

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة حسيبة بن بوعلي- الشلف  
Université Hassiba Benbouali –Chlef  
كلية الهندسة المدنية والمعمارية  
Faculté de Génie Civil et d'Architecture  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie-civil



**Mémoire de Master**  
**Filière : Génie Civil**  
**Spécialité : Structure**

*Thème*

**Comportement des Poutres Métalliques à Ouvertures d'Âme à  
Inertie Variable en Condition Normale et Incendie**

**Présenté par :**

Dahak Chaima

**Dirigé par :**

Dr. KADA Abdelhak

**Promotion : 2023/2024**

# Remerciement

Tout d'abord, toutes les prières et tous les remerciements vont à *Allah*, le Tout-Puissant, qui m'a accordé sa lumière et sa bienveillance tout au long de ce chemin.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et mon plus profond respect et ma gratitude à mon encadrant *DR. KADA Abdelhak*, pour ses précieux conseils et son aide tout au long de la réalisation du mon projet fin d'étude de master et la finalisation de ce travail, et au directeur du Laboratoire LISICPE Professeur *LAMRI Belkacem*, pour le partage éclairé de ses connaissances nécessaires en modélisation numérique et pour tous les conseils et ses encouragements.

Je voudrais également remercier vivement Mme *Dr. BENYETTOU ORIBI Sabrina* pour sa contribution précieuse, son expertise dédiée au développement des modèles mécaniques sur ANSYS, et encouragements continus, ses efforts et qui ont contribué à la réussite de ce projet.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements aux membres du jury et à son président pour leur participation à la soutenance de ce mémoire de fin d'étude et les recommandations attendues pour l'amélioration de la qualité de la thèse.

Que tous étudiants master en projet et doctorants, qui ont partagés avec moi les moments et les périodes de travail au sein du bureau au Laboratoire LISICPE trouvent ici en mes meilleures pensées en leur souhaitant bon vent dans la vie professionnelle future.

Un merci particulier à toutes les personnes qui m'ont aidé et soutenu tout au long de la préparation de ce projet fin d'étude, que ce soit par leurs conseils, leurs connaissances ou leur soutien moral.

Merci à vous tous.

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail.

À ma mère et mon père,

Pour l'éducation qu'ils m'ont prodiguée avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont inculqué depuis mon enfance.

À mes chers frères et à ma petite sœur,

Pour votre amour, votre soutien constant et votre présence dans ma vie.

À tous mes amis et collègues rencontrés au fil des années.

À tous les professeurs qui m'ont guidé tout au long de mon parcours.

À tous ceux qui m'aiment et à tous ceux que j'aime.

## ملخص

تُستخدم العوارض الفولاذية ذات فتحات الشبكة متغيرة عزم العطالي الذاتي على نطاق واسع في تصميم المباني والهياكل المختلفة نظرًا لكفاءتها الإنشائية ومظهرها الجمالي.

ونظرًا للاستخدام العملي لمواصفات مقاطع العزم العطالي المتغير في صناعة الإنشاءات الفولاذية، يتم تحليل نفقات التصنيع والمواد لتحقيق نتائج هندسية وإنتاجية اقتصادية.

الهدف من هذا العمل في نهاية الدراسة لرسالة الماجستير 2 في الهندسة الإنشائية هو دراسة فعالية استخدام هذا النوع من العوارض في الظروف العادية وتحت تأثير درجات الحرارة العالية بسبب الحريق.

في هذا العمل البحثي، تمت دراسة سلوك العوارض الخلوية ذات العزم العطالي الذاتي متغير تحليليًا باستخدام Eurocode03 وACB+ و عددًا باستخدام طريقة العناصر المحدودة مع برنامج ANSYS لدراسة سلوكها في درجات الحرارة المحيطة والمرتفعة بسبب الحريق.

**الكلمات المفتاحية:** عوارض فولاذية ذات شبكة مفتوحة، قسم العزم العطالي المتغير،

الكود الأوروبي 3, ISO834 , MEF.

# Résumé

Les poutres métalliques à ouvertures d'âme à inertie variable sont largement utilisées dans la conception de bâtiments et structures divers en raison de leur efficacité structurelle et de leur aspect esthétique.

En raison de l'utilisation pratique des spécifications d'une section à inertie variable dans l'industrie de la construction métallique, les dépenses de fabrication et de matériaux sont analysées pour obtenir des résultats géométriques et une productivité économique.

Le but de ce travail de fin d'étude en master2 structure est d'étudier la performance de ce type de poutres en condition normale et sous l'effet de hautes températures dues à l'incendie.

Dans ce travail de recherche, on étudie le comportement des poutres cellulaires à inertie variable analytiquement en utilisant l'Eurocode 3 et l'ACB+ et par étude numérique en utilisant la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel ANSYS pour étudier leur résistance en condition normal et leur réponse thermique et mécaniques sous l'effet des hautes températures dû à l'incendie.

**Mots Clés** : Poutre métallique ajourée, Section à inertie variable, Eurocode 3, feu ISO834, ACB+, MEF.

# Abstract

Steel beams with variable inertia web openings are widely used in the design of various buildings and structures due to their structural efficiency and aesthetic appearance.

Due to the practical use of variable inertia section specifications in the steel construction industry, manufacturing and material expenses are analysed to achieve geometric results and economic productivity.

The aim of this end-of-study work in the Master2 structure programme is to study the performance of this type of beam under normal conditions and under the effect of high temperatures due to fire.

In this research work, the behaviour of cellular beams with variable inertia is studied analytically using Eurocode 3 and ACB+ and by numerical study using the finite element method with ANSYS software to study their resistance under normal conditions and their thermal and mechanical response under the effect of high temperatures due to fire.

**Key words:** Open-web steel beam, Variable inertia section, Eurocode 3, ISO834 fire, ACB+, MEF.

# Table des matières

Remerciement .....	I
Dédicace.....	II
ملخص .....	III
Résumé.....	IV
Abstract.....	V
Liste des figures .....	X
Liste des tableaux.....	XV
Notation .....	XVII
INTRODUCTION GÉNÉRALE .....	XX
Chapitre I : Étude Bibliographique .....	1
I.1. Introduction .....	2
I.2. Acier de construction.....	3
I.2.1 Définition .....	3
I.2.2 Caractéristique mécanique .....	3
I.3. Différents types des poutres en acier.....	5
I.4. Les poutres à ouverture d'âme à inertie variable.....	8
I.4.1 Définition .....	8
I.4.2 Historique.....	9
I.4.3 Procédé de fabrication.....	9
I.4.4 Exemple D'application.....	11
I.5. Les modes de ruine .....	12
I.5.1 Flexion globale.....	13
I.5.2 Cisaillement global.....	13
I.5.3 Flambage latéral en torsion .....	14

I.5.4 Flexion Vierendeel.....	14
I.5.5 Flambement du montant.....	15
I.5.6 Rupture de joints soudés .....	16
I.6. Risque d'incendie .....	16
I.6.1 Considération générale.....	16
I.6.1 Phases de développement d'un incendie réel.....	17
I.6.2 Courbe standard -ISO 834- .....	18
I.6.3 Caractéristique mécanique d'acier sous incendie .....	19
I.6.4 Les caractéristiques thermiques .....	21
I.6.5 Protection .....	24
.I.7 Les recherches précédentes.....	26
.I.8 Conclusion .....	30
Chapitre II : Etude analytique des Poutres à Ouvertures d'Ame à Inertie Variable .....	31
II.1. Introduction .....	32
II.2. Normes et guides Internationaux de conception .....	32
II.3. Caractéristique géométrie.....	33
II.3.1 Limites de la conception pour ouverture d'âme .....	33
II.3.2 Limites de la conception pour l'inertie variable.....	34
II.4. Classification des sections.....	35
II.4.1 Classification des sections non ajourées .....	36
II.4.2 Classification des sections ajourées .....	37
.II.5 Comportement à température ambiante .....	37
II.5.1 Détermination des sections transversales .....	38
II.5.2 Critères de résistances à l'E.L.U .....	43

II.5.3 La flèche à l'ELS .....	55
.II.6 Comportement à température élevée (sous incendie) .....	58
II.6.1 Action Thermique .....	59
II.6.2 Vérification de la résistance mécanique .....	63
.II.7 Outil de conception .....	64
II.8. Conclusion.....	65
Chapitre III : Étude numérique du comportement thermique et mécanique.....	66
.III.1 Introduction .....	67
III.2. Méthode élément finis .....	67
III.3. Présentation de logiciel ANSYS .....	68
.III.4 Cas d'étude .....	70
III.5. Modèle numérique mécanique .....	72
III.5.1 Type d'élément et les conditions aux limites.....	72
III.5.2 Modèle de calibrage SSB-SCB .....	74
III.6. Modèle numérique thermique .....	78
III.6.1 Type d'élément.....	78
III.6.2 Condition aux limites .....	79
III.7. Conclusion .....	80
Chapitre IV : Résultats et discussions.....	81
IV.1. Introduction .....	82
.IV.2 Comportement des poutres cellulaires à inertie variable pour 20°C.....	82
IV.2.1 Résultats de l'étude analytique.....	82
IV.2.2 Résultats analyse numérique .....	83
.IV.3 Comportement les poutres cellulaires à inertie variable à haute température.....	88
IV.3.1 Domaine thermique .....	88

IV.3.2 Domaine mécanique .....	92
IV.4. Conclusion .....	102
CONCLUSION GENERALE.....	103
Reference .....	105
ANNEXE .....	109

## Liste des figures

<i>Figure I-1 (a) Utilisation poutre à ouverture d'âme multiple (b) Utilisation poutre à inertie variable.....</i>	2
<i>Figure I-2 utilisation de la poutre ajourée et inertie variable[1].....</i>	3
<i>Figure I-3 Diagramme du contrainte-allongement [2].....</i>	4
<i>Figure I-4 Profilé en IPE. ....</i>	5
<i>Figure I-5 Différente type d'ouverture d'âme.....</i>	6
<i>Figure I-6 Ouverture d'âme renforcer [6, 7]. ....</i>	7
<i>Figure I-7 (a) Schéma de poutre courbure à ouverture d'âme [8] (b) Utilisation des poutres courbure à ouverture d'âme [4] .....</i>	7
<i>Figure I-8 Poutre dissymétrique a ouverture d'âme [8] .....</i>	8
<i>Figure I-9 (a) Schéma poutre à ouverture d'âme avec inertie variable simple pente [8] (b)Schéma poutre à ouverture d'âme avec inertie variable double pente [8].....</i>	8
<i>Figure I-10 (a) Table d'oxycoupage de poutrelles laminées à chaud (b) Géométrie finale de la poutre cellulaire[12]. ....</i>	10
<i>Figure I-11 Exemple d'une poutre ACB® à inertie variable[12].....</i>	10
<i>Figure I-12 Fabrication poutre ajourée par Fabsec [2]. ....</i>	11
<i>Figure I-13 Utilisation des poutres cellulaire à inertie variable simple pente dans hangars. ....</i>	11
<i>Figure I-14 Utilisation des poutres cellulaire à inertie variable simple pente dans stade.....</i>	12
<i>Figure I-15 Utilisation des poutres cellulaire à inertie variable double pentes.....</i>	12
<i>Figure I-16 (a) Mécanisme de flexion [16] (b) Ruine par flexion de la section transversale ajourée [6].....</i>	13
<i>Figure I-17 Ruine par cisaillement de la section transversale ajourée [6].....</i>	13
<i>Figure I-18 mode de ruines LTB [11] .....</i>	14

<i>Figure I-19 Équivalence entre une poutre cellulaire et une poutre de vierendeel [13].</i>	14
<i>Figure I-20 (a) les rotules plastique autour l'ouverture[21] (b) mécanisme Vierendeel[13]</i>	15
<i>Figure I-21 Double courbure du montant de l'âme Web-Post [13] (b) Contraintes identifiées sur le montant de l'âme [23].</i>	15
<i>Figure I-22 Rupture d'un joint soudé dans un montant d'âme [24].</i>	16
<i>Figure I-23 Triangle du feu [25].</i>	17
<i>Figure I-24 (a) Incendie d'un gratte-ciel en construction à Hong Kong (b) Incendie WTC 11sep2001[25].</i>	17
<i>Figure I-25 phases de développement d'un incendie[28].</i>	18
<i>Figure I-26 Courbe standard ISO 834 [28].</i>	19
<i>Figure I-27 Diagramme de Relation contrainte-déformation de l'acier à des températures élevées[29]</i>	20
<i>Figure I-28 Relation contrainte-déformation pour l'acier S355 à des températures élevées..</i>	21
<i>Figure I-29 Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température</i>	22
<i>Figure I-30 Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température.</i>	23
<i>Figure I-31 Dilatation thermique relative de l'acier en fonction de la température</i>	24
<i>Figure I-32 Panneaux résistants au feu [2]</i>	25
<i>Figure I-33 (a) Composition du système peintures intumescentes (b) Expansion du revêtement intumescent après l'essai [31].</i>	25
<i>Figure II-1 (a) dimensions d'ouverture d'âme multiple[6] (b) la section transversale[46].</i>	34
<i>Figure II-2 ouvertures dans une poutre à inertie variable [12]</i>	35
<i>Figure II-3 Portion de l'âme formant l'âme d'un té non raidi [6]</i>	37
<i>Figure II-4 Description géométrique de la section transversale brute.</i>	38
<i>Figure II-5 Description géométrique de la section transversale nette.</i>	40

<i>Figure II-6 aire de cisaillement [5].</i> .....	41
<i>Figure II-7 section inclinée à l'endroit d'une ouverture[5].</i> .....	41
<i>Figure II-8 "X modulus" pour les poutre à inertie variable[13].</i> .....	43
<i>Figure II-9 Forces locales et position des sections critiques dans le montant d'âme.</i> .....	46
<i>Figure II-10 Les efforts et les moments internes à la section inclinée critique autour d'une ouverture [47].</i> .....	52
<i>Figure II-11 Application de la force unitaire au nœud dont la flèche globale est recherchée [49].</i> .....	55
<i>Figure II-12 Poutre acier- Module C[49].</i> .....	56
<i>Figure II-13 Sections affectées par les modes de ruptures probables d'une poutre cellulaire..</i>	60
<i>Figure II-14 cordonnée d'ACB+ Software [54]</i> .....	64
<i>Figure III-1 Exemple d'application MEF[56]</i> .....	67
<i>Figure III-2 (a) Définition du type d'analyse dans ANSYS, (b) Logiciel ANSYS</i> .....	69
<i>Figure III-3 Les dimensions de la section transversal IPE600</i> .....	70
<i>Figure III-4 Les Caractéristiques géométriques pour TCB950</i> .....	71
<i>Figure III-5 Géométrie SHELL181[58]</i> .....	72
<i>Figure III-6 La présentation de l'application des conditions aux limites et de la charge Q ...</i>	73
<i>Figure III-7 (a) Les conditions limites pour Appui double (b)Les conditions limites pour Appui simple</i> .....	73
<i>Figure III-8 Diagramme de chargement-déplacement pour les poutres SSB-SCB à 20°C</i> .....	75
<i>Figure III-9 (a) Déplacement de la poutre SSB à 20°C (b) Déplacement de la poutre SCB à 20°C</i> .....	76
<i>Figure III-10 (a) Les contraintes de Von Misses de la poutre SSB à 20°C (b) Les contraintes de Von Misses de la poutre SCB à 20°C</i> .....	76

<i>Figure III-11 Diagramme de chargement-déplacement pour les poutres SSB-SCB à 500°C .</i>	77
<i>Figure III-12 (a) Déplacement de la poutre SSB à 500°C (b) Déplacement de la poutre SCB à 500°C.....</i>	78
<i>Figure III-13 (a) Les contraintes de Von Misses de la poutre SSB à 500°C (b) Les contraintes de Von Misses de la poutre SCB à 500°C .....</i>	78
<i>Figure III-14 Géométrie SHELL131[58] .....</i>	79
<i>Figure III-15 La présentation de l'application des conditions aux limites le rayonnement et la convection pour TCB950.....</i>	80
<i>Figure IV-1 (a) Déplacement de la poutre TSB à 20°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TSB à 20°C.....</i>	84
<i>Figure IV-2 (a) Déplacement de la poutre TCB950 à 20°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TCB950 à 20°C .....</i>	84
<i>Figure IV-3 diagramme de chargement-déplacement pour les poutres TSB-TCB950 à 20°C</i>	85
<i>Figure IV-4 (a) Déplacement de la poutre TCB850 à 20°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TCB850 à 20°C .....</i>	85
<i>Figure IV-5 (a) Déplacement de la poutre TCB750 à 20°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TCB750 à 20°C .....</i>	86
<i>Figure IV-6 le mécanisme du vierendeel .....</i>	86
<i>Figure IV-7 Diagramme de chargement-déplacement pour les poutres TCB950-TCB850-TCB750 à 20°C .....</i>	88
<i>Figure IV-8 Évolution de la température en fonction du temps par EC3 pour chaque section ajourée.....</i>	89
<i>Figure IV-9 Évolution de la température en fonction du temps par EC3 pour les montants d'âme .....</i>	89
<i>Figure IV-10 Gradients des températures dans la poutre TCB950 exposées sur 4 faces .....</i>	90

<i>Figure IV-11 Évolution de la température en fonction du temps numérique pour ouverture 01.</i> .....	91
<i>Figure IV-12 Évolution de la température en fonction du temps numérique pour l'ouverture 06.</i> .....	91
<i>Figure IV-13 Évolution de la température en fonction du temps numérique pour le montant d'âme à demi longueur.</i> .....	92
<i>Figure IV-14 Déplacement de la poutre TSB à 500°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TSB à 500°C</i> .....	95
<i>Figure IV-15 Déplacement de la poutre TSB à 700°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TSB à 700°C</i> .....	96
<i>Figure IV-16 (a) Déplacement de la poutre TCB950 à 500°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TCB950 à 500°C</i> .....	96
<i>Figure IV-17(a) Déplacement de la poutre TCB950 à 700°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TCB950 à 700°C</i> .....	96
<i>Figure IV-18 diagramme de chargement-déplacement pour les poutres TSB-TCB950 à 500°C</i> .....	97
<i>Figure IV-19 diagramme de chargement-déplacement pour les poutres TSB-TCB950 à 700°C</i> .....	97
<i>Figure IV-20 (a) Déplacement de la poutre TCB850 à 500°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TCB850 à 500°C</i> .....	98
<i>Figure IV-21 (a) Déplacement de la poutre TCB750 à 500°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TCB750 à 500°C</i> .....	98
<i>Figure IV-22(a) Déplacement de la poutre TCB850 à 700°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TCB850 à 700°C</i> .....	99
<i>Figure IV-23(a) Déplacement de la poutre TCB750 à 700°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TCB750 à 700°C</i> .....	99

<i>Figure IV-24 digramme de chargement-déplacement pour les poutres TCB950-TCB850-TCB750 à 500°C .....</i>	100
<i>Figure IV-25 digramme de chargement-déplacement pour les poutres TCB950-TCB850-TCB750 à 700°C .....</i>	101
<i>Figure IV-26 (a) le mécanisme du vierendeel à 500°C (b) le mécanisme du vierendeel à 700°C.....</i>	101

## **Liste des tableaux**

<i>Tableau I-1 Nuance et qualité d'acier [3].....</i>	5
<i>Tableau I-2. Facteurs de réduction[27].....</i>	20
<i>Tableau II-1 Rapports d'élançement maximum pour les parois d'un profil en I [3] .....</i>	36
<i>Tableau II-2 les propriétés géométriques de chaque élément d'une section transversale brute . .....</i>	38
<i>Tableau II-3 les propriétés géométriques de chaque élément d'une section transversale nette. .....</i>	40
<i>Tableau II-4 les propriétés géométriques de chaque élément d'une section transversale nette inclinée. ....</i>	42
<i>Tableau II-5 Les différents facteurs pour contrainte principale critique .....</i>	48
<i>Tableau II-6 contribution de l'âme <math>\chi_w</math> à la résistance au voilement par cisaillement. ....</i>	51
<i>Tableau II-7 Nouveau modèle analytique-contribution des éléments d'un module X[47]. ....</i>	57
<i>Tableau II-8 Nouveau modèle analytique-contribution des éléments d'un module C[47]. ....</i>	58
<i>Tableau II-9 Facteurs de section pour les différents modes de défaillance d'une poutre cellulaire dans un incendie pour température uniforme .....</i>	61
<i>Tableau III-1 les Caractéristiques géométriques des cas étudiés.....</i>	71
<i>Tableau III-2 classifications des sections transversales pour tous les modèles .....</i>	72

<i>Tableau III-3 sensibilité du maillage et résultat du modèle SSB – SCB à 20°C.....</i>	<i>75</i>
<i>Tableau III-4 résultat du modèle SSB – SCB à 500°C.....</i>	<i>77</i>
<i>Tableau IV-1 Vérification de résistance de la section nette <math>\Gamma_{MN}^*</math> -<math>\Gamma_{MNV}^*</math> pour TCB950-TCB850-TCB750 à 20°C.....</i>	<i>83</i>
<i>Tableau IV-2 Vérification de résistance à l'instabilité de la section brute pour TCB950-TCB850-TCB750 à 20°C.....</i>	<i>83</i>
<i>Tableau IV-3 Résultat du la charge critique analytique et numérique et mode de rupture à 20°C.....</i>	<i>87</i>
<i>Tableau IV-4 résume les résultats analytiques et numérique .....</i>	<i>92</i>
<i>Tableau IV-5 Vérification de résistance de la section nette <math>\Gamma_{MN}^*</math> -<math>\Gamma_{MNV}^*</math> pour TCB950-TCB850-TCB750 à 500°C.....</i>	<i>93</i>
<i>Tableau IV-6 Vérification de résistance de la section nette <math>\Gamma_{MN}^*</math> -<math>\Gamma_{MNV}^*</math> pour TCB950-TCB850-TCB750 à 700°C .....</i>	<i>94</i>
<i>Tableau IV-7 Vérification de résistance à l'instabilité de la section brute pour TCB950-TCB850-TCB750 à 500°C.....</i>	<i>94</i>
<i>Tableau IV-8 Vérification de résistance à l'instabilité de la section brute pour TCB950-TCB850-TCB750 à 700°C.....</i>	<i>94</i>
<i>Tableau IV-9 Résultat du la charge critique analytique et numérique et mode de rupture à 500°C et 700°C .....</i>	<i>100</i>

# Notation

$A_{brute}$	Air de la section brute
$A_v$	Zone de cisaillement de chaque position (inf, sup) pour section brute
$A_{nette}$	Air de la section nette
$A_v'$	Zone de cisaillement de chaque position (inf, sup) pour section nette
$A_{\emptyset}$	Air de la section nette inclinée
$A_{v,\emptyset}$	Air de la section nette inclinée.
$a_o$	Diamètre d'ouverture.
$b$	Largeur de semelle
$c$	Distance entre l'âme et l'extrémité de la semelle
$Ca$	Chaleur spécifique.
$d$	Hauteur de la partie droite d'une âme.
$d_G$	Distance entre les centres de gravité des membrures supérieure et inférieure, au droit de l'ouverture.
$e$	Espace d'axe entre deux ouvertures
$E$	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
$E_{a,\theta}$	Module d'élasticité longitudinal de l'acier à haute température.
$f_y$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_u$	Limite de résistance à la rupture de l'acier.
$f_{y,\theta}$	Limite d'élasticité de l'acier à haute température.
$f_y$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_u$	Limite de résistance à la rupture de l'acier.
$f_{y,\theta}$	Limite d'élasticité de l'acier à haute température.
$G$	Module d'élasticité transversale de l'acier.
$h$	Hauteur de profilée
$h_m$	Hauteur de chaque membre (inf, sup) pour section brute
$h'_m$	Hauteur de chaque membre (inf, sup) pour section nette
$h_{\emptyset}$	Hauteur de chaque membre (inf, sup) pour section nette inclinée
$\dot{h}_{net,r}$	Flux de chaleur par rayonnement
$\dot{h}_{net,c}$	Flux de chaleur par convection
$I_{y,brute}$	Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe y pour section brute.

$I_{y,\phi}$	Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe y de chaque membre pour section nette inclinée.
$K_{y,\theta}$	Facteur de réduction à température par rapport au valeur $f_y, E_a$ à 20°C
L	Longueur de la poutre.
$M_{Ed}$	Moment de flexion repris par la poutre acier au droit d'une ouverture.
$M_{c,Rd}$	Moment résistant
$M_{V,Rd}$	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort tranchant
$M_{c,Ed}$	Moment fléchissant dans la section critique
$M_{\phi,Rd}$	Moment de résistance réduit pour le cisaillement sur une section inclinée d'un angle $\phi$
$N_{t,m,Ed}$	Effort normal repris par le Té supérieur.
$N_{b,m,Ed}$	Effort normal repris par le Té inférieur.
tf	Epaisseur de la semelle
tw	Epaisseur de l'âme.
$V_{pl,Rd}$	Résistance plastique au cisaillement
$V_{h,Ed}$	Effort de cisaillement horizontal
$V_{t,m,Ed}$	Effort tranchant repris par le Té supérieur.
$V_{b,m,Ed}$	Effort tranchant repris par le Té inférieur.
$V_{h,Ed}$	Effort de cisaillement horizontal
$V_{h,Rd}$	Résistance plastique au cisaillement horizontale
$V_{\phi,Ed}$	Effort tranchant repris par le Té inférieur.
w	Largeur du montant d'âme.
$W_{pl,\phi}$	Module de résistance plastique de section nette inclinée.
$Z_{G,brute}$	Position du centre de gravité par rapport à la fibre inferieur pour section brute
$Z_{G,nette}$	Position du centre de gravité par rapport à la fibre inferieur pour section nette
$Z_{G,\phi}$	Position du centre de gravité par rapport à la fibre inferieur pour section nette inclinée.
$\alpha_c$	Coefficient de transfert thermique par convection.
$\beta$	Angle du conicité
$\Delta L/L$	Dilatation thermique

$\varepsilon_m$	Émissivité de la surface de l'élément qui dépend du type de matériau.
$\varepsilon_f$	Émissivité du compartiment feu.
$\theta_a$	Température d'acier.
$\theta_m$	Température de la surface de l'élément.
$\theta_g$	Température des gaz dans le compartiment.
$\kappa$	Facteur de réserve de post-critique assuré par les tés au niveau des ouvertures.
$\lambda_a$	Conductivité thermique.
$\overline{\lambda_w}$	Paramètre d'élanement
$\mu_0$	Taux d'utilisation au temps
$\nu$	Coefficient de poisson
$\rho_a$	Masse volumique de l'acier.
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte principale de compression sur la section critique due au moment fléchissant local
$\sigma_{w,Rd}$	Contrainte principale résistante de calcul pour le demi-montant
$\sigma_{w,cr}$	Contrainte principale critique est donnée pour demi montant
$\tau_{cr}$	Contrainte critique de voilement par cisaillement
$\varnothing_{max}$	Angle du section inclinée
$\Phi$	Facteur de configuration
$\chi$	Coefficient de réduction
$\chi_w$	Contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement.

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les poutres métalliques cellulaires à section variable représentent une innovation importante dans le domaine de l'ingénierie structurelle et offrent une solution durable du fait de la possibilité du recyclage du matériau acier. Ces structures offrent une flexibilité accrue en adaptant leur géométrie sur toute leur longueur afin d'optimiser la résistance tout en réduisant le poids et de permettre une bonne résilience globale. Cette caractéristique unique permet d'atteindre une efficacité structurelle et économique des systèmes porteurs dans des constructions métalliques.

La conception de ces poutres fait intervenir des techniques de découpe à chaud et de réarrangement des sections laminées à chaud, à l'aide de machines de découpe d'oxycoupage ou au laser. Cette méthode est basée sur les principes des poutres cellulaires droites, avec la nécessité d'incliner l'axe de coupe et de tourner les sections de 180° degrés en forme de T pour obtenir un changement de hauteur sur la longueur de la poutre qui en a résulté est généralement 60 % plus profonde que la poutre d'origine.

Cependant, il faut tenir compte du fait que la présence de ces ouvertures dans l'âme de la poutre affecte son comportement de rupture et peut conduire à de nouveaux modes de rupture, tels que le flambement de montant d'âme entre les ouvertures ou la déformation autour des ouvertures dans le mécanisme Vierendeel avec l'effet de l'angle de conicité. Par conséquent, une étude approfondie de leur comportement est nécessaire, car les formulations des règlements tels que Eurocode sont insuffisante et sont dans la majorité des cas, elles sont très conservatives et reposent principalement sur des analyses dans le domaine linéaire.

La conception des poutres cellulaires à inertie variable fait que leurs performances dépendent des caractéristiques de la poutre telles que la géométrie, la fabrication et la qualité de l'installation.

