces éléments sont

des profilés en acier galvanisé de Z275 conformes à la spécification du code ASTM-A-653 [33], avec une couche de galvanisation d'épaisseur de 0.04 mm et de densité d'environ de 275 g/m² pour les deux cotés.



(a) Profilé montant de section C.

(b) Profilé traverse de section U.

Figure 1.3 : Types de profilé à froid (Usine de FRAME METAL Ain defla, 2019).

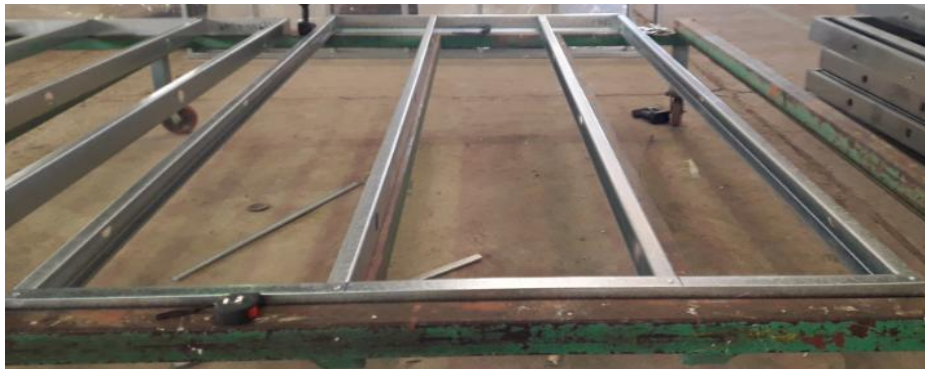


Figure 1.4 : Panneau de mur CAL (Usine de FRAME METAL Ain defla, 2019).

L'épaisseur de la section des profilés à parois minces (varient entre 0.82 à 3.2 mm), la rapidité et la facilité de fabrication, permet de produire différents types de sections avec une grande variété de forme [7], (figure 1.5).



Figure 1.5 : Différentes éléments de structure de sections PLFs [34].

Un nouveau type de panneau est adopté pour la réalisation des constructions métalliques légères par le groupe FRAME METAL et AAMAL METAL dans les différents projets (ONAAPH, NAFTAL, complexe touristique Dar El-Ikram), (Figure 1,6) pour ne citer que ces exemples.



(a) Batiments d'ONAAPH, Chlef [35]. (b) Construction de NAFTAL, Skikda [35].



(c) Village touristique de Dar El-Ikram de Bni haoua, Chlef [5].

Figure 1.6 : Application des panneaux PLF.

La description de ce nouveau système constructif est détaillée sur les documents techniques et les avis techniques rédigés par le Centre National d'Etude et Recherches Intégrées du Bâtiments C.N.E.R.I.B [36, 37], ainsi sur les catalogues du FRAMOMETAL [35] et AAMALMETAL [5].

1.3.3. Structure modulaire à base PLFs

L'un des avantages des structures PLF, est de pouvoir produire dans un temps record des constructions modulables c'est-à-dire par modules. Les termes construction « modulaire » ou « volumétrique » désignent un type particulier de construction préfabriquée en dehors du chantier dans laquelle le plancher, les murs et le plafond sont pré assemblés en usine pour former une unité tel que montré dans par la figure 1.7(a) [38, 39]. Ces unités, communément appelées «modules», sont transportées sur le site et empilées à l'aide d'une grue pour former un bâtiment complet en quelques semaines voire quelques jours, (figure 1.7(b)) [38, 39]. La réponse de la Chine à la pandémie de COVID-19, en

construisant les hôpitaux de Huoshenshan et Leishenshan à Wuhan en moins de deux semaines, et l'un des exemples impressionnant qui souligne l'importance et les avantages de ce système.



(a) Construction préfabriquée en usine [40].



(b) Construction module en site [41].

Figure 1.7 : Construction modulaire à base PLF (Wuhan, Chine, 2020).

De plus, ce système peut être une solution rapide pour la reconstruction des bâtiments d'habitation dans le cas d'urgence, par exemple grâce à un séisme destructif. La magnitude 7.8 enregistrée au niveau de la frontière entre la Turquie et la Syrie en 2023, et qui a causé de plus de 50 000 morts, (Mes sincères condoléances à toutes les victimes et aux familles de cette terrible catastrophe), a motivé le gouvernement turc de lancer un grand projet dans le domaine de la consommation et de la production durables dans le secteur du logement et de la construction en Turquie. Ce projet est basé sur l'utilisation de construction

modulaire, avec un esprit d'augmenter le taux de croissance annuel composé du marché des produits préfabriqués à 4,5 % jusqu'en 2028 [42].

Une économie substantielle peut être faite dans la réalisation du fait de gain de temps en rapidité d'exécution ajoutant à cela la réduction du poids de la structure en raison de la réduction du nombre de piliers que la structure exige [38]. La disposition des éléments en acier dans la structure du bâtiment est également radicalement différente de la charpente traditionnelle en acier laminé à chaud, avec murs porteurs typiques comprenant des montants en acier léger à 400 mm ou 600 mm d'entraxe, à la place des colonnes laminées à chaud [38].

1.4. Performance au feu et le comportement structurel des panneaux PLF

Le comportement structurel des éléments PLF fléchis ou comprimé est régi un caractère systématique en différents mode de flambement dans le mode de ruine en flexion ou compression. En cas d'incendie, l'effet des hautes températures peut compromettre le comportement des panneaux PLF qui pourront s'effondrer facilement à cause de minces sections des PLFs qui présentent des facteurs de massivité très élevés [43], et favorisent ainsi une progression rapide de la température, dont son effet conduit à la dégradation des propriétés mécaniques et à la perte de résistance des éléments d'acier PLFs [44, 45]. Leur conception nécessite parfois des essais pour surmonter les limites de l'approche de calcul en permettant d'obtenir avec précision des résistances de conception pour presque toutes les formes de section. En Algérie, peu de recherches approfondies sur la réponse thermomécanique ont été effectuée sur ce type de panneau.

1.4.1. Modes d'instabilités (flambement)

Les éléments PLFs à base de sections à parois minces sont sujets à des phénomènes d'instabilités représentant une déformation élastique instable qui se produit sous l'effet des charges mécaniques. Les PLFs peuvent être soumises aux différents types d'instabilités dits aussi flambements sous l'effet de charges mécaniques et sont généralement classés en trois modes de flambage tel que montré par la figure 1.8, à savoir, local, distortionnel et global [46]. Ils dépendent de nombreux facteurs, tels que la géométrie de l'élément, la rigidité de la section

transversale, les conditions limites, les imperfections initiales et les différents types de charges appliquées sur le profilé [47].

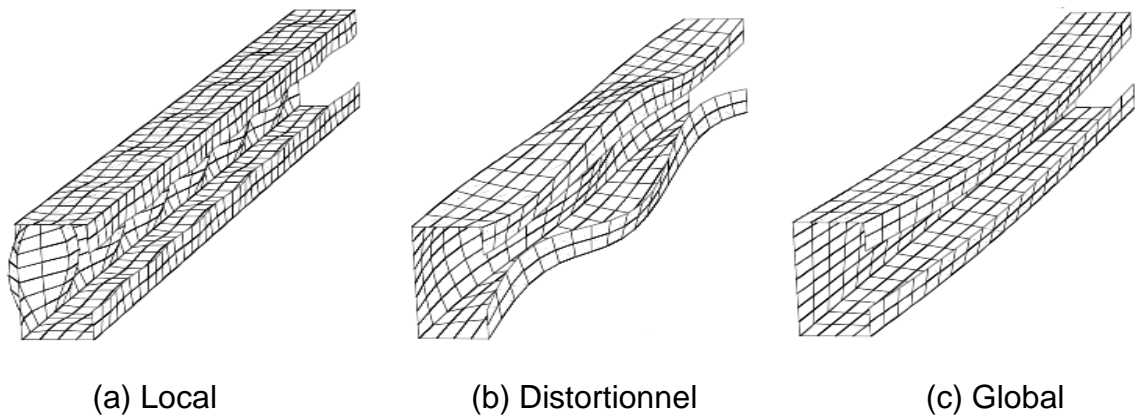


Figure 1.8 : Type de flambement sous une charge de compression pour PLF [48].

L'apparition de ces modes de flambement dépend sur la courbe de la contrainte critique en fonction de la longueur de demi-onde, la figure 1.9 montre un exemple général sur cette courbe pour chaque forme déformée associée à l'instabilité du à une charge axiale de compression.

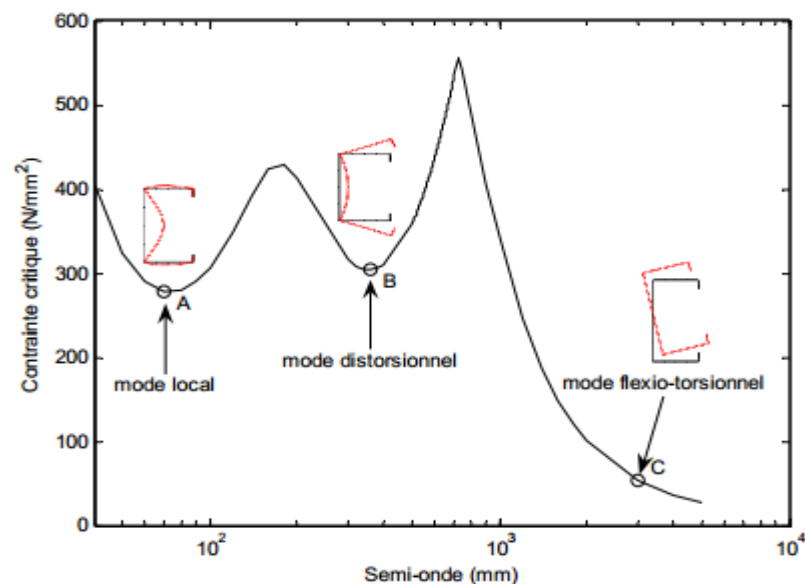


Figure 1.9 : Courbe contrainte demi-onde de la section C à compression uniforme [23].

1.4.1.1. Flambement local (Voilement)

Le mode d'instabilité locale (Voilement) présente des déformations significatives de la section transversale, engendrant seulement la rotation sans

aucune translation au niveau des lignes de pliage internes (lignes d'intersection entre les éléments plans) [7]. Ce mode d'instabilité se produit selon la longueur de demi-onde des ondulations sinusoïdales, où cette la longueur de demi-onde du mode locale (Voilement) doit être inférieure ou égale à la plus grande dimension caractéristique de l'élément [7].

Bandula Heva et Mahendran [49] et Gunalan et al. [50] ont réalisé une étude expérimentales sur des poteaux PLF à température ambiante et à haute température, dont l'objectif d'étudier l'influence de flambement local sur le comportement des poteaux PLFs, et examiner la précision des différentes méthodes analytiques, pour le calcul de la capacité portante de flambement locale des PLFs comprimé à 20°C et sous l'effet d'incendie. Il a été conclu que l'utilisation des propriétés mécaniques réduites à des températures élevées à l'aide des directives de conception à température ambiante, permet de prédire approximativement la capacité portante de flambement locale des poteaux PLF sous une charge de compression axiale. De plus, il a été recommandé par Gunalan et al. [50] d'utiliser les sections efficaces à des températures élevés pour prédire la capacité portante de flambement locale des PLFs exposé au feu, vu que les recommandations de EN1993-1-2 [9] d'utiliser les sections efficaces à 20°C, sont conservatrices. Aussi, cette méthode est applicable beaucoup plus pour les PLFs de section en C et plus conservatrice pour sections en U.

Rokilan et Mahendran [51] ont présenté une investigation numérique sur le comportement des poteaux PLF en section C soumis à un flambement local, pour étudier l'effet de différents paramètres tel que la nuance d'acier et les caractéristiques mécaniques du PLF. Sur la base de la méthode direct (DSM) du AS/NZS4600 [52] et les largeurs efficaces, ils ont proposé des équations pour le calcul de la capacité portante des poteaux PLF sous l'effet de flambement local pour des températures élevés. Il a été conclu que les équations proposées sont capables de prédire les capacités portantes de flambement local à des températures élevées pour les poteaux PLF avec un degré de précision plus élevé.

Yan et Gernay [53] ont conduit une étude numérique sur des poteaux PLF de section carrée et rectangulaire sous l'effet de flambement local, pour investiguer l'influence de ce type de section sur le comportement des poteaux PLF

à haute température. Les résultats numériques ont été comparés avec celles du calcul analytique de la méthode directe (DSM) du AISI-S100 [54]. Cette comparaison indique que la méthode analytique donne des estimations plus élevées pour la capacité portante que les modèles numériques soit à la température ambiante ou à haute température, notamment pour les sections carrées. D'après ces résultats, Yan et Gernay [53] ont conclu que les formules de la méthode directe (DSM) du AISI-S100 [54] sont destinées pour les sections ouvertes. Par conséquent, de nouvelles équations ont été proposées pour le calcul de la capacité portante du flambement local pour les poteaux de section carrée et rectangulaire, en modifiant les équations de la méthode directe.

1.4.1.2. Flambement distortionnel

Le mode d'instabilité distortionnel présente des déformations de distorsion significative d'une partie de la section accompagnée d'un déplacement en mode rigide de l'autre partie, engendrant la rotation et la translation au niveau des lignes d'intersection entre les plaques formant la section [7]. Ce mode d'instabilité se produit lorsque la longueur de la demi-onde sera supérieure à la dimension caractéristique de la section. La longueur de la demi-onde dépend de la charge et de la géométrie, et se situe entre le mode local et le mode global [7].

Ranawaka et Mahendran [55] ont effectué une étude expérimentale et numérique pour étudier le comportement de flambement distortionnel du profilé de panneau PLF, soumis à un effort de compression axiale sous l'effet de haute température due à un incendie. L'étude a été réalisée sur des profilés de différentes épaisseurs et nuance, en incluant l'effet des propriétés mécaniques, imperfection géométrique et les contraintes résiduelles sur le comportement de flambement distortionnel. Les résultats ont démontré l'importance d'utiliser des propriétés mécaniques précises à des températures élevées dans la conception de la sécurité incendie pour les profilés de panneau PLF comprimés.

Une investigation numérique a été présentée par Shahbazian et Wang [56], pour étudier l'efficacité de la méthode directe (DSM) dans le calcul de la résistance au flambement distortionnel des profilés de panneau PLF sous l'effet des hautes températures, soit avec une distribution uniforme ou non-uniforme. Selon les résultats obtenus, il a été conclu que la méthode directe (DSM) pour la

température ambiante est aussi applicable pour prédire la capacité portante du flambement distortionnel des PLFs à des températures élevées de distribution uniforme. Cependant, des équations modifiées ont été proposées pour le cas d'une distribution non-uniforme de température.

Landesmann et Camotim [57] ont développé des modèles numériques pour des simulations mécaniques des poutres en PLF à température ambiante et à des températures élevées. Cette investigation a été conduite pour une validation d'approches de conception basées sur la méthode directe (DSM), dont le but de fournir des prédictions de moment de rupture du flambement distortionnel de haute précision pour les poutres PLF de section en C. Les résultats obtenus ont montré que la réponse structurelle au flambement distortionnel peut être affectée selon les conditions limites et les dimensions de la section transversale. De plus, la qualité des prédictions du moment de rupture du flambement distortionnel selon DSM, dépend de la gamme d'élanement ($\bar{\lambda}_{D,20}$).

Sur la base des études paramétriques numériques, Rokilan et Mahendran [58] ont étudié les effets des caractéristiques non linéaires de contrainte-déformation à température élevée sur les capacités portantes de flambement distortionnel des poteaux PLF. Selon une comparaison entre les résultats numériques et analytiques de la méthode directe (DSM) de AS/NZS4600 [52], les équations actuelles ne peuvent pas prédire avec précision les effets des caractéristiques de contrainte-déformation non linéaires à température élevée. Par conséquent, des équations DSM modifiées ont été proposées pour prédire avec précision les capacités de flambement distortionnel des poteaux PLF à des températures élevées.

1.4.1.3. Flambement global

Le mode d'instabilité global c'est un mode non périodique qui couvre toute la longueur de l'élément de structure, il présente des déplacements en mode rigide sous forme d'une instabilité par flexion, par torsion, ou par flexion-torsion avec une translation et/ou une rotation de la section transversale où sa forme reste inchangée [7].

Somodi et Kövesdi [59] ont présenté un travail de recherche basé sur une étude expérimentale et numérique sur la résistance du flambement global (en

flexion) de PLF d'un Acier à Haute Résistance (AHR) en section creuse carrée. Cette investigation sert à étudier l'effet des propriétés de matériaux, imperfection géométrique et contrainte résiduelle sur le comportement du flambement global de PLF à AHR en section creuse carrée. Il a été conclu que le facteur de réduction de flambement des poteaux AHR peut être plus élevé en raison de la limite d'élasticité accrue et l'amplitude de la contrainte résiduelle. Selon résultats numériques obtenus, des modifications ont été effectuées sur le coefficient d'imperfection α de EN1993-1-3 [10] pour le calcul de la capacité portante des poteaux AHR pour les nuances entre S420 et S960. Ces modifications ont conduit à proposer des nouvelles équations pour prédire la résistance du flambement global de PLF d'un Acier à Haute Résistance (AHR) en section creuse carrée.

Dans l'investigation numérique de Rokilan et Mahendran [60], une étude paramétrique détaillée a été effectuée pour déterminer les effets des caractéristiques non linéaires de contrainte-déformation à température élevée sur les capacités de flambement global des poteaux PLFs. Les résultats ont montré que les PLF présentent des niveaux élevés de caractéristiques de contrainte-déformation non linéaires à des températures élevées. Par conséquent, il est essentiel d'inclure les effets des caractéristiques de contrainte-déformation non linéaires (limite proportionnelle, limite d'élasticité et module de Young) pour le flambement global dans les normes de conception au feu du PLF. Sur la base de la norme européenne de EN1993-1-3 [10] et la norme australienne AS/NZS4600 [52], des équations modifiées ont été proposées pour le calcul de la capacité de flambement global des poteaux PLFs à des températures élevées.

Yang et al. [61] ont conduit une étude expérimentale et une simulation numérique pour une investigation sur la résistance au feu des poteaux PLFs de sections composées fermées sous l'influence d'une déformation globale. Il a été conclu que la température critique diminue avec l'augmentation de l'espacement des boulons qui jouent un rôle très important sur le comportement du mode global de rupture. Il a été trouvé aussi que l'utilisation de la méthode directe (DSM) selon AISI-S100 [54] pour calculer la capacité portante des PLFs de sections composées fermées à haute température, fournit des résultats de large différence en comparant avec les résultats numériques. Dans ce contexte, une méthode

simplifiée de calcul de la capacité portante des PLFs de sections composées fermées à haute température à été proposée.

1.4.1.4. Interaction entre les modes de flambement

Il est important de noter que l'interaction entre les modes de flambement peut se produire, formant des modes plus complexes, comme il a été montré dans l'exemple de la figure 1.10 pour l'interaction du mode local avec distorsionnel. Cette complexité du mode peut rendre la structure plus susceptible de flamber de manière instable dans les deux directions.

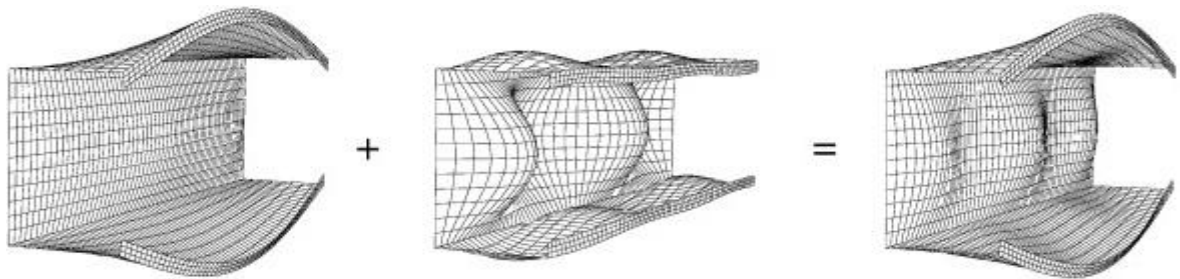


Figure 1.10 : Interaction du mode local avec distorsionnel (L/D) [62].

Peu des travaux ont concentré sur le comportement de l'interaction des modes dans les PLFs dans les années passées.

En 2011 par exemple, Camotim et Dinis [63, 64] ont effectué des analyses numériques pour étudier l'influence des phénomènes d'interaction de modes de flambement, (à savoir l'interaction des modes local/ distorsionnel, global/distorsionnel (flexion-torsion) et local/ distorsionnel /global) sur le comportement des poteaux en PLF de section C. Cette investigation a inclus différents paramètres qui peuvent influencer sur le comportement des poteaux PLF, notamment, les dimensions de la section transversales, la longueur du profilé et les imperfections géométriques. Les résultats montrent que les formes d'imperfection qui correspondent à la plus faible charge critique de colonne sont purement distorsionnelles, dans les poteaux affectées par l'interaction L/D, et purement globales, dans les poteaux affectées par Interaction D/G ou L/D/G. Aussi, d'après les résultats obtenus par l'interaction des modes D/G et L/D/G, il a été conclu que le mode local n'a eu pas une grande influence dans le cas des interactions des modes flambement.

Récemment, l'interaction des modes de flambement a commencé à être étudié plus en plus.

En 2023 par exemple, Mahar et al. [65] ont également présenté une investigation numérique sur les poteaux PLFs à température ambiante en utilisant la Méthode Élément Fini (MEF). Le but de cette investigation est d'étudier l'influence de l'interaction des modes L/D sur le comportement des PLFs de section simple en C, sections composées ouvertes (dos-à-dos) et fermé. Les résultats obtenus ont montré que le comportement d'interaction L/D de la section composée ouvertes en termes de mode de rupture et de la résistance ultime normalisé (P_u/P_y) est similaire à celle de la section C. De plus, une nouvelle procédure basée sur la méthode directe (DSM) a été proposée pour les PLFs de section composée, vu que les résultats de la méthode traditionnelle ont été trouvé très conservateurs.

Une autre investigation sur le comportement de mode L/D des poteaux PLFs de section C, U et Z a été réalisée par Matsubara et de Miranda Batista [66] basée sur une étude expérimentale et numérique. Ce travail de recherche a été effectué pour étudier l'importance d'inclure l'interaction de mode L/D dans les différents normes et codes de conception de PLFs. Une solution pour le calcul structurel de comportement L/D des PLFs a été développée, basée sur le paramètre de facteur d'lancement retenu par la méthode directe qui est prise comme variable principale du problème. Cette solution proposée a indiqué que le flambement global peut être négligé dans le cas où le pourcentage du facteur d'lancement de flambement global par rapport au L/D sera inférieur ou égale 40%. Sur la base de la solution développée, des équations ont été également proposées pour le calcul de l'interaction de flambement L/D pour les PLFs de section C, U et Z.

1.4.2. Imperfections géométriques

Le comportement mécanique des PLFs est difficile à prévoir à température ambiante ou à haute température à cause de la non-linéarité géométrique (différence entre la forme réelle et la forme nominale) et matérielle (différences entre les propriétés réelles et nominales), c'est-à-dire l'état initial inconnu de l'acier PLF [67]. La méthode numérique par élément fini peut être devenue une solution pour modéliser l'élément acier avec son état initial, en introduisant ses

déplacements initiaux causés en raison de processus de fabrication, d'expédition, de stockage et de construction. L'état initial d'un acier PLF peut être caractérisé par les imperfections géométriques locales et globales ainsi que les contraintes résiduelles [23].

Les imperfections initiales sont définies dans les modèles mécaniques des analyses statiques non linéaires après une analyse de flambement élastique, en choisissant un des modes propres obtenus qui cause la plus grande réduction de la capacité portante (généralement le premier mode d'une charge critique la plus faible) [67]. Cette méthode permet d'introduire les déplacements nodaux dans le modèle mécanique, en utilisant un facteur d'échelle en fonction du déplacement maximal obtenu par l'analyse de flambement élastique et l'amplitude selon le mode approprié (local, distortionnel ou global) [68], (figure 1.11).

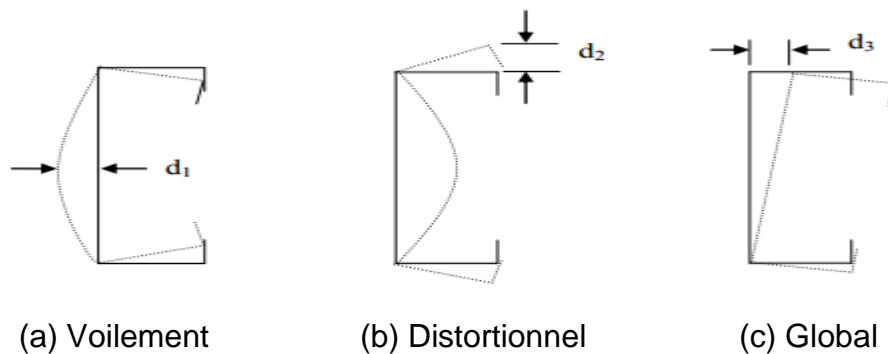


Figure 1.11 : Types des imperfections locales du PLF [69].

Schafer et Peköz [69] ont effectué plusieurs études expérimentales afin de mesurer les imperfections géométrique pour PLF. Ils ont proposé deux approches pour introduire les imperfections locales dans les modèles en se référant par rapport à la forme et l'amplitude. Ils ont montré que le déplacement initial peut être adoptés selon le type 1 (Voilement) où l'imperfection locale maximale est située à l'âme du profilé, et selon le type 2 (Distortionnel) où la déviation maximale est située à la semelle.

Pour le mode local de voilement, l'équation (1.1.a) de l'amplitude maximale d'imperfection a été proposée pour des épaisseurs inférieures à 3mm, et lorsque le rapport hauteur/épaisseur (h/t) est inférieur à 200.

$$\frac{h}{t} < 200 \quad d_1 = 0.006h \quad (1.1.a)$$

Pour le mode local de distorsionnel, l'équation (1.1.b) de l'amplitude maximale d'imperfection a été proposée pour des épaisseurs inférieures à 3mm, et lorsque le rapport largeur/épaisseur (b/t) est inférieur à 100.

$$\frac{b}{t} < 100 \quad d_2 = t \quad (1.1.b)$$

Kaitila [70] a présenté une analyse numérique et un calcul analytique à température ambiante et à haute température en utilisant EN1993-1-3 [10], dans le but d'étudier l'influence des imperfections géométriques locale et globale sur le comportement des panneaux à base PLF. Elle a introduit des amplitudes de $h/100$ et $h/200$ pour le flambement local, et $L/750$, $L/500$ et $L/400$ pour le flambement global où L c'est la longueur du profilé. Les résultats obtenus ont montré que l'augmentation de l'amplitude des imperfections locales diminue la rigidité initiale de l'élément, les imperfections globales ont plus d'influence sur la charge ultime de l'élément. De plus, il a été proposé d'utiliser les deux modes d'imperfection dans les analyses mécaniques, avec des amplitudes de $h/200$ et $L/500$ pour locales et globale, respectivement.

Selon l'étude numérique réalisée par Feng et al. [71] sur le comportement des poteaux PLF, des amplitudes d'imperfection géométrique de $L/1000$, $L/500$ et $L/200$ ont été utilisées pour le mode de flambement local seulement. Cependant, certaines études [72-74] ont critiqué l'utilisation de ces amplitudes, et elles les ont considéré comme des amplitudes non acceptable pour le mode de flambement seulement, tant que le mode de flambement global n'a pas été vu dans le mode propre le plus bas.

Bjorhovde [75] a proposé de représenter les imperfections géométriques globales en utilisant une amplitude maximale d'imperfection de $L/1500$. Tandis que plusieurs études ont montré que l'amplitude maximale d'imperfection de $L/1000$ sera une valeur plus conservatrice pour introduire les imperfections globale dans l'acier de type PLF [46, 76, 77].

1.4.3 Contraintes résiduelles

Les contraintes résiduelles sont des contraintes internes qui subsistent dans le matériau après qu'il a subi des traitements thermiques ou mécaniques. Il existe deux types de contraintes résiduelles dans les éléments en acier, contraintes résiduelles flexionnelles et membranaires, causés due aux processus de

fabrication (laminage, soudage, découpage, et formage à froid) [73]. Donc, Les contraintes résiduelles peuvent être indésirables à cause de ses influences négatives sur la performance thermique ou mécanique, la durabilité et la ductilité de profilés. C'est pour cela, plusieurs études ont pris en considération l'effet des contraintes résiduelles lors de la conception et les analyses numériques.

Sur la base de l'étude réalisée par Abdel-Rahman et Sivakumaran [78], les contraintes résiduelles membranaires peuvent être négligeable dans les analyses mécaniques pour le comportement des éléments en acier PLF. L'idée utilisée dans cette recherche est de diviser la section en deux zones de différente limite d'élasticité. Zone plane d'une limite d'élasticité égale à la limite élastique f_y de la nuance d'acier de la section. Zone arrondie étendue à $0.5\pi r$ en dehors de la portion courbe, avec une limite d'élasticité plus élevée. L'équation (1.2) présente l'accroissement de la limite élastique dans les zones arrondie.

$$\Delta f_y = 0.6 \left[\frac{B_c}{(r/t)^m} - 1 \right] f_y \quad (1.2.a)$$

$$\text{Avec : } B_c = 3.69 \left(\frac{f_u}{f_y} \right) - 0.819 \left(\frac{f_u}{f_y} \right)^2 - 1.79 \quad (1.2.b)$$

$$\text{Et : } m = 0.192 \left(\frac{f_u}{f_y} \right) - 0.068 \quad (1.2.c)$$

Où f_u est la limite ultime de l'acier; r est le rayon interne de l'arrondi considéré.

D'après Les résultats expérimentaux obtenus, Abdel-Rahman et Sivakumaran [78] ont proposé de modélisé les contraintes résiduelles flexionnelles avec une variation linéaire à travers l'épaisseur des PLFs de section C en utilisant un pourcentage de $0.40f_y$ pour les zones d'arrondi, et de $(0.24-0.0006w)f_y$ pour les zones planes, où w est la largeur de la zone plane considérée.

Concernant également la section en C formée à froid, Schafer et Pekoz [79] ont proposé aussi de négliger les contraintes résiduelles membranaires dans les éléments en acier PLF. Ils ont justifié cette hypothèse par l'absence de traitement thermique ou de soudage dans le processus de fabrication. Par contre, ils ont suggéré des recommandations afin de modéliser les contraintes résiduelles flexionnelles dans les sections PLF de type C, avec des distributions variant en

fonction de type de formage (profilage ou pliage) comme il est illustré dans la figure 1.12.

Selon les modèles de Schafer et Peköz [69], les contraintes résiduelles sont élevés au niveau des coins arrondis pour les PLFs de section C. À cause de présence des angles aigus avec des petits rayons pour les PLFs formés avec pliage, Schafer et Peköz [69] ont proposé de négliger les contraintes résiduelles élevés au niveau des zones d'angle. Sur la base de cette hypothèse, un autre modèle avec des nouvelles distributions de contraintes résiduelles pour les PLFs a été proposé par Ranawaka [80], (figure 1.13), où elle a ignoré d'inclure les coins arrondis dans le modèle PLF.

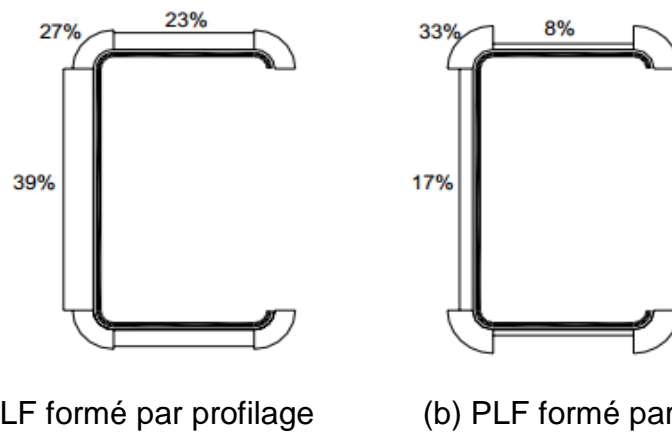


Figure 1.12 : Contraintes résiduelles proposées par Schafer et Peköz [69]

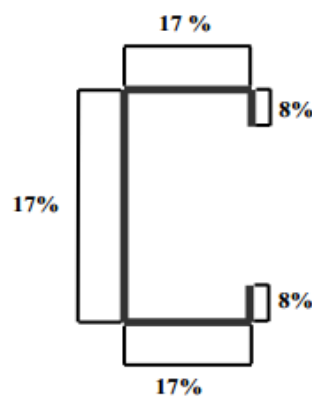


Figure 1.13 : Contraintes résiduelles proposées par Ranawaka [80]

1.5 Sécurité incendie dans les bâtiments

L'ingénierie de la sécurité d'incendie dans les bâtiments est un domaine spécialisé de l'ingénierie qui se concentre sur le traitement des aspects spécifiques à l'analyse des effets thermiques des incendies associé à l'action

mécanique sur les bâtiments, et à la conception et la vérification de la résistance au feu de leurs éléments structuraux selon les normes et les codes disponibles, en tenant compte de l'action définie par l'un des différents modèles du feu [81]. L'objectif principal de la sécurité incendie est de réduire le développement de l'incendie, limiter leur propagation et à assurer l'évacuation rapide des occupants en toute sécurité en cas d'urgence [81].

1.5.1. Effet de l'incendie dans les constructions

De tout temps l'humanité a été amenée à faire face à des catastrophes dues à l'incendie dont les effets indésirables sont d'origine naturelle ou humaine. L'incendie est classé par les règlements comme étant une action accidentelle au même titre que le séisme impactant la construction dans son environnement urbain ou périurbain.

A cet effet, les incendies sont reconnues comme des menaces majeures pour les constructions à la fois pour les vies humaines et pour les biens de leurs occupants et de engendrant des pertes économiques substantielles chaque année. La figure 1.14 (a) montre un exemple d'un incendie urbain d'une tour d'habitation GRENFELL de Londres en juin 2017, dont les effets désastreux qui a été l'une des pires catastrophes du Royaume-Uni.

L'Algérie vit un rythme soutenu de développement urbain et industriel depuis une décennie qui engendre aujourd'hui un nouveau défi par rapport à la gestion des risques plus particulièrement vis-à-vis de l'incendie. En témoigne l'incendie en milieu urbain à Chlef de celui du nouveau bâtiment de NAFTAL, (figure 1.14(b)), dont les pertes économiques et financières sont énormes. Il a été constaté une hausse vertigineuse ces deux dernières années (2021 et 2022), avec près de 800 incendies urbains recensés à travers le pays, causant la mort de plusieurs personnes et des dégâts considérables à des habitations, aux dépôts de stockage et ateliers [82].



(a) Incendie de la tour GRENFELL, Londres, 2017 [83].

(b) Incendie de bâtiment de NAFTAL, Chlef, 2016.

Figure 1.14 : Effet de l'incendie dans les constructions urbaines.

Aussi ces incendies se sont multipliés dans l'interface périurbaine, notamment dans les zones forestières. Les événements de feux de forêts entraînant la destruction des constructions pour habitation, commerces ainsi que des hangars. L'incendie de la ville touristique de Lahaina qui a ravagé l'île de Maui, dans l'archipel américain d'Hawaï en Aout 2023, est l'un des incendies périurbains récents qui est considéré comme la pire catastrophe de l'histoire de l'État d'Hawaï, et le plus meurtrier en plus d'un siècle aux États-Unis, avec un bilan de plus de 100 décès et innombrables maisons, commerces et voitures ont été dévorés par les flammes [84], (figure 1.15(a)). Cet incendie ramène nous en été 2021, où l'Algérie était témoin la même situation dans plusieurs villes, notamment dans les régions kabyles, dont la wilaya de Tizi-Ouzou était la proie de flammes brutales et inattendues. En quelques heures seulement, la région avait succombé à un chaos sans précédent, entraînant l'effondrement des plusieurs constructions, et la mort de plus de 100 habitants et de plus de 20 militaires, dans un décor surréaliste, (figure 1.15(b)) [85].



(a) Incendie périurbaine d'Hawaï, 2023 [86].



(b) Incendie périurbaine de Tizi-Ouzou, 2021[87].

Figure 1.15 : Effet de l'incendie dans les constructions périurbaines.

1.5.2 Matériaux de protection des panneaux PLF

Certaines études ont proposé divers paramètres qui ont une influence significative sur le comportement des panneaux PLF en termes d'amélioration de leur résistance au feu, en incorporant des différents types de plaques de matériaux de protection fixés avec les semelles du montant dans chaque coté, formant une cavité vide entre les deux plaques, qui peut être remplie par des différents types d'isolations de panneau [88], (figure 1.16).



Figure 1.16 : Système de protection d'un panneau PLF.

L'incorporation de différents matériaux de protection externe contre la dégradation des propriétés d'acier PLF due à les hautes températures sous l'effet d'incendie a fait l'objet de plusieurs études, en utilisant des différents revêtements sous forme des plaques de plâtre [89-92], des plaques d'oxyde de magnésium (MGO) [93-95] et les plaques de liège [96, 97]. D'autres études prennent en

compte l'adoption supplémentaire d'autres isolants dans les cavités de panneaux, en laine de roche [98] et en fibres de verre .

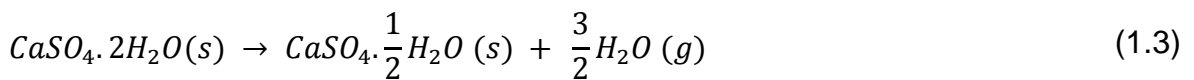
1.5.2.1 Plaque de plâtre

Le plâtre c'est le matériau de revêtement le plus couramment utilisé dans le génie civil, notamment pour la réalisation des structures en acier légères à cause de sa facilité de fabrication, qualité de d'exécution, écologique et la disponibilité de sa matière première et sa grande résistance au feu [99]. La production et la commercialisation des plaques de plâtre diffèrent d'un pays à l'autre, mais suivent généralement un schéma similaire, il est produit avec des épaisseurs entre 10 à 20 mm de différent type tel que le type régulière, type X et C. Le tableau 1.2 présente une comparaison entre les différents types de plaques de plâtre en termes de la résistance au feu.

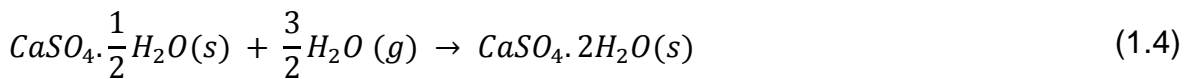
Tableau 1.2 : Comparaison entre les différents types de plaques de plâtre sur l'amélioration de la résistance au feu [99]

Type de plâtre	Description	Résistance au Feu
Régulière	Un type standard sans traitement spécial contre le feu, largement utilisé pour la construction résidentielle et la décoration.	Il est de faible densité avec une mauvaise résistance au feu d'environ de 30 minutes
type X	Un type largement utilisé pour la protection contre le feu, dû au pourcentage de la fibre de verre et des autres aditifs résistant au feu composant la plaque.	Meilleure résistance d'environ d'une 1h pour une épaisseur de 16 mm et allant jusqu'à 2h selon les épaisseurs et les configurations utilisées
type C	Similaire au plâtre X mais avec un pourcentage un peu plus élevé de la fibre de verre, en outre, avec des autres additifs supplémentaires pour améliorer la résistance au feu	Une résistance peut dépasser 1h, pour une épaisseur de 16 mm avec des performances améliorées dans des conditions spécifiques

Le plâtre est composé de sulfate de calcium di-hydraté $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ avec deux molécules d'eau pour chaque molécule de sulfate de calcium, le processus de fabrication consiste d'abord à extraire l'humidité de la roche de gypse pour former le matériau blanc pulvérulent d'hémi-hydrate de sulfate de calcium $\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2}\text{H}_2\text{O}$. La réaction de déshydratation est une réaction de décomposition endothermique qui se produit entre 100 °C et 120 °C [99], (équation (1.3))



Lorsque la poudre est mélangée à de l'eau et formée en feuilles de plâtre de gypse, la réaction est inversée pour devenir une réaction d'hydratation, (équation (1.4))



Le plâtre résultant contient 79% de sulfate de calcium et 21% en poids d'eau, l'humidité dans le plâtre est très importante car elle contribue à l'excellent comportement anti-feu [100]. Le plâtre contient également environ 3% d'eau libre, en fonction de la température ambiante et de l'humidité relative [99]. Une énergie significative est nécessaire pour évaporer l'eau libre et effectuer le changement chimique qui libère l'eau en structure cristal [100].

Plusieurs recherches ont porté sur la performance au feu des plaques de plâtre de type X [101-103], dont le but est d'obtenir les propriétés thermiques en fonction de température. Les résultats obtenus ont été quelque peu similaires à celles présentées par Sultan [102], qui a fourni des équations pour tracer la courbe de la conductivité thermique, (équation (1.5)), et la chaleur spécifique du plâtre, (équation (1.6)), comme elle est illustrée dans la figure 1.17 et 1.18, respectivement.

$$\text{Si } 20^\circ\text{C} \leq T < 100^\circ\text{C} : \quad \lambda_p = 0.25 \text{ [W/m}^\circ\text{C]} \quad (1.5.a)$$

$$\text{Si } 100^\circ\text{C} \leq T < 400^\circ\text{C} : \quad \lambda_p = 0.12 \text{ [W/m}^\circ\text{C]} \quad (1.5.b)$$

$$\text{Si } 400^\circ\text{C} \leq T < 800^\circ\text{C} : \quad \lambda_p = 0.00035T - 0.01 \text{ [W/m}^\circ\text{C]} \quad (1.5.c)$$

$$\text{Si } T \geq 800^\circ\text{C} : \quad \lambda_p = 0.0013T - 0.77 \text{ [W/m}^\circ\text{C]} \quad (1.5.d)$$

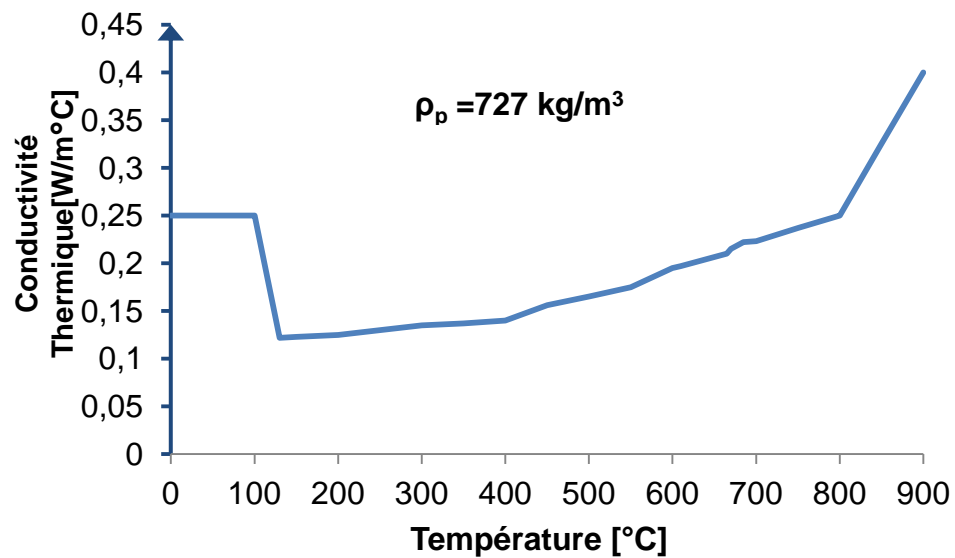


Figure 1.17 : Conductivité Thermique du plâtre en fonction de la température
[102].

$20^{\circ}\text{C} < T \leq 78^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 6.146T + 1.377$ [J/Kg °C]	(1.6.a)
$78^{\circ}\text{C} < T \leq 85^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 150T - 9.858$ [J/Kg °C]	(1.6.b)
$85^{\circ}\text{C} < T \leq 97^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 262 T - 1.9501$ [J/Kg °C]	(1.6.c)
$97^{\circ}\text{C} < T \leq 124^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 476T - 40311$ [J/Kg °C]	(1.6.d)
$124^{\circ}\text{C} < T \leq 139^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 154.507 - 1.097T$ [J/Kg °C]	(1.6.e)
$139^{\circ}\text{C} < T \leq 148^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 262 T - 1.9501$ [J/Kg °C]	(1.6.f)
$148^{\circ}\text{C} < T \leq 373^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 1.189 - 1.27T$ [J/Kg °C]	(1.6.g)
$373^{\circ}\text{C} < T \leq 430^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 714$ [J/Kg °C]	(1.6.h)
$430^{\circ}\text{C} < T \leq 571^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 1.151 - 1.014T$ [J/Kg °C]	(1.6.i)
$571^{\circ}\text{C} < T \leq 609^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 1.877T + 501$ [J/Kg °C]	(1.6.g)
$609^{\circ}\text{C} < T \leq 662^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 44.2T - 26.3$ [J/Kg °C]	(1.6.k)
$662^{\circ}\text{C} < T \leq 670^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 3$ [J/Kg °C]	(1.6.l)
$670^{\circ}\text{C} < T \leq 685^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 103.570 - 150T$ [J/Kg °C]	(1.6.m)
$T \geq 670^{\circ}\text{C}$:	$C_p = 571$ [J/Kg °C]	(1.6.n)

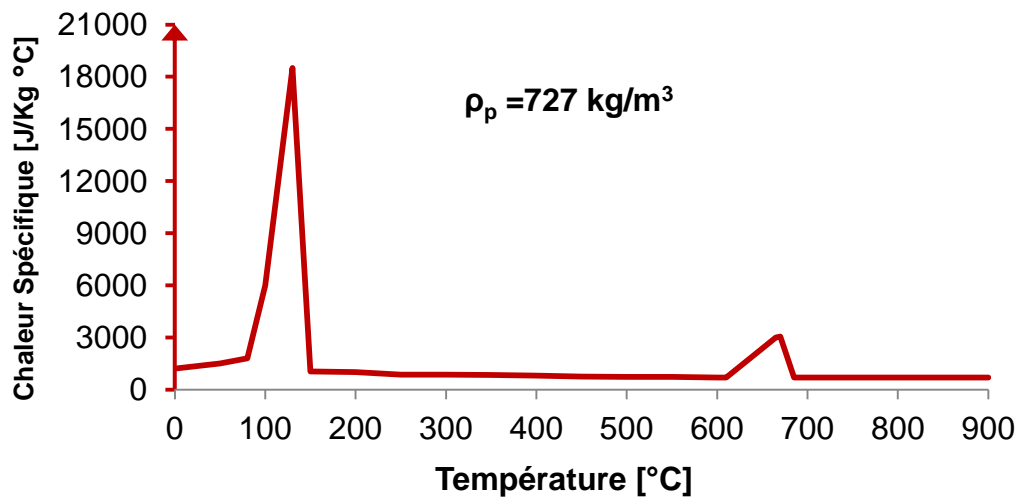
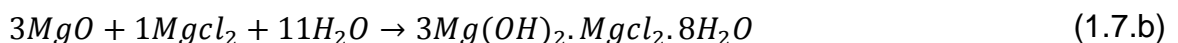
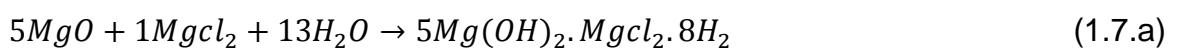


Figure 1.18 : Chaleur spécifique du plâtre en fonction de la température [102].

1.5.2.2 Panneau d'oxyde de magnésium (MGO)

Les panneaux d'oxyde de magnésium (MGO) sont des nouveaux panneaux récemment introduit en Algérie par le groupe FRAME METAL, ils sont largement utilisés dans le domaine de la construction métallique et la décoration en raison de ces avantages et caractéristiques thermique, mécanique et acoustique tels que la grande résistance au feu, aux chocs, à la flexion et à la traction. Ils sont fabriqués à partir de 100 % de matériaux naturels, tels que l'oxyde de magnésium et chlorure de magnésium comme les principales matières premières, ainsi que d'autres composants tels que de la sciure de bois, de la perlite, vermiculite et la fibre de verre [104]. Le processus de fabrication commence par un mélange du chlorure de magnésium avec de l'eau, en ajoutant l'oxyde de magnésium, de la perlite et un liant pour former une pâte, en versant dans le moule pour former les dimensions du panneau désirées [105]. Le produit est assez similaire au ciment Sorel, produit par Stanislas Sorel en 1867, utilisé comme un matériau de revêtement de sol, ce produit hydraté est dur et résistant, cependant il peut se décomposer avec le temps s'il aura un contact avec l'eau ou de l'air à une humidité élevée [106]. La résistance au feu du MGO dépend principalement sur les réactions de déshydratation de ces composants comme décrit dans l'équation (1.7) [107].



Rusthi [104] ont présenté une étude expérimentale sur la performance au feu des panneaux MGO, dont le but de mesurer ses propriétés thermiques de la conductivité thermique et la chaleur spécifique en fonction de température. Les figures 1.19 et 1.20 montrent la variation de la conductivité thermique et la chaleur spécifique du MGO, respectivement, mesurées à des températures élevées.

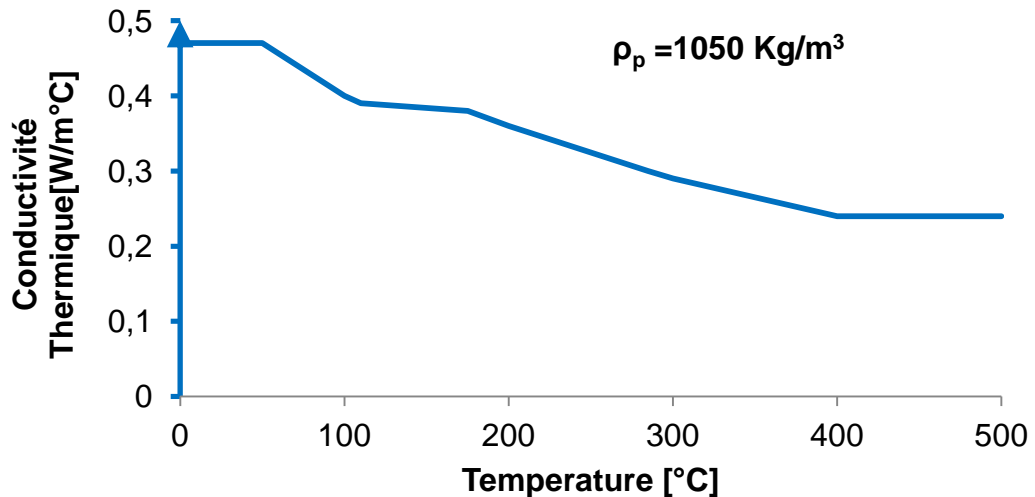


Figure 1.19 : Conductivité Thermique du MGO en fonction de la température.

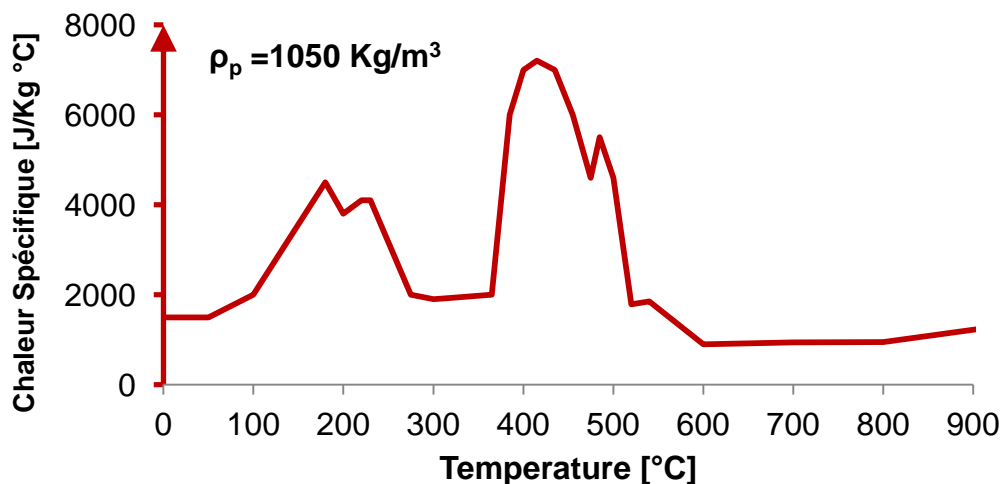


Figure 1.20 : Chaleur spécifique du MGO en fonction de la température.

1.5.2.3 Plaque de liège

Le liège sous forme d'une plaque c'est un matériau de protection largement utilisé dans les pays européens méditerranéens tels que Portugal, France Espagne et Italie en raison de la disponibilité épandue de l'écorce du chêne dans les territoires de ces pays, cette matière est considéré comme sa matière première la plus polyvalente, récolté périodiquement de l'arbre [108]. L'Europe

possède environ 60 % de la surface totale de production (forêts de liège) et produit plus de 80 % du liège mondial avec 75% produit et transformé par Portugal [109]. Le liège est un matériau très léger, élastique et flexible, imperméable aux gaz et aux liquides, impérissable et un bon isolant thermique et acoustique [110, 111].

Khetata et al. [112] ont conduit une étude expérimentale sur les panneaux de liège afin d'obtenir ses propriétés thermiques pour des analyses par élément fini. Les résultats obtenus concernent la conductivité thermique, (figure 1.21), et la chaleur spécifique, (figure 1.22), et ont été comparés avec celles du bois fournies par EN1995-1-2 [113]. Il a été trouvé que les propriétés thermiques du liège et du bois sont approximativement similaires à température ambiante ou à hautes températures.

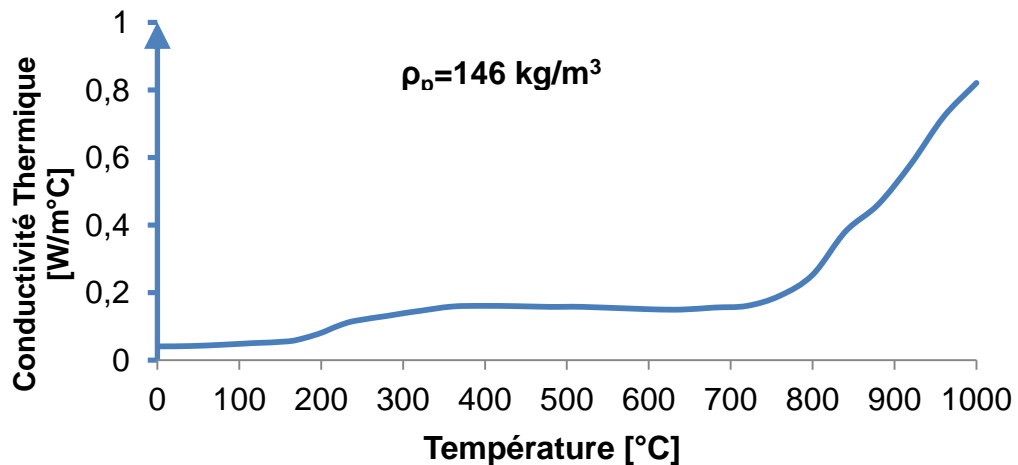


Figure 1.21 : Conductivité Thermique du liège en fonction de la température [112].

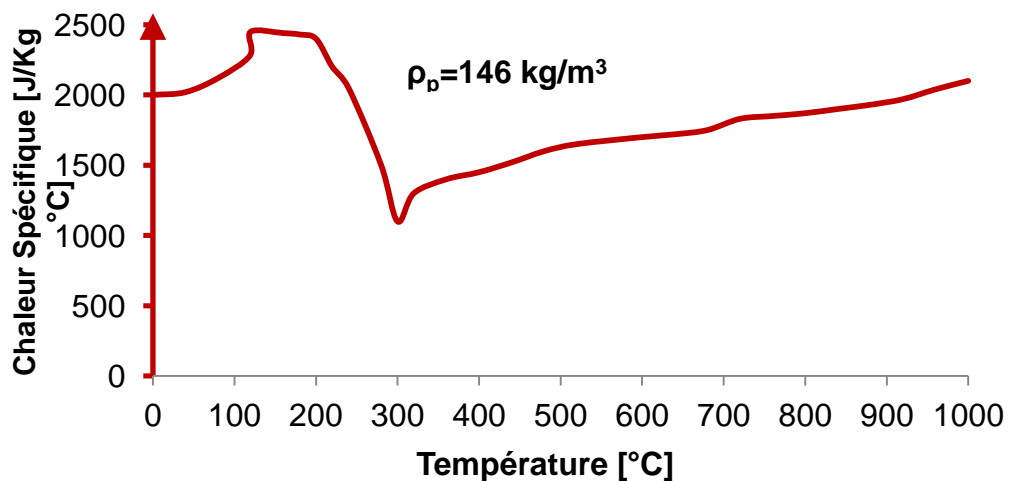


Figure 1.22 : Chaleur spécifique du liège en fonction de la température [112].

1.5.2.4 Matériaux d'isolation de cavité

Les Matériaux d'isolation cavité sont des produits fibreux largement utilisés pour l'isolation thermique des panneaux en raison de leurs propriétés thermiques. Au cours des dernières années, plusieurs travaux de recherche ont traité la performance thermique et physique de ces isolations dont le but d'améliorer la conductivité thermique et la chaleur spécifique à des températures élevés [98, 114-118]. Il existe plusieurs types de matériaux d'isolation, la laine de roche et les fibres de verre sont les deux types les plus couramment utilisés dans les panneaux algériens.

La laine de roche est constituée de matériaux inorganiques, elle est principalement composée de fibres fabriquées à partir d'une combinaison de roche d'aluminosilicate (généralement du basalte), de laitier et de calcaire soumis à des traitements à haute température [115]. Le processus de fabrication permet d'obtenir des fibres qui sont composées d'un liant de résine phénolique. Au cours du processus de production, les fibres sont pressées pour obtenir différentes densités de laine. La laine de roche destinée à la protection passive contre l'incendie a généralement une densité comprise entre 100 et 300 kg/m³ [117]. La figure 1.23 présente la variation de la conductivité thermique en fonction de la température de la laine de roche, ayant une densité de 100 kg/m³, mesurée par Keerthan et Mahendran [98]. Concernant la chaleur spécifique, Keerthan et Mahendran [98] ont proposé une valeur constante de 840 J/kg°C peu importe le degré de la température.

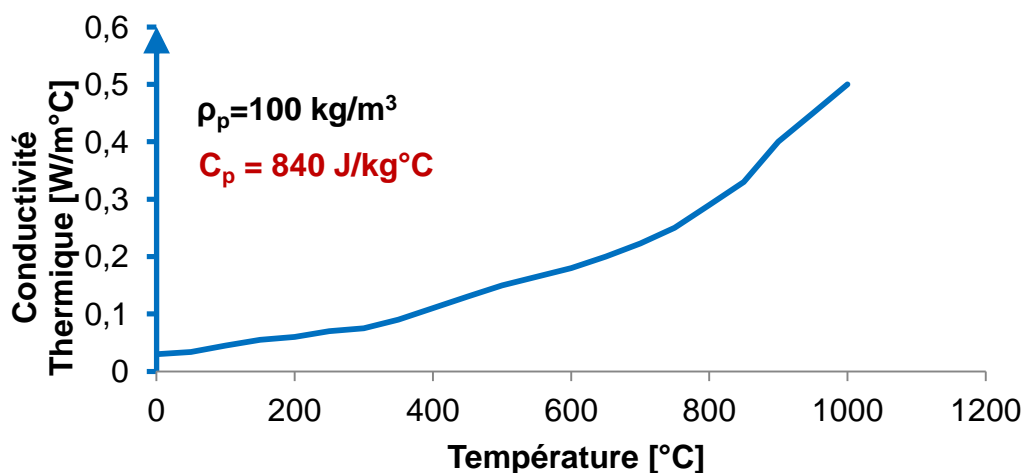


Figure 1.23 : Conductivité thermique de la laine de roche en fonction de la température.

Les fibres de verre sont des matériaux composites fabriqués à partir de fines fibres de verre tissées ensemble pour former un matériau léger et résistant. Les fibres de verre peuvent être fabriquées à partir de différents types de verre, mais les plus couramment utilisées sont les fibres de verre à base de silice [98]. Les avantages des fibres de verre comprennent leur résistance à la corrosion, leur légèreté, leur résistance aux températures élevées à cause de leur faible conductivité thermique, leur durabilité et leur coût relativement bas. Cependant, les inconvénients des fibres de verre comprennent leur fragilité et leur faible résistance aux chocs et aux impacts par rapport à d'autres matériaux tels que la laine de roche [119].

Keerthan et Mahendran [98] ont conduit une étude expérimentale sur les performances thermiques des fibres de verre à haute température. Selon les résultats obtenus, ils ont proposé des valeurs pour la conductivité thermique en fonction de température pour les fibres de verre comme elle est présentée dans la figure 1.24 avec une valeur constante de 900 J/kg°C pour chaleur spécifique.

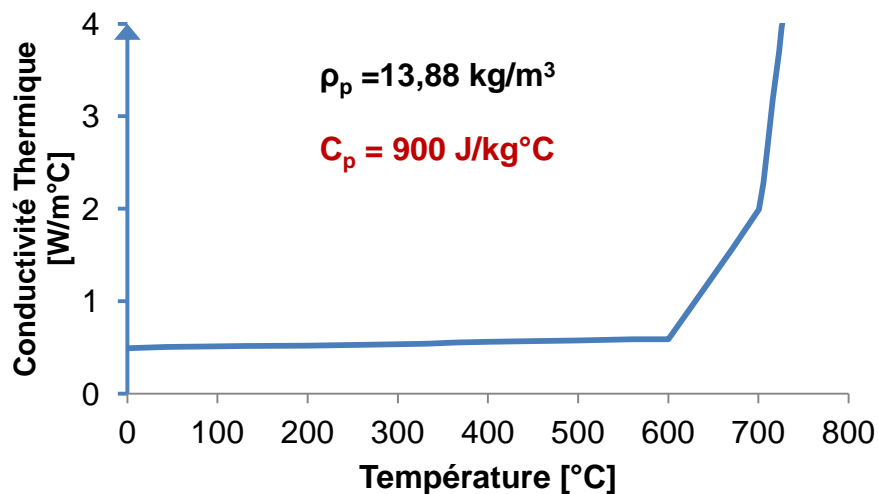


Figure 1.24 : Propriétés thermiques de la fibre de verre en fonction de la température [98].

1.6. Travaux de recherches sur le comportement thermique et mécanique des structures PLF

La littérature récente concernant le comportement thermique et mécanique des structures PLF, montre l'intérêt des plusieurs chercheurs dans ce domaine, principalement en raison d'améliorer les techniques de fabrication et les propriétés des PLFs, et de mieux comprendre ses comportement thermomécanique [20].

Les travaux de recherche sont concentrés sur plusieurs disciplines telles que la performance mécanique et thermique des structures PLF, les méthodes de conception, résistance aux séismes, vents, et feu, et la sécurité de la construction en générale [20].

Cette partie présente les principaux travaux de recherche qui ont porté sur la réponse thermique et mécanique des structures PLF à travers des études expérimentales et des investigations numériques en condition normal et sous l'effet des hautes températures dues à un incendie.

1.6.1. Etudes expérimentales

1.6.1.1. Condition normal

Selvaraj et Madhavan [120] ont présenté un travail de recherche expérimentale sur 12 modèles de panneau PLF de section C, couvert par un revêtement de plaque de plâtre pour étudier son effet et le mode de flambement sur la capacité du moment ultime, sous une charge de flexion. Les résultats de ces essais ont montré que l'efficacité du revêtement augmente avec l'augmentation de l'élanement global des montants PLF, et le moins d'espacement des boulons d'assemblage renouvellement-PLF a un effet plus important pour limiter la défaillance en torsion latéral du montant PLF.

Kyprianou et al. [121] ont réalisé une étude expérimentale sur 17 modèles des éléments verticaux et horizontaux du panneau PLF, couvert par les plaques de plâtre et OSB, sous une combinaison de charges axiales et latérales, en variant l'espacement des connecteurs et les nombres de profilés du panneau. La capacité portante prédit a été comparé avec celles de EN1993-1-1 [21] et EN1993-1-3 [10], et ils ont été trouvé conservatrices lorsque l'effet de revêtement a été négligé. Une réduction de l'espacement de 600mm à 75mm a conduit à une augmentation de plus de 20% et 30% sur la capacité portante du panneau PLF couvert par le plâtre et OSB, respectivement.

Une investigation expérimentale sur des panneaux muraux LSF soumis à des actions de charges combinées (verticales et latérales) concentrique et excentrique a été menée par Peiris et Mahendran [122], dont le but est de comprendre les effets de l'excentricité de la charge sur la capacité portante des panneaux muraux LSF couverts par les plaques de plâtre. Il a été observé d'après

les résultats obtenus que l'utilisation du plâtre avec les montants de panneau améliore sa capacité portante, cependant, l'excentricité de la charge dans un rayon de 0 – 50 mm peut produire des réductions sur la résistance des panneaux PLF allant jusqu'à 50 %.

Pehlivan et al. [123] ont conduit une étude expérimentale sur la résistance des panneaux PLF de cisaillement avec un revêtement de bois OSB sur un seul et deux cotés. L'objectif de cet essai a été de déterminer la capacité portante et réponse sismique des différents panneaux étudiés. Les résultats obtenus ont montré que l'utilisation de revêtement en deux coté améliore la capacité portante des panneaux minimum de deux fois la réponse des panneaux avec un revêtement sur un seul coté.

1.6.1.2. Hautes températures

Kolarkar et Mahendran [91, 124] ont réalisé une étude expérimentale sur la performance thermique des panneaux PLF non-porteurs de section C sous l'effet d'incendie. Le but de cette étude a été d'étudier l'influence de plaque de plâtre utilisé comme protection extérieure dans les deux cotés du panneau, et la fibre de verre utilisé comme isolation de cavité. Une autre étude expérimentale a été réalisé par Gunalan et al. [125] sur 11 modèles de panneaux PLF porteurs de section C, protégé par plâtre avec et sans isolation de cavité, afin d'étudier ses réponses thermique et mécanique lorsqu'ils sont exposés au feu. Selon les résultats obtenus par ces deux travaux, il a été conclu que la présence d'isolation au niveau de cavité du panneau conduit à une mauvaise performance au feu. Par contre, son utilisation entre les deux plaques de plâtre de protection extérieure, a fourni une meilleure performance au feu par rapport au panneau avec/sans isolation de cavité.

Dans le même contexte, Khetata et al. [112, 126] et Piloto et al. [127] ont développé des études expérimentales à haute température sur des panneaux PLF non-porteur avec et sans isolation de cavité (laine de roche et laine super), protégés par plaque de plâtre combiné avec plaque de bois OSB/liège. L'objectif principale de ces essais a été d'étudier l'influence de ces types de protection et isolation et d'autres paramètres (tels que : nombres des montants et l'épaisseur de protection) dans l'amélioration de la résistance au feu des panneaux PLF. Les

résultats ont montré la mauvaise performance au feu du panneau PLF protégé par le plâtre lorsqu'il est combiné avec la plaque de liège en comparant avec OSB, cette performance augmente avec l'augmentation du nombre des montants, l'épaisseur de la protection et l'utilisation de l'isolation à l'extérieur de la cavité entre deux protections. La laine super a fourni une meilleure résistance au feu en comparaison avec la laine de roche.

D'après les essais au feu effectués par Ariyanayagam et Mahendran [128] sur l'influence de l'isolation de cavité sur le comportement des panneaux CAL porteur et non-porteur sous l'effet de l'exposition au feu, il a été trouvé que l'utilisation des isolations à l'intérieur du panneau non-porteur augmente le Niveau de Résistance of Feu (NRF), et le contraire dans le cas d'un panneau porteur.

L'étude expérimentale réalisé par Tao et Mahendran [129] a été sur des panneaux PLF exposé au feu, protégés par une seule et doubles plaques de plâtre avec et sans couverture en fibre de verre d'aérogel de silice, utilisée comme isolation extérieure entre la plaque de protection et le montant PLF. Il a été démontré que la couverture en fibre de verre d'aérogel de silice améliore la résistance au feu, produisant des résultats beaucoup mieux que ceux du panneau sans couverture de simple protection et même en double protection.

Xing et al. [130] ont présenté une investigation thermomécanique à travers une étude expérimentale sur des panneaux innovant de mur de contreventement à revêtement central en acier PLF, pour étudier l'effet de diverses combinaisons de charges verticales et latérales et de l'épaisseur du revêtement sur le comportement au feu de ce panneau innovant. Les résultats ont montré que l'effet du rapport de charge verticale sur la résistance au feu du panneau a été plus important que celui du rapport de charge latérale, et le montant intérieur joue un rôle positif sur l'amélioration de la résistance au feu du panneau. Une épaisseur de 0.8 mm pour le revêtement central a été recommandée pour ce panneau innovant.

1.6.2. Etudes numériques

1.6.2.1. Condition normal

Une modélisation numérique sur les poteaux PLF de double section (Dos-à-dos) avec et sans revêtement, effectué par Kechidi et al. [131] a été validé avec

les résultats expérimentaux. L'objectif de cette simulation a été d'étudier l'effet du frottement de contact entre les deux profilés composant le poteau, l'assemblage, la non-linéarité géométrique et les propriétés de matériaux sur la résistance du poteau PLF de double section (Dos-à-dos) avec et sans revêtement. Il a été trouvé que la présence du revêtement avec le renforcement d'attachement des vis aux extrémités du profilé, augmente la capacité portante du poteau PLF composé de double section (Dos-à-dos).

Peiris et Mahendran [132] ont développé des modèles EF en utilisant le logiciel ABAQUS, pour simuler le comportement des panneaux muraux CAL de PLF en section C (simple montant et panneau complet) couvert par 16 mm de plâtre, sous une charge de compression axiale excentrique. Il a été conclu que le modèle du simple montant peut prédire des résultats conservateurs pour le mode local seulement en comparant avec l'étude expérimentale, par contre pour le modèle du panneau complet qui a produit des résultats plus conservateurs même pour les autres modes (distortionnel et global). Dans ce contexte, le modèle du panneau a été utilisé pour l'étude paramétrique, dont le but est de fournir des méthodes de conception fiables pour les panneaux muraux CAL de PLF en section C sous une charge de compression axiale excentrique.

He et al. [133] ont présenté une investigation numérique sur la performance mécanique de PLF du paroi mince de section ouverte, simple et composé (doublé dos-à-dos), soumis à une charge axiale de compression. Le but de cette investigation est d'étudier l'influence du rapport, d'élançement, hauteur sur épaisseur, largeur sur épaisseur et de l'espacement des boulons sur la capacité portante de PLF. Il a été trouvé que le rapport d'élançement a un effet le plus significatif sur la capacité portante. Cette dernière augmente avec l'augmentation du rapport hauteur sur épaisseur et largeur sur épaisseur. Aussi, il a été observé que l'espacement des boulons n'a pas un grand effet sur la capacité portante de PLF, notamment de section ouverte composé. Des formules ont été proposées pour le calcul de la capacité portante en compression pour les PLFs de section composé, basées sur le code chinois et américain AISI-S100 [54].

Yilmaz et al. [134] ont effectué des analyses numériques mécaniques sur le comportement latéral et la capacité portante du panneau PLF en section C, couvert par plaque de bois OSB, sous des charges axiales verticales et

horizontales. Le modèle EF a été développé et validé en incluant la non-linéarité géométrique, propriétés de matériaux et les imperfections initiales. Il a été conclu d'après une étude paramétrique que la capacité portante latérale et la rigidité ont été positivement influencées par réduire de l'espacement entre les boulons d'assemblage et d'utiliser des plaques OSB plus épaisses.

1.6.2.2. Hautes températures

Des modèles numériques des panneaux PLF de section C ont été développés et validés par Gunalan et Mahendran [135], Ariyanayagam et al. [136] et Thanasoulas et al. [137] pour faire une étude paramétrique à haute température, afin d'investiguer l'influence de différents paramètres tels que la nuance et l'épaisseur d'acier, l'espacement des boulons et le taux de chargement et l'effet du plâtre et matériaux d'isolation sur la performance au feu des panneaux PLF. Les résultats ont montré une meilleure performance au feu du panneau PLF lorsque les isolations sont utilisées à l'extérieure de la cavité et en augmentant la nuance et l'épaisseur d'acier. Aussi, ces investigations ont recommandé de ne pas utiliser la fibre de verre pour des panneaux des petits taux de chargements. Des équations ont été proposées pour prédire la température maximale en fonction de temps, et la température critique en fonction de taux de chargement pour les panneaux CAL de PLF en section C.

Baleshan et Mahendran [138] ont présenté une investigation numérique sur les panneaux de plancher PLF de haute résistance, protégés par des différents matériaux de protection dans différentes configurations pour étudier leur réponse structurelle sous l'effet de l'incendie. D'après les analyses numériques, il a été trouvé que la résistance au feu du panneau augmente en adaptant l'isolation à l'extérieure de la cavité (entre deux plaques du plâtre) seulement sur la face exposée. De plus, il a été conclu que la température moyenne de l'âme du PLF détermine la rupture des montants des panneaux planchers PLF en cas d'incendie, quel que soit le type de configuration du panneau.

Selon les résultats obtenus par l'étude numérique de Samiee et al. [139] sur des modèles des panneaux muraux de PLF validés, le revêtement est l'un des paramètres les plus critiques sur la performance au feu des panneaux CAL vue qu'il a une influence très importante sur le NRF. Aussi il a été trouvé que

l'augmentation de la longueur de l'âme des montants affecte positivement sur le comportement thermique et mécanique des panneaux CAL sous l'effet de l'incendie. Par contre, l'augmentation de la largeur de la semelle des montants n'a pas une grande influence sur le comportement thermique du panneau CAL, cependant, elle influe sur comportement structurel par l'augmentation du NRF du panneau sous des températures élevées non-uniforme.



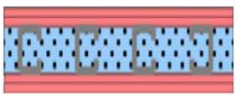
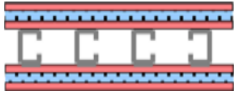
Rokilan et Mahendran [140] ont présenté une étude numérique sur le comportement des panneaux CAL de PLF lorsqu'ils sont exposé au feu. L'étude a été réalisée pour investiguer la précision des méthodes actuelles de conception, y compris la Méthode de la Largeur Efficace (MLE) de EN1993-1-3 [10] et la Méthode de force Directe (DSM) de AS/NZS4600 [52] pour les éléments montants de section C de panneau PLF, sous l'effet des températures élevés non-uniforme due à un incendie. Les résultats ont démontré la précision des deux méthodes, et plus particulièrement la MLE qui a fourni des résultats plus précis que ceux de la DSM pour la prédiction de taux de chargement en fonction de temps critique de la rupture pour les températures non-uniforme. Des équations simplifiées basée sur la DSM ont été proposées pour prédire le comportement des panneaux PLF sous des températures uniformes.