Il convient de noter que l'analyse des poutres à inertie variable, permettant de comprendre la réponse mécanique des poutres cellulaires à inertie variable sous l'influence de la haute température due à l'incendie, et complexe est doit tenir compte de la non-linéarité du matériau et de la géométrie. Par conséquent, l'objectif de ce travail de projet de fin d'étude et d'analyser qui a penché de recherche le comportement et la résistance de ces poutres dans des conditions normales et sous l'influence du feu.

# **Chapitre I : Étude Bibliographique**

## I.1. Introduction

Les constructions métalliques sont largement utilisées dans les structures avec grand d'espace (Comme : les aéroports, les stades, les hangars d'aviation...) À cause de leur durabilité et capacité à supporter des charges de longue portée. Mais lorsque la longueur de portée augmente alors la hauteur de la poutre augmente également, et on obtient aussi l'épaisseur de plancher plus élevée et ce n'est pas vraiment économique, que les ingénieurs ont considéré comme un inconvénient.

Il a donc motivé les chercheurs et les ingénieurs poursuivre leurs recherches à trouver des solutions pour optimiser la performance avec contrôle les budgets.

Parmi les solutions possibles, on compte les poutres à ouverture d'âme (voir la [Figure I-1\(a\)](#)) qui peut être isolées ou multiples pour permettre le passage des canaux à travers ces ouvertures et réduire l'épaisseur du plancher sans affecter réellement la résistance.

Par ailleurs, ils ont proposé des poutres à inertie variable (voir la [Figure I-1\(b\)](#)) son principe est que leur hauteur variant en fonction de sa longueur, selon le moment de flexion (la hauteur est plus élevée quand le moment de flexion est plus important.) ce qui permet d'économiser le poids et le coût et d'améliorer les performances.



(a)



(b)

Figure I-1 (a) Utilisation poutre à ouverture d'âme multiple (b) Utilisation poutre à inertie variable.

Avec le développement de la technologie ont récemment permis de combiner les deux solutions précédentes en une seule poutre qui comprend la hauteur variable avec les ouvertures dans l'âme (voir la [Figure I-2](#)). Il rend la structure plus légère, plus efficace et esthétique.



Figure I-2 utilisation de la poutre ajourée et inertie variable[1].

## I.2. Acier de construction

### I.2.1 Définition

L'acier est un matériau ferreux composé de 90 % de fer et de 1 % de carbone [2].

En raison de sa création à partir de matières premières naturelles du sous-sol, l'acier peut comporter involontairement, d'autres éléments associés tels que le phosphore, le soufre et l'azote, qui sont considérés comme des impuretés.

Il peut également contenir d'autres éléments volontairement ajoutés, tels que le silicium, le nickel, le chrome, etc. Pour modifier sa composition chimique et améliorer ses propriétés mécaniques [2].

### I.2.2 Caractéristique mécanique

Pour évaluer ses propriétés mécaniques essentielles, notamment sa résistance et sa ductilité, l'acier est soumis à un essai de traction.

Une éprouvette est soumise à une traction uni axiale jusqu'à la rupture afin d'obtenir le diagramme de déformation sous contrainte présenté dans [Figure I-3](#) [3].

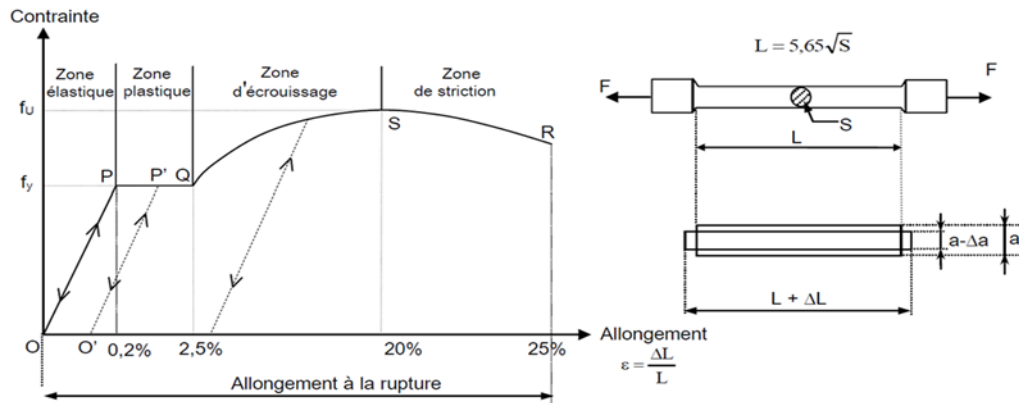


Figure I-3 Diagramme du contrainte-allongement [2].

A partir de ce diagramme, on peut déterminer [3]:

- La limite d'élasticité  $f_y$ .
- La limite de résistance à la rupture  $f_u$ .
- L'allongement à la rupture  $A$ .
- Module d'élasticité longitudinal :

$$E = \tan(\alpha) = \frac{\sigma}{\Delta L/L} = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 8,1 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

Le coefficient de poisson :

$$\frac{\Delta a}{a} = -\nu \cdot \frac{\Delta L}{L} \quad \nu = 0,3.$$

Masse volumique :  $\rho_a = 7850 \text{ daN/m}^3$ .

En fonction de ses propriétés mécaniques (limite d'élasticité et résistance à la rupture), on peut trouver la nuance d'acier, qui est indiquée dans le [Tableau I-1](#) suivant :

Tableau I-1 Nuance et qualité d'acier [3].

	Nuance d'acier	Limite d'élasticité $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Allongement de rupture $\epsilon_r$ (%)	Désignations ou utilisation
<b>Fe E 235</b>	S235	235	26	Acier doux
<b>Fe E 275</b>	S275	275	22	Acier pour profilés creux
<b>Fe E 355</b>	S355	355	22	Acier à haute résistance
<b>Fe E 460</b>	S460	460	17	Acier à grain fin

### I.3. Différents types des poutres en acier

Après les processus de fabrication, on obtient des profilés laminés à chaud. Certains de ces profils sont utilisés pour les poutres telles que les profilés on IPE (voir la [Figure I-4](#)) pour travailler à a flexion simple ou déviée. Dans le temps, on a apporté quelques modifications sous la forme pour la production des poutres à longue portée, comme les poutres à ouverture d'âme.

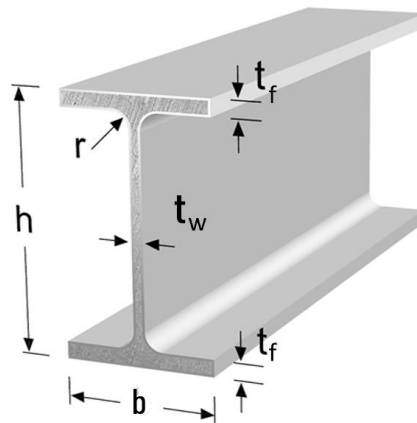


Figure I-4 Profilé en IPE.

Il existe plusieurs types des poutres à ouverture d'âme selon la forme de poutre ou forme d'ouverture et la taille et le nombre, comme on le voit sur la [Figure I-5](#)



(a) Poutre à ouverture alvéolaire [4].



(b) Extension poutre à ouverture alvéolaire [5].



(c) Poutre à ouverture cellulaire [4].



(d) Poutre Angelina [4].



(e) Poutre à ouverture irrégulière [4].



(f) Poutre à ouverture rectangulaire [5].

Figure I-5 Différente type d'ouverture d'âme.

Les poutres à ouverture d'âme peuvent être munies de raidisseurs (voir la [Figure I-6](#)) pour renforcer la résistance et la stabilité de la section[6].

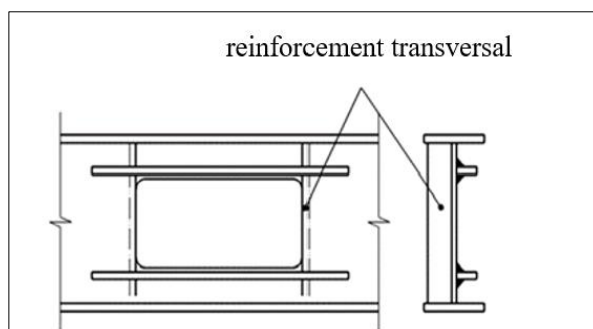
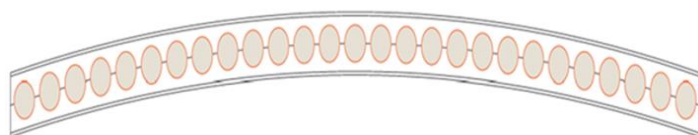


Figure I-6 Ouverture d'âme renforcée [6, 7].

Les poutres avec ouvertures sont soit droites comme cité ci-dessus, ou de plusieurs types et présentés par ArcelorMittal comme suit :

Les poutres contre la flèche : est la courbure inverse de la flèche la [Figure I-7](#). Il est facile, au cours du processus de fabrication, de galber les 2 Tés avant reconstitution pour obtenir sans surcoût notable une poutre contreflèche ou cintrée [8].



(a)



(b)

Figure I-7 (a) Schéma de poutre courbure à ouverture d'âme [8] (b) Utilisation des poutres courbure à ouverture d'âme [4]

Les poutres dissymétriques (voir la [Figure I-8](#)), particulièrement bien adaptées au fonctionnement mixte, sont obtenues en rassemblant des Tés de profilés ou nuances différentes[8].

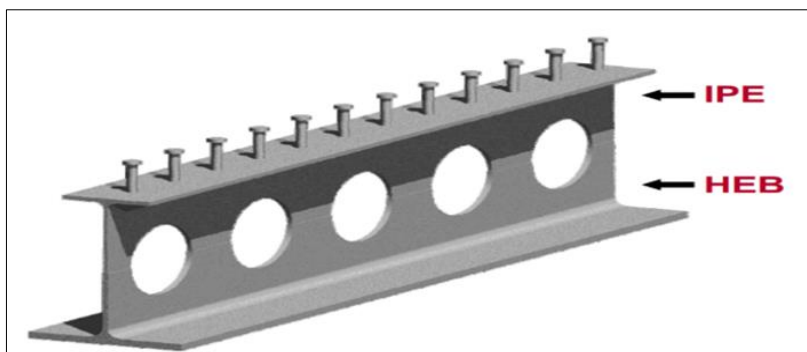


Figure I-8 Poutre dissymétrique a ouverture d'âme [8]

## I.4. Les poutres à ouverture d'âme à inertie variable

### I.4.1 Définition

Les poutres à ouverture d'âme à inertie variable représentent une évolution du profilé laminé à chaud, un type de poutres à âme ajourée qui réduit le poids en conservant la résistance structurelle et a une hauteur variable sur la longueur de la poutre, sont des solutions particulièrement efficaces pour les longs porte-à-faux, tels que les tribunes des stades, les aéroports ...etc [8]. Il se présente soit en pente simple comme présente dans la [Figure I-9\(a\)](#) soit en pente double [Figure I-9\(b\)](#) pour optimiser la distribution des charges et améliorer les performances de la poutre. Ces poutres offrent l'avantage que ce des poutres à grande portée, car elles peuvent apporter une solution efficace pour des travées comprises entre 10 à 20 mètres [2].

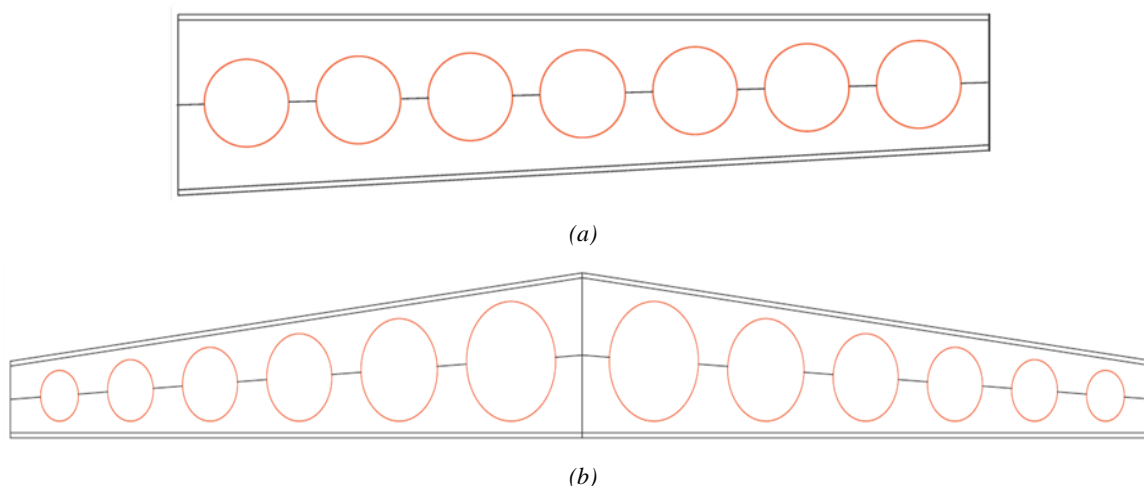


Figure I-9 (a) Schéma poutre à ouverture d'âme avec inertie variable simple pente [8] (b) Schéma poutre à ouverture d'âme avec inertie variable double pente [8]

### I.4.2 Historique

Les premières études sur les poutres à inertie variable ont été menées à la fin du 19<sup>ème</sup> siècle et au début du 20<sup>ème</sup> siècle, et largement utilisées dans les constructions des bâtiments et des ponts à plus de 50 ans [1].

Avec le début du 20<sup>ème</sup> siècle, les poutres à ouverture d'âme ont été étudiées et réalisées qui a été utilisée pour la première fois en 1910 par Chicago Bridge. Plus tard, elle a été développée par G.M. Boyd en Argentine en 1935 et a ensuite été brevetée au Royaume-Uni en 1991 [9].

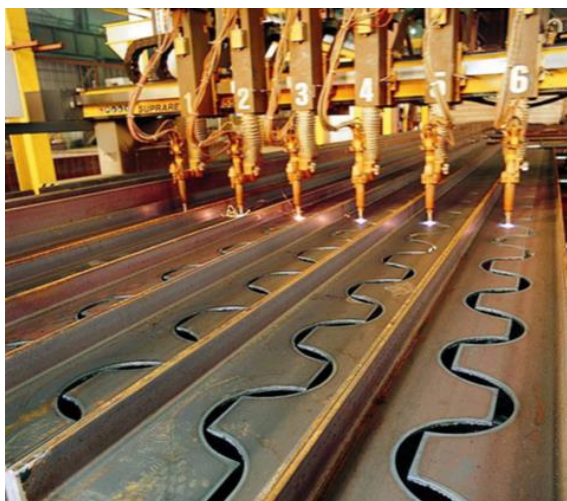
Dans les années 1940s, la fabrication de ces poutres n'était pas efficace financièrement en raison du mauvais rapport entre le coût de la main-d'œuvre et les matériaux. La nécessité de réduire les coûts et le poids des constructions a poussé le développement pour la fabrication de cette poutre ajourée et leur utilisation dans les bâtiments industriels en métal, jusqu'à la disponibilité des techniques de fabrication automatisées existantes. Il a été découvert par la première fois par la société Steel Westock en 1987 [9, 10].

Au début des années 2000s, ils ont évolué pour inclure des poutres à inertie variable à ouverture d'âme et ont été largement utilisés. Jusqu'à aujourd'hui, les recherches sur ces poutres sont encore poursuivies [1].

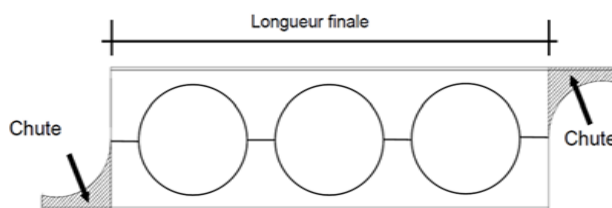
### I.4.3 Procédé de fabrication

La fabrication des poutres cellulaires à inertie variable repose sur l'utilisation des sections laminées à chaud, pour lesquelles il existe deux procédés de fabrication :

Le premier procédé est basé sur l'utilisation de profilés laminés à chaud et d'une machine d'oxycoupage ou de découpe laser, le motif de découpe est une coupe semi-circulaire superposée (voir la [Figure I-10\(a\)](#)). L'axe de coupe doit être incliné et en tournant des sections en T de 180° pour obtenir une hauteur variable (voir la [Figure I-11](#)) [8], puis ces sections sont assemblées par soudage pour obtenir des poutres 60% plus profondes que la poutre initiale avec des ouvertures qui entraînent par la suite une coupe extérieure supplémentaire [Figure I-10\(b\)](#). Cette méthode de production est utilisée par ArcelorMittal (Luxembourg) [8] et Westock (Royaume-Uni), deux des nombreux fabricants qui produisent de ces éléments [11].



(a)



(b)

Figure I-10 (a) Table d'oxycoupage de poutrelles laminées à chaud (b) Géométrie finale de la poutre cellulaire[12].

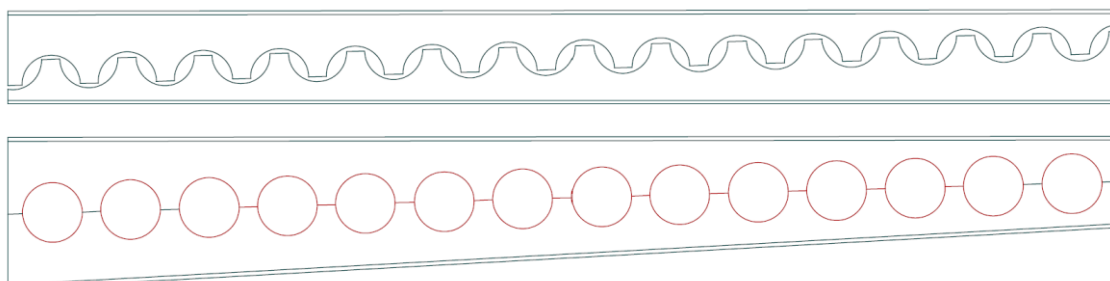


Figure I-11 Exemple d'une poutre ACB® à inertie variable[12].

On peut aussi les fabriquer à partir de plaques d'acier, le procédé consiste à prendre une plaque et à en extraire la semelle et l'âme, ce qui permet de choisir les dimensions et les profondeurs qui veulent, de couper une hauteur variable et faire des ouvertures au niveau d'âme, pour ensuite souder la semelle et l'âme pour obtenir la poutre choisie (voir la [Figure I-12](#)), ce qui offre toutes les possibilités architecturales à cette méthode [2]. Ces sections fabriquées sont produites par des entreprises spécialisées telles que, Fabsec et Jamestown [2].

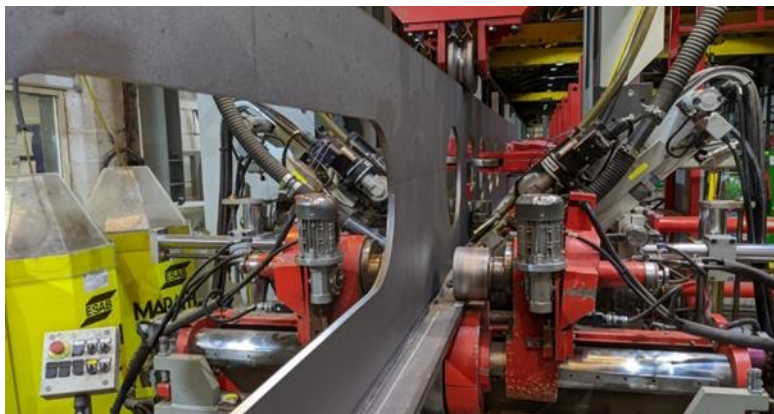


Figure I-12 Fabrication poutre ajourée par Fabsec [2].

#### I.4.4 Exemple D'application

Les poutres d'inertie variable avec des ouvertures d'âme sont fréquemment employées dans diverses applications avec plancher à plateau libre [8], telles que les consoles longues. Ces poutres peuvent être équipées d'une pente simple, avec une semelle supérieure horizontale et un diamètre d'ouverture qui varie en fonction de la hauteur de la poutre Comme indiqué dans la [Figure I-13](#). Il est également possible de garder le diamètre de l'ouverture constant (voir la [Figure I-14](#)) qui est ajusté en fonction de la hauteur la plus petite.



(a)



(b)

Figure I-13 Utilisation des poutres cellulaire à inertie variable simple pente dans hangars.



(a)



(b)

Figure I-14 Utilisation des poutres cellulaire à inertie variable simple pente dans stade.



Figure I-15 Utilisation des poutres cellulaire à inertie variable double pentes.

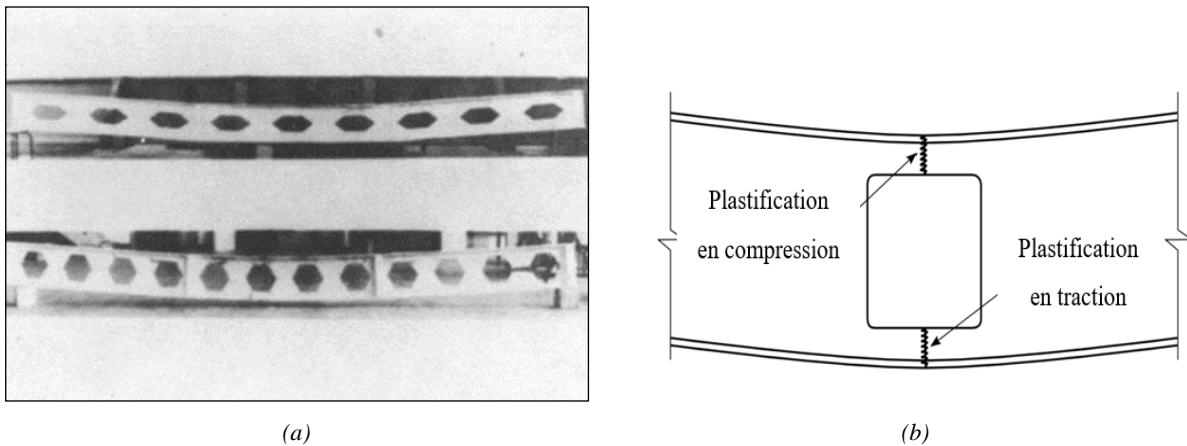
## I.5. Les modes de ruine

Les modes de ruine pour les poutres cellulaires à inertie variable sont considérés identiques aux modes de ruine des poutres à inertie constante [13]. Ces modes ont été décrits auparavant par Kerdal et al. [14] ils consistent en 6 modes de ruine, qui se classent en deux catégories: Globale qui sont les mêmes dans les poutres ordinaire (flexion, cisaillement, torsion latérale), et Locale qui résultent des ouvertures dans l'âme (flexion de Vierendeel, flambent des montants, rupture de la soudure d'âme), et qui sont définis comme suit:

### I.5.1 Flexion globale

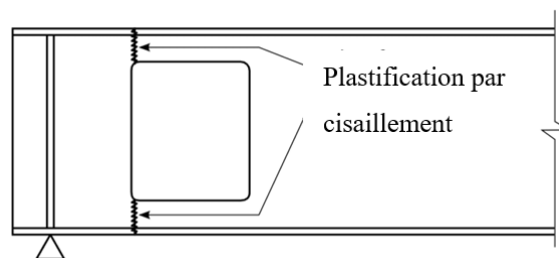
La rupture par flexion est un mécanisme qui se produit dans les poutres soumises à des moments de flexion et de cisaillement vertical. Il a été étudié par Toprac et al. [15] et Halleux [16].

Ils ont conclu que la déformation des sections au niveau des ouvertures est similaire à une poutre solide, les sections en T au-dessus des ouvertures étant soumises à la compression et en dessous des ouvertures à la tension pour devenir entièrement plastiques [17].



### I.5.2 Cisaillement global

Lorsqu'une pièce est soumise à deux forces égales au même endroit, mais dans une direction opposée, il en résulte un cisaillement pur, ce qui est un phénomène très rare dans les poutres [17]. Généralement, les poutres sont soumises à une charge uniformément répartie, ce qui entraîne une rupture par flexion simple, mais Chung et al [18] ont montré dans leur étude que lorsque les ouvertures sont situées à proximité au niveau de l'appui, la probabilité d'échec par cisaillement pur est plus élevée.



### I.5.3 Flambage latéral en torsion

Le flambement de torsion latérale (LTB) survient lorsque la poutre est exposée à des forces externes latérales (qui ne s'appliquent pas à l'axe) sans un support latéral suffisant, ce qui entraîne une déformation hors plan. Les poutres cellulaires sont plus susceptibles de présenter ce type d'échec en raison de leur section transversale plus profonde et plus mince, c'est-à-dire une réduction de la rigidité à la torsion de l'âme par rapport aux poutres solides [14, 17].

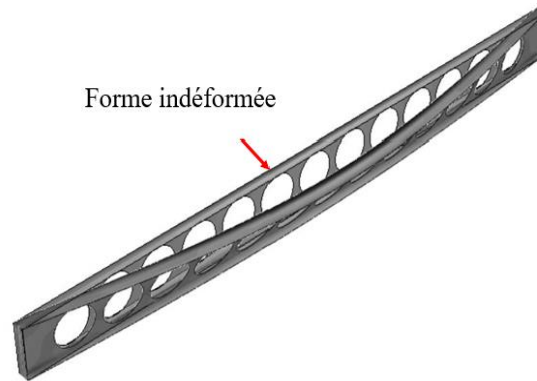


Figure I-18 mode de ruines LTB [11]

### I.5.4 Flexion Vierendeel

Il s'agit d'un mécanisme de rupture déduit pour la première fois par Altifish en 1957 [19], et Toprac et al. en 1959 [15], pour conclure que le comportement des poutres ajourées est proche de celui de la poutre Vierendeel (voir la [Figure I-19](#)).

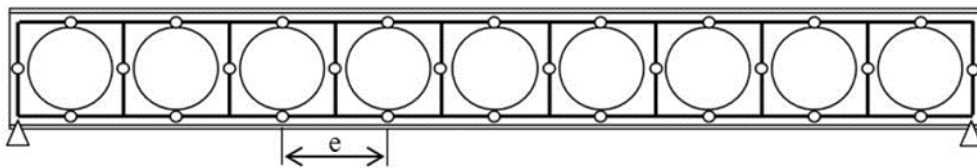


Figure I-19 Équivalence entre une poutre cellulaire et une poutre de vierendeel [13].

Ce mécanisme est dû à la présence d'un cisaillement vertical et à son transfert vers les ouvertures, ce qui crée un moment de flexion local secondaire (moment de Vierendeel) lorsque la longueur horizontale de l'ouverture diminue, le moment de Vierendeel diminue en parallèle, avec le moment de flexion global et la force de cisaillement influence le développement de contraintes élevées dans les éléments qui entourent l'ouverture pour former un mécanisme vierendeel [20].

Ce mécanisme provoque la formation des rotules plastiques en quatre endroits autour de l'ouverture (voir la [Figure I-20](#)) dans les zones de cisaillement élevé ou, s'il en existe plusieurs sous la même limite de cisaillement, l'ouverture présentant le moment le plus important sera l'ouverture critique [9]. Pour les poutres ajourées, ce mode de rupture est généralement considéré comme le plus grave [14, 20].

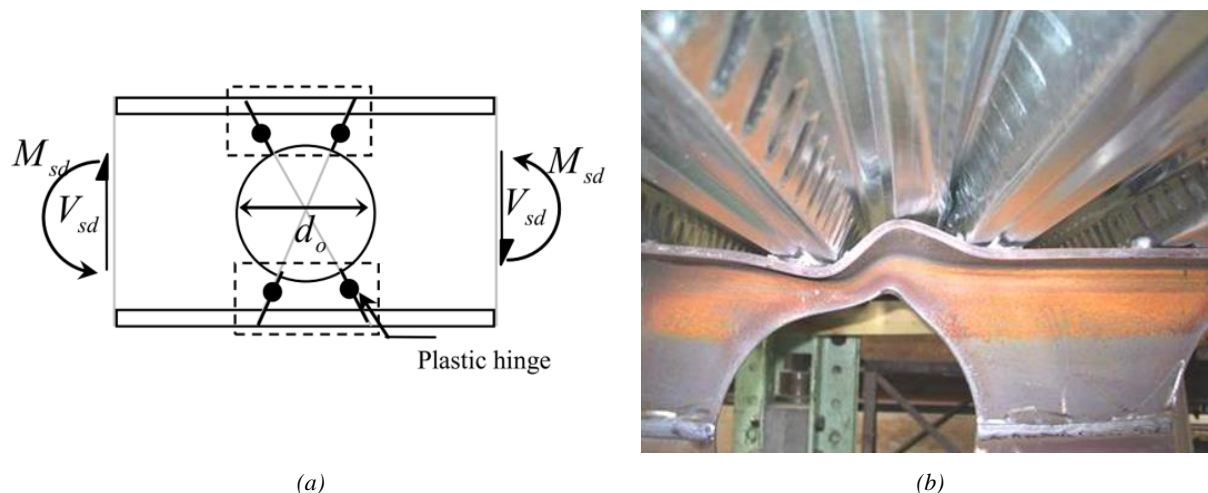


Figure I-20 (a) les rotules plastique autour l'ouverture[21] (b) mécanisme Vierendeel[13]

### I.5.5 Flambement du montant

Ce mode de ruine locale est également spécifique aux poutres à âme ajourée, étudié pour la première fois par Sherbourne en 1966 [22], et après Halleux et al. En 1967 [16] et Taxi et al. 1968, lorsque ce mode permet une déviation hors du plan de l'âme sous l'effet des forces de cisaillement horizontale et entraîne aussi une double courbure, l'un des bords inclinés de l'ouverture étant soumis à une tension et au bord opposé à une compression (voir la [Figure I-21](#)), ce qui provoque le flambage de l'âme [17].

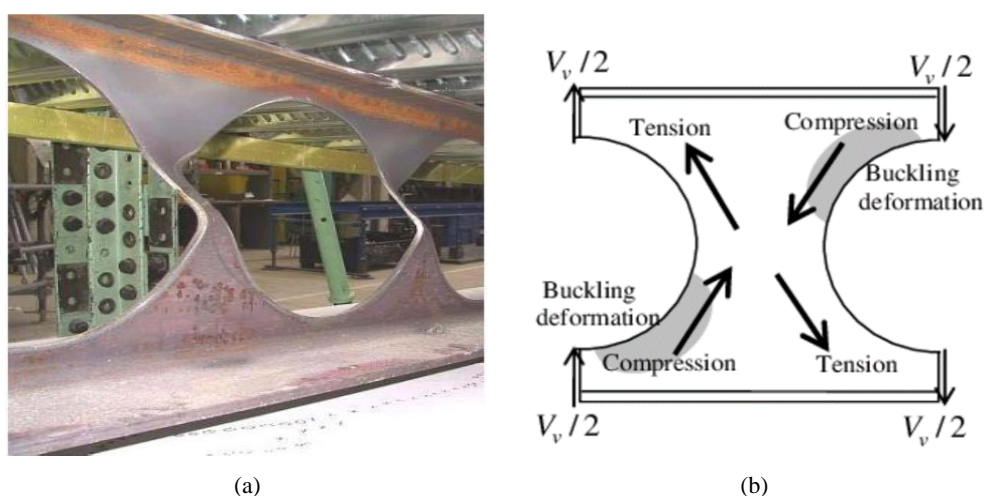
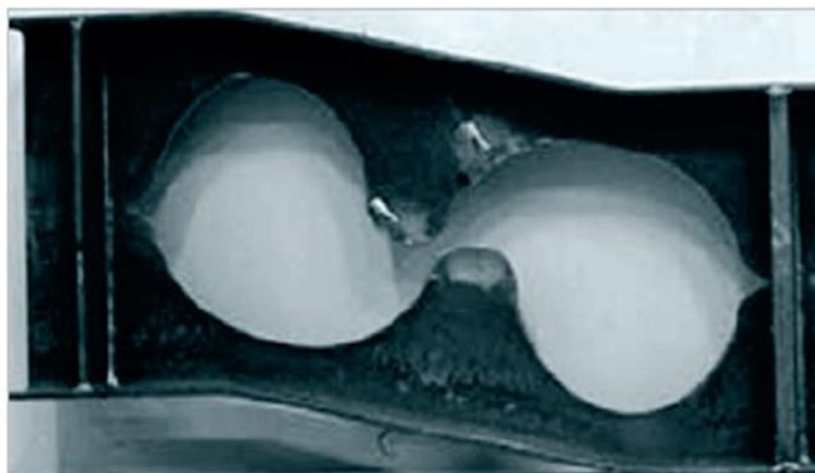


Figure I-21 Double courbure du montant de l'âme Web-Post [13] (b) Contraintes identifiées sur le montant de l'âme [23].

### **I.5.6 Rupture de joints soudés**

Comme indiqué précédemment, lors de la fabrication de ce type de poutre, l'âme entre les deux trous est soudée à nouveau, ce qui crée un autre mode de rupture. Ce mode dépend de la longueur du joint de soudure, car ils ont raccourci la longueur de la soudure pour réduire le moment secondaire, mais ont constaté qu'elle ne pouvait pas résister à la contrainte horizontale de relâchement, ce qui a entraîné la rupture [14, 17].



*Figure I-22 Rupture d'un joint soudé dans un montant d'âme [24].*

## **I.6. Risque d'incendie**

### **I.6.1 Considération générale**

Les incendies sont considérés parmi les dangers les plus graves qui menacent le bâtiment et sa sécurité, à cause du départ d'une petite surface et de sa propagation, et des dommages qui peuvent atteindre du bâtiment entier s'ils ne sont pas traités plus rapidement, sans oublier les pertes très importantes, surtout la perte des vies humaines.

Le feu est une réaction résultant de l'union de produits combustibles avec l'oxygène de l'air, en présence d'une ressource de chaleur qui donne un incendie. La gravité et l'effet destructif d'un incendie dépendent des matériaux combustibles, c'est-à-dire de la nature des composants du bâtiment ou de la structure [25].

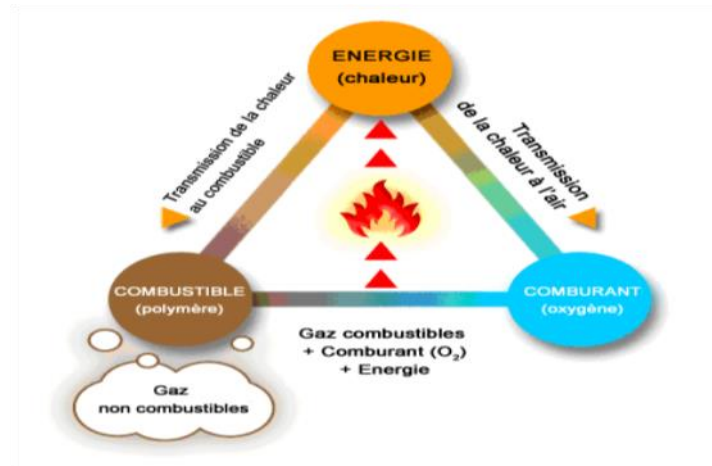


Figure I-23 Triangle du feu [25]

Bien que l'acier soit considéré comme un matériau incombustible, cela n'empêche pas les structures de s'effondrer en raison de la perte de leurs propriétés mécaniques à cause de l'augmentation de la température, car la limite élastique et le module d'Young de l'acier se dégrade énormément, ce qui fait de l'incendie l'un de leurs points faibles. Avec temps, en raison d'accidents tragiques [Figure I-24](#) et du besoin de sécurité, des études ont été réalisées sur ce sujet et le comportement des bâtiments en acier en cas d'incendie a été inclus dans des normes telles que l'Eurocode 03 NF EN 1993-1-2, en 2005 [26].



Figure I-24 (a) Incendie d'un gratte-ciel en construction à Hong Kong (b) Incendie WTC 11sep2001[25].

### I.6.1 Phases de développement d'un incendie réel

L'évolution d'un incendie est généralement exprimée par l'augmentation de la température en fonction du temps, qui passe par plusieurs étapes [27, 28]:

**La naissance** : Un incendie commence généralement par l'inflammation d'un matériau combustible. Il peut s'agir d'une source de chaleur, qui peut être plus facilement maîtrisée et cause le moins de dégâts possible.

**Croissance appelée « pré-flashover »** : Une fois que l'incendie s'est déclenché, la température augmente rapidement, et ce stade peut être encouragé par la disponibilité du combustible, la ventilation, la présence d'oxygène et d'autres facteurs. Si la propagation du feu n'est pas contrôlée, l'incendie peut rapidement atteindre le stade de « flashover ».

**Plein développement** : À ce stade, le feu s'est généralisé « post-flashover », où l'ensemble de la pièce ou de la zone est rapidement recouvert par les flammes et sa durée dépend de la convection et de la ventilation. Les chances de l'arrêter sont presque nulles.

**Décroissante** : Le feu commence à diminuer jusqu'à ce que tous les matériaux combustibles brûlent complètement.

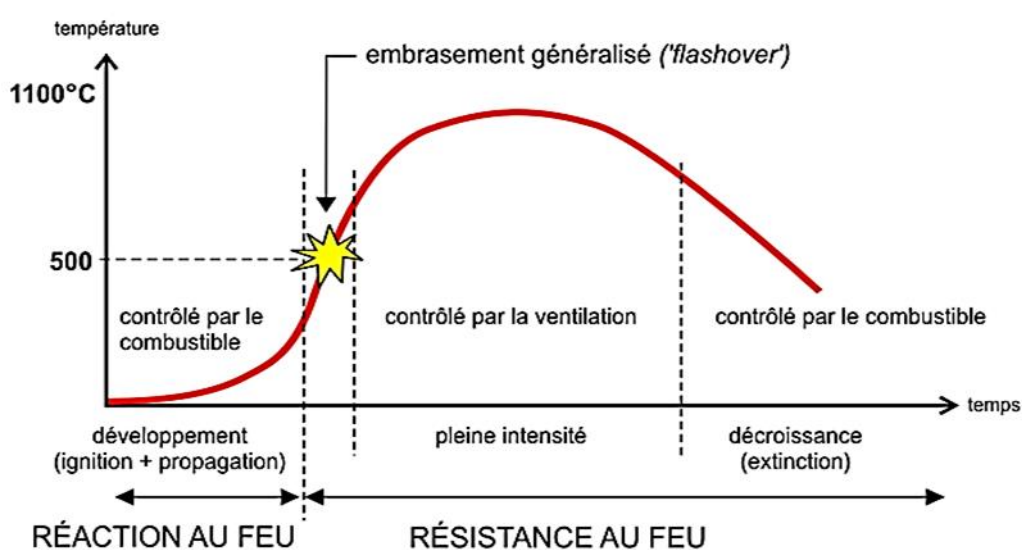


Figure I-25 phases de développement d'un incendie[28].

### I.6.2 Courbe standard -ISO 834-

Les courbes nominales sont obtenues à base de l'expérience réel de l'incendie. Elles sont couramment utilisées et sont indiquées dans la partie 1-2 de l'EC3 [26] , qui a été adoptée pour classer ou vérifier la résistance au feu [28].

Elles sont classées en trois catégories principales : courbe d'hydrocarbures majorée (tunnels), courbe d'hydrocarbures (pétrochimie et plates-formes en mer), courbe ISO 834 (bâtiments) [27].

Dans le cas de la courbe ISO834, la température atteint 842°C au terme de 30 min et continue d'augmenter d'environ 100°C à chaque fois que le temps est double. Elle est donnée par la formule suivante:

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

Avec :

$\theta_g$  : température des gaz dans le compartiment en (°C).

t : temps en (min).

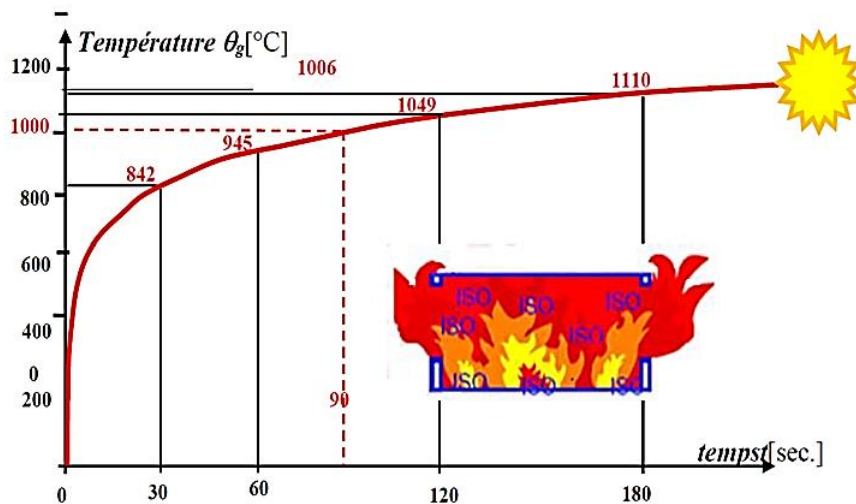


Figure I-26 Courbe standard ISO 834 [28].

### I.6.3 Caractéristique mécanique d'acier sous incendie

L'EC3 partie 1-2 [26] a montré que l'acier commence à perdre ses propriétés mécaniques à mesure que la température augmente, et lorsque la température atteint 600°C, sa résistance diminue d'environ 50 %, comme le montre à [Figure I-28](#) , et la limite de proportionnalité ainsi que le module d'élasticité diminuent aussi [Figure I-27](#). Ces réductions sont exprimées en termes de facteurs de réduction (voir le [Tableau I-2](#) Pour plus d'explications) :

- La limite d'élasticité :

$$f_{y,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_y$$

- La limite de proportionnalité :

$$f_{p,\theta} = k_{p,\theta} \cdot f_y$$

- Module de Young :

$$E_{a,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E_a$$

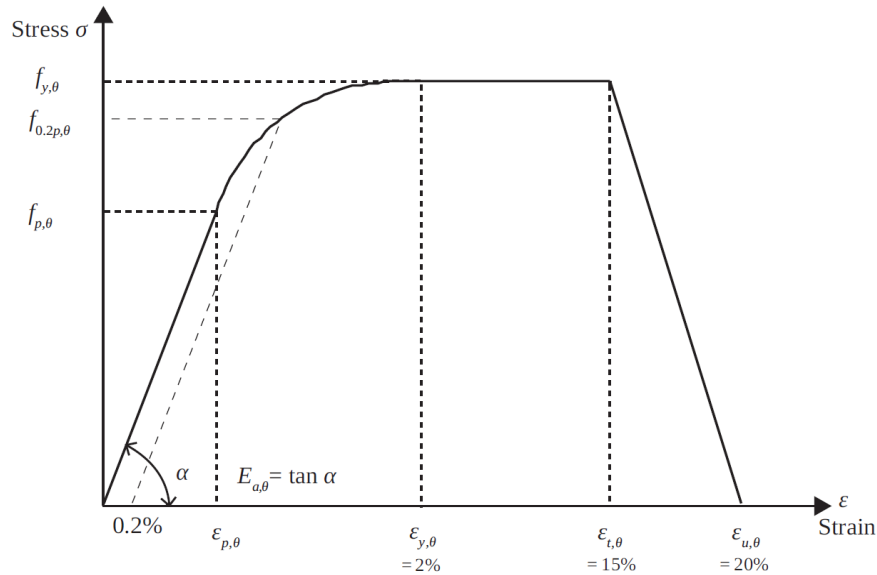


Figure I-27 Diagramme de Relation contrainte-déformation de l'acier à des températures élevées[29]

Tableau I-2. Facteurs de réduction[29]

θa [°C]	Facteur de réduction à température par rapport au valeur $f_y, E_a$ à 20°C			
	$K_{y,0} = f_{y,0} / f_y$	$K_{x,0} = f_{x,0} / f_y^*$	$K_{p,0} = f_{p,0} / f_y$	$K_{e,0} = E_{a,0} / E_a$
20	1.000	1.000	1.000	1.000
100	1.000	1.000	1.000	1.000
200	1.000	0.922	0.807	0.900
300	1.000	0.845	0.613	0.800
400	1.000	0.770	0.420	0.700
500	0.780	0.615	0.360	0.600
600	0.470	0.354	0.180	0.310
700	0.230	0.167	0.075	0.130
800	0.110	0.087	0.050	0.090
900	0.060	0.051	0.0375	0.0675
1000	0.040	0.034	0.025	0.045
1100	0.020	0.014	0.0125	0.0225
1200	0.000	0.000	0.000	0.000

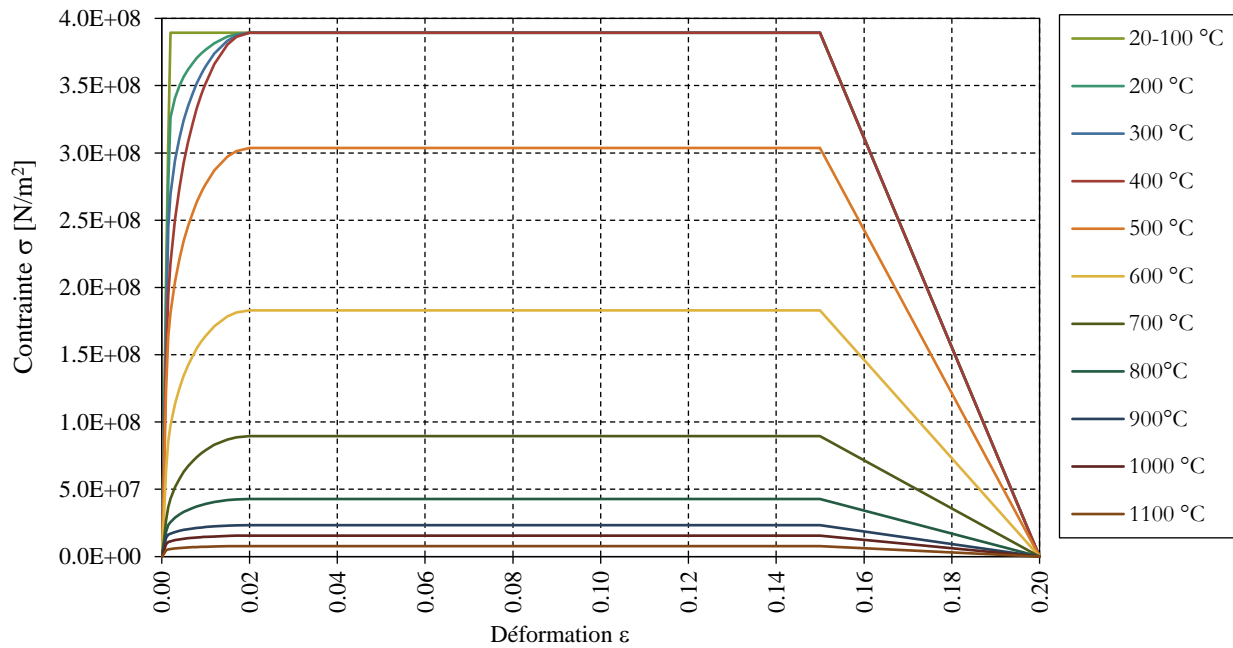


Figure I-28 Relation contrainte-déformation pour l'acier S355 à des températures élevées.

### I.6.4 Les caractéristiques thermiques

Les caractéristiques thermiques de l'acier sont présentées dans cette section, en accord avec la partie 1-2 de l'EC3 [26], qui permet d'évaluer sa résistance thermique.

#### I.6.4.1 Chaleur spécifique

La chaleur spécifique  $C_a$  [J/KgK] exprime la quantité de chaleur requise pour chauffer une unité de masse à un degré, elle est déterminée par le graphe dans la [Figure I-29](#) et les relations suivantes :

- Pour  $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 600^\circ\text{C}$

$$C_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1}\theta_a - 1,69 \times 10^{-3}\theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6}\theta_a^3$$

- Pour  $600^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735^\circ\text{C}$

$$C_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$$

- Pour  $735^\circ\text{C} \leq \theta_a < 900^\circ\text{C}$

$$C_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$$

- Pour  $900^\circ\text{C} \leq \theta_a < 1200^\circ\text{C}$

$$C_a = 650$$

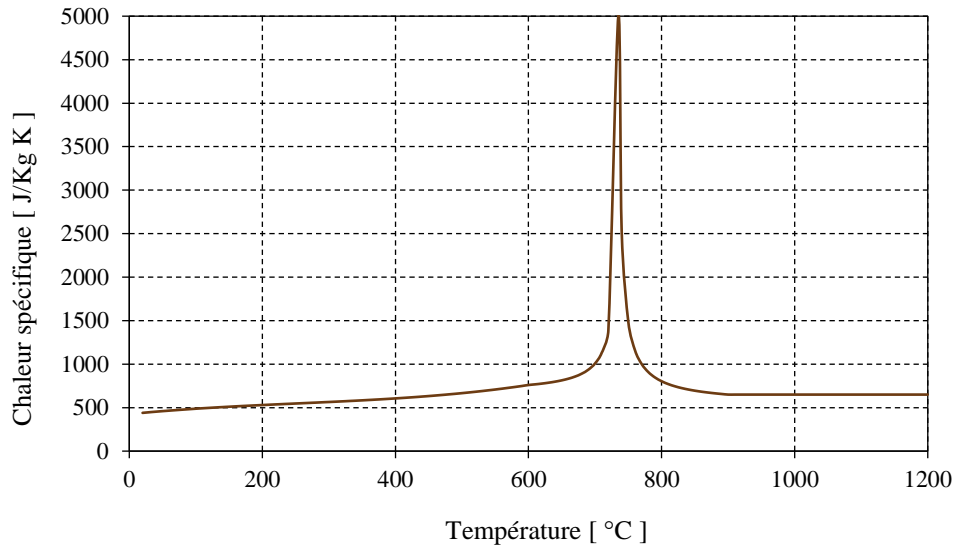


Figure I-29 Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température

#### I.6.4.2 Conductivité thermique

La conductivité thermique  $\lambda_a$  [W/m K] est le taux de chaleur qui traverse un matériau solide d'une épaisseur donnée pour modifier sa température d'un degré [26]. Elle est déterminée par le graphe dans la [Figure I-30](#) et les relations suivantes :

- Pour  $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800^\circ\text{C}$

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2}\theta_a$$

- Pour  $800^\circ\text{C} \leq \theta_a < 1200^\circ\text{C}$

$$\lambda_a = 27,3 \text{ [W/m K]}$$

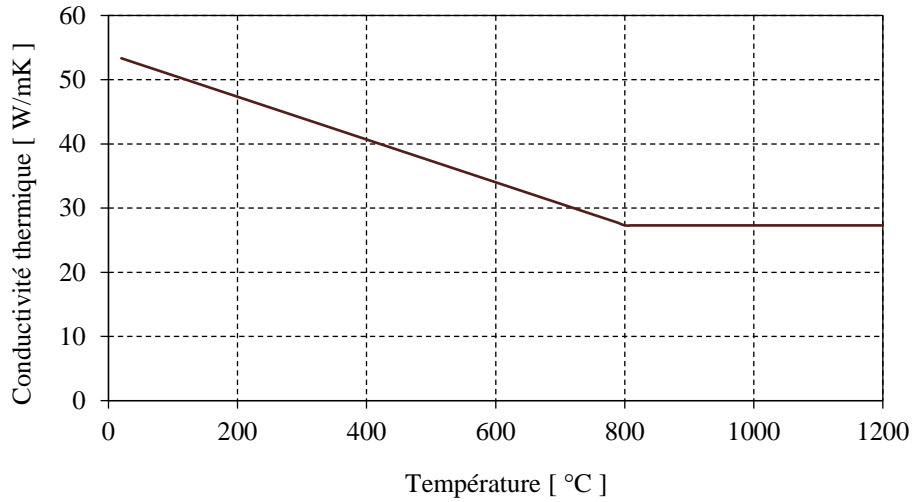


Figure I-30 Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température.

### I.6.4.3 Dilatation thermique

Les formules empiriques de  $\Delta L/L$  est proposé par l'EC3 [26] en fonction de la température est présente également par [Figure I-31](#) :

- Pour  $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C}$

$$\frac{\Delta L}{L} = -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5}\theta_a + 0,4 \times 10^{-8}\theta_a^2$$

- Pour  $750^\circ\text{C} \leq \theta_a < 860^\circ\text{C}$

$$\frac{\Delta L}{L} = 11 \times 10^{-3}$$

- Pour  $860^\circ\text{C} \leq \theta_a < 1200^\circ\text{C}$

$$\frac{\Delta L}{L} = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5}\theta_a$$

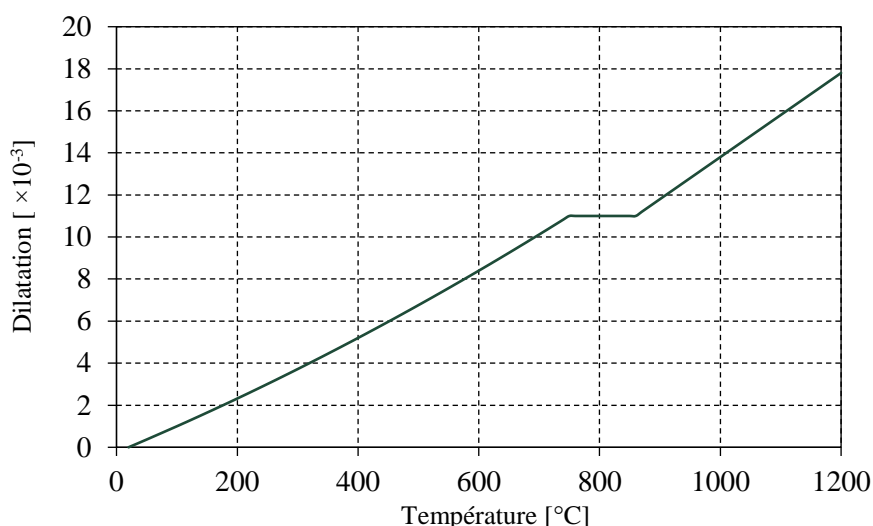


Figure I-31 Dilatation thermique relative de l'acier en fonction de la température

### I.6.5 Protection

Les structures en acier non protégées sont généralement considérées comme capables de résister au feu pendant 15 min. Pour des périodes de résistance au feu plus longues, une protection contre l'incendie est généralement nécessaire.

Les matériaux de protection passive contre l'incendie qui isolent les structures en acier des effets des températures élevées peuvent être divisés en deux types :

#### I.6.5.1 Les matériaux non réactifs : Panneaux résistants au feu

Les panneaux sont utilisés que le système de protection soit entièrement visible ou non, offrant un aspect propre et carré. Il existe deux grandes catégories de panneaux de protection : les panneaux légers, qui pèsent généralement entre 150 et 250 kg/m<sup>3</sup>, sont moins coûteux et sont généralement utilisés lorsque l'esthétique n'est pas importante, car ils sont moins chers. Les panneaux lourds pèsent généralement entre 700 et 950 kg/m<sup>3</sup> et sont généralement adaptés aux finitions décoratives [2].

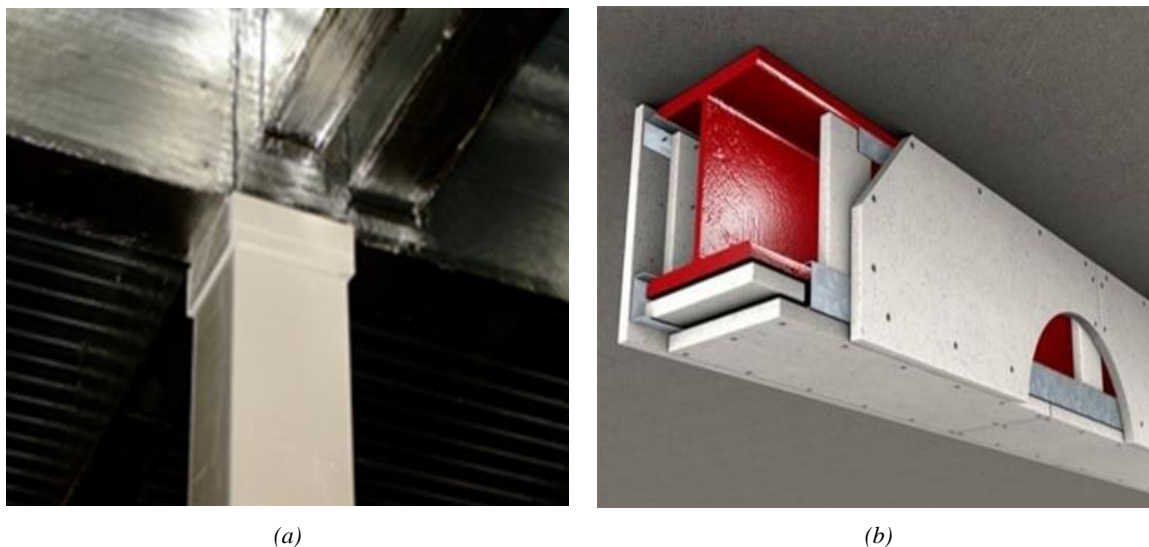


Figure I-32 Panneaux résistants au feu [2]

### I.6.5.2 Les matériaux réactifs : Les peintures intumescentes

Ces peintures sont généralement composées de trois éléments : Primer, couche de base et produit isolant. La couche de base est la partie qui réagit en cas d'incendie, car elle contient un facteur de vapeur qui se décompose lorsque le matériau liant est fondu et libère de grandes quantités de gaz inflammables (dioxyde de carbone, ammoniac et vapeur d'eau). Cela provoque le gonflement, la mousse du charbon et son expansion, ce qui donne une couche isolante plusieurs fois plus épaisse que le revêtement d'origine. Il est principalement utilisé dans les bâtiments où les exigences en matière de résistance au feu sont de 30, 60 et 90 minutes [30], bien que certains produits puissent offrir une résistance de 120 minutes [2]. Les peintures intumescentes à couche mince sont les exemples les plus courants pour les poutres à ouverture d'âme.