Peiris et Mahendran [141] ont investigué numériquement le comportement thermique et mécanique du panneau CAL de PLF de section C après l'exposition au feu, soumis à une combinaison de charge axiale de compression et flexion, en utilisant deux modèles EF validés y compris, un modèle traditionnel du montant seulement et un modèle développé en incorporant le plâtre comme protection. Les résultats trouvés ont montré que le modèle traditionnel a pu prédire des NRFs fiables sous des charges de compression axiale et flexion pure, cependant, une mauvaise prédiction a été observée lorsque les deux charges de compression et flexion ont été combinées. Selon la conclusion, il été recommandé d'utiliser le modèle développé pour prédire le NRF du panneau CAL de PLF de section C après l'exposition au feu, lorsqu'il est soumis à une combinaison de charge axiale de compression et flexion.

Il est à noter que les différents systèmes de protection des panneaux PLF proposés dans les études mentionnées ci-avant peuvent offrir une résistance au feu très acceptable, cependant, certaines configurations restent défavorisées par

les concepteurs et les décideurs, si en prenant compte l'impact économique et la légèreté de la structure. Le tableau 1.3 présente une comparaison entre les différentes configurations de protection en termes de la résistance au feu, l'impact économique et la légèreté du panneau.

Tableau 1.3 : Comparaison entre les différents systèmes de protection du panneau PLF dans l'amélioration de la résistance au feu, la légèreté du panneau et l'impacte économique.

Configurations	Etude	Résistance au feu	Légèreté	Économique
	[91, 97, 112, 124, 135, 136, 142]	Faible	Oui	Oui
		Acceptable	Non	Oui
		Acceptable	Non	Non
		Élevée	Non	Non

1.7. Conclusion

Cette étude de la littérature nous permet d'obtenir les connaissances de base nécessaires pour entreprendre la recherche proposée en condition normale et sous l'effet de l'incendie.

Selon les études expérimentales et numériques du comportement des PLFs en condition normale, on peut conclure que les deux méthodes de conception (la méthode de la largeur efficace et DSM) sont pratiquement fiables pour le calcul du comportement des PLFs de section en C seulement, cependant, il existe certaines limites pour les autres sections complexe. De plus, il est nécessaire de mener plus des études approfondies sur le comportement des PLF à haute température, notamment pour les distributions non-uniformes.

En fin, la protection des panneaux PLF a fait l'objet de plusieurs études expérimentales et numérique, dont ils ont présenté des améliorations très importantes sur la résistance au feu des panneaux CAL de PLF, en utilisant des

différentes configurations de protection par plaques et isolations de cavité. Cependant, certaines configurations et notamment celles qui ont fourni une bonne résistance au feu, ne sont pas satisfaisantes en terme de la légèreté de la structure, ainsi que de l'économie. De plus, la majorité des études ont concentré d'utiliser le plâtre comme protection contre le feu, où il est nécessaire d'investiguer sur des nouvelles protections tel que le MGO qui est récemment introduit en Algérie.

CHAPITRE 2

BARRES METALLIQUES DE SECTION OUVERTE À PAROIS MINCES: ASPECT THÉORIQUE ET MÉTHODES ANALYTIQUES

CHAPITRE 2

BARRES MÉTALLIQUES DE SECTION OUVERTE À PAROIS MINCES : ASPECT THÉORIQUE ET MÉTHODES ANALYTIQUES

2.1. Introduction

L'acier de section ouverte à paroi mince est un terme utilisé pour les éléments ou des structures fabriquées à partir d'acier, mais dont les parois sont relativement minces par rapport à leurs dimensions globales, avec des sections ont au moins un côté ouvert, ce qui signifie qu'elles ne sont pas complètement fermées sur toute leur longueur [143]. En d'autres termes, les éléments en acier de section ouverte à paroi mince, ont des épaisseurs plus réduites par rapport à leur hauteur, leur largeur ou leur portée, avec des sections ouvertes de différentes formes, telles que des sections en U, L, Z, C et d'autres formes géométriques, (figure 2.1).

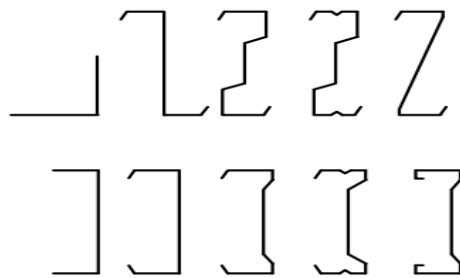


Figure 2.1 : Différentes formes géométriques de l'acier à paroi mince à section ouverte [144].

La large utilisation et la diverse application des éléments métalliques de section ouverte à paroi minces dans la construction, sont essentiellement due aux leurs réponses aux exigences techniques et technologiques de la conception structurelle, en assurant la légèreté, la rigidité et la durabilité.

Cependant, ces éléments sont particulièrement sensibles aux différents types d'instabilité, notamment au local, torsion ou flexion-torsion. La torsion se produit lorsque l'élément se tord selon son axe longitudinal, passant par le centre de cisaillement de la section transversale, et son effet est très important lors de calcul du comportement de l'élément sous des différentes sollicitations [145].

Globalement, l'expression théorique de la torsion, est définie par l'association de deux moments selon l'équation (2.1) :

$$M_x = M_{sv} + M_\omega \quad (2.1)$$

Où : M_{sv} est le moment de torsion uniforme de St Venant, et M_ω est le moment de torsion non-uniforme de Vlasov.

Cette partie de la thèse a pour objectif d'identifier l'aspect théorique des barres de section ouverte à parois mince d'une part, et de compiler les étapes et les règles de conception pour le calcul du comportement des barres du panneau PLF, sous une charge axiale de compression en condition normale d'une autre part. Ce calcul est basé principalement sur les approches analytiques de la norme européenne de l'EN1993-1-3 [10] en utilisant la méthode des largeurs efficaces, et aussi sur la norme américaine de l'AISI [146] selon la Méthode de force directe, pour déterminer la charge critique et la capacité portante du montant PLF en section C isolé de panneau.

2.2. Théorie des barres de section à parois mince

2.2.1. Historique de la théorie

Le départ de l'élaboration des théories des structures de barre à parois mince était depuis l'antiquité, où il a été découvert que l'utilisation des parois minces conduit à construire des structure légères, mais avec des problèmes de stabilité [147].

Généralement, l'historique des bases de la théorie des barres remontent au XVIIIe siècle, où il a été développé la théorie mathématique des poutres d'Euler-Bernoulli par Leonhard Euler et Daniel Bernoulli. Cette théorie est distinguée pour déterminer la charge critique, les contraintes et les déformations dans une barre comprimée ou fléchies. Cependant, cette théorie était comme une théorie d'approximation et les limites d'application ont été resté incompréhensibles [147].

Malgré la limitation de la théorie d'Euler-Bernoulli, la plupart des autres théories qui sont développées après, ont été basée sur son principe, tel que le cas des plaques et des coques, dont les études d'Ernst Florens Friedrich Chladni étaient liées à la vérification de la théorie [147]. La théorie des plaques minces était démarrée pour la première fois par Sophie Germain dans son article 'Recherches sur la théorie des surfaces élastique' dont elle a présentée la 1^{ère} équation de vibration d'une plaque mince, équation (2.1) [147].

$$N^2 \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^4} + \frac{\partial z^4}{\partial x^2 \partial z^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^4} \right) \frac{\partial^2 z}{\partial t^2} = 0 \quad (2.1)$$

Après le développement de cette équation, Claude Louis Marie Henri Navier a rendu l'analyse des plaques fait partie de l'analyse structurelle générale, dont il a introduit des solutions élastiques spéciales, en établissant en 1826 le module élastique comme propriété des matériaux indépendante du moment d'inertie [147]. En 1828, Navier and Siméon-Denis Poisson ont été les premiers qui ont effectué une réduction mathématique d'équations tridimensionnelles à bidimensionnelles pour la théorie des plaques minces, dont ils ont déduit des équations d'équilibre et de vibrations libres [147].

La première théorie générale et complète des plaques minces était enfin présentée par Kirchhoff en 1850, basée sur quelques hypothèses de base permettant de réduire les équations tridimensionnelles à des équations bidimensionnelles [148]. Ces hypothèses sont généralement formulées de telle sorte qu'une ligne droite orthogonale au plan non déformé de la plaque sera après la déformation, droite et orthogonale au plan déformé, ainsi que pendant la déformation, la longueur de la ligne droite reste inchangée [147, 148]. Ces hypothèses simples ont pour résultat de l'équation (2.2).

$$\Delta\Delta w = \frac{q}{D} \quad (2.2.a)$$

Avec :

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (2.2.b)$$

Où : Δ est l'opérateur de Laplace bidimensionnel ; w désigne la déflexion et q est la charge transversale de surface.

Cette théorie implique une équation différentielle partielle du 4ème ordre, résultant un problème des conditions aux limites dans le cas des interactions de la flexion avec différents types de forces [147, 148]. Ce problème a fait l'intérêt de plusieurs chercheurs après, tel que Strutt, Rayleigh and Ritz, dont ils ont proposé des méthodes directes et des solutions approximatives pour le problème des conditions aux limites [149, 150]. Après l'extension de la théorie de Kirchhoff par Hermann Aron, en 1874 il a discuté dans son article intitulé 'L'équilibre et le mouvement d'une coque élastique infiniment mince, le problème de la théorie des coques pour les barres minces [151]. Cette dernière a été aussi proposée par Edward Hough Love par l'analogie de la théorie de Kirchhoff, dont nos jours s'appelle la théorie de coque de Kirchhoff-Love [147].

Toute théorie de plaque ou de coque, qui est présentée par une équation différentielle partielle à deux dimensions, est approximative et basée sur certaines hypothèses, par exemple des hypothèses cinématiques [147]. Cette dernière a été introduite dans les cas des poutres par Stephen Timoshenko en 1921, dont il a pris en compte l'effet du cisaillement transversal [152].

La torsion est un autre problème peut être se produit lors d'inclure l'effet du cisaillement dans les poutres à parois minces. Selon le livre de SAINT-VENANT [153], ainsi que la 1^{ère} et la 2^{ème} édition du livre réalisé par Vlasov [154] en 1940 et en 1959, respectivement, intitulé "Pièces Longues en voiles Minces", il a été démontré que l'application de la a théorie d'Euler-Bernoulli sur les barres de section ouverte à parois mince conduit à des mauvaise prédictions des déformations et des contraintes en raison de leurs géométriques et de la grande déformabilité en torsion due au gauchissement. Dans ce contexte, Vlasov [154] a trouvé une solution pour prendre en compte l'effet de gauchissement des sections, en développant la théorie des aires sectorielle, où il a établi des équations différentielles qui gouvernent le comportement global des barres à parois minces de section ouverte. Cette solution a été basée sur les hypothèses de SAINT-VENANT [153] pour les petites déformations et de l'indéformabilité de la section transversale dans son plan. La différence entre ces deux théories a été en fonction des contraintes de cisaillement de torsion, dont elles sont considérées nulles au contour de la section (torsion non-uniforme) selon la théorie de Vlasov [154], et le contraire (torsion uniforme) selon la théorie de SAINT-VENANT [153]. La théorie des aires sectorielle a été utilisée encore une fois par Timoshenko et Gere [155] En 1961, où elle a été développée et simplifiée de manière plus compréhensible pour l'étude de la rigidité à la torsion des barre subi aux contraintes normales et tangentielles. Wagner [156] a utilisé aussi cette théorie pour étudier la stabilité des profilés ouverts à parois mince, notamment pour déterminer les charges critiques de torsion. Beaucoup de travaux de recherche ont considéré l'hypothèse de l'indéformabilité de la section transversale dans son plan pour traiter le problème de l'instabilité global des barres à parois mince à section ouverte, en proposant des solutions analytiques pour obtenir les charges critiques des différents types de poutres [157-161].

2.2.2. Théorie de la torsion uniforme (principe de SAINT-VENANT)

La torsion uniforme selon le principe de SAINT-VENANT considère l'élimination de la contrainte normale en tout point de la section, en gardant que les contraintes de cisaillement (ou tangentielles) au contour de la section [162]. Les hypothèses fondamentales de la torsion uniforme sont basées sur la statique des barres et de la résistance des matériaux, dont :

- Les déformations sont considérées petites par rapport aux dimensions du corps.
- La continuité, homogénéité et l'isotropie du matériau.
- Possibilité d'application de la loi de Hook.
- L'indéformabilité de la section transversale.

Cette théorie a été développée en 1855 par SAINT-VENANT pour les sections massives (ou section fermée) à partir de la généralisation du problème de torsion de poutres cylindrique, (figure 2.2). Selon cette théorie, la déformation d'une barre à section cylindrique de longueur dx due à la torsion, est caractérisée par un seul déplacement, qui est la rotation de torsion θ_x en extrémité de la barre. Cette déformation est proportionnelle à la distance r du centre, et elle peut être obtenue selon l'équation (2.3) d'équilibre suivante :

$$M_x = \int_A \tau \cdot r \, dA = \int_A Gr \frac{d\theta_x}{dx} \cdot r \, dA = G \frac{d\theta_x}{dx} \int_A r^2 \, dA \quad (2.3)$$

Où : G est le module de cisaillement, $J = \int_A r^2 \, dA$ est le moment d'inertie polaire ou moment d'inertie de torsion uniforme, $\frac{d\theta_x}{dx}$ est le gauchissement et égale à $\frac{M_x}{GJ}$

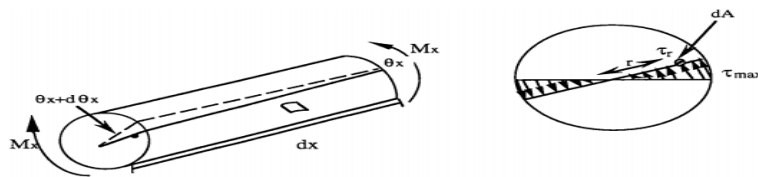


Figure 2.2 : Torsion d'une barre cylindrique selon le modèle de ST-VENANT [163].

La torsion des autres formes de sections, (par exemple section rectangulaire), ont été développés sur la base de la théorie de torsion d'une barre cylindrique selon le modèle de SAINT-VENANT par Zbirohowski-Kościa [164], où il a été trouvé que la répartition des contraintes tangentielles le long de la section est en fonction de sa forme. La figure 2.3 présente la variation des contraintes tangentielles pour une section rectangulaire selon le modèle SAINT-VENANT.

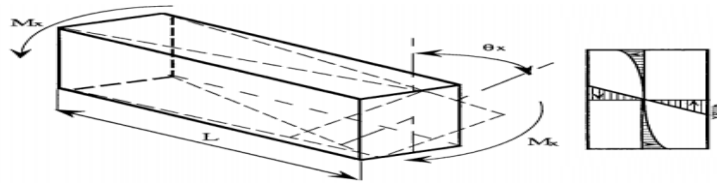


Figure 2.3 : Torsion d'une barre rectangulaire selon le modèle ST-VENANT [164].

Selon Zbirohowski-Kościa [164], la contrainte de cisaillement maximale pour une section rectangulaire peut être déterminée en utilisant l'équation (2.4).

$$\tau_x = M_x \frac{bt}{\alpha^3} = \frac{M_x}{\alpha bt^2} \quad (2.4)$$

Où : b est la hauteur de la section, t est la largeur de la section, α est un coefficient qui dépend du rapport b/t , dont : $\alpha = 0.624$ pour $b/t = 1$; $\alpha = 1$ pour $b/t > 10$.

L'équation 2.3 peut être appliquée pour les sections ouvertes à parois minces, dont ces sections se composent d'éléments rectangulaires étroits ($b/t > 10$), comme elle est montrée dans la figure 2.4.

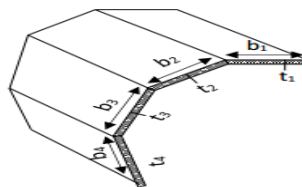


Figure 2.4 : Section ouverte à parois minces [162].

La contrainte tangentielle maximale dans chaque élément est obtenue selon l'équation (2.5).

$$\tau_x = \frac{M_x \cdot t}{J} \quad (2.5.a)$$

Avec :

$$J = \alpha \sum_{k=1}^n \frac{b_k \cdot t_k^3}{3} \quad (2.5.b)$$

Où : n est le nombre du segment qui compose la section, b_k est la longueur du segment 'k', t_k est l'épaisseur du segment 'k'.

2.2.3. Théorie de la torsion non-uniforme (principe de Vlasov)

La théorie globale de la torsion non-uniforme des barres minces à sections ouvertes a été développée par Vlasov dans sa forme finale en 1930, dont le but

est de déterminer les contraintes normales et tangentielle calculées sur la base des efforts de réductions au niveau de la fibre moyenne. Les hypothèses fondamentales de la torsion non-uniforme selon le modèle de Vlasov [154] sont les suivants:

- Les déformations de cisaillement sont négligeables au niveau de la fibre moyenne
- L'indéformabilité de la section transversale.
- Homogénéité et l'isotropie du matériau.

Les contraintes normales sont dues à l'effort normal N et aux moments fléchissant M_y et M_z , agissant autour des axes principaux de la section, et les contraintes tangentielles sont dues aux efforts de cisaillement T_y, T_z et au moment de torsion M_x [163].

Les différents points des sections des barres ouverts à parois mince de type I, U, C et Z peuvent se déplacer due à la torsion uniforme et le gauchissement de la section. L'effet de ces deux phénomènes doit être pris en compte dans la réduction des charges au niveau de la ligne moyenne.

Pour mieux comprendre ce problème de l'instabilité, une poutre console en I est illustrée dans figure 2.5 (a), chargée avec une force longitudinale F à l'extrémité au niveau de la semelle inférieure. Les excentricités de la charge par rapport au centre de gravité sont $e_y = b/2$ et $e_z = h/2$. D'après la théorie classique, ce chargement ramené à la fibre moyenne, est statiquement équivalent à un effort normal $N = F$ et deux moments de flexion $M_y = Fe_z$ et $M_z = Fe_y$, (Figure 2.5 (b)).

Les figures 2.5 (c), 2.5 (d) et 2.5 (e) montrent la charge de traction et les moments de flexion M_y et M_z , respectivement, représentées par le chargement statiquement équivalent appliqué au niveau des semelles. Le problème qui se pose lors de la superposition de ces trois cas de chargement, est l'Incompatibilité entre l'état de chargement de la sollicitation initiale, (figure 2.5 (a)), et finale (figure 2.5 (f)). Pour résoudre ce problème, Vlasov [154] a proposé une solution basée sur la théorie de bi-moment. Cette dernière sert à ajouter une charge équivalent à deux moments fléchissant, égaux et de signes contraires, agissant dans les deux plans de semelles de la barre et provoquant leur flexion dans des sens opposés,

(figure 2.5 (g)), dont les sections transversales de la barre subiront un gauchissement.

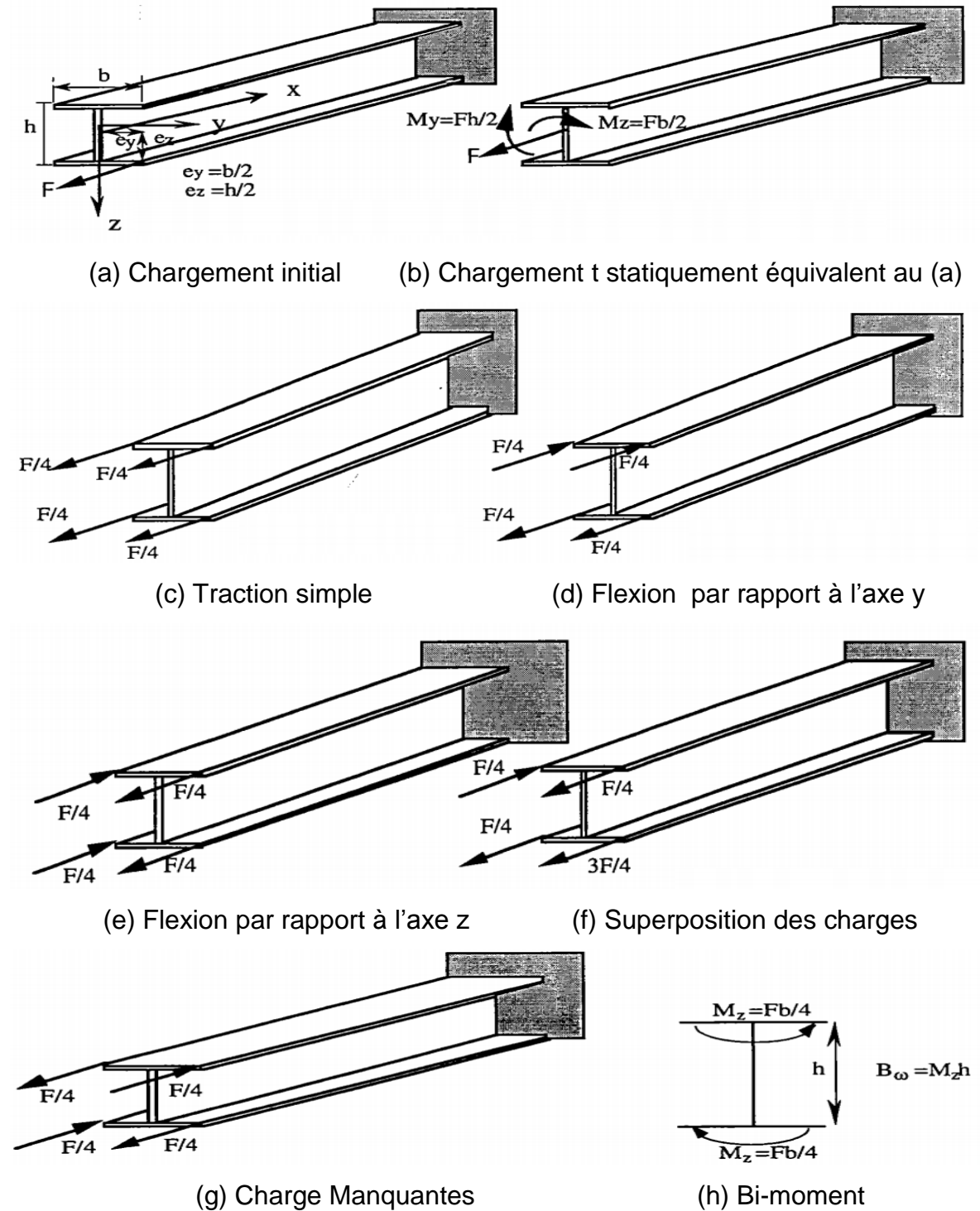


Figure 2.5 : Réduction des charges selon le modèle de Vlasov [154]

Les déformations de la barre de section ouvertes à parois mince sollicitée en torsion (figure 2.6) peuvent être décomposées en :

- Déplacement angulaire de torsion θ_x par rapport à son axe longitudinal x , dû aux flux fermés des contraintes tangentielles τ_v , constituent le moment de torsion uniforme de ST-VENANT M_{sv} .
- Déplacement latéral V qui provoque la flexion et le cisaillement T_y des semelles du profilé dû aux flux de contraintes normales σ_w et tangentielles τ_w , et constituent le moment de torsion non-uniforme M_ω .

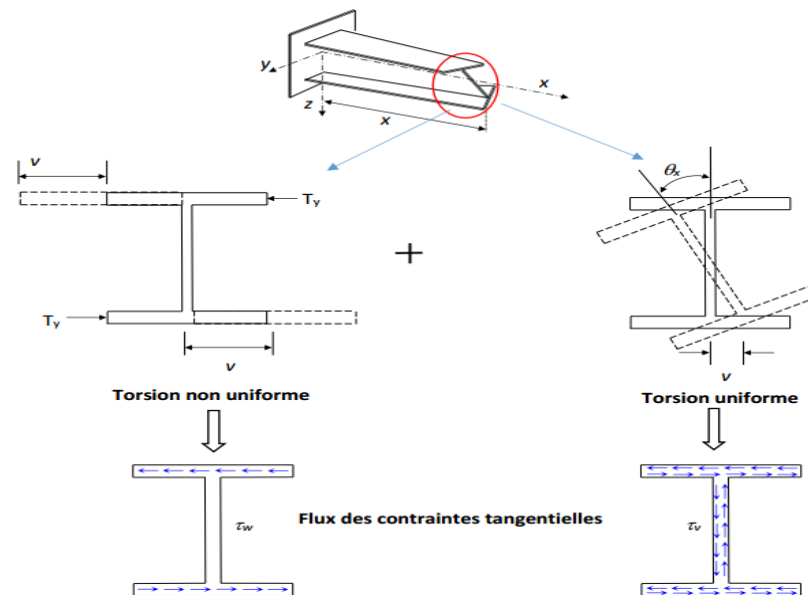


Figure 2.6 : Déformation, gauchissement et distribution de contraintes tangentielles d'une section ouverte à parois mince [162].

Ceci traduit par :

$$M_x = M_{sv} + M_\omega = GJ \frac{d\theta_x}{dx} + T_y \cdot h \quad (2.6)$$

Selon l'hypothèse des petits déplacements, on peut exprimer V en fonction de θ_x par l'équation (2.7).

$$V = \frac{\theta_x \cdot h}{2} \quad (2.7)$$

Le déplacement latéral de la semelle v est relié au moment fléchissant M_z par l'équation (2.8)

$$M_z = -EI_z \frac{d^2v}{dx^2} \quad (2.8)$$

Où : I_z est le moment d'inertie par rapport à l'axe z .

L'effort de cisaillement T_y sollicitant les semelles est en fonction du moment de flexion M_z par l'équation (2.9).

$$T_y = \frac{dM_z}{dx} \quad (2.9)$$

L'équation (2.10) tien compte de des équations (2.7), (2.8) et (2.9) et devient :

$$T_y = -EI_z \frac{h}{2} \frac{d^3\theta_x}{dx^3} \quad (2.10)$$

Le moment de la torsion de gauchissement développé au niveau d'une semelle s'écrit selon l'équation (2.11).

$$M_\omega = T_y \cdot h = -EI_z \frac{h^2}{2} \frac{d^3\theta_x}{dx^3} \quad (2.11)$$

On définit I_ω selon l'équation (2.12) comme étant le moment d'inertie de gauchissement ou sectorielle d'unité de [m⁶].

$$I_\omega = \frac{I_z \cdot h^2}{2} \quad (2.12)$$

En remplaçant l'équation (2.12) par sa valeur, l'équation (2.11) devient :

$$M_\omega = -EI_\omega \frac{d^3\theta_x}{dx^3} \quad (2.13)$$

En fin, l'équation différentielle reliant le moment de torsion M_x et l'angle de torsion est donnée par l'équation (2.14).

$$M_x = M_{sv} + M_\omega = GJ \frac{d\theta_x}{dx} - EI_\omega \frac{d^3\theta_x}{dx^3} \quad (2.14)$$

Où : $-EI_\omega$ est la rigidité de gauchissement de la section et J est le moment d'inertie de torsion uniforme.

Le calcul de ces paramètres, nécessitent une large connaissance sur les méthodes de calcul des caractéristiques géométriques des profilés ouverts à parois mince exigées par la théorie classique, telles que, le centre de gravité, l'aire de la section et le moment d'inertie statiques et quadratique. De plus, celles qui font intervenir la torsion non uniforme, en particulier, le centre de torsion, la coordonnée sectorielle, le moment d'inertie de gauchissement et de torsion uniforme.

2.2.3.1. Moment d'inertie

Selon la théorie classique des poutres, les moments statiques et quadratiques, (figure 2.7), peuvent être obtenus par les équations (2.15) et (2.16), respectivement.

$$S_y = \int_A z dA \quad ; \quad S_z = \int_A y dA \quad (2.15)$$

$$I_y = \int_A z^2 dA \quad ; \quad I_z = \int_A y^2 dA \quad ; \quad I_{yz} = \int_A yz dA \quad (2.16)$$

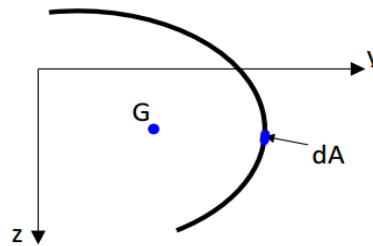


Figure 2.7 : Moments statiques et quadratiques d'une section ouverte [162].

L'équation (2.17) est utilisée pour localiser l'origine des coordonnées principales du centre de gravité de la section transversale, et l'équation (2.18) sert à déterminer la direction des axes principaux.

$$S_y = \int_A z dA = 0 \quad ; \quad S_z = \int_A y dA = 0 \quad (2.17)$$

$$I_{yz} = \int_A yz dA = 0 \quad (2.18)$$

2.2.3.2. Coordonnée sectorielle

La coordonnée sectorielle (ω) est une variable très importante lors de calcul d'une barre de paroi mince à section ouverte sous la torsion non-uniforme, elle se réfère par rapport à la ligne moyenne de la section transversale du profilé (figure 2.8). La coordonnée sectorielle du point M, mesurée à partir du pôle D et les deux extrémités M et M₁ d'un segment élémentaire de longueur ds. Si r désigne la distance entre le pôle D et la tangente au contour du point M, alors la coordonnée sectorielle du point M est définie par le double de l'aire du triangle DMM₁.

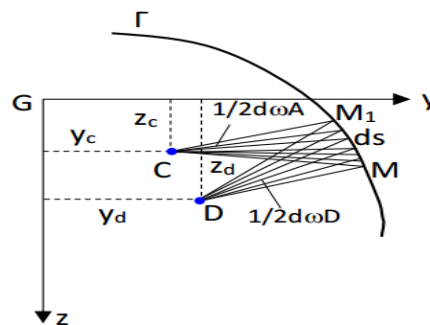


Figure 2.8 : Détermination de la coordonnée sectorielle [162].

Soient ω_c , et ω_d les surfaces sectorielles qui correspondent respectivement aux pôles C et D. L'aire du triangle CMM_1 , selon la figure 2.9, est donnée par l'équation (2.19) :

$$CMM_1 = CAM - CBM_1 - BAMM_1 \quad (2.19.a)$$

D'où

$$CMM_1 = \frac{1}{2}[(y - y_c) + d_y][(z - z_c) + d_z] - \left(z - z_c + \frac{1}{2}dz\right)dy - \frac{1}{2}(y - y_c)(z - z_c) \quad (2.19.b)$$

L'aire du triangle DMM_1 est donnée par l'équation (2.20) :

$$DMM_1 = \frac{1}{2}[(y - y_d) + d_y][(z - z_d) + d_z] - \left(z - z_d + \frac{1}{2}dz\right)dy - \frac{1}{2}(y - y_d)(z - z_d) \quad (2.20)$$

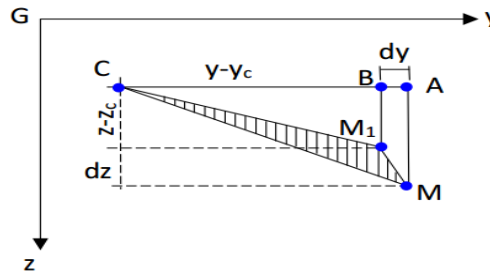


Figure 2.9 : Détermination des surfaces sectorielles [162].

Comme la surface sectorielle est le double de l'aire balayée par le point M, en se déplaçant sur le contour transversal de la section par rapport à un pôle quelconque selon l'équation (2.21) :

$$d\omega_c = 2 \times CMM_1 = (y - y_c)dz - (z - z_c)dy \quad (2.21.a)$$

$$d\omega_d = 2 \times DMM_1 = (y - y_d)dz - (z - z_d)dy \quad (2.21.b)$$

La différence des deux surfaces sectorielles donne selon l'équation (2.22) :

$$d(\omega_c - \omega_d) = (z_c - z_d)dy - (y_c - y_d)dz \quad (2.22)$$

L'intégration de l'équation (2.22) donne l'équation (2.23) :

$$\omega_c = \omega_d + (z_c - z_d)y - (y_c - y_d)z + C_0 \quad (2.23)$$

Où : C_0 est un constant arbitraire, dépendant du point initial M_1 .

Supposant que $M_1(y_1, z_1)$ et les surfaces sectorielles ω_c, ω_d sont également comptées à partir de ce point où, $S = 0$ implique $\omega_c = \omega_d = 0$. Donc d'après ces conditions C_0 peut être obtenu selon l'équation (2.24)

$$C_0 = -(z_c - z_d)y_1 + (y_c - y_d)z_1 \quad (2.24)$$

Après avoir remplacé C_0 par sa valeur, l'équation (2.23) devient :

$$\omega = \omega_c = \omega_d + (z_c - z_d)(y - y_1) - (y_c - y_d)(z - z_1) \quad (2.25)$$

Donc il a été démontré selon l'équation (2.25) que l'unité de ω est $[m^2]$, et les caractéristiques sectorielles pour une barre à paroi mince à section ouverte sont définies par rapport au centre de torsion selon l'équation (2.26) :

$$S_\omega = \int_A \omega dA \quad ; \quad S_{\omega y} = \int_A y \omega dA \quad ; \quad S_{\omega z} = \int_A z \omega dA \quad ; \quad I_\omega = \int_A \omega^2 dA \quad (2.26)$$

2.2.3.3. Centre de torsion

Généralement, la torsion se produit lorsque la charge est appliquée dans un point, dite le point de centre de torsion, et qui diffère du point de centre de gravité. Au niveau de ce point, le moment engendrés par les contraintes dues à l'effort tranchant est nul [162]. Les coordonnées du centre de torsion peuvent être déterminées en utilisant la notion des surfaces sectorielles.

Le centre de torsion a pour propriété de rendre la surface sectorielle orthogonale aux coordonnées (y,z) mesurées dans les axes principaux centraux d'inertie [163], (figure 2.10) ce qui se traduit selon l'équation (2.27) et (2.28):

$$S_{\omega y} = \int_A y \omega dA = 0 \quad ; \quad S_{\omega z} = \int_A z \omega dA = 0 \quad (2.27)$$

Après avoir remplacé (2.25) par sa valeur, on trouve:

$$\int_A y \omega_d dA + \int_A y^2 (z_c - z_d) dA - \int_A (y_c - y_d) zy dA = 0 \quad (2.28.a)$$

$$\int_A z \omega_d dA + \int_A z^2 (y_c - y_d) dA - \int_A (z_c - z_d) zy dA = 0 \quad (2.28.b)$$

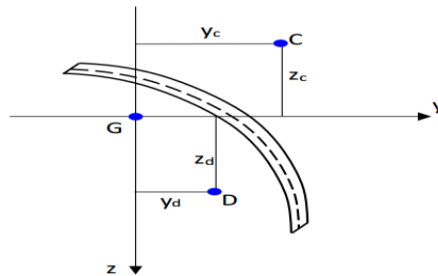


Figure 2.10 : Détermination du centre de torsion [162].

La solution des équations (2.28.a) et (2.28.b), détermine les coordonnées (y_c , z_c) du centre de torsion, par rapport à celles du point D, (équation 2.29) :

$$y_c = y_d + \frac{I_z \int_A \omega_d z dA - I_{yz} \int_A \omega_d y dA}{I_z I_y - I_{yz}^2} \quad (2.29.a)$$

$$z_c = z_d - \frac{I_y \int_A \omega_d y dA - I_{yz} \int_A \omega_d z dA}{I_z I_y - I_{yz}^2} \quad (2.29.b)$$

Dans le cas particulier où les axes y et z de la section sont des axes principaux, l'équation (2.29) devient :

$$y_c = y_d + \frac{\int_A \omega_d z dA}{I_y} \quad (2.30.a)$$

$$z_c = z_d + \frac{\int_A \omega_d y dA}{I_z} \quad (2.30.b)$$

2.2.3.4. Bimoment

Le bimoment est une grandeur statique développé par Vlasov [154], définie comme étant un couple de moments de flexion égaux, mais opposés, agissant dans deux plan parallèle, il est de sens positif ou négatif engendré dues aux charges transversales ou longitudinale suite au gauchissement [163]. Il est donné par les équations (2.31) et (2.32) dû à une charge N appliquée en point k dans le sens longitudinal et transversal, respectivement :

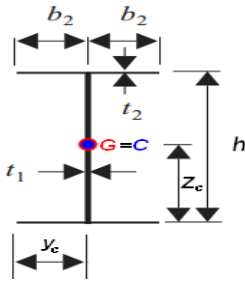
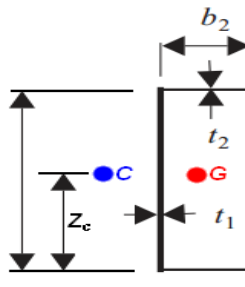
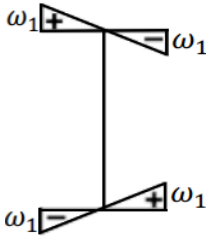
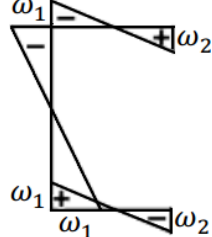
$$B = N \omega_k \quad (2.31)$$

$$B_\omega = EI_\omega \theta''_x \quad (2.32)$$

Où : ω_k est l'aire sectorielle de la section au point k.

Le tableau 2.1 présente un résumé sur les caractéristiques de la torsion des sections ouvertes en 'I' et en 'U', y compris, la position du centre de torsion, les coordonnées sectorielles et l'expression du moment d'inertie de gauchissement et de torsion uniforme.

Tableau 2.1 : Caractéristique de torsion des sections ouvertes en 'I' et en 'U'.

<p>Sections</p>		
<p>Coordonnée sectorielle</p>	$\omega_1 = \frac{2bh}{4}$	$\omega_1 = \frac{2bh}{4} ; \omega_2 = \frac{2bh}{4}$
<p>répartition des coordonnées sectorielles</p>		
<p>Centre de torsion</p>	$y_c = y_g ; z_c = z_g$	$y_c = \frac{b^2 t_2}{2bt_2 + \frac{ht_1}{3}} ; z_c = z_g$
<p>Moment d'inertie gauchissement</p>	$I_\omega = I_z \left(\frac{h}{4}\right)^2 = \frac{t_2 2b^3 h^2}{24}$	$I_\omega = \frac{1}{6} (b - 3y_c) b^2 h^2 t + I_z y_c^2$
<p>Moment d'inertie torsion uniforme</p>	$J = \frac{1}{3} (b_1 t_1^3 + 4b_2 t_2^3)$	$J = \frac{1}{3} (b_1 t_1^3 + 2b_2 t_2^3)$

2.3 Règles et méthodes de conception des barres à parois mince de PLF

Les barres de section ouverte à parois mince sont généralement des membres de classe 4, qui sont caractérisées par des phénomènes d'instabilité locaux empêchant la section droite d'atteindre sa résistance élastique. Ce problème n'a pas été pris en considération par les méthodes analytiques mentionnées, et son effet dans ces membres peut rendre le calcul du comportement et la conception plus compliqué

En 1946, l'institut américain de sidérurgie a développé les premières règles de calcul du comportement des éléments en acier PLFs (règles AISI), basées sur les études de Pr George Winter et ses collaborateurs à l'université de Cornell entre 1939 et 1946 [7]. Plus tard, une mise à jour avec quelques révisions ont été faite en se référant à de nouveaux résultats de recherches, tout en gardant

le principe des règles de calcul jusqu'en 1996, dont les principaux règlements (tels que AISI, AS/NZS 4600, CEN/EC3...etc.) ont commencé à utiliser la notion de la largeur efficace [7].

2.3.1. Méthode de la largeur efficace basée sur l'Eurocode 3

La méthode de la largeur efficace a été conçue comme un modèle physique approximatif pour représenter la résistance ultime des plaques longues et élancées ($L > b$), avec la largeur b et la longueur L sous compression longitudinale uniforme. Le principe de cette méthode est basé principalement sur le concept du flambement local et l'interaction entre les modes de flambement [20], dont la capacité portante du profilé sera réduite par la suppression partielle appropriée de la surface de sa section transversale, tandis que les contraintes se déplacent vers les bords adjacents [165]. Sur ce contexte, la largeur de la plaque b doit être remplacée par la largeur efficace b_{eff} où ($b_{eff} < b$).

2.3.1.1. Bref historique sur la méthode de la largeur efficace

La première contribution sur le concept de largeur efficace pour un profilé mince déformé par un flambement local a été en 1932, présenté par Von Karman et al. [166] sur la base de la théorie de Vlasov [154], où il a été observé qu'après le flambement d'une plaque mince, le diagramme de contrainte devient non uniforme avec une concentration de contrainte près des bords (modèle de contrainte parabolique). Von Karman et al. [166] ont proposé une répartition uniforme de la contrainte sur la largeur efficace au lieu d'une répartition non uniforme de la contrainte sur toute la largeur de la plaque, dont cette contrainte est égale à la contrainte au bord de la plaque, comme illustré dans la figure 2.11.

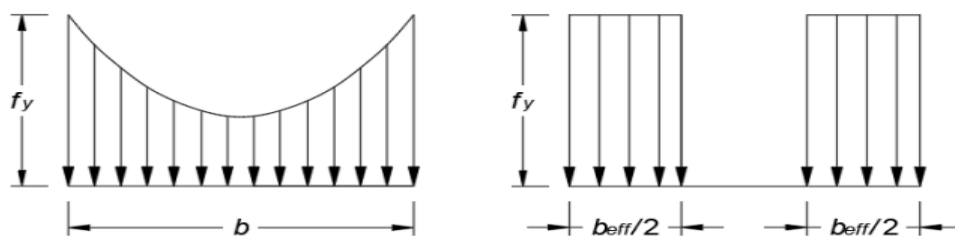


Figure 2.11 : Concept de la largeur efficace d'un élément plan raidi uniformément comprimé.

Par conséquent, Von Karman et al. [166] ont proposé l'équation (2.33) pour déterminer la largeur efficace d'une plaque mince uniformément comprimée.

$$\frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_e}} \quad (2.33)$$

Où : σ_e est la contrainte de compression maximum agissant au bord de la plaque et égale à la limite d'élasticité f_y ; σ_{cr} est la contrainte critique et elle est obtenue selon l'équation (2.34).

$$\sigma_{cr} = \frac{k_\sigma \pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2) \cdot (b/t)^2} \quad (2.34)$$

Avec : k_σ est le facteur de flambement qui est dépend de la charge et les conditions d'appui ; E est le module de Young ; ν est le coefficient de Poisson ; b est la largeur de la plaque et t est l'épaisseur de la plaque.

b_{eff} est la largeur efficace et elle est obtenue selon l'équation (2.35).

$$b_{eff} = \rho \cdot b \quad (2.35(a))$$

Avec :

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \leq 1 \quad (2.35(b))$$

Et :

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (2.35(c))$$

En 1947, une étude expérimentale a été présentée par Winter [167], où il a proposé quelques modifications sur les équations proposées par Von Karman et al. [166], (équation 2.36), pour déterminer les largeurs efficaces des plaques minces.

$$\bar{\lambda}_p \leq 0.673 \quad \frac{b_{eff}}{b} = 1 \quad (2.36.a)$$

$$\bar{\lambda}_p > 0.673 \quad \frac{b_{eff}}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_p}\right) \leq 1 \quad (2.36.b)$$

La méthode de la largeur efficace a été approuvée par le comité de l'Eurocode 3, et a été incluse dans les règles de conception de l'EN1993-1-3 [10] et EN1993-1-5 [168]. Cette méthode permet de déterminer la capacité portante des PLFs et même des panneaux en tôle raidie, comme ceux utilisés pour les ponts en acier et les structures navales, à température ambiante sous des charges de compression ou de flexion [165]. Cependant, elle présente certaines limites de conception et de calcul pour d'autres profilés de formes complexes. De plus, selon l'étude numérique réalisée par Gunalan [74], il a été trouvé que cette

méthode n'est plus valable pour déterminer la charge ultime à haute température, notamment pour une distribution de température non-uniforme.

2.3.1.2. Principe de la méthode de la largeur efficace

Cette méthode comme son nom indique, est basée principalement sur l'utilisation de largeurs efficaces de la section transversale du profilé, en réduisant les largeurs totales qui permettent de mieux estimer la résistance ou la capacité portante de l'élément PLF ou de l'acier de classe 4, sous une charge axiale de compression. Ces largeurs efficaces sont calculées en fonction du coefficient de réduction ρ à partir du tableau 2.2 (pour l'âme et semelle) de EN1993-1-5 [168].

Tableau 2.2 : Détermination de la largeur efficace (âme et semelle).

Distribution des contraintes (compression positive)				Largeur efficace b_{eff}		
				$\psi = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot b_p$ $b_{e1} = 0.5 \cdot b_{eff} ; b_{e2} = 0.5 \cdot b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_p$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff} ; b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho b_p / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0.4 \cdot b_{eff} ; b_{e2} = 0.6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_1 / \sigma_2$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Coefficient de flambement k_σ	4	$8.2 / (1.05 + \psi)$	7.81	$7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2$	23.9	$5.98(1 - \psi)^2$

D'après EN1993-1-5 [168], la méthode de largeur efficace est applicable si les conditions géométriques suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{t} \leq 500 ; \quad \frac{b}{t} \leq 60 ; \quad \frac{c}{t} \leq 50 ; \quad 0.2 \leq \frac{c}{b} < 0.6$$

EN1993-1-5 [168] a fourni l'équation (2.37) pour déterminer la largeur efficace c_{eff} du bord tombé (lèvre).

$$c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c} \quad (2.37.a)$$

$$\text{Avec : } k_\sigma = 0.5 \quad \text{Pour : } b_{p,c}/b_p \leq 0.35 \quad (2.37.b)$$

$$k_\sigma = 0.5 + 0.83 \sqrt[3]{(b_{p,c}/b_p - 0.35)^2} \quad \text{Pour : } 0.35 < b_{p,c}/b_p \leq 0.6 \quad (2.37.c)$$

Le coefficient de réduction ρ est obtenu en fonction de l'élançement de la plaque $\bar{\lambda}_p$ selon l'équation (2.38) pour la largeur de l'âme et semelle et l'équation (3.39) pour la largeur du bord tombé (lèvre) fourni par EN1993-1-5 [168].

$$\rho = 1 \quad \text{pour : } \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi} \quad (2.38.a)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} < 1 \quad \text{pour : } \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi} \quad (2.38.b)$$

$$\rho = 1 \quad \text{pour : } \bar{\lambda}_p \leq 0.748 \quad (2.39.a)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} < 1 \quad \text{pour : } \bar{\lambda}_p > 0.748 \quad (2.39.b)$$

$$\text{Avec : } \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \left(\frac{b_p}{t}\right) \cdot \left[\frac{12(1 - \nu^2)f_y}{\pi^2 E k_\sigma}\right]^{0.5} \quad (2.39.c)$$

Où : k_σ est le coefficient de flambement ; ψ est le taux de contrainte ; t est l'épaisseur de la plaque et σ_{cr} est la contrainte critique élastique de flambage de la plaque.

Enfin, en utilisant ces largeurs efficaces, la section efficace de la surface transversale du profilé comprimé à température ambiante, (figure 3.5), peut être déterminé à partir de l'équation (2.40) fourni par EN1993-1-3 [10] et EN1993-1-5 [168].

$$A_{eff,20} = (h_{eff,1} + h_{eff,2})t + 2b_{eff,1}t + 2b_{eff,2}t_{red} + 2c_{eff}t_{red} \quad (2.40.a)$$

$$\text{Avec : } t_{red} = \chi_d \times t \quad (2.40.b)$$

$$\chi_d = 1 \quad \text{Pour } \bar{\lambda}_d \leq 0.65 \quad (2.40.c)$$

$$\chi_d = 1.47 - 0.723 \cdot \bar{\lambda}_d \quad \text{Pour } 0.65 < \bar{\lambda}_d \leq 1.38 \quad (2.40.d)$$

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_y / \sigma_{cr,s}} \quad (2.40.e)$$

Où : t_{red} est l'épaisseur réduite ; χ_d et $\bar{\lambda}_d$ sont le facteur de réduction et l'élançement, respectivement, pour la résistance du flambement distortionnel ; $\sigma_{cr,s}$ est la contrainte critique élastique du flambement pour un élément d'un raidisseur de bord, elle peut déterminée en considérant une raideur de force

équivalente sur la partie déformée de la plaque, (figure 2.12), obtenue selon l'équation (2.41).

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \quad (2.41.a)$$

Avec : $A_s = t(b_{eff,2} + c_{eff})$ (2.41.b)

$$I_s = \frac{1}{12}b_{eff,2}t^3 + \frac{1}{12}tc_{eff}t^3 + b_{eff,2}t \left[\frac{c_{eff}^2}{2(b_{eff,2} + c_{eff})} \right]^2 + c_{eff}t \left[\frac{c_{eff}}{2} - \frac{c_{eff}^2}{2(b_{eff,2} + c_{eff})} \right]^2 \quad (2.41.c)$$

Où : I_s est le moment d'inertie efficace de la surface du raidisseur de bord ; A_s est la surface efficace de la section transversale du raidisseur de bord ; K est la rigidité du ressort qui remplace la contrainte subie par l'ensemble de plaque à partir des parties omises de la section transversale. Cette rigidité peut être déterminée en appliquant une charge unitaire 'U' au centroïde de la partie effective du raidisseur de bord comme elle est montrée par la figure 2.12. Dans notre étude la rigidité K est obtenue en utilisant l'équation (2.41.d).

$$K = \frac{Et^3}{4(1 - \nu^2)b_1^2h_w + b_1^3 + 0.5b_1b_2h_wk_f} \quad (2.41.d)$$

$$b_1 = b_2 = \frac{[b_{eff,2}t(b - b_{eff,2}/2) + c_{eff}tb]}{A_s} \quad (2.41.e)$$

Où : b_1 et b_2 sont les distances entre la jonction entre l'âme et la semelle (1 et 2, respectivement), et le centre de gravité de la surface effective du raidisseur de bord ; h_w est la longueur de l'âme ; $k_f = 1$ pour une section symétrique en compression.

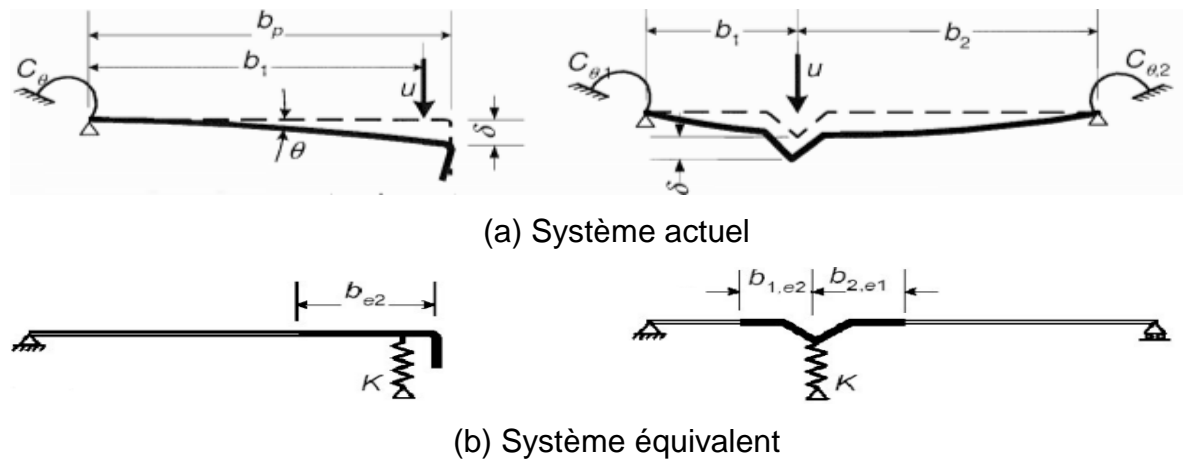


Figure 2.12 : Solution pour déterminé la rigidité du ressort [10, 74].

2.3.1.3. Comportement mécanique à température ambiante

La résistance de la section transversale d'un élément en acier PLF de classe 4, à température ambiante sous une charge axiale de compression, $N_{c,rd}$ est calculée selon l'équation (2.42) extraite de l'EN1993-1-3 [10] dans sa partie 6.1.3.

$$N_{c,rd} = \frac{A_{eff,20} \cdot f_{y,20}}{\gamma_{M0}} \quad (2.42)$$

Où : γ_{M0} est le facteur partiel pour la résistance de l'élément à la température ambiante, pris égal à 1.

De plus, selon la partie 6.3.1 de l'EN1993-1-1 [21], la résistance au flambement d'un élément PLF comprimé à température ambiante, peut être obtenu en multipliant l'équation (2.42) par un facteur de réduction pour le mode de flambement concerné χ , comme elle est détaillé dans l'équation (2.43).

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff,20} \cdot f_{y,20}}{\gamma_{M0}} \quad (2.43.a)$$

Avec :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (2.43.b)$$

Et :

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (2.43.c)$$

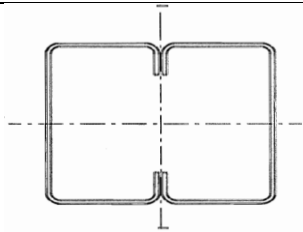
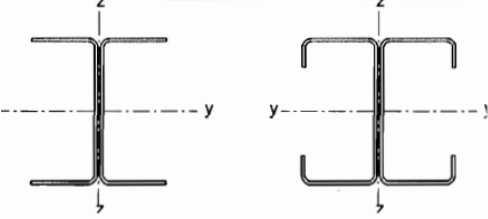

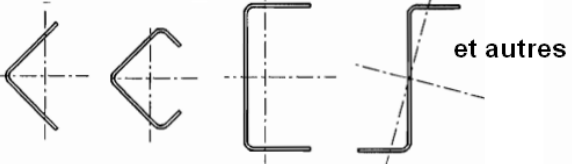
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff,20} \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (2.43.d)$$

Où : α est le facteur d'imperfection qui dépend de la forme de la section étudiée, obtenu selon le tableau 2.3; et 2.4 ; $\bar{\lambda}$ est l'élancement non dimensionnel ; N_{cr} est la charge critique élastique du flambement calculé en utilisant l'équation (2.44) selon le mode du flambement approprié.

Tableau 2.3 : Valeur du facteur d'imperfection [10].

Courbe de flambement	a	b	c	d
α	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau 2.4 : Sélection de la courbe de flambement de section transversale [10].

Type de la section transversale	Axe de flambement	Courbe de flambement
	Tous	b (en utilisant la limite f_{yb}). c (en utilisant la limite f_{ya}).
	Y-Y Z-Z	a b
	Tous	b
	Tous	c

Locale :
$$N_{cr,L} = \frac{k_\sigma \cdot \pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2) \cdot (b/t)^2} \cdot A_{br} \quad (2.44.a)$$

Flexion :
$$N_{cr,F} = \frac{\pi^2 EI}{L_t^2} \quad (2.44.b)$$

Torsion :
$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} \right) \quad (2.44.c)$$

Torsion-flexion
$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{y_0^2}{i_0^2} \right) \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right] \quad (2.44.d)$$

Où : A_{br} est la surface brute de la section transversale ; I est le moment d'inertie ; L_t est la longueur du flambement ; I_t est le moment d'inertie de torsion ; I_w est le facteur de gauchissement ; $N_{cr,y}$ est la charge critique élastique selon l'axe y-y ; G est le module de cisaillement ; i_0 est une valeur en fonction des rayons de giration i_y et i_z ainsi que les cordonnées de centre de cisaillement y_0 et z_0 .

La charge critique pour le mode globale est le minimum entre les charges critiques de flexion, torsion et torsion flexion.

$$\text{Où :} \quad i_0 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2 \quad (2.44.e)$$

$$\text{Et :} \quad \beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2 \quad (2.44.f)$$

2.3.2. Méthode de la force directe basée sur l'AISI

La Méthode de force directe (DSM = Direct Strength Method) c'est une méthode alternative à la méthode de la largeur efficace, notamment quand le calcul de cette dernière devient plus compliqué grâce à la complexité de la section transversale, ou dans le cas d'existence des bords additionnels et/ou des raidisseurs intermédiaires [169].

2.3.2.1. Bref historique sur la méthode de force directe

La méthode de la résistance directe a été développée en 1998 par Schafer et Pekoz [79], et elle est basée sur la stabilité élastique de l'élément en utilisant des courbes de dimensionnement pour l'élément entier au lieu de la section efficace, tout en permettant de l'interaction entre les modes de flambement.

La Méthode de force directe trouve son origine dans la méthode de conception proposée précédemment par Hancock et al. [170] en 1994 lors de l'étude de la résistance distortionelle des sections à parois minces soumises à la compression ou à la flexion. Cette étude a été basée sur la méthode de la section efficace, et les équations de Winter [167] avec quelques modifications sur ses coefficients, pour obtenir des estimations plus précises en utilisant l'équation (2.45) de Hancock et al. [170] qui a été incluse dans l'édition 1996 de la norme australienne/néozélandaise pour l'acier formé à froid. AS/NZS4600 [52].

$$\frac{b_e}{b} = \left(\frac{f_{crD}}{f_y}\right)^{0.6} \left[1 - 0.25 \left(\frac{f_{crD}}{f_y}\right)^{0.6}\right] \quad (2.45)$$

Avec : b_e est la partie efficace de la largeur b de la paroi ; f_{crD} est la charge critique de flambement distortionel.

Quatre ans plus tard, et sur la base des résultats expérimentaux, Schafer et Pekoz [79], ont calibré plusieurs modèles numériques, dont ils ont proposé des modifications sur l'équation (2.37), et plus particulièrement de remplacer ses coefficients (0.6/0.25) par des nouveaux coefficients modifiés de (0.4/0.15),

respectivement, qui peuvent fournir des résultats plus précise et fiable. Après, Le comité AISI [171] en 2004, et AS/NZS 4600 [172] en 2005, ont inclut la DSM dans ses règles et normes, (américaines et Australiennes/ néozélandaises), grâce aux autres études menées par Schafer [173, 174] à l'université Johns Hopkins sur la résistance des sections à parois minces, (poutres et poteaux), aux flambement local, distortionel et global.

Malgré la simplicité et la rapidité du calcul avec l'utilisation de la Méthode de force directe, elle reste toujours limitée dans le calcul de la capacité portante à haute température, soit de distribution uniforme ou non-uniforme.

2.3.2.2. Principe de la méthode de la force directe

Comme il a été mentionné précédemment, la méthode de la résistance directe est basée principalement sur l'utilisation de la section transversale entière au lieu de la section efficace, dont le but est de déterminer la capacité portante de l'élément PLF, sous une charge axiale de compression, à température ambiante. AISI [146] offre des approche analytique spécifiques pour les résistances vis-à-vis des 3 modes d'instabilité : local, distorsionnel et global, pour la compression et la flexion des éléments PLFs.

2.3.2.3. Comportement à température ambiante

La résistance nominale P_n vis-à-vis des charges de compression axiale est le minimum des trois charges du globale P_{ne} , locale P_{nl} et distortionelle P_{nd} .

a) Instabilité globale flexionnelle, torsionnelle ou flexionnelle torsionnelle

La capacité portante P_{ne} de l'acier PLF de classe 4 vis-à-vis des trois types d'instabilités globales flexionnelle, torsionnelle et flexionnelle torsionnelle sous une charge axiale de compression est donnée par l'équation (2.46).

$$P_{ne} = (0.568\lambda_c^2) P_y \quad \text{pour : } \lambda_c \leq 1.5 \quad (2.46.a)$$

$$P_{ne} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) P_y \quad \text{pour : } \lambda_c > 1.5 \quad (2.46.b)$$

$$\text{Avec :} \quad \lambda_c = \sqrt{P_y / P_{cre}} \quad (2.46.c)$$

$$P_y = A_{br} \sigma_y ; \quad \text{Avec } \sigma_y = f_y \quad (2.46.d)$$

Où : P_{cre} est la plus petite des trois charges critiques élastiques des modes d'instabilité globaux : flexionnel, torsionnel et flexionnel torsionnel obtenu selon l'équation (2.47).

$$\text{Flexion :} \quad P_{cre,F} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \cdot A_{br} \quad (2.47.a)$$

$$\text{Torsion ou} \\ \text{Torsion-Flexion :} \quad P_{cre,TF} = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \cdot A_{br} \quad (2.47.b)$$

$$\text{Avec :} \quad \beta = 1 - (x_0/r_0)^2 \quad (2.47.c)$$

Où : K est le facteur de la longueur efficace, pris égale à 1 ; r est le rayon de giration sur l'axe de flambement ; x_0 est la distance entre le centre de cisaillement et le centroïde à travers l'axe principal x ; r_0 est le rayon de giration polaire de la section transversale autour du centre de cisaillement ; σ_{ex} et σ_t sont les contraintes dues à la flexion et la torsion, obtenus selon l'équation (2.48).

$$\text{Flexion :} \quad \sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (2.48.a)$$

$$\text{Torsion :} \quad \sigma_t = \frac{1}{A_{br} r_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E c_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (2.48.b)$$

Où : J est la constante de torsion de Saint-Venant ; c_w est la constante de gauchissement (Warping) en torsion de la section transversale.

b) Instabilité locale

La charge ultime de rupture P_{nl} de l'acier PLF de classe 4 vis-à-vis de l'instabilité locale sous une charge axiale de compression est donnée par l'équation (2.49).

$$P_{nl} = P_{ne} \quad \text{pour : } \lambda_l \leq 0.776 \quad (2.49.a)$$

$$P_{nl} = \left[1 - 0.15 \left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}} \right)^{0.4} \right] \left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}} \right)^{0.4} P_{ne} \quad \text{pour : } \lambda_l > 0.776 \quad (2.49.b)$$

$$\text{Avec :} \quad \lambda_l = \sqrt{P_{ne} / P_{crl}} \quad (2.49.c)$$

Où : P_{crl} est la charge critique élastique du mode local, il peut être déterminé selon l'équation (2.50) fourni par AISI [146].

$$P_{crl} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu)^2} \left(\frac{t}{w} \right) \cdot A_{br} \quad (2.50)$$

Où : μ est le coefficient de poisson ν ; w est la largeur de la semelle b ; k est le coefficient de flambement où :

$$k = 4 \quad \text{pour : } w/t \leq 0.328S \quad (2.50.b)$$

$$k = 3.57(R_I)^n + 0.43 \leq 4 \quad \text{pour : } 0.328S < w/t \text{ et } D/w \leq 0.25 \quad (2.50.c)$$

$$k = \left(4.82 - \frac{5D}{w}\right)(R_I)^n + 0.43 \leq 4 \quad \text{pour : } 0.25 < D/w \leq 0.8 \quad (2.50.d)$$

$$\text{Avec :} \quad S = 1.28\sqrt{E/f} \quad (2.50.e)$$

$$n = \left(0.582 - \frac{w/t}{4S}\right) \geq \frac{1}{3} \quad (2.50.f)$$

$$R_I = \frac{I_s}{I_a} \leq 1 \quad (2.50.g)$$

$$I_a = 399t^4 \left[\frac{w/t}{S} - 0.328\right]^3 \leq t^4 \left[115\frac{w/t}{S} - 5\right] \quad (2.50.h)$$

$$I_s = (D^3 t \sin^2 \theta)/12 \quad (2.50.i)$$

Où : D est la longueur de la lèvre c ; f est la limite d'élasticité f_y ; I_s est le moment d'inertie de la section entière du raidisseur autour de son propre axe centroïde ; I_a est le moment d'inertie adéquat du raidisseur, θ est l'angle entre la semelle et le raidisseur.

c) Instabilité distorsionnelle

La charge ultime de compression axiale P_{nd} , due à l'instabilité distorsionnelle supportée par l'élément PLF à température ambiante, peut être calculée en utilisant l'équation (2.51).

$$P_{nd} = P_y \quad \text{pour : } \lambda_d \leq 0.561 \quad (2.51.a)$$

$$P_{nd} = \left[1 - 0.25\left(\frac{P_{crd}}{P_y}\right)^{0.6}\right] \left(\frac{P_{crd}}{P_y}\right)^{0.6} P_y \quad \text{pour : } \lambda_d > 0.561 \quad (2.51.b)$$

$$\text{Avec :} \quad \lambda_d = \sqrt{P_y/P_{crd}} \quad (2.51.c)$$

Où : P_{crd} est la charges critique élastique du mode d'instabilité distorsionnel, obtenu selon l'équation (2.52) fourni par AISI [146].

$$P_{crd} = \alpha k_d \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu)^2} \left(\frac{t}{b_0}\right)^2 \cdot A_{br} \quad (2.52.a)$$

$$\text{Avec :} \quad k_d = 0.05 \leq 0.1 \left(\frac{b_0 D \sin \theta}{h_0 t}\right)^{1.4} \leq 8 \quad (2.52.b)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{pour : } L_m \geq L_{cr} \quad (2.52.c)$$

$$\alpha = (L_m/L_{cr})^{\ln(L_m/L_{cr})} \quad \text{pour : } L_m < L_{cr} \quad (2.52.d)$$

Où : b_0 et h_0 sont les largeurs de la semelle et de l'âme, respectivement ; L_m est la distance entre les restrictions discrètes qui limitent le flambage par distorsion ; L_{cr} est la longueur critique du flambement par distorsion, calculé selon l'équation (2.53).

$$L_{cr} = 1.2h_0 \leq 0.1 \left(\frac{b_0 D \sin \theta}{h_0 t} \right)^{0.6} \leq 10h_0 \quad (2.53)$$

2.4. Méthodes numériques d'analyse du comportement des barres à parois mince

Comme il est bien connu, les PLFs sont des barres à parois mince, légers, durable et économique. Cependant, les ingénieurs peuvent se trouver certaine complication de conception lors de l'étude de ses stabilités, notamment pour les différentes sections de géométrie complexe. Plusieurs solutions numériques avec une grande variété de méthodes d'analyse sont disponibles pour l'étude du comportement et la stabilité des barres à parois mince des PLFs, à savoir, la Méthode des Eléments Finis (MEF), Méthode des Bandes Finies (MBF), théorie des poutres généralisée et d'autres.

La méthode des éléments finis c'est l'une des meilleures solutions pour étudier le comportement et la stabilité des barres PLFs, vu qu'elle peut déterminer la charge critique élastique, la charge ultime de rupture, les modes de rupture avec ses différents types de déplacement. Plusieurs logiciels commerciaux très performants peuvent être utilisés pour prédire la réponse mécanique des PLFs, à condition d'en faire un bon usage en terme de type du modèle EF, nombre d'éléments (maillage) et condition aux limites. On peut citer à titre d'exemple : l'ABAQUS, NASTRAN et ANSYS qui sera utilisé dans notre étude [7].

La méthode des bandes finies comme son nom indique, est une méthode dans laquelle la modélisation des éléments des barres PLF se fait en devisant les plaques sous forme des bandes au lieu d'éléments, c'est-à-dire un modèle sans maillage longitudinale, (figure 2.13), dont la matrice de rigidité élastique est formulée sur la base de l'hypothèse de la théorie des plaques minces de Kirchhoff pour chaque bande [7, 175].



(a) Modèle élément fini

(b) Modèle bande finie

Figure 2.13 : Différence des maillages en éléments finis et en bandes finies [7].

Donc, c'est une méthode semi-analytique qui est considérée comme une variante de la MEF, basée sur l'une des méthodes les plus précises et les plus efficaces dans le domaine de la stabilité élastique des PLFs [7, 22]. Cette méthode est applicable seulement aux éléments dont les extrémités sont simplement appuyées, à l'aide de logiciel CUFSM.

CUFSM, un outil très utile et de source ouverte pour le public, développé à l'université de Johns Hopkins par le groupe de recherche de Schafer selon la conception de la Méthode de force directe pour l'analyse de la stabilité élastique des barres PLFs. L'utilisation de ce programme pour les barres PLFs, permet de déterminer les caractéristiques géométriques de la section transversales, et en appliquant l'analyse par la MBF, une courbe de signature peut être obtenue. Cette dernière, c'est une courbe de la variation du rapport charge critique élastique/charge ultime appliqué en fonction de la longueur de demi-onde, dont les minima de la courbe ainsi obtenue révèlent les différentes instabilités de la barre [7].

La Figure 2.14 montre un exemple de résultats des modes de flambement obtenus après une analyse linéaire élastique en bandes finis en utilisant le logiciel CUFSM, pour une barre PLF de section C soumise à la compression. Un premier minimum représenté par le point A indique le flambement local dans le modèle étudié. Un second minimum se produit également à un point B, définie le flambement distortionel, existe à une longueur de demi-onde intermédiaire, entre celui du mode local et celui, plus longue, du mode global en point C. En fin, le mode de flambement critique de la barre étudiée est l'un de ces trois points qui correspond au le petit facteur de charge.

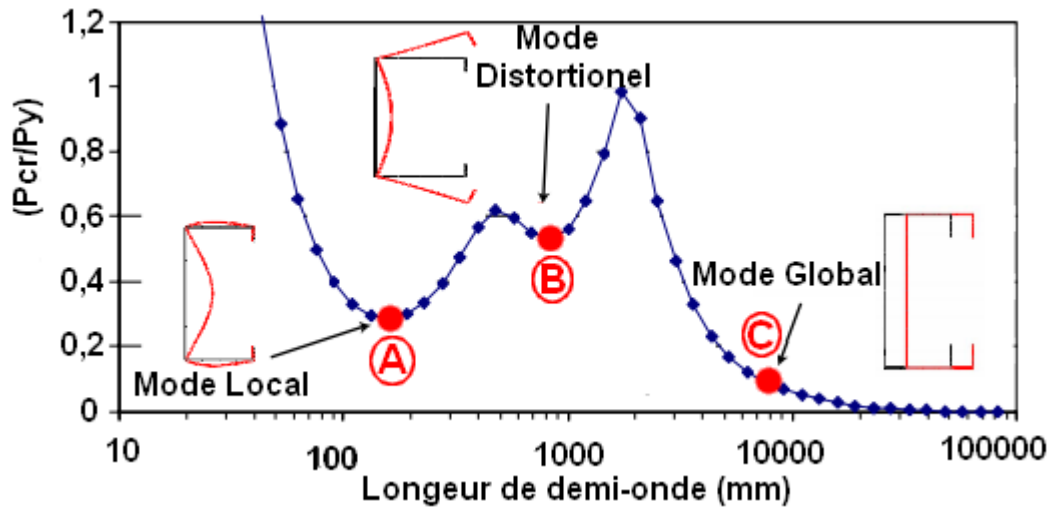


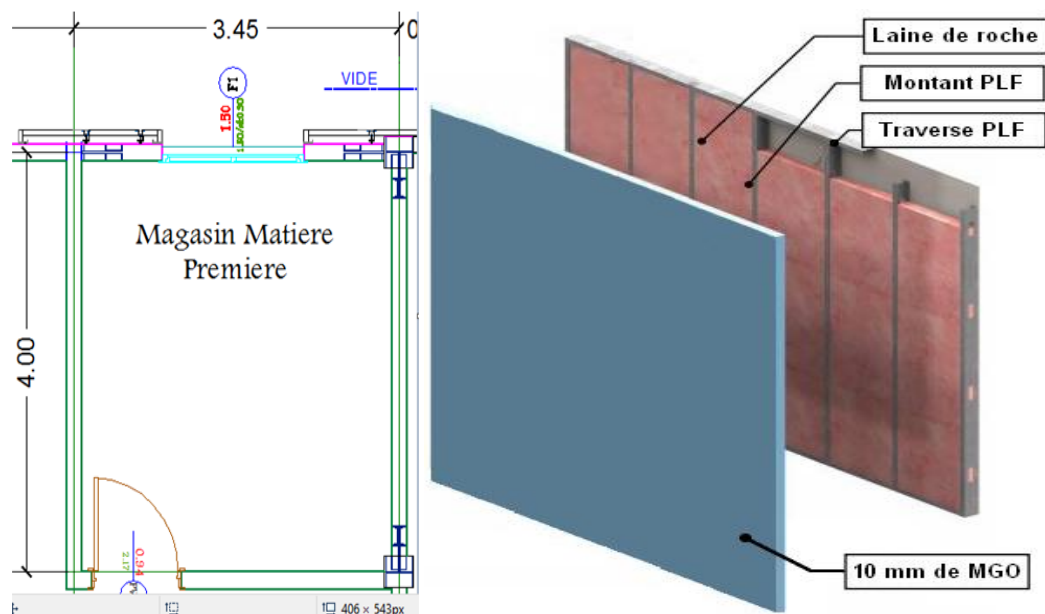
Figure 2.14 : Variation du rapport charge critique/charge d'écrasement en fonction de la longueur de demi-onde.

2.5. Étude de cas

La structure étudiée est une unité de fabrication d'appareillage orthopédique (ONAAPH), situé au niveau de la ville de Chlef, composé d'un seul étage (R+1), de longueur de 20 m et un porté de 10.55 m avec une hauteur de 7.4 m, (figure 2.15), réalisée par le groupe FRAMEMETAL. L'étude concerne un panneau vertical faisant partie d'un compartiment de stockage de longueur de 4 m, une largeur de 3.45 m et une hauteur de 3.70 m, situé au niveau de rez-de-chaussée de cette structure, (figure 2.16(a)). Les éléments constituant du panneau PLF sont 7 montants de 600S162 en section C, reliés avec 2 traverses de 600T200 en section U en haut et en bas du cadre, protégé par 10 mm de plaque de MGO dans les deux cotés et la laine de roche comme isolations dans la cavité du panneau, (figure 2.16(b)).



Figure 2.15 : Vue en plan de rez-de-chaussée de la structure étudié (ONAAPH Chlef, 2019).



(a) Vue en plan du compartiment

(b) Détails du panneau étudié

Figure 2.16 : Cas d'étude (ONAAPH Chlef, 2019).

Deux modèles de profilé montants en section C isolés du panneau ont été étudiés. Le modèle 1 est le profilé 354S157-45 utilisé dans l'étude expérimentale et numérique de Kolarkar [124] et Gunalan [74], respectivement, et le modèle 2

est le profilé 600S162-54 utilisé dans la structure d'ONAAPH de notre cas d'étude. Les détails et les dimensions des profilés étudiés sont présentés dans la figure 2.17 et le tableau 2.5.

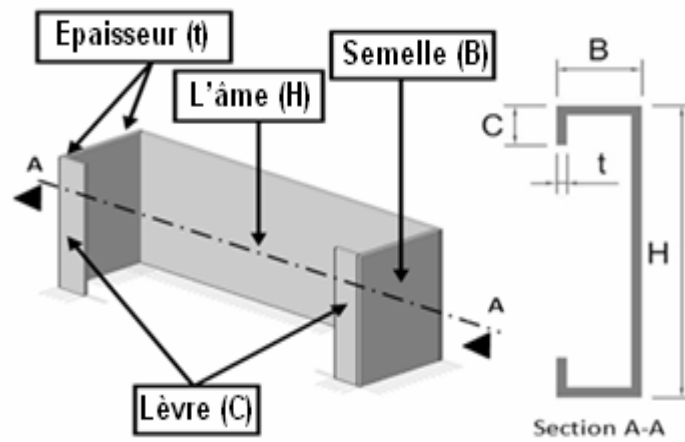


Figure 2.17 : Détails du profilé montant PLF de section C composant le panneau.

Tableau 2.5 : Dimensions des profilés montants étudiés.

Modèle	Type de profilé	Dimensions				
		t [mm]	h [mm]	b [mm]	c [mm]	L [m]
1	354S157-45	1.15	90	40	15	2.40
2	600S162-54	1.37	152.4	41.15	12.7	3.70

Comme il a été mentionné dans le chapitre 1, ces profilés sont des éléments galvanisés de Z275 avec une couche de galvanisation d'épaisseur de 0.04 mm, par conséquent, l'épaisseur de cette couche doit être ajoutée à l'épaisseur de l'acier PLF résultant une épaisseur nominale. Les nouvelles dimensions du profilé pour le calcul sont présentées dans le tableau 2.6.

Tableau 2.6 : Dimensions de calcul des profilés étudiés.

Modèle	Dimensions				
	t_{nom} [mm]	h_p [mm]	b_p [mm]	c_p [mm]	L [m]
1	1.19	88.81	38.81	14.405	2.40
2	1.41	150.99	39.74	11.995	3.70

Les caractéristiques géométriques des profilés étudiés sont présentées dans le tableau 2.7 et elles sont obtenues en utilisant le logiciel CUFSM.

Tableau 2.7: Caractéristiques géométriques des profilés montants étudiés.

Caractéristiques géométriques	Modèle 1	Modèle 2
Limite d'élasticité à 20°C $f_{y,20}$ [MPa]	569	410
Module d'élasticité à 20°C E_{20} [MPa]	213520	211040
Surface de la section transversale A [mm ²]	224.526	348.6102
Abscisse de centre de gravité X_{cg} [mm]	13.460	9.95
Ordonnée de centre de gravité Y_{cg} [mm]	44.405	75.495
Abscisse de centre de cisaillement X_c [mm]	33.72	26.79
Ordonnée de centre de cisaillement Y_c [mm]	0	0
Module de cisaillement G [MPa]	82123.077	81169.231
Moment quadratique selon l'axe x-x I_x [mm ⁴]	290160	117452
Moment quadratique selon l'axe y-y I_y [mm ⁴]	54360	75010
Moment d'inertie de torsion de St.Venant J [mm ⁴]	100	220
Moment d'inertie de gauchissement I_ω [mm ⁶]	104000000	342000000
Valeur maximale de l'aire sectorielle ω_{max} [mm ²]	1669.5	2427
Valeur minimale de l'aire sectorielle ω_{min} [mm ²]	-1669	-2416.9
Rayon de giration selon l'axe x-x i_x [mm]	35.93	58.30
Rayon de giration selon l'axe y-y i_y [mm]	15.55	14.66

2.5.1. Calcul du comportement du profilé isolé sous une charge de compression axiale à température ambiante

2.5.1.1. Calcul selon la méthode de l'Eurocode 3

On rappelle que le calcul de la charge critique élastique et la capacité portante du profilé de montant en section C selon les formules de l'EN1993-1-3 [10] est basé principalement sur la méthode de la largeur efficace.

a) Calcul de la section efficace en compression

a.1) Largeur efficace de l'âme

Les détails de calcul de la largeur efficace de l'âme pour les deux modèles sont présentés dans le tableau 2.8.

Tableau 2.8: Détail de calcul de la largeur efficace de l'âme.

N° d'équation/Tableau	Modèle 1	Modèle 2
Tableau (2.2)	$\psi = \sigma_1/\sigma_2 = 1 \rightarrow k_\sigma = 4$	$\psi = \sigma_1/\sigma_2 = 1 \rightarrow k_\sigma = 4$
Equation (2.39.c)	$\bar{\lambda}_p = 2.0977 > 0.673$	$\bar{\lambda}_p = 2.556 > 0.673$
Equation (2.38.b)	$\rho = 0.431 \leq 1$	$\rho = 0.360 \leq 1$
Tableau (2.2)	$h_{eff} = 38.299 \text{ mm}$	$h_{eff} = 54.447 \text{ mm}$
Tableau (2.2)	$h_{e1} = h_{e2} = 19.149 \text{ mm}$	$h_{e1} = h_{e2} = 27.223 \text{ mm}$

a.2) Largeur efficace de la semelle

Les détails de calcul de la largeur efficace de la semelle pour les deux modèles sont présentés dans le tableau 2.9.

Tableau 2.9: Détail de calcul de la largeur efficace de la semelle.

N° d'équation/Tableau	Modèle 1	Modèle 2
Tableau (2.2)	$\psi = \sigma_1/\sigma_2 = 1 \rightarrow k_\sigma = 4$	$\psi = \sigma_1/\sigma_2 = 1 \rightarrow k_\sigma = 4$
Equation (2.39.c)	$\bar{\lambda}_p = 0.916 > 0.673$	$\bar{\lambda}_p = 0.672 \leq 0.673$
Equation (2.38.b et a)	$\rho = 0.829 \leq 1$	$\rho = 1$
Tableau (2.2)	$b_{eff} = 32.175 \text{ mm}$	$b_{eff} = 39.74 \text{ mm}$
Tableau (2.2)	$b_{e1} = b_{e2} = 16.087 \text{ mm}$	$b_{e1} = b_{e2} = 19.87 \text{ mm}$

a.3) Largeur efficace du bord tombé (lèvre)

Les détails de calcul de la largeur efficace du bord tombé pour les deux modèles sont présentés dans le tableau 2.10.

Tableau 2.10: Détail de calcul de la largeur efficace du bord tombé.

N° d'équation/Tableau	Modèle 1	Modèle 2
Equation (2.37.c et b)	$c_p/b_p = 0.371$ $\rightarrow k_\sigma = 0.536$	$c_p/b_p = 0.301$ $\rightarrow k_\sigma = 0.5$
Equation (2.39.c)	$\bar{\lambda}_p = 0.906 > 0.748$	$\bar{\lambda}_p = 0.574 \leq 0.748$
Equation (2.39.b et a)	$\rho = 0.874 \leq 1$	$\rho = 1$
Tableau (2.2)	$c_{eff} = 12.594 \text{ mm}$	$c_{eff} = 11.995 \text{ mm}$

a.4) Caractéristiques Géométriques efficaces

Les détails de calcul des caractéristiques géométriques efficaces pour les deux modèles sont présentés dans le tableau 2.11.

Tableau 2.11: Détail de calcul des caractéristiques géométriques efficaces.

N° d'équation/Tableau	Modèle 1	Modèle 2
Equation (2.41. b)	$A_s = 32.985 \text{ mm}^2$	$A_s = 43.655 \text{ mm}^2$
Equation (2.41.c)	$I_s = 515.686 \text{ mm}^4$	$I_s = 569.882 \text{ mm}^4$
Equation (2.41.e)	$b_1 = b_2 = 34.298 \text{ mm}$	$b_1 = b_2 = 33.544 \text{ mm}$
Equation (2.41.d)	$K = 0.452 \text{ MPa}$	$K = 0.509 \text{ MPa}$
Equation (2.41.a)	$\sigma_{cr,s} = 428.097 \text{ MPa}$	$\sigma_{cr,s} = 358.629 \text{ MPa}$
Equation (2.40.e)	$\bar{\lambda}_d = 1.152$	$\bar{\lambda}_d = 1.069$
Equation (2.40.d)	$\chi_d = 0.636$	$\chi_d = 0.696$

a.5) Itérations

Les autres itérations pour les différents résultats sont présentées dans le tableau 2.12 et 2.13 pour le modèle 1 et 2 respectivement, dont les mêmes procédures des calculs ont été utilisées que pour la première itération présentée dans les tableaux ci-avant.

Tableau 2.12: Résultats des Itérations de calcul des largeurs et caractéristiques géométriques efficaces pour le modèle 1.

Élément	paramètre	Itération 1	Itération 2	Itération 3	Itération 4
Semelle	f_y	569	362.149	380.616	381.246
	$\bar{\lambda}_p$	0.916	0.723	0.749	0.750
	ρ	0.829	0.993	0.977	0.977
	b_{e2}	16.08	19.277	18.977	18.967
Bord tombé	$\bar{\lambda}_p$	0.906	0.723	0.741	0.742
	ρ	0.874	1	1	1
	c_{eff}	12.594	14.405	14.405	14.405
caractéristiques géométriques	A_s	32.298	38.734	38.390	38.378
	I_s	515.686	780.736	777.399	777.287
	$b_1 = b_2$	34.298	33.293	33.415	33.419
	K	0.452	0.483	0.479	0.479
	$\sigma_{cr,s}$	428.097	463.488	464.771	464.815
	$\bar{\lambda}_d$	1.152	1.107	1.106	1.106
	χ_d	0.636	0.668	0.670	0.670
	t_{red}	n/a	n/a	n/a	0.770

Tableau 2.13: Résultats des Itérations de calcul des largeurs et caractéristiques géométriques efficaces pour le modèle 2.

Élément	paramètre	Itération 1	Itération 2	Itération 3
Semelle	f_y	410	285.749	285.749
	$\bar{\lambda}_p$	0.672	0.561	0.561
	ρ	1	1	1
	b_{e2}	19.87	19.87	19.87
Bord tombé	$\bar{\lambda}_p$	0.574	0.479	0.479
	ρ	1	1	1
	c_{eff}	11.995	11.995	11.995
caractéristiques géométriques	A_s	43.655	43.655	43.655
	I_s	569.882	569.882	569.882
	$b_1 = b_2$	33.544	33.544	33.544
	K	0.509	0.509	0.509
	$\sigma_{cr,s}$	358.629	358.629	358.629
	$\bar{\lambda}_d$	1.069	1.069	1.069
	χ_d	0.696	0.696	0.696
	t_{red}	n/a	n/a	0.954

a.6) Détermination de la section efficace

Les résultats finaux des paramètres efficaces ainsi que la valeur de la section efficace pour les deux modèles étudiés sont présentés dans le tableau 2.14 et détaillés dans la figure 2.18.

Tableau 2.14: Résultats finaux des paramètres efficaces à température ambiante pour les profils étudiés.

Paramètre	Modèle 1	Modèle 2
$h_{e1} = h_{e2}$	19.149	27.223
b_{e1}	16.087	19.87
b_{e2}	18.967	19.87
c_{eff}	14.405	11.995
t	1.15	1.37
t_{red}	0.770	0.954
$A_{eff,20}$	132.479	189.887

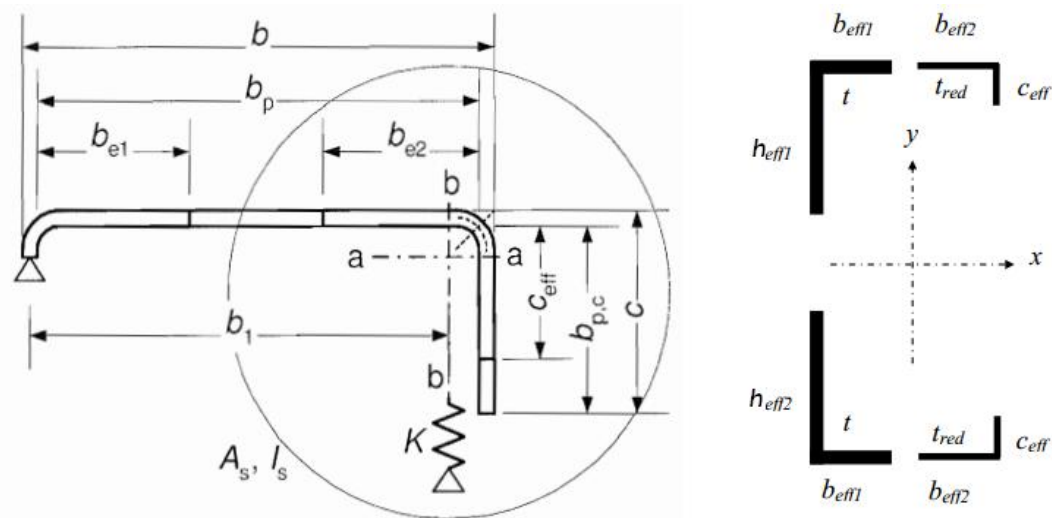


Figure 2.18 : Détails de la section efficace de la surface transversale du profilé comprimé à température ambiante [10, 74].

b) Calcul de la charge critique élastique de compression

Les détails de calcul de la charge critique élastique de compression des différents modes de flambement pour les deux modèles selon EN1993-1-3 [10] sont présentés dans le tableau 2.15.

Tableau 2.15: Détail de calcul de la charge critique selon EN1993-1-3 [10].

N° d'équation	Mode	Modèle 1	Modèle 2
Equation (2.44.a)	Local	$N_{cr,L} = 39.072 \text{ kN}$	$N_{cr,L} = 31.213 \text{ kN}$
Equation (2.44.b)	Flexion	$N_{cr,F} = 33.774 \text{ kN}$	$N_{cr,F} = 5.624 \text{ kN}$
Equation (2.44.c)	Torsion	$N_{cr,T} = 17.313 \text{ kN}$	$N_{cr,T} = 16.111 \text{ kN}$
Equation (2.44.d)	Flexion-torsion	$N_{cr,TF} = 30.119 \text{ kN}$	$N_{cr,TF} = 13.536 \text{ kN}$

c) Calcul de la capacité portante

Les détails de calcul de la capacité portante ou la résistance aux différents modes de flambement pour les deux modèles selon EN1993-1-3 [10] sont présentés dans le tableau 2.16 selon l'équation (2.42).

Tableau 2.16: Détail de calcul de la capacité portante selon EN1993-1-3 [10].

Mode	Modèle 1	Modèle 2
Local	$\bar{\lambda} = 1.388$ $\phi = 1.666$ $\chi = 0.386$ $N_{b,rd} = 29.126 \text{ kN}$	$\bar{\lambda} = 1.579$ $\phi = 1.981$ $\chi = 0.314$ $N_{b,rd} = 24.493 \text{ kN}$
Flexion	$\bar{\lambda} = 1.493$ $\phi = 1.835$ $\chi = 0.344$ $N_{b,rd} = 25.966 \text{ kN}$	$\bar{\lambda} = 3.720$ $\phi = 8.019$ $\chi = 0.066$ $N_{b,rd} = 5.147 \text{ kN}$
Torsion	$\bar{\lambda} = 2.086$ $\phi = 2.997$ $\chi = 0.194$ $N_{b,rd} = 14.636 \text{ kN}$	$\bar{\lambda} = 2.198$ $\phi = 3.255$ $\chi = 0.176$ $N_{b,rd} = 13.760 \text{ kN}$
Flexion-torsion	$\bar{\lambda} = 1.582$ $\phi = 1.986$ $\chi = 0.313$	$\bar{\lambda} = 2.398$ $\phi = 3.749$ $\chi = 0.150$
	$N_{b,rd} = 23.649 \text{ kN}$	$N_{b,rd} = 11.739 \text{ kN}$

Les tableaux 1.15 et 1.16 montrent clairement que le modèle 1 présente des charges critiques et ultimes plus élevées que celles du modèle 2 pour la résistance de l'instabilité locale, flexion et flexion-locale. Cette différence des charges entre les deux modèles principalement grâce à la différence de la limite d'élasticité et la longueur des profilés. Un profilé avec une limite d'élasticité plus élevée peut résister à des charges plus élevée avant d'atteindre ces instabilités. Cependant, le cas contraire pour la longueur, Selon la théorie du flambement d'Euler, la charge critique de flambement est inversement proportionnelle au carré de la longueur, c'est-à-dire l'augmentation de la longueur du profilé affecte négativement sur la résistance ou la capacité portante du profilé. Pour la résistance à l'instabilité de torsion, une petite différence a été trouvée pour les charges des deux profilés malgré la différence de la limite d'élasticité et la longueur des profilés. Ceci du à le moment d'inertie de torsion et le facteur de gauchissement élevés du modèle 2 en comparant avec ceux du modèle 1.

2.5.1.2. Calcul selon la Méthode de force directe de l'AISI

a) Instabilité globale flexionnelle, torsionnelle ou flexionnelle torsionnelle

Les détails de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis des trois types d'instabilités globales flexionnelle, torsionnelle et flexionnelle torsionnelle sous une charge axiale de compression pour les deux modèles sont présentés dans le tableau 2.17.

Tableau 2.17: Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis aux l'instabilité globales flexionnelle, torsionnelle et flexionnelle torsionnelle selon la Méthode de force direct.

N° d'équation/	Modèle 1	Modèle 2
Equation (2.48. b)	$\sigma_t = 4071.938 \text{ MPa}$	$\sigma_t = 5286.505 \text{ MPa}$
Equation (2.48.a)	$\sigma_{ex} = 471.834 \text{ MPa}$	$\sigma_{ex} = 506.341 \text{ MPa}$
Equation (2.47.c)	$\beta = 0.574$	$\beta = 0.833$
Equation (2.47)	$P_{cre} = 100.637 \text{ kN}$	$P_{cre} = 173.505 \text{ kN}$
Equation (2.46.d)	$P_y = 127.755 \text{ kN}$	$P_y = 142.930 \text{ kN}$
Equation (2.46.c)	$\lambda_c = 1.126 < 1.5$	$\lambda_c = 0.907 < 1.5$
Equation (2.46.b)	$P_{ne} = 75.079 \text{ kN}$	$P_{ne} = 101.247 \text{ kN}$

b) Instabilité locale

Les détails de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis à l'instabilité locale sous une charge axiale de compression pour les deux modèles sont présentés dans le tableau 2.18.

Tableau 2.18: Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis à l'instabilité locale selon la Méthode de force direct.

N° d'équation/	Modèle 1	Modèle 2
Equation (2.50. i et h)	$I_s = I_a = 218.631 \text{ mm}^4$	$I_s = I_a = 189.418 \text{ mm}^4$
Equation (2.50.g)	$R_I = 1$	$R_I = 1$
Equation (2.50.f)	$n = 0.333$	$n = 0.371$
Equation (2.50.e)	$S = 32.34$	$S = 34.50$
Equation (2.50.d)	$k = 3.394$	$k = 3.740$
Equation (2.50.a)	$P_{crl} = 128.998 \text{ kN}$	$P_{crl} = 295.320 \text{ kN}$
Equation (2.49.c)	$\lambda_l = 0.762 < 0.776$	$\lambda_l = 0.585 < 0.776$
Equation (2.49.a)	$P_{nl} = P_{ne} = 75.079 \text{ kN}$	$P_{nl} = P_{ne} = 101.247 \text{ kN}$

c) Instabilité distorsionnelle

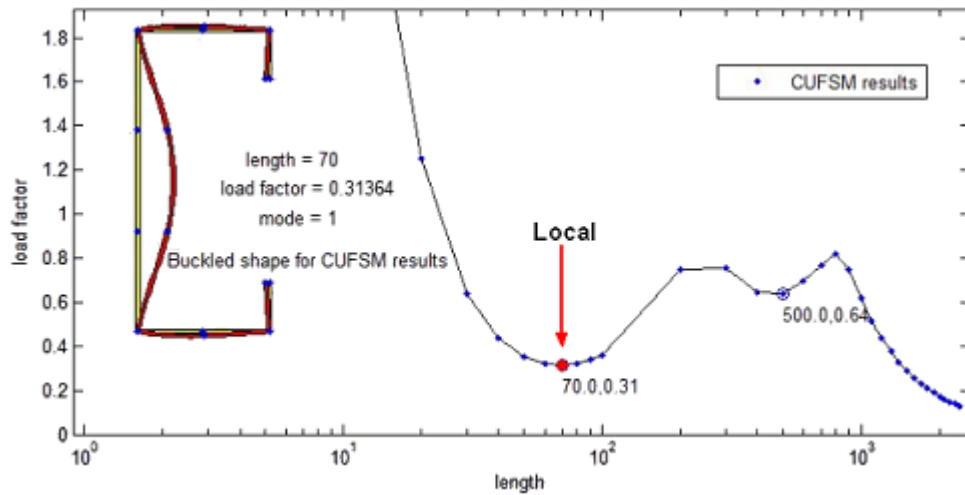
Les détails de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis à l'instabilité distorsionnelle sous une charge axiale de compression pour les deux modèles sont présentés dans le tableau 2.19.

Tableau 2.19: Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis à l'instabilité distorsionnelle selon la Méthode de force direct.

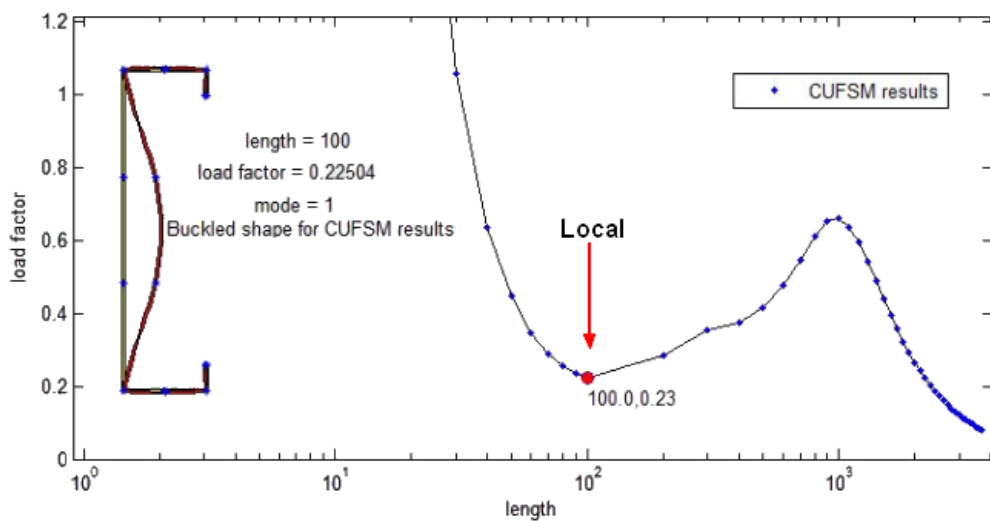
N° d'équation	Modèle 1	Modèle 2
Equation (2.53)	$L_{cr} = 276.326 \text{ mm}$	$L_{cr} = 279.554 \text{ mm}$
Equation (2.52.c)	$\alpha = 1$	$\alpha = 1$
Equation (2.52.b)	$k_d = 0.923$	$k_d = 0.275$
Equation (2.52.a)	$P_{crd} = 35.102 \text{ kN}$	$P_{crd} = 21.716 \text{ kN}$
Equation (2.51.c)	$\lambda_d = 1.907$	$\lambda_d = 2.565$
Equation (2.46.d)	$P_y = 127.755 \text{ kN}$	$P_y = 142.930 \text{ kN}$
Equation (2.51.b)	$P_{nd} = P_n = 52.073 \text{ kN}$	$P_{nd} = P_n = 42.419 \text{ kN}$

2.5.1.3. Détermination de la charge critique élastique par CUFSM

La charge critique élastique ainsi que le mode de flambement de ces deux modèles peut être aussi déterminée en utilisant la courbe de signature obtenue après une analyse de flambement élastique linéaire par le programme CUFSM. La courbe de signature sous forme de facteur de charge en fonction de la longueur de demi-onde et le mode de flambement pour chaque modèle sont présentés dans la figure 2.19. Le facteur de charge est un rapport entre la charge critique élastique et la charge d'écrasement (P_{cr}/P_y). Les valeurs de ces charges sont présentées dans la figure 2.20 et le tableau 2.20 et comparées avec celles obtenues par la Méthode de force directe.



(a) Modèle 1.



(b) Modèle 2.

Figure 2.19 : Courbe de signature et mode flambement obtenus par CUFSM.

Moments consider: Unsymmetric Restrained Bending

Generate P and M based on max (yield) stress = 569

Bimoment based on T = 0 L = 2400 x = 50

Calculate P, M and B

P = 127859.99

Mxx = 3715455.6188

Mzz = 1217297.5584

M11 = 3715455.6188

M22 = 1217297.5584

B = 0

Submit Stress to input Close (don't Submit) ?

(a) Modèle 1

Moments consider: Unsymmetric Restrained Bending

Generate P and M based on max (yield) stress = 410

Bimoment based on T = 0 L = 3700 x = 50

Calculate P, M and B

P = 143020.054

Mxx = 6375782.4111

Mzz = 1030427.4623

M11 = 6375782.4111

M22 = 1030427.4623

B = 0

Submit Stress to input Close (don't Submit) ?

(b) Modèle 2

Figure 2.20 : Charge d'écrasement obtenu par CUFSM.

Tableau 2.20: Comparaison des résultats de l'AISI au ceux du CUFSM.

Modèle	Modèle 1		Modèle 2	
	AISI	CUFSM	AISI	CUFSM
Charge d'écrasement P_y [kN]	127.755	127.859	142.930	143.020
Pourcentage d'erreur pour P_y [%]	0.08%		0.06%	
Charge critique élastique P_{cr} [kN]	35.102	40.069	21.716	32.185
Pourcentage d'erreur pour P_{cr} [%]	12%		32%	

D'après les résultats présentés dans la figure 2.19, il est montré clairement que le mode de flambement critique est le flambement local pour les deux modèles, vu que le mode local dans les courbes de signature correspond à le minimum du facteur de charge qui égale à 0.31 et 0.22 pour les modèles 1 et 2, respectivement. Aussi, selon le tableau 3.14, une similarité des résultats est observée entre la charge d'écrasement p_y obtenue par la méthode analytique de l'AISI et celle obtenue par CUFSM pour les deux modèles. Par contre pour la charge critique, une différence acceptable est observée entre les résultats des deux méthodes, avec un pourcentage de 12% pour le modèle 1 et peut arriver jusqu'à 32 % pour le modèle 2.

2.6. Conclusion

Ce chapitre a présenté l'aspect théorique et les différentes méthodes analytiques de calcul du comportement des barres de section ouverte à parois mince de PLF en condition normale, sous une charge axiale de compression, en utilisant la méthode de la largeur efficace de l'Eurocode 3 et la Méthode de force directe de l'AISI.

Deux types de torsion ont été discutés dans cette partie, y a compris, la torsion uniforme et non-uniforme.

La torsion uniforme ou la torsion de Saint-Venant, s'applique aux sections massives ou section fermée, en considérant l'indéformabilité de la section transversale de l'élément mince, la continuité, homogénéité et l'isotropie du matériau.

Ce chapitre s'est concentré aussi sur la théorie de la torsion non-uniforme de Vlasov, qui est basé sur les hypothèses des petites déformations et l'indéformabilité de la section transversale dans son plan, appliquée aux différentes de sections ouvertes. Cette théorie traite les contraintes normales et

tangentielle de l'élément mince, en tenant compte l'effet des surfaces sectorielles, le déplacement due au gauchissement et le bimoment qui peut être engendré aussi bien par des charges transversales que par des charges longitudinales. Des formules spécifiques et détaillées ont été fournies dans ce chapitre pour calculer ces paramètres statiques et géométriques.

Une étude de cas est s'effectuée sur deux modèles de barre PLF, pour prédire ses réponses mécaniques et de déterminer ses charges critiques et ses capacités portantes, en utilisant les deux méthodes analytiques ainsi que l'analyse linéaire élastique par le programme CUFSM. Ce dernier, a permis d'obtenir la courbe de signature qui a conduit de déterminer la charge critique élastique et le mode de flambement des barres étudiées.

Les résultats obtenus par ces méthodes doivent être comparés avec les résultats numériques qui doivent être obtenus par logiciel ANSYS, dont le but est de fournir une bonne prédiction du comportement mécanique des barres du panneau PLF de section C à température ambiante.

CHAPITRE 3

COMPORTEMENT AU FEU DES BARRES METTALIQUES DE PLF

CHAPITRE 3

COMPORTEMENT AU FEU DES BARRES METTALIQUES DE PLF

3.1. Introduction

Ce chapitre est consacré sur le comportement au feu des structures métallique de PLF et les différentes méthodes analytiques pour le calcul du comportement thermique et mécanique des barres du panneau PLF sous l'effet des hautes températures de distribution uniforme et non-uniforme due à un d'incendie.

L'étude analytique vise en premier de prédire la réponse thermique des barres PLF en section C, isolées du panneau non porteur et non protégées, en déterminant l'évolution de la température en fonction du temps par la méthode simplifié de EN1993-1-2 [9], ce qui conduit de conclure la résistance au feu pour un panneau non porteur. Ensuite, en utilisant le même règlement, une autre étude sera effectuée pour déterminer la charge ultime de compression de la barre isolée à haute température sous des distributions uniforme, en adaptant les coefficients de réduction proposées par Kankanamge et Mahendran [176]. La combinaison entre les résultats de ces deux études conduit de tracer la courbe de niveau charge en fonction du temps. Cette courbe sera utilisée pour déterminer le Niveau de Résistance au Feu (NRF) des barres PLF étudiées.

Le niveau de charge est le rapport entre la charge ultime de rupture à haute température et celle en condition normale.

Les formulations de la méthode analytique disponibles dans EN1993-1-2 [9] présentent certaines limites pour prédire la réponse thermique et thermomécanique des barres PLF protégées à haute température sous des distributions non-uniformes. Dans ce contexte, la méthode de l' AISI a été utilisée par Klippstein [177], Gerlich et al. [101], dont ils ont modifié ses formulations en condition normale pour prédire le comportement mécanique des panneaux PLF sous l'effet des hautes températures non-uniformes. Pour le même objectif, Ranby [178], Kaitila [179], Zhao et al. [180] et Feng et Wang [181] ont proposé des nouvelles formulations basées sur celles disponibles dans EN1993-1-3 [10]. Cependant, Gunalan [74] a proposé d'autres méthodes améliorées basée sur les

deux règlements, après qu'il a trouvé que les seules formulations proposées par Feng et Wang [181] peuvent être utilisées pour prédire la résistance au feu des panneaux PLF.

les modifications proposées par Gunalan [74], basées sur les formules de l'EN1993-1-3 [10] et AISI [15], sont utilisées dans cette étude, pour déterminer la capacité portante et le Niveau de Résistance au Feu (NRF) de la barre du panneau PLF en section C, protégé par les différents matériaux de protection dans différents configurations, à des température élevés et sous des distribution non-uniforme.

3.2 Propriétés thermiques et mécaniques de l'acier PLF à haute température

Les caractéristiques thermomécaniques dépendent de l'évolution de la température en fonction du temps, et sont les données de bases pour construction des modèles numériques, ainsi que pour la réponse thermique et mécanique à haute température [43].

3.2.1 Propriétés thermiques

La progression de la température dans un élément en acier au carbone dépend de sa conductivité thermique et de sa chaleur spécifique. EN1993-1-2 [9] a fourni des équations en fonction de la température de l'élément pour tracer la courbe de la conductivité thermique, (équations (3.1)), et la chaleur spécifique, (équations (3.2)), de l'acier au carbone de profilé laminé à chaud ou à froid.

$$20^{\circ}\text{C} \leq T < 800^{\circ}\text{C} \quad \lambda_a = 54 - 3.33 \times 10^{-2}T \text{ [W/mK]} \quad (3.1.a)$$

$$800^{\circ}\text{C} \leq T < 1200^{\circ}\text{C} \quad \lambda_a = 27.3 \text{ [W/mK]} \quad (3.1.b)$$

$$20^{\circ}\text{C} \leq T < 600^{\circ}\text{C} \quad c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1}T - 1,69 \times 10^{-3}T^2 + 2,22 \times 10^{-6}T^3 \text{ [J/kg K]} \quad (3.2.a)$$

$$600^{\circ}\text{C} \leq T < 735^{\circ}\text{C} \quad c_a = 666 + \frac{13002}{738 - T} \text{ [J/kg K]} \quad (3.2.b)$$

$$735^{\circ}\text{C} \leq T < 900^{\circ}\text{C} \quad c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \text{ [J/kg K]} \quad (3.2.c)$$

$$900^{\circ}\text{C} \leq T < 1200^{\circ}\text{C} \quad c_a = 650 \text{ [J/kg K]} \quad (3.2.d)$$

Avec : λ_a [W/mK] est la conductivité thermique de l'acier au carbone, C_a [J/kgK] est la chaleur spécifique de l'acier au carbone et T est la température dans le profilé acier.

L'acier se dilate considérablement lorsqu'il est exposé à des températures élevées. L'exposition au feu dans l'un des cotés du panneau PLF conduit à des déformations thermiques (Allongement thermique) à cause de la distribution non-uniforme de la température dans la surface d'acier. EN1993-1-2 [9] a présenté des équations pour le calcul de l'allongement thermique en fonction de la température, (équations (3.3)).

$$20^{\circ}\text{C} \leq T < 750^{\circ}\text{C} \quad \Delta L/L = 1.2 \cdot 10^{-5}T + 0.4 \cdot 10^{-8}T^2 - 2.416 \cdot 10^{-4} \quad (3.3.a)$$

$$750^{\circ}\text{C} \leq T \leq 860^{\circ}\text{C} \quad \Delta L/L = 1.1 \cdot 10^{-2} \quad (3.3.b)$$

$$860^{\circ}\text{C} < T \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad \Delta L/L = 2 \cdot 10^{-5} \cdot T - 6.2 \cdot 10^{-3} \quad (3.3.c)$$

Selon EN1993-1-2 [9], le coefficient de dilatation thermique α [$1/^{\circ}\text{C}$] est obtenu en divisant l'équation de l'allongement thermique par la température, (équations (3.4)).

$$20^{\circ}\text{C} \leq T < 750^{\circ}\text{C} \quad \alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} + 0.4 \cdot 10^{-8}T - (2.416 \cdot 10^{-4} / T) [1/^{\circ}\text{C}] \quad (3.4.a)$$

$$750^{\circ}\text{C} \leq T \leq 860^{\circ}\text{C} \quad \alpha = 1.1 \cdot 10^{-2} / T [1/^{\circ}\text{C}] \quad (3.4.b)$$

$$860^{\circ}\text{C} < T \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad \alpha = 2 \cdot 10^{-5} - (6.2 \cdot 10^{-3} / T) [1/^{\circ}\text{C}] \quad (3.4.c)$$

3.2.2 Propriétés mécaniques

3.2.2.1 Propriétés mécaniques selon l'Eurocode 3

Les propriétés mécaniques telles que la limite d'élasticité, le module d'élasticité et la limite de proportionnalité sont sensibles sous l'effet des hautes températures due à un incendie, où ils diminuent de manière significative par rapport à la température ambiante, ce qui conduit à un changement important dans la forme de la courbe contrainte-déformation obtenue à partir des facteurs de réduction pour le module et la limite d'élasticité [182] comme présenté aux figures 3.1. et 3.2

L'EC3 fournit ces facteurs dans sa partie 1-2 [9] pour les profilés à chaud de classe 1 à 3, (tableau 3.1), en considérant les mêmes facteurs de réduction pour le module d'élasticité des PLFs.

Cependant à cause du processus de formage à température ambiante, les facteurs de réduction pour la limite d'élasticité du PLF de classe 4 doit être considérée comme une limite d'élasticité définie par la contrainte nominale correspondante à la déformation plastique irréversible de 0,2% [23].

Le tableau 3.2 extrait de l'annexe E de EN1993-1-2 [9] présente les facteurs de réduction pour la limite d'élasticité des PLF, ainsi que pour les sections efficaces laminées à chaud de la classe 4 à températures élevées.

Tableau 3.1 : Facteurs de réduction des profilés PLC de classe 1,2 et 3 [9]

Température de l'acier T [° C]	Facteur de réduction pour la limite d'élasticité $k_{y,T}$	Facteur de réduction pour la limite proportionnelle $k_{p,T}$	Facteur de réduction pour le module d'élasticité $k_{E,T}$
20	1.0000	1.0000	1.0000
100	1.0000	1.0000	1.0000
200	1.0000	0.8070	0.9000
300	1.0000	0.6130	0.8000
400	1.0000	0.4200	0.7000
500	0.7800	0.3600	0.6000
600	0.4700	0.1800	0.3100
700	0.2300	0.0750	0.1300
800	0.1100	0.0500	0.0900
900	0.0600	0.0375	0.0675
1000	0.0400	0.0250	0.0450
1100	0.0200	0.0125	0.0225
1200	0.0000	0.0000	0.0000

Tableau 3.2 : Facteurs de réduction pour la limite d'élasticité des PLF [9]

Température de l'acier T [°C]	Facteur de réduction (par rapport à f_{yb}) pour la limite d'élasticité des PLF ($k_{p0.2}$)
20	1.00
100	1.00
200	0.89
300	0.78
400	0.65
500	0.53
600	0.30
700	0.13
800	0.07
900	0.05
1000	0.03
1100	0.02
1200	0.00

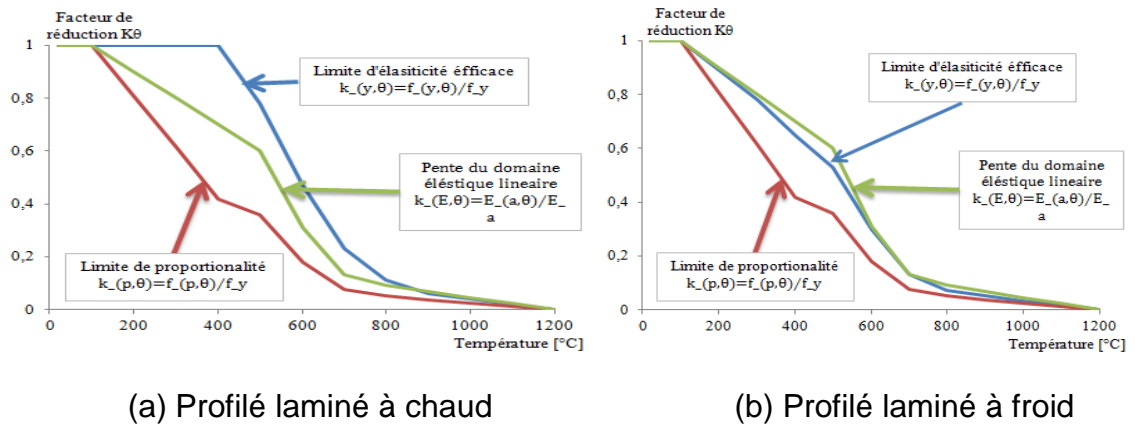


Figure 3.1 : Facteurs de réduction de l'acier à des températures élevées [9].

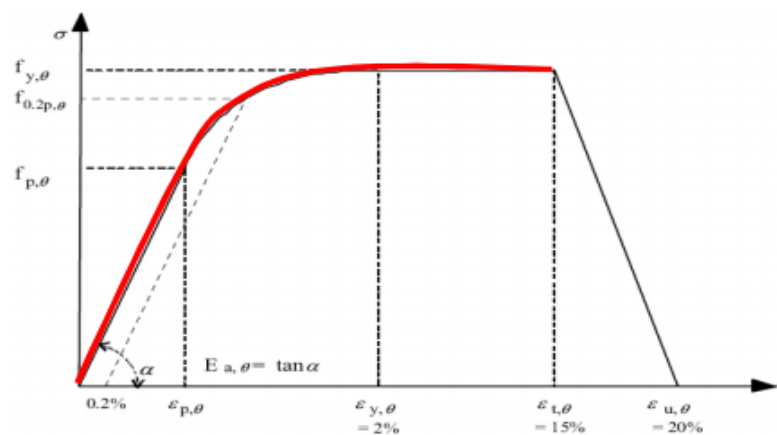


Figure 3.2 : Courbe contrainte-déformation de l'acier au carbone [9].

3.2.2.2 Propriétés mécaniques selon l'expérimentation

Kankanamge et Mahendran [176] ont effectué une étude expérimentale pour déterminer les propriétés mécaniques des PLFs à haute température. L'étude a été réalisée sur des coupons de traction, fabriqués à partir d'aciers formés à froid de différentes épaisseurs et de faible et haute rigidité à des températures élevées. La nuance de profilés variés de G250 à 550 avec des épaisseurs de 0.6 à 1.95 mm. Les résultats de cette étude ont permis de proposer des équations pour obtenir les facteurs de réductions pour la limite d'élasticité de faible rigidité $K_{y,t}(F)$, (équation 3.5), de haute rigidité $K_{y,t}(H)$, (équation (3.56)), et le module d'élasticité $K_{E,t}$, (équation (3.7)). La figure 3.3 montre la variation des facteurs de réduction en fonction de température pour l'acier de PLF de haute et de faible rigidité.

Limite d'élasticité pour acier PLF de faible rigidité :

$$20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} \quad \frac{f_{y,t}}{f_{y,20}} = -0.0005T + 1.01 \quad (3.5.a)$$

$$200^{\circ}\text{C} < T < 800^{\circ}\text{C} \quad \frac{f_{y,t}}{f_{y,20}} = 25 \cdot (1.16 - T^{0.022}) \quad (3.5.b)$$

Limite d'élasticité pour acier PLF de haute rigidité :

$$20^{\circ}\text{C} \leq T < 300^{\circ}\text{C} \quad \frac{f_{y,t}}{f_{y,20}} = \left\{ 1 - \frac{(T - 20)^{4.56}}{1 \times 10^{10}T} \right\} \quad (3.6.a)$$

$$300^{\circ}\text{C} \leq T < 600^{\circ}\text{C} \quad \frac{f_{y,t}}{f_{y,20}} = \left\{ 0.95 - \frac{(T - 300)^{1.45}}{7.76T} \right\} \quad (3.6.b)$$

$$600^{\circ}\text{C} \leq T \leq 800^{\circ}\text{C} \quad \frac{f_{y,t}}{f_{y,20}} = -0.0004T + 0.35 \quad (3.6.c)$$

Module d'élasticité pour acier PLF de faible et haute rigidité :

$$20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} \quad \frac{E_t}{E_{20}} = -0.000835T + 1.0167 \quad (3.7.a)$$

$$200^{\circ}\text{C} < T \leq 800^{\circ}\text{C} \quad \frac{E_t}{E_{20}} = -0.00135T + 1.1201 \quad (3.7.b)$$

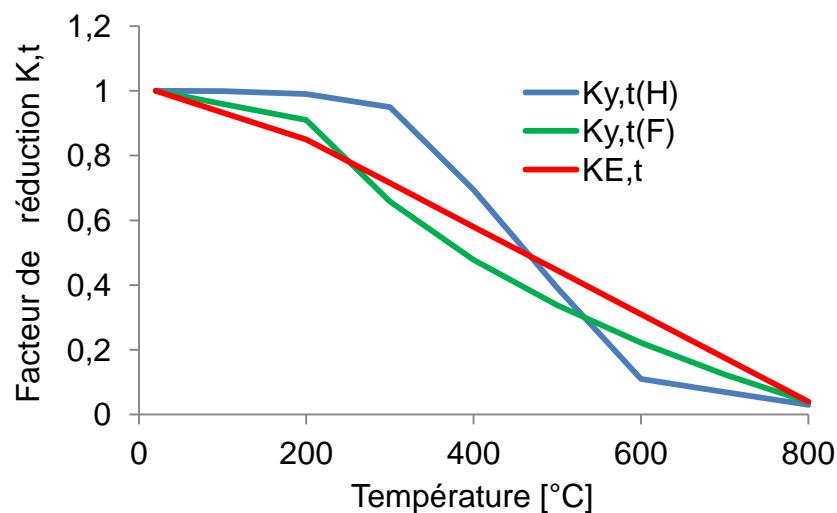


Figure 3.3 : Facteurs de réduction de l'acier PLF à des températures élevés [176]

3.3 Classification des sections transversales

La classe de la section est une étape très importante pour le choix des formules et les règles nécessaires du calcul. La classification des sections dépend du rapport largeur/épaisseur des parties soumises à la compression, ainsi que sur

la valeur réduite ε à température ambiante ou à haute température, obtenue selon l'équation (3.8) fourni par l'EN1993-1-1 [21] et EN1993-1-2 [9].

$$\text{Température ambiante :} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (3.8.a)$$

$$\text{Température élevés :} \quad \varepsilon = 0.85 \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (3.8.b)$$

Globalement, Il existe quatre classes des sections transversales qui sont définies dans la norme EN1993-1-1 [15] :

- Classe 1 : Sections transversales pouvant atteindre leur résistance aux moments plastiques, sans risque de voilement local, et pouvant former une rotule plastique avec une capacité de rotation importante pour l'analyse plastique.
- Classe 2 : Sections transversales pouvant atteindre leur résistance aux moments plastiques, mais avec une capacité de rotation limitée en raison d'un flambage local.
- Classe 3 : Sections transversales dont la contrainte dans la fibre comprimée extrême de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement de la résistance au moment plastique.
- Classe 4 : Sections transversales dont un flambage local se produira avant l'atteinte de la limite d'élasticité dans une ou plusieurs parties de la section transversale.

Le tableau 3.3 présente les rapports largeur/épaisseur maximaux des différentes classes, pour les parties de la section transversale en compression.

Tableau 3.3 : Rapports largeur/épaisseur maximaux pour les parties des aciers sous la compression [21].

Classe	Âme (h/t)	Semelle (b/t)
1	72 ε	9 ε
2	83 ε	10 ε
3	124 ε	14 ε

Les profilés de la classe 4 peuvent être traités comme des profilés de la classe 3 si les rapports largeur/épaisseur sont inférieurs aux proportions limites de la classe 3.

3.4. Action du feu et modélisation d'un incendie

L'évolution de la température due à un feu réel dans un bâtiment est en fonction de plusieurs paramètres, tel que l'équilibre de masse et d'énergie existant dans le compartiment où il se produit [2].

Un incendie comporte généralement trois phases, une phase de pré-Flashover, une phase de développement où la température s'élève, puis une phase de décroissance où cette température diminue [183]. Les caractéristiques d'un incendie réel sont montrées sur la figure 3.4 et comportent :

- Une phase couvant : Feu couvant à très basse température avec une durée souvent difficile à estimer. Cette phase n'est pas montrée sur la figure 3.4.
- Une phase de Flashover (feu généralisé) : C'est un feu généralisé. Cette phase est généralement très courte.
- Une phase de post Flashover : Cette phase correspond à un feu généralisé dont la durée dépend de la charge calorifique et de la ventilation.
- Une phase décroissante : Le feu commence à diminuer jusqu'à ce que tous les matériaux combustibles aient complètement brûlé.

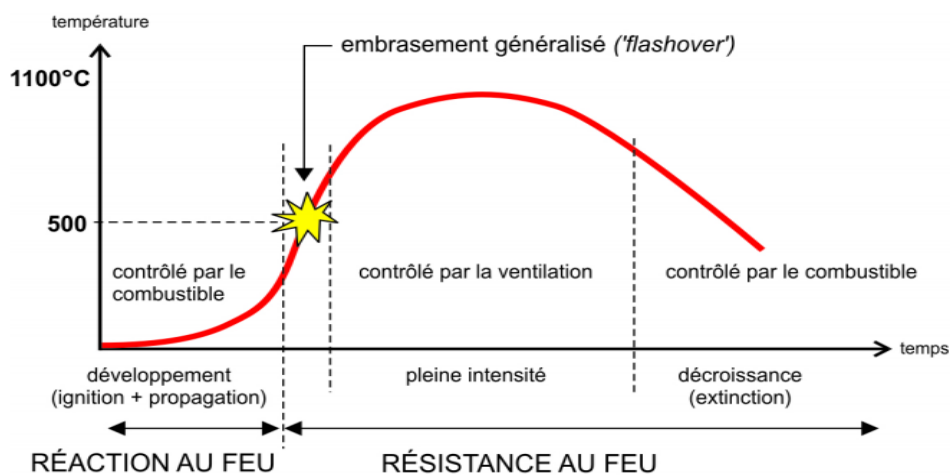


Figure 3.4 : Phases de développement d'un incendie [183].

Lors de la conception ou la modélisation numérique d'une structure pour résister à l'exposition au feu, il est souvent nécessaire d'utiliser l'un des modèles du feu développés sous forme des courbes temps-température, connus par le nom de courbes nominales. Ces derniers sont considérés la façon la plus simple de représenter un incendie à l'intérieur d'un bâtiment dans l'interface de logiciel ANSYS. Ces courbes ont été établies à partir de l'expérience sur des feux réels et les plus fréquemment utilisées sont:

3.4.1 Feu normalisé ISO834

Le feu normalisé ISO834 est caractérisé par la température uniforme dans le compartiment, qui augmente de façon continue, avec un taux de croissance rapide en fonction du temps, sans une phase de refroidissement [183]. D'après EN-1991-1-2 [184], Ce modèle de feu peut être utilisé sous forme d'une courbe logarithmique pour faire modéliser le feu selon l'équation (3.9.a).

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (3.9.a)$$

Avec : θ_g est la température des gaz dans le compartiment en °C, t est le temps en minutes.

Cette courbe c'est une approximation à la courbe de feu naturelle, en négligeant l'effet des ouvertures, de l'espace et de la densité de la charge calorifique de l'incendie dans le compartiment.

Ce modèle de feu est considéré comme l'action de l'incendie à l'intérieur du compartiment de notre cas d'étude, et sera adopté dans nos simulations pour l'analyse thermique et détermination des gradients de températures en tout point des différents modèles.

3.4.2 Feu hydrocarbures

Développée dans les années 70 par la compagnie pétrolière Mobil, ce type de modèle présente une montée en température très rapide avec une température de 900°C dans les 5 premières minutes et un plateau à 1100 °C [183]. La courbe du modèle de feu des hydrocarbures peut être obtenue selon l'équation (3.9.b).

$$\theta_g = 20 + 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) \quad (3.9.b)$$

Avec : θ_g est la température des gaz dans le compartiment en °C, t est le temps en minutes.

3.4.3 Feu extérieur

La courbe de feu extérieure par définition c'est une courbe plafonnée à une élévation de la température égale à $20+660\text{C}^\circ$, une température nettement inférieure à la courbe standard. Elle s'applique directement de l'intérieur du compartiment en feu concerné ou d'un compartiment se trouvant au-dessous ou à côté du la face sollicitée [185]. La courbe du modèle de feu extérieur peut être obtenue selon l'équation (3.9.c).

$$\theta_g = 20 + 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313 e^{-3,8t}) \quad (3.9.c)$$

Avec : θ_g est la température des gaz dans le compartiment en $^\circ\text{C}$, t est le temps en minutes.

La figure 3.5 présente les courbes de températures de différents modèles de feu les plus utilisées dans la conception de construction sous l'effet d'incendie.

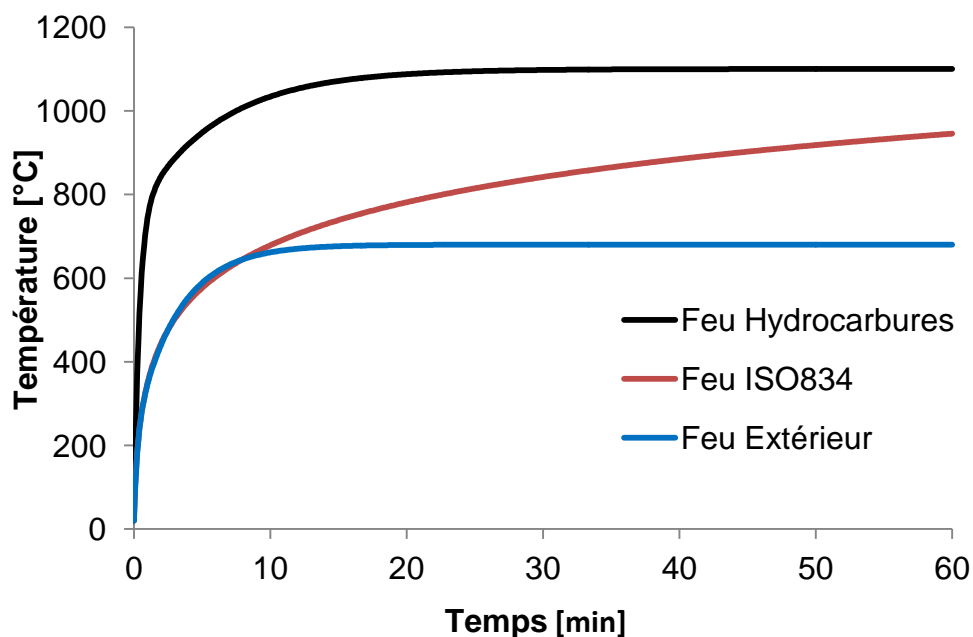


Figure 3.5 : Courbes nominales des modèles de feu.

3.5. Action thermique

Dans le cas d'un évènement d'incendie dans un bâtiment, l'énergie thermique peut se transférer d'un espace à un autre dans le compartiment selon trois mécanismes de base de transfert de la chaleur, à savoir la convection, le rayonnement et la conduction [183].

3.5.1 Convection

La convection est le mode de transfert de la chaleur vers un solide à partir des mouvements du gaz qui l'entoure. Au début de l'incendie, elle est prédominante entre le milieu environnant et l'élément de construction [183]. Selon EN-1991-1-2 [184] le flux de chaleur $\dot{h}_{net,c}$, (équation (3.10)), exprimé en [W] échangé entre le gaz à une température θ_g et 1 [m²] de paroi à une température θ_m vaut :

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad (3.10)$$

Où : α_c est le coefficient d'échange par convection, pris égale à 25 W/m²°C pour la face exposée, et 4 [W/m²°C] pour la face non-exposée

3.5.2 Rayonnement

Le rayonnement est un transfert d'énergie par ondes électromagnétiques et ne requiert la présence d'aucun milieu entre la source de chaleur et le receveur. Ce mécanisme est prédominant lors de l'extension de l'incendie et lorsque le feu est en pleine intensité [183]. EN-1991-1-2 [184] a fourni l'équation (3.11) du flux de chaleur $\dot{h}_{net,r}$, exprimé en [W] échangé entre le gaz à une température θ_g et 1 [m²] de paroi à une température θ_m vaut :

$$\dot{h}_{net,r} = \varnothing \cdot \varepsilon \cdot \sigma \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right] \quad (3.11)$$

Où : \varnothing est le facteur de forme du profil de l'élément. Il est égal à 1 si la section est rectangulaire ou circulaire. Il est plus petit que 1 dans les autres cas ; $\varepsilon = \varepsilon_m \varepsilon_f$ est le facteur conventionnel représentant l'émissivité relative globale entre l'environnement et la paroi, ε_m égale à 1 pour la face exposée et 0.7 pour la face non exposée, ε_f égale à 1 pour les deux faces ; σ est le constant de Stefan-Boltzmann, pris égale à $5.68 \cdot 10^{-8}$ [W/m²K⁴].

3.5.3 Conduction

La conduction est le mode de transfert dans les solides. La conductivité thermique λ_a caractérise l'aptitude de matériau acier à conduire la chaleur [183]. Le transfert de chaleur à l'intérieur de l'élément de charpente est par conduction et est gouvernée par l'équation complexe bien connue de Fourier, (équation (3.12)) .[45].

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_a \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_a \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \dot{Q} = \rho_a c_a \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3.12)$$

Où : ρ_a , λ_a et c_a sont la densité, la conductivité thermique et la chaleur spécifique de l'acier, respectivement ; \dot{Q} est la source d'énergie interne, égale à zéro dans le cas d'un élément non-combustible ; θ est la température et t est le temps.

Pour la résolution de cette équation doublement non-linéaire, on a deux méthodes dont le but est de déterminer l'évaluation de la réponse thermique du profilé exposé au modèle de feu ISO834 en termes de progression de température dans la section. La première étant la méthode avancée par une solution d'éléments finis en régime transitoire pour des gradients de température. La seconde est dite méthode simplifiée de l'EN1993-1-2 [9] qui s'effectue par la méthode dite pas à pas en considérant une température uniforme équivalente selon l'équation (3.13) pour les éléments non protégés et protégés, avec les conditions au limites incluses et un facteur de massivité A_m/V qui dépend des caractéristiques géométriques de la section transversale ainsi que sur le nombre des surfaces exposées au feu [45]. Ce facteur est le rapport entre le périmètre de l'élément exposé et la surface totale de la section.

$$\text{Élément non protégé :} \quad \Delta\theta_{a,t} = \frac{K_{sh} \cdot (A_m/V)}{(c_a \cdot \rho_a)} \cdot \dot{h}_{net,d} \cdot \Delta t \quad (3.13.a)$$

$$\text{Élément protégé :} \quad \Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p/V \cdot (\theta_g - \theta_m)}{d_p c_p \rho_p (1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/3} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t} \quad (3.13.b)$$

$$\text{Avec :} \quad \dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (3.13.c)$$

$$K_{sh} = \frac{[A_m/V]_b}{(A_m/V)} \quad (3.13.d)$$

Où : K_{sh} est le coefficient de correction ; $[A_m/V]_b$ est la valeur enveloppe du facteur de massivité ; A_m/V et A_p/V sont les facteurs de massivité pour les sections non protégés et protégés, respectivement ; ρ_p , λ_p , c_p et d_p sont la densité, la conductivité thermique, la chaleur spécifique et l'épaisseur de la protection.

Il est à noter que les sections ayant des facteurs de massivité élevés sont plus sensibles aux effets des hautes températures, et dans ce cas, une progression de température plus rapide peut être obtenue lors d'un évènement du feu.

3.6. Action mécanique

L'incendie dans les constructions est évidemment une action de feu indésirable correspond à une situation accidentelle [17], résulte généralement de la combinaison des matériaux combustibles existant à l'intérieur du compartiment avec l'oxygène présent dans l'air, sous l'effet d'une source de chaleur. Cette combinaison peut lui rendre comme un incendie incontrôlé et résulte un certain niveau de risque, dont la résistance au feu des bâtiments sous des niveaux élevés de charges mécaniques est faible [2].

Par conséquent, d'après l'EN1993-1-2 [9] la résistance des éléments structuraux aux effets d'incendie dépend du niveau de la charge (η_{fi}) prise en compte en situation d'incendie (équation (3.14)), représenté en fonction des coefficients de sécurité (ψ_{fi}) obtenus selon le type d'usage du bâtiment, (tableau 3.4), et en fonction du rapport entre la charge permanente G les charges d'exploitation Q , (figure 3.6).

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_k G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (3.14)$$

Où : G_k est la valeur caractéristique des actions permanentes ; $Q_{k,1}$ est la valeur caractéristique de l'action variable principale ; ψ_{fi} est le coefficient de sécurité ou de combinaison γ_k est le facteur partiel pour l'action variable principale.

Tableau 3.4: Coefficients de sécurités recommandées pour les bâtiments [186]

Catégories	Type d'usage	ψ_0	ψ_1	ψ_2
A	Domestique ; zones résidentielles	0.7	0.5	0.3
B	Zones de bureaux	0.7	0.5	0.3
C	Zones de congrégation	0.7	0.7	0.6
D	Zones de commerces	0.7	0.7	0.6
E	Zones de stockage	1.0	0.7	0.8

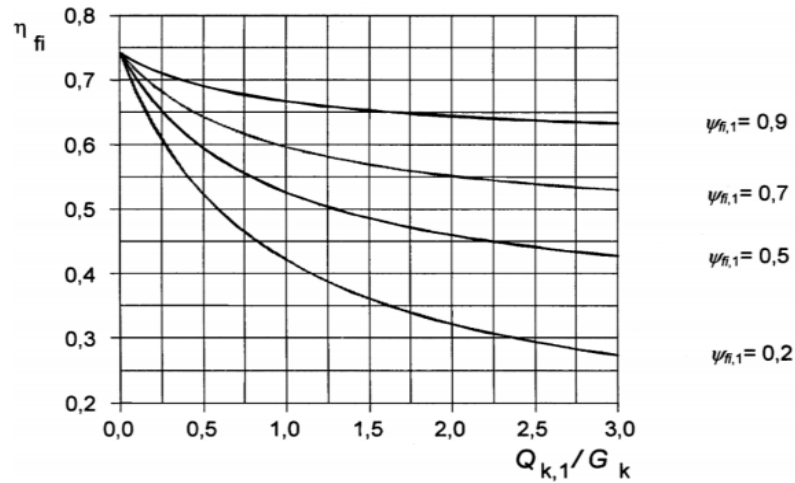


Figure 3.6 : Variation du niveau de charge en fonction du rapport charge Q/G [9].

L'équation (3.15) est une autre formulation fourni par l'EN1993-1-2 [9] qui peut être utilisée pour déterminer le niveau de chargement.

$$\eta_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \quad (3.15)$$

Où : E_d est l'effet de calcul des actions à température normale ; $E_{d,fi}$ est l'effet de calcul des actions en situation d'incendie, obtenu selon l'équation (3.16).

$$E_{d,fi} = G + (\psi_{1,1} Q_{k,1}) + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{k,i} \quad (3.16)$$

Où : $\psi_{1,1}$ est le coefficient de combinaison pour la valeur fréquente d'une action variable ; ψ_{2i} est le coefficient de combinaison pour la valeur quasi-permanente d'une action variable ; $Q_{k,i}$ est la valeur caractéristique de l'action d'accompagnement.

Selon l'EN1993-1-2 [9], il est recommandé d'utiliser une valeur par default de $\eta_{fi} = 0.65$ comme une simplification de la méthode, est c'est la valeur qui doit être adopter dans notre étude.

La température critique d'un élément en acier peut être évaluée en utilisant l'équation (3.17) fourni par l'EN1993-1-2 [9].

$$\theta_{a,cr} = 39.19 \ln \left[\frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad (3.17)$$

Où : $\mu_0 = \eta_{fi}$.

Aussi, il est à noter que l'EN1993-1-2 [9] propose une température critique de 350°C pour les éléments en acier des sections transversales de classe 4, c'est-

à-dire que la température dans n'importe quelle surface de l'acier PLF par exemple dans un temps t doit être inférieure ou égale à 350°C

3.7. Règles et méthodes de calcul du comportement des barres PLFs sous la compression axiale en situation d'incendie

3.7.1 Conception selon la méthode de l'Eurocode 3

3.7.1.1 Température uniforme

EN1993-1-2 [9] reporte des règles et des formules de conception spéciales pour le calcul du comportement mécanique des éléments PLFs, soumis à une charge axiale de compression, sous l'effet des hautes températures de distribution uniforme. L'équation (3.18) fourni par EN1993-1-2 [9] peut être utilisée pour déterminer la résistance au flambement d'un élément PLF de classe 4 comprimé $N_{b,fi,t,rd}$, en considérant des températures élevés et uniforme.

$$N_{b,fi,t,rd} = \frac{\chi_{fi} \cdot A_{eff,20} \cdot f_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \quad (3.18)$$

Où : $f_{y,\theta}$ est la limite d'élasticité de l'élément PLF à température θ ; $\gamma_{M,fi}$ est le facteur partiel de sécurité de l'élément acier à hautes températures, pris égal à 1 ; χ_{fi} est Facteur de réduction pour le flambement par flexion en situation d'incendie, il peut être obtenu selon l'équation (3.19).

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \leq 1 \quad (3.19.a)$$

Avec :

$$\varphi_{\theta} = 0.5 \times \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right] \quad (3.19.b)$$

Et :

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (3.19.c)$$

$$\alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.19.d)$$

Où : $\bar{\lambda}_{\theta}$ est l'élançement non dimensionnel à température θ ; $k_{y,\theta}$ est le facteur de réduction de la limite d'élasticité à température θ , et égale à $k_{0,2p,\theta}$ pour l'acier de classe 4 selon l'annexe E de EN1993-1-2 [9] ; $k_{E,\theta}$ est le facteur de réduction du module d'élasticité à température θ .

Vu que ces éléments sont soumis à une charge axiale de compression, et qui sont calculés sur la base de la section efficace, un déplacement du centre de gravité de la section transversale peut se produire. Cette excentricité, avec l'effet de l'arc thermique causé par la dilatation thermique, peuvent imposer à l'élément un moment de flexion supplémentaire autour de l'axe faible. Selon EN1993-1-2 [9], l'interaction de la charge axiale de la compression avec le moment de la flexion autour de l'axe faible doit être prise en considération dans le calcul du comportement mécanique de l'élément PLF à haute température, selon l'équation (3.20).

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,t,rd,y}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{fi,t,rd,z}} \leq 1 \quad (3.20.a)$$

Avec :
$$\Delta M_{z,Ed} = N_{fi,Ed} \times e_n \quad (3.20.b)$$

Et :
$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A_{eff,20} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3 \quad (3.20.c)$$

$$\mu_z = (1.2\beta_{Mz} - 3)\bar{\lambda}_{z,\theta} + 0.71\beta_{Mz} - 0.29 \leq 0.8 \quad (3.20.d)$$

Où : $N_{fi,Ed}$ est la charge de compression ; $M_{fi,t,rd,z}$ est le moment résistant à haute température dans un temps t ; β_{Mz} est le facteur de moment uniforme équivalent ; e_n est l'excentricité ou le déplacement du centroïde de la surface effective par rapport au centre de gravité de la section transversale brute.

3.7.1.2 Température non-uniforme

La méthode analytique de EN1993-1-2 [9] présente certaine limite pour prédire le comportement mécanique des PLFs à des températures élevés de distribution non-uniformes due à un incendie, vu que les formules fournis sont destinées, premièrement, pour le comportement mécanique des profilés laminés à chaud, et deuxièmement, pour les profilés sous des températures uniformes. Par conséquent, Gunalan [74] a conduit une investigation numérique sur le comportement mécanique des PLFs sous l'effet d'incendie, dont il a proposé une nouvelle approche analytique pour déterminer la capacité portante des PLFs comprimés, sous l'effet des hautes températures de distribution non-uniforme, en se basant sur le critère d'interaction compression axiale - moment de la flexion de EN1993-1-2 [9] cité précédemment.

L'équation (3.21) proposée par Gunalan [74] est utilisée dans cette étude pour prédire le comportement mécanique du montant PLF en section C, sous l'effet des hautes températures de distribution non-uniformes due à un incendie.

$$\frac{N^*}{\chi N_{eff}} + \frac{M^*}{M_{x,eff}} = 1 \quad (3.21.a)$$

Avec :

$$M^* = \frac{N^* e_{\Delta T}}{1 - \frac{N^*}{N_{cr,T,y}}} - \frac{N^* e_{\Delta E} c_m}{1 - \chi \frac{N^*}{N_{cr,T,y}}} \quad (3.21.b)$$

$$M_{x,eff} = \frac{\bar{f}_y \bar{I}_{eff,t}}{y_{max}} \quad (3.21.c)$$

$$N_{eff} = f_{y,hf}(b_{eff1,hf}t + b_{eff2,hf} t_{red,hf} + c_{eff,hf} t_{red,hf}) + f_{y,cf}(b_{eff1,cf}t + b_{eff2,cf} t_{red,cf} + c_{eff,cf} t_{red,cf}) + f_{y,web}t(h_{eff1} + h_{eff2}) \quad (3.21.d)$$

Où : N^* est la capacité portante à haute température, M^* est le moment de flexion due au l'excentricité et la dilatation thermique ; $M_{x,eff}$ est la capacité du moment de la section ; N_{eff} est la résistance au flambement locale (hf et cf signifie la semelle chaude et froide, respectivement) ; \bar{f}_y est limite d'élasticité moyenne pondérée ; $\bar{I}_{eff,t}$ est le moment d'inertie efficace moyenne pondérée ; y_{max} est la distance entre l'axe neutre à la fibre extérieur ; $e_{\Delta E}$ et $e_{\Delta T}$ sont le déplacement de l'axe neutre autour de l'axe faible et de le déplacement horizontale maximale à mi-hauteur due au l'arc thermique, respectivement ; c_m est un coefficient pour le moment d'extrémité et obtenu selon l'équation (3.21.e).

$$c_m = 0.79 + 0.21\psi + 0.36(\psi - 0.33) \frac{N^*}{N_{cr}} \quad (3.21.e)$$

3.7.2 Conception selon la méthode de l'AISI

Similaire à la méthode de la largeur efficace, la méthode de la résistance directe de l'AISI [146] présente aussi certaine limite pour prédire le comportement mécanique des éléments PLFs aux hautes température, dont cette méthode n'a pas fourni une approche ou des formulations spécifique pour calculer la capacité portante de l'acier PLF à des températures élevés, uniforme ou non-uniforme. En se basant sur la méthode de la résistance directe à température ambiante, Gunalan [74] a proposé des équations pour calculer la capacité portante de l'élément montant PLF de section C aux hautes températures sous des

distributions non-uniforme, selon le même principe de l'approche proposé pour la méthode de la largeur efficace.

La charge ultime de compression axiale (capacité portante) qui peut être supportée par l'élément montant en section C du panneau PLF sous l'effet des hautes températures de distribution non-uniformes due à un incendie, est obtenue en utilisant l'équation (3.22) proposée par Gunalan [74].

$$\frac{N^*}{N_c} + \frac{M^*}{M_{x,eff}} = 1 \quad (3.22.a)$$

Avec :

$$M^* = \frac{N^* c_m (e_{\Delta T} - e_{\Delta E})}{1 - \frac{N^*}{N_e}} \quad (3.2.b)$$

$$N_c = A_e \cdot f_n \quad (3.22.c)$$

Où : N^* est la capacité portante à haute température, M^* est le moment de flexion due à l'excentricité et la dilatation thermique ; $M_{x,eff}$ est la capacité du moment de la section ; N_c est la résistance au flambement locale ; f_n est limite d'élasticité moyenne pondérée ; N_e est la charge critique d'Euler ; A_e est la section efficace à haute température.

3.8 Étude de cas

L'étude de cas concerne deux barres non protégées de section ouverte en C à parois mince isolées du panneau PLF. En supposant qu'un scénario de feu qui est celui d'un cas d'embrasement généralisé est exposé à l'intérieur du compartiment étudié selon le modèle ISO834, ce qui implique qu'une seule semelle du profilé est exposée à ce modèle du feu. La description de ces deux modèles de barre PLF est détaillée dans le chapitre précédent dans sa partie 2.5.

3.8.1 Réponse thermique des barres PLF

La réponse thermique des barres PLF étudiées est déterminée principalement par la méthode simplifiée pas-à-pas, sous forme d'une courbe de l'évolution de la température dans la section en fonction du temps, elle est obtenue en utilisant l'équation (3.13) détaillée ci-avant.

La progression de la température dans la section des deux modèles pour une durée d'une heure de l'exposition au feu ISO834, ainsi que les détails du calcul de la réponse thermique sont présentés dans la figure 3.7 et les tableaux 3.5, 3.6 et 3.7.

Tableau 3.5: Détails de calcul du facteur de massivité.

paramètre	Modèle 1	Modèle 2
A [mm ²]	224.526	348.6102
Δt [Second]	5	5
ρ_a [kg/m ³]	7850	7850
A_m/V [m ⁻¹]	178.1	118.04
$[A_m/V]_b$ [m ⁻¹]	1158.12	1110.44
K_{sh}	6.50	9.40
$K_{sh} \cdot A_m/V$ [m ⁻¹]	1158.12	1110.44

Tableau 3.6: Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 1.

Temps (min)	θ_g [°C] (ISO834)	θ_m [°C]	$\dot{h}_{net,d}$ [°C]	Ca [J/Kg.K]	$\Delta\theta_{a,t}$ (°C)	Température dans le modèle 1
0	20	20	0	439,80	0	20
0,0833333	96,53	20	2361,07	439,80	3,96	23,96
0,1666667	146,95	23,96	4000,60	442,58	6,71	30,67
0,25	184,60	30,67	5251,31	447,18	8,75	39,42
0,3333333	214,67	39,42	6248,04	452,98	10,30	49,72
0,4166667	239,70	49,72	7061,30	459,53	11,49	61,22
0,5	261,14	61,22	7733,48	466,50	12,41	73,64
0,5833333	279,89	73,64	8292,37	473,64	13,11	86,75
0,6666667	296,56	86,75	8757,24	480,79	13,63	100,39
0,75	311,55	100,39	9142,04	487,81	14,02	114,41
0,8333333	325,18	114,41	9457,12	494,64	14,30	128,71
0,9166667	337,68	128,71	9710,46	501,23	14,48	143,20
1	349,21	143,20	9908,31	507,55	14,58	157,78
10	678,42	668,95	1513,49	854,29	1,31	670,26
20	781,35	777,12	888,461	931,35	0,69	777,82
30	841,79	840,134	405,38	708,21	0,42	840,55
40	884,74	883,70	281,93	661,69	0,31	884,01
50	918,08	917,33	220,80	650	0,25	917,58
60	945,34	944,75	183,83	650	0,20	944,95

Tableau 3.7: Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 2.

Temps (min)	θ_g [°C] (ISO834)	θ_m [°C]	$\dot{h}_{net,d}$ [°C]	Ca [J/Kg.K]	$\Delta\theta_{a,t}$ (°C)	Température dans le modèle 2
0	20	20	0	439,80	0	20
0,0833333	96,53	20	2361,07	439,80	3,79	23,79
0,1666667	146,95	23,79	4005,36	442,46	6,44	30,23
0,25	184,60	30,23	5264,02	446,89	8,41	38,65
0,3333333	214,67	38,65	6270,99	452,48	9,92	48,57
0,4166667	239,70	48,57	7096,18	458,81	11,09	59,67
0,5	261,14	59,67	7781,59	465,57	11,99	71,66
0,5833333	279,89	71,66	8354,72	472,53	12,69	84,35
0,6666667	296,56	84,35	8834,69	479,51	13,22	97,58
0,75	311,55	97,58	9235,28	486,40	13,62	111,20
0,8333333	325,18	111,20	9566,82	493,11	13,91	125,11
0,9166667	337,68	125,11	9837,18	499,60	14,10	139,22
1	349,21	139,22	10052,56	505,85	14,23	153,45
10	678,42	668,51	1582,34	853,11	1,317	669,83
20	781,35	776,86	942,71	933,54	0,70	777,57
30	841,79	840,06	423,21	708,38	0,42	840,48
40	884,74	883,65	294,19	661,73	0,31	883,97
50	918,08	917,29	230,35	650	0,25	917,54
60	945,34	944,72	191,76	650	0,20	944,93

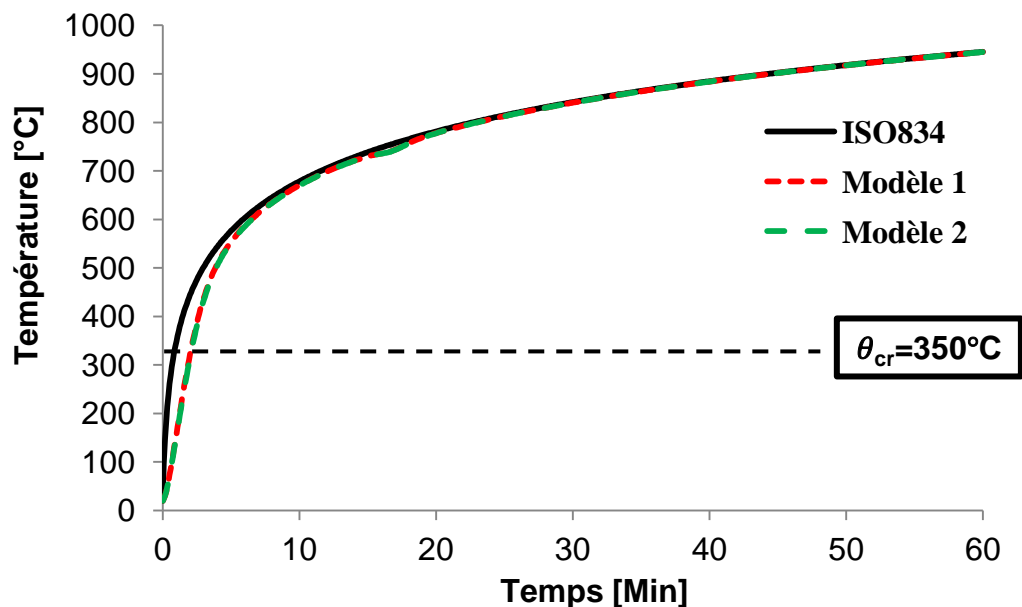


Figure 3.7 : Evolution de la température dans la section du profilé.