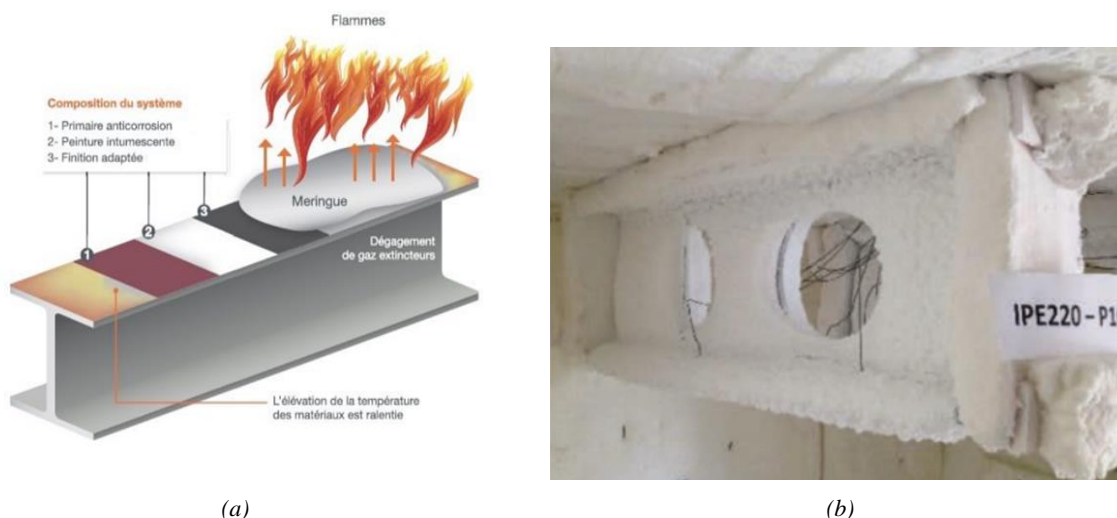


Figure I-33 (a) Composition du système peintures intumescentes (b) Expansion du revêtement intumescent après l'essai [31].

## I.7. Les recherches précédentes

Après de nombreuses recherches dans le domaine des poutres à ouverture d'âme, la conclusion a été que les ouvertures d'âme créent plus des modes de rupture, ce qui a mené à des recherches approfondies sur la variation de la distribution des contraintes et les mécanismes de défaillance dans les poutres cellulaires.

En 1984, Kardal et D. A. Nethercot [14] ont étudié les six modes de rupture pour les poutres en acier à ouverture hexagonal et ont posé les fondements pour de nombreuses études sur le sujet.

A la suite d'études analytiques et numériques, Chung et al. ont étudié en 2001 le mécanisme de Vierendeel dans les poutres d'acier à ouverture circulaire [21]. Ils ont observé que la déformation par cisaillement dans les poutres d'acier cellulaires est très importante car elle favorise la formation des rotules plastiques autour de l'ouverture de l'âme où se produit le moment de flexion, et ont proposé l'interaction du moment de cisaillement par flexion expérimental dans les sections d'âme ouvertes pour la conception pratique des poutres d'acier à ouverture circulaire contre le mécanisme de Vierendeel.

La recherche a été étendue par Lawson et al. [32] et Tsarvdaridis et al. [33] pour inclure les poutres composites cellulaires. Ils ont proposé des recommandations pour la conception des poutres composites cellulaires asymétriques, en tenant compte des effets de l'asymétrie de la section transversale et des ouvertures allongées ou rectangulaires sur la résistance de la poutre[32]. Ils ont également étudié la contribution du béton aux poutres composites cellulaires soumises à des forces de cisaillement verticales, et les résultats montrent une augmentation significative de la résistance au cisaillement [33].

De leur côté, Morkhadi et Gupta [34, 35] ont mené une étude expérimentale complète pour évaluer la résistance des poutres en acier avec des ouvertures dans l'âme, suivie d'une analyse par éléments finis. Dans leur étude, ils ont examiné différentes configurations et dimensions d'ouvertures d'âme afin de maximiser la surface d'ouverture[34] . Ils ont observé que le flambement du montant d'âme est le mode de défaillance le plus courant dans les poutres dont le rapport diamètre/distance d'ouverture est compris entre 1,07 et 1,04. En outre, une étude du mécanisme de Vierendeel a montré que la fréquence des ruptures de cisaillement était plus élevée dans les poutres à ouvertures circulaires que dans celles à ouvertures rectangulaires [35].

Pattamad Panedpojaman et al [36, 37] ont mené deux approches innovantes pour la conception de poutres en acier cellulaire. La première étude en 2014 [37] développe une méthode pratique et économique pour estimer la résistance au cisaillement des poutres en acier cellulaire non composites symétriques et asymétriques, en particulier pour la rupture locale par flambement du montant d'âme, et trouve que la profondeur du T<sub>e</sub> est le paramètre qui permet de distinguer les modes de flambement du montant et flexion du Vierendeel. La deuxième étude en 2015 [36] propose une nouvelle méthode de conception pour la rupture des poutres en acier cellulaire, basée sur un critère de rupture quadratique non linéaire qui prend en compte les effets combinés du moment, du cisaillement et du moment de flexion Vierendeel, et il est démontré qu'elle améliore la précision des estimations de la charge de rupture pour les poutres en acier avec des ouvertures circulaires allongées. Cette méthode permet des estimations simples et pratiques du moment de flexion de Vierendeel. Ces études ont été validées par rapport aux expériences et aux modèles d'éléments finis existants. Ces deux études offrent des outils précieux aux ingénieurs qui cherchent à concevoir des poutres cellulaires sûres et rentables.

Les recherches se poursuivent et cette année 2024, Tsavdaridis K.D et al. [38] ont mené une série de 6 essais sur des plaques d'extrémité de poutrelles cellulaires afin de déterminer leur résistance au cisaillement. Les essais ont porté sur différentes configurations, notamment avec des fissures, sans fissures et avec des panneaux à moitié remplis. Les résultats ont montré que les charges de rupture étaient significativement plus élevées que les prévisions de conception, avec des augmentations allant de 35% à 83%. Les essais ont également montré que les plaques d'extrémité augmentaient la résistance des supports d'extrémité minces au cisaillement et à la flexion horizontale, et que les plaques à moitié remplies amélioraient la charge de rupture de 40 à 43 %. Cependant, la norme de conception actuelle (EN 1993-1-13) ne fournit pas de méthode définitive pour la conception d'appuis d'extrémité avec des plaques à moitié remplies ou des poutres dentées.

Ont été également présentées des études sur les poutres cellulaires dans des conditions d'incendie. Ainsi, Bailey a été le premier à effectuer un essai au feu sur des poutres solides et cellulaires non chargées en 2004. Il a été observé que dans les poutres cellulaires non protégées, il n'y avait pas d'augmentation de la température des âmes, mais que dans les poutres cellulaires protégées, la température des âmes était plus élevée que celle des âmes de poutres solides équivalentes. Les observations des tests indiquent que l'augmentation des températures de l'âme est due à la présence de peinture intumescente dans le périmètre de

l'ouverture. En plus, il a été observé que la variation entre les températures de l'âme et de la semelle inférieure de la poutre cellulaire dépendait du type et de l'épaisseur de l'enduit intumescent utilisé [39].

Un article de Ali Nadjai et al. En 2007 [40] ont montré une étude expérimentale et numérique sur le comportement des poutres composites en acier cellulaire à des températures ambiantes et élevées. Les quatre spécimens avec différentes géométries d'acier et différentes conditions de charge ont été testés sous une charge monotonique et à des températures élevées. Les poutres ont été conçues pour se rompre par flambage latéral des montants, ce qui a été observé dans tous les essais. L'étude a montré que la rupture par flambage ne peut pas être simplement estimée en appliquant des facteurs de réduction de la rigidité des poutres en fonction de la température, comme le prévoient les codes. La comparaison du modèle d'éléments finis avec les résultats expérimentaux a montré une bonne concordance en termes de modes de rupture, de comportement de déformation de la charge et de charges ultimes.

Kada [30], and Lamri et al. [31], ont présentés les résultats d'une série d'essais expérimentaux pour des poutres solides et cellulaires non chargées avec des ouvertures circulaires, à la fois avec et sans protection intumescente contre le feu. On examine également comment l'épaisseur de l'intumescence, le diamètre des ouvertures et la largeur des montant de l'âme influencent les poutres cellulaires. Les tests sont effectués en respectant la norme EN13381-8 pour les poutres solides protégées par une peinture intumescente et la norme prEN13381-9 pour les poutres cellulaires protégées par une peinture intumescente. Selon les résultats de l'expérience, il semble que l'application du revêtement intumescent augmente la durée de résistance au feu des poutres solides et cellulaires, ce qui témoigne de son efficacité.

Plus récemment, Benyettou Oribi, S et al. En 2023 Ils étudient le comportement des poutres cellulaires soumises au flambement par torsion latérale (LTB) à des températures ambiantes et élevées. L'étude utilise des méthodes numériques et analytiques pour étudier l'influence des paramètres géométriques, de l'épaisseur des plaques d'extrémité et de la température sur la résistance à l'effondrement des poutres cellulaires. Les résultats montrent que les modes de rupture des poutres cellulaires peuvent être complexes et impliquer de multiples mécanismes, parmi lesquels le flambage post-effondrement, le mécanisme de Vierendeel et d'autres [11, 23].

L'âme conique est affectée par un phénomène appelé effet Ressel [41]. D'autre part, la composante verticale due à la force axiale dans le bord conique augmente la résistance au

cisaillement de la membrure conique par rapport aux membrures prismatiques. Bedynek et al [41] ont étudié expérimentalement et numériquement les poutres à plaques coniques en cisaillement. Ils ont étudié expérimentalement et numériquement les poutres d'un tôle conique en cisaillement. Ils ont examiné plusieurs géométries de plaques coniques. Ils ont conclu que pour certaines géométries de cônes, l'estimation de la résistance ultime au cisaillement est imprécise et doit être révisée.

Liliana Marques, et all. [42] ont également présenté l'extension des formules de réaction EC3-1-1 pour vérifier la stabilité des colonnes des poutres à section variable. La méthode proposée prend en compte les effets de la variation de la section transversale et du moment d'inertie sur la longueur de la colonne de poutre conique. Les résultats montrent que la méthode proposée fournit une évaluation plus précise et plus fiable de la stabilité des colonnes de poutres coniques que les formules de réaction EC3-1-1 existantes.

Les recherches réalisées jusqu'à présent sur les poutres à ouverture d'âme et inertie variable sont limitées, Fatimah De'nan a étudié le développement d'un modèle d'éléments finis non linéaire pour la prédiction du comportement des poutre a inertie variable en acier avec des ouvertures dans l'âme en flexion et a constaté que la taille, la forme et l'emplacement d'ouverture ont un effet significatif sur la capacité de charge et la déflexion des poutres [43].

Hayder Wafi Al-Thabhawe [44], dans son étude sur les poutres en acier à section inclinée avec des ouvertures hexagonales dans l'âme, a conclu que la capacité de charge ultime des TCB peut être augmentée jusqu'à 140% de la capacité de charge ultime de la section mère et les résultats expérimentaux ont montré que les modes de rupture de l'âme et la rupture des joints se sont produits dans la formation de TCB doubles pour des forces de cisaillement élevées qui ont tenté de déformer les poteaux de l'âme.

En 2023, Amrous et al. [1] ont présenté une étude expérimentale de six modèles de poutres en porte-à-faux cellulaires à inertie variable soumises à des charges concentrées. Cette étude expérimentale a montré que l'optimisation des diamètres d'ouverture augmente la charge ultime et que la variation de l'ouverture d'âme en fonction de la hauteur améliore la résistance. La rupture était due au flambement du montant d'âme, et une procédure analytique a été présentée pour calculer la résistance au flambement du montant d'âme, en tenant compte de paramètres importants tels que l'effet Ressel. Les résultats ont montré que la procédure analytique modifiée par Panedpojaman et al. [37] Est plus conservatrice que la méthode originale de Lawson et Hicks. [45] L'étude souligne la nécessité de poursuivre les recherches

sur d'autres modes de rupture, tels que la torsion latérale, et la flexion de Vierendeel, et sur des propriétés telles que la variation de la rigidité, qui peuvent être explorées à partir de modèles à éléments finis détaillés.

En ce qui concerne les poutres cellulaires à inertie variable, Sébastien Durif et.al [13] ont présenté En 2013 un modèle numérique non linéaire est développé et réalisé pour valider l'approche analytique. Le modèle est appliqué à des poutres courbes et a inertie variable en tenant compte de différentes configurations d'ouverture dans des conditions normales et d'incendie.

## **I.8. Conclusion**

Les poutres cellulaires sont une version moderne de la poutre solide traditionnelle, avec des ouvertures et une fabrication spécialisée pour des projets de construction spécifiques. Grâce aux progrès de la technologie de fabrication, ces poutres peuvent avoir une inertie variable, des formes coniques et différents types d'ouverture.

Dans notre étude, nous avons étudié le comportement des poutres à ouverture circulaire à inertie variable, en raison de tous les avantages qui les ont rendues idéales pour supporter des charges importantes et permettent d'atteindre des grands portés, dans un contexte de liberté de conception architecturale pour nombreux projets, les grands stades, les halles des aéroports et des infrastructures nécessitant des plateaux libre et ouvert. Cependant, la recherche bibliographique a révélé que plus de travail de recherche est nécessaire pour comprendre le comportement des poutres en acier avec des ouvertures cellulaires et inertie variable surtout à haute température due à l'incendie qui reste un demain actualité nécessite une étude à profond.

# **Chapitre II : Etude analytique des Poutres à Ouvertures d'Ame à Inertie Variable**

## II.1. Introduction

Les recherches présentées dans le chapitre précédent indiquent que la conception des poutres en acier avec des ouvertures d'âme et une inertie variable est un défi en raison de la complexité de leur comportement.

Ils ont indiqué des modes de rupture prématurées qui peuvent affecter négativement la capacité de la poutre à supporter les charges appliquées et sa stabilité globale, avec en particulier la perte des propriétés mécaniques de l'acier sous l'influence d'une température élevée, ce qui demande des études approfondies de la flexion et de l'instabilité locale afin de garantir une conception sécurisée et efficace.

Ce chapitre présente une étude analytique des poutres ajourée à inertie variable à température ambiante et à température élevée, basée sur les codes et recommandations internationaux, dans le but de présenter une conception précise et efficace de ces structures complexes.

## II.2. Normes et guides Internationaux de conception

Les structures en acier sont couvertes par l'Eurocode 3 : Conception des structures en acier Partie 1-1 Règle générale - Conception des structures. Pour le calcul des poutres en acier avec des ouvertures dans les poutres [3], il était prévu l'annexe N de l'EC03 partie 1-1 [46], mais cette annexe n'a pas été retenue dans la version finale. - Eurocode 3: Web Openings in Steel Beams - Part 1-13 (2018) [47].

Pour étudier dans des conditions d'incendie :

Eurocode 3 : Conception des structures en acier Partie 1-2 - Règles générales Conception des structures exposées au feu.

Il existe également des principes internationaux qui sont représentés dans :

AISC "*American Institute of Steel Construction*", Ce document offre des conseils sur l'application des dispositions de la spécification à la conception d'éléments à âme conique. Les recommandations de ce document sont également applicables à la spécification 2010 de l'AISC pour les bâtiments structurels en acier [48].

En plus des publications du CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique) [49] basées sur l'annexe N et de celles de SCI P355 (Steel Construction Institute) [12].

## II.3. Caractéristique géométrie

### II.3.1 Limites de la conception pour ouverture d'âme

Les caractéristiques géométriques des ouvertures d'âme sont présentées par l'EC3, partie 1-1 de l'annexe N [46] dans le cas des ouvertures d'âme multiples et isolées.

La notion d'ouverture d'âme isolée désigne une ou plusieurs ouvertures qui ne sont pas reliées entre elles, c'est-à-dire que la distance entre les ouvertures sur les bords est supérieure au diamètre d'une ouverture circulaire ou rectangulaire. etc., ce qui permet de négliger l'effet de l'interaction sur le montant d'âme [5]. Par contre, les poutres à ouverture d'âme multiples, qui représentent plusieurs ouvertures régulièrement disposées dans l'âme, ont été prises en compte dans notre étude en raison de leur utilisation courante.

Pour respecter les exigences de conception spécifiques et assurer une performance optimale de la structure, ces propriétés sont soigneusement sélectionnées et optimisées, ce qui explique que l'EC3 [46] a défini un certain nombre de limites :

- $h_o \leq 0,80d_w$  Pour une ouverture circulaire.
- $d_1 \geq 0,10d_w$
- $d_1 = d_2$
- $a_o \leq h_o$
- $b_o = w$
- $0,25a_o \leq w \leq 0,50a_o$

Avec :

$a_o$  est diamètre d'ouverture ;  $w$  est largeur du montant d'âme,  $d_w$  est hauteur hors-tout de l'âme.

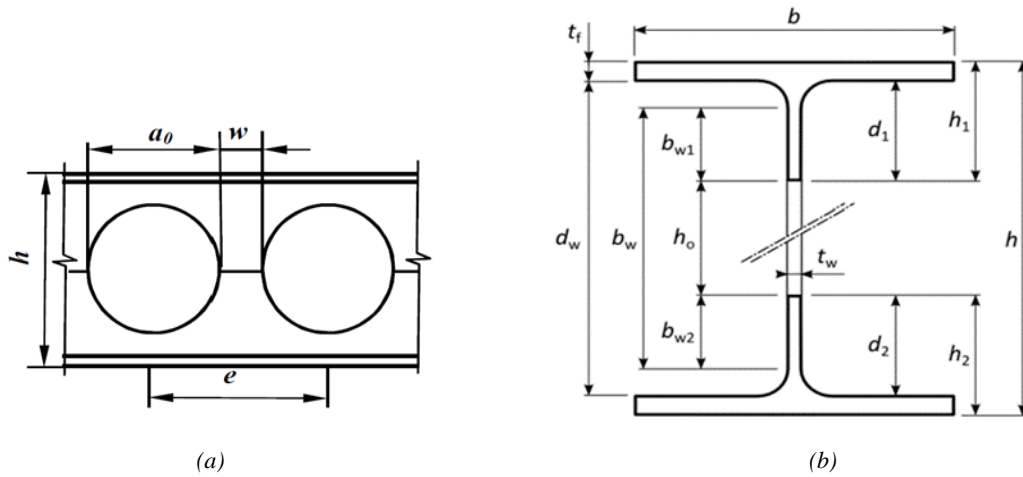


Figure II-1 (a) dimensions d'ouverture d'âme multiple[6] (b) la section transversale[46].

Le CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique) [49] contribue ensuite au projet LWO+ (Large Web Opening for service integration in composite floors), qui avait pour but de mettre à jour et d'améliorer les dimensions et le champ d'application afin d'inclure les poutres avec des ouvertures, comme suit:

- Haute nuance d'acier est S460.
- $1,08 \leq \alpha = \frac{e}{a_0} \leq 1,75$  Pour répondre à des exigences mécaniques et architecturales.
- Section élancée :  $\beta = \frac{a_0}{t_w \cdot \varepsilon} < 90$
- Sections dissymétriques, mixtes et hybrides :

$$1 \leq \frac{A_{fb}}{A_{ft}} \leq 4.5 \quad \text{et} \quad 1 \leq \frac{t_{wb}}{t_{wt}} \leq 2.8$$

### II.3.2 Limites de la conception pour l'inertie variable

En ce qui concerne les poutres ou même les poteaux solide à inertie variable qui présentent un changement de hauteur, il y a certaines limites à ne pas dépasser pour bénéficier leurs avantages ,ces limites sont indiquées dans guide internationaux tels que l'AISC de la manière suivante [48]:

- Limite d'élasticité minimale spécifiée,  $f_y \leq 379.21$  MPa.
- Éléments homogènes uniquement (les éléments hybrides ne sont pas pris en compte), c'est-à-dire  $f_{yw} = f_{yf}$ , où  $f_{yf}$  et  $f_{yw}$  sont les limites d'élasticité minimales spécifiées de la semelle et de l'âme.
- L'épaisseur de chaque semelle est supérieure ou égale à l'épaisseur de la bande  $t_f \geq t_w$ .

- Le ratio d'élanement de la semelle est tel que :

$$\frac{b}{2t_f} \leq 18$$

- La largeur de la semelle est telle que :

$$b \geq \frac{h}{7}$$

- L'élanement de l'âme est tel que :

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{0,4 \cdot E}{f_y} \leq 260$$

- L'élanement de l'âme est tel que :

$$\frac{h}{t_w} \leq 12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

- L'angle de conicité a été déterminé par AISC [48] pour les poutres-colonnes à âme pleines à inertie variable entre  $0^\circ < \beta < 15^\circ$ , et pour les poutres avec ouvertures et inertie variable fournies par le SCI [12], il ne doit pas dépasser  $\beta < 6^\circ$ .

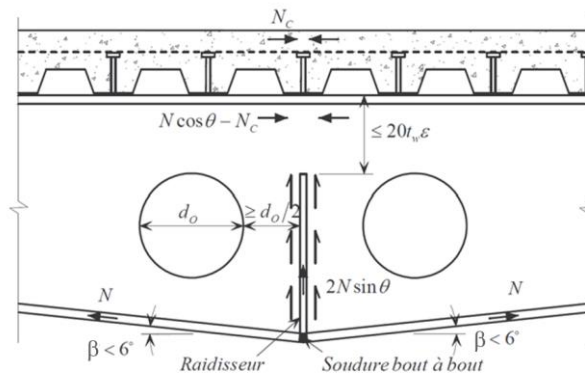


Figure II-2 ouvertures dans une poutre à inertie variable [12]

## II.4. Classification des sections

La norme EN03 1993-1-1[3] prend en considération l'effet du voilement localisé en utilisant une classification de la section transversale subdivisée en 4 catégories :

**Classe 1 :** section transversale pouvant former une rotule plastique et ayant une capacité de rotation suffisante et importante.

**Classe 2 :** section transversale pouvant former une rotule plastique avec une rotation limitée.

**Classe 3 :** section transversale pouvant atteindre le moment élastique  $M_{el}$  mais le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment plastique  $M_{pl}$ .

**Classe 4 :** section transversale de voilement empêche le développement du moment résistant élastique  $M_{el}$  et plastique  $M_{pl}$ .

#### II.4.1 Classification des sections non ajourées

Pour définir une classe avec une section remplie il doit être déterminé le facteur correcteur selon la nuance comme les poutres ordinaires (poutre droite sans ouverture d'âme) citées dans EC3 partie 1-1 [3] :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} S235 = 1 \\ S275 = 0,92 \\ S355 = 0,81 \end{cases}$$

Tableau II-1 Rapports d'élançement maximum pour les parois d'un profil en I [3]

		Classe 01	Classe 02	Classe 03
En flexion	Ame : $\frac{d}{t_w} \leq$	72ε	83ε	124ε
En compression	Semelle : $\frac{c}{t_f} \leq$	9ε	10ε	14ε

Avec :

c = distance entre l'âme et l'extrémité de la semelle selon L'EC 3 1-1 [3]:

$$c = \frac{(b - t_w)}{2} - r$$

tf = épaisseur de la semelle.

tw = épaisseur de l'âme.

d = est la hauteur de la partie droite d'une âme.

$$d = h - 2(t_f + r)$$

## II.4.2 Classification des sections ajourées

Selon l'EC3 1-1 Annex N [46], la classification des sections transversales est déterminée au niveau des ouvertures:

Pour la classe 02 :

$$l_o \leq 32t_w \varepsilon \quad \text{ou} \quad b_{wc} \leq \frac{10t_w \varepsilon}{\sqrt{1 - \left(\frac{32t_w \varepsilon}{l_o}\right)^2}}$$

Pour la classe 03

$$l_o \leq 36t_w \varepsilon \quad \text{ou} \quad b_{wc} \leq \frac{14t_w \varepsilon}{\sqrt{1 - \left(\frac{36t_w \varepsilon}{l_o}\right)^2}}$$

Avec :

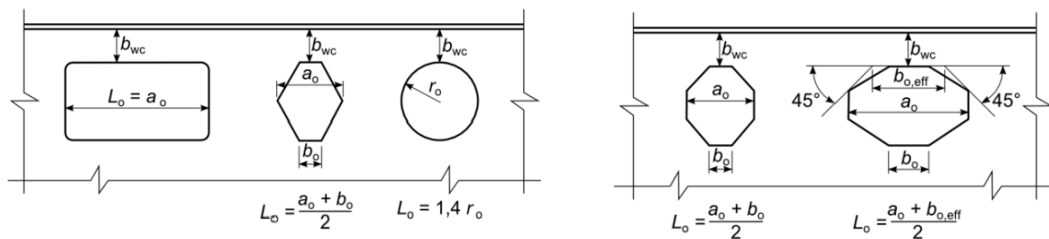


Figure II-3 Portion de l'âme formant l'âme d'un té non raidi [6]

$b_{wc}$  : est la longueur saillante d'âme de té  $b_{w1}$  ou  $b_{w2}$  indiquée à la [Figure II-3](#).

## II.5. Comportement à température ambiante

En raison de l'indisponibilité d'un code international pour l'étude analytique des poutres cellulaires à inertie variable, nous suivons l'approche de l'étude menée par Sébastien durif et al. [13] qui étudie les poutres cellulaires à inertie variable comme celles des poutres cellulaires droites en se basant sur l'Eurocode 3 partie 1-1 [3] et l'annexe N dans la première édition [46], ainsi que sur le CTICM [49]. En plus de, EN1993-1-13 - CEN/TC 250/SC 4 N 1839, « Web openings in steel beams EC3 Part 1-13 » [47].

### II.5.1 Détermination des sections transversales

La caractérisation géométrique consiste à diviser le profil en plusieurs éléments, à analyser chaque élément séparément, puis à combiner les résultats pour obtenir les caractéristiques géométriques complètes du profil requis, ce qui est un processus courant dans les recherches antérieures [30, 50, 51]. Elle a été appliquée aux sections transversales brutes et nettes comme suit :

#### II.5.1.1 Section brute :

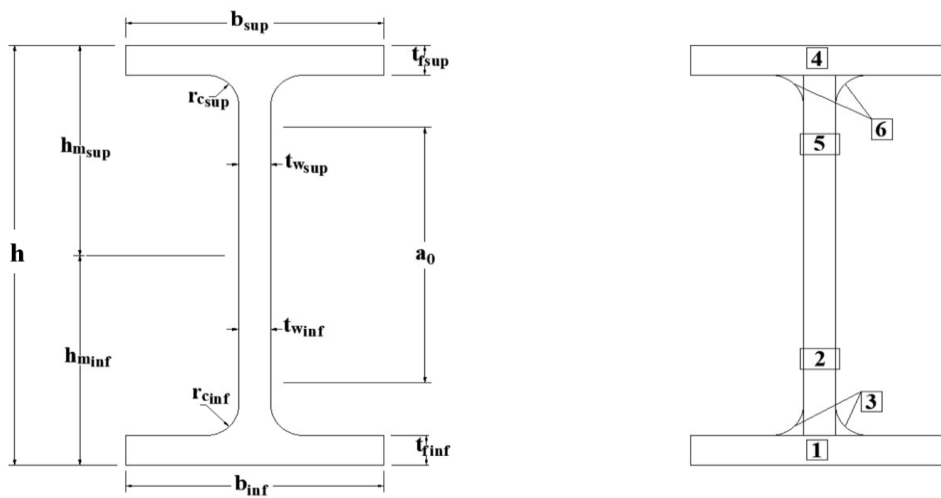


Figure II-4 Description géométrique de la section transversale brute.

Tableau II-2 les propriétés géométriques de chaque élément d'une section transversale brute .