D'après les graphes de la figure 3.6 et les résultats des tableaux 3.6 et 3.7, une progression θ rapide de température dans la section des deux modèle est

observée après les premières seconds de l'exposition au feu, et atteint juste après la deuxième minute, la température critique de 350°C recommandée par L'EC3. Les courbe des ces températures ont continuées de progresser rapidement, et atteignent juste après six minute la même évolution de températures du modèle de feu ISO834. Cette rapidité de la progression de température est à cause de la conductivité thermique et le facteur de massivité très élevés des deux profilés. Il est à noter que les deux modèles ont presque la même évolution de la température dans leurs sections, principalement en raison de l'utilisation les mêmes propriétés thermiques, les mêmes conditions limites où les effets de convection et de rayonnement peuvent homogénéiser la progression de la température et en fin le facteur de massivité élevé des deux profilés.

Ces résultats thermiques impliquent que ces types des barres ne pourront pas être utilisés comme des éléments non-protégés dans les panneaux quelque soit ses types d'usage.

A cause de la complexité du calcul thermique analytique pour les profilés protégés, une étude de cas sur le même panneau sera effectuée numériquement par logiciel ANSYS dans les prochains chapitres, en incorporant des différentes types de protections sous des diverses configurations, dont le but est d'améliorer la résistance au feu des panneaux PLF.

3.8.2 Réponse mécanique des barres PLF sous une charge de compression axiale à des températures élevées uniformes

La réponse mécanique des deux modèles de barres PLF, sous une charge de compression axiale à des températures élevées de distribution uniforme est déterminée en utilisant les équations (3.18) et (3.19) détaillée ci-avant, sous forme d'une courbe du niveau de charge en fonction du temps. Cette dernière permet d'extraire le Niveau de Résistance au Feu (NRF) en minute, en considérant un niveau de charge sous incendie de $\eta_{fi} = 0.65$, c'est-à-dire seulement 65% de la charge à 20°C est prise en compte telle quelle recommandée par l'EC3.

La variation de la charge ultime en fonction de la température uniforme ainsi que la variation du niveau de charge en fonction du temps des deux modèles sont présentés dans les figures 3.8 et 3.9, respectivement. Aussi, les détails du calcul de la réponse mécanique à des températures élevés de distribution uniforme pour le modèle 1 et 2 sont présentés dans les tableaux 3.8 et 3.9, respectivement.

Tableau 3.8: Détails de calcul de la charge ultime à des températures élevés pour le modèle 1.

paramètre	20	100	200	300	400	500	600	700	800
$k_{y,\theta}$	1	0,999	0,990	0,95	0,694	0,390	0,11	0,07	0,03
$k_{E,\theta}$	1	0,933	0,849	0,715	0,580	0,445	0,310	0,175	0,040
α	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417	0,417
$\bar{\lambda}_\theta$	1,388	1,437	1,499	1,600	1,519	1,301	0,827	0,878	1,201
φ_θ	1,754	1,833	1,937	2,115	1,971	1,618	1,014	1,069	1,472
χ_{fi}	0,353	0,336	0,316	0,285	0,309	0,387	0,623	0,595	0,430
$N_{b,fi,t,rd}$	26.66	25.35	23.59	20.46	16.20	11.41	5.17	3.14	0.97
η_{fi}	1	0,95	0,88	0,76	0,60	0,42	0,19	0,11	0,03

Tableau 3.9: Détails de calcul de la charge ultime à des températures élevés pour le modèle 2.

paramètre	20	100	200	300	400	500	600	700	800
$k_{y,\theta}$	1	0,999	0,990	0,95	0,694	0,390	0,11	0,07	0,03
$k_{E,\theta}$	1	0,933	0,849	0,715	0,580	0,445	0,310	0,175	0,040
α	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
$\bar{\lambda}_\theta$	1,579	1,634	1,705	1,820	1,727	1,479	0,940	0,998	1,366
φ_θ	2,135	2,237	2,373	2,604	2,417	1,958	1,173	1,244	1,769
χ_{fi}	0,279	0,265	0,248	0,223	0,243	0,308	0,533	0,503	0,345
$N_{b,fi,t,rd}$	21.78	20.65	19.16	16.55	13.15	9.38	4.56	2.74	0.807
η_{fi}	1	0,94	0,87	0,75	0,60	0,43	0,20	0,12	0,03

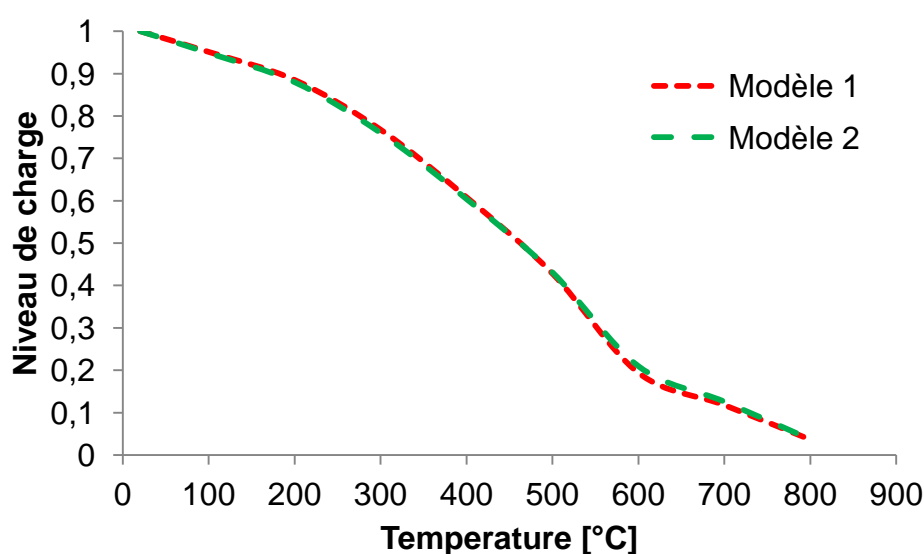


Figure 3.8 : Variation du niveau de charge en fonction de la température.

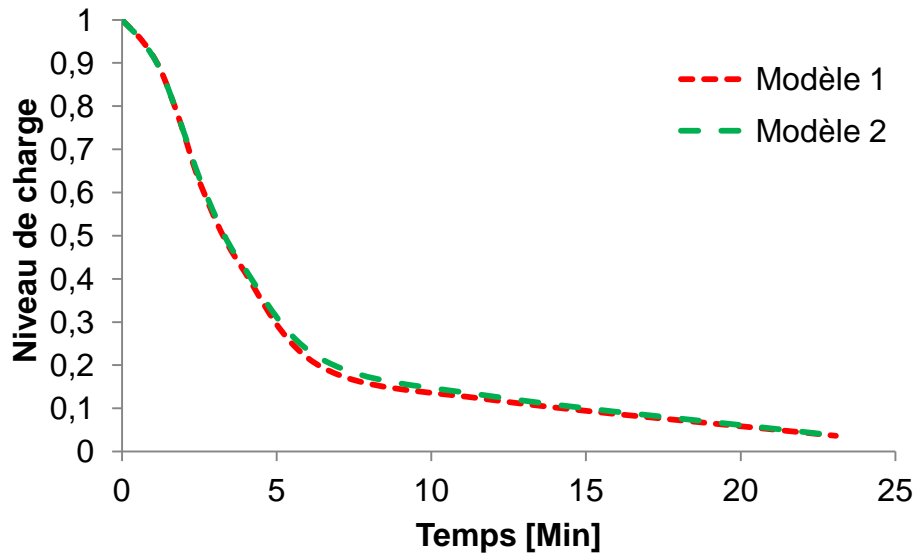


Figure 3.9 : Variation du niveau de charge en fonction du temps.

Les graphes des figures 3.8 et 3.9 montrent clairement la similarité du comportement mécanique des deux modèles à des températures élevées en termes de niveau de charge en fonction de la température d'une part et en fonction du temps d'une autre part. Ceci dû à la similarité de la progression de température en fonction du temps des deux modèles.

Le niveau de charge diminue graduellement et linéairement en fonction de la température, cependant il diminue plus rapide en fonction du temps notamment après les premières minutes. Atteignant un certain temps (environ de 7 minutes) il commence à diminuer graduellement et lentement à cause de la faible charge supportant par le profilé en comparaison avec la charge ultime en condition normale.

En se référant au niveau charge recommandé par l'EC3, et selon les graphes illustrés dans la figure 3.8, un niveau de résistance au feu de $NRF \approx 2.5$ min seulement est obtenue pour les deux modèles dans le cas d'une distribution uniforme de la température.

Ces résultats trouvés, confirment la nécessité d'incorporation des différents systèmes de protections contre le feu pour ces profilés. Dans ce contexte, une étude paramétrique de l'influence de la protection sur la barre PLF sous des températures non uniformes sera réalisée dans les prochaines chapitres, en utilisant les méthodes analytiques proposées par Gunalan [74] ainsi que la méthode numérique par le logiciel ANSYS.

3.9 Conclusion

Ce chapitre a présenté un aperçu sur la performance au feu des barres métalliques de PLF et les détails de calcul du comportement thermique et thermomécanique des barres du panneau PLF sous l'effet des hautes températures de distribution uniforme et non-uniforme due à un d'incendie.

Deux modèles de barre de section ouverte en C à parois mince sont isolés du panneau PLF non protégé, pour étudier leurs réponses thermiques lorsqu'ils sont exposés au feu ISO84, ainsi que leurs réponses thermomécaniques sous des températures uniforme, en utilisant la méthode simplifiée de EN1993-1-2 [9].

Les résultats des deux modèles obtenus par ces deux études, ont montré la faible résistance au feu des barres métallique PLF non protégée, avec un temps limite qui ne dépasse pas 2.5 minute pour la réponse thermique et même pour la réponse thermomécanique, en se référant à la température critique de 350°C et le niveau de charge de 0.65 recommandés par l'EC3. Ces remarques ont conduit de conclure que ces types de profilés ne pourront pas être utilisés comme des éléments non-protégés dans les panneaux, ce qui confirme la nécessité d'incorporation des différents systèmes de protections.

La conception thermique et thermomécanique des barres PLF protégés à des hautes températures non-uniforme est très complexe, et les diverses normes disponible présentent certaines limites pour prédire leurs réponses. De ce fait, la méthode des éléments finis sera utilisée pour les analyses thermique et thermomécanique des barres PLF protégés et non protégés sous des hautes températures de distributions uniformes et non-uniformes. La modélisation numérique des panneaux sera détaillée dans le chapitre 4.

CHAPITRE 4

MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET VALIDATION

CHAPITRE 4

MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET VALIDATION

4.1. Introduction

Comme il a été mentionné dans les chapitres précédents, les méthodes analytiques comme celle des largeurs efficaces de l'Eurocode 3 et la méthode de la résistance directe de l'AISI présentent certaines limites pour prédire le comportement thermique et mécanique réel des structures PLF lorsqu'elles sont exposées au feu, notamment sous l'effet des températures non-uniforme.

Par conséquent, plusieurs travaux de recherche ont été effectués sur la base des simulations numériques, dans le but de mieux comprendre le comportement des structures métalliques en profilé laminés à chaud et à froid, protégées et non protégées sous l'effet des hautes températures, en adoptant la méthode des éléments finis par l'utilisation des logiciels tels que SAFIR [94, 187], ABAQUS [89, 132, 141], Opensees [188, 189] et ANSYS [97, 190, 191].

Le présent chapitre a pour objectif de développer des modèles numériques en utilisant l'ANSYS APDL, dont le but est d'analyser le comportement thermique des panneaux PLF non porteurs, ainsi que mécanique (linéaire et non linéaire) et thermomécanique des barres métalliques isolées du panneau PLF, sous une charge de compression axiale exposé au feu ISO834.

4.2. Analyse thermique des panneaux PLF

Les analyses thermiques par élément fini pour les gradients de température, sont effectuées en régime transitoire sous des charges thermiques et des conditions aux limites de convection et de rayonnement en situation extrême d'incendie [8]. L'objectif principal de cette analyse est de développer un modèle numérique thermique en validant par des essais au feu de littérature, pour prédire la réponse thermique des panneaux PLF non porteur, protégés par des différents types de protections et isolations en diverses configurations, exposé au feu ISO834. La performance au feu de ces panneaux est déterminée sous forme d'un temps limite qui correspond à la température critique de 350°C recommandé par

l'Eurocode 3, obtenue selon la courbe d'évolution de la température en fonction du temps.

La progression de la température dans les surfaces des profilés montants du panneau PLF est principalement dépend de la variation de la conductivité thermique, la chaleur spécifique et la densité des matériaux, et sont les entrées de base dans le préprocesseur d'ANSYS. Aussi, quelques paramètres numériques peuvent influencer de manière importante sur la réponse thermique des panneaux PLF, tels que, le modèle élément fini choisi, le maillage et les conditions limites thermiques appliquées.

4.2.1 Propriétés thermiques des matériaux

4.2.1.1 Propriétés thermiques de l'acier PLF

La conductivité thermique et la chaleur spécifique de l'acier PLF utilisées dans les analyses thermiques sont présentées dans la figure 4.1. Ces courbes sont obtenues selon les équations fournies par EN1993-1-2 [9] détaillées dans le chapitre précédent.

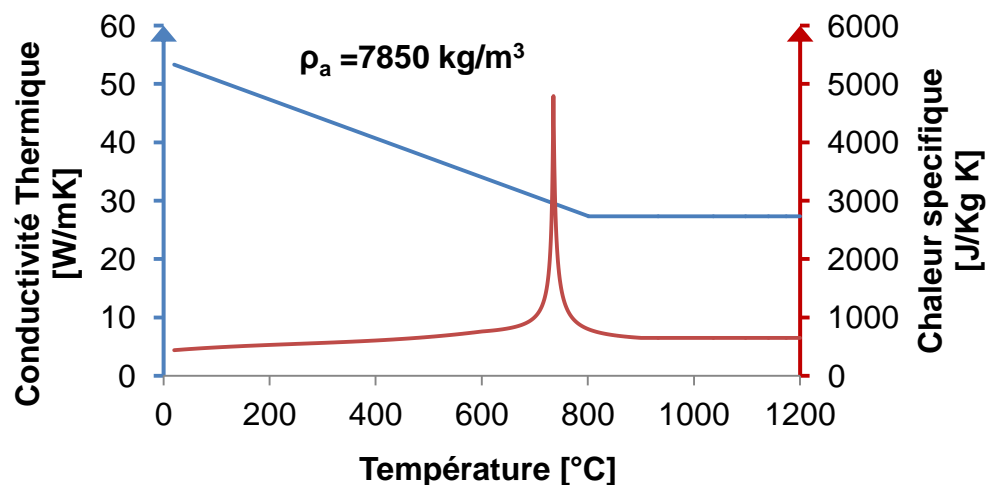


Figure 4.1 : Propriétés thermiques de l'acier en fonction de température [9].

4.2.1.2 Propriétés thermiques de protections et isolations

Trois types de protections et deux types d'isolations contre le feu seront utilisés sur les parois des panneaux dans les analyses thermiques. Les plaques de plâtre, panneau d'oxyde de magnésium (MGO) et les plaques de liège utilisés comme des protections extérieurs, et la laine de roche et la fibre de verre utilisées comme des isolations de cavité. Leurs propriétés thermiques sont prises en compte en fonction de la température comme elles sont tracées dans les figures du chapitre 1.

4.2.2 Modèles éléments finis thermiques

4.2.2.1 SHELL131

L'élément SHELL131, (figure 4.2), fait partie de la catégorie des éléments de coque, il est largement employé pour simuler le comportement thermique de pièces minces telles que des panneaux, des réservoirs, des poutres ou des poteaux des structures, etc. Il est particulièrement utile pour la modélisation des éléments en 2D plutôt que 3D, ce qui permet de réduire considérablement la complexité du modèle et le temps de calcul nécessaire.

Cet élément ayant la capacité de générer la conduction thermique dans le plan et dans l'épaisseur [16]. Il comporte quatre nœuds, avec un seul degré de liberté (TEMP) dans chaque nœud, cependant il peut arriver jusqu'à 32 degrés de liberté thermiques [16]. L'élément est applicable à une analyse thermique tridimensionnelle, en régimes stationnaire et transitoire avec gradient de températures [16]. Ce modèle est utilisé pour la modélisation de l'acier PLF.

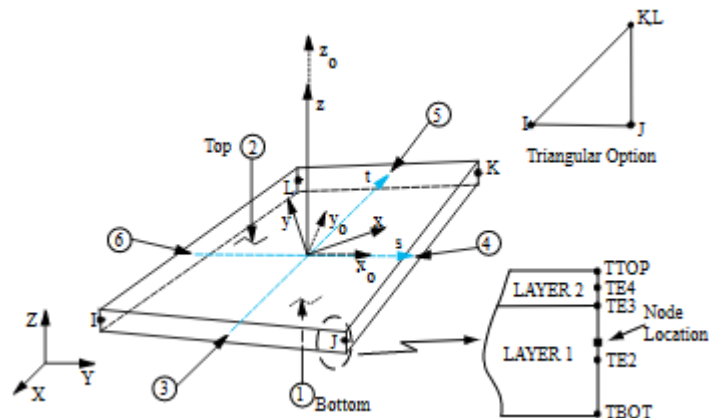


Figure 4.2 :Géométrie et topologie de l'élément fini SHELL131 [16].

4.2.2.2 SOLID70

Le modèle SOLID70 est un élément 3D entièrement intégré avec une capacité de conduction thermique en trois dimensions. L'élément comporte huit nœuds avec un seul degré de liberté (TEMP) à chaque nœud [16]. L'élément fini est applicable pour une analyse thermique, en régime stationnaire pour les températures uniformes ou transitoire pour les gradients de température. [16]

L'élément SOLID70 est utilisé pour la modélisation des plaques de protection ainsi que les isolations de cavité. La géométrie et topologie de l'élément fini SOLID70 est représentée dans la figures 4.3.

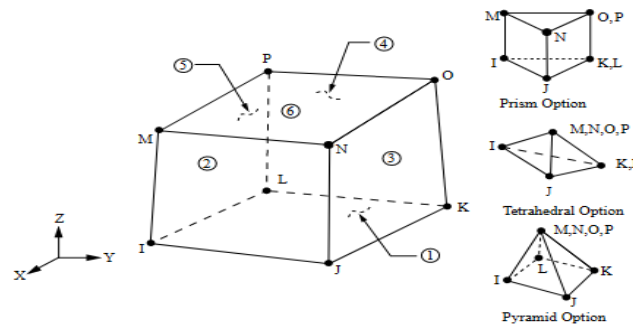


Figure 4.3 :Géométrie et topologie de l'élément SOLID70 [16].

4.2.3 Maillage et conditions aux limites thermiques

Les modèles éléments finis thermiques SHELL131 (acier PLF) et SOLID70 (protections et isolations) sont adoptés avec un maillage de 20×50 mm pour l'âme et les deux semelles, et 20×20 mm autour de la région du trou circulaire, (figure 4.4).

Pour les conditions aux limites et selon EN-1991-1-2 [184], les analyses thermiques effectuées pour les panneaux avec isolations, tiennent compte de la convection avec un coefficient de transfert de chaleur α_c égale à $25\text{W/m}^2\text{K}$ pour la face exposée à ISO834, et $9\text{W/m}^2\text{K}$ pour la face non exposée où le rayonnement est incluse, en appliquant une température ambiante de 20°C , (figure 4.4).

Pour les panneaux de cavité vide, et en absence de détails, dans l'Eurocode sur les paramètres du transfert de chaleur entre la surface de la protection et la cavité du panneau, les mêmes conditions aux limites sont utilisées. Cependant selon les travaux effectués par Gunalan [74], un rayonnement supplémentaire est appliqué sur toute la surface intérieure non exposée de la protection et PLFs, avec un coefficient d'émissivité égal à 1.

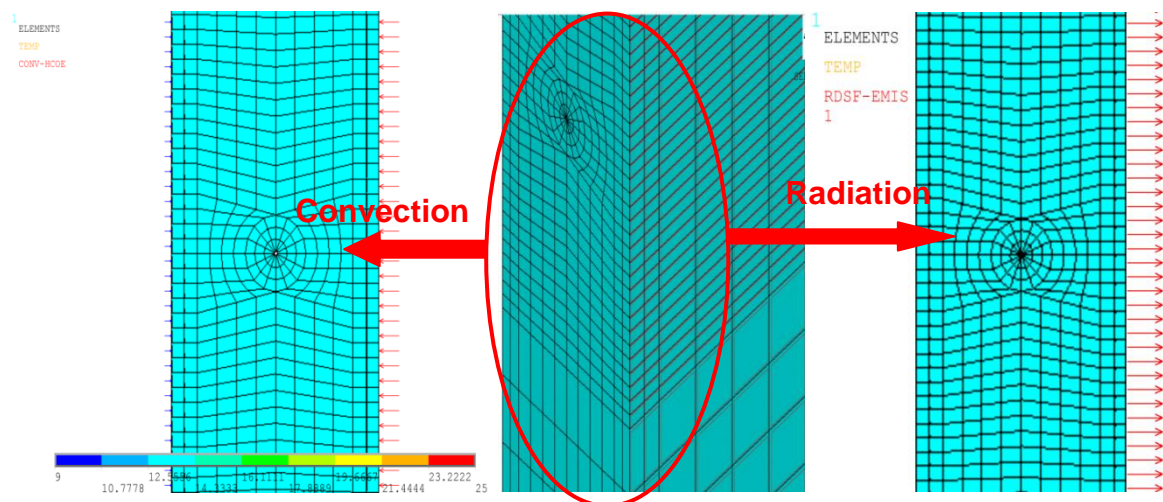


Figure 4.4 : Maillage et conditions limites thermiques appliqués au panneau [31].

4.2.4 Méthode de résolution

La méthode thermique complète est sélectionnée dans l'ANSYS, pour 3600s d'analyse, avec un pas du temps moyen de 60s, un pas maximum de 60s et minimum de 1s. L'algorithme de Newton-Raphson est utilisé pour prédire la température, par résoudre l'équation différentielle gouvernant du deuxième ordre, (équation (4.1)) [192].

$$[C]\{\dot{\theta}\} + [K]\{\theta\} = Q^a \quad (4.1)$$

Où : $[C]$ est la matrice de la chaleur spécifique, $[K]$ est la matrice de la conductivité thermique, θ est le vecteur de la température nodale et Q^a est la charge calorifique ou le flux de chaleur appliquée [16].

Vu que le temps d'analyse est incrémenté, implique que la température est aussi incrémentée. L'incrément de la température dans un temps $n+1$ est donné selon l'équation (4.2).

$$\{\theta_{n+1}\} = \{\theta_n\} + (1 - \Lambda)\Delta t\{\dot{\theta}_n\} + \theta\Delta t\{\dot{\theta}_{n+1}\} \quad (4.2.a)$$

Avec : $\Delta t = t_{n+1} - t_n \quad (4.2.b)$

Où : Δt est la variation de temps entre les itérations n et $n+1$; Λ est le paramètre d'intégration transitoire (pris égale 1 par default) ; θ_n est la température nodale dans un temps n ; $\dot{\theta}_n$ est le temps moyen des valeurs des températures nodales dans un temps t_n [16].

Après avoir résolu l'équation (4.1), le programme commence à calculer la norme L2 du vecteur résiduel $R(\theta)$, et de vérifier la convergence de la solution par rapport au flux de chaleur, avec une tolérance de 0.001 et une valeur de référence de 10^{-6} [192].

4.2.5 Validation du modèle thermique du panneau PLF

Le modèle numérique thermique du panneau est validé en utilisant les résultats expérimentaux obtenu par Rusthi et al. [93]. L'essai a été réalisé sur un panneau vertical de 3.15 x 3.15 m, composé de six montants de (92 x 35 x 15 x 1.15) mm espacés de 600mm et reliés avec deux traverses en haut et en bas, protégés par 10 mm de plaque de magnésium exposé au feu sur une seule face.

La modélisation de ce panneau est basée sur les modèles d'éléments finis SHELL131 et SOLID70, en appliquant les mêmes conditions aux limites et le même maillage discutés ci-avant.

La progression de la température dans les semelles est obtenue en sélectionnant les nœuds dans les mêmes régions où les thermocouples (TC) étaient placés dans l'essai comme il est montré par la figure 4.5.

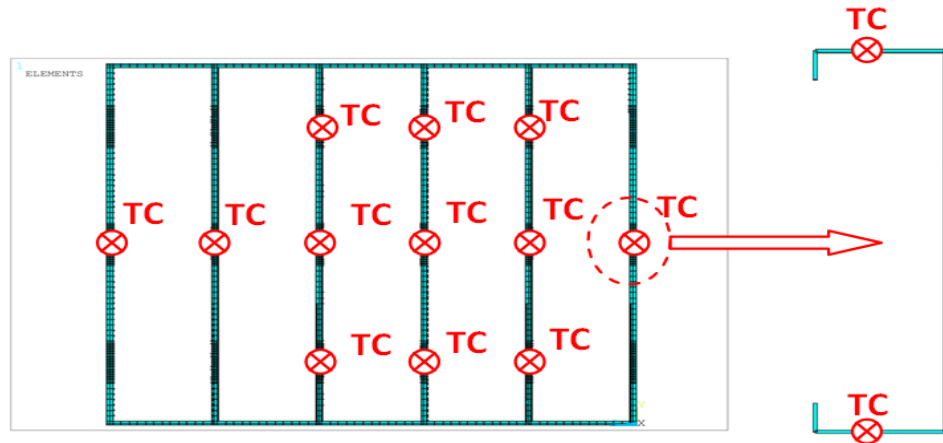


Figure 4.5 : Position des thermocouples dans le montant PLF [93].

Les résultats illustrés dans la figure 4.6 présentent une comparaison entre les résultats expérimentaux obtenus par Rusthi et al. [93] et celle de l'analyse thermique obtenue en utilisant l'ANSYS. Ces résultats montrent que l'évolution de la température obtenue dans les semelles SC et SF par la méthode des éléments finis est en bon accord avec les résultats expérimentaux. Cette comparaison confirme que ce modèle numérique peut donner une bonne prédiction de la réponse thermique des panneaux PLF, et donc il peut être utilisé dans le chapitre suivant pour notre cas d'étude.

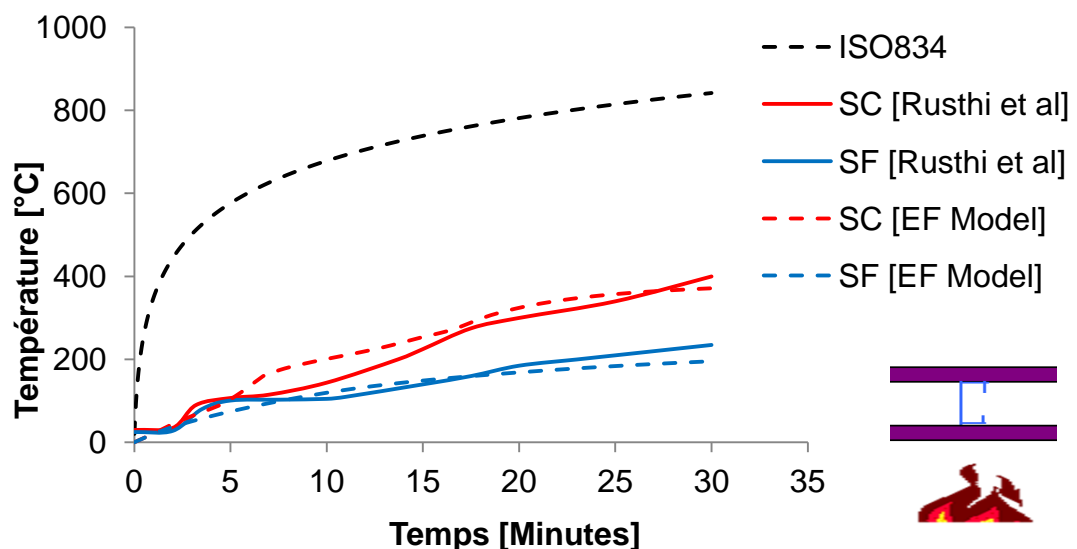


Figure 4.6 : Evolution de la température moyenne de l'essai et de l'analyse thermique par EF du panneau PLF.

4.3. Analyse mécanique des barres isolées du panneau PLF en condition normale

L'analyse mécanique en condition normale des panneaux PLF sous une charge axiale de compression est effectuée selon deux types d'analyses structurales, analyse linéaire de flambement élastique et analyse statique non linéaire. L'objectif principal de l'analyse linéaire de flambement élastique est de déterminer la charge critique élastique N_{cr} , le déplacement maximal et le mode de flambement. Ces résultats, seront utilisés pour introduire l'imperfection initiale dans l'analyse statique non linéaire, dont le but est de prédire la capacité portante du panneau PLF en déterminant la charge ultime de rupture. Cette dernière sera utilisée dans les analyses thermomécaniques pour avoir le Niveau de Résistance au Feu (NRF) des panneaux PLF en situation d'incendie.

La modélisation numérique et l'analyse mécanique du panneau complet quelque soit en condition normale ou en situation d'incendie sont très complexes, où elles peuvent consommer beaucoup de temps pour y arriver à la solution finale avec un fichier plus ou moins très lourds. Dans ce contexte, l'idée utilisée dans cette étude pour faciliter et d'éviter la complexité de l'analyse mécanique, est d'isoler le montant PLF situé au milieu du panneau comme l'élément le plus exposé au feu, soumis à une charge de compression axiale, (figure 4.7).

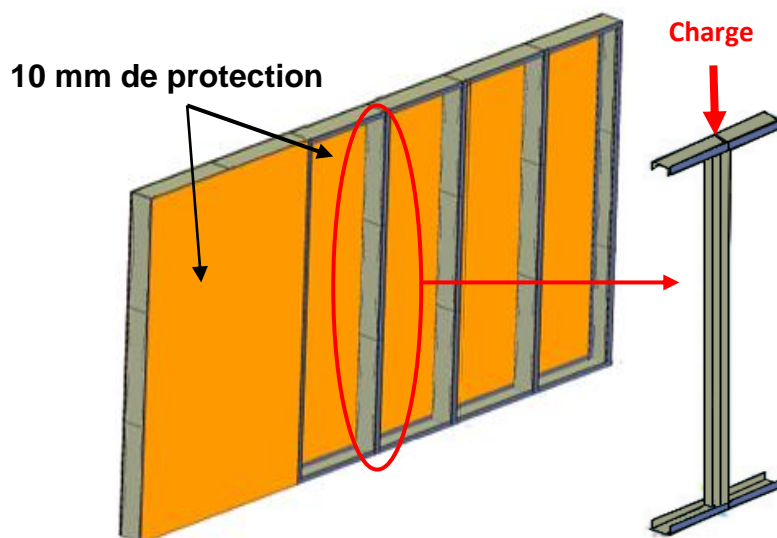


Figure 4.7 : L'idée utilisée pour la modélisation numérique du panneau dans l'analyse mécanique [29].

La capacité portante du panneau porteur PLF est dépend des propriétés mécaniques de l'acier PLF, notamment la courbe contrainte-déformation obtenue selon le module de Young et la limite d'élasticité. De plus, similaire à l'analyse thermique, les paramètres numériques tels que le modèle élément fini, le maillage,

les conditions limites et les imperfections initiales peuvent aussi influencer sur la réponse mécanique du panneau PLF.

4.3.1 Propriétés mécaniques de l'acier PLF

Les PLFs utilisés en Algérie sont de nuance d'acier de G345 [36, 37], avec un module de Young $E_{20} = 211040$ MPa, une limite d'élasticité $f_{y,20} = 410$ MPa, une densité de $\rho_a = 7850$ kg/m³ et un coefficient de Poisson ν de 0.3 [193].

4.3.1.1 Courbe contrainte-déformation à 20°C

La courbe contrainte déformation c'est un paramètre qui joue un rôle très important dans les analyses mécaniques, dont elle une influence significative dans les résultats numériques.

Il existe deux types de courbe contrainte-déformations qui peuvent être utilisées dans les analyses mécaniques, à savoir, courbe élastique-plastique parfait et courbe d'écrouissage, (figures 4.8). La courbe élastique-plastique parfait suppose une limite d'élasticité constante dans le domaine plastique, tandis que la courbe d'écrouissage comme son nom indique comprend un écrouissage dans le domaine inélastique.

L'étude expérimentale réalisé par Kankanamge et Mahendran [176] a montré une présence d'un écrouissage dans le domaine inélastique du profilé de nuance G500 d'épaisseur de 1.15mm . Par conséquent, la courbe d'écrouissage pour notre profilé sera utilisée dans les analyses numériques de cette étude.

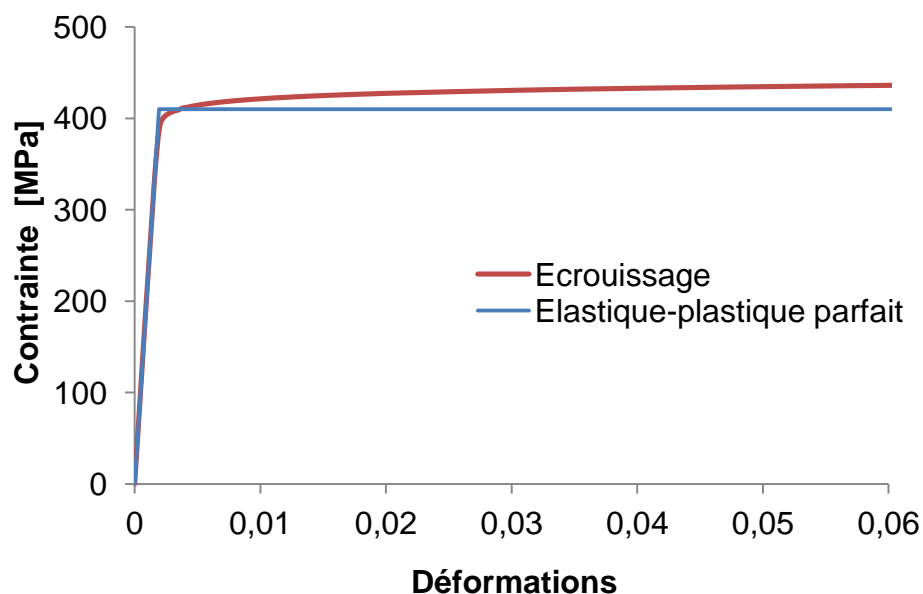


Figure 4.8 : Courbe contrainte-déformation pour G345 en condition normale.

Plusieurs travaux de recherche ont proposé d'utiliser la vraie courbe de contrainte-déformation dans les analyses numériques au lieu celle d'ingénierie (nominale). Par conséquent, cette dernière obtenue par les essais de traction de coupon sera convertie en vraie contrainte et en vraie déformation plastique logarithmique selon l'équation (4.3).

$$\sigma_{true} = \sigma_{eng}(1 + \varepsilon_{eng}) \quad (4.3.a)$$

$$\varepsilon_{true}^{pl} = \ln(1 + \varepsilon_{eng}) - \frac{\sigma_{true}}{E} \quad (4.3.b)$$

4.3.1.2 Critère de plasticité

Critère de plasticité est une loi de comportement qui définit explicitement la forme de la surface de plasticité [23]. Généralement, il existe deux types de critères de plasticité les plus couramment employés dans le domaine de génie civil, critère de Tresca et de Von mises [23].

a) Critère de Tresca

Le critère de Tresca a été développé en 1864 par l'ingénieur français Henri Tresca. Ce dernier a considéré que les déformations plastiques se produisent lorsque la contrainte de cisaillement maximale atteint la valeur limite [23]. Supposant que les contraintes principales sont σ_{xx} , σ_{yy} et σ_{zz} où $\sigma_{xx} > \sigma_{yy} > \sigma_{zz}$, implique que la contrainte de cisaillement maximale peut être déterminée selon l'équation (4.4).

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_{xx} - \sigma_{zz}}{2} \quad (4.4)$$

La loi de comportement de Tresca peut être écrite sous la forme de l'équation (4.5).

$$\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{zz}}{2} = C \quad (4.5)$$

Où C est une constante universelle du métal considéré.

En appliquant cette loi de comportement en traction pure, en considérant $\sigma_{xx} = R_e$ et $\sigma_{min} = \sigma_{zz} = 0$, donc on obtient :

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_{xx} - \sigma_{zz}}{2} = \frac{\sigma_{xx}}{2} = \frac{R_e}{2} \rightarrow \sigma_{xx} = R_e \quad (4.6)$$

Où R_e est la limite d'élasticité initiale.

Sur la base de l'équation (4.6), cette loi de comportement correspond au prisme hexagonal régulier d'équations (équation 4.7), dans le système d'axes σ_{xx} , σ_{yy} et σ_{zz} , en considérant tous les autres contraintes maximales de cisaillement (par exemple : $\sigma_{yy} - \sigma_{xx}$ si $\sigma_{yy} \geq \sigma_{zz} \geq \sigma_{xx}$).

$$\sigma_{xx} - \sigma_{yy} = \pm R_e ; \quad \sigma_{yy} - \sigma_{zz} = \pm R_e ; \quad \sigma_{zz} - \sigma_{xx} = \pm R_e \quad (4.7)$$

b) Critère de Von mises

Le critère de Von mises avec écrouissage isotrope c'est la loi le plus utilisé dans les modèles numériques, notamment lorsque les contraintes résiduelles sont ignorées, tel que le cas des PLF [194]. Ce critère a été développé en 1913 par Von mises, dont il a proposé de modifier le prisme hexagonal représentant le critère de Tresca et de le remplacer par le cylindre circulaire circonscrit tel que présenté dans la figure (4.9) [23]. La contrainte de Von mises est donnée par l'équation (4.8) :

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{3}{2} \text{trace} [\underline{\underline{s}} \underline{\underline{s}}]} = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} \quad (4.8.a)$$

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{3}{2} (s_{11}^2 + s_{22}^2 + s_{33}^2 + s_{12}^2 + s_{13}^2 + s_{21}^2 + s_{23}^2 + s_{31}^2 + s_{32}^2)} \quad (4.8.b)$$

Donc le tenseur de contrainte s'écrit selon l'équation (4.9) en considérant que seules les contraintes σ_{xx} et σ_{yy} non nulles.

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_I & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{II} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.9.a)$$

Avec une contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{\sigma_I + \sigma_{II}}{3} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{3} \quad (4.9.b)$$

Le tenseur déviateur de contrainte est donné par l'équation (4.10).

$$\underline{\underline{s}} = \begin{bmatrix} 2\sigma_{xx} - \sigma_{yy} & 0 & 0 \\ 0 & 2\sigma_{yy} - \sigma_{xx} & 0 \\ 0 & 0 & -\sigma_{xx} - \sigma_{yy} \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

En remplaçant l'équation (4.10) par sa valeur, l'équation (4.8) devient

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\frac{1}{3}\right)^2 [(2\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (2\sigma_{yy} - \sigma_{xx})^2 + (\sigma_{xx} + \sigma_{yy})^2]} \quad (4.11.a)$$

Soit :

$$\bar{\sigma} = \sqrt{[\sigma_{xx}^2 + \sigma_{yy}^2 - \sigma_{xx}\sigma_{yy}]} \quad (4.11.b)$$

En traction bi-axiale, la loi de comportement de Von mises s'écrit selon l'équation (4.12).

$$\bar{\sigma} = \sqrt{[\sigma_{xx}^2 + \sigma_{yy}^2 - \sigma_{xx}\sigma_{yy}]} \leq R_e \quad (4.12)$$

La contrainte de Von mises est donc calculée à partir des composantes de matrice du tenseur déviateur des contraintes.

La figure 4.9 représente la géométrie de la surface de plasticité dans l'espace des contraintes principales, selon les critères de Tresca ainsi que de Von mises, en la projetant sur le plan nommé π .

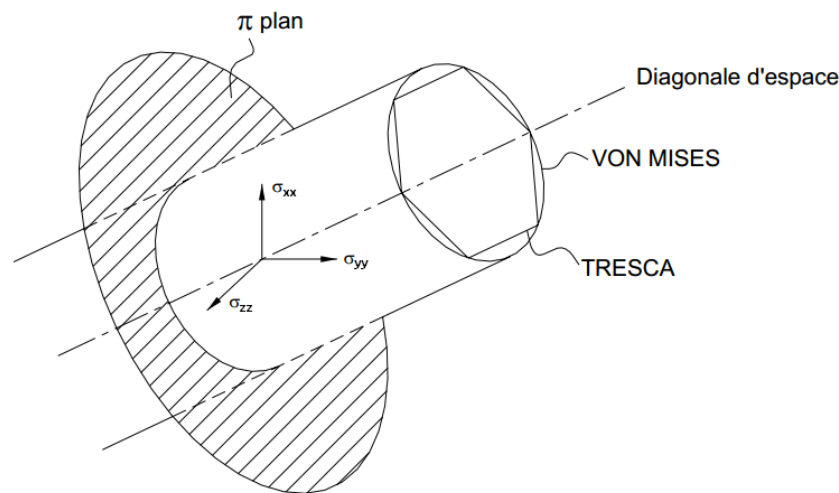


Figure 4.9 : Géométrie des critères de plasticité de Tresca et de Von mises [23].

4.3.2 Modèles éléments finis mécaniques

4.3.2.1 SHELL181

L'élément SHELL181 c'est un modèle utilisé pour les analyses mécaniques ou thermomécaniques des structures de coques minces [16]. C'est un élément à quatre points d'intégration de Gauss dans le plan et cinq dans l'épaisseur, et quatre nœuds avec six degrés de liberté à chaque nœud, qui sont les translations dans les directions x, y et z, et rotations autour des axes x, y et z [16], (figure 4,10).

SHELL181 est bien adapté aux applications linéaires, aux grandes déformations non linéaires [16], il peut permettre de produire la flèche ou les déplacements dans n'importe quel point, la distribution des contraintes et

déformations de Von mises ainsi que les températures dans le cas d'une analyse thermomécanique [2].

Dans cette étude, ce modèle d'élément est utilisé pour la modélisation des différents types des montants du panneau PLF.

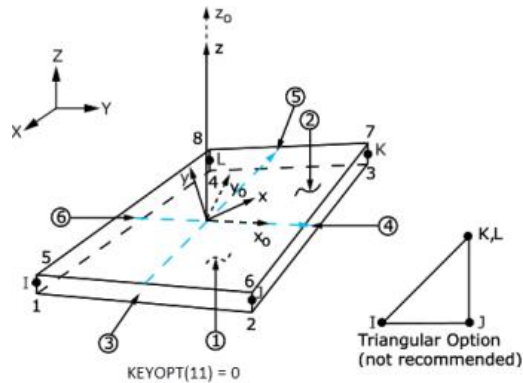


Figure 4.10 : Géométrie et topologie de l'élément fini SHELL181 [16].

4.3.2.2 SOLID65

Ce modèle d'élément fini est utilisé dans cette étude pour modéliser les deux plaques rigides aux extrémités du profilé. C'est un modèle largement employé dans la modélisation des éléments en 3D notamment pour les éléments en béton, les matériaux composites, les armatures, et les plaques rigide [16].

SOLID65 est défini par huit nœuds avec six degrés de liberté à chaque nœud, qui sont les translations dans les directions x , y et z , et rotations autour des axes x , y et z [16], (figure 4,11).

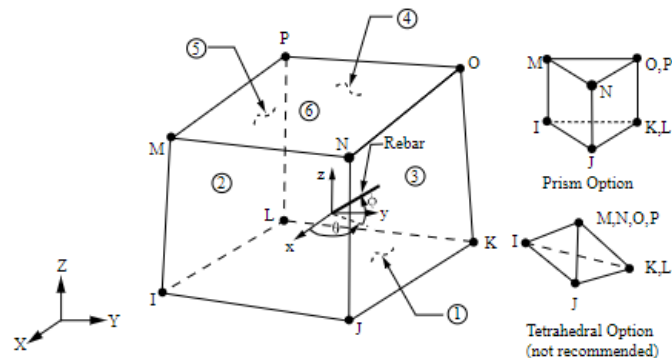


Figure 4.11 : Géométrie et topologie de l'élément fini SOLID65 [16].

4.3.3. Maillage et conditions aux limites des modèles mécaniques

Les modèles éléments finis mécaniques SHELL181 (acier PLF) et SOLID65 (Plaques rigides) sont adoptés avec un maillage de 4×10 mm, (figure 4.12). Cette taille du maillage est choisie selon le tableau 4.1 qui présente la convergence du

maillage en fonction de la charge critique. Selon ce tableau, Il est montré clairement que la charge critique obtenue en utilisant ce maillage est presque la même charge de 39.8 kN obtenue par l'étude réalisée par Gunalan [74].

Tableau 4.1: Convergence du maillage en fonction de la charge critique.

Taille du maillage [mm x mm]	Charge critique [kN]
15 x 15	42.47
10 x 15	40.72
10 x 10	40.6
4 x 10	39.72

Les conditions aux limites des modèles mécaniques sont définies de telle sorte que les déplacements UX et UY ainsi que la rotation RZ sont égales à zéro dans l'extrémité de la plaque rigide où la charge est appliquée. Les mêmes conditions sont appliquées dans l'autre extrémité en ajoutant seulement le déplacement UZ égale à zéro comme il est montré par la figure 4.12.

Il est à noter que la modélisation de la protection n'est pas incluse dans les analyses mécaniques. Dans ce contexte, un déplacement horizontal UX est appliqué à des intervalles de 300 mm de la longueur de l'élément pour tenir compte l'effet exercée sur l'élément PLF par la plaque de la protection.

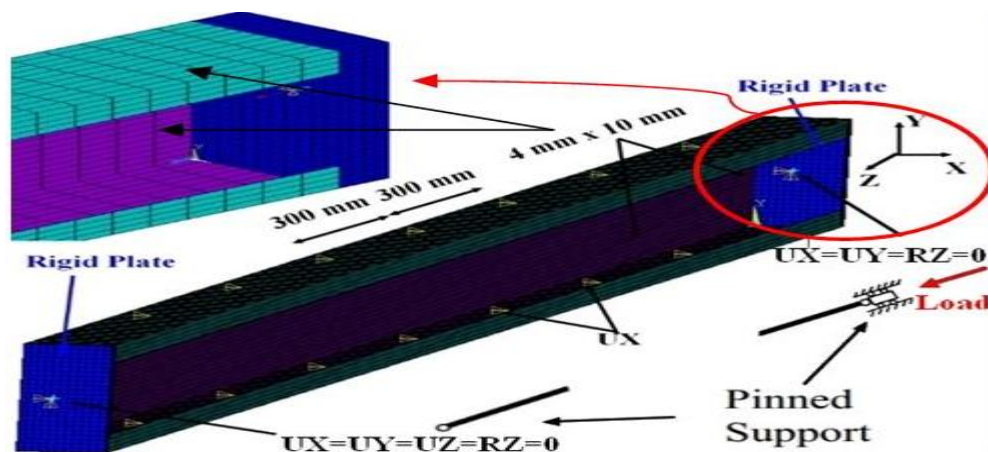


Figure 4.12 : Maillage et condition aux limites du modèle mécanique [28].

4.3.4. Imperfections initiales et contrainte résiduelle

Généralement les aciers PLF sont des profilés faciles à se déformer lors de la fabrication dans l'usine, ou lors de transport et même pendant la construction. Cette déformation initiale (ou imperfection initiale) faut être introduite dans les

modèles, à cause de son influence importante sur les résultats des analyses mécaniques à température ambiante ou à haute température.

Comme il a été mentionné dans le chapitre 1, il existe plusieurs types d'imperfection qui peuvent être adoptés dans les modèles numériques, cependant dans cette étude, seulement l'imperfection locale qui doit être introduit pour nos analyses, avec une amplitude maximale de 0.006h proposée par Schafer et Peköz [69].

Les contraintes résiduelles sont négligées dans cette étude en se référant à l'étude numérique réalisée par Gunalan [74], dont il a trouvé que ces contraintes résiduelles ont a pas une grande influence sur le comportement mécanique des PLFs, avec une différence de 0.5% entre le modèle avec et sans contraintes résiduelles.

4.3.5. Méthode de résolution

4.3.5.1. Analyse de flambement élastique

La solution de l'analyse de flambement élastique est basée sur la théorie de la valeur propre pour déterminer la charge critique élastique. Chaque valeur propre est associée à une charge de flambement, dont l'une est la charge critique (généralement la plus petite).

Cette analyse est effectuée selon deux étapes, une analyse statique linéaire en appliquant une charge de référence F_{ref} , ensuite une analyse de flambement propre pour obtenir les valeurs propres en utilisant la méthode de Block Lanczos. En fixant les conditions aux limites et introduisant les propriétés des matériaux, un système d'équation linéaire est formé selon l'équation (4.13).

$$[K_0] \cdot \{d\} = \{F_{ref}\} \quad (4.13)$$

Où : $[K_0]$ est la matrice de rigidité globale qui peut être déterminé par les propriétés des matériaux et les conditions aux limites fixées ; $\{d\}$ est le vecteur de déplacement et $\{F_{ref}\}$ est la charge unitaire appliquée au modèle.

Le vecteur de déplacement ainsi que le champ de contrainte peuvent être déterminés après la fin de la première analyse statique sur la base de la charge unitaire, qui permettent de générer la matrice de rigidité en contrainte $K_{\sigma,ref}$. Puisque cette dernière avec la charge F_{ref} sont proportionnelle, donc un nouveau vecteur de charge $\{F\}$ et une matrice de rigidité de contrainte K_{σ} peuvent être

définis en fonction de F_{ref} et $K_{\sigma,ref}$, (équation (4.14)), avec un constant proportionnel λ où :

$$\{F\} = \lambda\{F_{ref}\} \quad (4.14.a)$$

$$[K_{\sigma}] = \lambda[k_{\sigma,ref}] \quad (4.14.b)$$

La charge critique élastique est obtenue en fonction de la charge $\{F_{ref}\}$ selon l'équation (4.15), en considérant une valeur multiplicatrice de la charge de flambement λ_{cr} .

$$\left[[K] + \lambda_{cr}[K_{\sigma,ref}] \right] \cdot \{d\} = \lambda_{cr}\{F_{ref}\} \quad (4.15)$$

Comme il est bien connu, le flambement est le changement rapide du déplacement sous l'effet de la même charge appliquée. Dans ce contexte, un déplacement incrémental δd est ajouté à l'équation (4.15), ce qui conduit d'obtenir selon l'équation (4.16) :

$$\left[[K] + \lambda_{cr}[K_{\sigma,ref}] \right] \cdot [\{d\} + \{\delta d\}] = \lambda_{cr}\{F_{ref}\} \quad (4.16)$$

Cette équation signifie que l'ANSYS applique un déplacement δd à la barre étudiée pour chaque itération. Ces itérations seront arrêtées jusqu'à ce que l'ANSYS ne soit plus possible de maintenir l'équilibre statique comme il est défini dans l'équation (4.17).

$$\left[[K] + \lambda_{cr}[K_{\sigma,ref}] \right] \cdot \{\delta d\} = 0 \quad (4.17)$$

Les charges ($\{F\} = \lambda\{F_{ref}\}$) correspondent à plusieurs modes d'instabilité λ , cependant, et comme il a été mentionné ci-avant, le petit reste le mode critique. Maintenant, en connaissant le déplacement d , l'ANSYS peut extraire les vecteurs pour les modes propres en résolvant l'équation homogène dans la deuxième analyse en utilisant la méthode de Block Lanczos avec un déplacement incrémental δd .

4.3.5.2. Analyse statique non linéaire

Deux méthodes de solution peuvent être utilisées dans l'analyse statique non linéaire, la méthode de Newton Raphson et la méthode d'Arc-Length.

a) Méthode de Newton Raphson

La méthode de Newton Raphson est la méthode la plus utilisée dans les analyses numériques, notamment pour résoudre des grands systèmes d'équations

non linéaires, dont elle garantit la convergence en quelques interactions [195]. Le principe de cette méthode est basé sur l'incrémentation de la charge extérieure F^{ext} en utilisant un scalaire λ de 0 jusqu'à ce qu'il atteigne la valeur désirée [195]. Dans le cas général, où le système d'équation n'est pas en équilibre statique, le vecteur résiduel est donné par l'équation (4.18).

$$R(u) = F^{Int}(u) - F^{ext} = 0 \rightarrow R(u) = F^{Int}(u) - \lambda \cdot F^{ext} = 0 \quad (4.18)$$

Pour chaque incrément (i) de λ , l'équation (4.18) peut être résolue pour déterminer u . En supposant que la dernière solution convergente est u_0 et λ_0 . Donc, l'incrément de charge est calculé selon l'équation (4.19).

$$\lambda' = \lambda_0 + \Delta\lambda \quad (4.19)$$

Dans ce cas, l'incrément de déplacement est donné par l'équation (4.20).

$$u' = u_0 + \Delta u \quad (4.20)$$

En utilisant ces deux équations dans l'équation (4.18), on obtient:

$$R(u') = R(u_0 + \Delta u) = 0 \rightarrow F^{Int}(u_0 + \Delta u) - (\lambda_0 + \Delta\lambda) \cdot F^{ext} = 0 \quad (4.21)$$

L'expression $F^{Int}(u_0 + \Delta u)$ peut être remplacée par $F^{Int}(u_0)$ selon l'équation (4.22) en utilisant les séries d'expansion de Taylor.

$$F^{Int}(u_0 + \Delta u) = F^{Int}(u_0) + \left[\frac{\partial F(u)}{\partial u} \right] \cdot \Delta u = F^{Int}(u_0) + [K_T]_{u_0} \cdot \Delta u \quad (4.22)$$

Où $[K_T]_{u_0}$ est la matrice Jacobienne. En combinant ces deux dernières équations, Δu peut être obtenue selon l'équation (4.23).

$$\begin{aligned} F^{Int}(u_0) + [K_T]_{u_0} \cdot \Delta u - (\lambda_0 + \Delta\lambda)F^{ext} &= 0 \\ \rightarrow F^{Int}(u_0) - \lambda_0 F^{ext} + [K_T]_{u_0} \cdot \Delta u - \Delta\lambda F^{ext} &\rightarrow \Delta u = [K_T]_{u_0}^{-1} \cdot \Delta\lambda F^{ext} \end{aligned} \quad (4.23)$$

On note qu'un vecteur résiduel non nul $R'(u')$ sera obtenu lorsque l'équation (4.21) est résolue pour Δu . Grâce à ce vecteur, une nouvelle correction de déplacement δu est calculée selon l'équation (4.24) [195].

$$\delta u = [K_T]_{u_0}^{-1} \cdot R'(u') \quad (4.24)$$

Selon la même méthode, une autre nouvelle correction de déplacement $\delta u'$ est calculée, et peut être appliquée dans l'équation (2.21), et qui peut aussi générer un nouveau vecteur résiduel plus petit $R'(u'')$. Cette opération est répétée jusqu'à ce que la norme du vecteur soit inférieure à la tolérance par rapport à R_{ref} (vecteur de référence résiduel) [195].

Dans l'ANSYS, la norme peut être calculée selon la norme L2 ($|R| = \sqrt{\sum R_i}$), où la référence (R_{ref}) est prise égale à la norme de la force extérieure $|F^{ext}|$, et $|F^{int}|$ dans le cas de la présence des déplacements restreints (DOF) [195]. Dans certains cas, l'ANSYS suppose une valeur minimale de 1 pour R_{ref} dans les simulations numériques [16]. La figure 4.13 présente un graphe qui résume le détail de la résolution par la méthode de Newton Raphson.

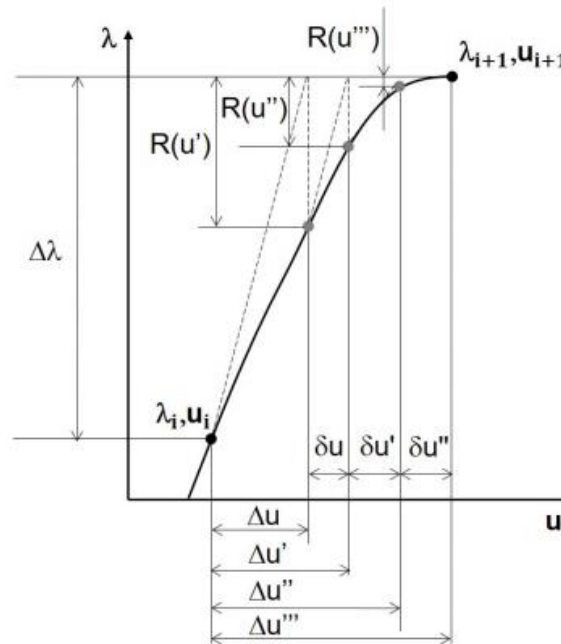


Figure 4.13 : Méthode de solution de Newton Raphson [195].

b) Méthode d'Arc-Length

La méthode d'Arc-Length est basée sur le même principe de la méthode de Newton Raphson discutée ci-avant. Cependant, cette méthode postule une variation simultanée pour Δu et $\Delta \lambda$ comme des inconnus, au lieu d'interpoler pour trouver Δu en utilisant $\Delta \lambda$ [195].

En appliquant la variation de u et λ (équations 4.19 et 4.20) dans l'équation d'équilibre (4.18), on obtient un nouveau vecteur résiduel donné par l'équation (4.25).

$$R(u', \lambda') = F^{Int}(u_0 + \Delta u) - (\lambda_0 + \Delta \lambda) \cdot F^{ext} = 0 \quad (4.25)$$

Cette équation peut être modifiée, en introduisant une nouvelle correction de δu et $\delta \lambda$ selon l'équation (4.26).

$$R(u'', \lambda'') = F^{Int}(u_0 + \Delta u + \delta u) - (\lambda_0 + \Delta \lambda + \delta \lambda) \cdot F^{ext} = 0 \quad (4.26)$$

En utilisant l'équation (4.25) et (4.26) et en appliquant les séries d'expansion de Taylor, on obtient la nouvelle équation (4.27).

$$R(u', \lambda') = [K_T]_{u_0+\Delta u} \cdot \delta u - \delta \lambda \cdot F^{ext} \quad (4.27)$$

Donc par cette méthode le déplacement peut être obtenu facilement selon l'équation (4.28)

$$\delta u = \delta \bar{u} + \delta \lambda \cdot \delta u_t \quad (4.28)$$

Avec: $\delta \bar{u} = [K_T]_{u_0+\Delta u}^{-1} \cdot R(u', \lambda')$ et $\delta u_t = [K_T]_{u_0+\Delta u}^{-1} \cdot F^{ext}$

Pour trouver la charge correspondante à ce déplacement, l'ANSYS utilise la norme du vecteur t qui représente la distance entre le point d'équilibre précédent et le point suivant à résoudre, ce que signifie que ce vecteur t varie entre un intervalle prédéterminé [195].

Selon la figure 4.14 qui représente le détail de la méthode d'arc-Length, l'arc en bleu est déterminé par la norme du vecteur t qui est constant durant toutes les sous-étapes afin que le programme peut passer au point d'équilibre suivant ($i+1$) [195]. Les normes t et t' sont numériquement égaux, mais de différents vecteurs à cause de la variation de u et λ selon la correction de δu et $\delta \lambda$. Le programme peut aller à n'importe quel point à l'intérieur du rayon du cercle et s'il n'est pas capable de trouver la solution, alors le logiciel changera t en fonction des valeurs max et min déterminées [195].

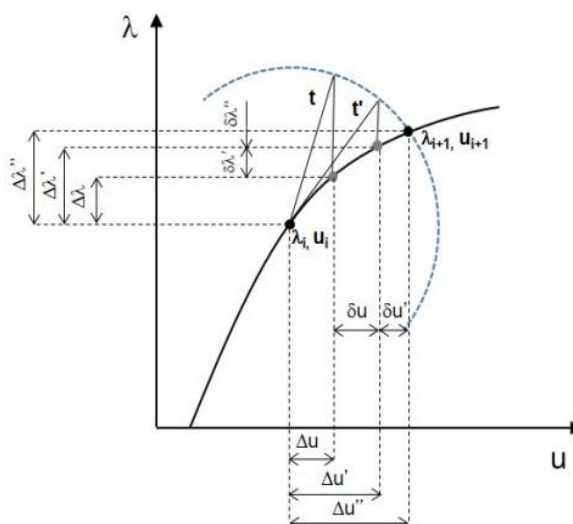


Figure 4.14 : Méthode de solution d'Arc-Length [195].

4.3.6. Validation du modèle mécanique en condition normale

La validation du modèle mécanique à température ambiante est effectuée en deux étapes. Premièrement, par la comparaison de la charge critique et le mode

de flambement de l'analyse de flambement élastique obtenus par l'ANSYS à ceux obtenus par CUFSM, l'étude analytique et l'étude numérique de Gunalan [74]. Deuxièmement, par la comparaison de la charge ultime ainsi que les déplacements de l'analyse statique non linéaire obtenus par l'ANSYS, à ceux obtenus par l'étude expérimentale de Kolarkar [124] et l'étude numérique de Gunalan [74].

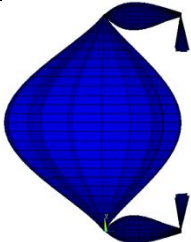
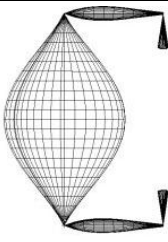
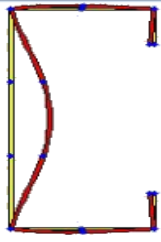
Le profilé 354S157-45 est utilisé pour la validation du modèle mécanique. Le détail de ce profilé ainsi que ces caractéristiques géométriques sont présentés dans le chapitre 2.

Selon les résultats présentés dans les tableaux 4.2 et 4.3, il a été démontré clairement que le modèle élément fini élaboré dans les analyses élastiques linéaires en utilisant les logiciels ANSYS a donné des bonnes prédictions de la charge critique et du mode flambement que ceux des autres études.

Tableau 4.2: Comparaison de la charge critique élastique.

Etude	Charge critique [kN]	Différence par rapport à cette étude [%]
ANSYS	39.72	
EC3	39.072	1.6
AISI	35.102	11.6
CUFSM	40.069	0.8
Gunalan [74]	39.8	0.2

Tableau 4.3: Comparaison du mode de flambement de l'analyse linéaire.

Etude	ANSYS	Gunalan [74]	CUFSM
Mode de flambement			

La deuxième partie de cette validation est présentée sous forme des déplacements axial et horizontale en fonction de la variation de la charge de compression. D'abord, selon le tableau 4.4, des petites différences sont trouvées pour la charge ultime de l'ANSYS en comparant avec celle de l'étude de Kolarkar [124] ainsi que l'étude de Gunalan [74], avec un pourcentage de 1.5% et 0.6%, respectivement. Cette charge sera utilisée dans les analyses thermomécaniques

dans le but de déterminer le niveau de la résistance au feu. Le déplacement axial est mesuré au niveau de la plaque rigide, tandis que le déplacement horizontal est obtenu au niveau de l'extrémité de l'âme où il atteint sa valeur maximale. La figure 4.15 montre que les déplacements prédits par l'ANSYS approximativement augmentent selon la même variation des déplacements obtenus par Gunalan [74], ce qui confirme que ce modèle d'élément fini peut être utilisé dans les différentes investigations numériques.

Tableau 4.4: Comparaison de la charge ultime de rupture.

Etude	Charge ultime [kN]	Différence par rapport à cette étude [%]
ANSYS	77.8	
Kolarkar [124]	79	1.5
Gunalan [74]	77.3	0.6

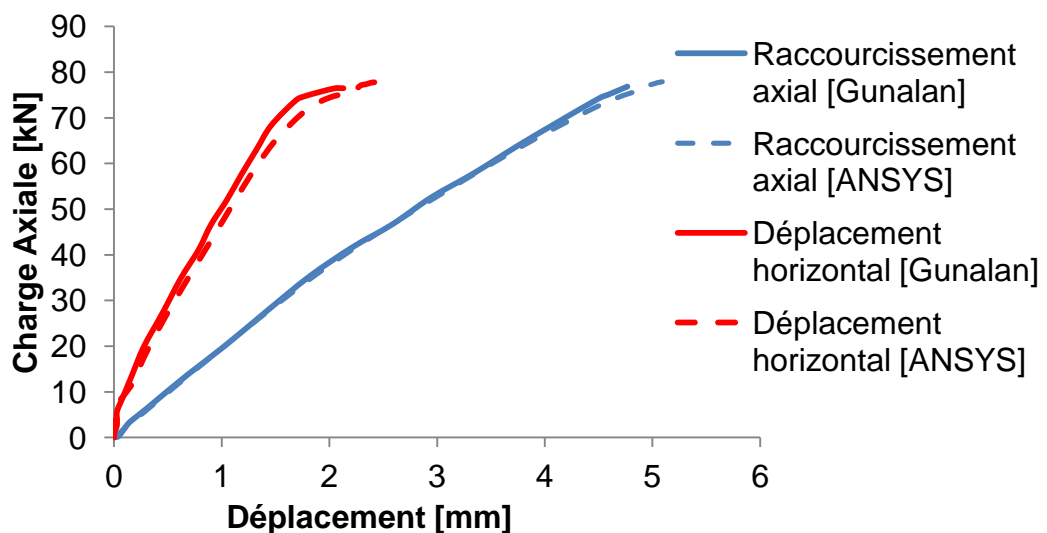


Figure 4.15 : Comparaison des déplacements du montant en condition normale.

4.4. Analyse thermomécanique des barres isolées du panneau PLF exposé au feu

L'analyse thermomécanique des barres isolées du panneau PLF sous l'effet d'incendie peut être effectuée sous deux différents types d'analyse, à savoir, une analyse statique non linéaire ou une analyse transitoire non linéaire.

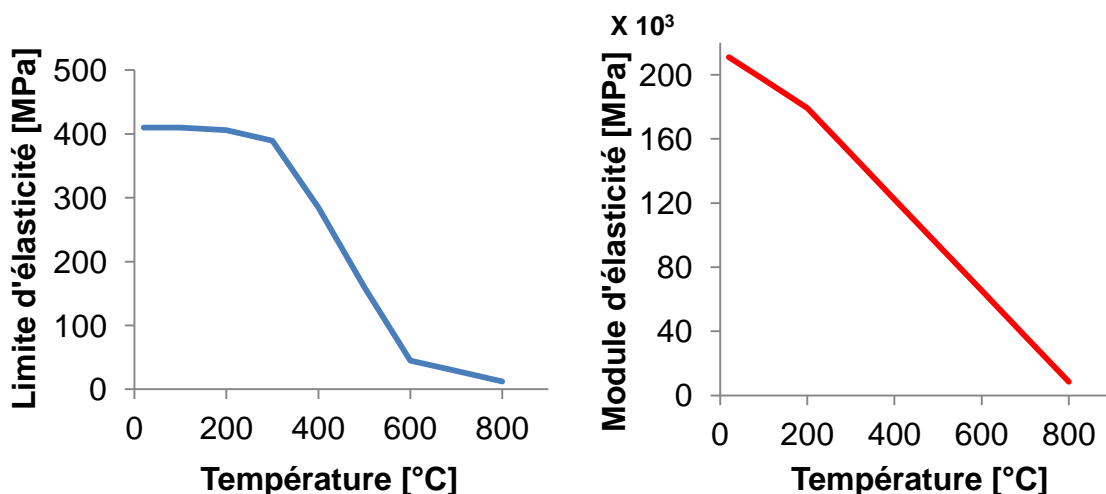
L'analyse statique non linéaire sert de déterminer la charge ultime à une température déterminée. C'est-à-dire une température constante sera appliquée dans le modèle mécanique (dans le cas d'une température uniforme), ou d'adopter la distribution non uniforme de la température obtenue par l'analyse thermique dans un temps déterminé, après on applique une charge incrémentale jusqu'à la

rupture de l'élément. Par contre, l'analyse transitoire non linéaire sert de déterminer la température et le temps critique sous une charge constante. Cette analyse peut être réalisée en appliquant une charge incrémentale jusqu' au le niveau de charge souhaité, ensuite, en gardant cette charge constante, on adopte la distribution non uniforme de la température de l'analyse thermique. Généralement, les essais au feu sont conduits sur la base de l'analyse transitoire non linéaire tels que les essais effectués par Kolarkar [124].

Selon le même principe de l'analyse mécanique en condition normale, les résultats thermomécaniques sont dépendants des propriétés mécaniques des PLFs aux hautes températures et les paramètres numériques mentionnés ci-avant.

4.4.1. Propriétés thermomécaniques de l'acier PLF de nuance G345

La limite d'élasticité et le module de Young se diminuent rapidement avec l'augmentation de la température au niveau de la surface de l'élément, dont cette diminution est principalement due aux facteurs de réduction. Cette diminution est montrée par la figure 4.16 en utilisant les équations des coefficients de réduction proposées par Kankanamge et Mahendran [176], qui sont déjà présentées dans le chapitre 3 dans sa partie 3.2.2.2, (équations 3.6 et 3.7), pour le module de Young et la limite d'élasticité, et qui seront utilisées dans cette étude.



(a) Diminution de la limite d'élasticité . (b) Diminution du module d'élasticité.

Figure 4.16 : Propriétés mécaniques des PLFs G345 aux hautes températures.

4.4.1.1 Courbe contrainte-déformation aux hautes températures

La courbe contrainte-déformation aux hautes températures, (figure 4.17), est obtenue selon l'équation proposée par Ranawaka et Mahendran [196], basée sur

le modèle de Ramberg Osgood. Le principe de cette équation, (équation (4.29)), est de déterminer le déplacement ε_θ à une température θ pour une contrainte donnée f_θ à la même température.

$$\varepsilon_\theta = \frac{f_\theta}{E_\theta} + \beta \cdot \left(\frac{f_{y,\theta}}{E_\theta} \right) \cdot \left(\frac{f_\theta}{f_{y,\theta}} \right)^{n_\theta} \quad (4.29)$$

Où: $f_{y,\theta}$ et E_θ est la limite et le module d'élasticité à température θ , β est un paramètre pris égale à 0.86 et n_θ est donné par l'équation (4.30).

$$n_\theta = -3.05 \times 10^{-7} \cdot \theta^3 + 0.0005 \cdot \theta^2 - 0.2615 \cdot \theta + 62.653 \quad (4.30)$$

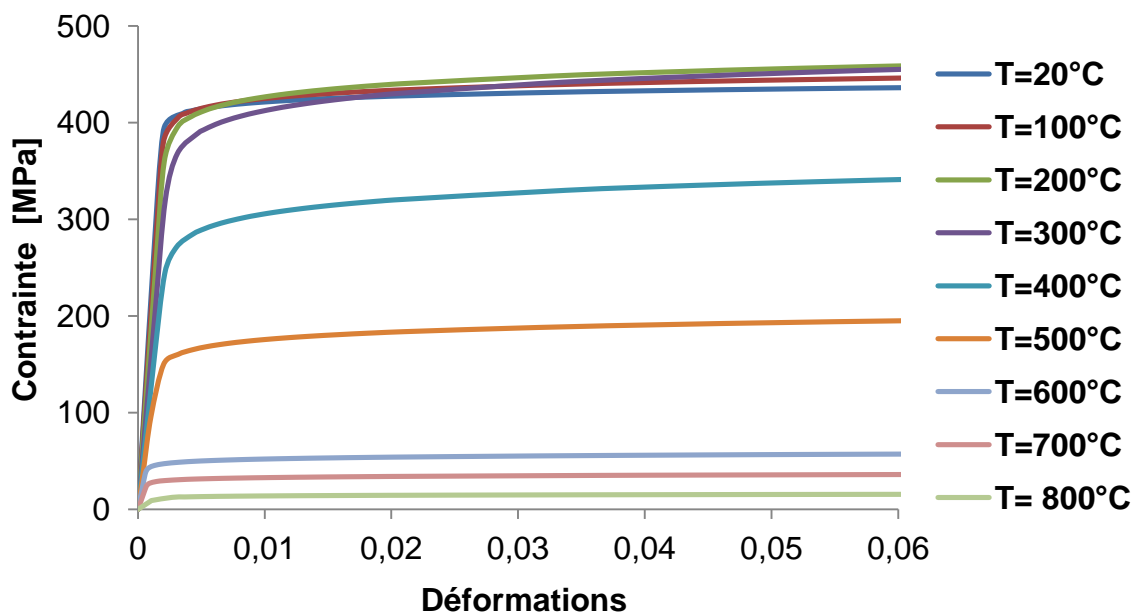


Figure 4.17 : Courbe contrainte-déformation pour G345 aux hautes températures.

4.4.1.2 Coefficients de dilatation thermique

Les coefficients de dilatation thermique utilisées dans cette étude sont adoptées selon les équations de l'allongement thermique fournis par EN1993-1-2 [9]. Les équations de coefficients de dilatation thermique et l'allongement thermique sont déjà mentionnées dans le chapitre 3 dans sa partie 3.2.1, (équation 3.3) et (équation 3.4), respectivement.

4.4.2. Modèles éléments finis thermomécaniques

L'élément SHELL131 et SOLID70 sont utilisés pour la modalisation des barres PLFs isolées et la protection dans les analyses thermiques. Ensuite, la protection sera retirée du modèle et l'élément SHELL131 sera remplacé par

SHELL181 dans les analyses mécaniques aux hautes températures. La plaque rigide est modélisée par l'élément SOLID65 comme il a été mentionné ci-avant.

La description, la géométrie et le détail de ces éléments sont présentés ci-avant dans la section (4.3) de l'analyse mécanique en condition normale.

4.4.3. Maillage, conditions aux limites et imperfection initiale

Le maillage de 4 x 10 mm, les imperfections initiales et les conditions aux limites appliqués pour les analyses mécaniques en condition normale seront les mêmes pour les hautes températures. Le maillage adopté est aussi utilisé pour le modèle thermique de la barre isolée, dans le but d'introduire la distribution de la température nodale dans les mêmes nœuds du modèle mécanique.

Les conditions aux limites thermiques utilisées pour le modèle thermique du panneau PLF détaillées dans la section (4.3.2), sont appliquées pour le modèle thermique de la barre PLF isolée, (figure 4.18).

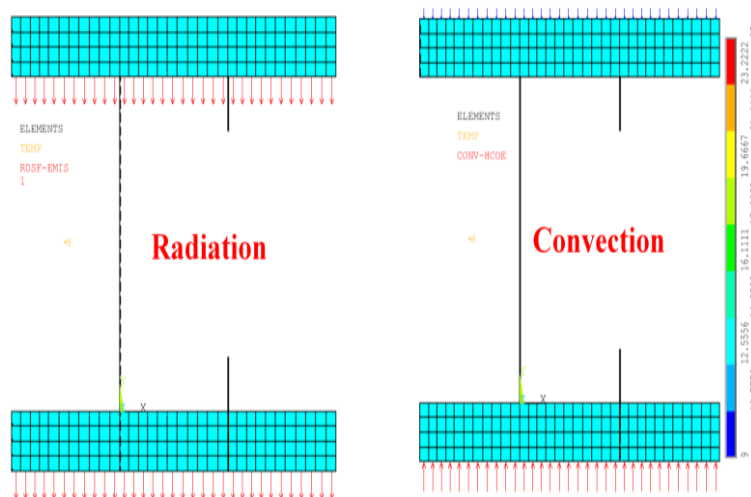


Figure 4.18 : Conditions aux limites thermiques appliquées à la barre isolée [29].

4.4.4. Validation du modèle thermomécanique sous l'effet d'incendie

4.4.4.1. Sous des températures uniformes (barre non protégée)

La validation du modèle thermomécanique sous l'effet des hautes températures uniformes est donnée par rapport aux résultats analytiques de EN1993-1-2 [9] présentés dans le chapitre 3. Le type de cette analyse est statique non linéaire comme il a été mentionné précédemment, en appliquant une charge de compression axiale incrémentale, avec des températures constantes de 100 à 800°C. Le but de cette analyse est d'obtenir la charge ultime de rupture pour chaque température pour tracer la courbe du niveau charge en fonction de la température.

La figure 4.19 présente une comparaison de la courbe du niveau charge en fonction de la température obtenue par ANSYS à celle déterminée par la méthode analytique de l'EC3. Cette comparaison indique que le modèle EF thermomécanique de la barre non protégée peut prédire la réponse mécanique de l'acier PLF aux hautes températures uniformes.

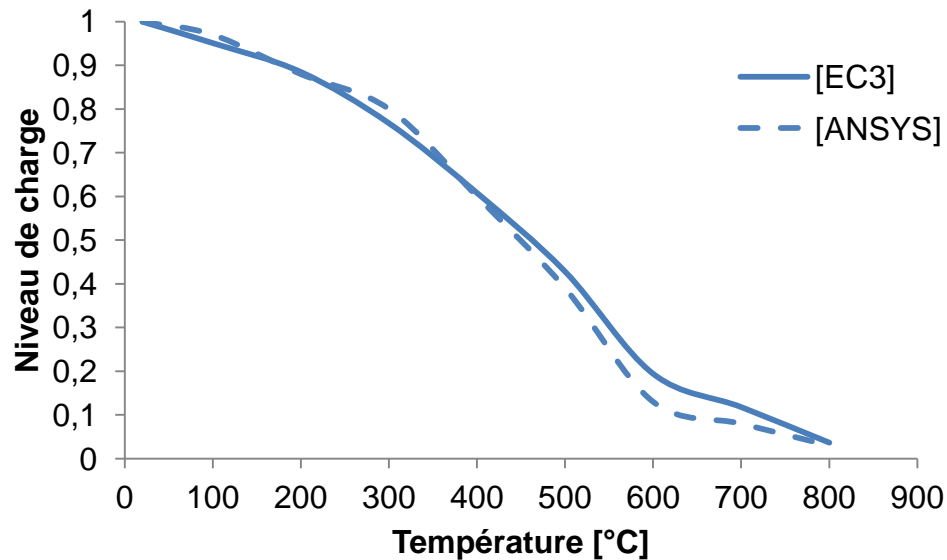


Figure 4.19 : Comparaison du niveau charge en fonction de la température uniforme.

4.4.4.2. Sous de distribution de température non-uniforme (profilé protégé)

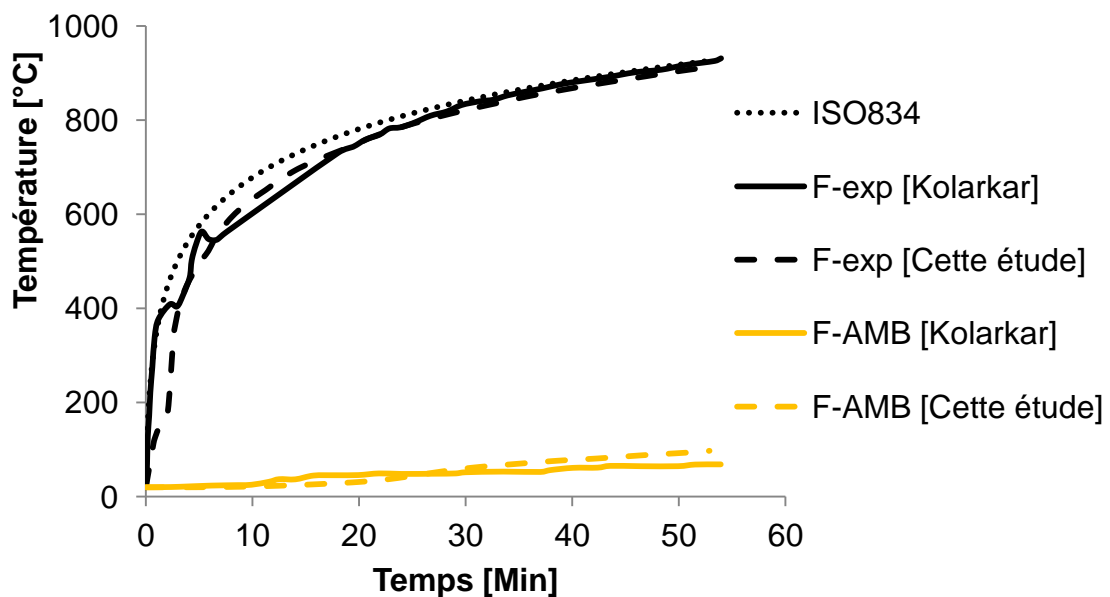
Le modèle thermomécanique sous l'effet des hautes températures non-uniforme peut être validé selon deux types d'analyses principales.

a) Analyse thermique

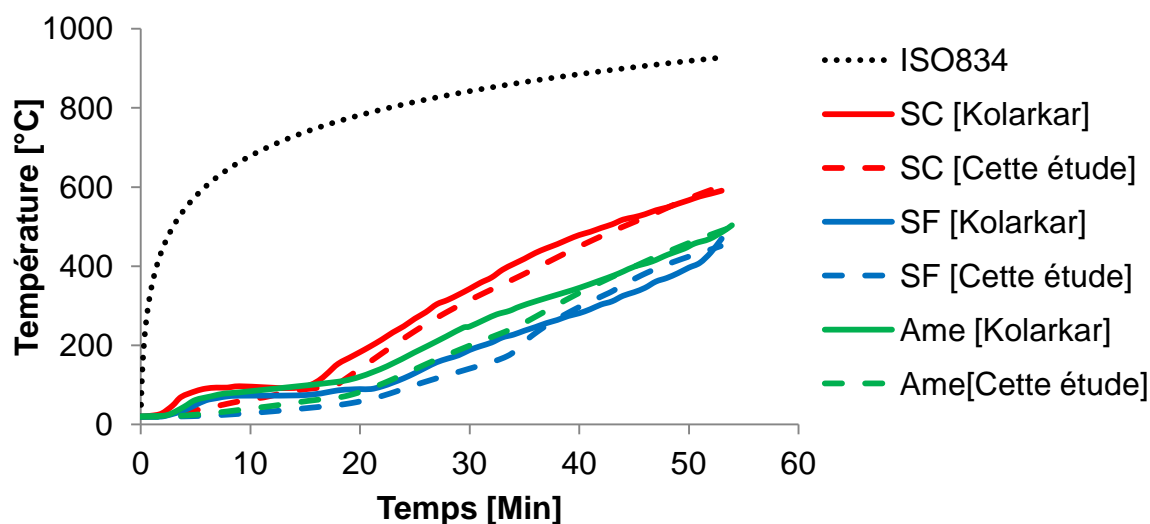
Une analyse thermique est effectuée sur la barre isolée du panneau PLF, protégée par 16 mm de plaque de plâtre, exposé à l'ISO834 sur une seule face. Les résultats obtenus concernent l'évolution de la température maximale à mi-travée de la barre, au niveau de la semelle chaude (SC) et froide (SF) et l'âme, ainsi qu'au niveau de la face exposée (F-exp) et non exposée (F-AMB) de la protection. Les températures prédites sont comparés aux celles obtenues par l'étude expérimentale de Kolarkar [124] tel que montré par la figure 4.20. D'après la figure 4.20 (a), une augmentation rapide de la température a été obtenue lors de la première minute de l'exposition au feu sur la surface exposée du plâtre, et elle continue de suivre de près la courbe ISO834. Cette progression rapide dans la face exposée est principalement en raison de l'évaporation de l'eau cristalline existant dans le plâtre. Après un certain temps, la température commence à

progresser lentement vu que la plaque de plâtre commence à déshydrater. Selon la figure 4.20 (b), des températures très faibles et moins rapides ont été obtenues dans les surfaces du profilé durant le premier quart d'heure. Ceci grâce aux effets de l'isolant de la fibre de verre agissant dans le plâtre, qui réduit le transfert de chaleur vers la semelle du profilé, ce qui implique le retard de la progression de la température dans l'acier, offrant une certaine protection contre le feu pendant cette durée. Une fois que le plâtre commence à déshydrater, la température commence à augmenter progressivement dans la semelle adjacente à la face du plâtre exposée (semelle chaude), cependant, en raison de la conductivité thermique élevée de l'acier, la chaleur est rapidement répartie à travers la section du profilé.

Pour la validation thermique, le modèle EF thermique de la barre PLF isolée a produit des progressions des températures approximativement similaires à celles fournies par les thermocouples de l'étude expérimentale de Kolarkar [124]. Ce qui confirme que ce modèle thermique peut donner des bonnes prédictions de l'évolution de la température en fonction du temps.



(a) Faces de la plaque de la protection.



(b) Surfaces de la barre PLF.

Figure 4.20 : Comparaison de l'évolution de la température en fonction du temps.

Ces températures seront adoptées dans la deuxième analyse mécanique aux hautes températures, en régime transitoire ainsi que pour les analyses statiques non linéaire.



b) Analyse mécanique aux hautes températures non-uniforme

b.1) Régime transitoire

La validation du modèle mécanique sous l'effet des hautes températures de distribution non uniformes en régime transitoire est donnée par rapport aux résultats expérimentaux présentés par Kolarkar [124]. L'étude est basée sur l'application d'une charge de compression axiale incrémentale jusqu'à un niveau de charge de 20% de la charge ultime en condition normale. Puis, le feu est exposé sur une seule face, en gardant la charge appliqué constante à 20%. L'analyse thermomécanique par la méthode EF est effectuée selon le même principe de l'étude expérimentale. Une fois on arrive au niveau de charge désirée, (20%), on adopte la distribution non uniforme de la température obtenue par l'analyse thermique, et on garde la charge constante. les résultats concernent le temps limite, la température critique et le mode de flambement. Le tableau 4.5 présente une comparaison de ces trois résultats obtenus par les essais au feu de l'étude de Kolarkar [124] à ceux obtenus par la méthode d'EF de cette étude. D'après ce tableau, on peut remarquer que les deux profilés sont endommagés dans le même temps limite et le même mode rupture, qui est la flexion et local dans l'âme, avec une différence de température critique de 0.8% seulement. Ces

observations conduisent de conclure que notre modèle thermomécanique peut être utilisé dans des autres simulations numériques pour prédire la réponse thermomécaniques des barres isolées du panneau PLF, sous l'effet des hautes températures de distribution non uniformes, en régime transitoire non linéaire.

Tableau 4.5: Comparaison du mode de flambement de l'analyse linéaire.

Etude	Cette étude	Kolarkar [124]
Temps limite [Min]	53	53
Différence du temps [%]	0	
Température critique [°C]	612	607
Différence de la température critique [%]	0.8	
Mode de flambement		

b.2) Statique non linéaire

La deuxième partie de cette validation mécanique est effectuée sous l'analyse statique non linéaire. Cette analyse comme il a été discuté précédemment, est basée sur l'adoption de la distribution de la température dans un temps déterminé avec l'application d'une charge de compression axiale incrémentée jusqu'à la rupture. Cette analyse est applicable seulement par la méthode EF ou les méthodes analytiques. Dans ce contexte, la courbe de niveau de charge en fonction du temps obtenus par cette étude est comparée à celle de l'étude analytique de L'EC3 et l'AISI, ainsi que l'étude numérique réalisée par Gunalan [74], (figure 4.21). Cette comparaison entre les quatre courbes indique un bon accord entre les deux études numériques ainsi que les études analytiques, et le temps limite obtenu confirme la validation du modèle thermomécanique d'EF sous l'analyse statique non linéaire.

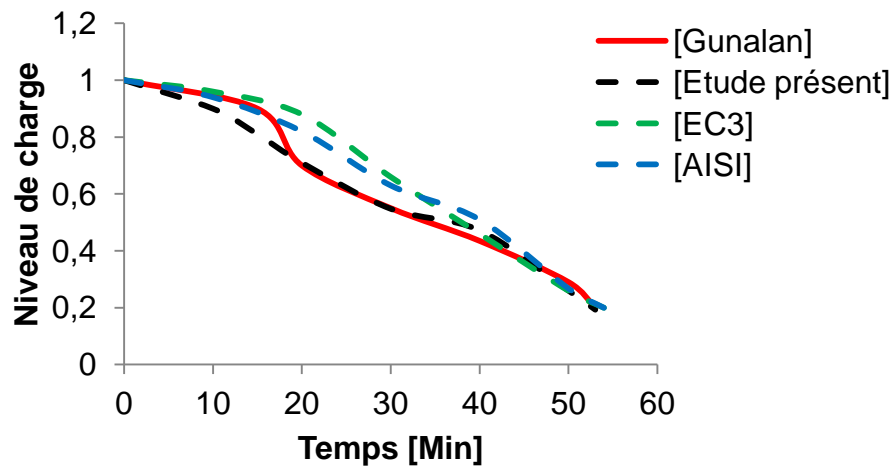


Figure 4.21 : Comparaison de niveau de charge en fonction du temps.

4.5. Conclusion

Des modèles numériques utilisant des éléments SHELL et SOLID ont été développés pour étudier la performance au feu des panneaux PLF non porteurs, ainsi que le comportement mécanique et thermomécanique des barres métalliques isolées du panneau PLF, sous une charge de compression axiale exposé au feu ISO834.

Les modèles SHELL131 et SOLID70 sont utilisés pour la modélisation thermique des PLFs et la protection, respectivement. Tandis que, SHELL181 et SOLID65 sont utilisés pour la modélisation mécanique des PLFs et la plaque rigide, respectivement, en condition normale et sous l'effet des hautes températures.

Ces modèles ont été développés par des comparaisons des résultats des analyses thermiques, mécaniques et thermomécaniques aux ceux des études expérimentale et numérique de littérature, et aussi de l'analytiques présentées dans les chapitres précédentes.

L'analyse statique non linéaire est effectuée pour la validation du modèle mécanique en condition normale en comparant la charge ultime de rupture et les déplacements, ainsi que sous l'effet d'incendie pour la comparaison des niveaux de charge en fonction du temps. Les analyses en régime transitoire non linéaire sont effectuées pour la validation du modèle thermique du panneau PLF et le modèle thermomécanique de la barre PLF isolée, en comparant l'évolution de la température dans les surfaces des PLFs pour l'analyse thermique, et le temps limite, la température critique et le mode de défaillance pour l'analyse thermomécanique.

Les comparaisons effectuées indiquent qu'il existe un bon accord entre les résultats des analyses par ANSYS et les autres études mentionnées ci-avant, ce qui confirme que ces modèles EF peuvent être utilisés pour des autres investigations numériques.

Le modèle numérique développé à base d'élément 3D sera utilisé dans le chapitre suivant pour les études paramétriques, vu qu'il sera capable de prédire le comportement thermique du panneau PLF non porteur de notre cas d'étude, ainsi que le comportement thermomécanique de la barre PLF isolée du panneau.

CHAPITRE 5

ÉTUDE PARAMÉTRIQUE ET PERFORMANCE DES STRUCTURES PLF SOUS L'EFFET DES HAUTES TEMPÉRATURES DUE À UN INCENDIE

CHAPITRE 5

ÉTUDE PARAMÉTRIQUE ET PERFORMANCE DES STRUCTURES PLF SOUS L'EFFET DES HAUTES TEMPÉRATURES DUE À UN INCENDIE

5.1. Introduction

Sur la base des modèles EF développés dans le chapitre précédent, une étude paramétrique est réalisée dans ce chapitre en utilisant le panneau de notre cas d'étude détaillé dans le chapitre 2. L'objectif de cette étude est d'évaluer la performance au feu des panneaux PLF non porteurs, et aussi d'étudier la réponse mécanique des barres métalliques isolées du panneau PLF porteur, en condition normale et sous l'effet d'incendie.

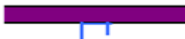








5.1.1. Étude thermique du panneau PLF non porteur

Différents modèles des panneaux PLF non porteur sont proposés dans le but d'étudier l'influence de la protection et de l'isolation sur l'amélioration de l'endurance au feu. Par conséquent, 10 mm de différents types de plaques de protection sont utilisées dans cette étude, à savoir le plâtre, MGO et le liège, en adaptant la laine de roche et la fibre de verre comme des isolations de cavité. Dans ce contexte, quatre configurations sont proposées en fonction du nombre des plaques de protection et la disposition des isolations dans le panneau tel que présenté par le tableau 5.1.

La première configuration considère trois modèles de panneaux PLF, dont chaque panneau est protégé par l'un des plaque de protection mentionnées ci-avant, afin d'étudier l'influence de ces plaques sur l'amélioration de la résistance au feu. La deuxième configuration comprend deux modèles qui intègrent la protection MGO ainsi que l'isolation de la cavité à l'intérieur du panneau, l'un des modèles en laine de roche et l'autre en fibre de verre. Cette configuration vise à comparer entre les deux types d'isolations et d'étudier ses effets sur la performance au feu des panneaux PLF. La troisième configuration est basée sur les deux modèles de la deuxième configuration, en changeant la disposition des isolations de l'intérieure à l'extérieure du panneau, prises en sandwich entre deux plaque de MGO, formant un nouveau système du panneau composite. Pour la

quatrième configuration qui vise d'améliorer la résistance au feu avec un panneau innovant, moins léger ainsi que moins couteux, les modèles de la troisième configuration sont modifiées seulement au niveau de la face non exposée, dont il est adopté qu'une seule plaque de plâtre au lieu de la protection composite.

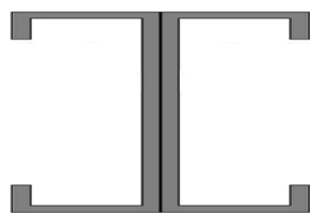
Tableau 5.1: Détails des configurations et les modèles de protection [31].

Configuration	Modèle	Protection	Isolation	
1		1	Plâtre	Sans isolation
		2	MGO	
		3	Liège	
2		4	MGO	Fibre de verre
		5		Laine de roche
3		6	MGO	Fibre de verre
		7		Laine de roche
4		8	MGO+Plâtre (face exposée) et Plâtre (Face non-exposée)	Fibre de verre
		9		Laine de roche

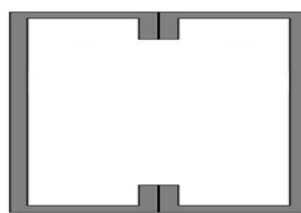
5.1.2. Étude mécanique et thermomécanique de la barre PLF isolée

Une étude mécanique de ces panneaux soumis à une charge de compression axiale, en condition normale et sous l'effet d'incendie est aussi prise en compte dans ce chapitre. Cependant, pour éviter la complexité des analyses, le montant situé au milieu est isolée du panneau comme l'élément le plus exposé au feu, (cette idée est détaillée dans le chapitre précédent). L'objectif principal de cette partie est d'étudier l'influence de plusieurs paramètres sur la réponse mécanique et thermomécanique du panneau PLF, à savoir, les différentes configurations de la protection présentées dans le tableau 5.1, la double montants PLF en section C et l'existence des ouvertures circulaires au niveau de l'âme du montant PLF. Dans ce contexte, deux autres configurations sont ajoutées au tableau 5.1 pour cette étude mécanique.

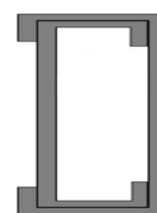
La cinquième configuration comporte trois modèles de doubles profilés montants, un profilé ouvert de Dos-à-Dos (D-D), et deux profilés fermés de Face-à-face (F-F) et imbriquée (IMB), (figure 5.1). Ces trois modèles sont protégés par une simple plaque de MGO dans les deux faces telles que le modèle 2.



(a) Modèle 10 (D-D)



(b) Modèle 11 (F-F)

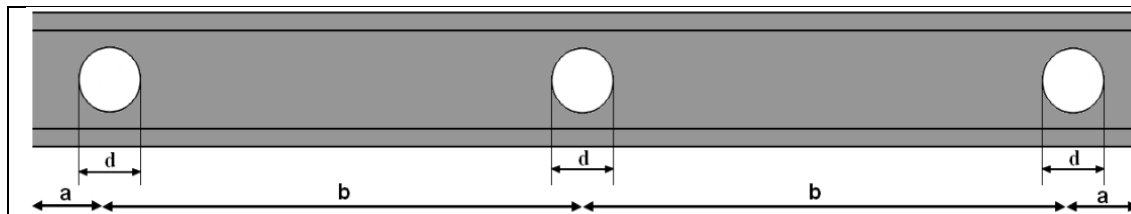


(c) Modèle 12 (IMB)

Figure 5.1 : Détails de la configuration 5 des doubles montants PLF [28].

La sixième configuration consiste aussi trois modèles de simple montant PLF en section C, protégés par la même protection de la configuration précédente, avec l'existence de trois ouvertures d'âme de différents diamètres (d) de 5, 8 et 10 cm pour les modèles 13, 14 et 15, respectivement. Le détail de cette configuration est présenté dans tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Détails de la configuration 6 des montants d'ouverture d'âme.



Configuration	Modèle	Diamètre (d) [cm]	a [cm]	b [cm]
6	13	5	60	125
	14	8		
	15	10		

5.2. Réponse thermique du panneau PLF sous incendie

Cette section présente une investigation numérique sur la réponse thermique des panneaux PLF, détaillés dans le tableau 5.1, lors qu'ils sont exposés au feu ISO834 durant une heure. Cette Investigation a pour objectif d'étudier l'influence des plaques de protection et des isolations pour identifier la configuration ayant une meilleure résistance au feu.

Les résultats des simulations concernent les profils de températures, l'évolution de la température moyenne en fonction du temps et le Niveau de Résistance au Feu (NRF) par rapport à la température critique de l'EC3 de 350°C. La progression des températures moyennes sont obtenues au niveau des mêmes régions définies dans le modèle de validation présenté dans le chapitre 4.

5.2.1. Influence des plaques de protection

La figure 5.2 montre l'évolution de la température en fonction du temps des trois modèles de la configuration 1 après une heure d'exposition au feu ISO834. Il a été observé une température maximale de 564°C dans SC et 458°C dans SF pour le modèle 2 basé sur la protection du MGO, qui sont beaucoup plus faibles par rapport aux températures des autres deux modèles. Aussi, Ces derniers ont eu une progression rapide de la température après les cinq premières minutes par rapport au modèle 2, notamment le modèle 3 basé sur la protection du liège qui atteint une température maximale de 707°C, avec une différence de température de 50°C entre SC et SF après 60 minutes.

Le contour de température pour le modèle 2 à 60 minutes est présenté dans la figure 5.3.

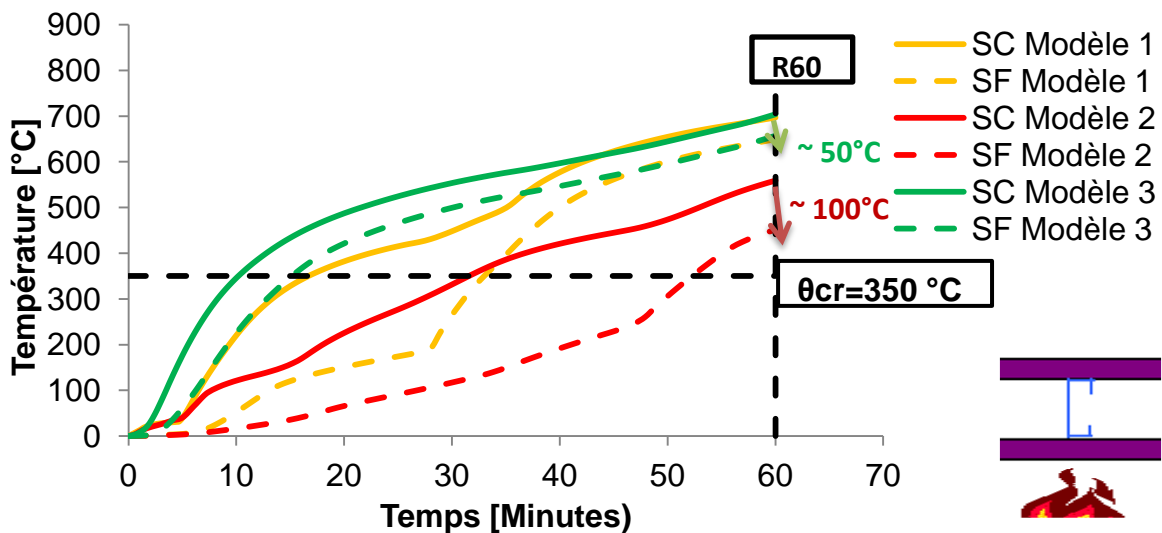


Figure 5.2 : Evolution de la température en fonction du temps dans les montants des panneaux (Configuration 1).

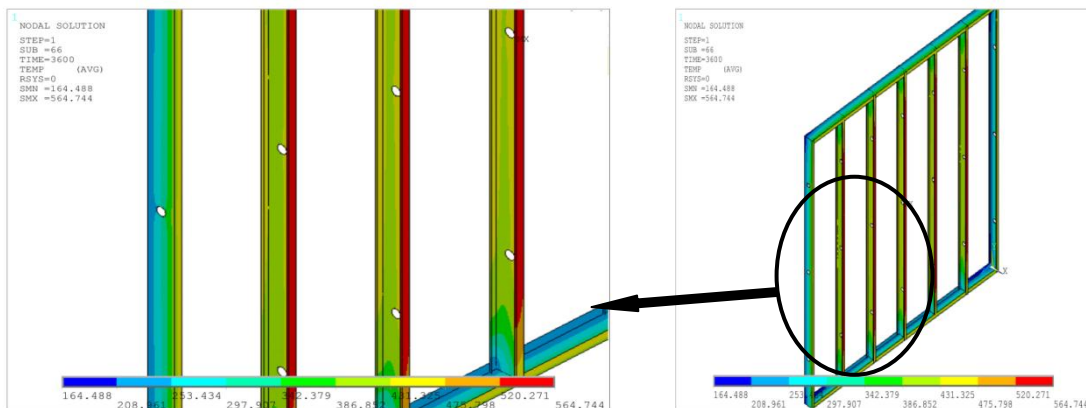


Figure 5.3 : Contours de température du modèle 2 de la configuration 1.

5.2.2. Influence des isolations de cavité

La deuxième configuration qui comporte les modèles thermiques 4 et 5 à pour le but d'étudier l'effet d'utilisation des isolations de cavité sur l'endurance au feu des panneaux PLF non porteur. Selon l'évolution de la température présentée dans la figure 5.4, le modèle 4 basé sur l'isolation de la fibre de verre a atteint une température maximale de 732 °C et de 188 °C dans SC et SF du montant, respectivement, dans une durée de 60 minutes d'exposition au feu ISO834. Ces températures sont un peu plus élevées que celles fournies par le modèle 5 basé l'isolation en laine de roche, avec une différence de température entre SC et SF de 544 °C et 620°C pour le modèle 4 et 5, respectivement.

Sur la base de ces températures obtenues par ces deux modèles thermiques, on peut conclure que la présence de l'isolation de cavité à l'intérieur du panneau réduit le transfert de chaleur à travers la semelle froide du montant, ce qui peut conduire à une rapide de la température dans la semelle chaude du montant PLF.

La figure 5.5 montre le contour de température pour le modèle 5 à 60 minutes.

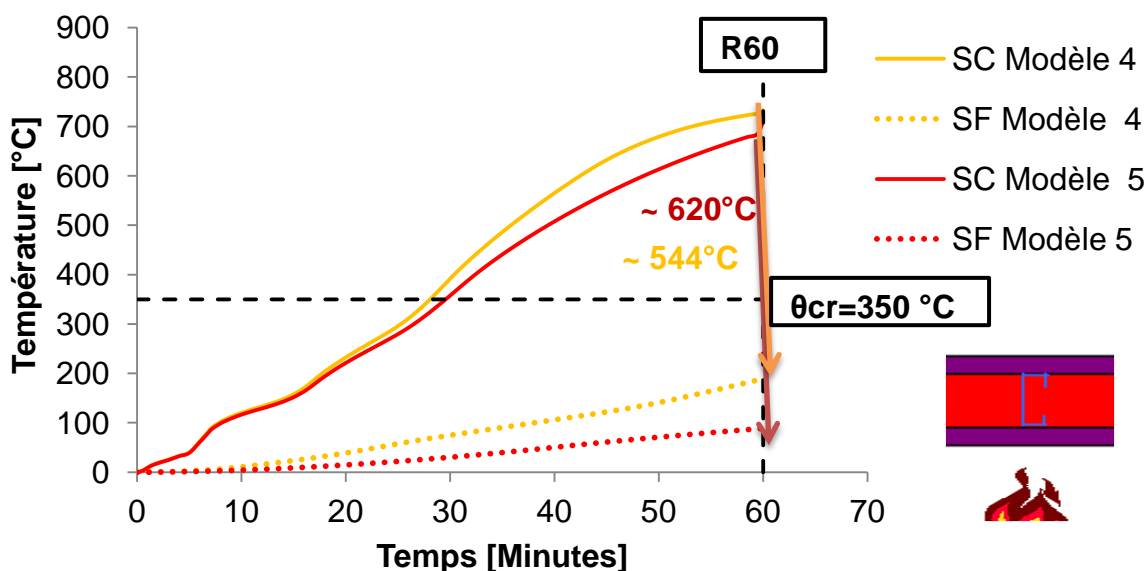


Figure 5.4 : Evolution de la température en fonction du temps dans les montants des panneaux composite (Configuration 2).

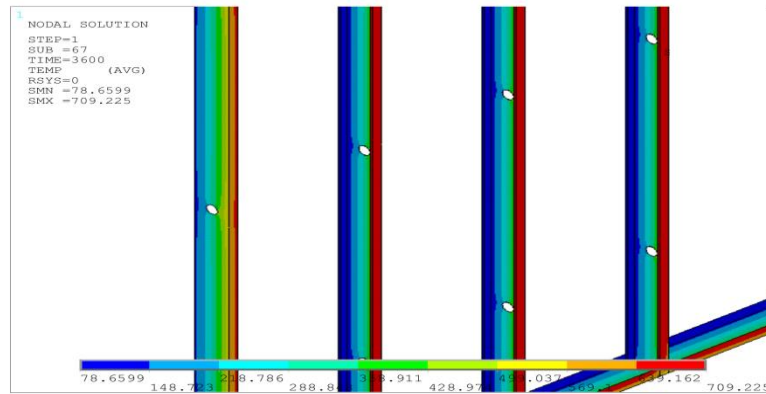


Figure 5.5 : Contours de température du modèle 5 de la configuration 2.

5.2.3. Influence de la position des isolations de cavité

Cette section concerne l'étude de l'influence de la position des isolations de cavité lorsqu'elles sont utilisées à l'extérieur du panneau, prises en sandwich entre deux plaque de MGO. La progression de la température des modèles 6 et 7 de la configuration 3 tracée dans la figure 5.6, montre une lente augmentation de la température en fonction du temps pour les deux modèles, avec des petites différences de températures de 64 °C et 22°C entre SC et SF de modèle 6 et 7, respectivement. La température maximale enregistrée n'a pas dépassé 120 °C pour le modèle 6 et 50°C pour le modèle 7. Ces deux températures maximales confirment que cette disposition des isolations conduit à une meilleure performance au feu en comparant avec sa disposition à l'intérieur de cavité, et que la laine de roche peut fournir une meilleure résistance au feu par rapport à la fibre de verre. Le contour de température pour le modèle 7 à 60 minutes est présenté dans la figure 5.7, tandis que celui du modèle 6 est présentés dans l'annexe B.

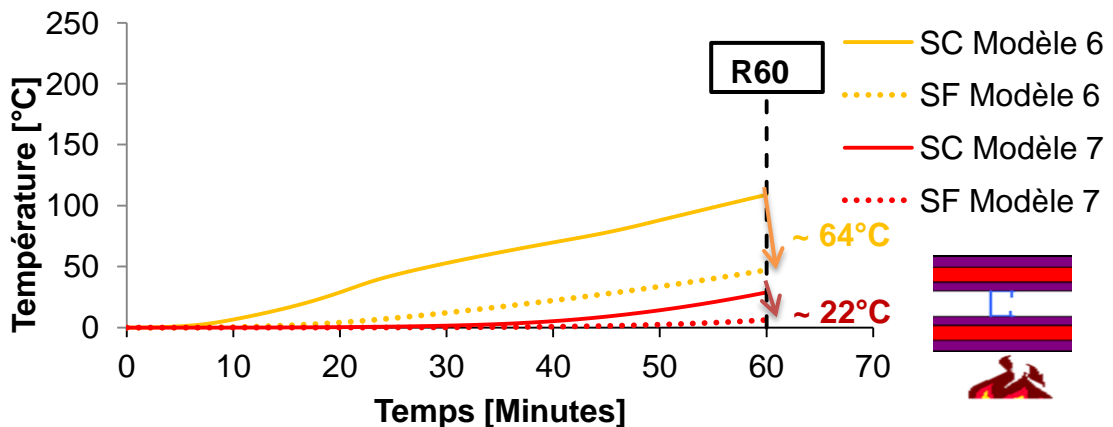


Figure 5.6 : Evolution de la température en fonction du temps dans les montants des nouveaux panneaux composite (Configuration 3).

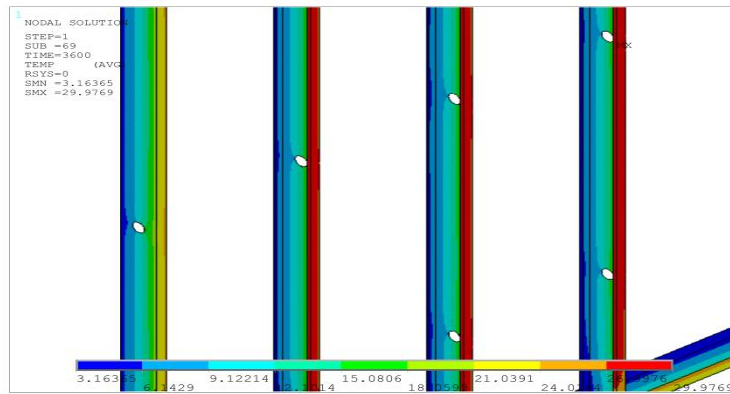


Figure 5.7 : Contours de température du modèle 7 de la configuration 3.

5.2.4. Influence du système de protection innovante

La configuration 4 est réalisée sur la base de la configuration 3, en adoptant qu'une seule plaque de plâtre au lieu de la protection composite dans la face non exposée, formant un nouveau système de protection innovante. La figure 5.8 présente les résultats de l'évolution de la température en fonction du temps des modèles 8 et 9 de la configuration 4. La différence des températures entre SC et SF du montant, la température maximale et la progression de la température sont comparés à ceux des modèles 6 et 7 de la configuration 3. Cette comparaison montre une similarité de ces résultats entre ces modèles, ce qui conduit à conclure que ce nouveau système de protection innovante offre une solution plus économique pour les mêmes performances thermiques, en termes de gain de temps et de la légèreté de la structure. La figure 5.9 montre le contour de température obtenu par l'analyse thermique pour le modèle 10 à 60 minutes.

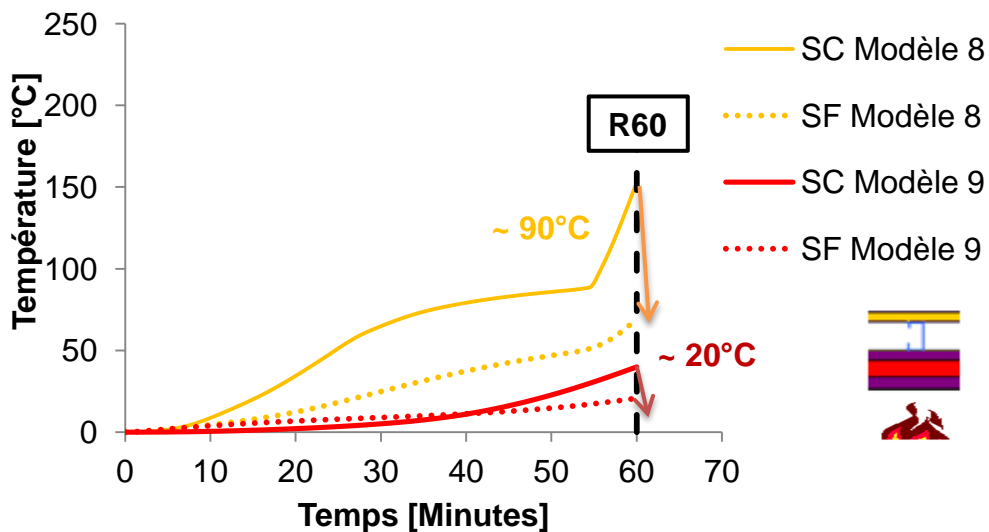


Figure 5.8 : Evolution de la température en fonction du temps dans les montants des panneaux innovants (Configuration 4).

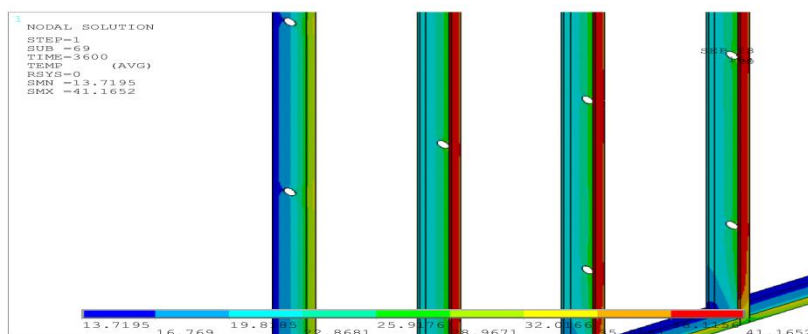


Figure 5.9 : Contours de température du modèle 9 de la configuration 4.

Il est à noter que les résultats des températures maximales dans SC et SF du montant pour tous les modèles, ainsi que les contours des températures pour les modèles 1, 3, 4, 6 et 8 sont présentés en détail dans l'annexe B.

5.2.5. Niveau de résistance au feu (NRF) des panneaux non porteurs

Le niveau de résistance au feu (NRF) pour tous les modèles thermiques est représenté dans le tableau 5.3 sous forme du temps limite à la température critique de 350 °C recommandée par L'EC3 dans sa partie EN1993-1-2 [9]. Le tableau 5.3 montre que le modèle 2 basé sur la protection par MGO fourni le NRF le plus élevés par rapport aux modèles de la configuration 1, avec un temps limite de 31 minutes, c'est-à-dire une différence de 15 et 20 minutes par rapport aux modèles 1 et 3, respectivement. Les modèles 4 et 5 de la configuration 2 qui consistent des isolations à l'intérieur du panneau, produisent approximativement le même NRF obtenu par le modèle 2, tandis que les modèles de la configuration 3 et 4 n'ont pas atteint au temps limite de rupture.

Tableau 5.3 : Niveau de résistance au feu (NRF) du panneau PLF non porteur.

Configuration	Modèle	NRF [Minutes]
1	1	16
	2	31
	3	10
2	4	28
	5	29
3	6	>60
	7	>60
4	8	>60
	9	>60

D'après ces résultats obtenus, on peut conclure que le NRF peut être amélioré en utilisant les isolations de cavité à l'extérieur du panneau au lieu de l'intérieur de cavité.

Les contours de température affichés dans le temps limite, pour le montant des panneaux le plus exposé au feu, (le milieu), sont montrés par la figure 5.10.

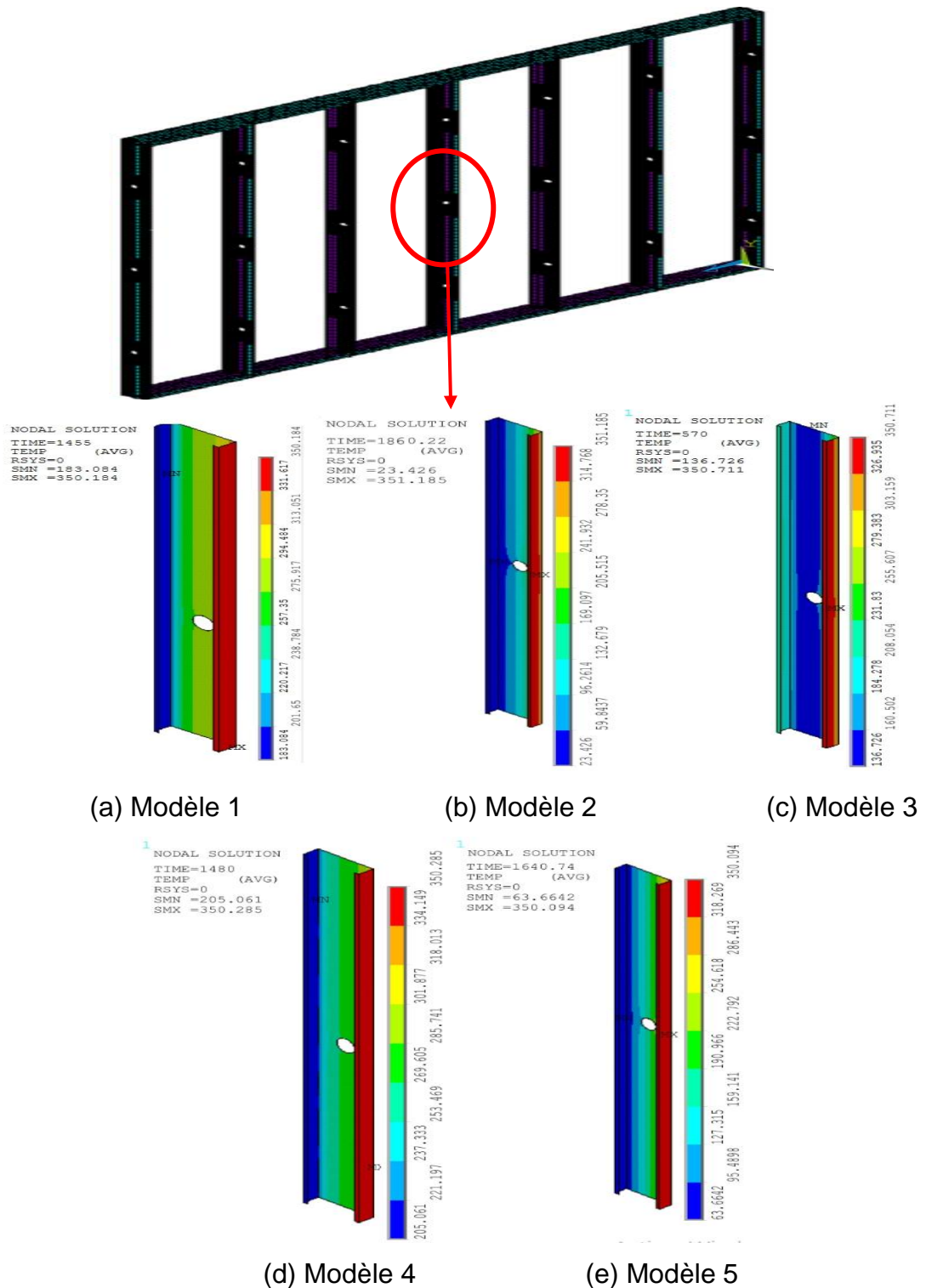


Figure 5.10 : Contours de température du montant le plus exposé au temps limite.

5.3. Réponse mécanique des barres PLF isolées en condition normale

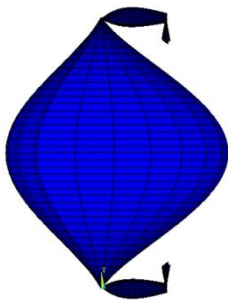

Cette section vise d'investiguer la réponse structurale des barres métalliques PLF lorsqu'elles sont isolées du panneau en condition normales. Cette investigation concerne l'étude de l'influence des ouvertures circulaire d'âme ainsi que les doubles montants en différentes configurations dans la capacité portante de l'élément sous la charge de compression axiale. Dans ce contexte, deux analyses sont effectuées pour cette étude, une analyse élastique linéaire, pour obtenir la charge critique, les modes de flambement et de défaillance, et d'introduire les imperfections initiales dans les modèles de la deuxième analyse, qui est statique non linéaire. Ces deux analyses sont discutées en détail dans le chapitre 4. Les résultats de cette étude concernent la charge critique, la charge ultime, le mode de défaillance et les déplacements axiaux et latéraux.

5.3.1. Influence des doubles montants à 20°C

Quatre modèles des barres PLF isolées sont entrepris dans cette étude, à savoir, le modèle 2 et les modèles 10 à 12, pour étudier l'influence des doubles montants sur la capacité portante des profilés en condition normale.

D'après l'analyse linéaire élastique, une charge critique de 31.08 kN est obtenue pour le modèle 2 (Modèle de référence), avec un mode de flambement local s'est produit au niveau de l'âme de profilé. Ces résultats sont comparés dans le tableau 5.4, avec ceux obtenus par CUFSM ainsi que les études analytiques de l'EC3 et l'AISI présentés dans le chapitre 2.

Tableau 5.4 : Comparaison entre les études numériques et analytiques pour la charge critique et le mode de flambement du modèle de 2 de référence.

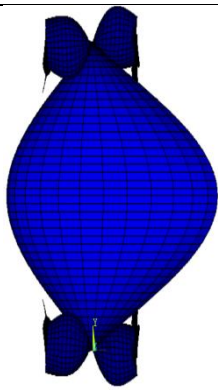
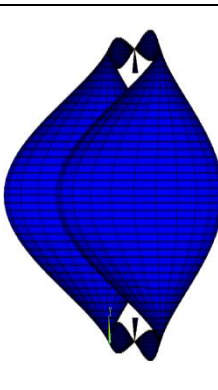
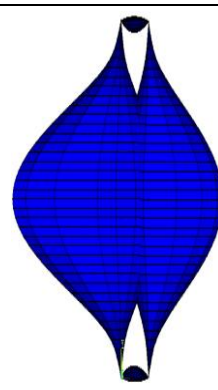
Etude	ANSYS	CUFSM	EC3	AISI
Charge critique [kN]	31.08	32.18	31.21	21.70
Différence par rapport à l'ANSYS [%]	-	3.4	0.41	30
Mode de flambement			Locale	Locale

Cette comparaison montre que les charges critiques obtenues par CUFSM et l'EC3 sont très proches de celle prédites par l'ANSYS, avec une différence de 3.4% et 0.41 % pour CUFSM et l'EC3, respectivement. Cependant, une large différence de 30% a été observée pour la charge critique obtenue par l'AISI par rapport à celle de l'ANSYS.

Les résultats présentés dans le tableau 5.5 sont des comparaisons des charges critiques et les modes de flambement des autres trois modèles de doubles montants aux ceux du modèle 2 présentés dans le tableau 5.4. Il est montré clairement que la configuration des doubles montants augmente la charge critique du profilé, avec un pourcentage d'augmentation de 84.41% pour la configuration D-D, 49.6% pour F-F et 62.39% pour IMB. Le même mode de flambement du modèle 2 est obtenu pour les autres modèles de la configuration 5.

La distribution de la contrainte de Von-mises obtenue par l'analyse élastique linéaire pour les quatre modèles est présentée dans l'annexe C.

Tableau 5.5 : Comparaison de la charge critique et le mode de flambement des modèles de la configuration 5 au ceux du modèle 2.

Modèles	Modèle 10	Modèle 11	Modèle 12
Charge critique [kN]	199.39	61.67	82.64
Différence par rapport au modèle 2 [%]	84.41	49.6	62.39
Mode de flambement			

La deuxième partie de cette investigation concerne de l'analyse statique non linéaire, en introduisant les imperfections initiales d'amplitude de 0.006h sur la base des résultats obtenus par l'analyse élastique linéaire, pour obtenir la charge ultime de rupture et les déplacements correspondants.

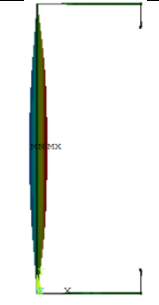
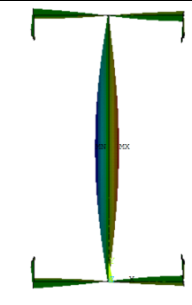
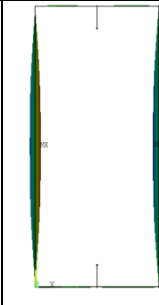
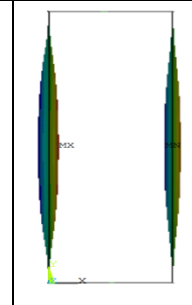
Le tableau 5.6 présente une comparaison de la charge ultime de rupture obtenue par l'ANSYS à celles obtenues par les études analytiques de l'EC3 et l'AISI. Ce tableau montre que les charges ultimes des études analytiques sont très conservatives par rapport à celle de l'ANSYS de 73.8 kN, avec des pourcentages de différence de 66.8% et 42.5% pour l'EC3 et l'AISI, respectivement.

Tableau 5.6 : Comparaison de la charge ultime de rupture de l'étude numérique de l'ANSYS à celles des études analytiques.

Etude	ANSYS	EC3	AISI
Charge ultime [kN]	73.8	24.49	42.41
Différence par rapport à l'ANSYS [%]	-	66.8	42.5

Une autre comparaison est représentée par le tableau 5.7 entre la charge ultime ainsi que le mode de défaillance du modèle 2 de la configuration 1, aux ceux des trois modèles de la configuration 5. Une augmentation remarquable de la charge ultime est observée en doublant le montant PLF quelles que soient leurs configurations. La charge ultime la plus élevée est celle obtenue par le modèle 10, avec une augmentation de 64.48% par rapport à celle du modèle 2, tandis que la plus faible est celle du modèle 11, avec une augmentation de 60.4%. Le modèle 12 a produit une augmentation presque similaire à celle du modèle 10.

Tableau 5.7 : Comparaison de la charge ultime et le mode de rupture des modèles de la configuration 5 au ceux du modèle 2.

Modèles	Modèle 2	Modèle 10	Modèle 11	Modèle 12
Charge ultime [kN]	73.8	207.8	186.8	203.7
Différence par rapport au modèle 2 [%]	-	64.48	60.49	63.77
Mode de défaillance				

Le mode de défaillance prédominant pour tous les modèles, à l'exception du modèle 10, est le flambement local de l'âme, qui s'est produit en raison de la

profondeur élevée de l'âme du montant, avec un élancement élevé de la section du montant. Tandis que le flambement local de l'âme ainsi que des deux semelles est observé pour le modèle 10.

La figure 2.11 montre les déplacements maximaux obtenus pour le modèle 2 et les modèles de la configuration 5, sous les charges ultimes axiales présentées dans le tableau 5.7. Selon cette figure, on peut observer que les quatre modèles ont produit approximativement le même déplacement latéral maximal, cependant, le contraire pour le déplacement axial, dont le modèle 10 a fourni une meilleure réponse structurelle avec moins de déformation à des charges élevées.

La distribution de contrainte de Von-mises obtenue par l'analyse statique linéaire ainsi que la variation des déplacements en fonction de la charge pour les modèles de la configuration 5 sont présentés dans l'annexe C.

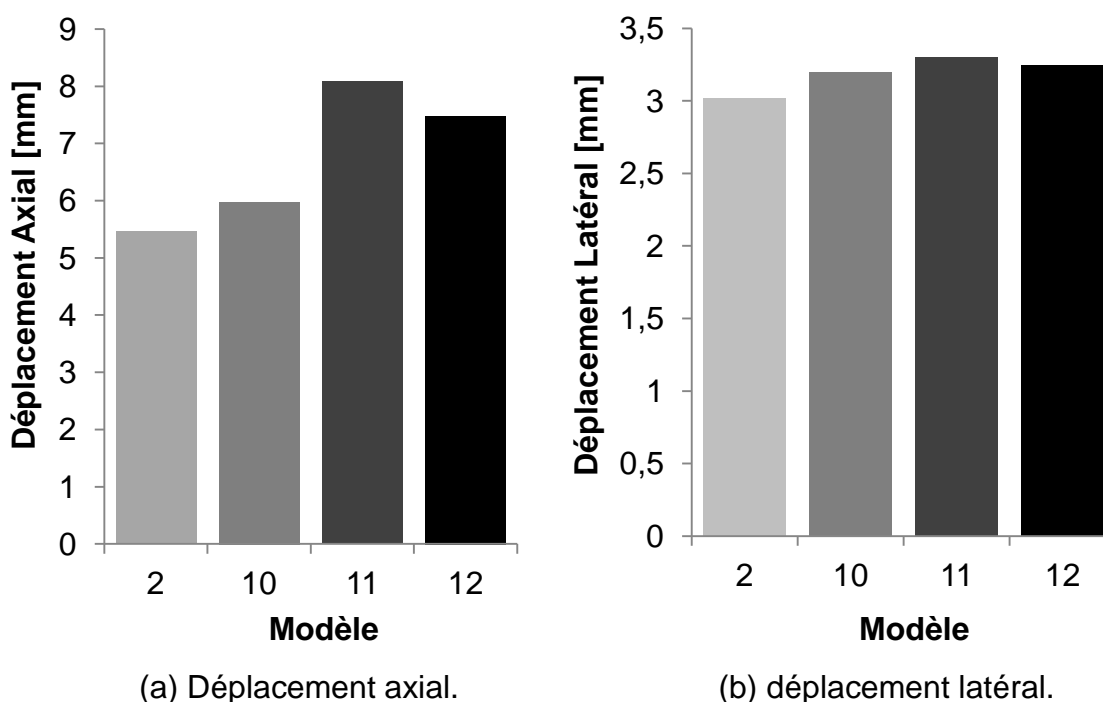


Figure 5.11 : Déplacement maximal des modèles de la configuration 5 à 20°C.

5.3.2. Influence des ouvertures circulaire d'âme à 20°C

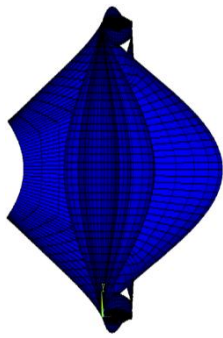
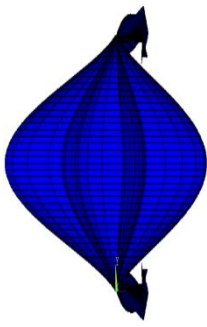
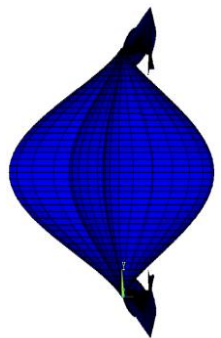
Dans la plus part des cas, les montants PLF formant le panneau sont caractérisés par l'existence des ouvertures circulaires au niveau de leurs âmes, pour le passage des câbles d'électricité. Ces ouvertures peuvent avoir une influence sur le comportement mécanique des barres PLF sous une charge de compression axiale. De ce fait, une étude paramétrique est entreprise, pour

étudier l'effet de ces ouvertures dans la réponse mécanique des profilés, dans laquelle le diamètre des trous circulaires est varié selon le tableau 5.2 présenté ci-avant, tout en gardant la distance entre les centres des ouvertures circulaires inchangées.

Selon la même méthode appliquée dans la section précédente, une analyse élastique linéaire suivie par une analyse statique non linéaire ont été effectuées sur trois modèles des montants, ayant des ouvertures d'âme de différent diamètre, à savoir, 5, 8 et 10 cm. On peut remarquer d'après le tableau 5.8 que tous les modèles de la configuration 6 ont produit approximativement la même charge critique et le même mode de flambement obtenus par le modèle de référence, avec des petites différences qui n'ont pas passé le 1%.

La distribution de la contrainte de Von-mises de cette analyse pour les modèles de la configuration 6 est présentée dans l'annexe C.

Tableau 5.8 : Comparaison de la charge critique et le mode de flambement des modèles de la configuration 6 au ceux du modèle 2.

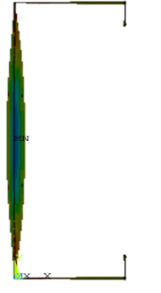
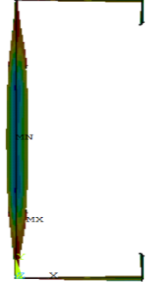
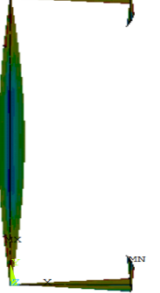
Modèles	Modèle 13	Modèle 14	Modèle 15
Charge critique [kN]	31.17	31.25	31.28
Différence par rapport au modèle 2 [%]	0.28	0.54	0.63
Mode de flambement			

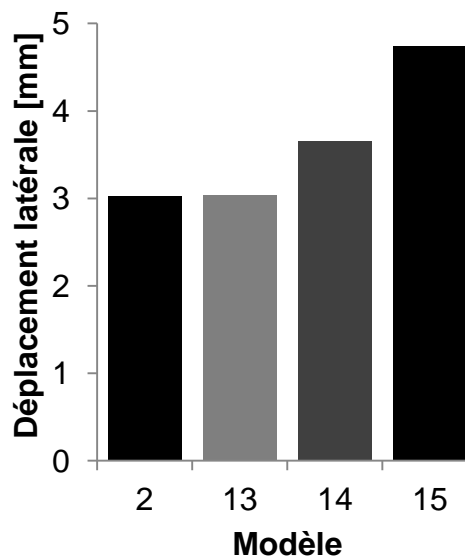
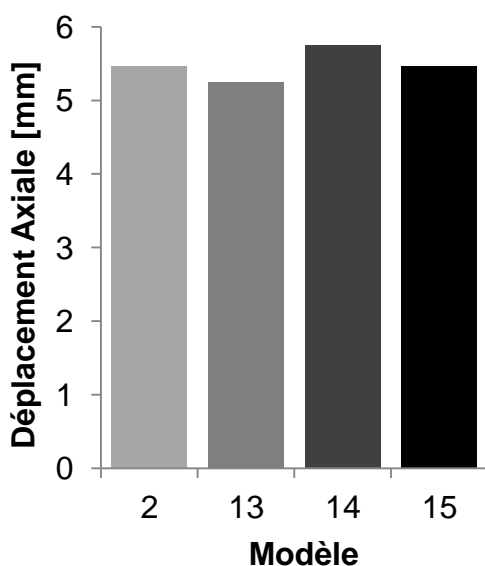
C'est pareil pour l'analyse statique non linéaire, selon le tableau 5.9 et la figure 5.12, les modèles de la configuration 6 n'ont pas produit un grand changement pour la charge ultime et le mode rupture et même pour le déplacement axiale par rapport au modèle 2 de référence, quelque soit le diamètre de l'ouverture. Le seul changement a été observé au niveau du déplacement latéral maximal pour des diamètres supérieurs de 5 cm, dont il

augmente avec l'augmentation des diamètres des ouvertures circulaires tel que montré par la figure 5.12.

La distribution de contrainte de Von-mises obtenue par l'analyse statique linéaire ainsi que la variation des déplacements en fonction de la charge pour les modèles de la configuration 6 sont présentés dans l'annexe C.

Tableau 5.9 : Comparaison de la charge ultime et le mode de rupture des modèles de la configuration 5 au ceux du modèle 2.

Modèles	Modèle 13	Modèle 14	Modèle 15
Charge ultime [kN]	74	76.5	72.09
Différence par rapport au modèle 2 [%]	0.27	3.5	2.3
Mode de défaillance			



(a) Déplacement axial.

(b) déplacement latéral.

Figure 5.12 : Déplacement maximal des modèles de la configuration 6 à 20°C.

5.4. Réponse thermomécanique des barres PLF isolées en situation d'incendie

Dans cette section une investigation numérique a été conduite pour prédire la réponse thermomécanique des barres métalliques PLF isolées en situation d'incendie, basée sur des analyses transitoires non linéaires pour les larges déplacements. D'abord le montant PLF a été soumis à une charge incrémentée jusqu'au le niveau de chargement désirée, en suite la distribution de la température obtenue par l'analyse thermique est introduite dans le modèle tout en gardant la charge constante à ce niveau de chargement.

Cette partie de cette investigation numérique à pour objectif d'étudier premièrement l'influence de la température uniforme sur le comportement mécanique des barres PLF non protégées, ainsi que l'effet de la distribution non uniforme de la température pour les profilés protégés dans des différentes configurations. De ce fait, les quinze modèles ont été entrepris dans cette étude pour des analyses thermomécaniques, dont le but est d'étudier l'influence de la protection et les doubles montants PLF ainsi que l'existence des ouvertures d'âmes, sur la réponse mécanique des barres PLF lorsqu'elles sont exposées au feu.

Les résultats de cette étude concernent la variation de la température maximale à mi-travée du profilé ainsi que la température critique, le Niveau de Résistance au Feu (NRF), le mode de défaillance et le déplacement vertical.

5.4.1. Influence du système de protection

5.4.1.1. Profilé Non Protégé (PNP) sous des températures uniformes

Comme il a été mentionné ci-avant, une analyse thermique est requise à fin d'entamer à l'analyse thermomécanique. Pour le cas d'un Profilé Non Protégé (PNP), la variation de la température maximale en fonction du temps obtenue par l'analyse thermique est présentée par la figure 5.13. Cette variation de la température est comparée par rapport au profil de température uniforme obtenue par l'approche analytique de l'EC3 présentée dans le chapitre 3.

Selon la figure 5.13, une augmentation rapide de la température est produite par le modèle EF lors de la première minute de l'exposition au feu, ce que signifie que c'est une réponse thermique réaliste en comparant avec celle obtenue par l'EC3, qui adhère parfaitement avec la progression de la température maximale.

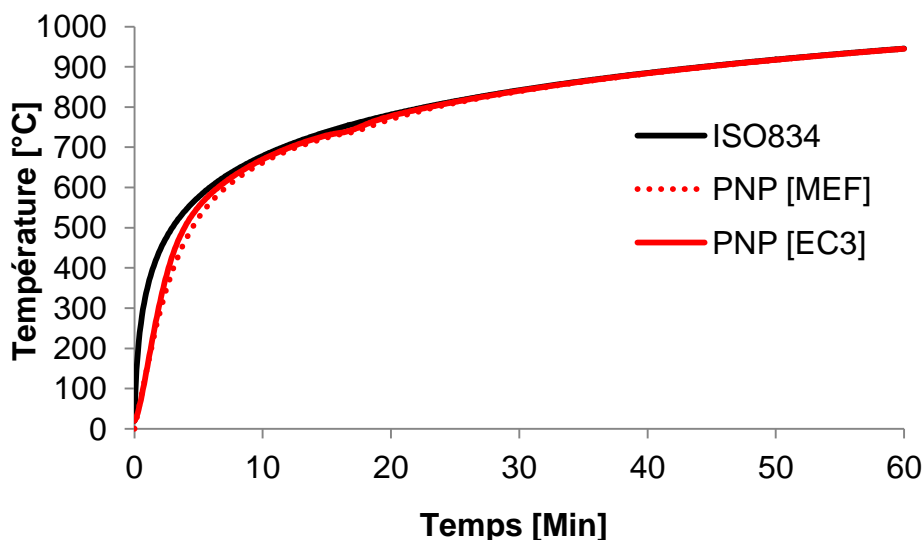


Figure 5.13 : Variation de la température maximale produite par MEF et l'EC3.

L'analyse thermomécanique du profilé non protégé est conduite en appliquant des températures uniformes de 100 à 800°C pour chaque nœud de l'élément fini, et à chaque température on conclue la charge ultime de rupture.

La figure 5.14 et 5.15 montrent la variation de niveau de charge en fonction de la température et en fonction du temps, respectivement. Une diminution remarquable a été observée pour la variation de niveau de charge avec l'augmentation de la température, cette variation diminue plus rapidement à partir de la température de 200°C et atteint une température critique 400°C pour 65% de la charge ultime de profilé à température ambiante. Par contre pour la variation de niveau charge en fonction du temps, une diminution très rapide de la charge a été observée lors des premières minutes, avec un niveau de résistance au feu de 3 minutes seulement a été obtenu par MEF. Cette dernière a produit des résultats très proches par rapport à ceux obtenus par l'EC3 selon les deux figures. Le tableau 5.10 confirme la similarité des résultats entre les deux études, avec une différence de 3.75% pour la température critique et 6.6% pour le niveau de résistance au feu.

Les figures 5.16 et 5.17 présentent la variation de déplacement axiale et latérale en fonction de la charge, respectivement, obtenus par l'analyse thermomécanique pour chaque température. On peut observer que les déplacements augmentent linéairement et graduellement, et atteignant une certaine limite, elle chute due à une grande perte de résistance à des températures élevées.

Le même mode de défaillance de flambement local de l'âme a été obtenu pour toutes les températures uniformes appliquées. Les modes de ruptures à chaque température avec la distribution de contrainte de Von-mises sont présentés dans l'annexe D.

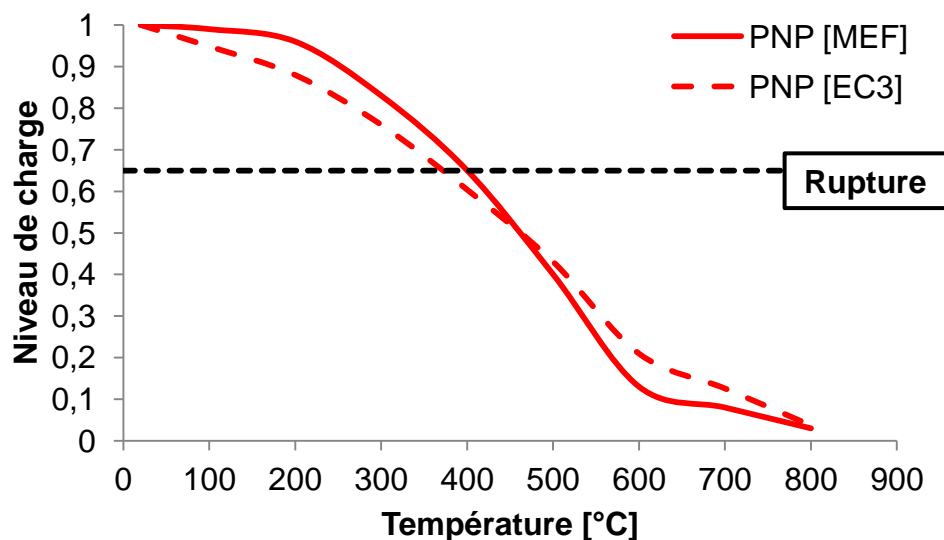


Figure 5.14 : Variation de niveau de charge en fonction de la température.

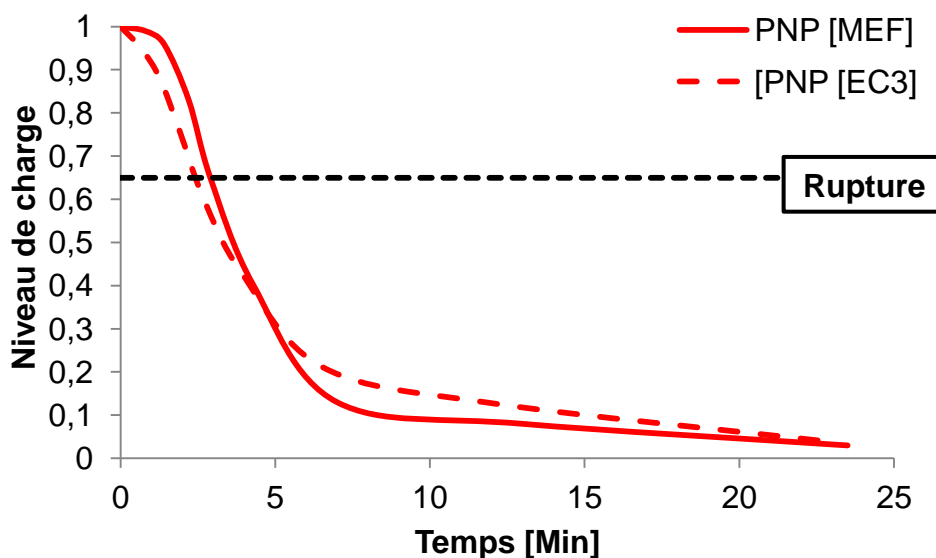


Figure 5.15 : Variation de niveau de charge en fonction du temps.

Tableau 5.10 : Comparaison de la température critique et NRF obtenus par MEF et l'EC3.

Etude	MEF	EC3	Différence [%]
Température critique [°C]	400	385	3.75
NRF [Min]	3	2.85	6.6

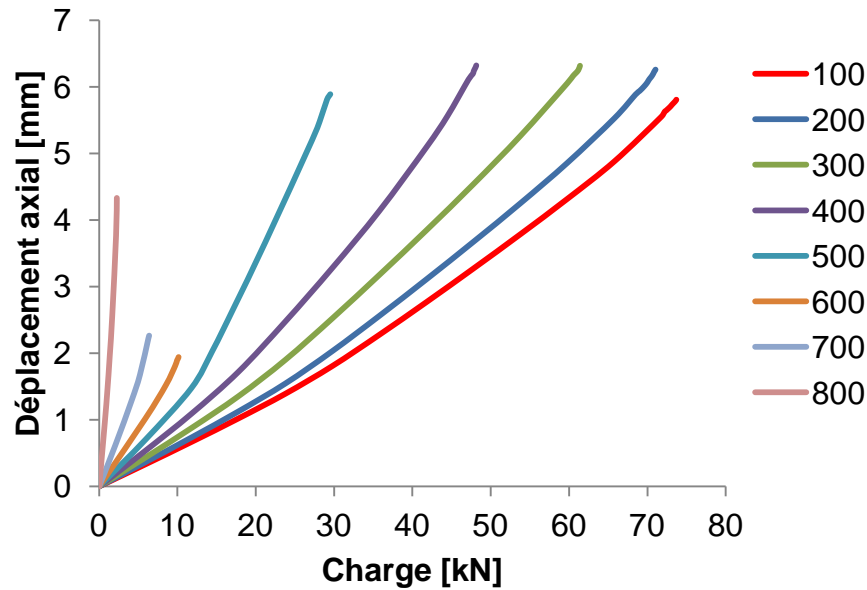


Figure 5.16 : Variation de déplacement axial en fonction de la charge.

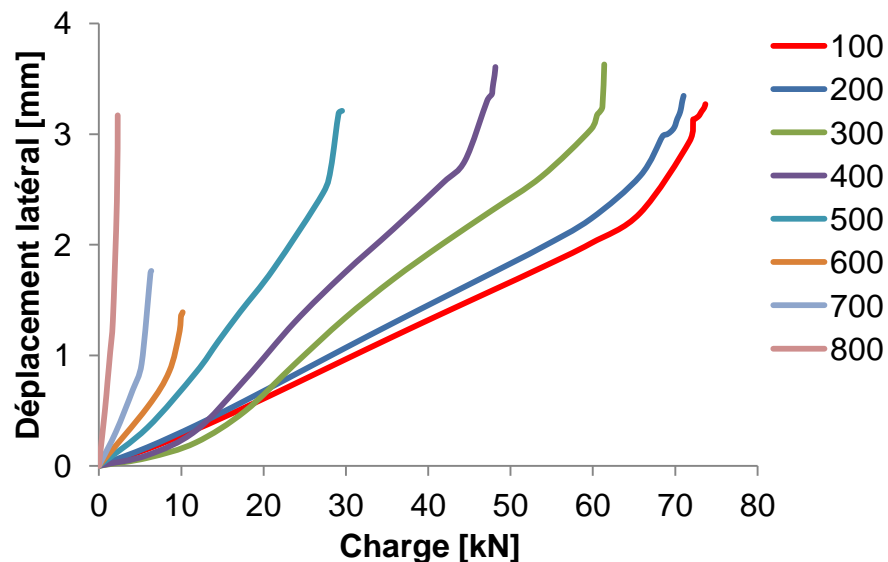


Figure 5.17 : Variation de déplacement latéral en fonction de la charge.

5.4.1.2. Profilé Protégé sous des températures non uniformes

Dans le but de prédire le Niveau de la Résistance au Feu (NRF) des différents modèles protégés, sous d'une distribution des températures non uniformes, quatre niveau de chargement de 0.9 à 0.65 sont pris en compte dans cette étude. Les distributions des températures au niveau des surfaces des profilés sont introduites dans les modèles mécaniques comme condition aux limites. Le NRF est conclu pour chaque modèle selon le niveau de chargement de 0.65 de la charge ultime de rupture à température ambiante recommandé par l'EC3.

Les résultats numériques de l'analyse thermomécanique qui concernent la variation de niveau de charge en fonction du temps sont comparés aux ceux des études analytiques de l'EC3 et la méthode directe de l'AISI, en utilisant les équations proposées par Gunalan [74] pour le cas des profilé en section C, sous des distributions de température non-uniforme.

La variation de niveau de charge en fonction du temps pour les modèles des configurations 1 à 4 sont présenté dans les figures 5.18 à 5.21, respectivement. De plus, une comparaison entre les niveaux de la résistance au feu (NRF) de ces modèles obtenus par MEF et ceux obtenus par les études analytique de l'EC3 et la méthode directe de l'AISI, est présentée dans les figures 5.22 à 5.25.

Pour la configuration 1, on peut observer par les figures 5.18 et 5.22 que le modèle 2 a produit le meilleur NRF de 27.4 minutes par rapport aux 21.7 et 23.8 minute fourni par les modèle 1 et 3, respectivement. Selon la figure 5.26 qui présente la variation de la température maximale à mi-travée de la semelle chaude (SC) en fonction du temps, ces NRFs sont correspond à des températures critique de 365, 401 et 435°C pour les modèles de 1 à 3, respectivement.

Selon les figures 5.19 et 5.23, les modèles 4 et 5 de la configuration 2 ont fourni la même performance au feu avec un NRF de 19 minutes, c'est-à-dire plus de 8 minutes de diminution sur le NRF par rapport au modèle 2 de référence. Cette diminution est due à la dilatation thermique produit à cause de la large différence de température entre les deux semelles, ce qui confirme que la présence des isolations de cavité à l'intérieur du panneau réduit le transfert de chaleur à travers la semelle froide du montant, et conduit à une mauvaise performance au feu. D'après la figure 5.26, des températures critiques de 292°C et 283°C ont été obtenues pour les modèles 4 et 5, respectivement.

En changeant la position des isolations de cavité de l'intérieur à l'extérieur du panneau entre deux plaques de MGO selon la configuration 3, on remarque par les figures 5.20, 5.24 et 5.26 (c), une augmentation significative du NRF, qui peut arriver jusqu'à 113 minutes et une température critique de 423 °C fournis par le modèle 6. L'influence de cette configuration peut être aussi observée par le modèle 7 qui n'est pas arrivé à la rupture pour 120 minutes de l'exposition au feu,

ce qui confirme aussi que la laine de roche peut fournir une meilleure résistance au feu par rapport à la fibre de verre.

Les figures 5.21, 5.25 et 5.26 (d) montrent que les modèles 8 et 9 de la configuration 4 produisent approximativement les mêmes résultats fournis par les modèles 6 et 7 de la configuration 3, avec des différences de 2.6% et 1.8% seulement pour le NRF et la température critique, respectivement. Ce qui confirme que ce système de protection innovante pour cette configuration peut être utilisé au lieu du système de la configuration 3, pour assurer premièrement, une meilleure résistance au feu, deuxièmement, l'impacte économique, troisièmement, le gain du temps et quatrièmement la légèreté de la structure.