Position	Section (i)	$a_i$	$z_i$	$I_{oy,i}$
Top	1	$b \cdot t_f$	$\frac{t_f}{2}$	$\frac{b \cdot t_f^3}{12}$
	2	$(h_m - t_f)t_w$	$\frac{(h_m + t_f)}{2}$	$\frac{t_w(h_m - t_f)^3}{12}$
	3	$\frac{(4 - \pi)r_c^2}{2}$	$t_f + k_c \cdot r_c$	$0,0151r_c^4$
Bot	4	$b \cdot t_f$	$h - \left(\frac{t_f}{2}\right)$	$\frac{b \cdot t_f^3}{12}$
	5	$(h_m - t_f)t_w$	$h - \frac{(h_m + t_f)}{2}$	$\frac{t_w(h_m - t_f)^3}{12}$
	6	$\frac{(4 - \pi)r_c^2}{2}$	$h - t_f - k_c \cdot r_c$	$0,0151r_c^4$

Avec :

$$k_c = 1 - \frac{2}{12 - 3\pi}$$

La surface du membre inférieur et supérieur est :

$$A_{m,bot} = \sum_{i=1}^3 a_i \quad , \quad A_{m,top} = \sum_{i=4}^6 a_i$$

Et pour la section brute totale :

$$A_{brute} = A_{m,bot} + A_{m,top} = \sum_{i=1}^6 a_i$$

La position du centre de gravité par rapport à la fibre inférieure est :

$$Z_{G,brute} = \frac{\sum a_i \cdot z_i}{\sum a_i}$$

Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe fort est donnée par le théorème de Huygens :

$$I_{y,brute} = \sum_{i=1}^6 [I_{oy,i} + (a_i \cdot y_i^2)]$$

Avec :  $y_i = z_i - Z_{G,brute}$

La zone de cisaillement est divisée en deux parties égales si la section est symétrique et en deux parties distinctes si la section est asymétrique et est définie pour chaque position (Inf., Sup.) comme suit [5]:

$$A_v = t_w(h_m - t_f) + \left(\frac{2 - \pi}{2}\right) r_c^2 + t_f \frac{(t_w + 2r_c)}{2}$$

### II.5.1.2 Section nette :

Cela signifie que nous découpons juste au niveau d'ouverture, ce qui crée 2Té [Figure II-5](#) et un vide entre eux, et que les éléments ont été partagés comme représenté dans la figure suivante.

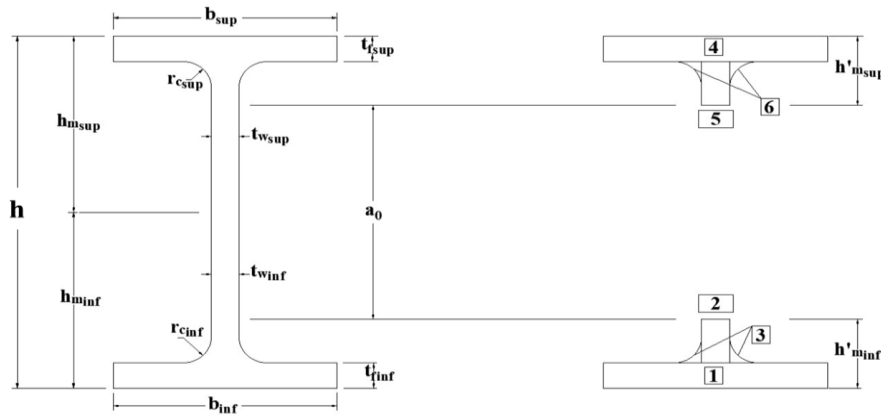


Figure II-5 Description géométrique de la section transversale nette.

Nous pouvons voir qu'il se produit un changement dans la hauteur de l'âme, ce qui explique la différence dans deux parties (partie 2,5), qui seront modifiées en fonction de la figure comme suit :

Tableau II-3 les propriétés géométriques de chaque élément d'une section transversale nette.

Position	Section	$a_i$	$z_i$	$I_{oy,i}$
Top	2	$(h'_m - t_f)t_w$	$\frac{(h'_m + t_f)}{2}$	$\frac{(h'_m - t_f)^3 t_w}{12}$
Bot	5	$(h'_m - t_f)t_w$	$H_t - \frac{(h'_m + t_f)}{2}$	$\frac{(h'_m - t_f)^3 t_w}{12}$

Avec :

$$h'_m = h_m - \frac{a_0}{2}$$

Il est nécessaire de recalculer chacune des propriétés géométriques de la partie nette du profil en utilisant les éléments 1,3,4,6 de la section brute avec les éléments 2,5 de la section nette indiqués dans le tableau ci-dessus, qui sont déterminés de la même façon :

La surface du membre inférieur et supérieur est :

$$A_{m,bot'} = \sum_{i=1}^3 a_i \quad , \quad A_{m,top'} = \sum_{i=4}^6 a_i$$

Et pour la section nette totale :

$$A_{nette} = A_{m,bot'} + A_{m,top'} = \sum_{i=1}^6 a_i$$

La position du centre de gravité par rapport à la fibre inférieure est :

$$Z_{G,nette} = \frac{\sum a_i \cdot z_i}{\sum a_i}$$

L'aire de cisaillement d'un Té sup., inf. [Figure II-6](#) d'une section nette est donnée par la formule suivante :

$$A_v' = t_w \left( h_m - \frac{t_f}{2} \right) + \left( \frac{4 - \pi}{2} \right) r_c^2 + t_f \cdot r_c$$

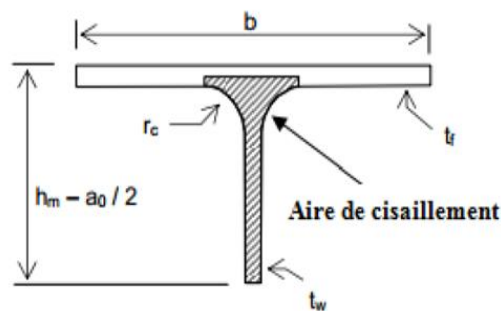


Figure II-6 aire de cisaillement [5].

### II.5.1.3 Section nette inclinée

Pour étudier le mode de ruine par flexion de Vierendeel, on a caractérisé la section transversale inclinée par rapport à la normale [Figure II-7](#) dont les propriétés géométriques sont les suivantes[30] :

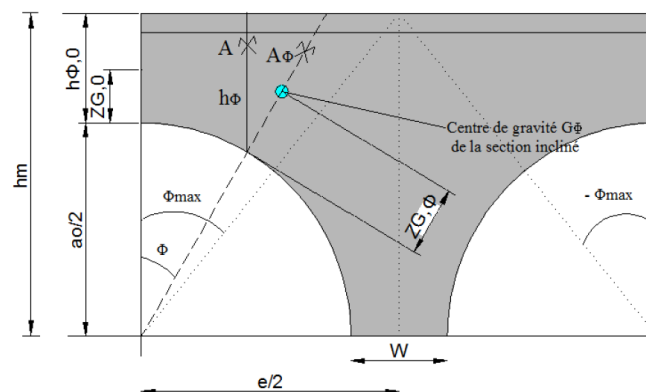


Figure II-7 section inclinée à l'endroit d'une ouverture[5].

Cet angle varie du max ( $\phi_{max}$ ) au min  $-\phi_{max}$  avec un pas de  $1^\circ$ , et ce pour le Sup. et le Inf.

$$\phi_{\max} = \tan^{-1} \left( \frac{a_o + w}{2 \cdot h_m} \right)$$

Sur base de la figure, il est possible de définir La hauteur de la section inclinée est la suivante :

$$h_{\phi} = \frac{h_m}{\cos \phi} - \frac{a_o}{2}$$

Ces propriétés géométriques ont été définies en termes d'angle  $\phi$  comme suit :

Tableau II-4 les propriétés géométriques de chaque élément d'une section transversale nette inclinée.

Section (i)	$a_i$	$z_i$	$I_{oy,i}$
1	$\left( h_{\phi} - \frac{t_f}{\cos \phi} \right) t_w$	$\frac{\left( h_{\phi} + \frac{t_f}{\cos \phi} \right)}{2}$	$\frac{t_w \left( h_{\phi} - \frac{t_f}{\cos \phi} \right)^3}{12}$
2	$b \cdot \frac{t_f}{\cos \phi}$	$h_{\phi} - \left( \frac{t_f}{\cos \phi} \right) / 2$	$\frac{b \left( \frac{t_f}{\cos \phi} \right)^3}{12}$
3	$\frac{(4 - \pi)r_c^2}{2}$	$h_{\phi} - \frac{t_f}{\cos \phi} - k_c \cdot r_c$	$0,0151r_c^4$

Et pour la section inclinée Inf., Sup. totale :

$$A_{\phi} = \sum_{i=1}^3 a_i$$

La position du centre de gravité par rapport à la fibre inférieure est :

$$Z_{G,\phi} = \frac{\sum a_i \cdot z_i}{\sum a_i}$$

Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe fort est :

$$I_{y,\phi} = \sum_{i=1}^3 [I_{oy,i} + (a_i \cdot y_i^2)]$$

Avec :  $y_i = z_i - Z_{G,\phi}$

L'aire de cisaillement :

$$A_{v,\phi} = a_1 + a_3 + 0,5(t_w + 2 \cdot r_c) \frac{t_f}{\cos \phi}$$

Module de résistance plastique :

$$W_{pl,\phi} = a_1 \left( \frac{(h_\phi - \frac{t_f}{\cos \phi})}{2} + \frac{t_f}{\cos \phi} - z_{pl} \right) + a_2 \left( \frac{t_f}{2 \cdot \cos \phi} + \frac{z_{pl}^2}{t_f / \cos \phi} - z_{pl} \right) + a_3 \left( \frac{t_f}{\cos \phi} + k_c \cdot r_c - z_{pl} \right)$$

Et :

$$z_{pl} = \frac{a_1 + a_2 + a_3}{2 \cdot b}$$

Donc :

$$Z_{ANP} = h_\phi - z_{pl}$$

### II.5.2 Critères de résistances à l'E.L.U

Cette section présente les vérifications requises à E.L.U pour les poutres cellulaires avec les charges  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  et  $M_{Ed}$  sur le plan global sont définies comme dans le cas des poutres ordinaires, qui sont ensuite réparties entre les deux éléments selon la surface de la section transversale et par basée sur l'étude précédente [13] qui a été étudiée comme des poutres droites avec les formules données ci-dessous avec la répartition choisie sous la forme du module x [Figure II-8](#) :

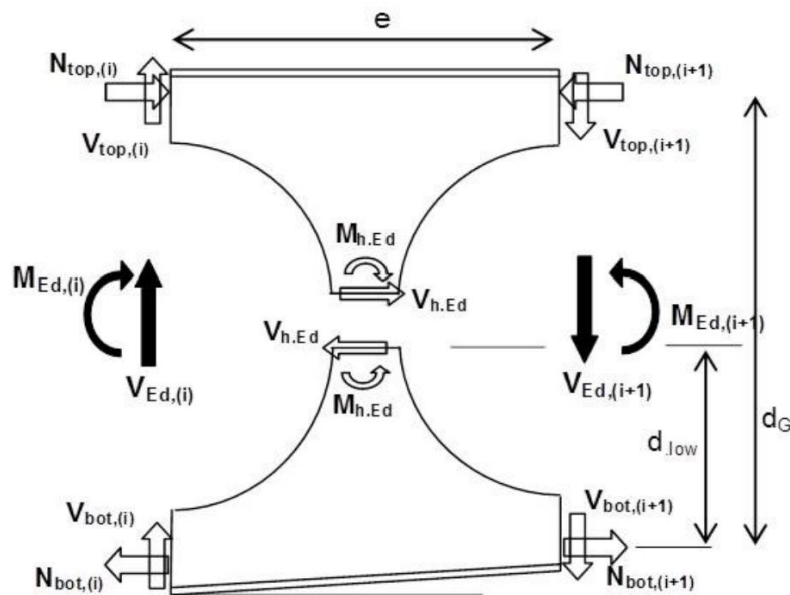


Figure II-8 "X modulus" pour les poutre à inertie variable[13].

Et pour les sections symétriques :

$$N_{m,Ed,t} = N_{m,Ed,b} = \frac{M_{Ed}}{d_G}$$
$$V_{m,Ed,t} = V_{m,Ed,b} = V_{m,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2}$$

Avec :

$V_{Ed}$  : effort tranchant repris par la poutre acier au droit d'une ouverture.

$M_{Ed}$  : moment de flexion repris par la poutre acier au droit d'une ouverture.

$V_{t,m,Ed}$   $V_{bot,m,Ed}$  : effort tranchant repris par le Té supérieur et inférieur, respectivement.

$N_{t,m,Ed}$   $N_{b,m,Ed}$  : effort normal repris par le Té supérieur et inférieur, respectivement.

$d_G$  : Distance entre les centres de gravité des membrures supérieure et inférieure, au droit de l'ouverture.

### II.5.2.1 Vérification de résistance plastique (global)

Pour les vérifications au plan global sont les mêmes que celles des poutres ordinaires (poutre droite sans ouverture d'âme). Il a été défini par l'EC03 Partie 1-1 [3] comme suit :

- **Résistance au moment de flexion**

$$\Gamma_M = \frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$M_{Ed}$  : Le moment sollicitant de calcul.

$M_{c,Rd}$  : Le moment résistant et Pour section de classe 1 et 2 on utilise moment résistant plastique comme suit :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Et pour section de classe 3 on utilise moment résistant élastique :

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{w_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

- **Résistance à l'effort tranchant :**

$$\Gamma_V = \frac{|V_{Ed}|}{V_{pl,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$V_{Ed}$  : Effort tranchant dans chaque section

$V_{pl,Rd}$  : La résistance plastique au cisaillement définie par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

- **Résistance à l'interaction flexion – cisaillement :**

Le moment de résistance plastique de la section transversale se réduit en raison de la présence de cisaillement une fois qu'il dépasse  $\frac{1}{2} V_{pl,Rd}$ , son interaction sur le moment de résistance plastique doit être prise en compte par la suite [3] :

$$\Gamma_{MV} = \frac{|M_{Ed}|}{M_{V,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$M_{V,Rd}$  : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort tranchant est :

$$M_{V,Rd} = \frac{(W_{pl} - W_v \cdot \rho) \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Et :

$$W_v = \frac{A_v^2}{4t_w} \quad ; \quad A_v = h \cdot t_w$$

### II.5.2.2 Vérification de résistance à l'instabilité de la section brute

- **Flambement du montant**

La présence d'ouvertures et leurs caractéristiques géométriques ont un impact sur la section critique de l'âme en provoquant une force de cisaillement horizontale  $V_h$  qui à son tour influe sur la production de contraintes de flexion à l'intérieur du plan de l'âme. Nous pouvons formuler la distance  $d_w$ , qui définit la section critique en fonction de ces caractéristiques géométriques [Figure II-9](#), comme suit [6]:

$$d_w = \frac{a_o}{2} \sqrt{\frac{\sqrt{\alpha^4 + 8\alpha^2 - 2} - \alpha^2}{2}}$$

Avec la largeur  $l_w$  de la section critique peut être calculée par l'expression suivante [6]:

$$l_w = a_o \left( \alpha - \sqrt{1 - \left(\frac{2d_w}{a_o}\right)^2} \right)$$

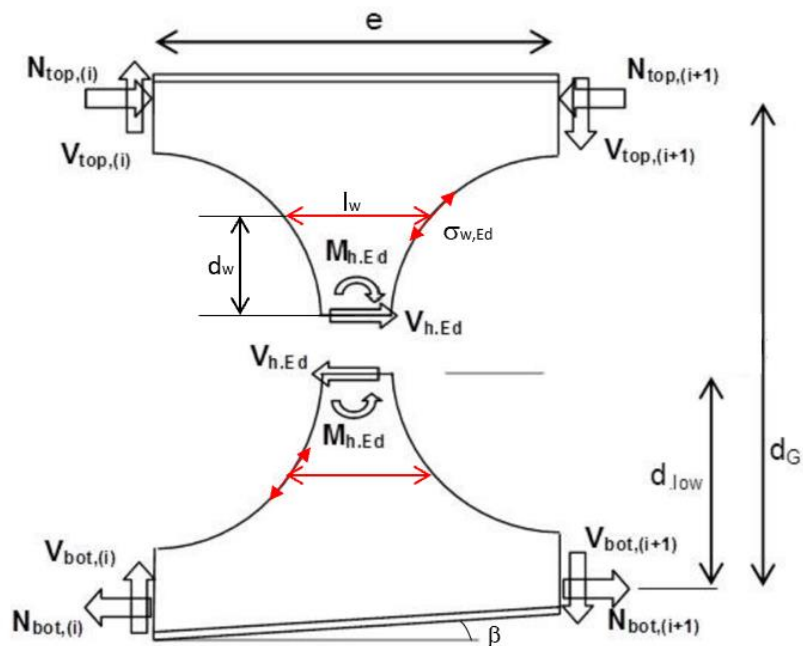


Figure II-9 Forces locales et position des sections critiques dans le montant d'âme.

- La contrainte principale de compression sur la section critique due au moment fléchissant local est :

$$\sigma_{w,Ed} = \frac{6M_{c,Ed}}{I_w^2 t_w \left( 1 - \left( \frac{2d_w}{a_o} \right)^2 \right)}$$

$M_{c,Ed}$  : est le moment fléchissant dans la section critique est donné par l'effort de cisaillement horizontal comme suit :

Membrure sup :

$$M_{c,Ed,t} = V_{h,Ed} d_w - M_{h,Ed}$$

Membrure inf :

$$M_{c,Ed,b} = V_{h,Ed} d_w + M_{h,Ed}$$

Avec :

$$V_{h,Ed} = N_{m,t(i+1)} - N_{m,t(i)} = N_{m,b(i+1)} - N_{m,b(i)}$$

$$M_{h,Ed} = \frac{(V_{m,t(i+1)} - V_{m,t(i)})e}{2} - V_{h,Ed} d_b$$

$d_b$  : La distance entre le centre de gravité du té inf et la ligne au centre d'ouverture et pour les sections symétriques :  $M_{h,Ed} \approx 0$ .

- La contrainte principale résistante de calcul pour le demi-montant considéré est calculée par [6]:

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{\chi \cdot \xi \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\xi$  : Coefficient de forme calculé est :

$$\xi = 1,5 + \frac{2 \times 10^{-5}}{(1 - \alpha)^4}$$

$\chi$  : coefficient de réduction est obtenu dans ce modèle en utilisant la courbe de flambement « a » et dans la NF EN 1993-1-1 [3] paragraphe 6.3.1.2 et présentant par :

$$\chi = \left( \phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right)^{-1} \leq 1$$

$$\phi = 0,51 + \left( 1 + 0,21(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\xi \cdot f_{yw}}{\sigma_{w,cr}}}$$

$\sigma_{w,cr}$  : Contrainte principale critique est donnée pour demi montant (inf ; sup):

$$\sigma_{w,cr} = \alpha_{cr} \sigma_{w,Ed}$$

Les différents facteurs ont été présentées ci-dessous [6] :

Tableau II-5 Les différents facteurs pour contrainte principale critique

Supérieur	Inferieur
$\alpha_{cr,t} = \max \left[ \beta_{cr,t}; \frac{2\beta_{cr,t}\beta_{cr,b}}{\beta_{cr,t} + \beta_{cr,b}} \right]$	$\alpha_{cr,b} = \max \left[ \beta_{cr,b}; \frac{2\beta_{cr,t}\beta_{cr,b}}{\beta_{cr,t} + \beta_{cr,b}} \right]$
$\beta_{cr,t} = \frac{1}{\frac{V_{h,Ed}}{V_{h,cr,t}} + k_s \frac{N_{m,Ed,t}}{N_{m,cr,Ed}}}$	$\beta_{cr,b} = \frac{1}{\frac{V_{h,Ed}}{V_{h,cr,b}} + k_s \frac{N_{m,Ed,b}}{N_{m,cr,Ed}}}$
$k_s = \begin{cases} 1; & \text{la membrure est en compression} \\ -0,5; & \text{la membrure est en traction} \end{cases}$	
$N_{m,Ed,t} = \frac{A_{w,t}}{A_{0,t}} \min [N_{m,t(i)}; N_{m,t(i+1)}]$	$N_{m,Ed,b} = \frac{A_{w,b}}{A_{0,b}} \min [N_{m,b(i)}; N_{m,b(i+1)}]$
$A_{w,t} = A_{0,t} - b_t t_f$	$A_{w,b} = A_{0,b} - b_b t_f$

Chacune des efforts critiques ( $V_{h,cr}$  ;  $N_{m,cr}$ ) se définit de la façon suivante :

$$V_{h,cr} = P_E(C_0 + C_1 t_w)$$

$$N_{m,cr} = P_E(D_0 + D_1 t_w)$$

Où :

$$P_E = \frac{\pi^2 E}{a_o^2} w t_w^3$$

Les coefficients  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $D_0$  et  $D_1$  sont calculés par :

$$C_0 = -0,2502517 + 0,190103\mu + 0,1314\zeta$$

$$C_1 = 0,0007611 - 0,0004279\mu - 0,000019205\zeta - 0,00024\zeta\mu$$

$$D_0 = 0,4760254 - 0,220803\alpha - 0,161524\zeta + 0,223909\zeta\mu^2$$

$$D_1 = -0,00269273 + 0,0020576\mu^2 + 0,00223834\zeta - 0,00215748\zeta\mu^2$$

Avec :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\alpha - 1}} ; \zeta = \frac{1}{\sqrt{\delta - 0,5}} ; \delta = \frac{h_w}{a_o}$$

Enfin, chaque demi-membre doit respecter la condition de résistance au flambement, qui est formulée comme suit :

$$\Gamma_b = \frac{|\sigma_{w,Ed}|}{\kappa \sigma_{w,Rd}} \leq 1$$

Le facteur  $\kappa$  peut être exprimé comme un facteur de réserve de post-critique assuré par les tés au niveau des ouvertures après le début de l'instabilité des montants. Il reflète la possibilité d'une rupture totale de la poutre après une rupture localisée due à l'instabilité des montants par la formation de rotules plastiques dans les tés au niveau des ouvertures et est donné par l'expression suivante [49]:

$$\kappa = 1 + 0,625(\psi - 0,3)$$

Où :

$\psi$  : rapport du moment doit être calculé pour la section (i) et la section (i +1), la valeur minimale étant retenue [47].

$$\psi = \frac{M_{pl,Rd,t}}{eV_{m,t}} \quad \text{ou} \quad \psi = \frac{M_{pl,Rd,b}}{eV_{m,b}}$$

$M_{pl,Rd,t}$   $M_{pl,Rd,b}$  : Moment résistant plastique du té supérieur et inférieur, respectivement.

$V_{m,t}$   $V_{m,b}$  : Effort de cisaillement dans le té supérieur et inférieur, respectivement.

- **Résistance à l'instabilité de voilement par cisaillement :**

La résistance au voilement en cisaillement de la section brute et de l'âme non raidie doit être vérifiée dans les cas suivants [5]:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Avec :

$\varepsilon$  : Définie dans la section II.4.1.

$\eta$ : valeur préconisée par l'EC 3 [3] est :

- Pour  $f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 1,2$ .

- Pour  $f_y > 460 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \eta = 1$ .

$h_w$  : hauteur d'âme est :  $h_w = h - 2 \cdot t_f$

Pour les âmes pourvues ou non de raidisseurs, il convient de prendre en compte le voilement par cisaillement en utilisant la résistance de calcul suivante :

$$V_{bw,Rd} = \chi_w \cdot h_w \cdot t_w \frac{f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$\chi_w$  : représente la contribution de l'âme et il est déterminé comme illustré dans le tableau suivant:

Tableau II-6 contribution de l'âme  $\chi_w$  à la résistance au voilement par cisaillement.

	Montant d'extrémité rigide	Montant d'extrémité rigide
$\bar{\lambda}_w < \frac{0,83}{\eta}$	H	H
$\frac{0,83}{\eta} \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$\frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}$	$\frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$\frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w}$	$\frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}$

$\bar{\lambda}_w$  : le paramètre d'élanement et déterminer par la formule :

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

Et  $\tau_{cr}$  : la contrainte critique de voilement par cisaillement calculée par :

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \sigma_E$$

$k_{\tau}$  : est le plus petit coefficient de voilement pour le panneau d'âme entouré par des appuis rigides (raidisseurs transversaux ou semelles). Pour sans raidisseurs transversaux intermédiaires :  $k_{\tau} = 5,34$ .

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{d}\right)^2$$

En dernier lieu, il est donné la vérification de la résistance au voilement par cisaillement par :

$$\Gamma_{Vbw} = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 1$$

• **Résistance au cisaillement horizontale du montant :**

$$\Gamma_{Vh} = \frac{|V_h|}{V_{h,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$V_h = \frac{V_{Ed} \cdot e}{h - 2 \cdot Z_{pl}}$$

Et :

$$V_{h,Rd} = \frac{w \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

### II.5.2.3 Vérification de résistance de la section nette

La résistance de la section nette à l'ouverture est vérifiée en considérant l'effet Vierendeel, en supposant que la section critique peut être inclinée d'un angle  $\Phi$  pour les semelle supérieures et inférieures en général [Figure II-10](#), cette section critique peut être inclinée d'environ  $20^\circ$  à  $25^\circ$ [52], il est possible de déterminer les forces à chaque section inclinée pour chaque membre (supérieur, inférieur) selon les formules suivantes [46, 47] :

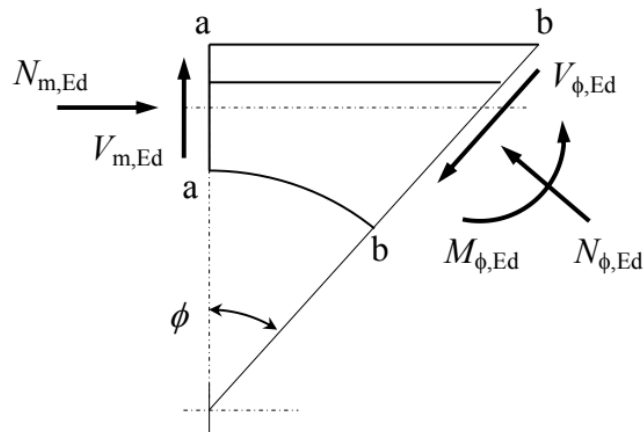


Figure II-10 Les efforts et les moments internes à la section inclinée critique autour d'une ouverture [47].

$$N_{\phi,Ed} = N_{m,Ed} \cos(\phi) - V_{m,Ed} \sin(\phi)$$

$$V_{\phi,Ed} = N_{m,Ed} \frac{A_{v,\phi}}{A_{\phi}} \sin(\phi) - V_{m,Ed} \sin(\phi)$$

$$M_{\phi,Ed} = N_{m,Ed} (0,5a_o + Z_{G,0} - (0,5a_o + Z_{G,\phi}) \cos \phi) + V_{m,Ed} (0,5a_o + Z_{G,\phi}) \sin(\phi)$$

Les ratios suivants doivent être respectés pour vérifier la résistance de la section inclinée dont la norme est définie par l'Eurocode [46, 47] pour  $\phi = 0$  est vérifiée sous effort normal  $N_{\phi,Ed}$  et moment fléchissant  $M_{\phi,Ed}$  :

$$\Gamma_{MN}^* = \frac{|N_{\phi,Ed}|}{N_{\phi,Rd}} + \frac{|M_{\phi,Ed}|}{M_{\phi,Rd}} \leq 1$$

Avec

$$N_{\phi,Rd} = \frac{A_{\phi} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Et le moment résistant  $M_{c,Rd,\phi}$  :

$$M_{\phi,Rd} = \frac{W_{pl,\phi} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Et pour la section de classe 03 critère de résistance à l'interaction M+N est :

$$M_{\phi,Rd} = \frac{\min(W_{el,\phi,b}; W_{el,\phi,t}) f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{\phi,Ed}}{A_{\phi}} - \frac{M_{\phi,Ed}}{W_{el,\phi,b}}$$

$$\sigma_t = \frac{N_{\phi,Ed}}{A_{\phi}} - \frac{M_{\phi,Ed}}{W_{el,\phi,t}}$$

$$\Gamma_{MN}^* = \frac{\max(|\sigma_t|; |\sigma_b|) \gamma_{M1}}{f_y} \leq 1$$

Selon l'EN 1993-1-1[46, 47], l'influence de la force de cisaillement sur la résistance à la flexion n'est prise en compte que lorsque :  $V_{\phi,Ed} > 0,5V_{\phi,Rd}$

$$\Gamma_V^* = \frac{|V_{\phi,Ed}|}{V_{\phi,Rd}} \leq 1$$

Et :

$$V_{c,Rd,\phi} = \frac{A_{v,\phi} f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

L'Eurocode [47] spécifie que le moment résistant  $M_{NV,Rd}$  de la section tient compte, si nécessaire, de la présence d'efforts normaux et d'efforts tranchants et est calculé comme suit [3] :

Critère d'interaction flexion-effort normal-cisaillement :

$$\Gamma_{MNV}^* = \frac{|M_{\phi,Ed}|}{M_{V,\phi,Rd}} + \frac{|N_{\phi,Ed}|}{N_{V,\phi,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$M_{V,\phi,Rd} = \frac{W_{pl,\phi}(1 - \rho)f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{V,\phi,Rd} = \frac{A_{\phi}(1 - \rho)f_y}{\gamma_{M1}}$$

Et :

$$\rho = \left( \frac{2V_{\phi,Ed}}{V_{\phi,Rd}} - 1 \right)^2$$

Dans le cas ( $V_{\phi,Ed} \leq 0,5V_{c,Rd}$ ) Les critères d'interaction deviennent :

$$\Gamma_{MNV}^* = \Gamma_{MN}^*$$

### II.5.3 La flèche à l'ELS

Pour calculer la flèche de ces poutres, nous utilisons la méthode proposée par le CTICM [49] qui recommande de déterminer la flèche à partir de la déformation totale en cisaillement et en flexion de la poutre non ajourée, et d'ajouter la flèche supplémentaire de la poutre ouverte causée par la présence de l'ouverture, qui peut être considérée comme une poutre Vierendeel équivalente [Figure II-11](#).