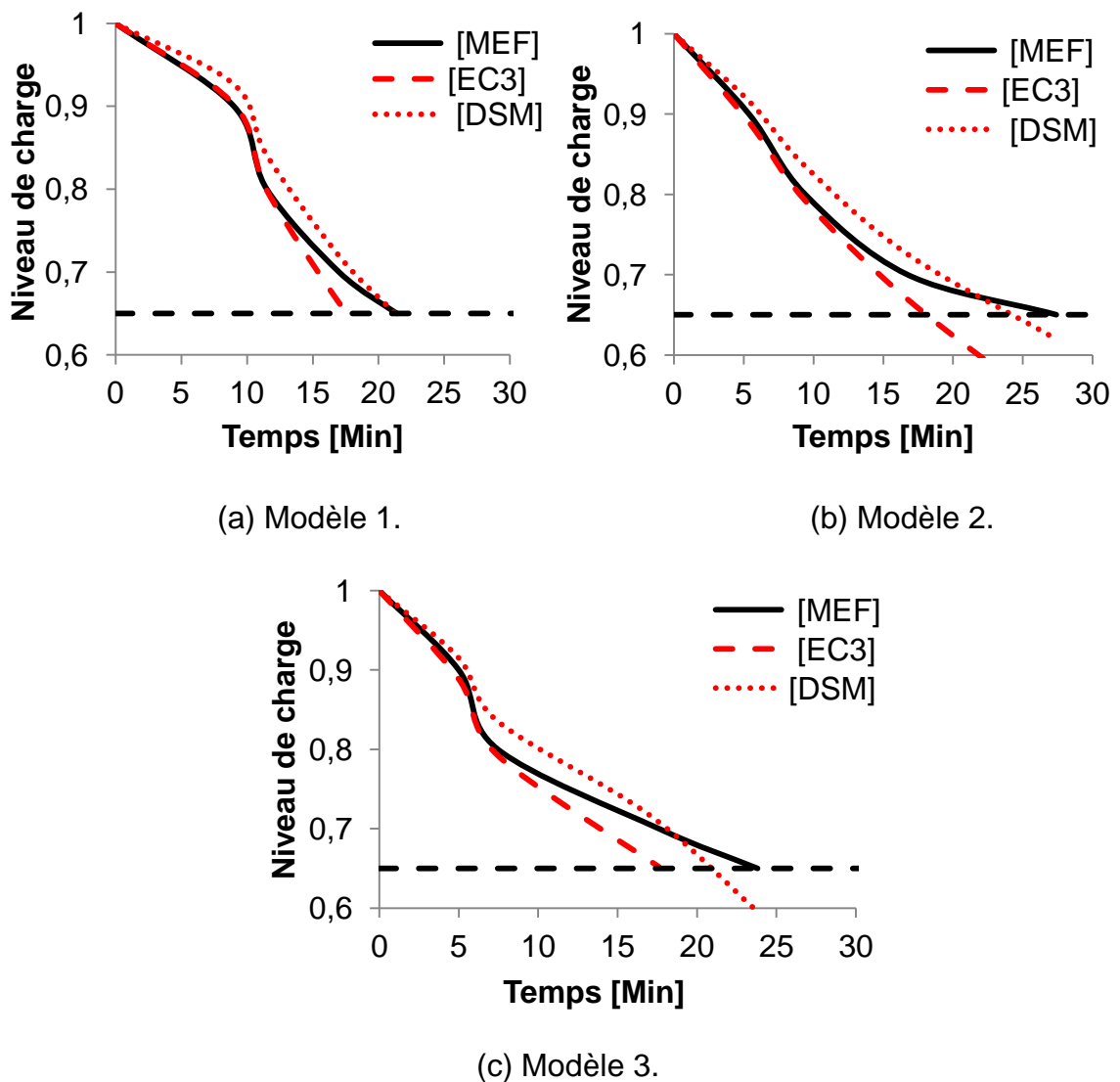
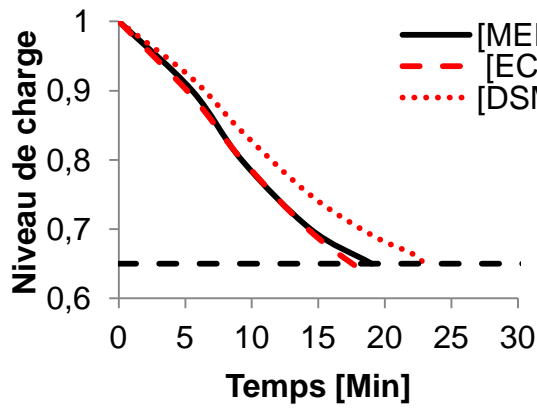
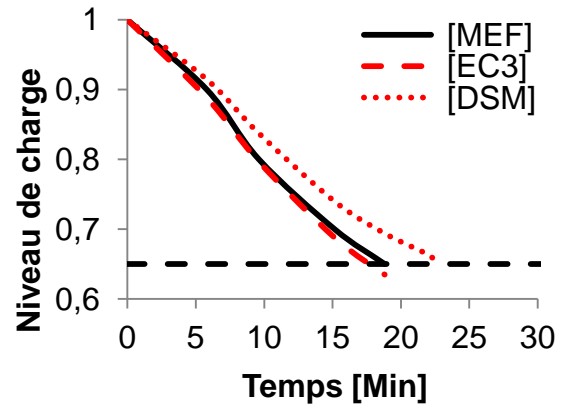


Figure 5.18 : Variation de niveau de charge en fonction du temps des modèles de la configuration 1.

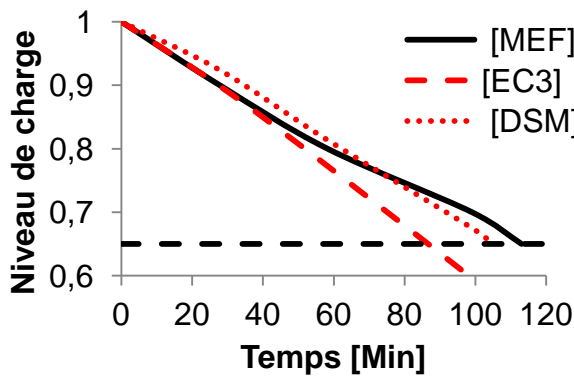


(a) Modèle 4.

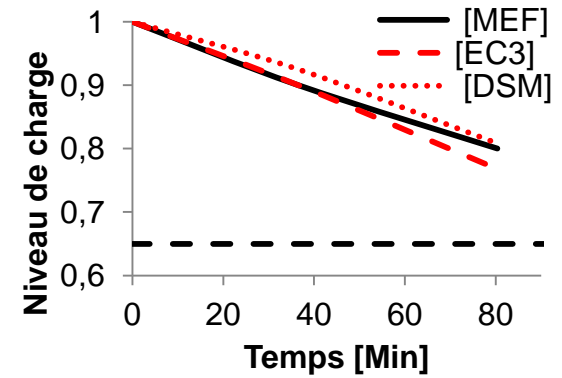


(b) Modèle 5.

Figure 5.19 : Variation de niveau de charge en fonction du temps des modèles de la configuration 2.

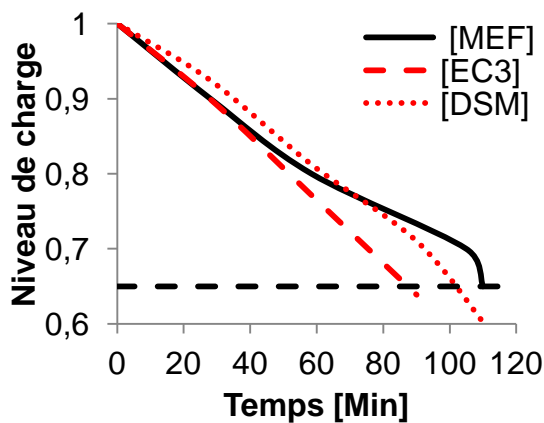


(a) Modèle 6.

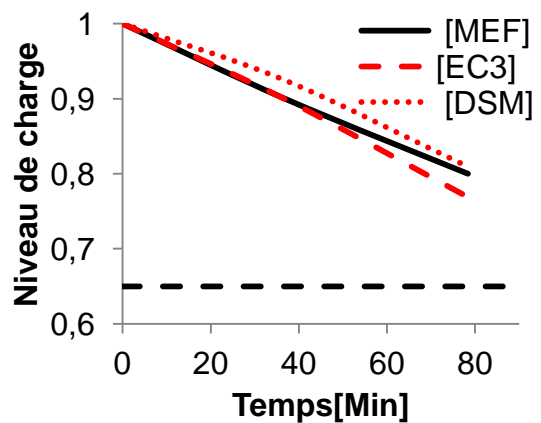


(b) Modèle 7.

Figure 5.20 : Variation de niveau de charge en fonction du temps des modèles de la configuration 3.



(a) Modèle 8.



(b) Modèle 9.

Figure 5.21 : Variation de niveau de charge en fonction du temps des modèles de la configuration 4.

Les comparaisons présentées dans les figures 5.22 à 5.25 pour les niveaux de la résistance au feu (NRF) des modèles de différentes configurations obtenus par MEF les études analytiques, montrent un bon accord du NRF fourni par MEF et ceux des études analytique pour des niveaux de charge (NC) élevés. Cependant, les NRFs obtenus par la méthode des largeurs efficaces de l'EC3 au NC de 0.65 sont conservatifs.

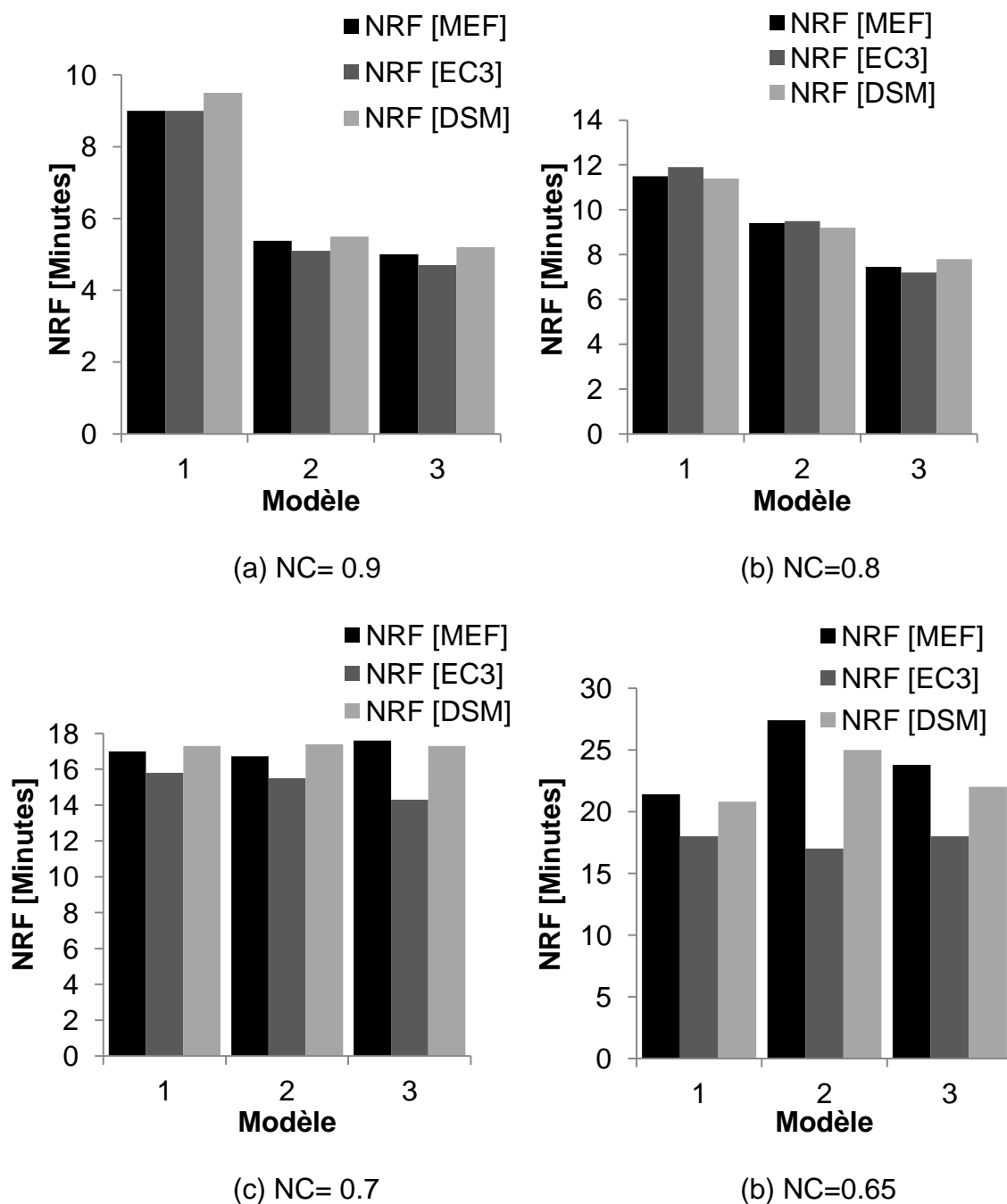
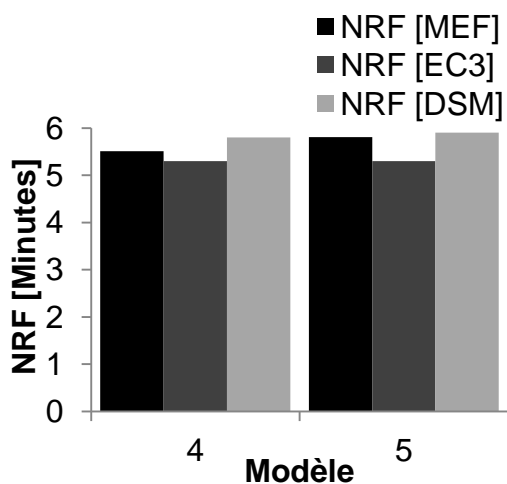
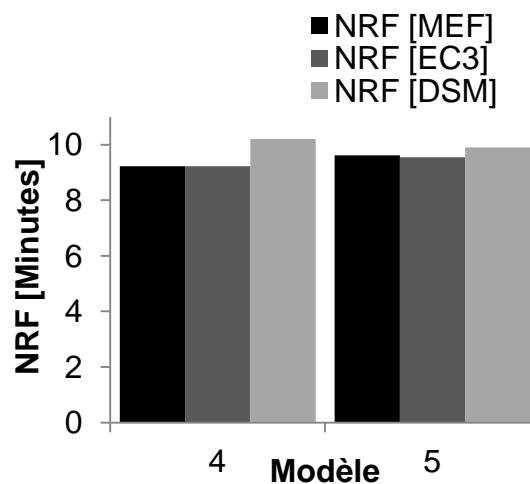


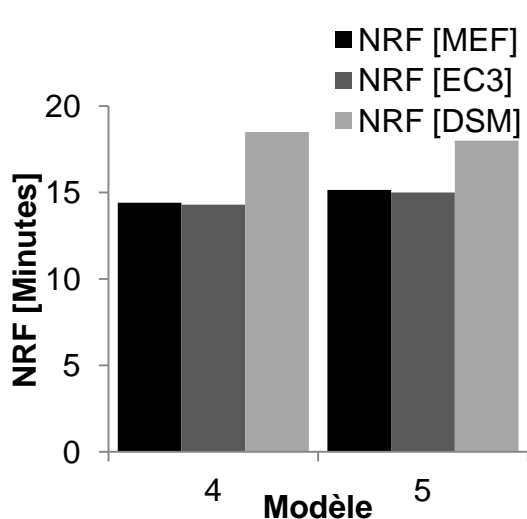
Figure 5.22 : Niveau de résistance au feu des modèles de la configuration 1.



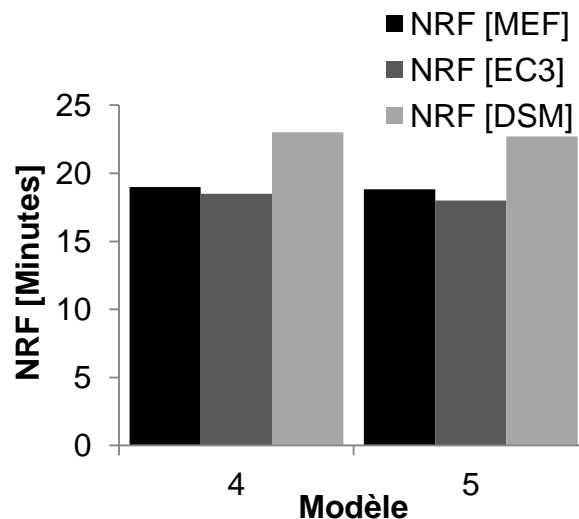
(a) NC= 0.9



(b) NC=0.8

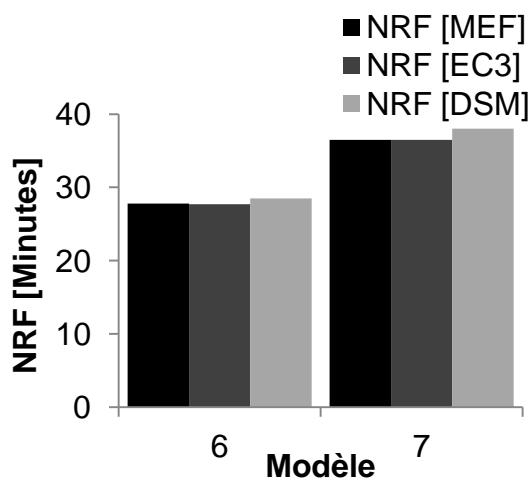


(c) NC= 0.7

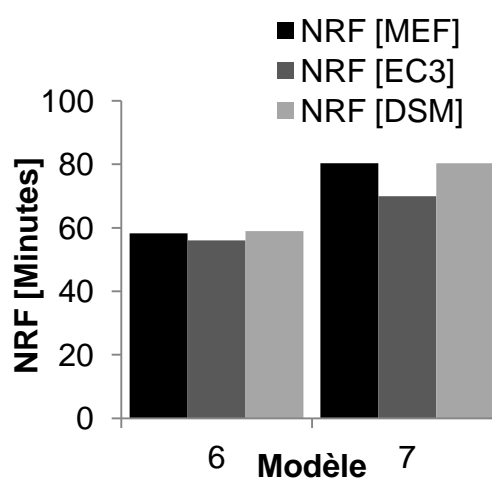


(b) NC=0.65

Figure 5.23 : Niveau de résistance au feu des modèles de la configuration 2.



(a) NC= 0.9



(b) NC=0.8

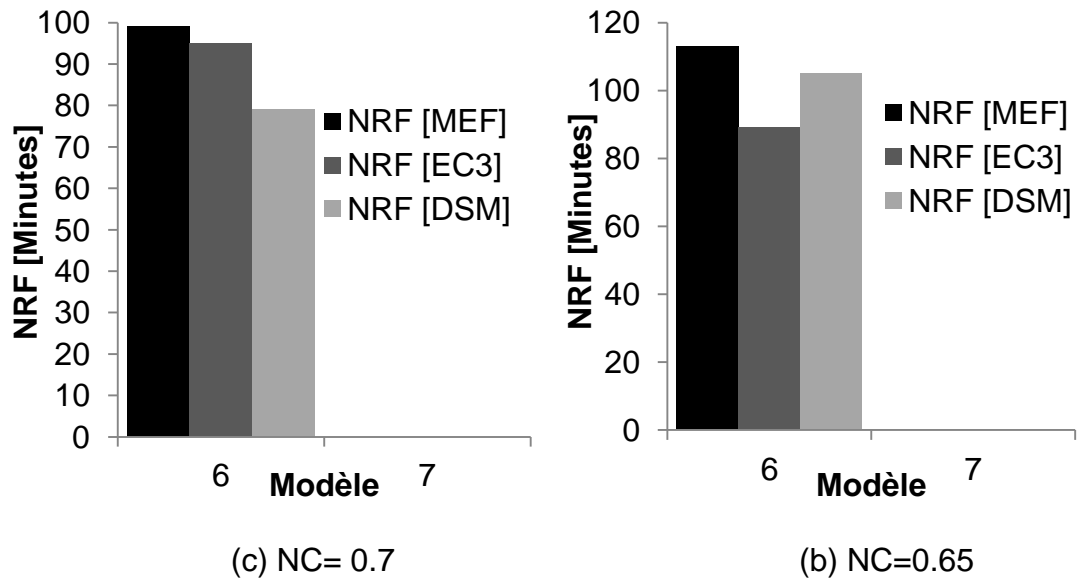


Figure 5.24 : Niveau de résistance au feu des modèles de la configuration 3.

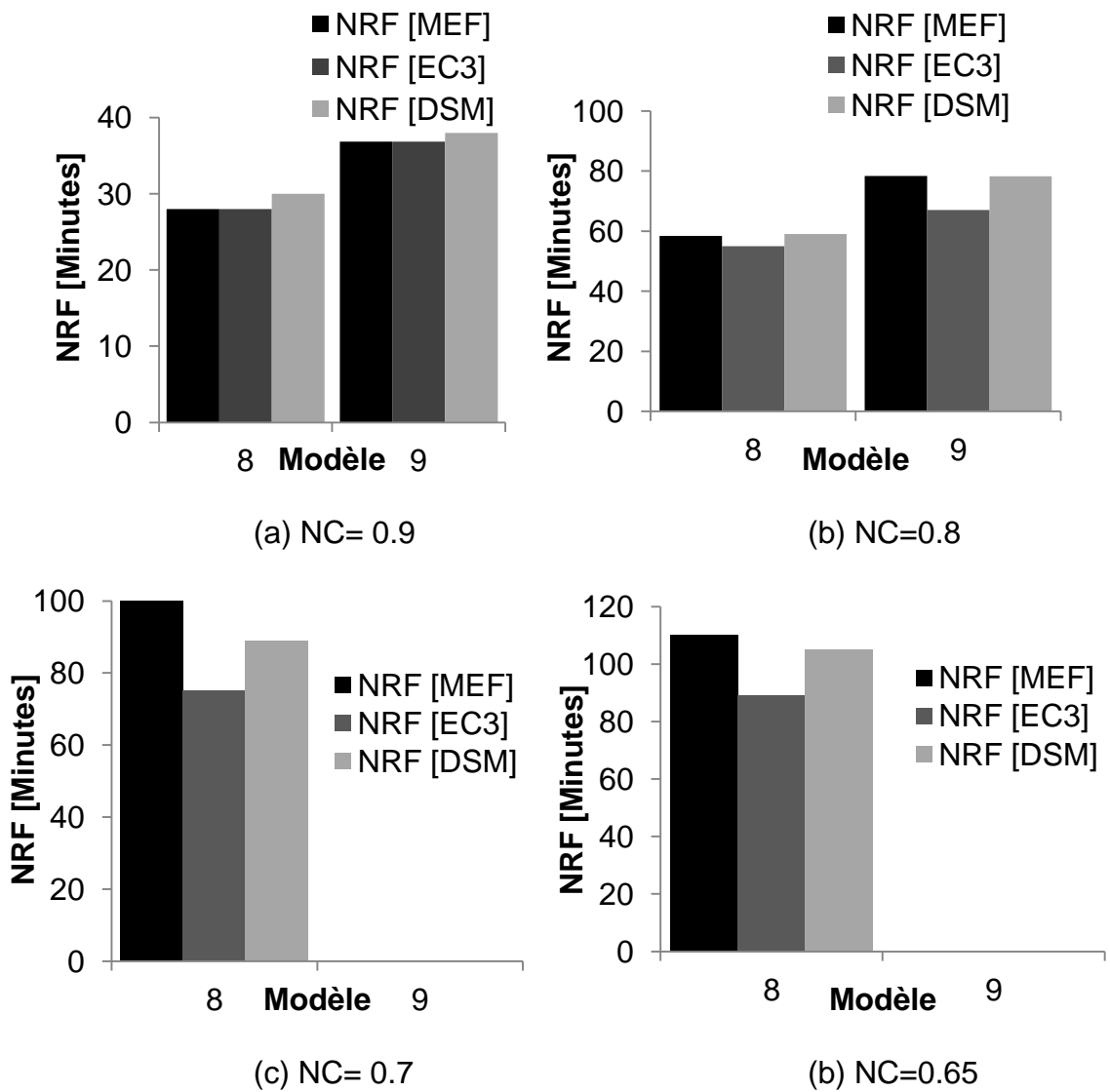
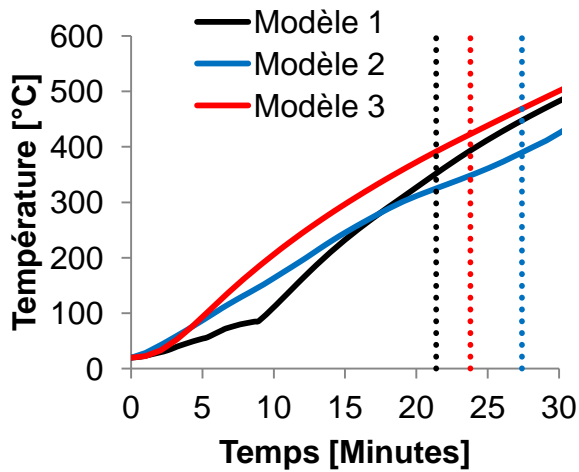
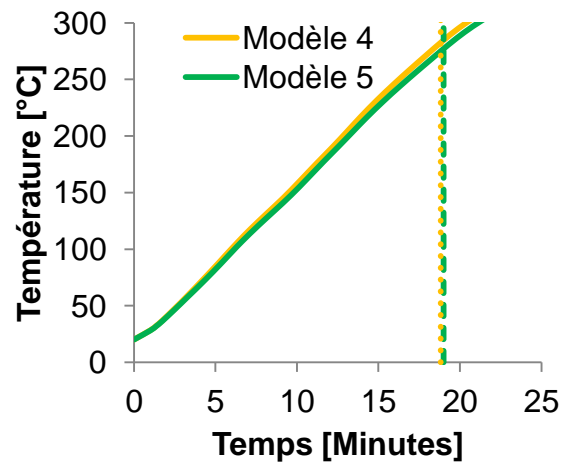


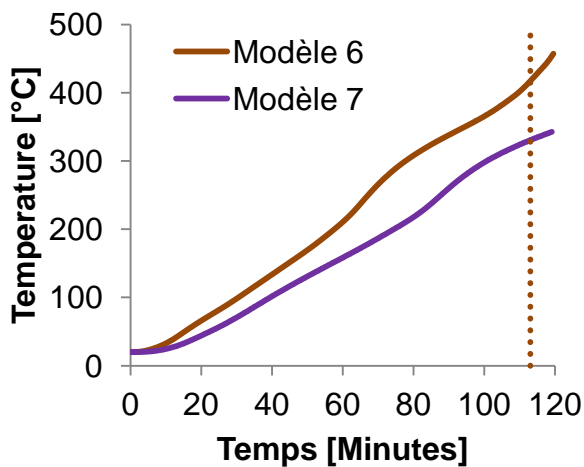
Figure 5.25 : Niveau de résistance au feu des modèles de la configuration 4.



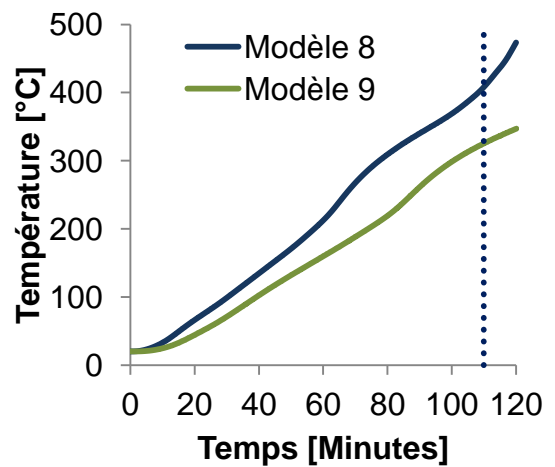
(a) Configuration 1.



(b) Configuration 2.



(c) Configuration 3.



(d) Configuration 4.

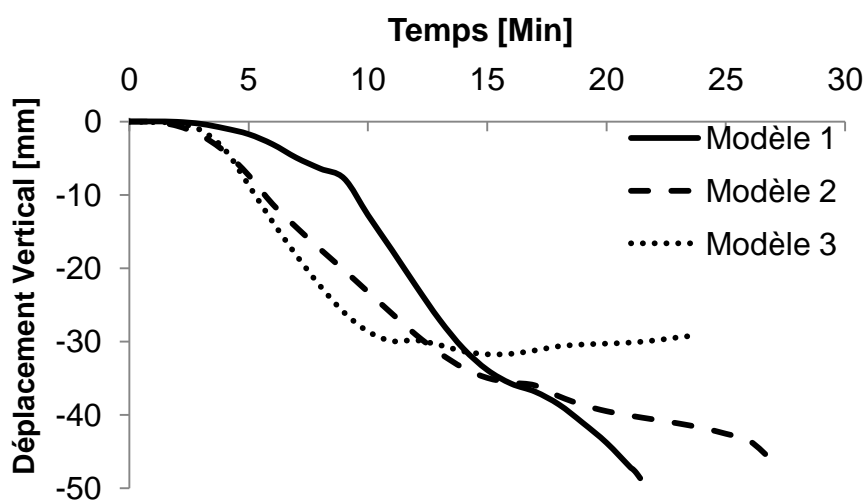
Figure 5.26 : Variation de la température maximale en fonction du temps à mi-travée de SC.

La figure 5.27 montre le déplacement vertical maximal en fonction du temps aux hautes températures due à un incendie pour les modèles de différentes configurations, obtenu à mi-travée du montant sous un niveau de chargement de 0.65. On peut observer que ce déplacement augmente graduellement vers la face exposée dans les premières minutes de l'exposition au feu pour tous les modèles. Cependant, ce déplacement commence à augmenter rapidement après 3 minutes pour les modèles de la configuration 1 et 2, tandis que jusqu'à 10 minutes pour les modèles 6 et 8. Cette rapidité d'augmentation du déplacement est due à la dilatation thermique qui produit un arc thermique à cause de la différence de température entre la semelle chaude et froide. Cela peut être confirmé par les

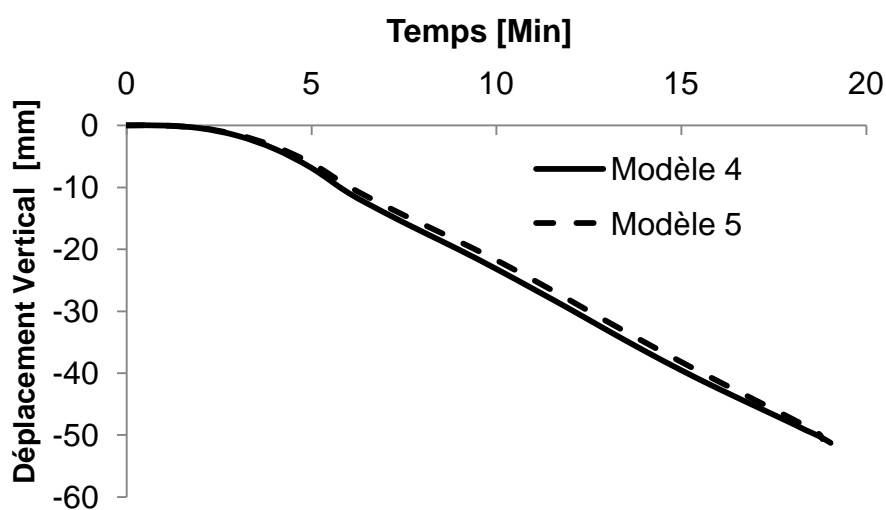
déplacements des modèles 3, 6 et 8 obtenus à partir de 8, 78 et 70 minutes, respectivement, où la température dans les deux semelles commence à se rapprocher et ces déplacement revient d'augmenter graduellement.

Le mode de rupture le prédominant pour tous les modèles des configurations 1 à 4 est la flexion avec local au niveau du l'âme, (figures 5.28 à 5.31), produits selon la même raison d'augmentation rapide de déplacement discutée ci-avant, et aussi à cause de la profondeur élevée de l'âme par rapport aux semelles du montant.

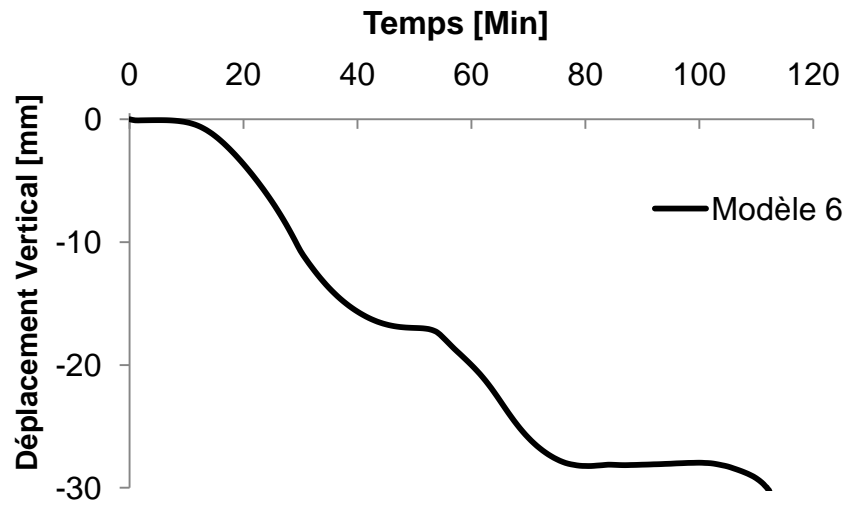
La distribution de contrainte de Von-mises pour les modèles des configurations 1 à 4 est présentée dans l'annexe D.



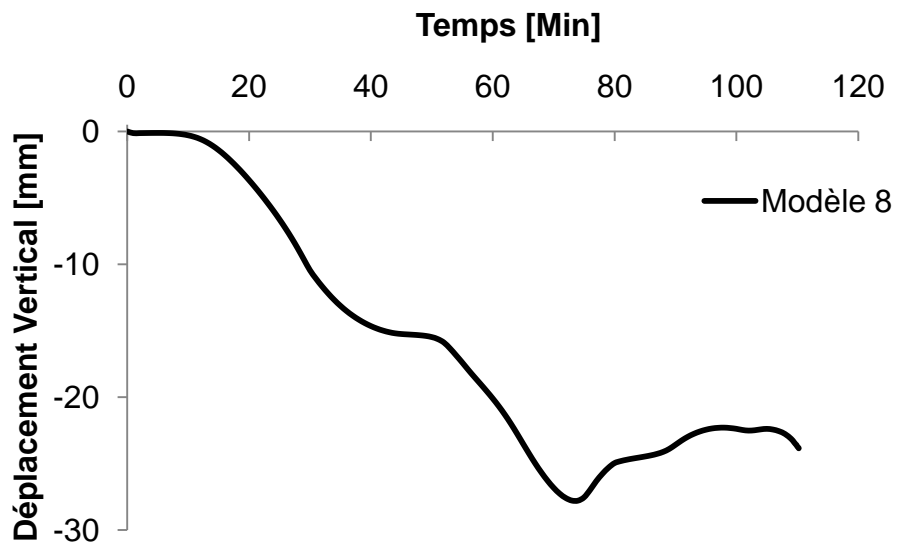
(a) Configuration 1.



(b) Configuration 2.

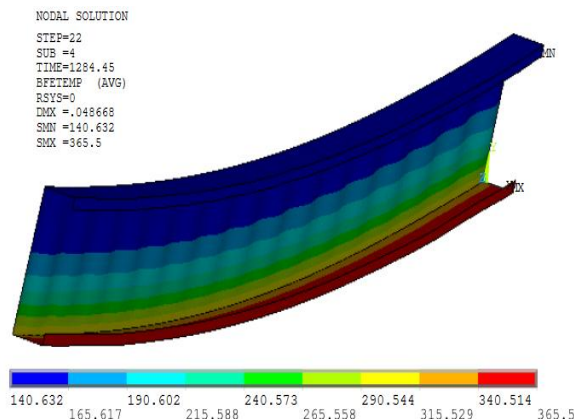


(c) Configuration 3.

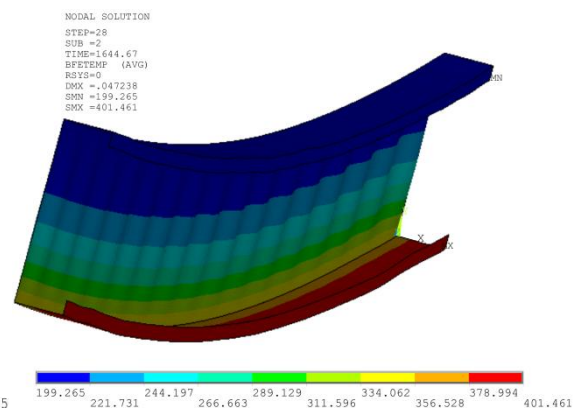


(d) Configuration 4.

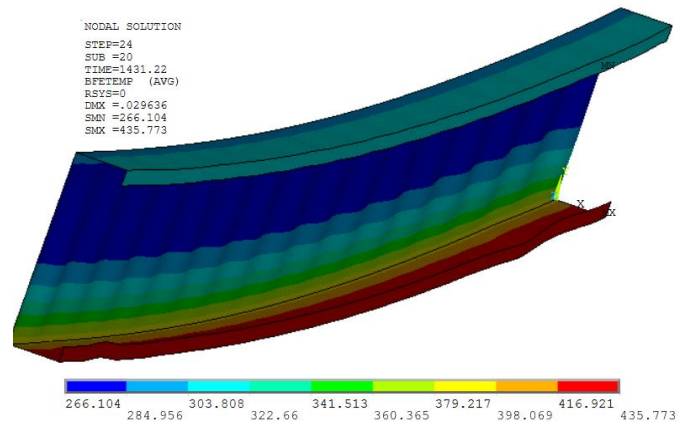
Figure 5.27 : Variation du déplacement vertical maximal en fonction du temps aux hautes températures à mi-travée du montant du panneau PLF.



(a) Modèle 1.

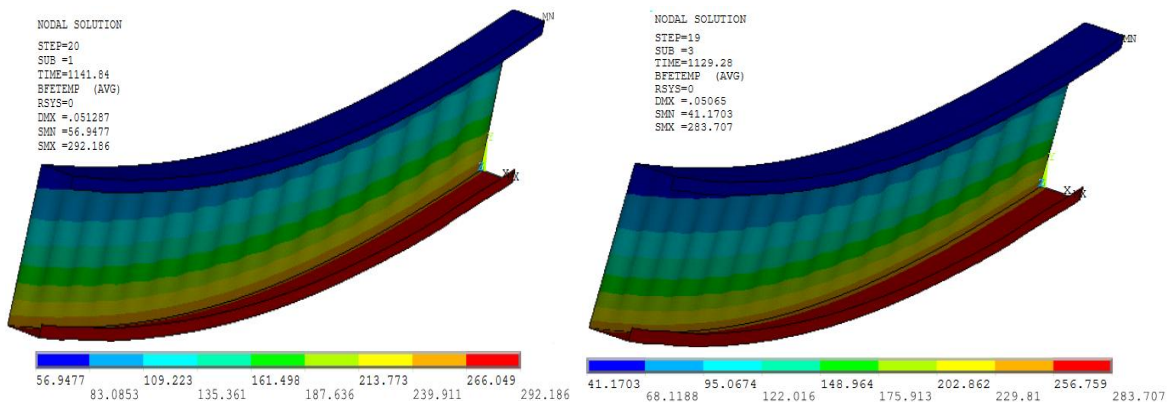


(b) Modèle 2.



(c) Modèle 3.

Figure 5.28 : Modes de rupture et contours de température des modèles de la configuration 1 à NC=0.65.



(a) Modèle 4.

(b) Modèle 5.

Figure 5.29 : Modes de rupture et contours de température des modèles de la configuration 2 à NC=0.65.

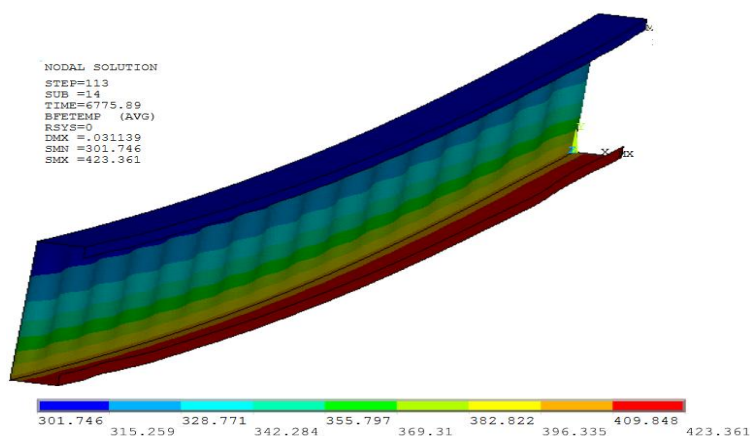


Figure 5.30 : Modes de rupture et contours de température du modèle 6 de la configuration 3 à NC=0.65.

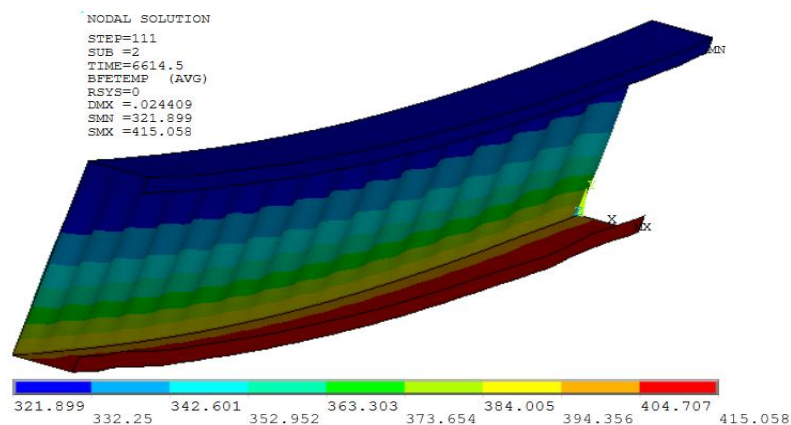


Figure 5.31 : Modes de rupture et contours de température du modèle 8 de la configuration 4 à NC=0.65.

5.4.2. Influence de doubles montants à haute température

Les différentes configurations de doubles montants peuvent être eues une influence sur l'amélioration de la résistance au feu du panneau PLF porteur, sous des températures élevées de distribution non uniformes. De ce fait, le modèle 2 ainsi que les trois modèles de doubles montants investigués en condition normale sont pris en compte dans cette section, pour étudier ses effets sur le comportement mécanique du panneau PLF lorsqu'il est exposé au feu. Quatre niveaux de chargement sont appliqués pour chaque profilé, à savoir 0.65 de la charge ultime obtenue en condition normale du modèle 2 (F_{u2}) et des modèles 10 à 12 (F_{u10} , F_{u11} et F_{u12}).

La figure 5.32 montre les niveaux de résistance au feu de chaque profilé obtenus pour chaque niveau de chargement. On peut observer selon cette figure que le modèle 12 a fourni une meilleure résistance au feu de 63 minutes par rapport aux autres modèles en appliquant le NC du modèle 2, avec une augmentation de plus de 56% du NRF par rapport à ceux obtenu par le modèle 2. Cependant, en appliquant les NCs des doubles montants, on remarque que le modèle 10 a produit des meilleurs NRFs par rapport aux autres modèles de doubles montants, avec l'incapacité du modèle 2 à résister à ces NCs élevés.

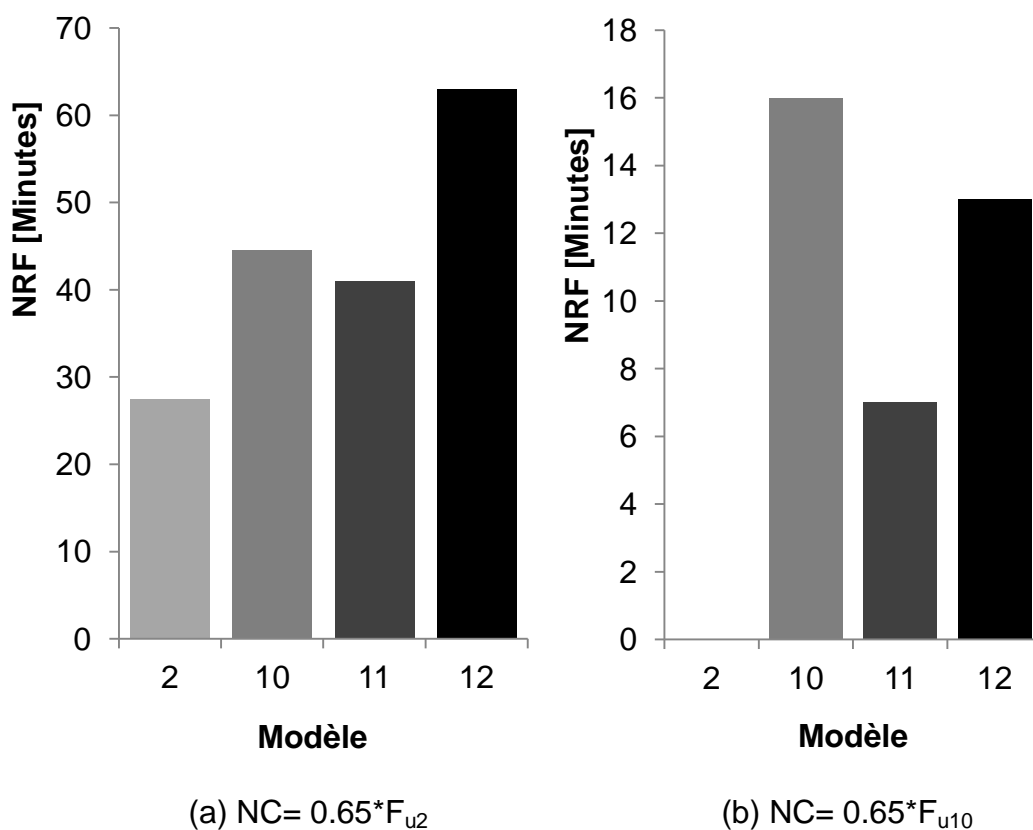
D'après ces résultats, on peut dire que le modèle 12 peut fournir une meilleure résistance au feu pour des faibles NCs. Cette réponse mécanique est principalement due à la l'évolution de la température en fonction du temps dans les surfaces du profilé. Cela peut être confirmé par la figure 5.33, qui présente la progression de la température en fonction du temps pour les modèles de la

configuration 5. Cette figure montre que tous les modèles ont produit approximativement la même évolution dans les 20 premières minutes. Cependant au delà de cette minute, le modèle 12 a produit une progression de température moins rapide et moins faible à cause de la double épaisseur des semelles.

Le mode de rupture ainsi que le contour de température obtenus pour chaque profilé sous son NC sont présentés dans la figure 2.34. D'après cette dernière, on remarque que les modèles 11 et 12 de la configuration 5 ont défailli selon le même mode de rupture de flexion avec local du l'âme, tandis que le modèle 10 a défailli par la flexion seulement. Le mode local n'a pas apparu dans le modèle 10 due à l'épais de l'âme par rapport aux deux semelles du montants.

Le modèle 10 a pu résister jusqu'à une température critique de 259°C dans une durée de 16 minutes, tandis que le modèle 11 et 12 ont résisté pour des températures critiques de 180 et 187°C pour des durées de 11.5 et 14 minutes, respectivement.

La distribution de contrainte de Von-mises pour les modèles de la configuration 5 est présentée dans l'annexe D.



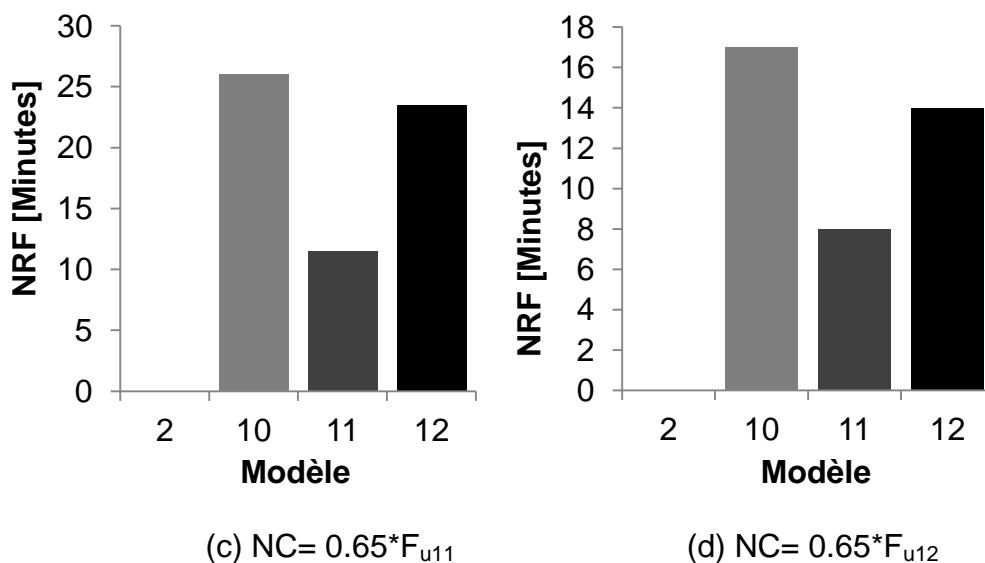


Figure 5.32 : Comparaison des niveaux de résistance au feu des modèles de la configuration 5 pour des différents NCs.

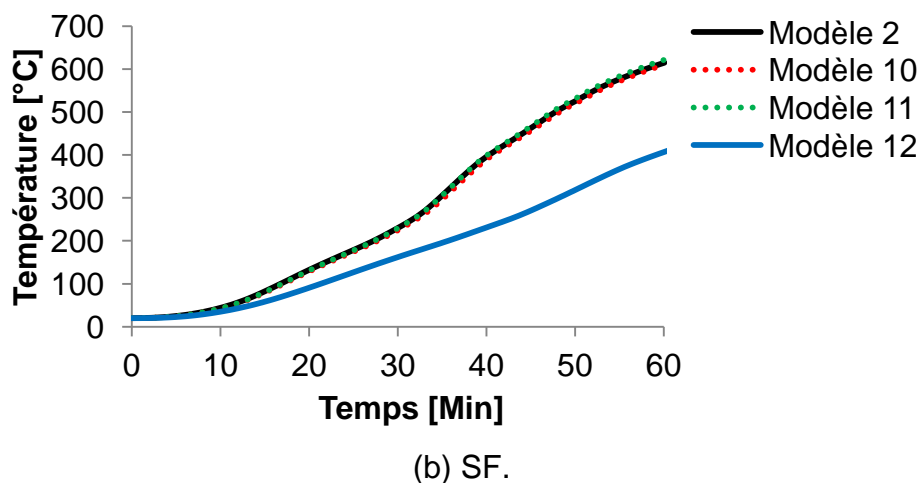
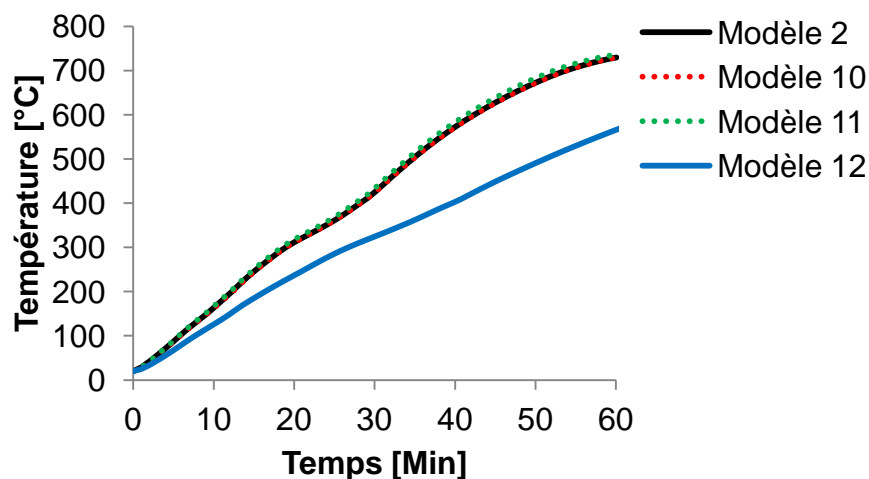
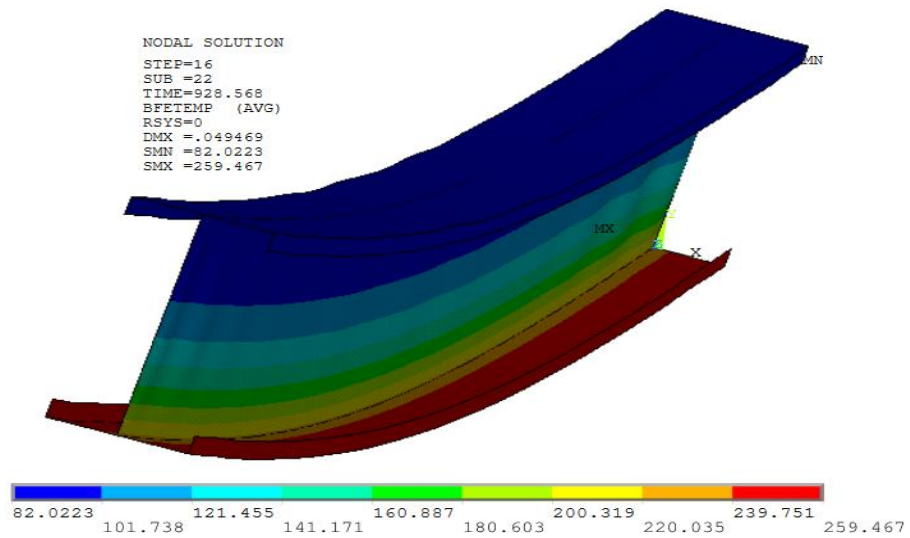
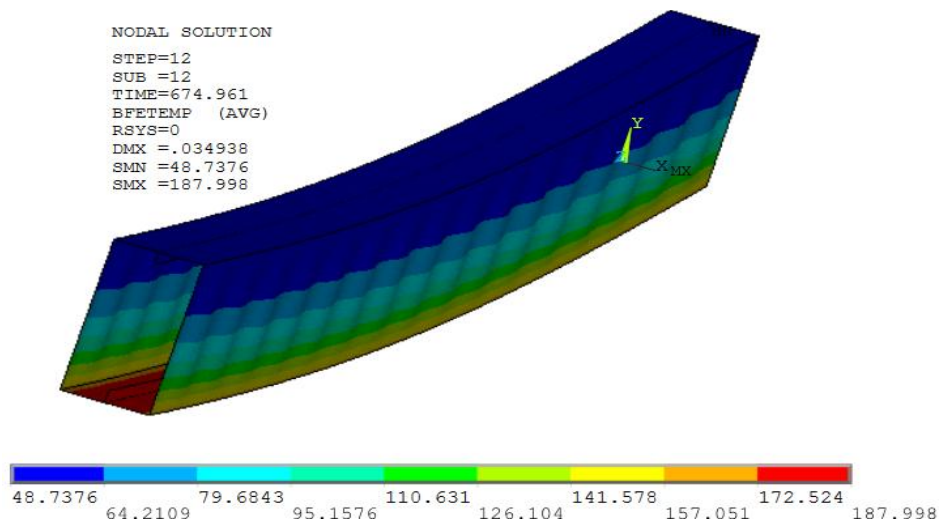


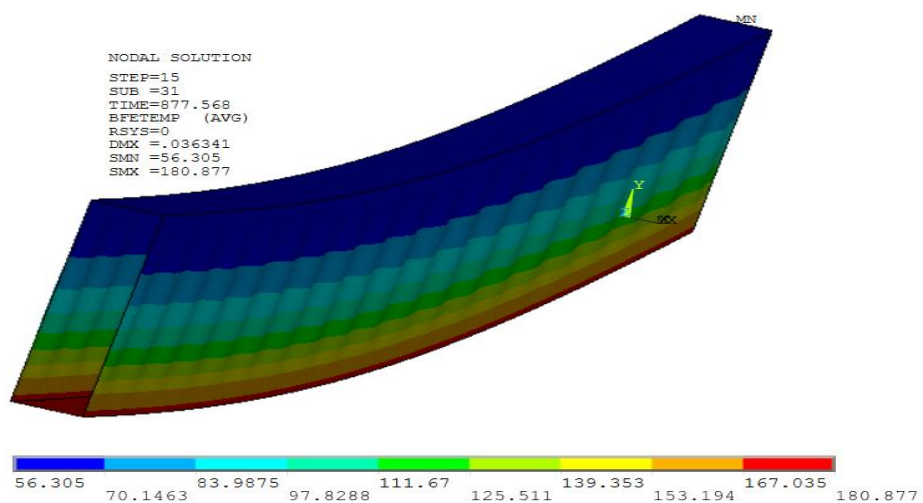
Figure 5.33 : Variation de la température en fonction du temps à mi-travée des semelles des modèles de la configuration 5.



(a) Modèle 10 sous $NC= 0.65 \cdot F_{u10}$.



(b) Modèle 11 sous $NC= 0.65 \cdot F_{u11}$.



(c) Modèle 12 sous $NC= 0.65 \cdot F_{u12}$.

Figure 5.34 : Modes de rupture et contours de température des modèles de la configuration 5.

5.4.3. Influence des ouvertures circulaire d'âme à haute température

L'analyse mécanique à température ambiante a montré que l'existence des trous circulaire au niveau de l'âme du profilé n'a pas une grande influence sur la capacité portante du panneau PLF. Cependant, ce résultat ne pourra pas être généralisé pour le comportement mécanique de l'élément à des températures élevées, que d'après une investigation numérique pour ce cas. De ce fait, une analyse thermomécanique des modèles de la configuration 6 est effectuée à haute température sous des distributions non uniformes, dans le but d'étudier l'influence de l'existence des trous circulaire d'âme ainsi que ses diamètres dans la résistance au feu du panneau PLF. Le NC du modèle 2 de référence ($NC = 0.65 \cdot F_{u2}$) est appliqué pour les trois modèles de la configuration 6, pour comparer ses NRFs par rapport à celui du modèle 2.

D'après la comparaison présentée dans la figure 5.35 pour les niveaux de résistance au feu des modèles de la configuration 6 par rapport au modèle de référence, on remarque que les modèles 13 et 14 ont produit approximativement le même NRF fourni par le modèle de référence, tandis qu'une diminution de 30% de NRF a été observé pour le modèle 15.

La figure 5.36 montre que l'évolution de la température maximale au niveau de la surface de la SC est similaire pour les tous les modèles de la configuration 6 étudiés. Malgré la similarité de la progression de la température du modèle 15 par rapport aux autres modèles, ce modèle a produit un NRF moins, ce qui confirme que le diamètre élevés (> 8cm) influe négativement sur la résistance au feu des panneaux PLF.

Le même mode de rupture du modèle de référence à haute température est aussi observé pour les modèles de la configuration 6, (figure 5.37), avec des températures critiques de 377, 402 et 3.19 °C pour les modèles 13, 14 et 15, respectivement.

La distribution de contrainte de Von-mises pour les modèles de la configuration 6 est présentée dans l'annexe D.

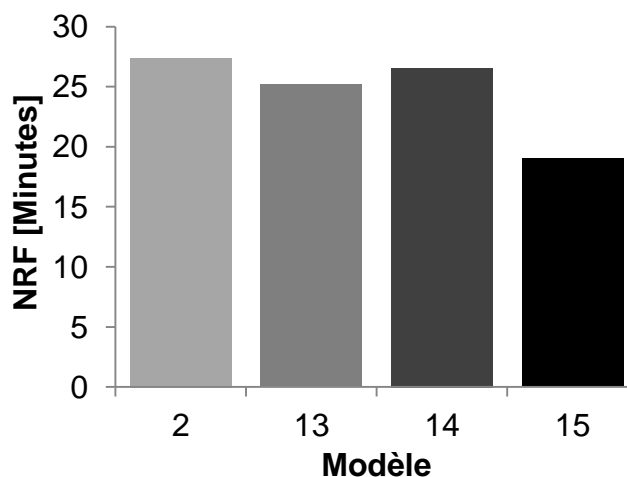
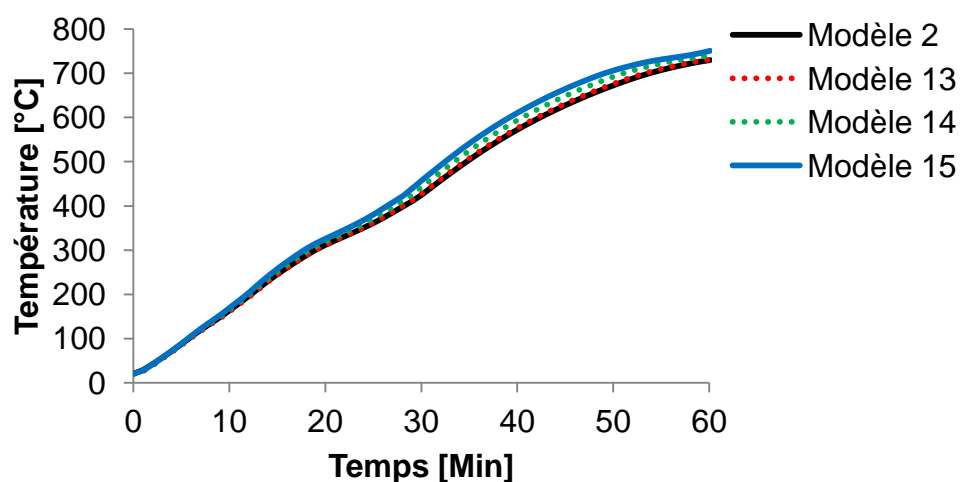
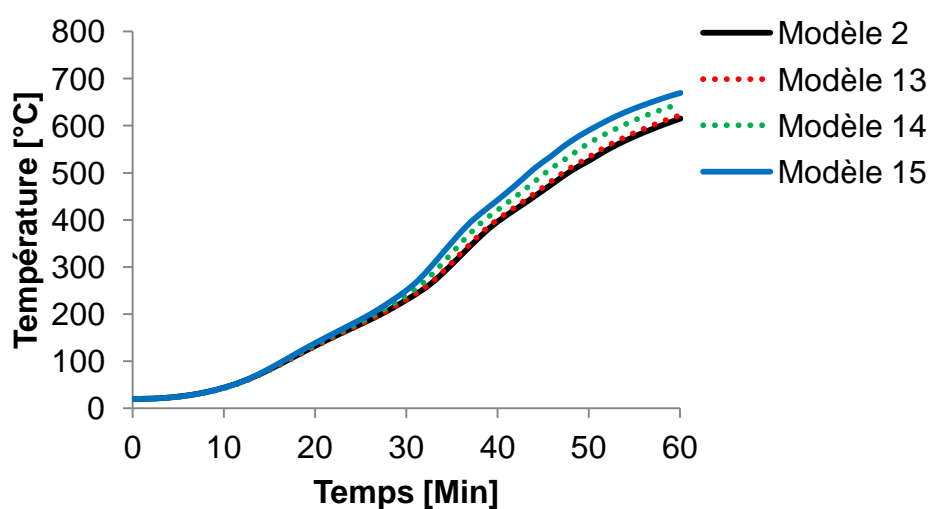


Figure 5.35 : Comparaison des niveaux de résistance au feu des modèles de la configuration 6 par rapport au modèle de référence sous $NC = 0.65 \cdot F_{u2}$.

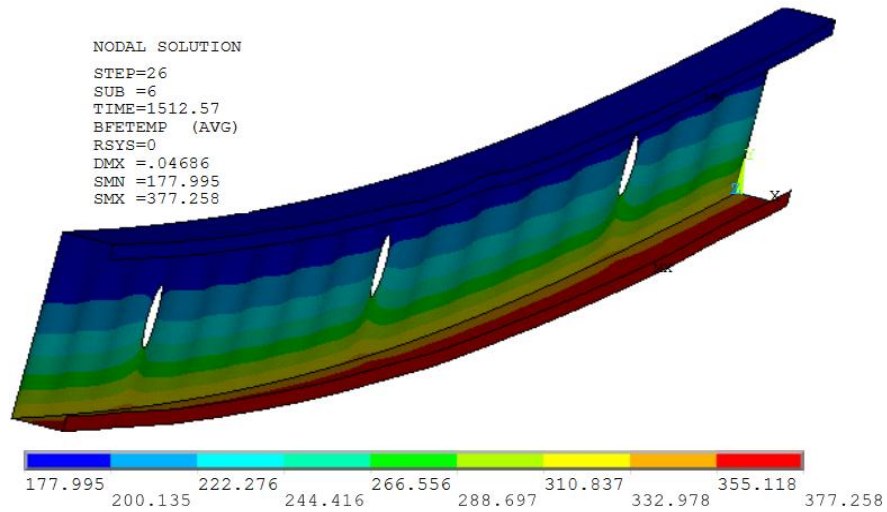


(a) SC.

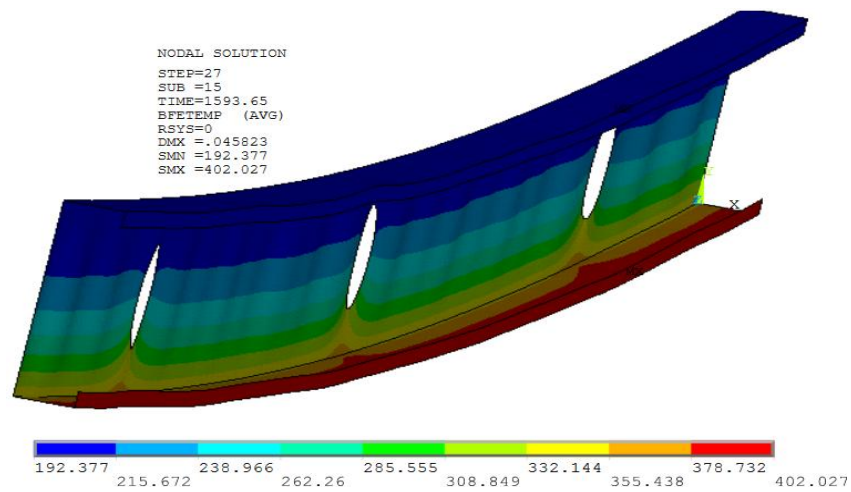


(b) SF.

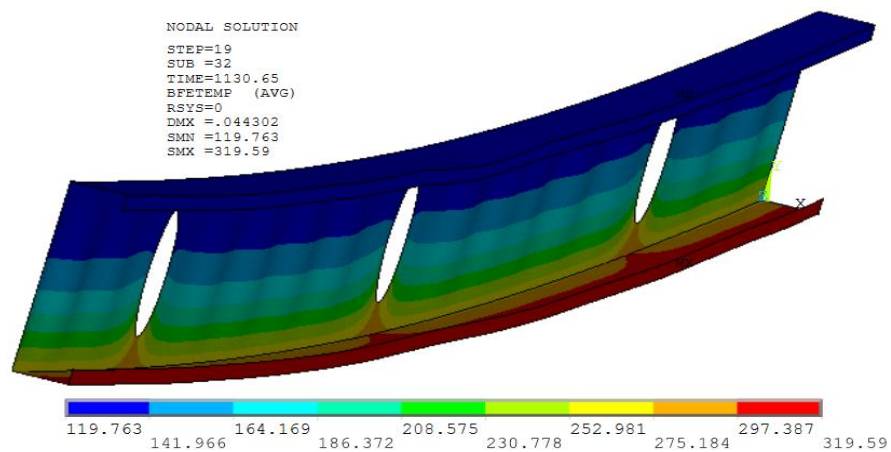
Figure 5.36 : Variation de la température en fonction du temps à mi-travée des semelles des modèles de la configuration 6.



(a) Modèle 13.



(b) Modèle 14.



(b) Modèle 15.

Figure 5.37 : Modes de rupture et contours de température des modèles de la configuration 6 sous $NC= 0.65 \cdot F_{u2}$.

5.5. Conclusion

Dans ce chapitre, une étude paramétrique a été réalisée sur la performance au feu du panneau PLF non porteur, ainsi que sur le comportement thermomécanique des barres PLF isolées du panneau, sous l'effet des hautes températures de distribution uniformes et non uniformes, soumises à une charge de compression axiale. L'étude paramétrique a été effectuée en utilisant des analyses numériques à l'aide de logiciel ANSYS APDL, et basée sur les modèles éléments finis développés et validés dans le chapitre 4.

Les résultats numériques des analyses thermiques des configurations de panneaux PLF non porteurs comprennent les courbes d'évolution de la température en fonction du temps et des contours de température, qui sont utilisés pour étudier l'influence de différents systèmes de protection et d'isolation sur l'amélioration de la résistance au feu. Ces résultats thermiques ont montré que la plaque du MGO entraîne à une augmentation du temps de défaillance par rapport aux deux autres protections. Aussi, la présence d'isolations de cavité à l'intérieur du panneau réduit le transfert de chaleur à travers la semelle froide et conduit à une augmentation rapide de la température dans la semelle chaude du montant. Par contre, en changeant sa position de l'intérieure à l'extérieure du panneau entre deux plaques de protection formant un panneau composite, elle a présenté une performance thermique supérieure à celle du panneau traditionnel avec/sans isolation des cavités avec plus de 60 minutes de NRF. De plus, le nouveau système de protection innovante offre une solution plus économique pour les mêmes performances thermiques, en termes de gain du temps et la légèreté de la structure.

L'investigation thermomécanique des barres isolées concerne l'étude de l'influence de la température uniforme sur le comportement mécanique des barres PLF non protégées. Aussi, l'effet de la protection et les doubles montants PLF ainsi que l'existence des ouvertures d'âmes, sur la réponse mécanique des barres PLF sous des températures élevées non-uniforme. Cette investigation est divisée en trois parties principales, une étude mécanique en condition normale, une étude thermique et une étude thermomécanique à haute température.

Il a été conclu par l'étude mécanique à 20°C que la double montants PLF quelque soit la configuration adoptée, augmente la capacité portante de profilé, avec plus de 60% de la charge ultime par rapport au simple montant. Le modèle Dos-à-Dos a fourni une meilleure réponse mécanique avec une augmentation de 64% de la charge ultime en comparant avec le modèle de référence. Tandis que l'existence des trous circulaire au niveau d'âme n'a montré aucune influence sur la capacité portante de profilé quelque soit le diamètre utilisé.

L'étude thermomécanique à haut température pour les barres isolées du panneau PLF porteur, confirme les conclusions de l'analyse thermique des panneaux PLF non porteur discuté ci-avant. Aussi, les configurations des doubles montants augmentent la résistance au feu du panneau PLF. Le meilleur NRF peut être fourni par la configuration Dos-à-Dos pour des NCs élevé, et par la configuration imbriquée pour des faibles NCs. Les trous circulaires d'âme peuvent influencer sur la résistance au feu des PLF pour des diamètres élevés par rapport à la profondeur de l'âme du profilé.

Il a été conclu par la comparaison entre les résultats numériques et les études analytiques à température ambiante que CUFSM et l'EC3 peuvent donner une bonne prédiction pour la charge critique, tandis que l'AISI reste conservatif pour ce cas. Pour l'analyse thermomécanique sous des températures uniformes, l'EC3 a produit une réponse thermique et mécanique à des températures élevées très réalistes en comparant avec celles obtenue par l'ANSYS. Pour les températures non-uniformes fournis par des différents systèmes de protection, les résultats analytiques montrent un bon accord du NRF par rapport au ceux du MEF pour des niveaux de charge (NC) élevés. Cependant, les NRFs obtenus par la méthode des largeurs efficaces de l'EC3 au NC de 0.65 sont conservatifs.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

Cette thèse a présenté une investigation numérique sur la performance thermique des panneaux non porteurs de profilé laminé à froid (PLF) lorsqu'ils sont exposés au feu ISO834, en utilisant le logiciel ANSYS APDL.

Des modèles numériques avancés ont été développés pour la prédiction de la réponse thermique et mécanique des panneaux PLF, et ont permis d'investiguer la performance de différentes protections et isolations, ainsi que d'évaluer la capacité portante en condition normale et sous l'effet de hautes températures due à l'incendie. Cette investigation a permis de situer le niveau d'exactitude des méthodes réglementaires, EC3 et AISI. Pour l'amélioration de la résistance des panneaux, des modèles de sections composées sont proposés et leur réponse mécanique est étudiée, en tenant compte de l'effet des ouvertures d'âme.

Les conclusions les plus importantes extraites de cette étude sont les suivantes:

a) Réponse thermique du panneau PLF sous incendie

- La plaque du MGO entraîne à une augmentation du temps de défaillance par rapport aux deux autres protections.
- La présence d'isolations de cavité à l'intérieur du panneau réduit le transfert de chaleur à travers la semelle froide et conduit à une augmentation rapide de la température dans la semelle chaude du montant.
- La position d'isolations de cavité à l'extérieure du panneau entre deux plaques de protection formant un panneau composite, a présenté une performance thermique supérieure à celle du panneau traditionnel avec/sans isolation, avec plus de 60 minutes de NRF.
- La laine de roche a produit une meilleure résistance au feu par rapport à la fibre de verre.
- Le nouveau système de protection innovante offre une solution plus économique pour les mêmes performances thermiques, en termes de gain de temps et de légèreté de la structure.

b) Réponse mécanique des barres PLF isolées en condition normale

- Les configurations des doubles barres des montantes PLF en section C, a augmenté la capacité portante de profilé, avec plus de 60% de la charge ultime par rapport au simple montant.
- Le modèle Dos-à-Dos a fourni une meilleure réponse mécanique avec une augmentation de 64% de la charge ultime en comparant avec le modèle de référence.
- L'existence des trous circulaire au niveau d'âme n'a montré aucune influence sur la capacité portante de profilé quelque soit le diamètre utilisé.
- Le programme CUFSM et la méthode des largeurs efficaces de l'EC3 peuvent donner une bonne prédiction pour la charge critique du profilé, tandis qu'ils ont resté conservatifs pour la charge ultime de rupture.
- Le flambement local de l'âme a été le mode de défaillance le prédominant pour tous les modèles, à l'exception du modèle D-D, qui a été le flambement local de l'âme ainsi que des deux semelles.

c) Réponse thermomécanique des barres PLF isolées en situation d'incendie

- Les résultats thermomécaniques des barres isolées du panneau PLF porteur à haut température, confirme les conclusions de l'influence de systèmes de protection, extraites de l'étude thermique des panneaux PLF non porteur discuté ci-avant.
- l'EC3 a produit une réponse thermique et mécanique à des températures élevées uniforme très réalistes en comparant avec celles obtenue par l'ANSYS.
- Un bon accord a été trouvé pour la variation du NRF en fonction du temps, fourni par MEF et ceux des deux études analytiques pour des niveaux de charge (NC) élevés.
- Les NRFs obtenus par la méthode des largeurs efficaces de l'EC3 au NC de 0.65 sont conservatifs.

- Les configurations des doubles montants augmentent la résistance au feu du panneau PLF.
- Le meilleur NRF peut être fourni par la configuration Dos-à-Dos pour des NCs élevés, et par la configuration imbriquée pour des faibles NCs.
- Les trous circulaires d'âme peuvent influencer sur la résistance au feu des PLF pour des diamètres élevés par rapport à la profondeur de l'âme du profilé.
- Tous les profilés étudiés ont défailli selon le même mode de rupture de flexion avec local du l'âme, tandis que le modèle D-D a défailli par la flexion seulement.

Proposition pour un travail de recherche future

- On propose d'autres modèles numériques avec d'autres types de profilés, d'autres configurations des montants et d'autres épaisseurs et matières nouvellement disponibles chez les fabricants de plaque de protection de l'industrie.
- Validation avec d'autres études expérimentales et numériques, utilisant des différents profilés dans des différents cas (par exemple: panneau exposé au feu dans les deux faces).
- Une étude thermique et mécanique en condition normale et surtout en situation d'incendie, pour la sollicitation en flexion des barres du panneau PLF de plancher.
- Une étude plus développée est nécessaire pour l'analyse thermomécanique du cadre complet du panneau PLF, soumis à des charges verticales et horizontales, sous l'effet des hautes températures.
- Développement des équations de l'EC3 ainsi que de l'AISI, pour une bonne prédiction de la capacité portante du panneau PLF en condition normale et en situation d'incendie.

RÉFÉRENCES

RÉFÉRENCES

1. Berrospi Aquino, G. J., Gómez Amador, A. M., Alencastre Miranda, J. H., et Jiménez de Cisneros Fonfría, J. J., "A Review of the T-Stub Components for the Analysis of Bolted Moment Joints", *Applied Sciences*, vol. 11, N° 22, (2021), p. 10731.
2. Kada, A., "Comportement des poutres ajourées sous des conditions des hautes températures dues à l'incendie", Thèse de doctorat en sciences, Faculté de génie civil et d'architecture, Université de Hassiba Ben Bouali, Chlef, Algérie, (2016).
3. Mansouri, I., Mortazavi, S. J., Manfredi, M., Awoyera, P. O., Mansouri, E., Khaki, A., et Hu, J. W., "Development of new material models for thermal behavior of cold-formed G-450 and G-550 steels in OpenSees software", *Journal of Architectural Engineering*, vol. 29, N° 2, (2023), p. 04023005.
4. Taranu, G., Venghiac, V.-M., Olteanu-Dontov, I., Rotaru, A., et Toma, I.-O., "Sustainable Design for CFS Structures: Experimental Data and Numerical Models of Hinged Connections", *Sustainability*, vol. 14, N° 13, (2022), p. 7813.
5. AAMAL-RCT, "AAMAL STEEL FRAMING basé sur le Cold Formed Steel (CFS)," in *La solution à tous vos projets de construction*, SARL-AAMAL-RCT, Ed., ed. Département Développement et Marketing, Alger, Algérie, (2023).
6. CFS-PROFILE. "We have been shaping steel for 20 years", Turkey. Disponible à: <https://www.cfsprofile.com>, (accédé: 28/07/2023)
7. DJAFOUR, M., "Etude de la Stabilité Distorsionnelle des Profils en Acier Formés à Froid", Thèse de doctorat, Université Aboubekr BELKAID, Tlemcen, Algérie, (2007).
8. Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., "Effet de la double protection sur l'endurance au feu des profilés de panneaux PLF", *Le 1er Séminaire National de Génie Civil et des Travaux Publics -SNGCTP-1-*, Khenchela, Algeria, (2022).
9. EN1993-1-2, "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]", (2005), p. 78.
10. EN1993-1-3, "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]", (2006), p. 130.

11. Kada, A. et Lamri, B., "Numerical analysis of non-restrained long-span steel beams at high temperatures due to fire", *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 20, N° 2, (2019), pp. 261-267.
12. Kada, A., Lamri, B., Mesquita, L., et Bouchair, A., "Finite element analysis of steel beams with web apertures under fire condition", *Asian Journal Of Civil Engineering (Building And Housing)*, vol. 17, N° 8, (2016), pp. 1035-1054.
13. Merouani, M. R., Lamri, B., Kada, A., et Piloto, P., "Mechanical analysis of a portal steel frame when subjected to a post-earthquake fire", *Fire Research*, vol. 3, N° 1, (2019).
14. Lamri, B., Mesquita, L., Abdelhak, K., et Piloto, P., "Behavior of cellular beams protected with intumescent coatings", *Fire Research*, vol. 1, N° 1, (2016).
15. AISI, "Specification for the design of cold-formed steel structural members.", (1996).
16. ANSYS®, "Academic Research, Release 16.2", Canonsburg, PA, USA, (2015).
17. Béreyziat, A., "Étude du comportement thermomécanique de poutres mixtes acier-bois en situation d'incendie", Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon, Université de Lyon, Lyon, France, (2022).
18. World-Steel-Association, "Steel facts (A collection of amazing facts about steel)". Beijing, China: World-Steel-Association, (2018).
19. Holmes, R. J., Lu, Y., et Lu, L., "Introduction: Overview of the global iron ore industry", *Iron Ore*, (2022), pp. 1-56.
20. Halabi, Y. et Alhaddad, W., "Manufacturing, Applications, Analysis and Design of Cold-Formed Steel in Engineering Structures: A Review", *International Journal of Advanced Engineering Research and Science*, vol. 7, N° 2, (2020).
21. EN1993-1-1, "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC", (2005), p. 91.
22. Craveiro, H. d. d. s., "Fire resistance of cold-formed steel columns", PhD Thesis, Universidade de Coimbra, (2015).
23. Bui Hung, C., "Analyse statique du comportement des structures a parois minces par la methode des elements finis et des bandes finies de type plaque et coque surbaissee deformables en cisaillement", Thèse de doctorat en Sciences de l'Ingénieur, Faculte des sciences appliquees, Université de liège, Liège, Belgique, (2008).

24. Landolfo, R., Mazzolani, F., et Fiorino, L., "Cold-formed steel structures: Advances in research and design", proceedings of International Colloquium Recent Advances and New Trends in Structural Design, (2004), pp. 7-19.
25. Williams, L., "Introduction to recent trends in cold-formed steel construction", In Recent Trends in Cold-Formed Steel Construction, Elsevier, (2016), pp. 1-35.
26. Kherbouche, S. et Megnounif, A., "Numerical study and design of thin walled cold formed steel built-up open and closed section columns", Engineering Structures, vol. 179, (2019), pp. 670-682.
27. MUZEAU, J.-P. et RAGUENEAU, F., "Les superstructures du bâtiment - Ti253", 6e édition ed. Techniques de l'ingénieur France, (2018).
28. Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., "Numerical study of the response of cold-formed steel sections used in wall panels when subjected to fire", proceedings of 12th International Conference on Structures in Fire (SIF2022), Hong kong, (2022), pp. 1004-1014.
29. Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., "Structural response of Cold Formed Steel frame elements in fire ", proceedings of 3ème Conférence Internationale de Construction Métallique et Mixte (CICOMM'2021), Oran, Algeria, (2023).
30. Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., "Finite element models for the prediction of thermal response of light steel gauge steel panels when subjected to fire", First International Conference on Geotechnical, Structural And Materials Engineering ICGSAME2021, Biskra-Algeria-, (2021).
31. Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., "Numerical thermal performance analysis of light steel insulated walls under fire", Građevinski materijali i konstrukcije=Building Materials and Structures, vol. 66, N° 1, (2023), pp. 43-54.
32. Piloto, P., "Light steel framed walls made with composite panels under fire conditions", proceedings of 6th Conference on Urban Fire Safety and 1st Civil Protection Conference, Universidade de Coimbra- Portugal (2018), pp. 103-123.
33. ASTM-A-653, "Specification for Steel Sheet, Zinc-coated Galvanized or Zinc-iron Alloy-coated Galvannealed by the Hot-dip Process," ed. USA: ASTM International, (2012), p. 13.
34. TSSC. "Cold Rolled Steel Profiles", Harwal-Group, Dubai. Disponible à : <https://tsscgroup.com>, (accédé: 14/07/2023)
35. FRAMEMETAL, "SOLUTION GLOBALE DE CONSTRUCTION " in LA TECHNOLOGIE INNOVANTE DU BATIMENT, FRAMEMETAL-spa. Alger, (2016).

36. C.N.E.R.I.B, "Avis sur système constructif LIGHT GAUGE STEEL," in Systèmes Constructifs, Groupe Spécialisé N°2, Avis Technique 2, Centre-National-d'Etude-et-Recherches-Intégrées-du-Bâtiments. Alger, (2016).
37. C.N.E.R.I.B, "Avis sur système constructif STEEL FRAMING/AAMAL STEEL," in Systèmes Constructifs, Groupe spécialisé N°2, Avis Technique 2, Centre-National-d'Etude-et-Recherches-Intégrées-du-Bâtiments. Alger, (2022).
38. Thirunavukkarasu, K., Kanthasamy, E., Gatheeshgar, P., Poologanathan, K., Rajanayagam, H., Suntharalingam, T., et Dissanayake, M., "Sustainable performance of a modular building system made of built-up cold-formed steel beams", Buildings, vol. 11, N° 10, (2021), p. 460.
39. Lawson, M., "Building design using modules", New steel construction, vol. 15, N° 9, (2007), pp. 28-29.
40. Dan, D. "Building a hospital in four weeks during pandemic", The fabricator, USA. Disponible à : <https://www.thefabricator.com/thefabricator/blog/safety/building-a-hospital-in-four-weeks-during-pandemic>, (accédé: 13/08/2023)
41. Eryk, B. "Coronavirus outbreak: China to complete 1000-bed hospital in under a week", Stuff, Sydney, Australia. Disponible à : <https://www.stuff.co.nz/world/asia/119139230/coronavirus-outbreak-china-to-complete-1000bed-hospital-in-under-a-week>, (accédé: 13/08/2023)
42. MordorIntelligence. "Turkey Prefabricated Buildings Market-Growth, Trends, and Forecast for 2020 - 2025", Mordor-Intelligence, Turkey Disponible à : <https://www.mordorintelligence.com/industry-reports/turkey-prefabricated-buildings-market>, (accédé: 08/08/2023)
43. Hassoune, M., Kada, A., Lamri, B., et Tehar, A., "Analyse numérique de l'effet de l'incendie sur le comportement des panneaux de profilés laminés à froid", 1st National Conference on Civil Engineering and Environment "NCC2E'21, Médéa, (2021).
44. Samiee, P., Niari, S. E., et Ghandi, E., "Thermal and structural behavior of cold-formed steel frame wall under fire condition", Engineering Structures, vol. 252, (2022), p. 113563.
45. Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., "Investigation numérique du comportement thermique de panneaux de profilés laminés à froid exposé au feu", 1er Séminaire National sur les Eco-Matériaux et Conception des Eco-Structures SNEMCES'21, Oran, (2021).
46. Meza Ortiz, F., "The behaviour of cold-formed steel built-up structural members", PhD thesis, Department of Civil & Structural Engineering, The University of Sheffield, (2018).
47. Dundu, M., "Buckling of short cold-formed lipped channels in compression", Journal of the South African Institution of Civil Engineering= Joernaal van

- die Suid-Afrikaanse Instituut van Siviele Ingenieurswese, vol. 56, N° 2, (2014), pp. 46-53.
48. Michael, J. A., "Distortional mechanics of thin-walled structural elements", Ph.D. dissertation, Civil Engineering Dept, Technical University of Denmark, (2012).
 49. Bandula Heva, D. et Mahendran, M., "Local Buckling Tests of Cold-Formed Steel Compression Members at Elevated Temperatures", proceedings of Proceedings of the Fifth International Conference on Thin-Walled Structures, Recent Innovations and Developments, Queensland University, Australia, (2008), pp. 745-752.
 50. Gunalan, S., Heva, Y. B., et Mahendran, M., "Local buckling studies of cold-formed steel compression members at elevated temperatures", Journal of Constructional Steel Research, vol. 108, (2015), pp. 31-45.
 51. Rokilan, M. et Mahendran, M., "Design of cold-formed steel columns subject to local buckling at elevated temperatures", Journal of Constructional Steel Research, vol. 179, (2021), p. 106539.
 52. AS/NZS4600, "Cold-formed steel structures Australian/New Zealand Standard", (1996).
 53. Yan, X. et Gernay, T., "Local buckling of cold-formed high-strength steel hollow section columns at elevated temperatures", Journal of Constructional Steel Research, vol. 196, (2022), p. 107403.
 54. AISI-S100, "North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members (AISI Standard)", (2016).
 55. Ranawaka, T. et Mahendran, M., "Numerical modelling of light gauge cold-formed steel compression members subjected to distortional buckling at elevated temperatures", Thin-Walled Structures, vol. 48, N° 4-5, (2010), pp. 334-344.
 56. Shahbazian, A. et Wang, Y. C., "Direct Strength Method for calculating distortional buckling capacity of cold-formed thin-walled steel columns with uniform and non-uniform elevated temperatures", Thin-Walled Structures, vol. 53, (2012), pp. 188-199.
 57. Landesmann, A. et Camotim, D., "Distortional failure and DSM design of cold-formed steel lipped channel beams under elevated temperatures", Thin-Walled Structures, vol. 98, (2016), pp. 75-93.
 58. Rokilan, M. et Mahendran, M., "DSM design of CFS columns subject to distortional buckling at elevated temperatures", Fire safety journal, vol. 125, (2021), p. 103395.
 59. Somodi, B. et Kövesdi, B., "Flexural buckling resistance of cold-formed HSS hollow section members", Journal of Constructional Steel Research, vol. 128, (2017), pp. 179-192.

60. Rokilan, M. et Mahendran, M., "Effects of nonlinear elevated temperature stress-strain characteristics on the global buckling capacities of cold-formed steel columns", *Thin-Walled Structures*, vol. 160, (2021), p. 107352.
61. Yang, J., Zhou, X., Wang, W., Xu, L., et Shi, Y., "Fire resistance of box-shape cold-formed steel built-up columns failing in global buckling: Test, simulation and design", *Thin-Walled Structures*, vol. 183, (2023), p. 110433.
62. Martins, A. D., Camotim, D., Dinis, P. B., et Young, B., "Local–distortional interaction in cold-formed steel columns: Mechanics, testing, numerical simulation and design", *proceedings of Structures*, (2015), pp. 38-57.
63. Camotim, D. et Dinis, P. B., "Coupled instabilities with distortional buckling in cold-formed steel lipped channel columns", *Thin-Walled Structures*, vol. 49, N° 5, (2011), pp. 562-575.
64. Dinis, P. B. et Camotim, D., "Post-buckling behaviour and strength of cold-formed steel lipped channel columns experiencing distortional/global interaction", *Computers & structures*, vol. 89, N° 3-4, (2011), pp. 422-434.
65. Mahar, A. M., Jayachandran, S. A., et Mahendran, M., "Local-distortional interaction behaviour and design of cold-formed steel built-up columns", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 200, (2023), p. 107654.
66. Matsubara, G. Y. et de Miranda Batista, E., "Local–distortional buckling mode of steel cold-formed columns: Generalized direct strength design approach", *Thin-Walled Structures*, vol. 183, (2023), p. 110356.
67. Farzarian, S., Louhghalam, A., Schafer, B., et Tootkaboni, M., "Geometric imperfections in CFS structural members: Part I: A review of the basics and some modeling strategies", *Thin-Walled Structures*, vol. 186, (2023), p. 110619.
68. Oliveira, F. R. S., "Fire Performance on the Load Bearing LSF Walls", *Master Thesis of Science in Industrial Engineering, School of Technology and Management, Institute of Polytechnic of Bragança (IPB), Bragança, Portugal*, (2020).
69. Schafer, B. W. et Peköz, T., "Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 47, N° 3, (1998), pp. 193-210.
70. Kaitila, O., "Imperfection sensitivity analysis of lipped channel columns at high temperatures", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 58, N° 3, (2002), pp. 333-351.
71. Feng, M., Wang, Y.-C., et Davies, J., "Axial strength of cold-formed thin-walled steel channels under non-uniform temperatures in fire", *Fire safety journal*, vol. 38, N° 8, (2003), pp. 679-707.

72. Ariyanayagam, A. D., "Fire performance and design of light gauge steel frame wall systems exposed to realistic design fires", PhD Thesis, Science and Engineering Faculty, Queensland University of Technology, (2013).
73. Balachandren, B., "Numerical and experimental studies of cold-formed steel floor systems under standard fire conditions", PhD Thesis, Queensland University of Technology, (2012).
74. Gunalan, S., "Structural behaviour and design of cold-formed steel wall systems under fire conditions", PhD thesis, Faculty of built environment and engineering, Queensland University of Technology, (2011).
75. Bjorhovde, R., "Deterministic and probabilistic approaches to the strength of steel columns, Ph. D. dissertation, 1972", (1972),
76. Rahnavard, R., Craveiro, H. D., et Simões, R. A., "Design of cold-formed steel battened built-up columns", proceedings, (2022).
77. Rahnavard, R., Razavi, M., Fanaie, N., et Craveiro, H. D., "Evaluation of the composite action of cold-formed steel built-up battened columns composed of two sigma-shaped sections", Thin-Walled Structures, vol. 183, (2023), p. 110390.
78. Abdel-Rahman, N. et Sivakumaran, K., "Material properties models for analysis of cold-formed steel members", Journal of structural engineering, vol. 123, N° 9, (1997), pp. 1135-1143.
79. Schafer, B. W. et Pekoz, T., "Direct Strength Prediction Of Cold-Formed Steel Members Using Numerical Elastic Buckling Solutions", proceedings of Fourteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Missouri University of Science and Technology, (1998), pp. 69-76.
80. Ranawaka, T., "Distortional buckling behaviour of cold-formed steel compression members at elevated temperatures", Queensland University of Technology, (2006).
81. Buchanan, A. H. et Abu, A. K., "Structural design for fire safety", 2 ed. John Wiley & Sons, (2017).
82. Abi, S. "800 incendies urbains déclarés en janvier", La Nouvelle République NR, Alger, (2022). Disponible à: <https://www.lnr-dz.com/2022/02/02/800-incendies-urbains-declares-en-janvier/>, (accédé: 05/08/2023)
83. BBC. "Grenfell Tower: What happened", BBC news, UK, (2019). Disponible à: <https://www.bbc.com/news/uk-40301289>, (accédé: 01/08/2023)
84. 20Minutes. "Incendies à Hawaï : A Lahaina, ville touristique carbonisée, les cendres se mélangent au chagrin et à l'incompréhension", 20Minutes France, (2023). Disponible à: <https://www.20minutes.fr/monde/etats-unis/4048893-20230813-incendies-hawai-lahaina-ville-touristique->

- carbonisee-cendres-melangent-chagrin-incomprehension, (accédé: 23/08/2023)
85. Courrier-international. "Un an après les incendies meurtriers, Tizi Ouzou renaît de ses cendres", Courrier-international, France, (2022). Disponible à: <https://www.courrierinternational.com/article/algerie-un-an-apres-les-incendies-meurtriers-tizi-ouizou-renait-de-ses-cendres>, (accédé: 23/08/2023)
86. Brian, S. "Incendies à Hawaï : Maui réduite en cendres, les images de la dévastation", Paris Match, Paris Match, France, (2023). Disponible à: <https://www.parismatch.com/actu/environnement/incendies-hawai-maui-reduite-en-cendres-les-images-de-la-devastation-228261#11>, (accédé: 11/08/2023).
87. APS. "Incendies de Tizi-Ouzou: Plus de 1700 habitations brûlées expertisées par le CTC", Algérie Presse Service, Alger, (2021). Disponible à: <https://www.aps.dz/regions/126787-incendies-de-tizi-ouizou-plus-de-1700-habitations-brulees-expertisees-par-le-ctc>, (accédé: 13/08/2023)
88. Rahmanian, I., "Thermal and mechanical properties of gypsum boards and their influence on fire resistance of gypsum based systems", PhD Thesis, University of Manchester, (2011).
89. Abeysiriwardena, T. et Mahendran, M., "Numerical modelling and fire testing of gypsum plasterboard sheathed cold-formed steel walls", Thin-Walled Structures, vol. 180, (2022), p. 109792.
90. Liu, K., Chen, W., Ye, J., Ma, J., et Jiang, J., "Influence of different gypsum plasterboards on the fire performance of cold-formed steel walls", proceedings of Structures, (2022), pp. 159-171.
91. Kolarkar, P. et Mahendran, M., "Thermal performance of plasterboard lined steel stud walls", Recent research and developments in cold-formed steel design and construction, United States, (2008).
92. Liu, K., Chen, W., Ye, J., Gao, L., et Jiang, J., "Experimental investigation of the quantified influence of gypsum plasterboard joints on the fire performance of cold-formed steel walls", proceedings of Structures, (2023), pp. 312-331.
93. Rusthi, M., Ariyanayagam, A., Mahendran, M., et Keerthan, P., "Fire tests of Magnesium Oxide board lined light gauge steel frame wall systems", Fire safety journal, vol. 90, (2017), pp. 15-27.
94. Gunawan, L., "Numerical models to simulate the thermal performance of LSF wall panels", Masters by Research, Queensland university of Technology, (2011).
95. Steau, E., Mahendran, M., et Poologanathan, K., "Experimental study of fire resistant board configurations under standard fire conditions", Fire safety journal, vol. 116, (2020), p. 103153.

96. Piloto, P., Khetata, M., et Gavilán, A. B., "Fire resistance of non-loadbearing LSF walls", proceedings of 2nd Conference on Testing and Experimentations in Civil Engineering, Porto, Portugal, (2019), pp. 429-440.
97. Piloto, P. A., Khetata, M. S., et Ramos-Gavilán, A. B., "Analysis of the critical temperature on load bearing LSF walls under fire", *Engineering Structures*, vol. 270, (2022), p. 114858.
98. Keerthan, P. et Mahendran, M., "Thermal performance of composite panels under fire conditions using numerical studies: plasterboards, rockwool, glass fibre and cellulose insulations", *Fire Technology*, vol. 49, N° 2, (2013), pp. 329-356.
99. Buchanan, A. H., "Structural design for fire safety". John Wiley & Sons, (2001).
100. Ngu, C. N., "Calcination of gypsum plasterboard under fire exposure," *Fire Engineering Research Report 04/6*, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (2004).
101. Gerlich, J., Collier, P. C. R., et Buchanan, A. H., "Design of light steel framed walls for fire resistance", *Fire and materials*, vol. 20, N° 2, (1996), pp. 79-96.
102. Sultan, M. A., "A model for predicting heat transfer through noninsulated unloaded steel-stud gypsum board wall assemblies exposed to fire", *Fire Technology*, vol. 32, N° 3, (1996), pp. 239-259.
103. Alfawakhiri, F., "Behaviour of cold-formed-steel-framed walls and floors in standard fire resistance tests", Ph.D Thesis, Carleton University (2001).
104. Rusthi, M. I., "Experimental and finite element studies of light-gauge steel frame wall systems under fire conditions", PhD Thesis, Science and Engineering Faculty, Queensland University of Technology, (2017).
105. Feigin, M. E. et Choi, T. S., "Magnesium oxide-based construction board," ed: Google Patents, (2011).
106. Rode, C., Bunch-Nielsen, T., Hansen, K. K., et Grell, B., "Moisture damage with magnesium oxide boards in Danish facade structures", *Energy Procedia*, vol. 132, (2017), pp. 765-770.
107. Ring, T. et Ping, E., "Sorel Cement Reactions and Their Kinetics", proceedings of The 2007 AIChE Annual Meeting, (2007).
108. Barreca, F. et Fichera, C. R., "Thermal insulation performance assessment of agglomerated cork boards", *Wood and Fiber Science*, vol. 48, N° 2, (2016), pp. 96-103.

109. Silva, S., Sabino, M., Fernandes, E., Correlo, V., Boesel, L., et Reis, R. L., "Cork: properties, capabilities and applications", *International materials reviews*, vol. 50, N° 6, (2005), pp. 345-365.
110. Gil, L., "Cork composites: a review", *Materials*, vol. 2, N° 3, (2009), pp. 776-789.
111. Cherki, A.-b., Remy, B., Khabbazi, A., Jannot, Y., et Baillis, D., "Experimental thermal properties characterization of insulating cork–gypsum composite", *Construction and Building Materials*, vol. 54, (2014), pp. 202-209.
112. Khetata, S. M., Piloto, P. A., et Gavilán, A. B., "Fire resistance of composite non-load bearing light steel framing walls", *Journal of Fire Sciences*, vol. 38, N° 2, (2020), pp. 136-155.
113. EN1995-1-2, "Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-2 : généralités - Calcul des structures au feu", (2005).
114. Li, X., Liu, J., Fan, X., Qin, J., Zhang, R., Cao, R., Wang, P., et Huo, X., "Simulating Study on Mechanical Properties of Rock Wool Board for Thermal Insulation on External Walls", *Advances in Materials Science and Engineering*, (2020).
115. Guo, J. L., Du, Q., et Lu, L., "Application of rock-wool in outer-wall external thermal insulation system", *proceedings of Advanced Materials Research*, (2013), pp. 512-515.
116. Yang, Z., Guo, P., Chen, X., et Jiang, W., "Heat and humidity performance of EPS and Rock wool board external thermal insulation system", *proceedings of IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, (2019), p. 012008.
117. Lundberg, S., "Material Aspects of Fire Design", *TALAT Lectures*, vol. 2502, (1994),
118. Feng, M., Wang, Y.-C., et Davies, J., "Thermal performance of cold-formed thin-walled steel panel systems in fire", *Fire safety journal*, vol. 38, N° 4, (2003), pp. 365-394.
119. Dong, Y., Kong, J., Mousavi, S., Rismanchi, B., et Yap, P.-S., "Wall Insulation Materials in Different Climate Zones: A Review on Challenges and Opportunities of Available Alternatives", *Thermo*, vol. 3, N° 1, (2023), pp. 38-65.
120. Selvaraj, S. et Madhavan, M., "Investigation on sheathing effect and failure modes of gypsum sheathed cold-formed steel wall panels subjected to bending", *proceedings of Structures*, (2019), pp. 87-101.
121. Kyprianou, C., Kyvelou, P., Gardner, L., et Nethercot, D. A., "Experimental study of sheathed cold-formed steel beam–columns", *Thin-Walled Structures*, vol. 166, (2021), p. 108044.

122. Peiris, M. et Mahendran, M., "Experimental investigation and design of sheathed LSF wall panels under eccentric axial compression", *Thin-Walled Structures*, vol. 176, (2022), p. 109328.
123. Pehlivan, B. M., Baran, E., Topkaya, C., et Isik, Y. T., "Investigation of CFS shear walls with two-sided sheathing and dense fastener layout", *Thin-Walled Structures*, vol. 180, (2022), p. 109832.
124. Kolarkar, P. N., "Structural and thermal performance of cold-formed steel stud wall systems under fire conditions", PhD Thesis, School of urban development, Queensland University of Technology, Australia, (2010).
125. Gunalan, S., Kolarkar, P., et Mahendran, M., "Experimental study of load bearing cold-formed steel wall systems under fire conditions", *Thin-Walled Structures*, vol. 65, (2013), pp. 72-92.
126. Khetata, S. M., Piloto, P. A., et Gavilán, A. B., "Non-loadbearing light steel framing walls under fire", *proceedings of 5th IBERIAN-LATIN-AMERICAN CONGRESS ON FIRE SAFETY–CILASCI 5*, (2019), pp. 169-185.
127. Piloto, A. G. P., Khetata, S. M., et Gavilán, B. R. A., "Loadbearing capacity of lsf walls under fire exposure", *MATTER: International Journal of Science and Technology*, vol. 4, N° 3, (2018),
128. Ariyanayagam, A. D. et Mahendran, M., "Influence of cavity insulation on the fire resistance of light gauge steel framed walls", *Construction and Building Materials*, vol. 203, (2019), pp. 687-710.
129. Tao, Y. et Mahendran, M., "Fire tests and thermal analyses of LSF walls insulated with silica aerogel fibreglass blanket", *Fire safety journal*, vol. 122, (2021), p. 103352.
130. Xing, Y., Zhao, O., et Wang, W., "Testing, modelling and analysis of full-scale cold-formed steel center-sheathed shear walls in fire", *Engineering Structures*, vol. 284, (2023), p. 115970.
131. Kechidi, S., Fratamico, D. C., Schafer, B. W., Castro, J. M., et Bourahla, N., "Simulation of screw connected built-up cold-formed steel back-to-back lipped channels under axial compression", *Engineering Structures*, vol. 206, (2020), p. 110109.
132. Peiris, M. et Mahendran, M., "Advanced numerical modelling of light-gauge steel framed walls subject to eccentric compression", *Engineering Structures*, vol. 256, (2022), p. 114063.
133. He, C., Cai, Y., et Chen, H., "Numerical Investigations on Axial Compressive Behavior of Opening Cold-Formed Thin-Wall C-Steel Combined Double-Limb Column", *Buildings*, vol. 12, N° 9, (2022), p. 1378.
134. Yilmaz, F., Mojtabaei, S. M., Hajirasouliha, I., et Becque, J., "Behaviour and performance of OSB-sheathed cold-formed steel stud wall panels under

- combined vertical and seismic loading”, *Thin-Walled Structures*, vol. 183, (2023), p. 110419.
135. Gunalan, S. et Mahendran, M., “Fire performance of cold-formed steel wall panels and prediction of their fire resistance rating”, *Fire safety journal*, vol. 64, (2014), pp. 61-80.
136. Ariyanayagam, A., Poologanathan, K., et Mahendran, M., “Thermal modelling of load bearing cold-formed steel frame walls under realistic design fire conditions”, *Advanced Steel Construction*, vol. 13, N° 2, (2017), pp. 160-189.
137. Thanasoulas, I. D., Vardakoulias, I. K., Kolaitis, D. I., Gantes, C. J., et Founti, M. A., “Coupled thermo-mechanical simulation for the performance-based fire design of CFS drywall systems”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 145, (2018), pp. 196-209.
138. Baleshan, B. et Mahendran, M., “Numerical study of high strength LSF floor systems in fire”, *Thin-Walled Structures*, vol. 101, (2016), pp. 85-99.
139. Samiee, P., Niari, S. E., et Ghandi, E., “Thermal and structural behavior of cold-formed steel frame wall under fire condition”, *Engineering Structures*, (2021), p. 113563.
140. Rokilan, M. et Mahendran, M., “Design of cold-formed steel wall studs subject to non-uniform elevated temperature distributions”, *Thin-Walled Structures*, vol. 171, (2022), p. 108625.
141. Peiris, M. et Mahendran, M., “Numerical modelling of LSF walls under combined compression and bending actions and fire conditions”, *Thin-Walled Structures*, vol. 182, (2023), p. 110132.
142. Poologanathan, K. et Mahendran, M., “Thermal performance of composite panels under fire conditions using numerical studies: Plasterboards, rockwool, glass fibre and cellulose insulations”, *Fire Technology*, vol. 49, N° 2, (2013), pp. 329-356.
143. Louis Fruitet, G. M., “Acier de construction : Caractéristiques et bases de choix, technique de l'ingénieur C 2 501, traité construction”, (2003).
144. Dan, D., Viorel, U., et Raffaele, L., “Design of Cold-Formed Steel Structures - Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 1-3 – Design of Cold-formed Steel Structures”. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork Portugal, (2012).
145. BELAID, T., “Etude de la stabilité latérale des éléments en acier à section mono symétrique - Cas des profils en U-”, Thèse de Magister, Faculté de Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, (2009).
146. AISI, A. I. a. S. I., “North American specification for the design of cold-formed steel structural members”, (2007).

147. Altenbach, H. et Eremeyev, V., "Thin-walled structural elements: Classification, classical and advanced theories, new applications", *Shell-like Structures: Advanced Theories and Applications*, (2017), pp. 1-62.
148. Kirchhoff, G., "Über das Gleichgewicht und die Bewegung einer elastischen Scheibe", *Journal für die reine und angewandte Mathematik (Crelles Journal)*, vol. 1850, N° 40, (1850), pp. 51-88.
149. Ritz, W., "Über eine neue Methode zur Lösung gewisser Variationsprobleme der mathematischen Physik", *Journal für die reine und angewandte Mathematik*, N° 135, (1908), pp. 1-61.
150. Strutt, J. et Rayleigh, B., "The Theory of Sound" vol. 1. Macmillan and co London, (1877).
151. Aron, H., "Das Gleichgewicht und die Bewegung einer unendlich dünnen, beliebig gekrümmten elastischen Schale", *Journal für die reine und angewandte Mathematik*, N° 78, (1874), pp. 136-174.
152. Timoshenko, S. P., "On the correction for shear of the differential equation for transverse vibrations of prismatic bars", *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*, vol. 41, N° 245, (1921), pp. 744-746.
153. SAINT-VENANT, A., "Théorie de l'élasticité des corps solides". Clebsch Paris, (1883).
154. Vlasov, V., "Pièces longues en voiles minces". Thin-walled elastic beams, 1959 (French translation, Eyrolles, Paris) Moscow, (1962).
155. Timoshenko, S. et Gere, J., "Theory of elastic stability". McGraw-Hill Book New York, (1961).
156. Wagner, H., "Torsion and buckling of open sections," *Technical Memorandum*, (1936).
157. Kitipornchai, S., Wang, C. M., et Trahair, N. S., "Buckling of monosymmetric I-beams under moment gradient", *Journal of structural engineering*, vol. 112, N° 4, (1986), pp. 781-799.
158. Wang, C. et Kitipornchai, S., "On stability of monosymmetric cantilevers", *Engineering Structures*, vol. 8, N° 3, (1986), pp. 169-180.
159. Yoo, C. H., "Bimoment contribution to stability of thin-walled assemblages", *Computers & structures*, vol. 11, N° 5, (1980), pp. 465-471.
160. Murray, N. W., "Introduction to the theory of thin-walled structures". Clarendon Press Oxford, (1984).
161. Trahair, N. S., "Flexural-torsional buckling of structures" vol. 6. E & FN Spon London, (1993).

162. HAMAIDIA, A., "Contrôle des instabilités dans les structures à parois minces", Thèse de Doctorat 3ème Cycle, Département de Génie Civil et Hydraulique, Université de Mohammed Seddik BENYAHIA Jijel, Algérie, (2020).
163. EL HASSANIA, K., "Étude numérique et expérimentale du comportement des poutres à parois minces et à sections ouvertes", Thèse de doctorat, Institut supérieure de génie mécanique et productique Université de Metz, Metz, France, (1998).
164. Zbirohowski-Kościa, "Thin-Walled Beams from Theory to Practice". Crosby Lockwood & Son Ltd London, (1967).
165. Batista, E. d. M., "Effective section method: A general direct method for the design of steel cold-formed members under local–global buckling interaction", *Thin-Walled Structures*, vol. 48, N° 4-5, (2010), pp. 345-356.
166. Von Karman, T., Sechler, E., et Donnell, L., "The strength of thin plates in compression: Transactions", *SME, Applied Mechanics*, vol. 54, N° 2, (1932).
167. Winter, G., "Strength of thin steel compression flanges", *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. 112, N° 1, (1947), pp. 527-554.
168. EN1993-1-5, "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: General rules - Plated structural elements [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]", (2006).
169. Camotim, D., Dinis, P., et Martins, A., "Direct strength method—a general approach for the design of cold-formed steel structures", *Recent trends in cold-formed steel construction*, (2016), pp. 69-105.
170. Hancock, G. J., Kwon, Y. B., et Bernard, E. S., "Strength design curves for thin-walled sections undergoing distortional buckling", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 31, N° 2-3, (1994), pp. 169-186.
171. AISI, "North American Specification (NAS) for the Design of Cold-formed Steel Structural Members (AISI-S100_12) + Respective Commentary", (2004).
172. AS/NZS 4600, A. N. Z. S., "Cold-formed steel structures", (2005).
173. Schafer, B., "Local, distortional, and Euler buckling of thin-walled columns", *Journal of structural engineering*, vol. 128, N° 3, (2002), pp. 289-299.
174. Schafer, B., Sarawit, A., et Peköz, T., "Complex edge stiffeners for thin-walled members", *Journal of structural engineering*, vol. 132, N° 2, (2006), pp. 212-226.
175. Li, Z. et Schafer, B., "Application of the finite strip method in cold-formed steel member design", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 66, N° 8-9, (2010), pp. 971-980.

176. Kankanamge, N. D. et Mahendran, M., "Mechanical properties of cold-formed steels at elevated temperatures", *Thin-Walled Structures*, vol. 49, N° 1, (2011), pp. 26-44.
177. Klippstein, K., "Strength of cold-formed studs exposed to fire", American Iron and Steel Institute, Washington DC, USA, (1980).
178. Ranby, A., "Structural Fire Design of Thin-Walled Steel Sections, Licentiate Thesis, Department of Civil and Mining Engineering, Lulea Uni", Technology, Sweden, (1999).
179. Kaitila, O., "Finite element modelling of cold-formed steel members at high temperatures", Licentiate Thesis, Helsinki University of Technology Finland, (2002).
180. Zhao, B., Kruppa, J., Renaud, C., O'CONNOR, M., Mecozzi, E., Apiazu, W., Demarco, T., KARLSTRÖM, P., Jumppanen, U., et Kaitila, O., "Calculation rules of lightweight steel sections in fire situations", EUR, N° 21426, (2005), pp. 1-226.
181. Feng, M. et Wang, Y.-C., "An experimental study of loaded full-scale cold-formed thin-walled steel structural panels under fire conditions", *Fire safety journal*, vol. 40, N° 1, (2005), pp. 43-63.
182. Kesawan, S., Jatheeshan, V., et Mahendran, M., "Elevated temperature mechanical properties of hollow flange channel sections", *Construction and Building Materials*, vol. 87, (2015), pp. 86-99.
183. Jean-François, D., "Sécurité incendie et construction en béton", (2007).
184. EN-1991-1-2, "Eurocode 1: Actions on structures—Part 1-2: General actions—Actions on structures exposed to fire [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]", British Standards, (2002), p. 58.
185. Boursas, F., "Analyse du comportement des structures sous influence du feu", Thèse de Magister, Département de Génie Civil, Université Mentouri Constantine, (2010).
186. XP-ENV-1991-1, "Eurocode 1 «Bases de calcul et actions sur les structures» et Document d'Application Nationale", (1996), p. 80.
187. Franssen, J.-M., "SAFIR: A thermal/structural program for modeling structures under fire", *Engineering Journal*, vol. 42, N° 3, (2005), pp. 143-158.
188. Cai, X., Jiang, L., Qiu, J., Orabi, M. A., Yang, C., Lou, G., Khan, M., Yuan, Y., Li, G., et Usmani, A., "Dual-3D hybrid fire simulation for modelling steel structures in fire with column failure", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 197, (2022), p. 107511.

189. Qiu, J. et Jiang, L., "Development of modular and reusable AI models for fast predicting fire behaviour of steel columns in structural systems", *Engineering Structures*, vol. 297, (2023), p. 116994.
190. Torres, L., Couto, C., Real, P. V., et Piloto, P., "Numerical study of the fire behaviour of external walls in light steel framing", *Fire safety journal*, vol. 141, (2023), p. 103946.
191. Piloto, P. A., Gomes, S., Torres, L., Couto, C., et Real, P. V., "Accuracy of 2D numerical models towards the prediction of the fire resistance on LSF partition walls", *International Journal of Thermal Sciences*, vol. 193, (2023), p. 108511.
192. Oliveira, P. N., Fonseca, E. M., Campilho, R. D., et Piloto, P. A., "Analytical and numerical methodologies to study four different hot-rolled steel profiles under fire", *proceedings of 5th International Conference on Numerical and Symbolic Computation Developments and Applications*, (2021), pp. 437-444.
193. Nie, Z., Li, Y., et Wang, Y., "Mechanical properties of steels for cold-formed steel structures at elevated temperatures", *Advances in Civil Engineering*, vol. 2020, (2020), pp. 1-18.
194. Schafer, B. W., Li, Z., et Moen, C. D., "Computational modeling of cold-formed steel", *Thin-Walled Structures*, vol. 48, N° 10-11, (2010), pp. 752-762.
195. Nikolaos, V. "Nonlinear Analysis of Structures : The Arc Length Method: Formulation, Implementation and Applications", Harvard University, Massachusetts, (2015). Disponible à: <https://scholar.harvard.edu/files/vasios/files/ArcLength.pdf>, (accédé: 28/09/2023)
196. Ranawaka, T. et Mahendran, M., "Experimental study of the mechanical properties of light gauge cold-formed steels at elevated temperatures", *Fire safety journal*, vol. 44, N° 2, (2009), pp. 219-229.

ANNEXES

ANNEXE A

**ORGANIGRAMMES DES DIFFÉRENTES ÉTUDES
ANALYTIQUES ET NUMÉRIQUES RÉALISÉES EN
CONDITION NORMALE ET EN SITUATION D'INCENDIE**

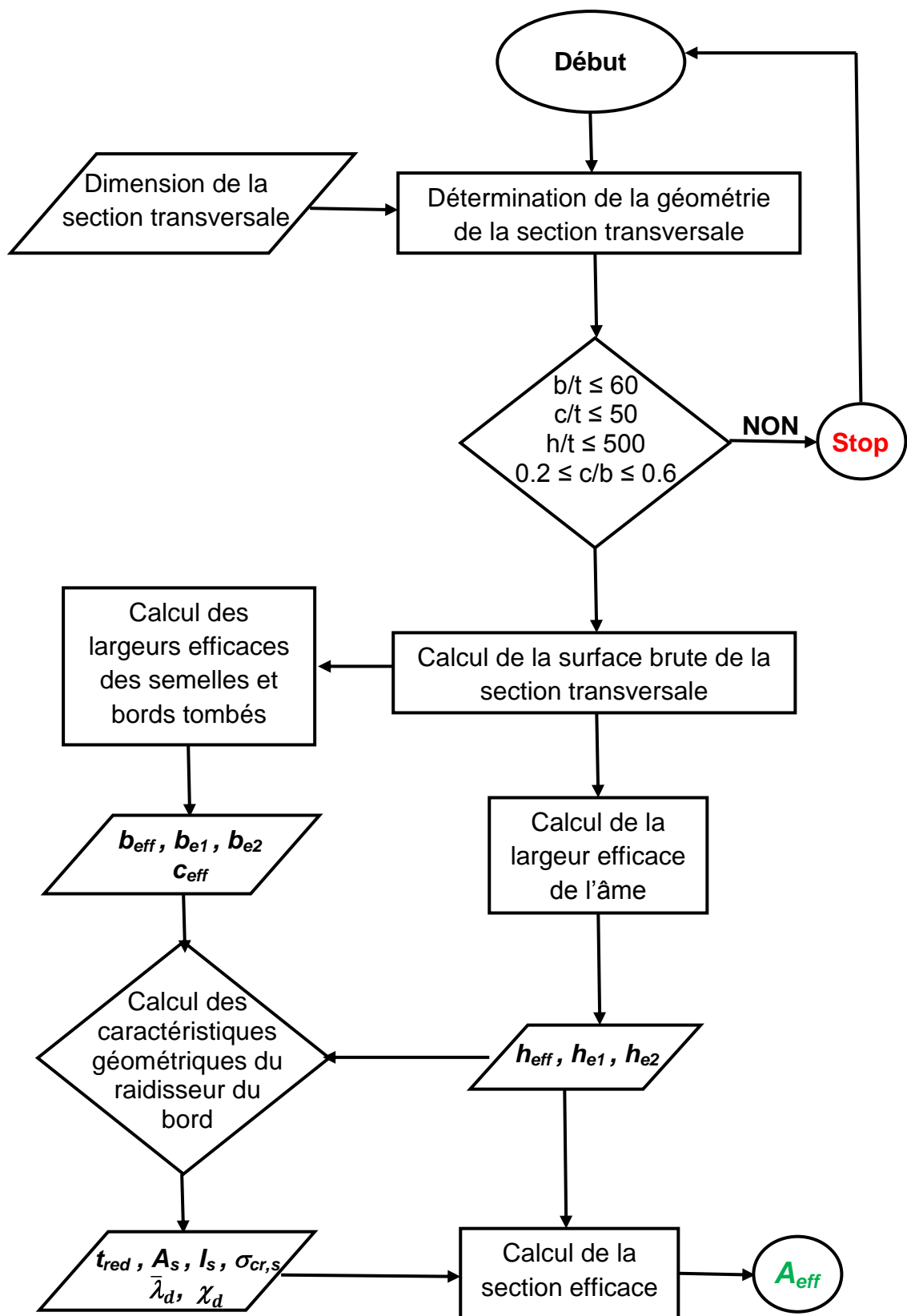


Figure A.1 : Approche analytique de l'EC3 pour le calcul de la section efficace.

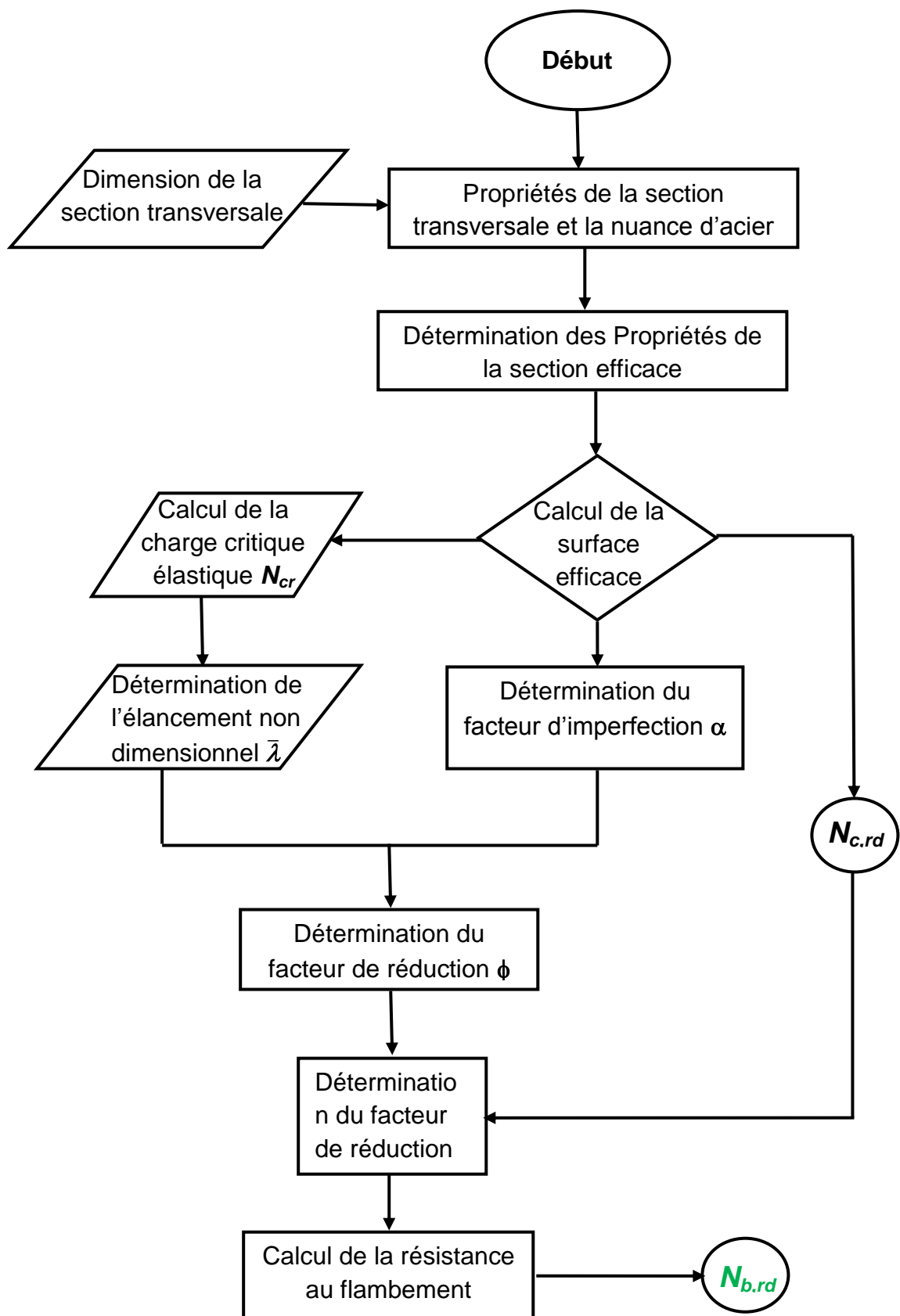


Figure A.2 : Méthode des largeurs efficaces de l'EC3 pour le calcul de la charge critique et ultime.

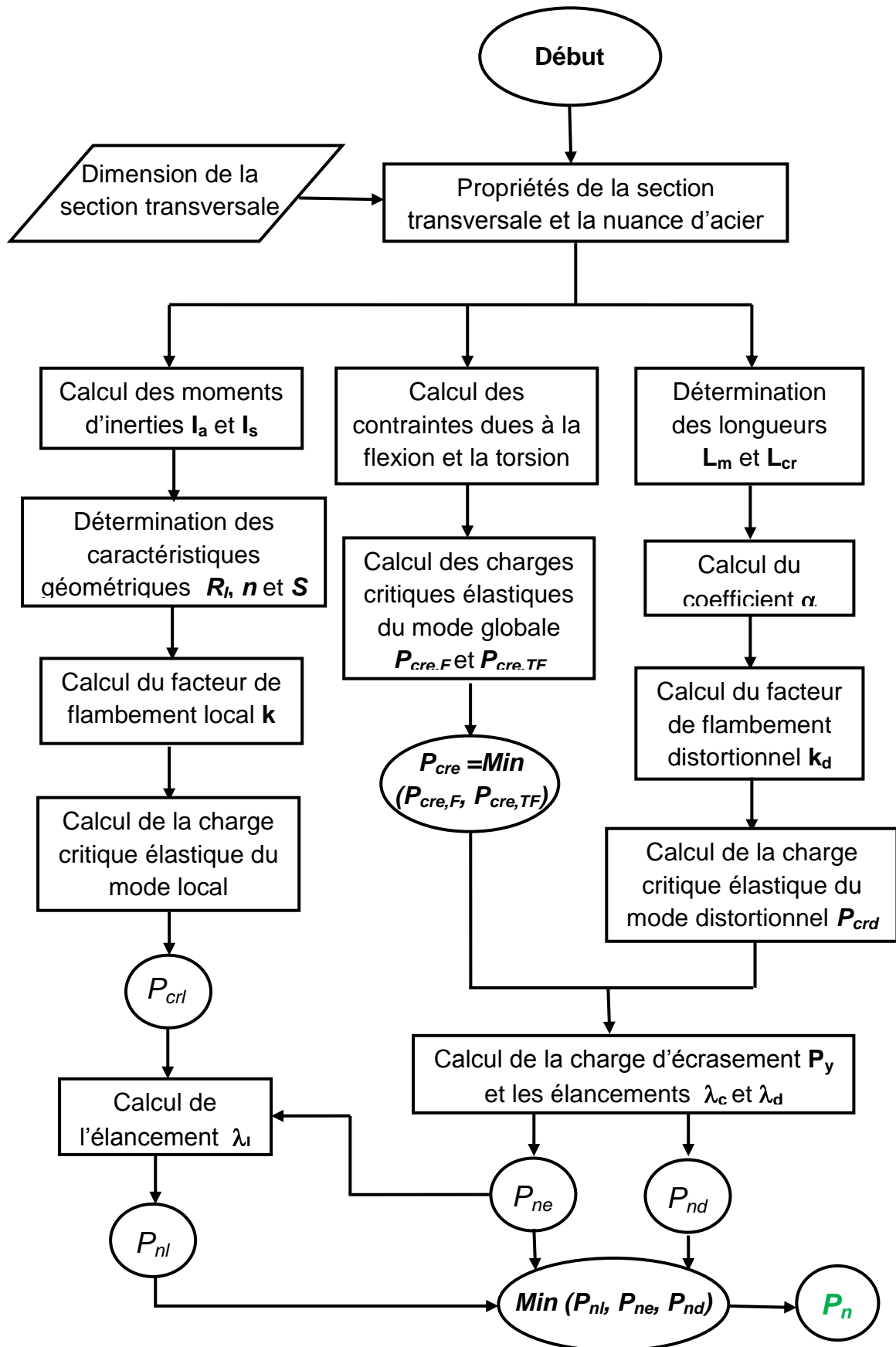


Figure A.3 : Méthode de force directe pour le calcul de la charge critique et ultime.

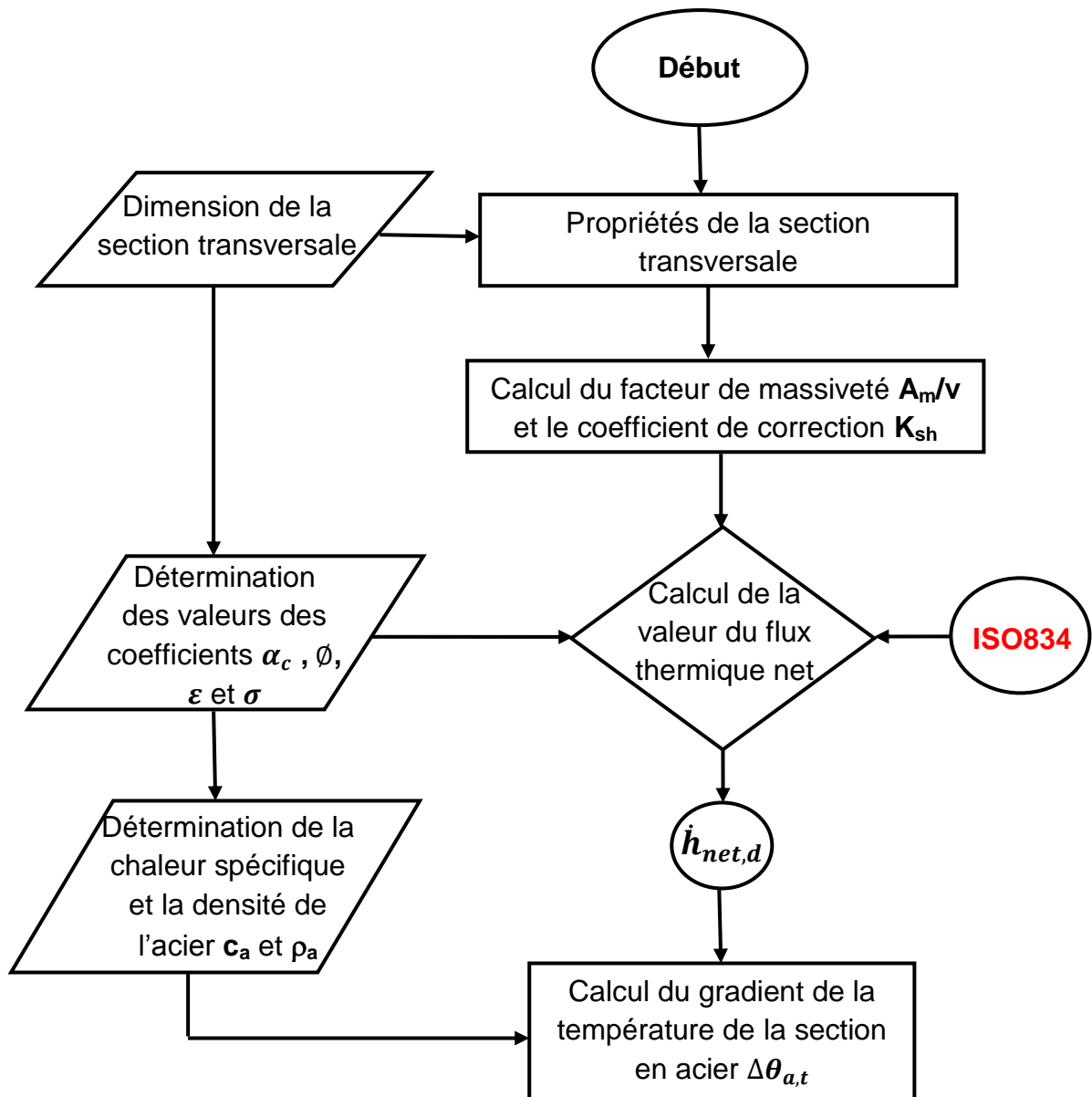


Figure A.4 : Méthode simplifiée de l'EC3 pour le calcul du gradient de la température de la section en acier.

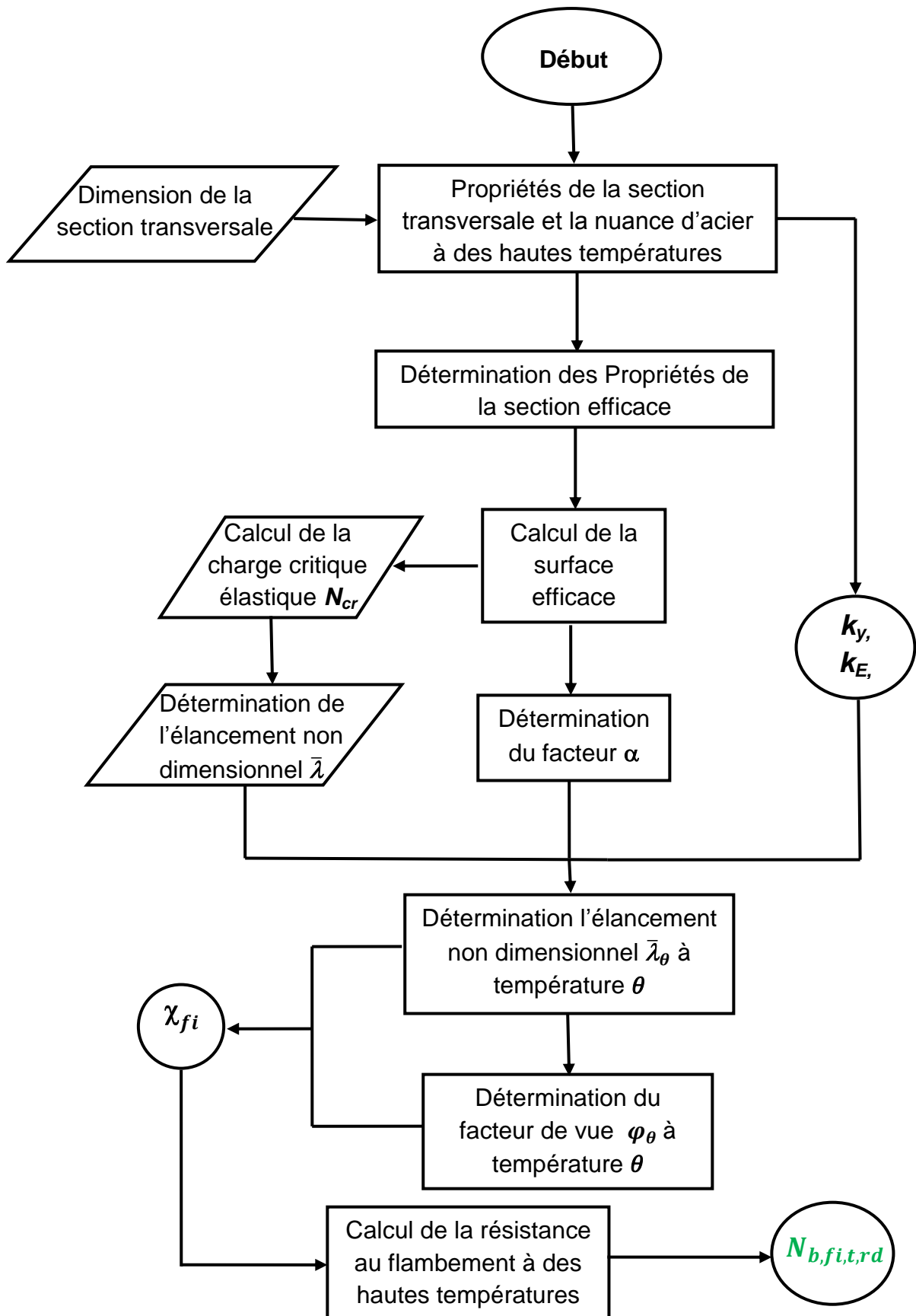
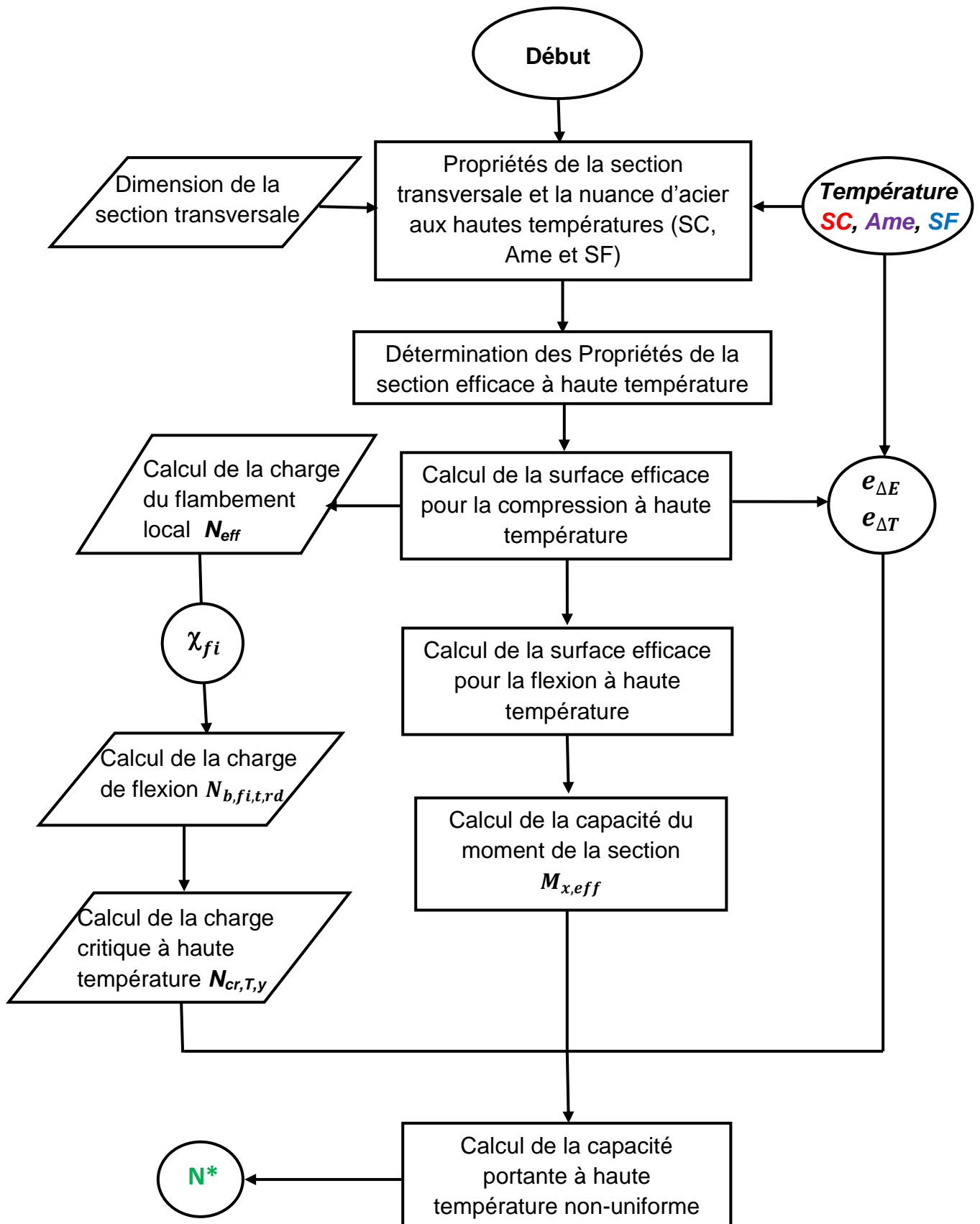


Figure A.5 : Méthode des largeurs efficaces de l'EC3 pour le calcul de la résistance au flambement de l'acier PLF à des hautes températures uniformes



. Figure A.6 : Méthode des largeurs efficaces de l'EC3 modifiée pour le calcul de la résistance au flambement du PLF à des hautes températures non-uniformes.

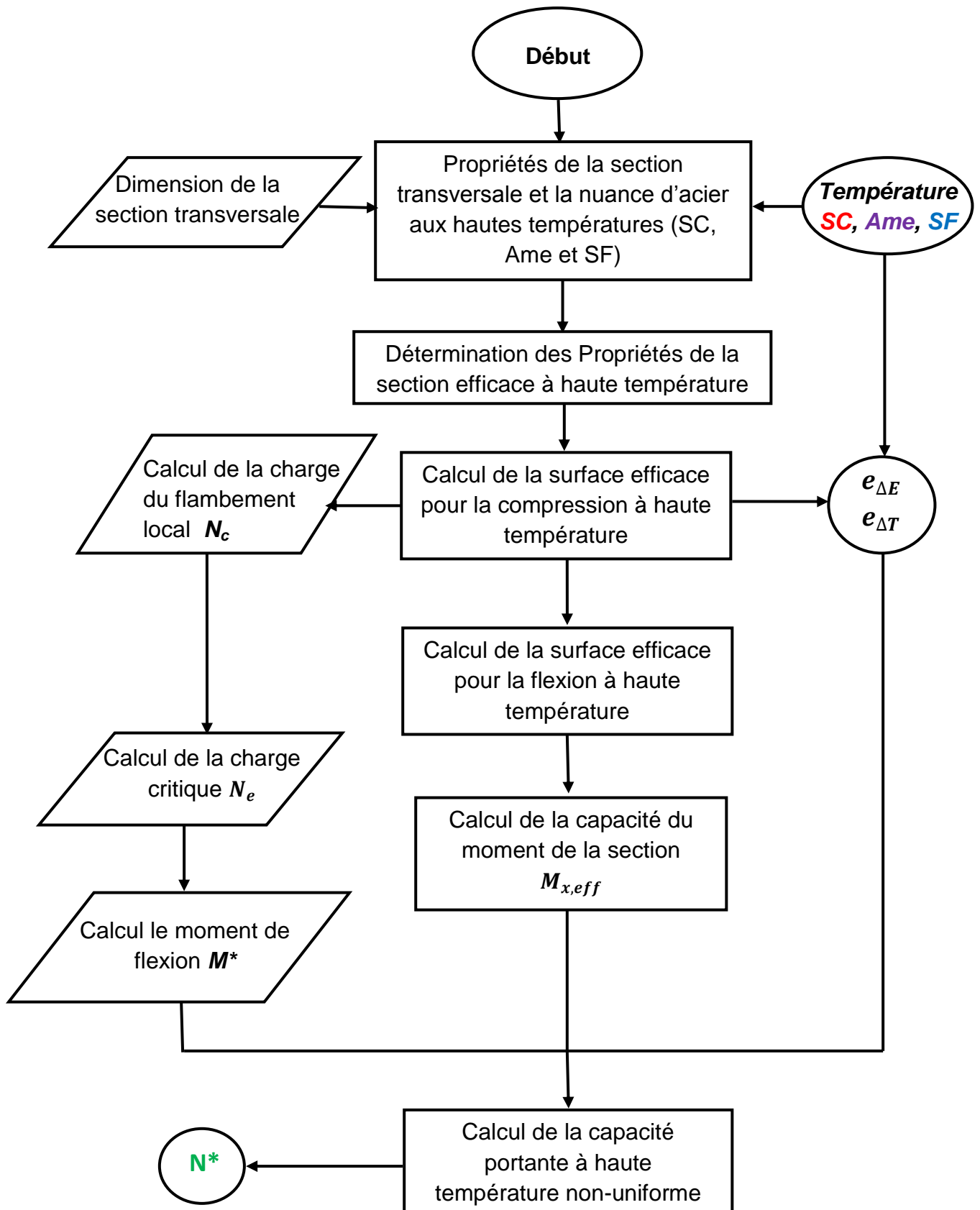


Figure A.7 : Méthode de force directe de l'AISI modifiée pour le calcul de la résistance au flambement du PLF à des hautes températures non-uniformes.

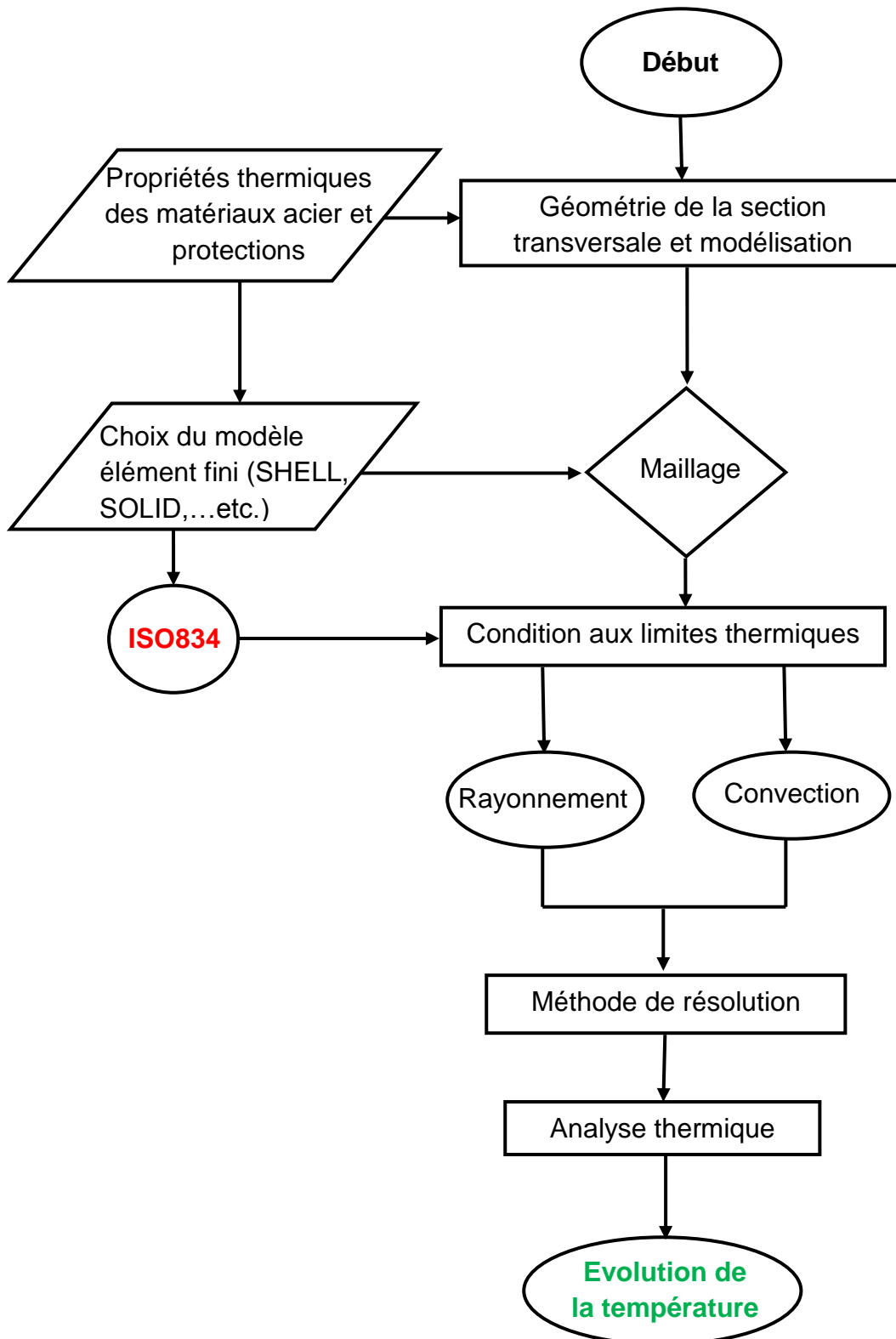


Figure A.8 : Analyse thermique numérique pour la détermination de la progression de la température en fonction du temps dans la section de l'acier PLF.

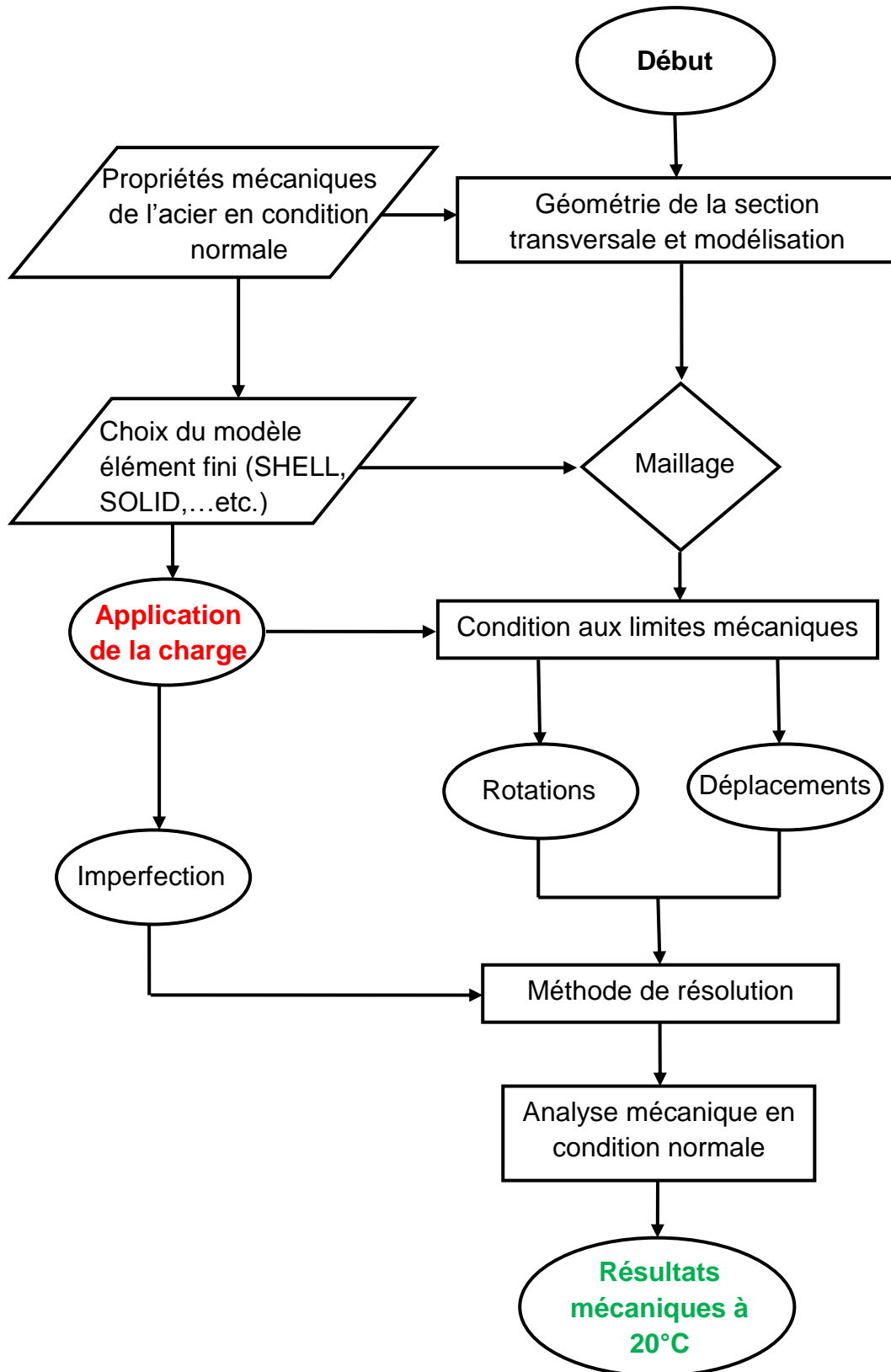


Figure A.9 : Analyse mécanique numérique en condition normale pour la détermination de la charge critique et ultime de la barre PLF isolée.