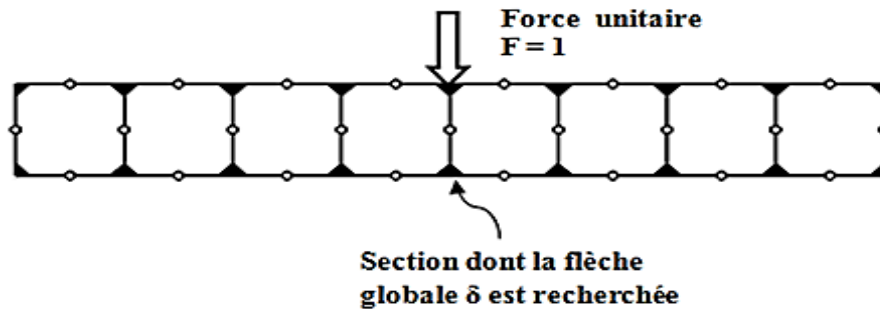


Figure II-11 Application de la force unitaire au nœud dont la flèche globale est recherchée [49].

Pour déterminer la flèche supplémentaire de la poutre, il faut prendre en compte les facteurs suivants :

L'effet de la flexion totale sur la flèche totale de la section transversale ;

L'effet de la flexion locale sur les charges supérieures et inférieures ;

L'effet de la flexion locale sur les éléments de l'âme ;

L'effet de la flexion sur les charges supérieures et inférieures ;

L'effet de la flexion sur les éléments de l'âme.

Le modèle est basé sur la méthode de l'énergie qui utilise la théorie de Maxwell Betti son principe est d'utiliser deux systèmes de force :

- Un premier système de force on agissent des forces réelles sur la poutre.
- Un deuxième système de force on agissent une force d'une valeur unitaire ( $F = 1$  KN) au point, pour lequel on cherche la flèche [Figure II-11](#).
- Le déplacement dans un point quelconque est donné par la formule :

$$\Delta_i = \int \frac{M_i m_{1,i}}{EI} dx$$

Pour la poutre ajourée est divisée en deux modèle le modèle C sous la forme [Figure II-12](#), et comme notre poutre a une inertie variable, nous adoptons la forme [Figure II-8](#) pour le modèle X.

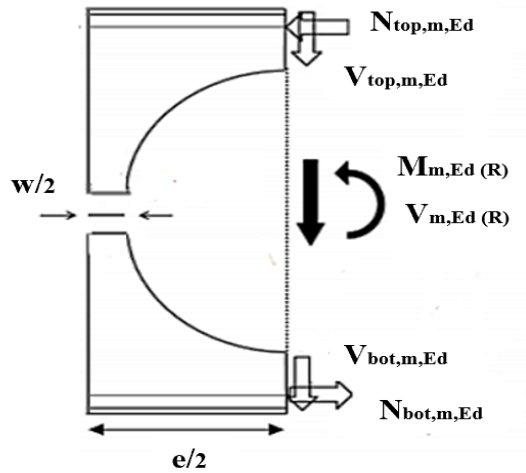


Figure II-12 Poutre acier- Module C[49].

Pour chaque modèle, la déformation est calculée :

$$\delta_{mx} = \delta_{Tb} + \delta_{Tn} + \delta_{Ts} + \delta_W$$

On est basé sur le modèle qui a été amélioré en révisant la modélisation trapézoïdale des demi-colonnes et en modifiant le calcul des forces dans les éléments du module afin de réviser les valeurs approximatives du modèle principal. Au lieu des valeurs moyennes au centre du module, les valeurs exactes des charges totales - moments de flexion  $M_{Ed}$  et forces de cisaillement  $V_{Ed}'$  - sur les deux côtés du module ont été prises en compte [49].

Le tableau suivant résume la méthode de calcul pour chaque élément [49] :

**Pour le modèle X**

Tableau II-7 Nouveau modèle analytique-contribution des éléments d'un module X[49].

Contributions des éléments du module X (section symétrique ou non)	
2 éléments blocs rigides (B)	
La contribution en déformation axiale intégrée à celle des éléments Tés.	
La contribution en cisaillement intégrée à celle des éléments Tés.	
4 éléments Tés (T)	
Flexion	$\delta_{Tb} = \frac{0,091 \cdot r_o^3}{3 E} \left( \frac{k_{Av}^2}{I_{yTt}} + \frac{(1 - k_{Av})^2}{I_{yTb}} \right) (V_{l,ed} V_{l,1,ed} + V_{r,ed} V_{r,1,ed})$
Déformation axiale	$\delta_{Tn} = \frac{e}{2 E d_G^2} \left( \frac{A_{Tt} + A_{tb}}{A_{Tt} \cdot A_{tb}} \right) (M_{l,ed} m_{l,1,ed} + M_{r,ed} m_{r,1,ed})$
Cisaillement	$\delta_{Ts} = \frac{e}{2 G} \left( \frac{k_{Av}^2}{A_{vTt}} + \frac{(1 - k_{Av})^2}{A_{vTb}} \right) (V_{l,ed} V_{l,1,ed} + V_{r,ed} V_{r,1,ed})$
	$k_{Av} = \frac{A_{vTt}^\eta}{A_{vTt}^\eta + A_{vTb}^\eta} \quad \eta = \frac{1}{(9,48 - 4,84\alpha)}$
2 éléments demi-montants (W)	
Flexion et cisaillement	$\delta_w = \frac{k_v}{E} \left( \frac{1}{t_{wt}} + \frac{1}{t_{wb}} \right) (V_{h,ed} V_{h,1,ed})$
	$k_v = \frac{3}{2} \left[ \frac{A}{B} \left[ \frac{1}{2B} + \left( \frac{A}{B^2} - \frac{1}{A+1} + \frac{6}{75} \right) \tan^{-1} \left( \frac{A+1}{B} \right) \right] - \frac{\pi}{50} + \frac{1}{2A} \right]$
	$A = 1 + \frac{w}{a_o} \quad B = \sqrt{A^2 - 1} \quad G = \frac{E}{2,6}$

## Pour le modèle C

Tableau II-8 Nouveau modèle analytique-contribution des éléments d'un module C[49].

Contributions des éléments du module C	
2 éléments blocs rigides (B)	
La contribution en déformation axiale intégrée à celle des éléments Tés.	
La contribution en cisaillement intégrée à celle des éléments Tés.	
2 éléments Tés (T)	
Flexion	$\delta_{Tb} = \frac{0,091 \cdot r_o^3}{3 E} \left( \frac{k_{Av}^2}{I_{yTt}} + \frac{(1 - k_{Av})^2}{I_{yTb}} \right) (V_{ed} v_{1,ed})$
Déformation axiale	$\delta_{Tn} = \frac{e}{2 E d_G^2} \left( \frac{A_{Tt} + A_{tb}}{A_{Tt} \cdot A_{tb}} \right) (M_{ed} m_{1,ed})$
Cisaillement	$\delta_{Ts} = \frac{e}{2 G} \left( \frac{k_{Av}^2}{A_{vTt}} + \frac{(1 - k_{Av})^2}{A_{vTb}} \right) (V_{ed} v_{1,ed})$
	$k_{Av} = \frac{A_{vTt}^\eta}{A_{vTt}^\eta + A_{vTb}^\eta} \quad \eta = \frac{1}{(9,48 - 4,84\alpha)}$
2 éléments demi-montants (W)	
Flexion et cisaillement	$\delta_w = 0$

Les variables utilisées sont :

$M_{l,ed}$ ,  $m_{l,1,ed}$ ,  $M_{r,ed}$ ,  $m_{r,1,ed}$  : moments de flexion globaux dans la section respectivement gauche et droite du module, pour les charges réelles et la charge fictive unitaire .

$V_{l,ed}$ ,  $v_{l,1,ed}$ ,  $V_{r,ed}$ ,  $v_{r,1,ed}$  : Efforts tranchants globaux dans la section respectivement gauche et droite du module, pour les charges réelles et la charge fictive unitaire .

$V_{h,ed}$ ,  $V_{h,1,ed}$  : efforts tranchants dans la section séparant les deux demi-montants, calculés respectivement pour les charges réelles et pour la charge fictive unitaire.

## II.6. Comportement à température élevée (sous incendie)

Pour l'étude analytique dans des conditions de température élevée, les structures en acier sont généralement conçues pour répondre aux exigences de résistance au feu de l'EC03 Partie 1-2 [26], et la procédure de vérification de la résistance au feu couvre les trois domaines suivants :

- Dans le domaine de temps

Suppose que le temps de ruine ( $t_r$ ) dépasse le temps de résistance au feu requis ( $t_{req}$ )

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,req}$$

- Dans le domaine de la résistance

Au moment requis  $t_{req}$ , il est vérifié que la résistance de la structure  $R_{fi,d,t}$  est toujours plus grande que l'effet de l'action  $E_{fi,d}$ .

$$R_{fi,d,t} \leq E_{fi,d}$$

- Dans le domaine de température

Au moment de la durée de résistance au feu requise ( $t_{req}$ ), il faut également vérifier que la température de la structure est toujours inférieure à la température critique  $\theta_{cr}$  (la température qui conduit à la rupture).

$$\theta_d \leq \theta_{cr,d}$$

### II.6.1 Action Thermique

Méthode calcul de la température dans les sections de profilé, dans le cas d'un élément en acier non protégé, on fournit l'équation qui explique comment la section d'acier augmente de température en un court laps de temps en raison de l'absorption de chaleur lors d'un incendie, et qui repose sur l'hypothèse d'une distribution uniforme de la température à travers la section verticale [53].

$$\Delta\theta_{a,t} = Ksh \frac{A_m/V}{C_a\rho_a} \dot{h}_{net,d}\Delta t$$

Avec :

$C_a$  : Chaleur spécifique de l'acier [J/kg K] (Chapitre I.6.4.1).

$\rho_a$  : La masse volumique de l'acier [kg/m<sup>3</sup>].

$\Delta t$  : Intervalle de temps [secondes]. Selon l'EC3,  $\Delta t \leq 5$  s.

Ksh : est un paramètre de correction pour l'effet d'ombre et est défini à l'unité afin d'obtenir des résultats conservateurs. Dans des conditions d'incendie, l'équation pour la section I est fournie par [53] :

$$K_{sh} = 0,9 \frac{[A_m/V]_B}{[A_m/V]}$$

$[A_m/V]_B$  : Indique la valeur de la boîte (BOX) du facteur de section.

$[A_m/V]$  : est le facteur de section pour les éléments en acier non protégés.

- **Facteur de massivité**

Le facteur de massivité pour les poutres cellulaires a été déterminé par l'EC03 Partie 1-13 [47] pour une température uniforme, comme suit :

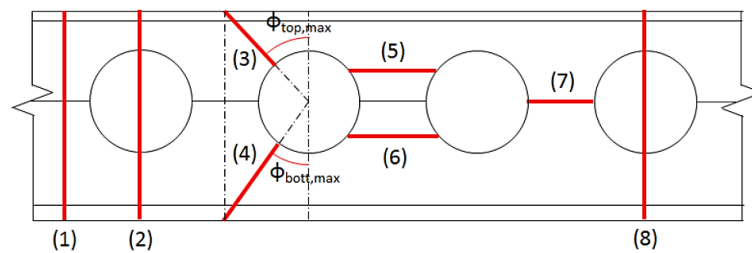


Figure II-13 Sections affectées par les modes de ruptures probables d'une poutre cellulaire

Tableau II-9 Facteurs de section pour les différents modes de défaillance d'une poutre cellulaire dans un incendie pour température uniforme

Mode de défaillance	Feu Exposition	Facteur de section ( $A_m/V$ )
Cintrage en section brute (1)	3 côtés	$\frac{2(h_{top} + b_{bot} + h_{bot}) + b_{top} - t_{w,top} - t_{w,bot}}{b_{top} t_{f,top} + (h_{top} - t_{f,top})t_{w,top} + b_{bot} t_{f,bot} + (h_{bot} - t_{f,bot})t_{w,bot}}$
	4 côtés	$\frac{2(h_{top} + b_{top} + b_{bot} + h_{bot}) - t_{w,top} - t_{w,bot}}{b_{top} t_{f,top} + (h_{top} - t_{f,top})t_{w,top} + b_{bot} t_{f,bot} + (h_{bot} - t_{f,bot})t_{w,bot}}$
Cintrage en section de nette (2)	3 côtés	$\frac{2(h_{top} + b_{bot} + h_{bot} - a_0) + b_{top}}{b_{top} t_{f,top} + h_{w,top} t_{w,top} + b_{bot} t_{f,bot} + h_{w,bot} t_{w,bot}}$
	4 côtés	$2 \frac{h_{top} + b_{top} + b_{bot} + h_{bot} - a_0}{b_{top} t_{f,top} + h_{w,top} t_{w,top} + b_{bot} t_{f,bot} + h_{w,bot} t_{w,bot}}$
Flexion Vierendee dans la membrure supérieure (3)	3 côtés	$\frac{b_{top} + 2 \left[ \frac{a_0}{2} \left( \frac{1}{\cos \phi_{top}} - 1 \right) + \frac{h_{w,top}}{\cos \phi_{top}} + t_{f,top} \right]}{b_{top} t_{f,top} + \left[ \frac{a_0}{2} \left( \frac{1}{\cos \phi_{top}} - 1 \right) + \frac{h_{w,top}}{\cos \phi_{top}} \right] t_{w,top}}$
	4 côtés	$\frac{2 \left[ b_{top} + \frac{a_0}{2} \left( \frac{1}{\cos \phi_{top}} - 1 \right) + \frac{h_{w,top}}{\cos \phi_{top}} + t_{f,top} \right]}{b_{top} t_{f,top} + \left[ \frac{a_0}{2} \left( \frac{1}{\cos \phi_{top}} - 1 \right) + \frac{h_{w,top}}{\cos \phi_{top}} \right] t_{w,top}}$
Flexion Vierendee dans la membrure inférieure (4)	4 côtés	$\frac{2 \left[ b_{bot} + \frac{a_0}{2} \left( \frac{1}{\cos \phi_{bot}} - 1 \right) + \frac{h_{w,bot}}{\cos \phi_{bot}} + t_{f,bot} \right]}{b_{bot} t_{f,bot} + \left[ \frac{a_0}{2} \left( \frac{1}{\cos \phi_{bot}} - 1 \right) + \frac{h_{w,bot}}{\cos \phi_{bot}} \right] t_{w,bot}}$
Flambement des montants d'âme de la membrure supérieure (5)	-	$\frac{2}{t_{w,top}}$
Flambement des montants d'âme de la membrure inférieure (6)	-	$\frac{2}{t_{w,bot}}$
Cisaillement horizontal de l'âme (7)	-	$(A_m/V)_7 = \frac{2}{\min(t_{w,top}; t_{w,bot})}$
Cisaillement vertical de l'âme (8)	-	$(A_m/V)_8 = \frac{2}{\min(t_{w,top}; t_{w,bot})}$

Deux mécanismes de transfert de chaleur sont responsables du flux de chaleur  $\dot{h}_{\text{net,d}}$  (le rayonnement, la convection). Elle est évaluée en fonction de la relation suivante [53]:

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

- **Flux de chaleur par rayonnement**

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = 5,67 \times 10^{-8} \cdot \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \left[ (\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right]$$

- **Flux de chaleur par convection**

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

Et :

$5,67 \times 10^{-8}$  [W/m<sup>2</sup>K<sup>4</sup>]: la constante Stephan-Bolzmman.

$\varepsilon_m = 0,7$  : émissivité de la surface de l'élément qui dépend du type de matériau.

$\varepsilon_f = 1$  : émissivité du compartiment feu.

$\Phi = 1$  : facteur de configuration qui dans beaucoup de cas et la valeur plus précise (EC1-1.2 Annexe G).

$\theta_g$  : température de l'environnement (gaz) [°C].

$\theta_m$ : température de la surface de l'élément [°C].

$\alpha_c = 25$  [W/m<sup>2</sup>K] : Coefficient de transfert thermique par convection.

Le début de la période critique est obtenu lorsque  $\theta_{a,t} = \theta_{a,cr}$ . La température critique  $\theta_{a,cr}$  à l'instant t d'un élément pour tout degré d'utilisation  $\mu_0$  est déterminée et évaluée :

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left( \frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right) + 438$$

Avec :

$\mu_0$  : est le taux d'utilisation au temps  $t = 0$ , obtenu au moyen du :

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad \Rightarrow \quad \mu_0 = \eta_{fi}$$

$\eta_{fi}$  : le facteur de réduction du niveau de chargement de calcul en situation d'incendie.

### II.6.2 Vérification de la résistance mécanique

L'EC03 partie1-2 [26] a proposé une méthode simplifiée pour vérifier la résistance lors d'un incendie qui est similaire à celui d'une situation normale, en prenant en considération les caractéristiques mécaniques de l'acier à des températures élevées par la résistance est calculée pour  $f_{y,\theta}$   $E_{a,\theta}$  (chapitre I.6.1) comme suit pour une température  $\theta_a$  (température uniforme).

Les sections transversales peuvent être évaluées comme pour la conception à température normale avec une valeur réduite de  $\varepsilon_{fi}$  comme indiqué dans [26] :

$$\varepsilon_{fi} = 0,85 \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0,5}$$

Lors de l'application de (II.5.2.2) pour les conditions de feu,  $\chi$  doit être remplacé par  $\chi_{fi}$  [47], le facteur de réduction pour le flambement donné dans l'EN 1993-1-2 [26].

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\Phi_{\theta} + \sqrt{\Phi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}}$$

Avec

$$\Phi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[ 1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right]$$

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

On peut obtenir les forces et les moments internes ( $N_{fi,Ed}$ ,  $M_{fi,Ed}, \dots$ ) en effectuant une analyse complète de la structure, puis les calculer à température ambiante en utilisant [53] :

$$E_{fi,Ed} = \eta_{fi} \cdot E_{Ed}$$

$E_{Ed}$  : la valeur de calcul de la force ou du moment propre au dimensionnement à température ambiante 20°C.

$\eta_{fi}$  : le facteur de réduction du niveau de chargement de calcul en situation d'incendie.

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

Par mesure de simplification, pour des bâtiments courants en construction métallique [53], on peut prendre :  $\eta_{fi} = 0,65$ .

## II.7. Outil de conception

ACB+ est un outil de conception dédié uniquement au calcul des poutres cellulaires à ouverture circulaire mixtes et non mixtes selon les principes du code européen [46] dans des conditions normales avec vérification de la température critique en cas d'incendie. Développé par le Centre Technique et Industriel de la Construction Métallique - France (CTICM) pour le compte d'ArcelorMittal. Notre projet utilise la dernière version 4.02 [54] et est disponible gratuitement à l'adresse [www.ArcelorMittal.com](http://www.ArcelorMittal.com).



Figure II-14 cordonnée d'ACB+ Software [54]

Il comprend l'étude des poutres cellulaires non-composite, composite, à inertie variable, courbure, Asymétrique, ...etc. On l'a adopté dans l'étude des poutres cellulaires à inertie variable non-composite dans des conditions de température ambiante parce qu'il n'inclut pas la température élevée pour ce type des poutres.

## **II.8. Conclusion**

En conclusion, l'étude analytique des poutres cellulaires à inertie variable à température ambiante a été réalisée sur la base des critères EC3 et des recommandations du CTICM, en utilisant l'outil de conception ACB+.

Lorsque l'outil ACB+ s'est trouvé insuffisant pour couvrir les scénarios à haute température, une étude analytique complémentaire a été réalisée à l'aide d'Excel. Cette étude a été validée pour les conditions ambiantes, puis modifiée pour les températures élevées sur la base des parties 1-2 et 1-13 de l'EC03. Ces modifications ont pris en compte la dégradation des propriétés mécaniques des matériaux et les changements de comportement structurel dus à l'augmentation de la température.

Les résultats de cette étude permettent de mieux comprendre le comportement des poutres cellulaires à inertie variable dans différentes conditions, ambiante et hautes températures fournissent une base pour le développement d'approches de conception plus adaptées pour le calcul de la résistance ce type de poutre.

# **Chapitre III : Étude numérique du comportement thermique et mécanique**

### III.1. Introduction

Les avancées de la technologie informatique, les approches numériques sont devenues plus répandues. Elles offrent la possibilité de résoudre divers problèmes physiques, tels que la répartition de la chaleur, la dynamique des fluides et la mécanique des structures, entre autres. En se basant sur la division du domaine physique compliqué en petits éléments connus sous le nom d'éléments finis (FEM).

Les techniques numériques permettent de résoudre des problèmes de grande importance. Elles offrent la possibilité de représenter des structures très complexes et de traiter leurs comportements non linéaires, ce qui permet d'analyser les problèmes physiques avec une meilleure précision et une compréhension accrue, contribuant ainsi au développement de nouvelles technologies et de nouvelles solutions dans divers domaines scientifiques et appliqués.

Dans ce Chapitre, On a créé des modèles numériques sur ANSYS afin de simuler le comportement thermique et mécanique des poutres en acier avec des ouvertures d'âme et inertie variable.

Les résultats escomptés comportent, en analyse thermique les profils de température dans différents points de la section et on analyse mécanique les déplacements, et les distributions des contraintes de Von Misses.

### III.2. Méthode élément finis

La méthode des éléments finis (MEF) est une méthode mathématique qui permet de préparer et de résoudre des systèmes d'équations aux dérivées partielles (ou d'équations intégrales). En ingénierie, la méthode des éléments finis est utilisée pour discrétiser un système dont le comportement est imprévisible [55, 56].

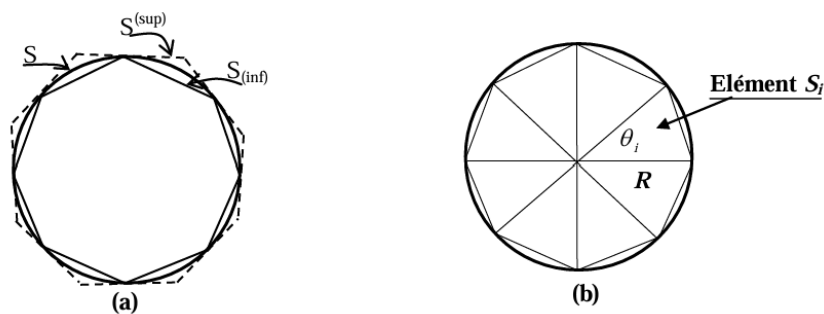


Figure III-1 Exemple d'application MEF[56]

De même qu'un polygone régulier se rapproche d'un cercle parfait lorsque le nombre de côté s'approche de l'infini, le modèle des éléments finis se rapproche d'une représentation parfaite du système lorsque le nombre d'éléments devient infini. Comme il est impossible de représenter parfaitement le système, la méthode des éléments finis produit la solution exacte du problème que le chercheur est prêt à résoudre sous la forme d'une approximation [2, 55, 56].

La Méthode d'Éléments Finis (MEF) vise à repérer le problème physique, qu'il soit structurel, thermique, fluide, etc., et requiert la création de solutions techniques adaptées en utilisant des techniques d'Analyse par Éléments Finis (AEF). On utilise pour cela logiciels spécifiquement développés pour l'analyse par éléments finis, tels que ANSYS [57]. Ces outils proposent des interfaces graphiques puissantes, ainsi qu'une multitude d'options favorisant l'analyse et la simulation efficace et précise de phénomènes d'ingénierie complexes.

### **III.3. Présentation de logiciel ANSYS**

ANSYS Mechanic APDL (Parametric Design Language)[58] un logiciel multiphysique de simulation par éléments finis (FEA) qui permet aux utilisateurs de développer des logiciels permettant d'effectuer des opérations complexes.

La procédure FEA consiste à définir la question physique (structure, chaleur, fluide, etc.), à créer un modèle mathématique à l'aide d'équations différentielles, à déterminer les propriétés des matériaux, à choisir le type d'élément approprié (Shell, solid, beams, ...etc) et à déterminer la taille du maillage (Meshsize). Il faut ensuite modéliser le chargement et les conditions aux limites, puis choisir le type et la méthode de résolution (linéaire, non linéaire, analyse statique structurelle, analyse modale, analyse dynamique transitoire, analyse thermique en régime permanent, analyse thermique transitoire... etc). Obtenir ensuite les résultats (déplacement, contrainte, déformation, température...etc).

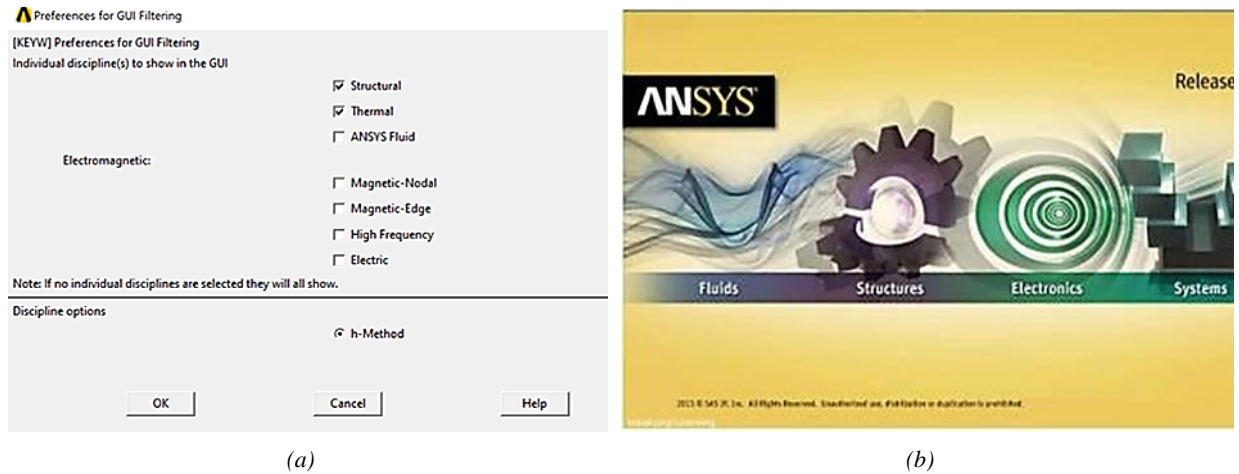


Figure III-2 (a) Définition du type d'analyse dans ANSYS, (b) Logiciel ANSYS

L'analyse thermique est basée sur la théorie du transfert thermique. La distribution de la température dans la section transversale est déterminée par l'équation de Fourier [25]:

$$k \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t}$$

Avec

$k$  : Conductivité thermique du matériau W/(m.K).

$T$ : Température (K).

$\rho$ : Densité imposée sur une surface W/m<sup>2</sup>.

$Q$  : Quantité de chaleur par unité de volume M.

$c$  : Capacité thermique.

$t$ : Temps.

$(x, y)$ : Coordonnées de position de l'élément.

ANSYS APDL applique l'approche de Newton-Raphson à l'analyse statique d'un système non linéaire dans l'étude actuelle. Le système est résolu de manière répétitive tout en gardant les matrices de charge et de rigidité à jour. Il est représenté par les termes suivants [58]:

$$[K_i^T] \{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\}$$

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\}$$

$[K_i^T]$  : La matrice de rigidité tangente Jacobienne.

$\{\Delta u_j\}$  : la correction du vecteur de déplacement actuel  $\{u\}$ .

$\{F^a\}$  : Le vecteur des charges appliquées comprend toutes les forces extérieures agissant sur la structure.

$\{F_i^{nr}\}$  : Le vecteur des charges de restauration correspond aux charges internes de l'élément.

### III.4. Cas d'étude

Cette étude vise à analyser les poutres en acier IPE600 laminées à chaud dont les propriétés géométriques sont présentées dans [Figure III-3](#), qu'elles soient des pleines ou cellulaires, avec une inertie variable et des poutres droites prises comme modèle de calibrage.