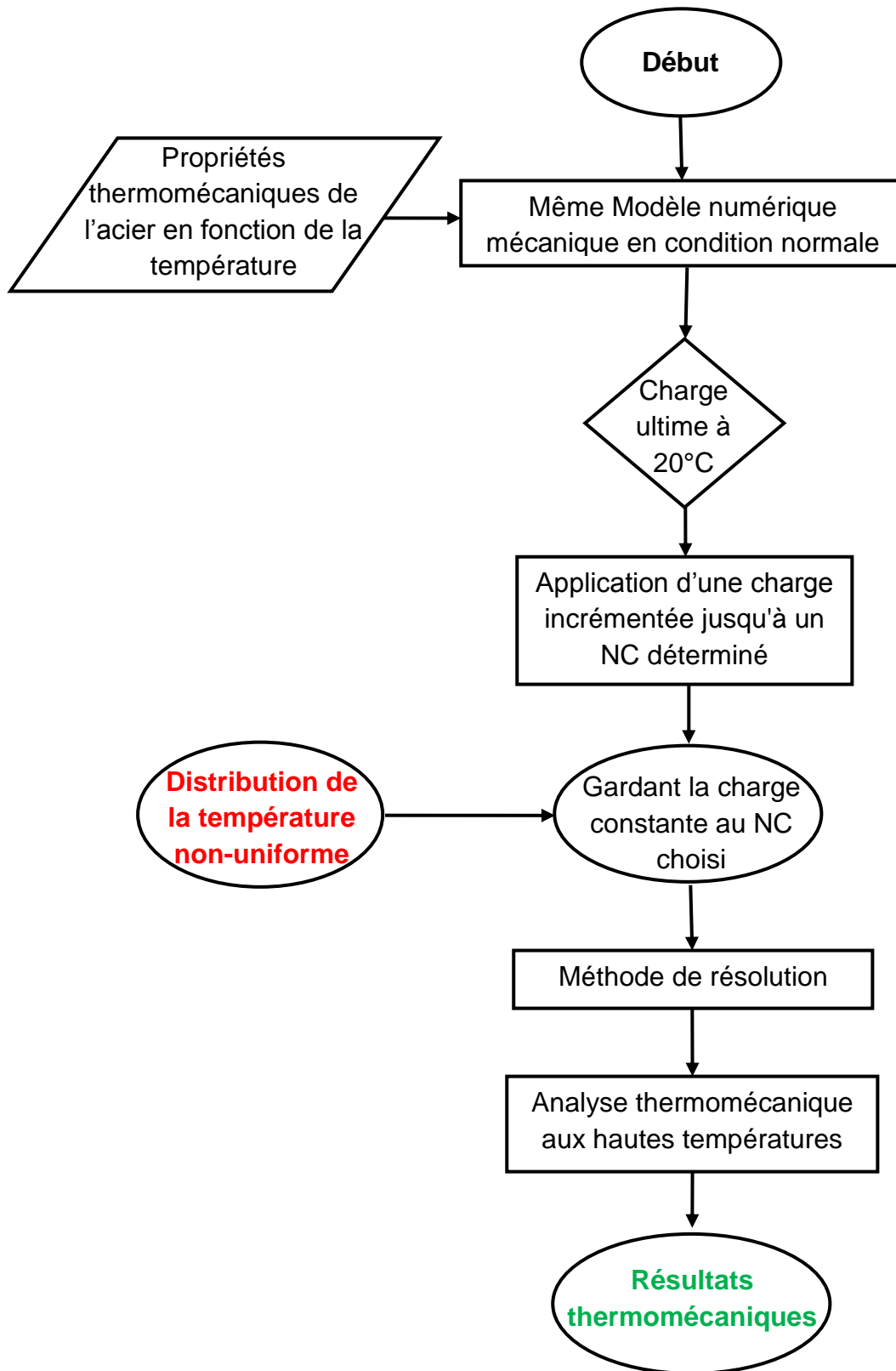


Figure A.10 : Analyse thermomécanique numérique en situation d'incendie pour la détermination de la température critique et le NRF de la barre PLF isolée.

ANNEXE B

RÉPONSE THERMIQUE DES PANNEAUX PLF NON PORTEURS SOUS INCENDIE

ANNEXE B

RÉPONSE THERMIQUE DES PANNEAUX PLF NON PORTEURS SOUS INCENDIE

B.1. Températures maximales dans SC et SF

Tableau B.1 : Températures maximales dans SC et SF des montants PLF.

Configuration	Modèle	Température [°C] à 60 minutes	
		SF	SC
1	1	650	699
	2	458	564
	3	655	707
2	4	188	732
	5	88	709
3	6	47	111
	7	7	29
4	8	70	159
	9	21	41

B.2. Contours de température des panneaux PLF

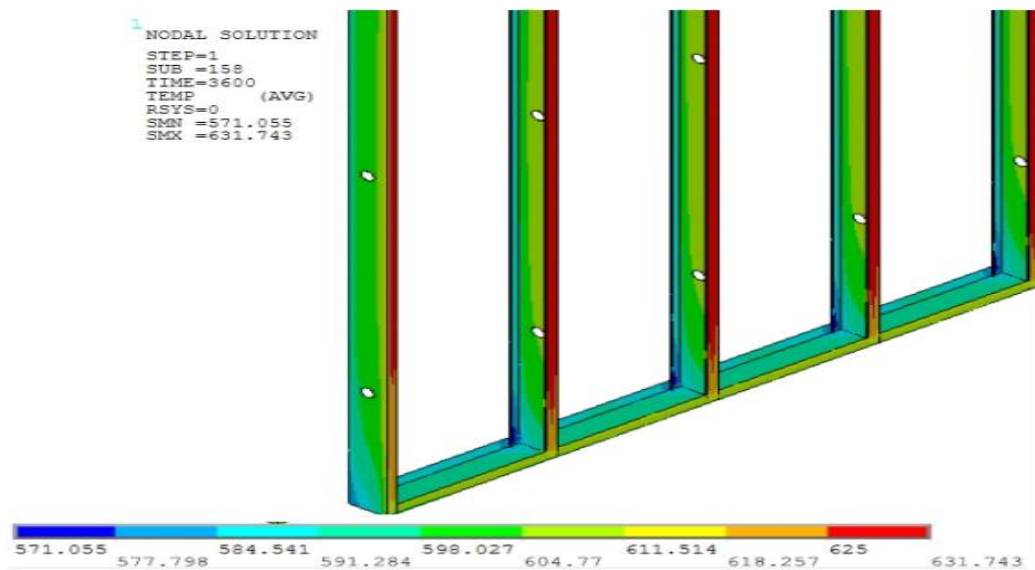


Figure B.1 : Contours de température du modèle 1 de la configuration 1.

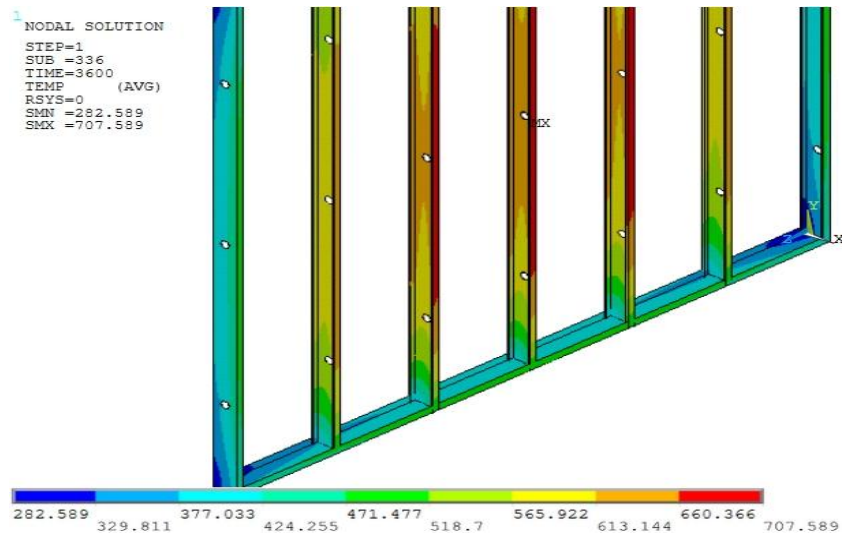


Figure B.2 : Contours de température du modèle 3 de la configuration 1.

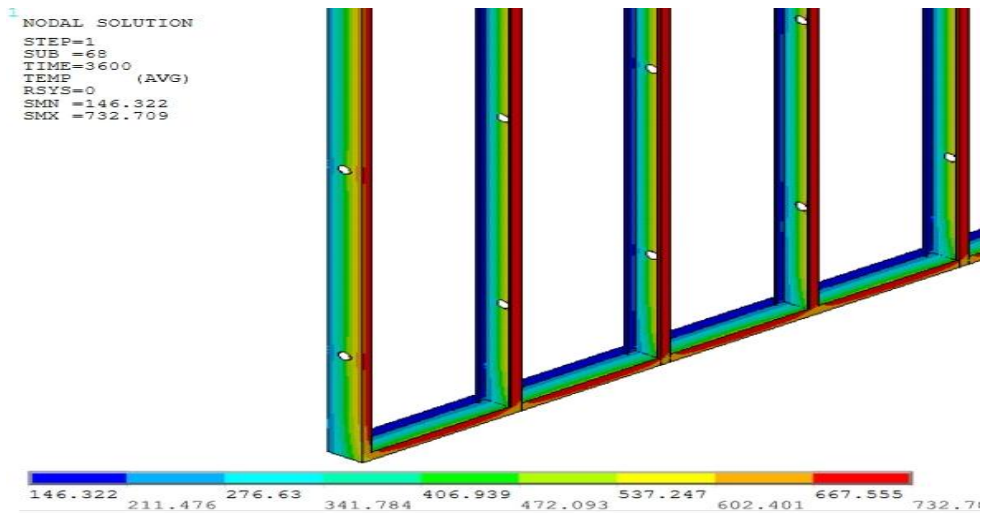


Figure B.3 : Contours de température du modèle 4 de la configuration 2.

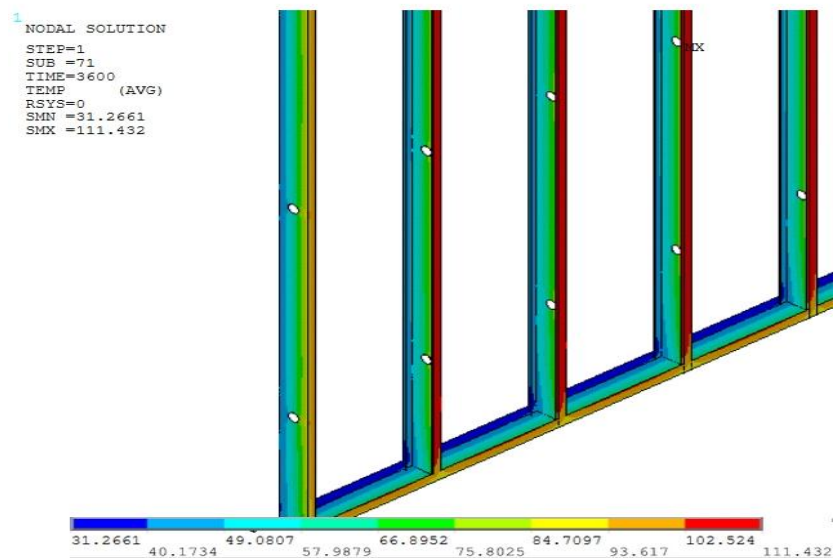


Figure B.4 : Contours de température du modèle 6 de la configuration 3.

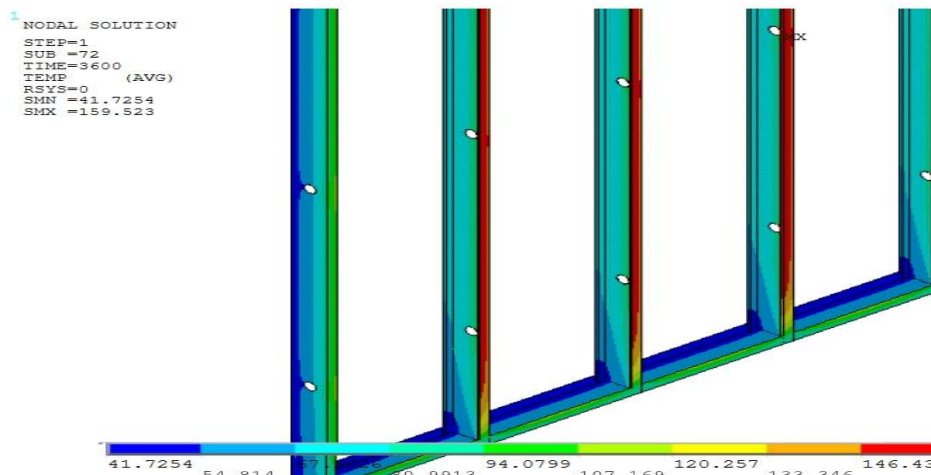


Figure B.5 : Contours de température du modèle 8 de la configuration 4.

ANNEXE C

RÉPONSE MÉCANIQUE DES BARRES PLF ISOLÉES EN CONDITION NORMALE

ANNEXE C

RÉPONSE MÉCANIQUE DES BARRES PLF ISOLÉES EN CONDITION NORMALE

C.1. Influence des doubles montants à 20°C

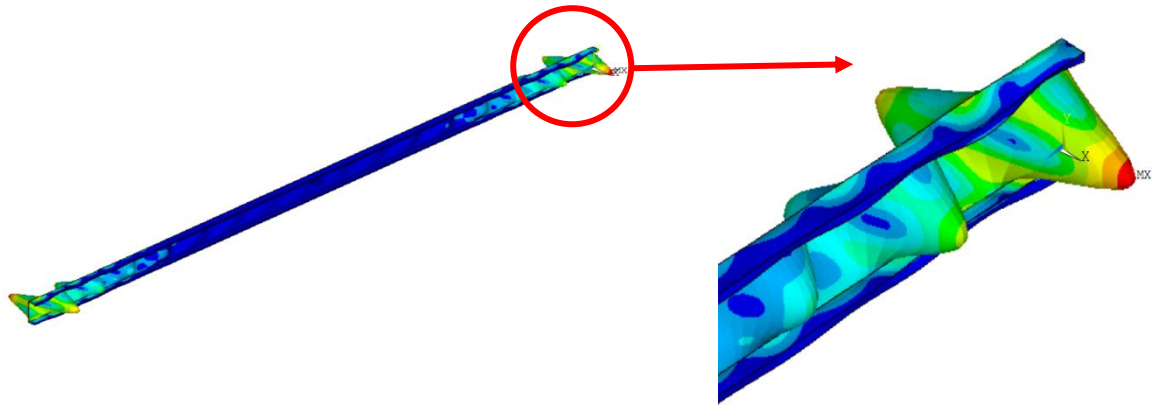
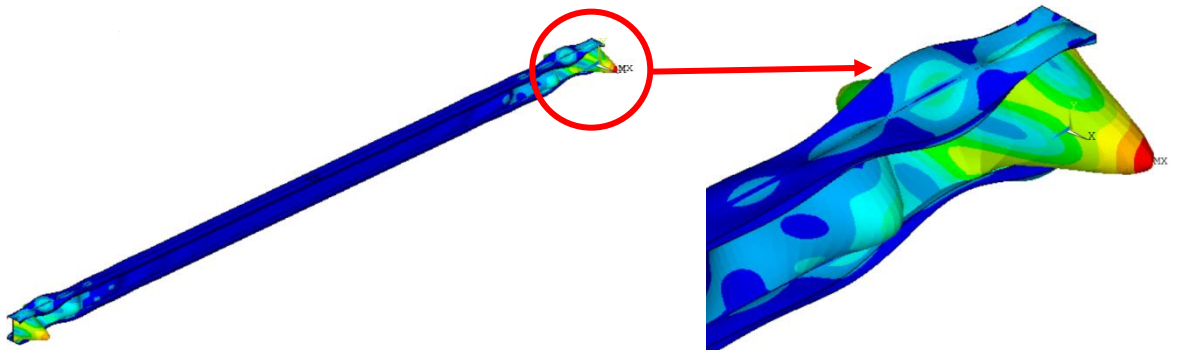
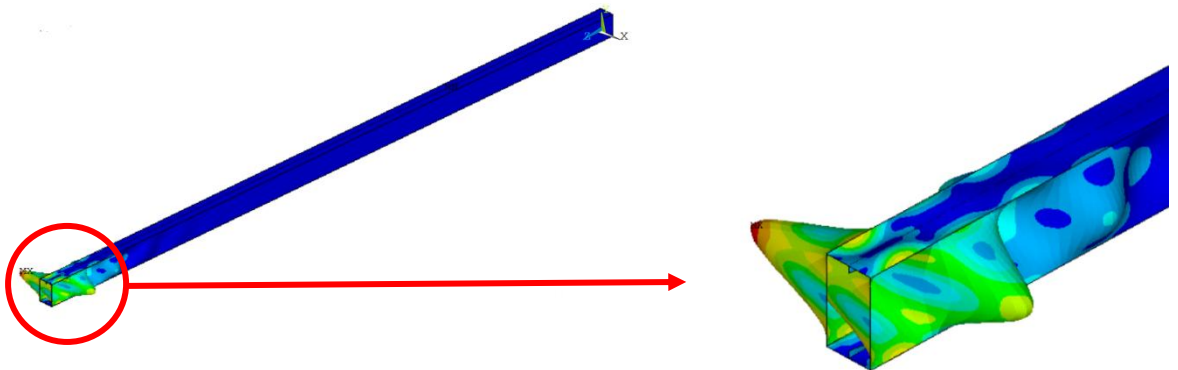


Figure C.1 : Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse élastique linéaire pour le modèle 2 de la configuration 1.



(a) modèle 10.



(b) modèle 11.

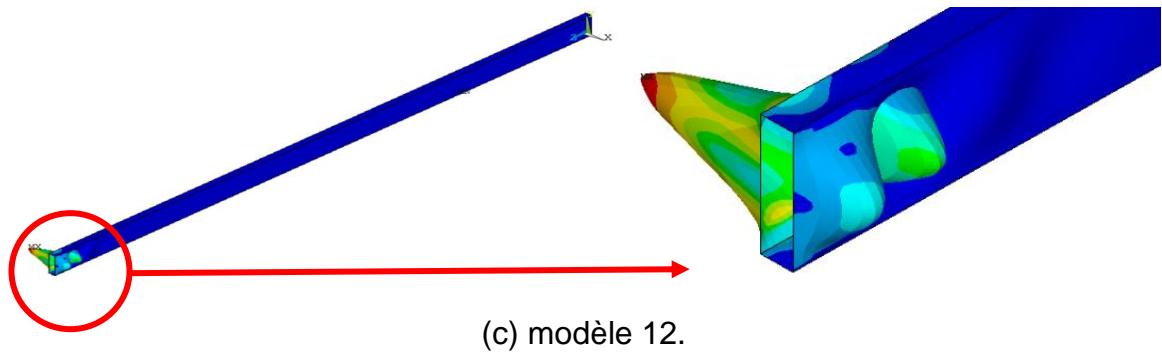
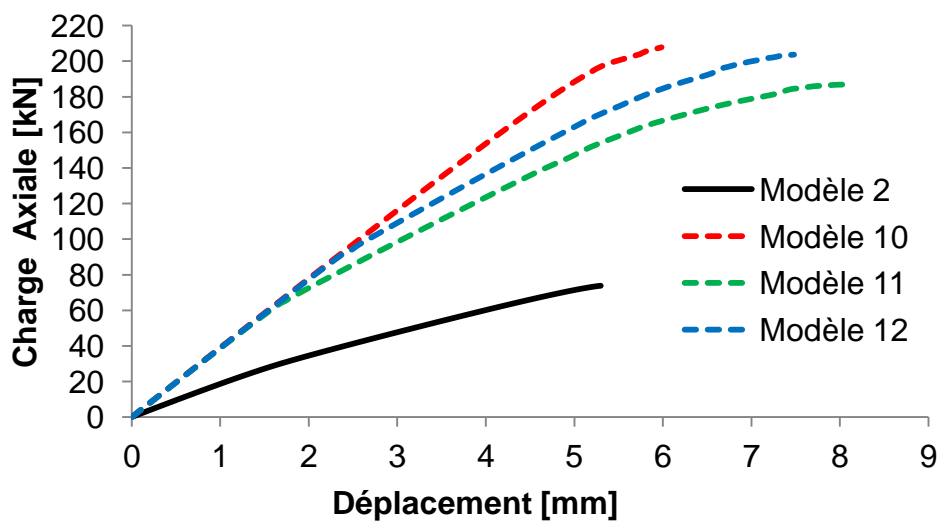
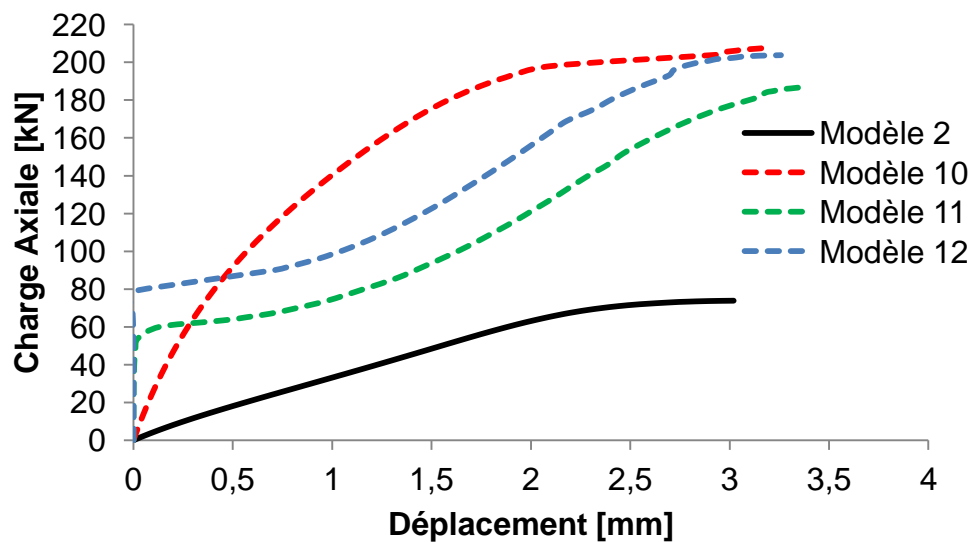


Figure C.2 : Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse élastique linéaire pour la configuration 5.



(a) Déplacement Axiale.



(b) Déplacement Latérale.

Figure C.3 : Variation du déplacement en fonction de la charge axiale des modèles de la configuration 5.

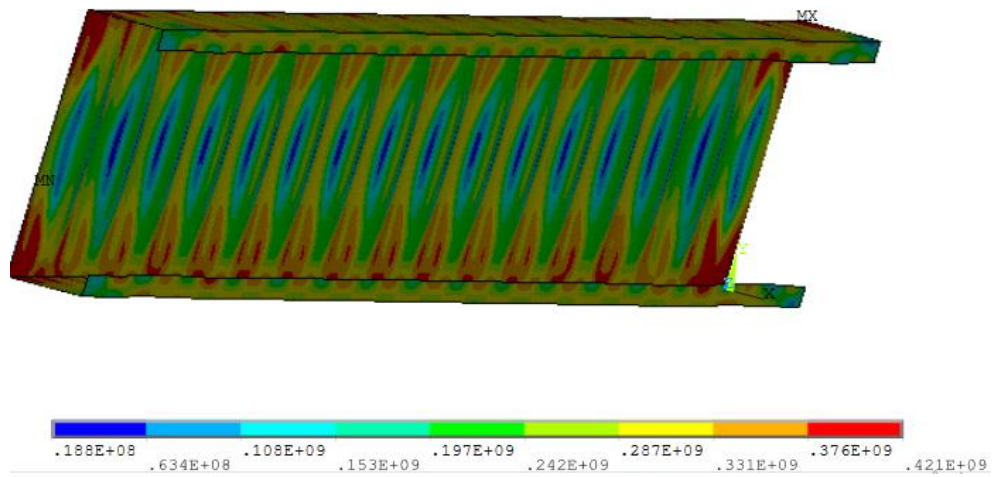
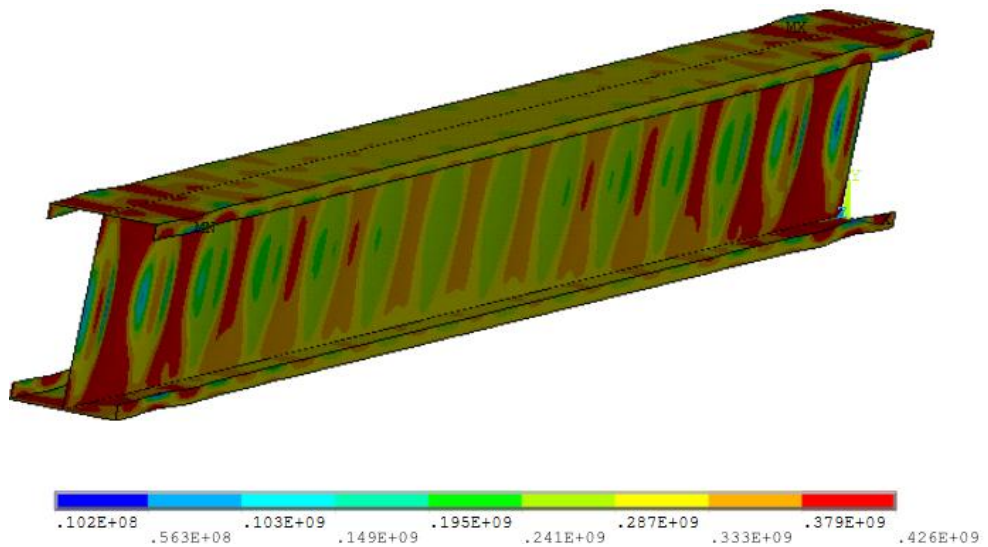
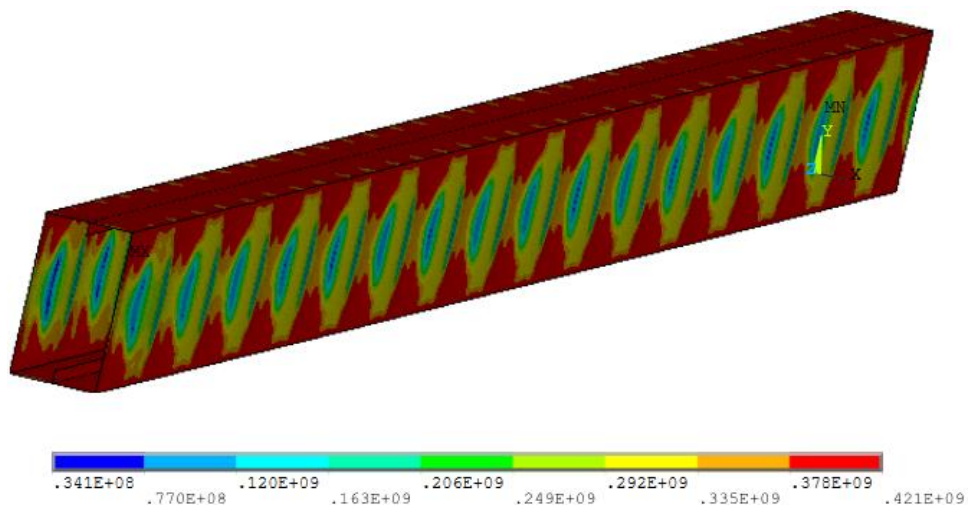


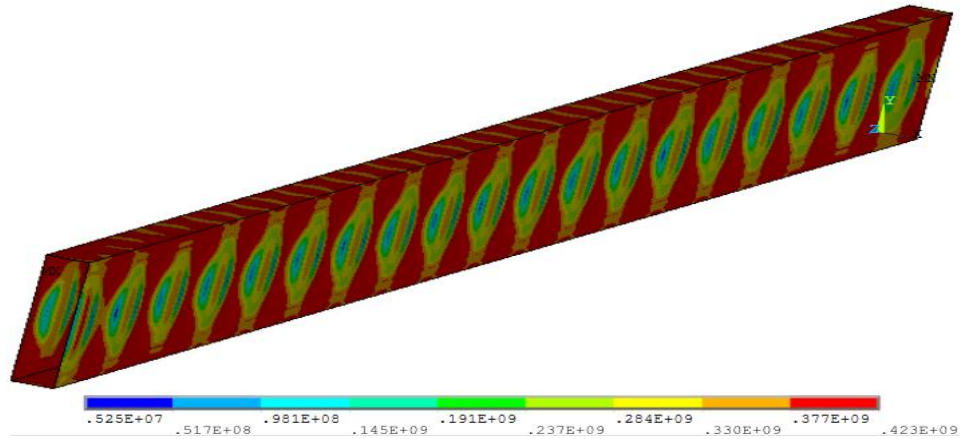
Figure C.4 : Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse statique non-linéaire pour le modèle 2 de la configuration 1.



(a) modèle 10.



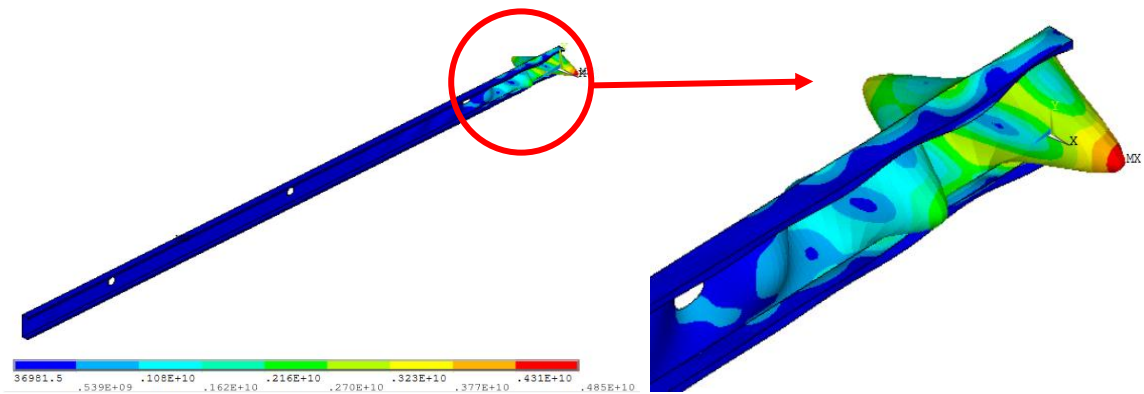
(b) modèle 11.



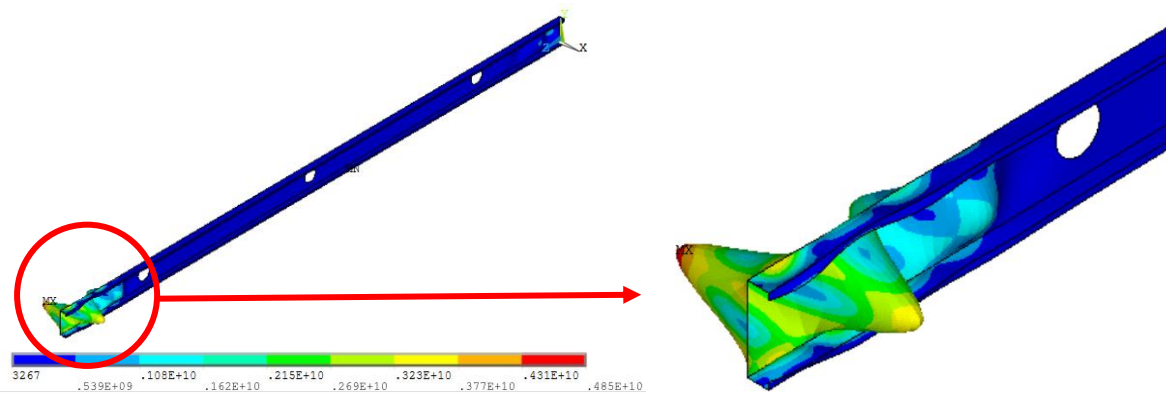
(c) modèle 12.

Figure C.5 : Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse statique non-linéaire 20°C pour la configuration 5.

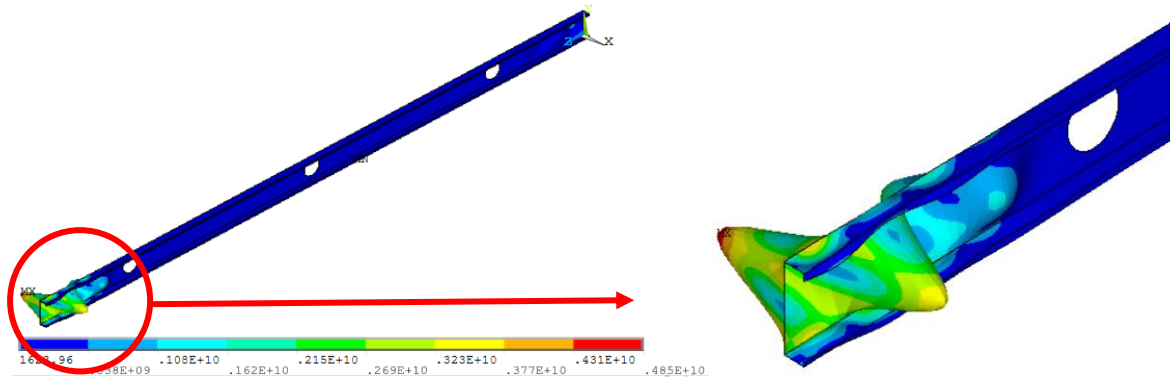
C.2. Influence des ouvertures circulaire d'âme à 20°C



(a) modèle 13.



(b) modèle 14.



(c) modèle 15.

Figure C.6 : Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse élastique linéaire pour la configuration 6.

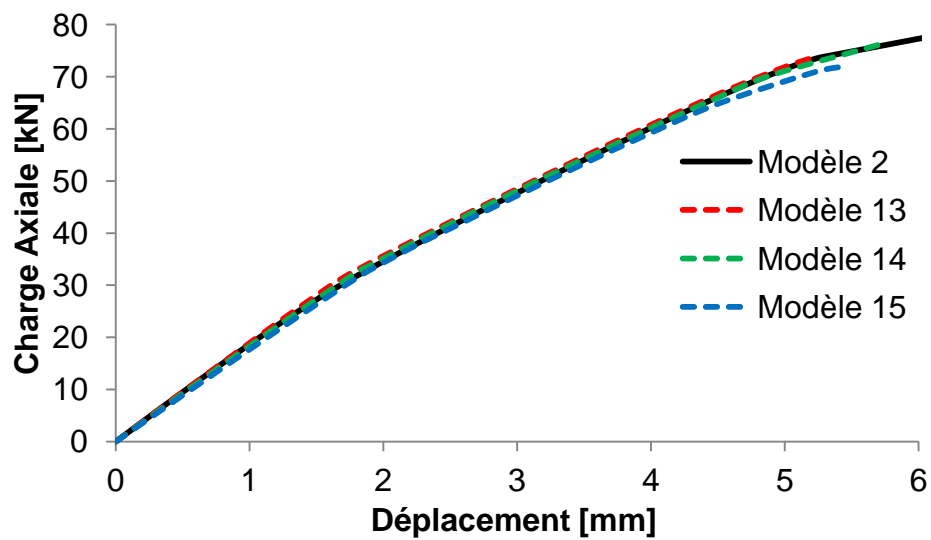
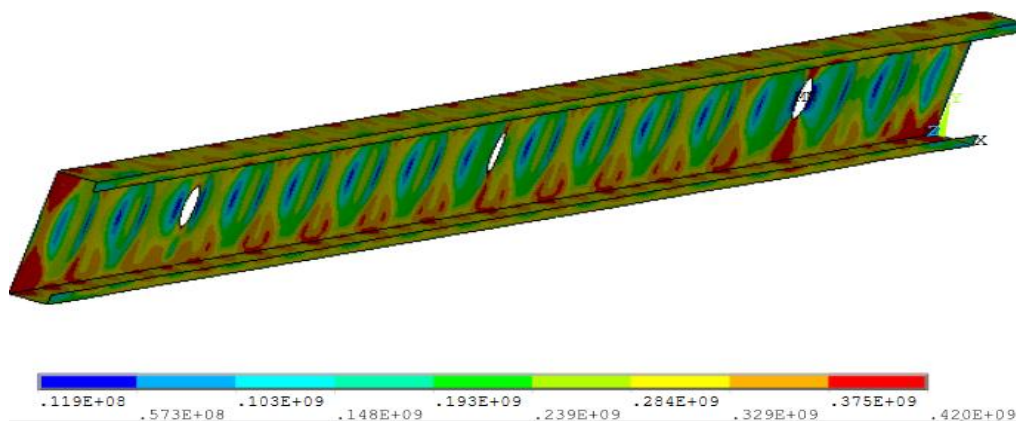
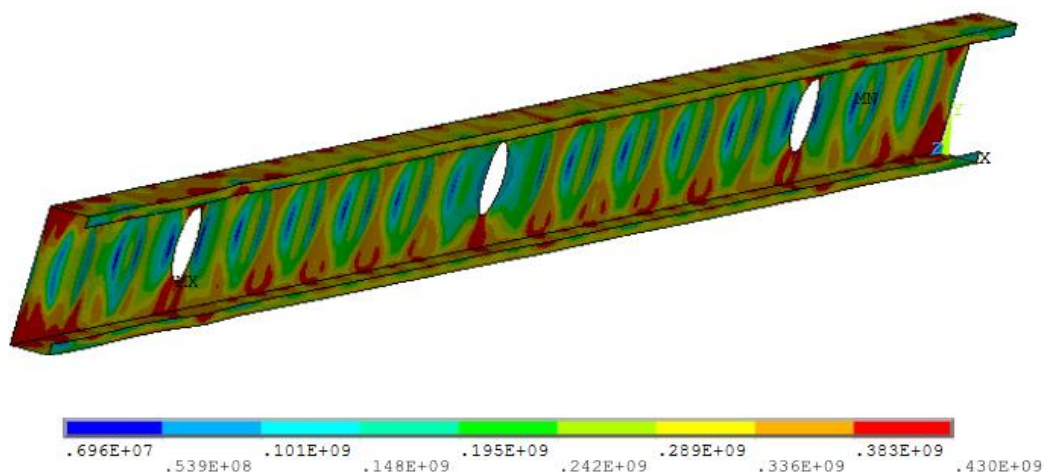


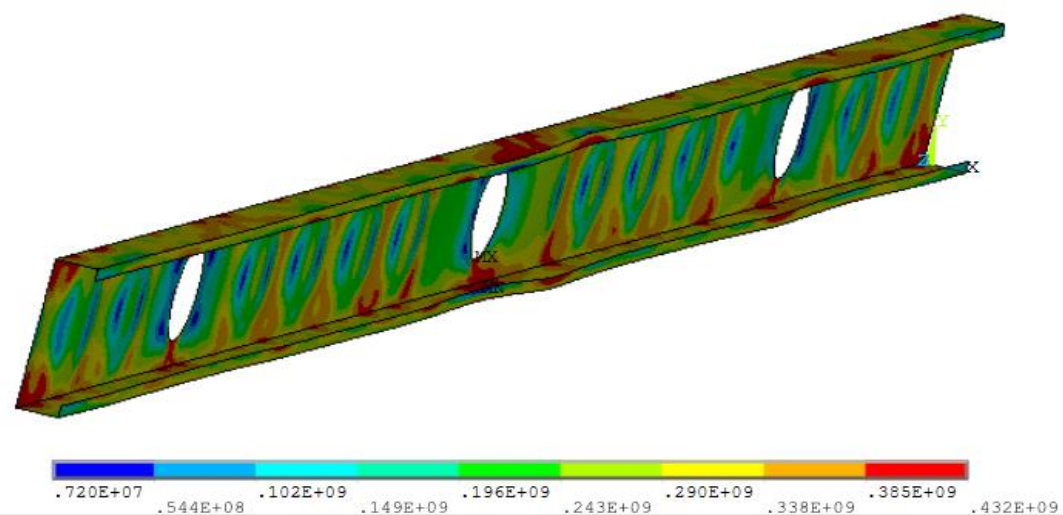
Figure C.7 : Variation du déplacement axiale en fonction de la charge des modèles de la configuration 6.



(a) modèle 13.



(b) modèle 14.



(c) modèle 15.

Figure C.8 : Distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse statique non-linéaire à 20°C pour la configuration 6.

ANNEXE D

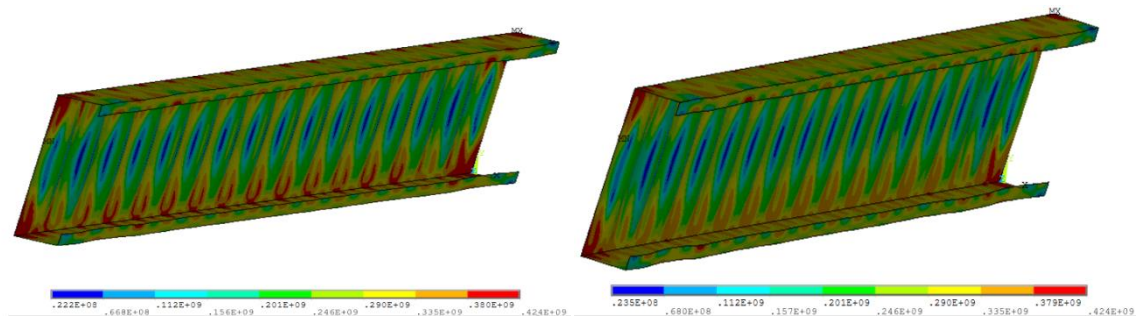
RÉPONSE THERMOMÉCANIQUE DES BARRES PLF ISOLÉES EN SITUATION D'INCENDIE

ANNEXE D

RÉPONSE THERMOMÉCANIQUE DES BARRES PLF ISOLÉES EN SITUATION D'INCENDIE

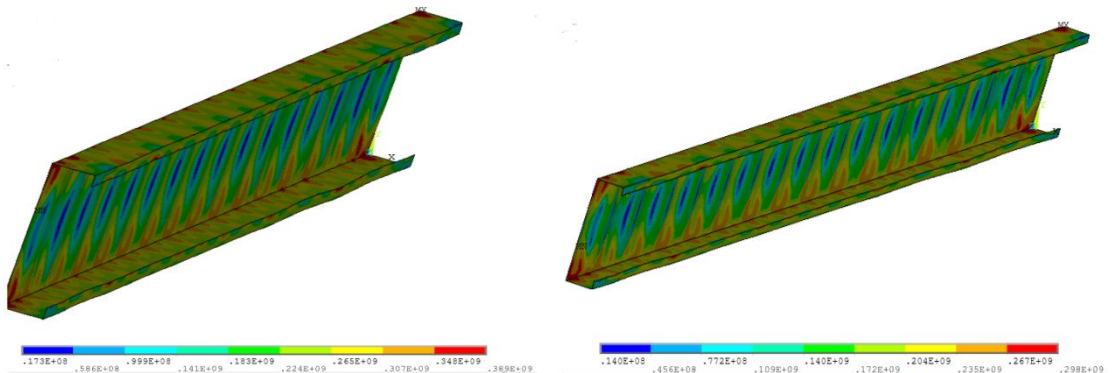
D.1. Influence du système de protection

D.1.1. Profilé Non Protégé (PNP) sous des températures uniformes



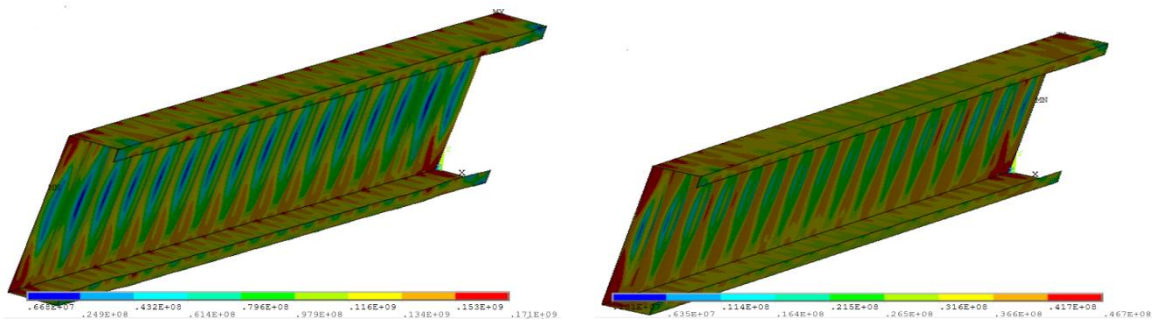
(a) 100°C

(b) 200°C



(c) 300°C

(d) 400°C



(e) 500°C

(f) 600°C

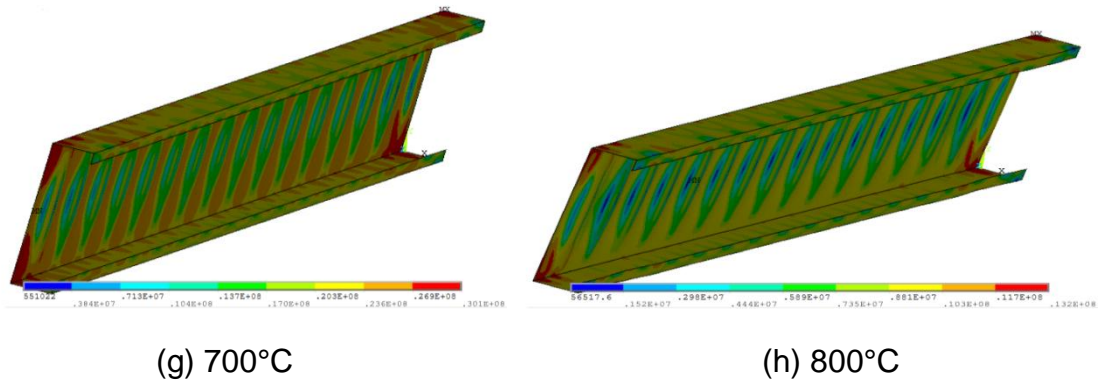
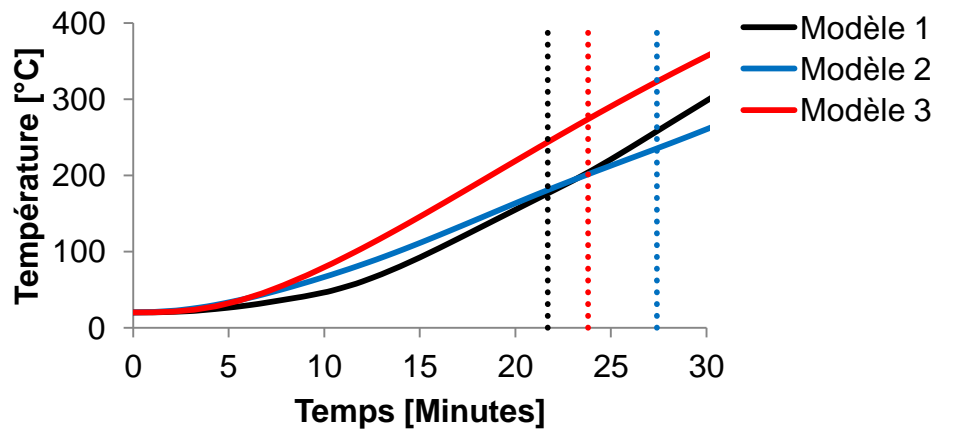
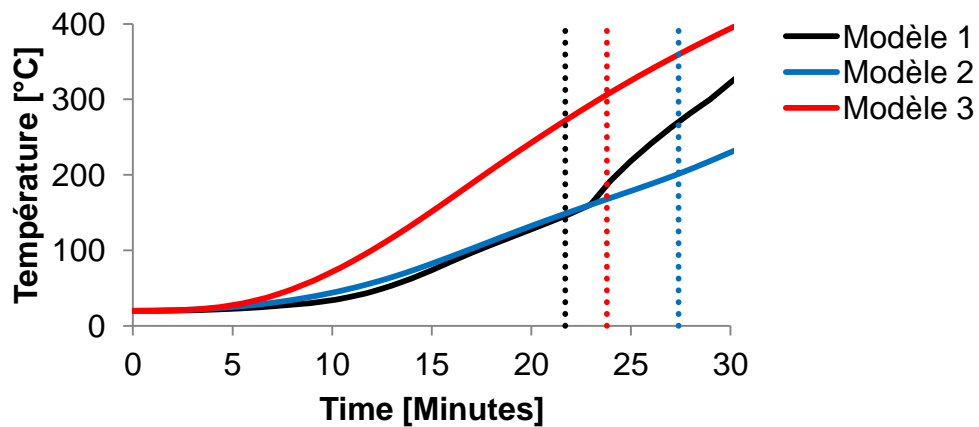


Figure D.1 : Mode de rupture et distribution de contrainte de Von-mises de l'analyse thermomécanique de PNP sous des températures uniformes.

D.1.2. Profilé Protégé sous des températures non uniformes

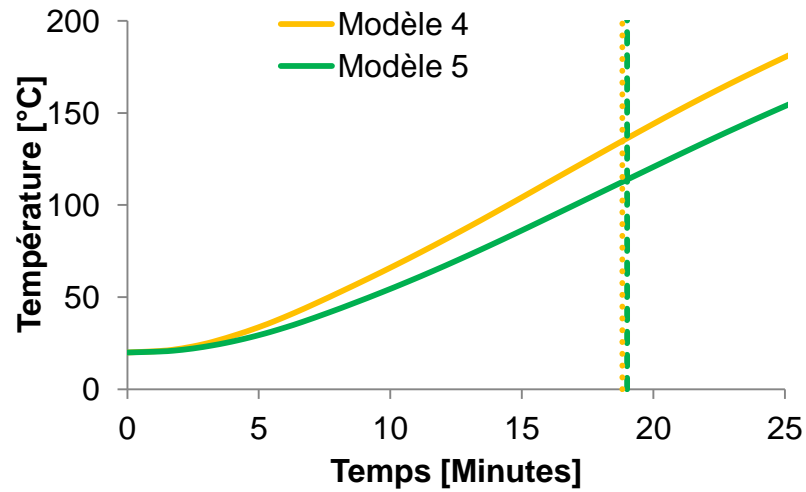


(a) Ame

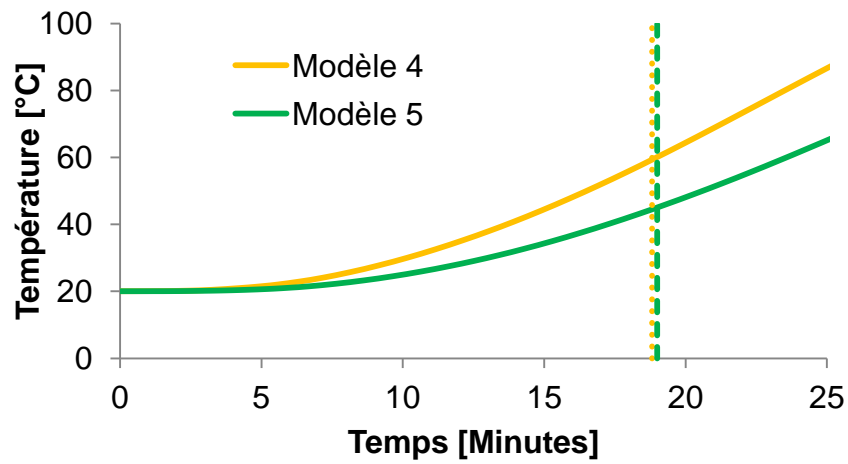


(b) SF

Figure D.2 : Variation de la température maximale en fonction du temps à mi-travée des surfaces des modèles de la configuration 1.

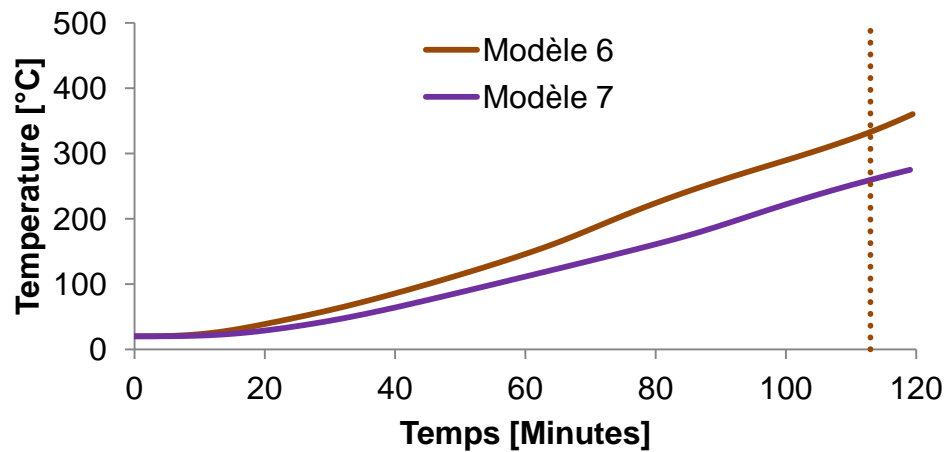


(a) Ame

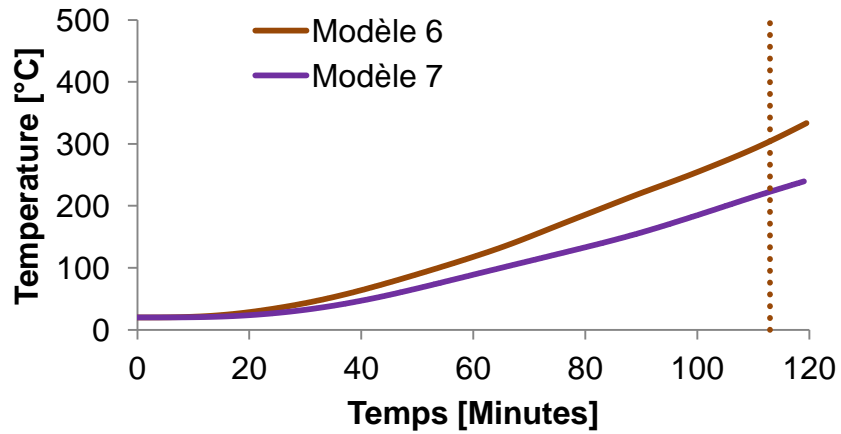


(b) SF

Figure D.3 : Variation de la température maximale en fonction du temps à mi-traversée des surfaces des modèles de la configuration 2.

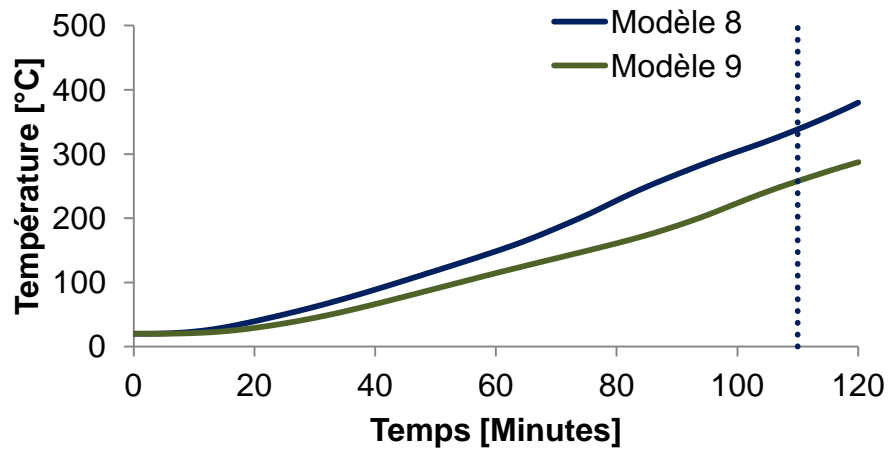


(a) Ame

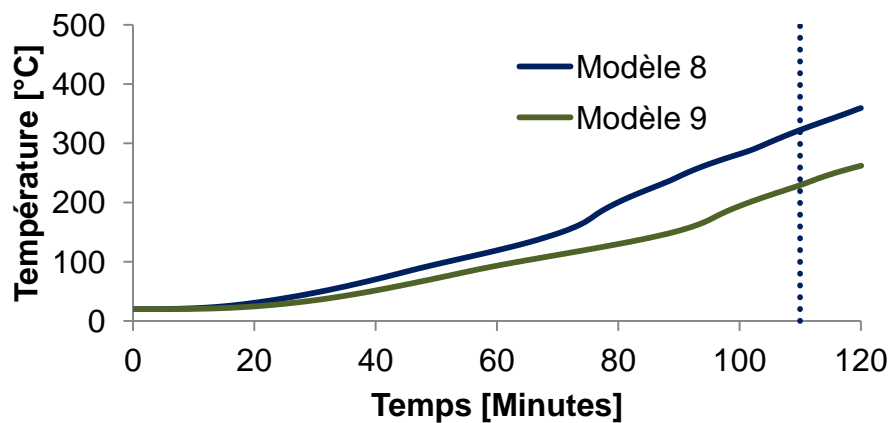


(b) SF

Figure D.4 : Variation de la température maximale en fonction du temps à mi-travée des surfaces des modèles de la configuration 3.

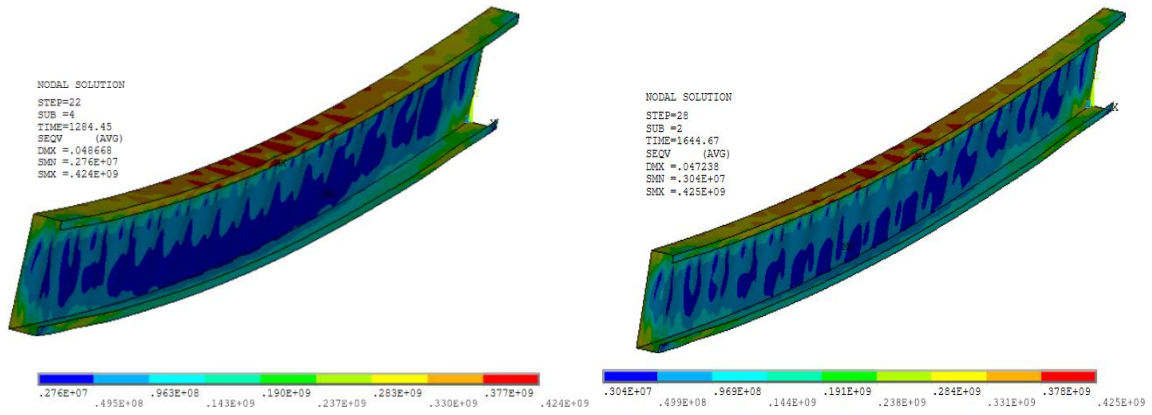


(a) Ame



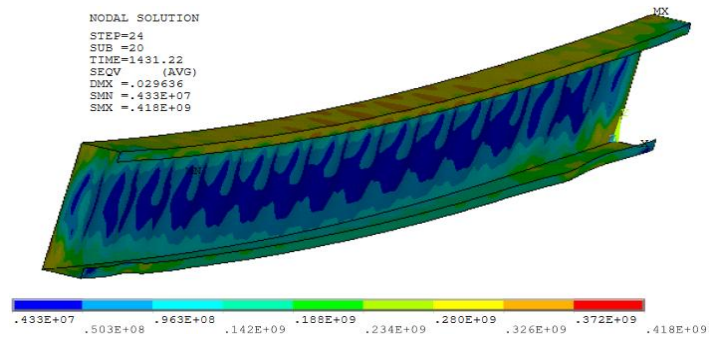
(b) SF

Figure D.5 : Variation de la température maximale en fonction du temps à mi-travée des surfaces des modèles de la configuration 4.



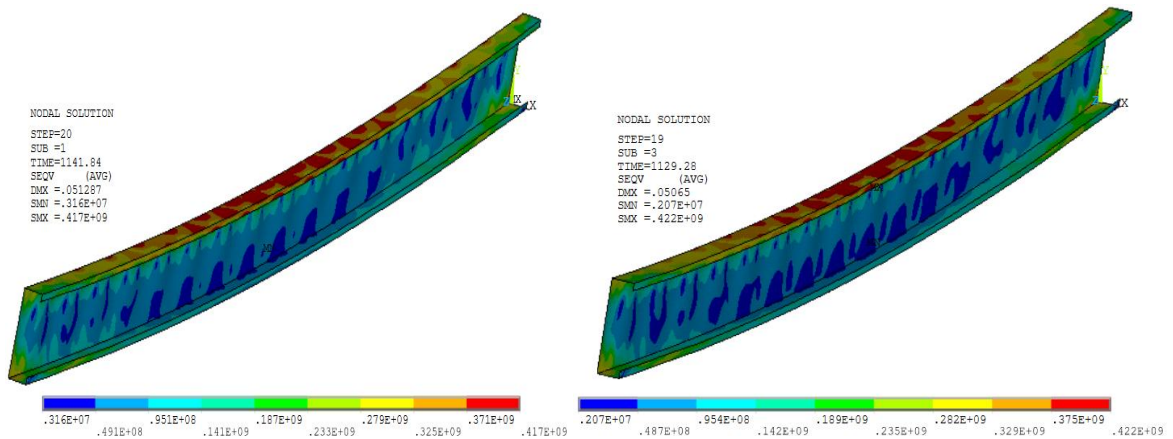
(a) Modèle 1.

(b) Modèle 2.



(c) Modèle 3.

Figure D.6 : Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour les modèles de la configuration 1 à NC=0.65.



(a) Modèle 4.

(b) Modèle 5.

Figure D.7 : Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour les modèles de la configuration 2 à NC=0.65.

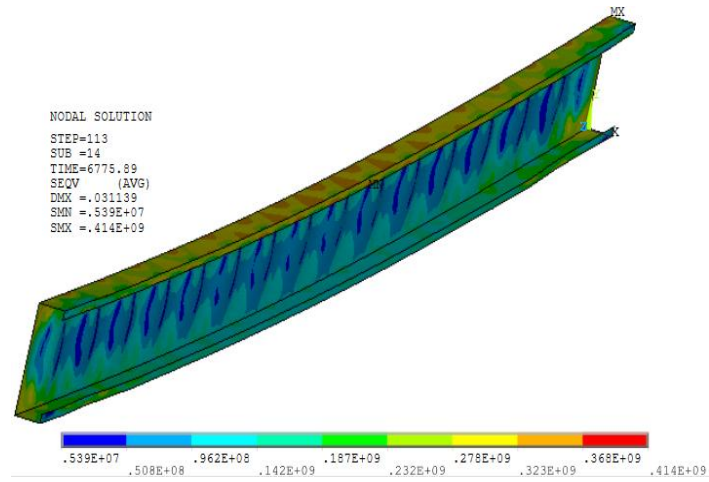


Figure D.8 : Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour le modèle 6 de la configuration 3 à $NC=0.65$.

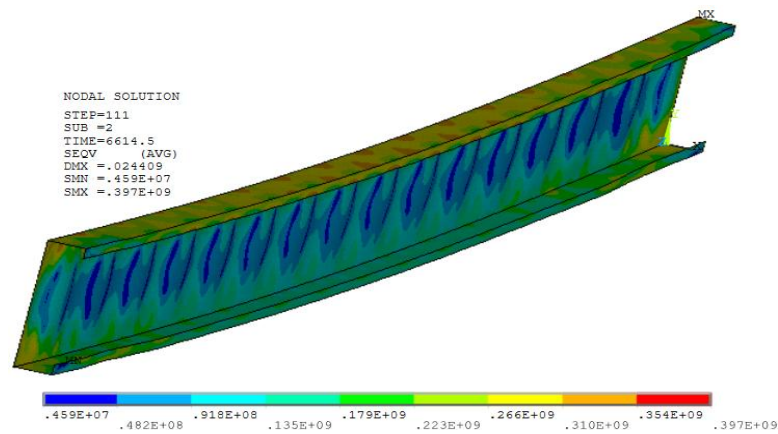
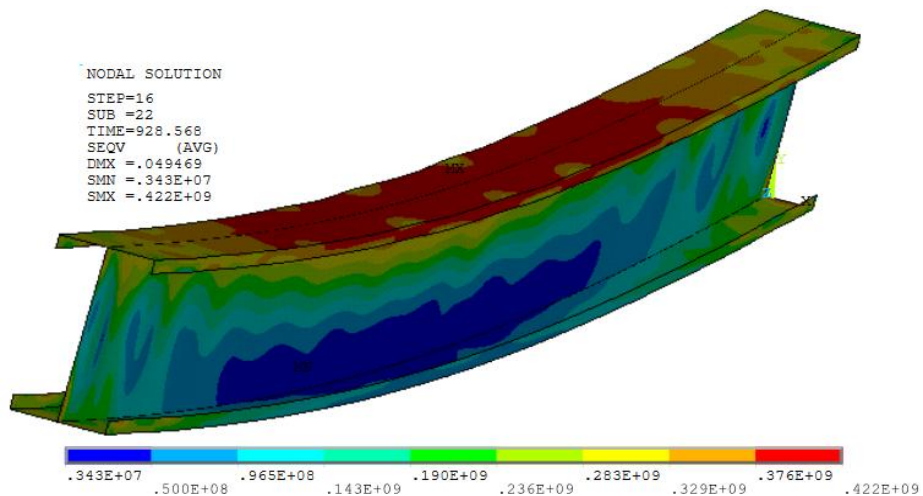


Figure D.9 : Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour le modèle 8 de la configuration 4 à $NC=0.65$.

D.2. Influence de doubles montants à haute température



(a) Modèle 10 sous $NC=0.65 \cdot F_{u10}$.

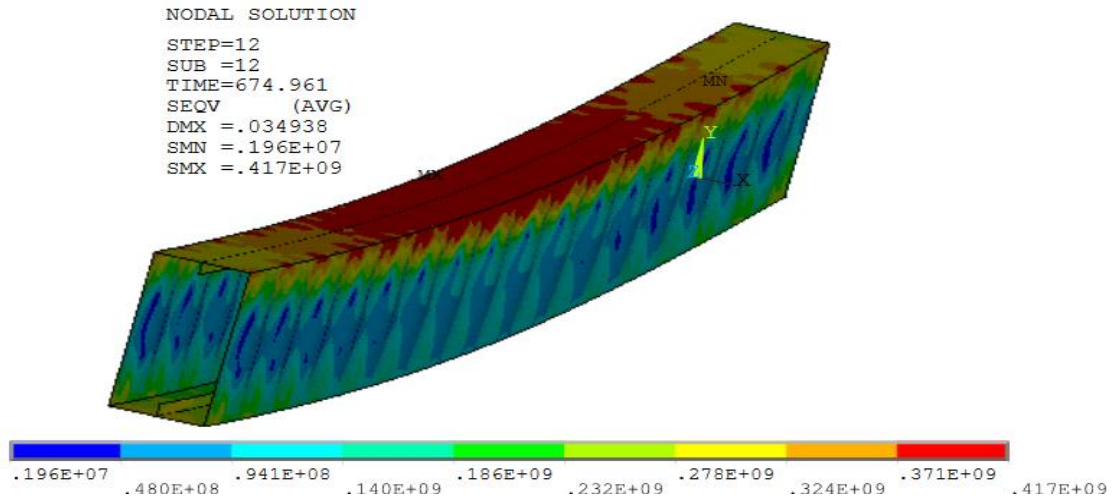
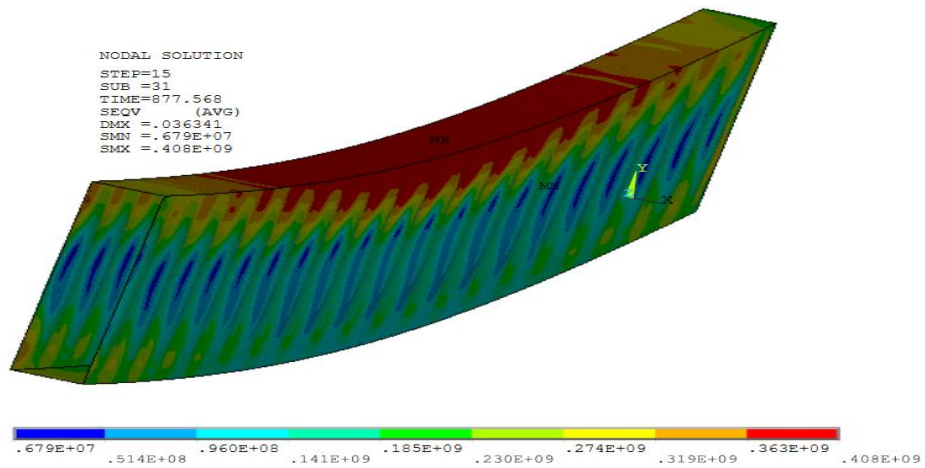
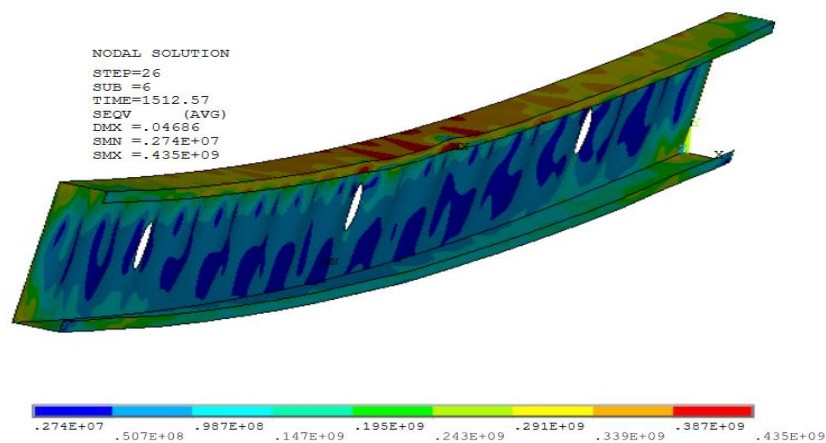
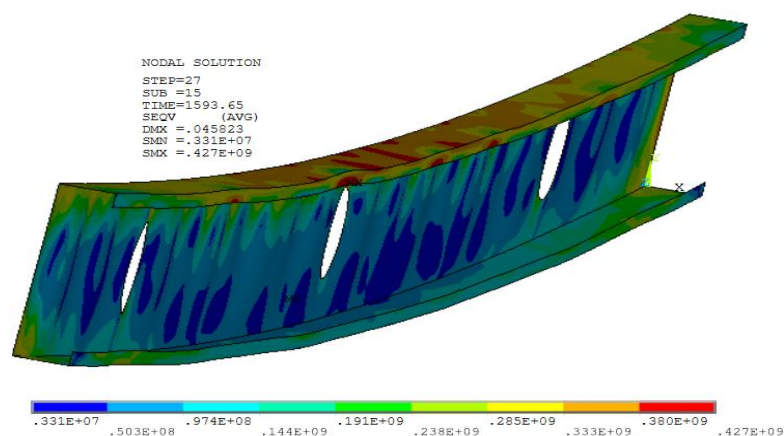
(b) Modèle 11 sous $NC = 0.65 \cdot F_{u11}$.(c) Modèle 12 sous $NC = 0.65 \cdot F_{u12}$.

Figure D.10 : Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour les modèles de la configuration 5.

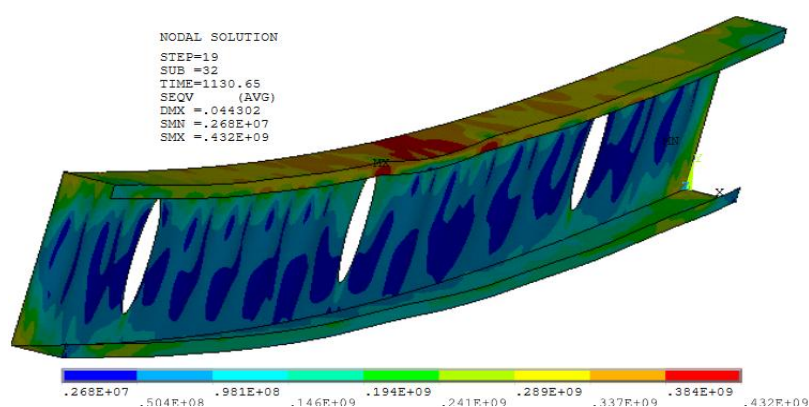
D.2. Influence des ouvertures circulaire d'âme à haute température



(a) Modèle 13.



(b) Modèle 14.



(c) Modèle 15.

Figure D.11 : Distribution de contrainte de Von-mises aux hautes températures pour les modèles de la configuration 6 sous $NC = 0.65 \cdot F_{u2}$.

PUBLICATIONS ET CONFÉRENCES

Publications Internationales

- Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., “Numerical thermal performance analysis of light steel insulated walls under fire”, *Građevinski materijali i konstrukcije=Building Materials and Structures*, vol. 66, N° 1, (2023), pp. 43-54. <https://doi.org/10.5937/GRMK2301043H>

Conférences nationales

- Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., “Investigation numérique du comportement thermique de panneaux de profilés laminés à froid exposé au feu”, 1^{er} Séminaire National sur les Eco-Matériaux et Conception desEco-Structures SNEMCES’21, Oran, (2021).
- Hassoune, M., Kada, A., Lamri, B., et Tehar, A., “Analyse numérique de l’effet de l’incendie sur le comportement des panneaux de profilés laminés à froid”, 1st National Conference on Civil Engineering and Environment “NCC2E’21, Médéa, (2021).
- Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., “Effet de la double protection sur l’endurance au feu des profilés de panneaux PLF”, Le 1er Séminaire National de Génie Civil et des Travaux Publics -SNGCTP-1-, Khenchela, Algeria, (2022).

Conférences Internationales

- Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., “Finite element models for the prediction of thermal response of light steel gauge steel panels when subjected to fire”, First International Conference on Geotechnical, Structural And Materials Engineering ICGSAME2021, Biskra-Algeria-, (2021).
- Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., “Numerical study of the response of cold-formed steel sections used in wall panels when subjected to fire”, proceedings of 12th International Conference on Structures in Fire (SIF2022), Hong kong, (2022), pp. 1004-1014. <https://doi.org/10.6084/m9.figshare.22215775>

- Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., et Lamri, B., “Structural response of Cold Formed Steel frame elements in fire ”, proceedings of 3^{ème} Conférence Internationale de Construction Métallique et Mixte (CICOMM’2021), Oran, Algeria, (2023).
- Hassoune, M., Kada, A., Menadi, B., Lamri, B., Bouchair, A. & Jiang, L., “Influence of double protection layers on the fire resistance of Load-Bearing LSF wall panels ”, Proceedings of the 7th International Conference on Geotechnics, Civil Engineering and Structures, CIGOS 2024, 4-5 April, Ho Chi Minh City, Vietnam. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 482. Springer, Singapore. (2024). https://doi.org/10.1007/978-981-97-1972-3_49