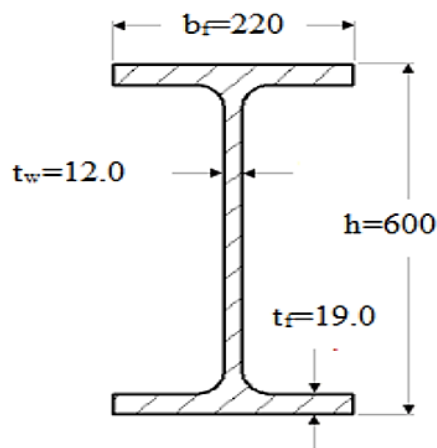


Figure III-3 Les dimensions de la section transversal IPE600

En se basant sur les hypothèses formulées par les guides internationaux et la norme EC3, précédemment mentionnées dans le Chapitre II.3, on a déterminé les paramètres géométriques des poutres cellulaires à hauteur variable. Ces paramètres sont liés à la hauteur de la section principale « h » et au diamètre de l'ouverture « a<sub>o</sub> ». Dans notre cas d'étude, nous considérons un nombre d'ouvertures n=6 et longueur L=5m. Les poutres, isostatiques et simplement appuyées, sont soumises à une charge uniformément répartie « Q ». Les propriétés géométriques sont clairement présentées au [Tableau III-1](#).

Tableau III-1 les Caractéristiques géométriques des cas étudiés

Poutre	Profilé	$h_e$ (mm)	$h_s$ (mm)	$h_s / h_e$	$\beta$ (°)	$a_o$ (mm)	$e$ (mm)
<b>SSB</b>	IPE 600	600	600	1	$0^\circ$	/	/
<b>SCB</b>						0.79h	1.67ao
<b>TSB</b>	IPE 600	600	950	1.58	$4.004^\circ$	/	/
<b>TCB750</b>			750	1.25	$1.718^\circ$	0.79he	1.67ao
<b>TCB850</b>			850	1.42	$2.862^\circ$	0.79he	1.67ao
<b>TCB950</b>			950	1.58	$4.004^\circ$	0.79he	1.67ao

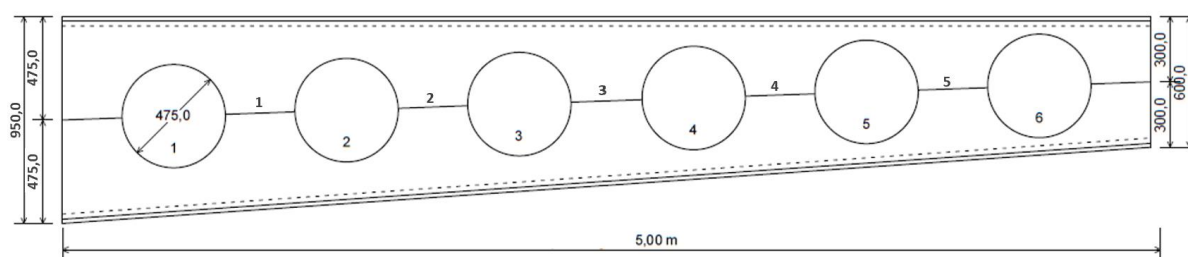


Figure III-4 Les Caractéristiques géométriques pour TCB950

Les abréviations que le tableau ci-dessus présente pour identifier le type de poutre sont les suivantes :

SSB : Poutre solide droite (Straight Solid Beam).

SCB : Poutre cellulaire droite (Straight Cellular Beam).

TSB : poutre solide à inertie variable (Tapered Solid Beam).

TCB : Poutre cellulaire à inertie variable (Tapered Cellular Beam).

En ce qui concerne les propriétés mécaniques de l'acier, nous avons opté pour l'utilisation de l'acier S355. Ses caractéristiques mécaniques sont détaillées dans les sections (I.6.1), tant à température ambiante qu'à haute température.

La classification de tous les modèles de poutres repris ci-dessus est présentée dans un [Tableau III-2](#).

Tableau III-2 classifications des sections transversales pour tous les modèles

Modèle	Section non ajourée	Section ajourée
SSB	Classe 01	/
SCB	Classe 01	Classe 02
TSB	Classe 03/Classe 02/ Classe 01	/
TCB950	Classe 03/ Classe 02/ Classe 01	Classe 02
TCB850	Classe 02/ Classe 01	Classe 02
TCB750	Classe 01	Classe 02

### III.5. Modèle numérique mécanique

#### III.5.1 Type d'élément et les conditions aux limites

On a utilisé un élément 3D SHELL181 comprenant 4 nœuds avec six degrés de liberté, incluant des translations dans les directions x, y et z, ainsi que des rotations autour des axes x, y et z [Figure III-5](#). Il convient parfaitement à différentes applications, telles que la linéarisation, les rotations massives et/ou les applications non linéaires avec des contraintes importantes. On considère les systèmes d'intégration complètes et réduits [57].

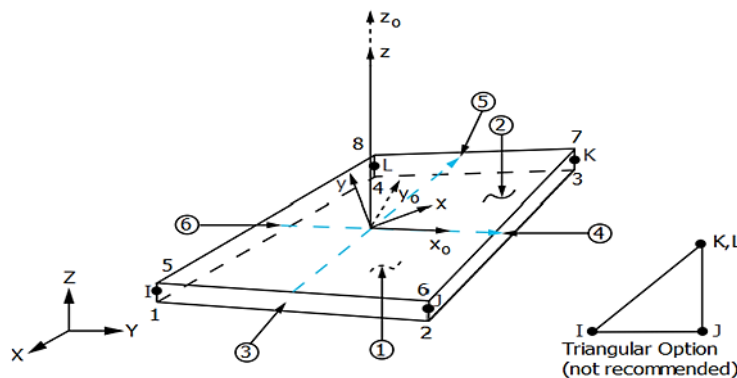


Figure III-5 Géométrie SHELL181[58]

Pour analyser le comportement mécanique, on définit les conditions aux limites en fonction des supports et des charges appliquées :

Dans le cas d'appui double, les translations selon des axes X, Y et Z sont nulles, comme la montre la [Figure III-7](#). Au niveau d'un simple appui, les translations sont limitées  $U_x$ ,  $U_y$  sont nuls (voir [Figure III-7](#)). Le déplacement  $U_x$  au centre de la semelle supérieur tout le long de la poutre (L) est défini à zéro pour prendre en compte le rôle du toit et éviter la torsion latérale.

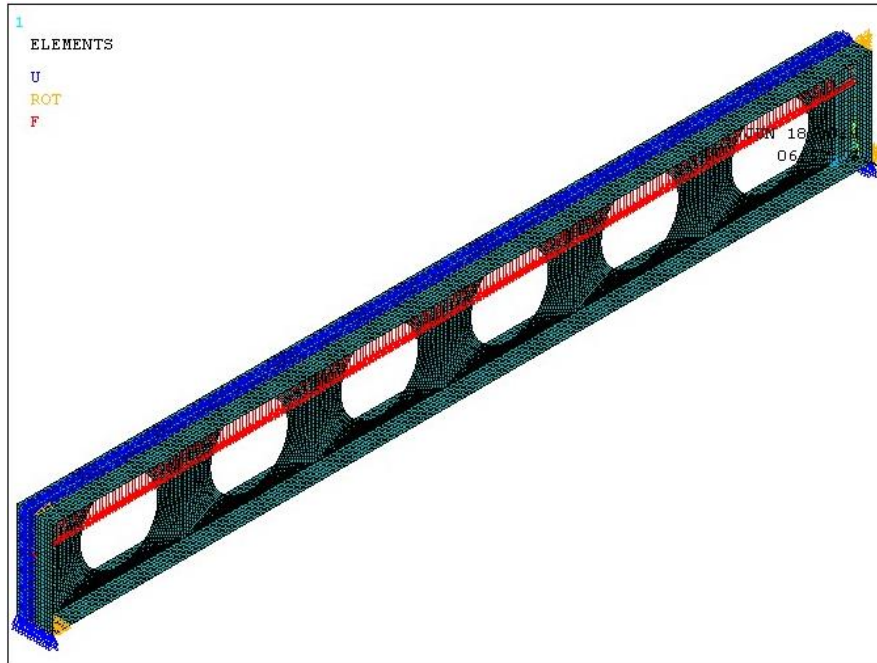


Figure III-6 La présentation de l'application des conditions aux limites et de la charge  $Q$

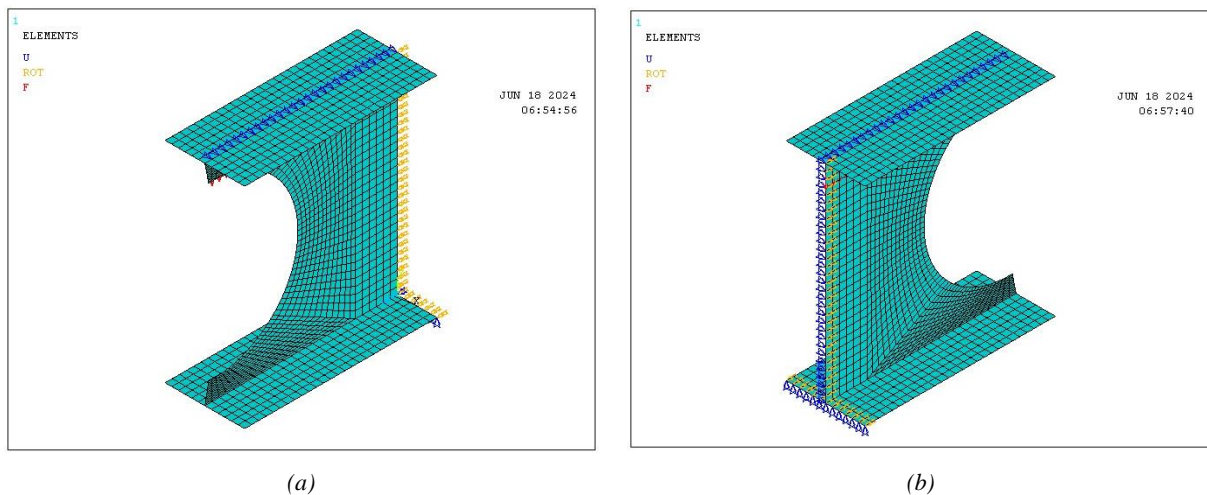


Figure III-7 (a) Les conditions limites pour Appui double (b) Les conditions limites pour Appui simple

On a appliqué une charge uniformément répartie aux nœuds tout le long de la poutre au centre de la semelle supérieure en fonction du temps (t) par chaque incrément de solution avec  $Q = 100t$ . la simulation s'est terminée lorsque la charge critique à atteindre.

Les températures choisies pour notre étude comprennent une température ambiante (20°C) et deux températures extrêmes (500°C et 700°C), qui ont été choisies pour prédire l'état de l'incendie.

Ces températures ont été retenues en fonction de la façon dont l'acier S355 perd ses propriétés mécaniques (voir Figure I-28) : à 500 °C, l'acier commence à perdre une partie

significative de sa résistance mécanique de 22% et à 700 °C, l'acier subit une réduction plus importante est 77% de sa résistance[26].

### III.5.2 Modèle de calibrage SSB-SCB

Dans le contexte de l'étude des poutres SSB-SCB, on procède à l'évaluation de la charge critique analytique ( $Q_{cr,A}$ ), pour les poutres SSB a été obtenue sur la base des vérifications requises par l'EC03 Part 1-1 [3] définies dans la section II.5.2, par  $M_{pl,rd}$ . Pour la poutre SCB, sa charge critique a été obtenue avec ACB+. A température élevée, on a respecté les conditions de modification requises indiquées à la section II.6.2.

Ensuite, on a réalisé une analyse de sensibilité du maillage à la température ambiante. Trois tailles de maillage ont été considérées : 30 mm, 20 mm et 15 mm. L'objectif principal était de déterminer la taille optimale des mailles dans notre modèle. Cette analyse a été suivie d'une analyse à haute température (500°C). L'objectif de cette approche était de garantir la validité des conditions limites pour les modèles des poutres cellulaire à inertie variable, que ce soit à des températures ambiantes ou élevées.

Cette charge critique obtenue par l'Eurocode 3 a été comparée à la charge critique numérique, par la formule suivante :

$$\text{Différence \%} = \frac{Q_{cr,FE} - Q_{cr,A}}{Q_{cr,FE}}$$

La comparaison, avec prise en compte le temps d'exécution, a permis d'évaluer la sensibilité du maillage. De plus, elle a permis la précision de notre simulation.

#### III.5.2.1 Analyse à température ambiante $T = 20^{\circ}\text{C}$

[Tableau III-3](#) résume les résultats de l'analyse de la sensibilité du maillage pour les deux poutres SSB-SCB. On a observé que la différence entre les deux résultats augmente avec augmentation la taille de la maille pour les deux types de poutre SSB-SCB, ce qui conduit une diminution a la précision. On a également observé qu'à chaque augmentation de la taille de maillage, le temps de simulation diminuait. On a donc choisi une taille de 20 mm. Sur la base de ces résultats et observations, une taille d'élément de 20 mm a été choisie pour toutes les simulations, compte tenu de la précision requise et des temps de calcul acceptables.

Tableau III-3 sensibilité du maillage et résultat du modèle SSB – SCB à 20°C

	SSB			SCB		
	15	20	30	15	20	30
Mesh size	15	20	30	15	20	30
$Q_{cr,FE}$ (kN/m)	389.79	390.86	391.39	165.66	167.42	169.64
$Q_{cr,A}$ (kN/m)	383.51			155.5		
Déférence (%)	1.61%	1.88 %	2.01%	6 %	7.12 %	8.33%
Temps (min)	65.42	55.83	11.60	204.40	120.6	37.71
Mode de rupture	Flexion			VM		

La [Figure III-8](#) représente le développement du déplacement en fonction de la charge pour les deux poutres SSB-SCB à la température de 20°C. On observe que le déplacement augmente linéairement.

Ensuite, pour la poutre SSB, il se passe une autre phase lors de sa déformation qui augmente de manière significative par rapport de l'augmentation de la charge jusqu'à ce qu'elle atteigne la charge critique. Pour la poutre SCB, cette dernière phase est très courte, Cela pourrait signifier que le mode de rupture diffère d'un cas à l'autre.

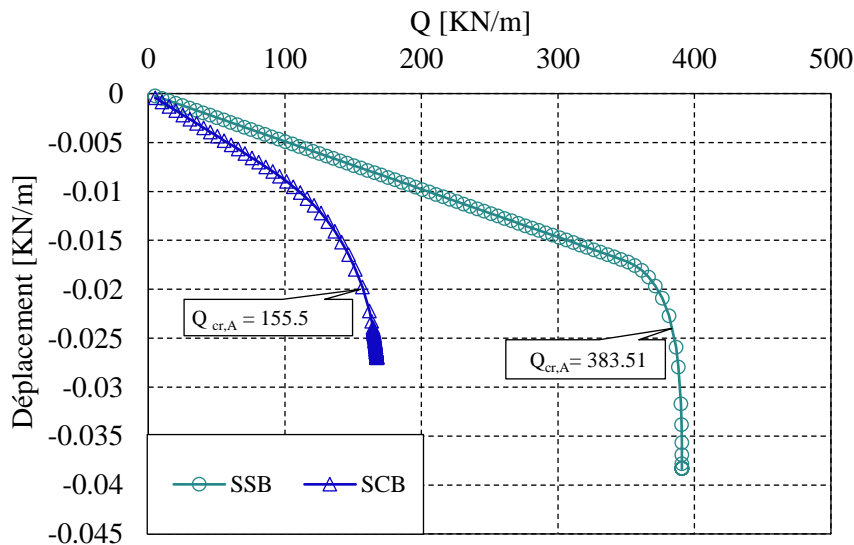


Figure III-8 Diagramme de chargement-déplacement pour les poutres SSB-SCB à 20°C

Les [Figure III-9](#) montrent les déplacements dans les poutres SSB et SCB à température 20°C à la charge critique, révélant que la déformation la plus importante se produit au milieu de la longueur  $L/2$  dans les poutres SSB et SCB avec des valeurs de 0,039m et 0,027m respectivement.

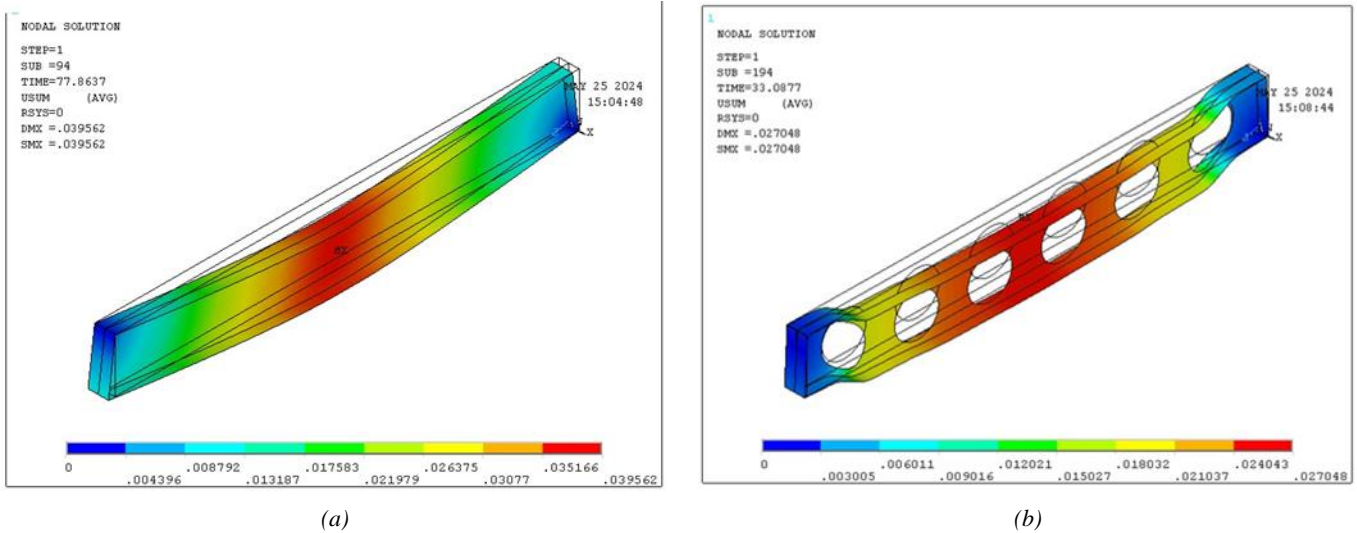


Figure III-9 (a) Déplacement de la poutre SSB à 20°C (b) Déplacement de la poutre SCB à 20°C

De plus, on a inclus [Figure III-10](#) qui montrent la concentration de contraintes Von Mises pour les poutres SSB et SCB à la charge critique, à partir de là est déduite le mode de rupture.

On observe que dans le cas des poutres SSB, les contraintes de von Mises sont principalement concentrées dans la partie supérieure de la poutre ‘contraintes de compression’ et dans la partie inférieure ‘contraintes de traction’. La configuration de ces rotules plastiques indique que le mode de rupture est la flexion. Pour les poutres SCB, les contraintes de von Mises sont particulièrement élevées autour des ouvertures, surtout au niveau des ouvertures d'extrémité. Cette concentration de contraintes indique la formation de quatre rotules plastiques aux ouvertures 1, 2, 5 et 6 (comme la montre la [Figure III-10](#)). Ainsi, le mode de rupture de ces poutres est la flexion de Vierendeel.

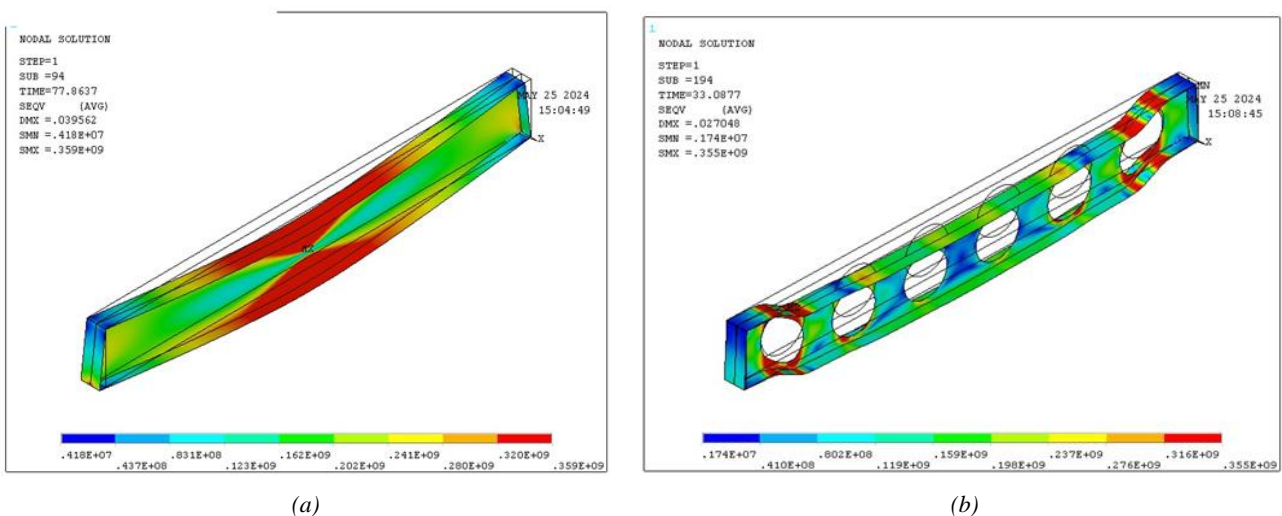


Figure III-10 (a) Les contraintes de Von Mises de la poutre SSB à 20°C (b) Les contraintes de Von Mises de la poutre SCB à 20°C

### III.5.2.2 Analyse à température élevée $T = 500^{\circ}\text{C}$

Les résultats à la température  $500^{\circ}\text{C}$  sont résumés dans le [Tableau III-4](#) et on observe que la charge critique diminue et la différence entre la charge critique analytique et la charge critique numérique diminue également. Il a aussi été observé que la charge critique analytique pour les poutres SCB est plus grande que la charge critique numérique.

Tableau III-4 résultat du modèle SSB – SCB à  $500^{\circ}\text{C}$

	$Q_{cr,FE}$ (kN/m)	$Q_{cr,A}$ (kN/m)	Différence (%)	Mode de rupture
SSB	299.93	299.14	0.26%	Flexion
SCB	116.81	121.5	4 %	VM

La [Figure III-12](#) montre le déplacement en fonction de la charge pour les deux poutres SSB-SCB à  $500^{\circ}\text{C}$ . On peut voir que le déplacement augmente linéairement jusqu'à ce qu'il commence à se développer de manière progressive pour atteindre la charge critique.

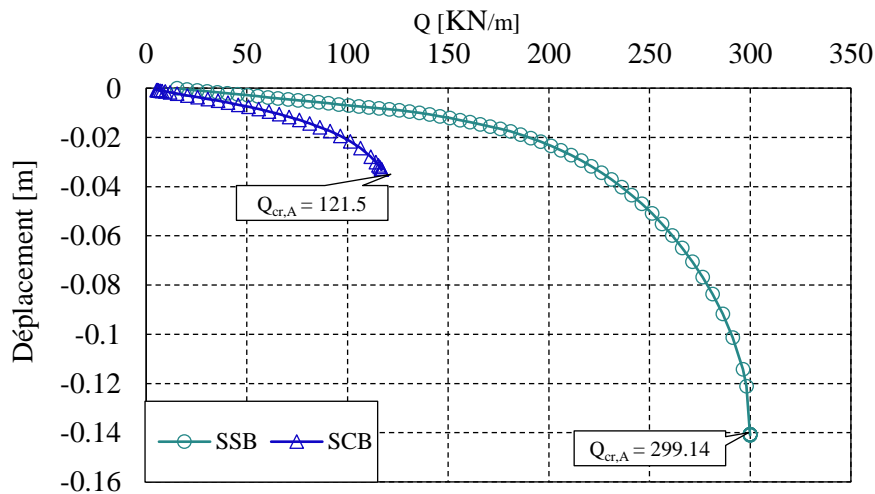


Figure III-11 Diagramme de chargement-déplacement pour les poutres SSB-SCB à  $500^{\circ}\text{C}$

Les résultats du déplacement sont également présentés dans la [Figure III-11](#), montrant qu'à température élevée, le déplacement dans le plan z à la poutre simple, et la position du déplacement maximal dans le plan y est la demi-longueur de la poutre, avec des valeurs de 0,14m et 0,039m pour SSB et SCB, respectivement.

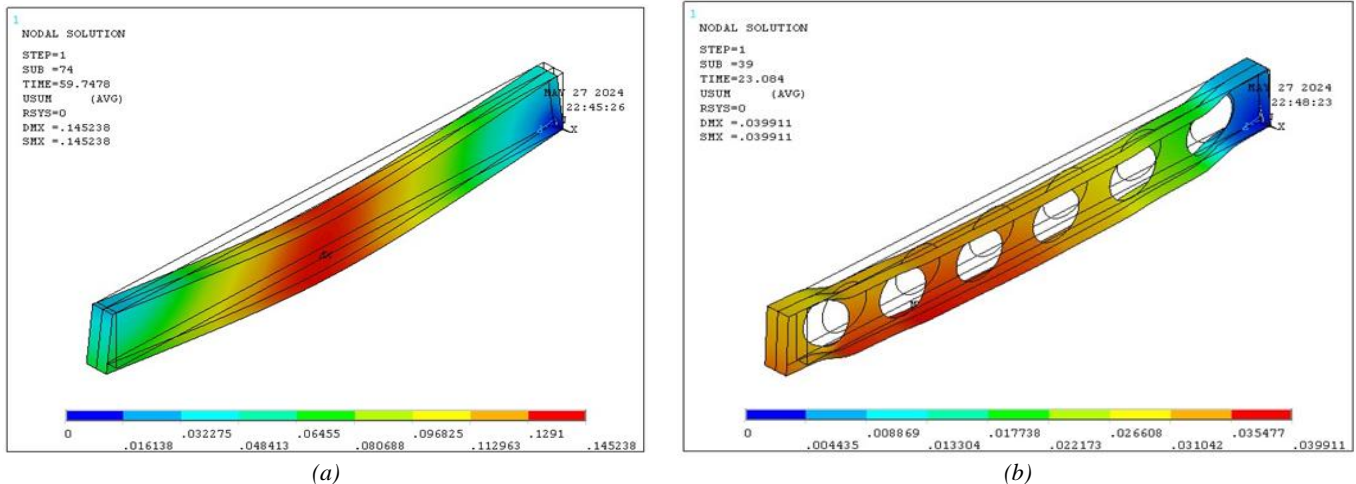


Figure III-12 (a) Déplacement de la poutre SSB à 500°C (b) Déplacement de la poutre SCB à 500°C

De plus, on a inclus [Figure III-10](#) qui montrent la concentration de contraintes Von Mises pour les poutres SSB et SCB à la charge critique pour température élevée (500°C). Il est à noter que les modes de rupture restent les mêmes à des températures élevées par rapport à la température ambiante. Cela signifie que les mécanismes de ruine sont constants malgré les changements de température. La poutre pleine a SSB se rompt par flexion, et la poutre cellulaire SCB ont un mécanisme de rupture lié au mécanisme de Vierendeel.

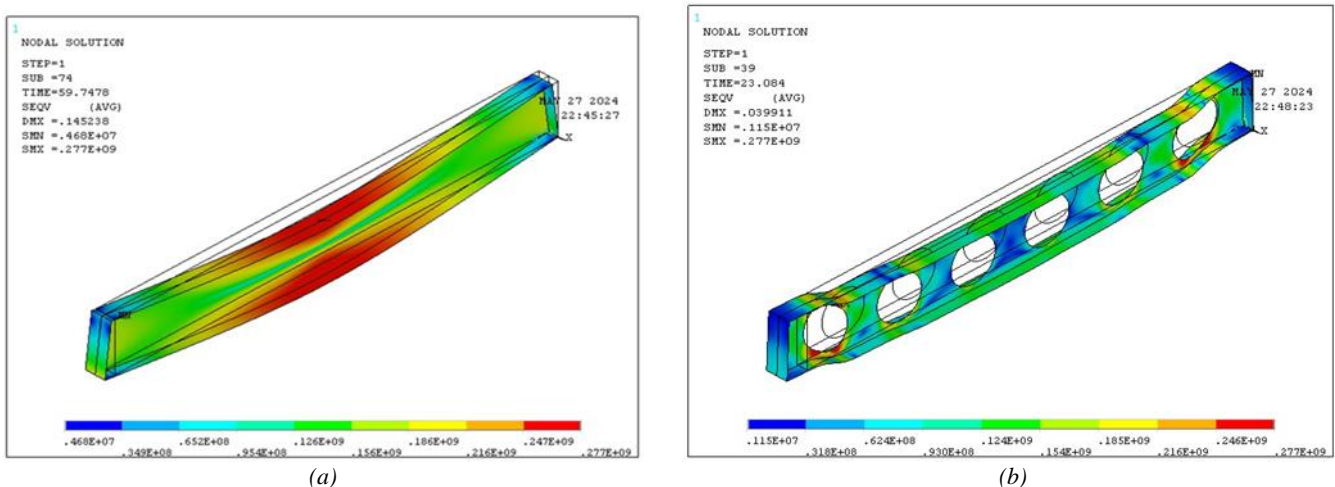


Figure III-13 (a) Les contraintes de Von Mises de la poutre SSB à 500°C (b) Les contraintes de Von Mises de la poutre SCB à 500°C

## III.6. Modèle numérique thermique

### III.6.1 Type d'élément

En ce qui concerne la modélisation thermique, nos simulations se concentrent sur les poutres ajourées à inertie variable en acier, en utilisant l'élément fini coque SHELL131 dans ANSYS [Figure III-14](#). Cet élément en couches 3D offre une capacité de conduction thermique à la fois dans le plan et dans toute l'épaisseur, et dispose de 4 nœuds, avec 32

degrés de liberté de température à chaque nœud. Il est adapté à une analyse thermique tridimensionnelle, que ce soit d'analyser la de manière statique ou transitoire[57].

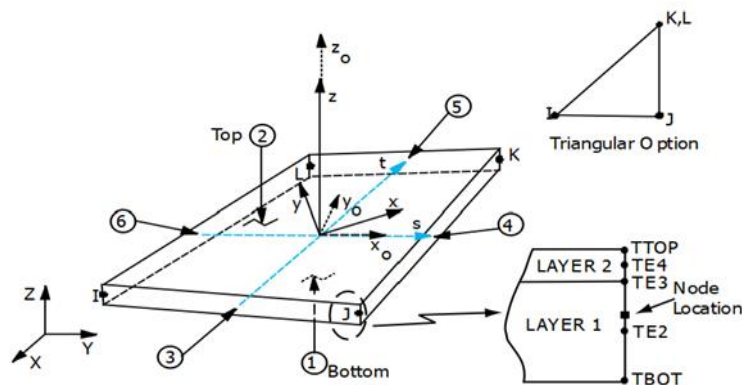


Figure III-14 Géométrie SHELL131[58]

En ce qui concerne la taille du maillage, on a adopté les analyses de sensibilité de maillage du modèle numérique mécanique et on a pris un maillage dans la taille de 20 mm.

### III.6.2 Condition aux limites

Les poutres en acier cellulaires avec inertie variable sont soumises à des conditions d'incendie selon la courbe d'incendie nominale de la norme ISO834 présentée dans la section I.6.2, qui est définie dans cette analyse numérique comme une fonction. La charge est considérée comme une température uniformément répartie sur tous les éléments de la poutre non protégée.

La distribution de la température dépend des coefficients de rayonnement et de convection de la surface de l'élément et de la conductivité thermique à l'intérieur de l'élément. La simulation prend en compte le rayonnement avec un facteur d'émissivité de  $\epsilon_r=0,7$  à la surface de l'acier et la convection avec un facteur de convection constant  $\alpha_c = 25$  [W/m<sup>2</sup>K] pour les conditions d'incendie car le modèle numérique présente des poutres en acier avec 4 faces exposées.

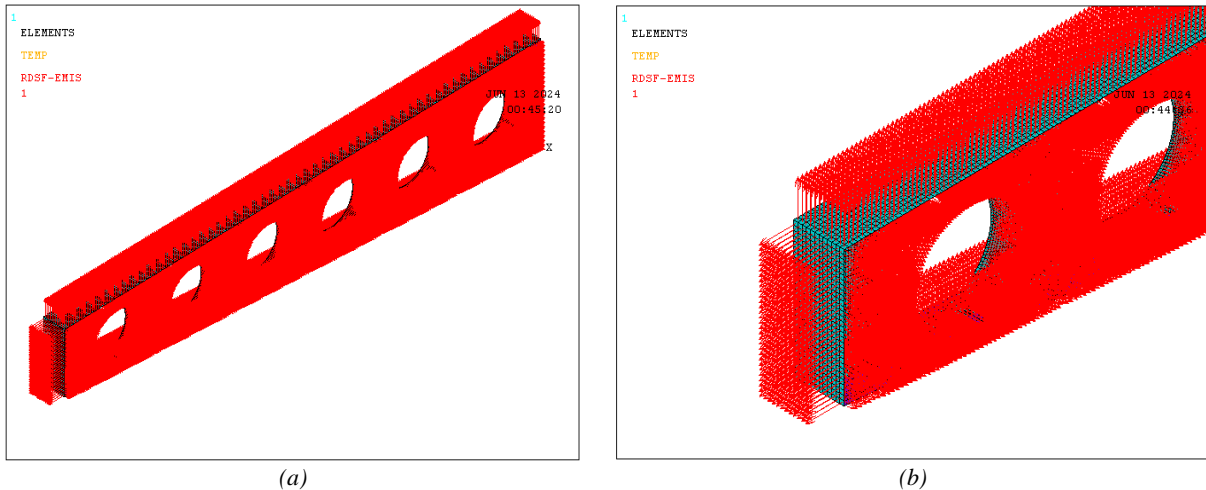


Figure III-15 La présentation de l'application des conditions aux limites le rayonnement et la convection pour TCB950

### III.7. Conclusion

Les Eurocodes permettent passer par des études numériques pour l'analyse des structures très entant des complexités structurales non couvert par leur recommandation et surtout sous des actions extrêmes comme l'incendie. De ce fait les études numériques pour des analyse non-linear offrent une base pour la conception et l'évaluation des poutres dans des conditions de fonctionnement réelles et constituent un outil précieux pour prédire la performance des structures sous les effets combinés des charges mécaniques et thermiques.

Dans le domaine mécanique, les conditions aux limites prennent en compte les charges et les supports appliqués. L'application des conditions aux limites par le modèle calibré était essentielle pour garantir que les simulations reflètent avec précision le comportement réel des poutres cellulaires à inertie variable sous différentes charges et températures.

Dans le domaine thermique, les conditions limites incluent la conductivité, la convection et le rayonnement pour les conditions d'incendie suivant la courbe température-temps définie dans la norme ISO 834.

Le résultat concerne les évolutions de la température en fonction du temps dans des section en analyse thermique la résistance, la capacité portant des poutres à inertie variable en termes de déplacement et charge critique.

## **Chapitre IV : Résultats et discussions**

## IV.1. Introduction

Pour améliorer la conception et la performance des poutres cellulaires à inertie variable innovantes dans diverses applications industrielles et dans le demain de la construction.

Ce dernier chapitre de cette étude se rapporte à la présentation et à la discussion détaillée des résultats analytiques et numériques, qui contribuent à notre compréhension du comportement des poutres cellulaires à inertie variable dans condition normale et à des températures élevées.

En particulier, cette étude se concentre sur l'effet des ouvertures et des angles de conicité sur les poutres dans des conditions normales et sous incendie. À travers cette recherche, notre objectif est de présenter de récentes perspectives.

## IV.2. Comportement des poutres cellulaires à inertie variable pour 20°C

### IV.2.1 Résultats de l'étude analytique

Les calculs analytiques des poutres s'appuient sur les vérifications fondamentales définies dans la section II.5.2. Dans le cadre de l'étude analytique de la poutre TSB, les mêmes calculs que ceux appliqués à la poutre droite SSB ont été utilisés, en employant les valeurs de  $M_{pl,Rd}$  et en moyennant le  $W_{pl}$  pour déterminer la charge critique ( $Q_{cr,A}$ ).

Pour obtenir la charge critique des poutres cellulaires à inertie variable, nous l'avons estimée par rapport aux vérification requises pour la flexion simple ( $M_{pl,rd}$ ) au niveau global, puis on a observé le ratio des vérifications au niveau locale dans lequel on a diminué la valeur de la charge jusqu'à ce que le rapport le plus élevé égale 1. La valeur de la charge critique est indiquée dans le [Figure IV-3](#).

On a utilisé le logiciel ACB+ dans des conditions normales pour les vérifications analytiques et on a fait des calculs dans EXCEL pour valider nos calculs en utilisant les formules mentionnées dans chapitre II.5.2. On a pris 03 exemples mentionnés dans chapitre III.4 l'étude de cas et les résultats d'ACB+ sont placés en Annexe et les vérification d'EXCEL sont présenté dans le [Tableau IV-1](#) au niveau de chaque ouverture pour les modèles TCB950 - TCB850 - TCB750 à 20°C. On a observé que la section critique était inclinée à 25° pour TCB950 - TCB850 et 26° pour TCB750 avec un rapport d'environ 1.

Tableau IV-1 Vérification de résistance de la section nette  $\Gamma_{MN}^*$ - $\Gamma_{MNV}^*$  pour TCB950-TCB850-TCB750 à 20°C

Ouverture	Membrure	TCB950		TCB850		TCB750	
		Angle ( $\phi$ )	$\Gamma_{MNV}^*$	Angle ( $\phi$ )	$\Gamma_{MNV}^*$	Angle ( $\phi$ )	$\Gamma_{MNV}^*$
1	top	29°	0.318	28°	0.409	26°	0.528
	bot	-27°	0.313	28°	0.410	27°	0.524
2	top	-22°	0.320	-23°	0.408	-24°	0.515
	bot	26°	0.395	25°	0.486	25°	0.581
3	top	-12°	0.330	-17°	0.390	-20°	0.450
	bot	23°	0.418	23°	0.481	23°	0.527
4	top	24°	0.496	23°	0.551	23°	0.575
	bot	-14°	0.372	-18°	0.432	-20°	0.484
5	top	26°	0.724	25°	0.785	25°	0.801
	bot	-23°	0.538	-23°	0.627	-23°	0.693
6	top	26°	0.998	26°	1.000	25°	0.999
	bot	25°	0.888	25°	0.914	24°	0.939

Le [Tableau IV-2](#) présente les vérifications au niveau de chaque montant d'âme à 20°C. On a observé que La section critique se trouve au niveau de la section 5 sous l'instabilité du flambement du montant avec un rapport d'environ 0.5.

Tableau IV-2 Vérification de résistance à l'instabilité de la section brute pour TCB950-TCB850-TCB750 à 20°C

Section	TCB950			TCB850			TCB750		
	$\Gamma_{Vbw}$	$\Gamma_{Vh}$	$\Gamma_b$	$\Gamma_{Vbw}$	$\Gamma_{Vh}$	$\Gamma_b$	$\Gamma_{Vbw}$	$\Gamma_{Vh}$	$\Gamma_b$
1	0.16	0.37	0.37	0.15	0.40	0.40	0.15	0.40	0.46
2	0.08	0.22	0.16	0.07	0.22	0.18	0.07	0.22	0.21
3	0.00	0.05	0.0	0.00	0.03	0.0	0.00	0.03	0.0
4	0.08	0.15	0.22	0.07	0.18	0.22	0.07	0.18	0.24
5	0.16	0.39	0.50	0.15	0.41	0.49	0.15	0.41	0.50

Les vérifications ont permis de conclure que le mode de rupture est la flexion de Vieerendeel au niveau de la dernière ouverture.

## IV.2.2 Résultats analyse numérique

Une fois les conditions aux limites inclus dans le modèle de calibrage SSB-SCB, il a été étendu à l'étude des poutres à ouverture d'âme à inertie variable. Ces simulations ont été menées à une température de 20°C, visant à évaluer les performances structurales et mécaniques dans des conditions de charge spécifiques. Les résultats détaillés de ces analyses sont présentés ci-dessous.

Les [Figure IV-1](#) et [Figure IV-2](#) représentant les déplacements et les contraintes de von Mises sont montrées pour les poutres TSB-TCB950 à 20°C.

On a observé que le déplacement maximal est à  $z = 2.82$  m et  $z = 3.16$  m pour le TSB et le TCB, respectivement. Le mode de ruine a été déterminé à partir de la concentration des contraintes de VonMises, d'où il a été déduit la flexion pour la poutre TSB et la flexion Vieerendeel pour la poutre TCB950.

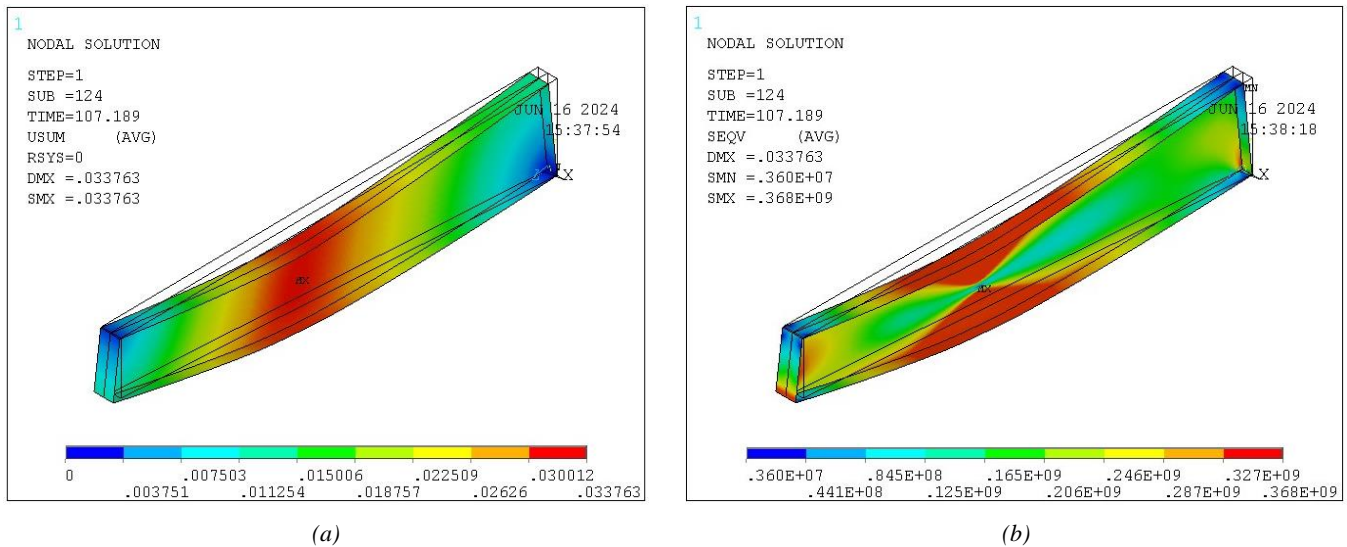


Figure IV-1 (a) Déplacement de la poutre TSB à 20°C (b) les contraintes de Von Mises de la poutre TSB à 20°C

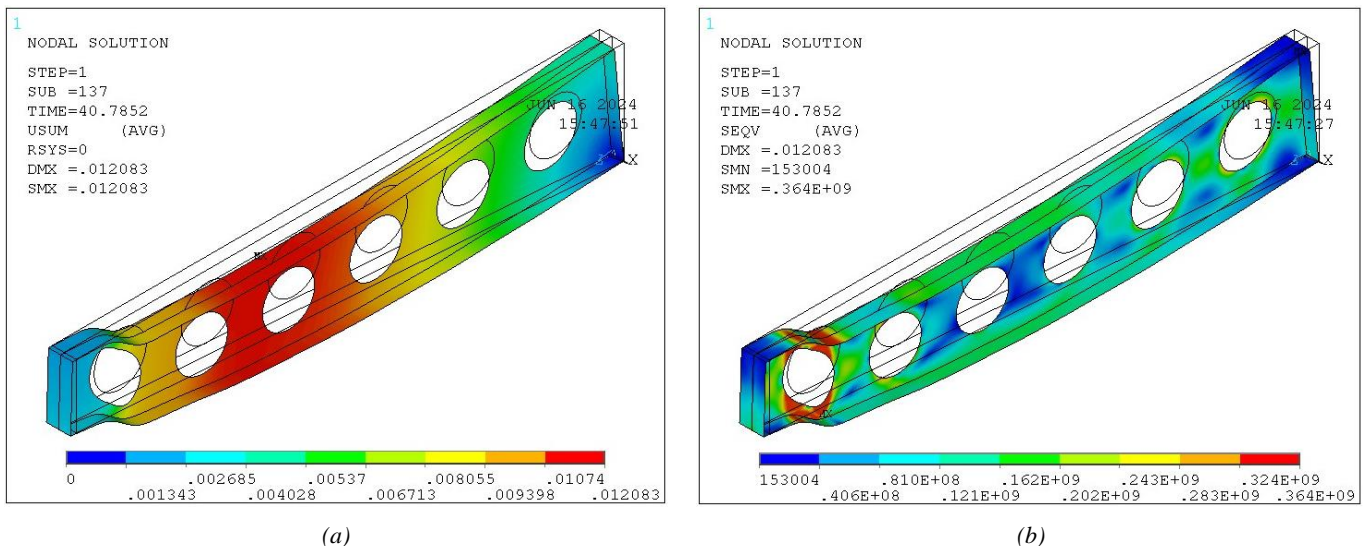


Figure IV-2 (a) Déplacement de la poutre TCB950 à 20°C (b) les contraintes de Von Mises de la poutre TCB950 à 20°C

On représente la courbe de déplacement en fonction de la charge critique sur la [Figure IV-3](#) pour les deux modèles TSB et TCB950, Il a été observé que le déplacement augmente linéairement pour atteindre un certain point au niveau la charge critique analytique ( $Q_{cr,A}$ ), qui chute brutalement atteignant rupture des valeurs 206 kN/m et 540.23 kN/m pour TCB950 et TSB respectivement.

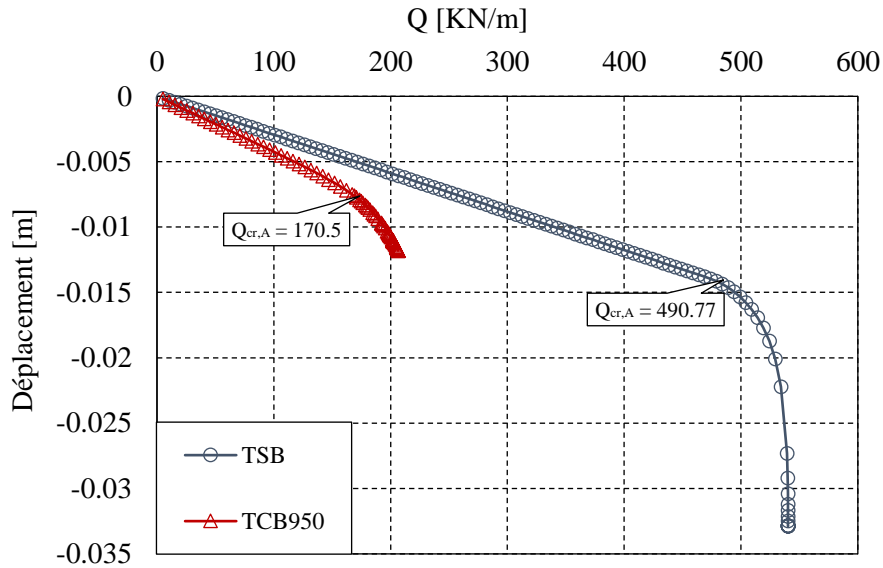


Figure IV-3 diagramme de chargement-déplacement pour les poutres TSB-TCB950 à 20°C

Les résultats des déplacements et des contraintes de Von Mises concernant les deux poutres TCB850 - TCB750 à 20°C sont également présentés dans les figures [Figure IV-4](#) et [Figure IV-5](#) afin d'observer l'effet de l'angle sur le comportement de les poutres à ouverture d'âme à inertie variable.

On a observé le déplacement maximal à  $z = 3.07$  m et à  $z = 2.76$  m pour les poutres TCB850 et TCB750, respectivement. Le mode de rupture a été identifié comme étant la flexion de Vierndeel pour tous les cas.

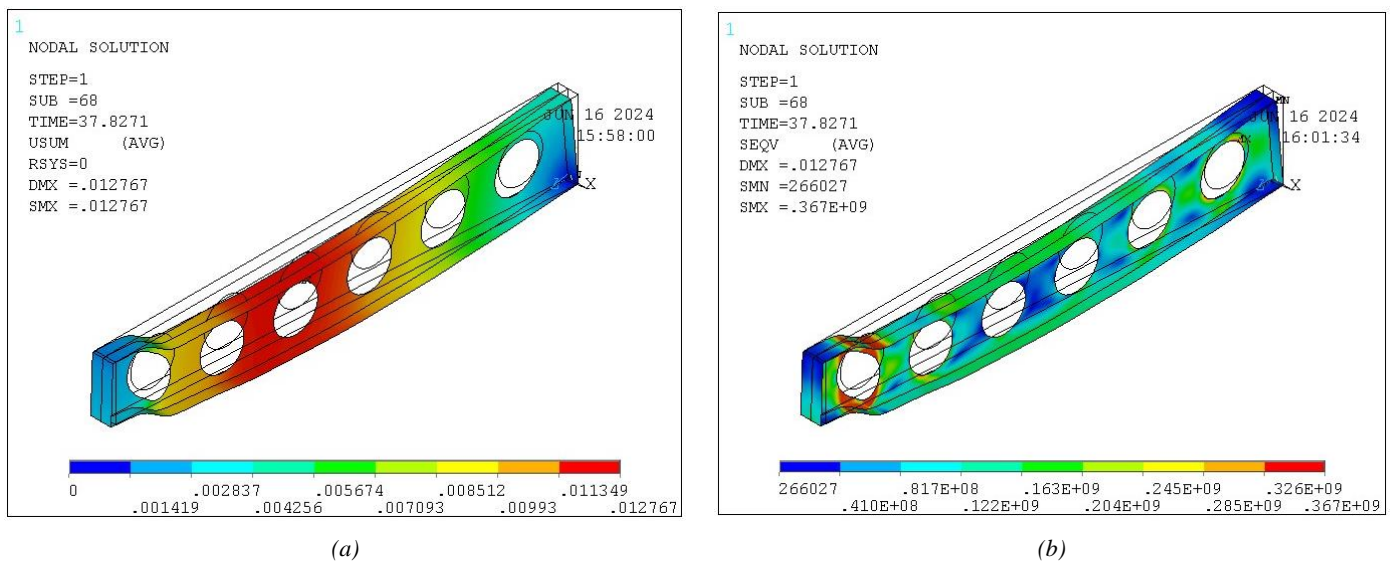
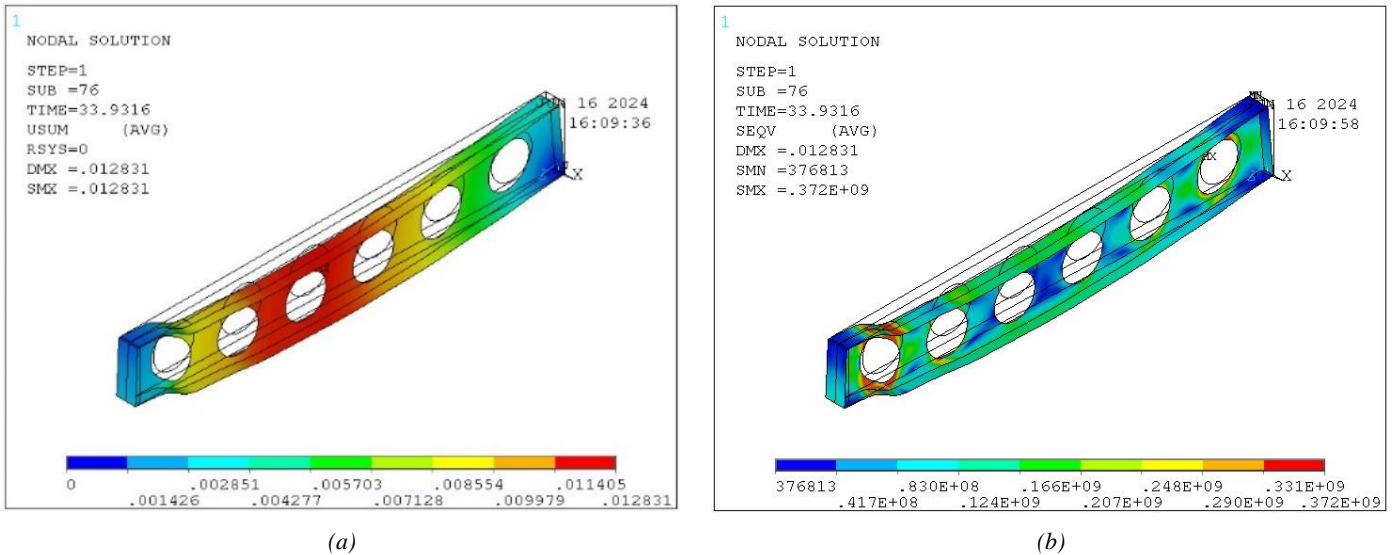


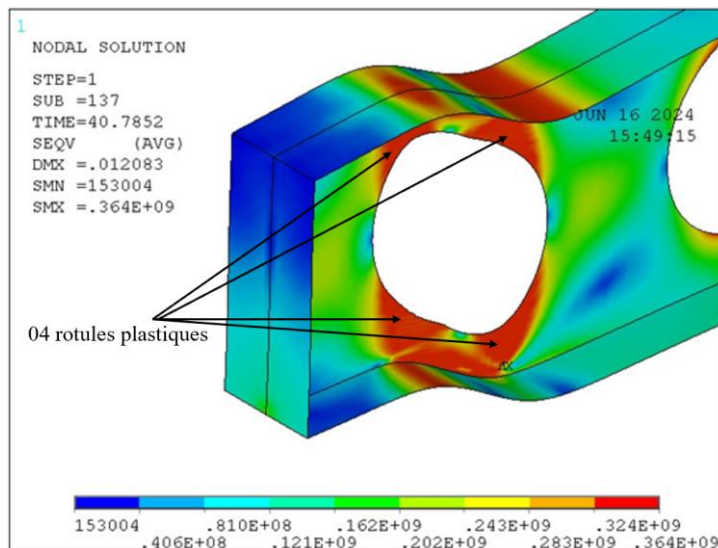
Figure IV-4 (a) Déplacement de la poutre TCB850 à 20°C (b) les contraintes de Von Mises de la poutre TCB850 à 20°C



Tous les résultats sont résumés dans le [Tableau IV-3](#).

Mode de rupture :

En observant les contraintes de von mises dans les poutres cellulaires à inertie variable, elles sont concentrées au niveau de la dernière ouverture où la hauteur de la section Té est la plus petite pour former 4 rotules plastiques autour de l'ouverture comme montré dans la [Figure IV-6](#), ce qui nous permet de conclure que le mode de rupture dominant est le mécanisme de Vierendeel.



Les poutres ont toutes présentées le même mode de rupture, quel que soit l'angle de conicité. Cette constance suggère que le mode de rupture est relié de manière spécifique aux

aspects structurels des ouvertures, indépendamment des différences dans l'angle de conicité. Cela a également été prouvé par Amrous et al [1], bien que le mode de rupture était le flambement des montants d'âme.

Effet du l'angle :

Il a été observé que la contrainte de von Mises dépasse la limite élastique ( $f_y$ ), ce qui indique une déformation plastique. La contrainte de Von Mises est inversement proportionnelle à l'augmentation de l'angle, de sorte que la géométrie de la poutre affecte la distribution des contraintes. Un angle plus grand peut signifier que la charge est répartie sur une zone plus large ou plus uniforme, ce qui réduit la contrainte maximale.

L'analyse a révélé l'influence de l'angle de conicité sur la charge critique d'où la capacité portante des poutres cellulaires à inertie variable. Alors que l'approche analytique a prédit une augmentation constante de la charge critique (3%) avec l'augmentation de l'angle, la simulation numérique a montré une augmentation non-linéaire, avec une augmentation significative de 7.28% entre TCB750 et TCB850, suivie d'une augmentation plus faible de 4.21% entre TCB850 et TCB950. Il est important de noter que le tableau ci-dessous révèle une augmentation de l'erreur entre la charge critique analytique et numérique avec l'augmentation du l'angle ce qui laisse dire que l'estimation de l'Eurocode devient très approchée.

Tableau IV-3 Résultat du la charge critique analytique et numérique et mode de rupture à 20°C

	$Q_{cr,FE}$ (kN/m)	$Q_{cr,A}$ (kN/m)	Différence (%)	Position de la flèche max (m)	La flèche (m)	Mode de rupture
<b>TCB950</b>	193.33	171.6	16.85%	3.16	-0.012	VM
<b>TCB850</b>	185.19	166.62	12.95%	3.08	-0.013	VM
<b>TCB750</b>	171.69	161.6	6%	2.76	-0.013	VM

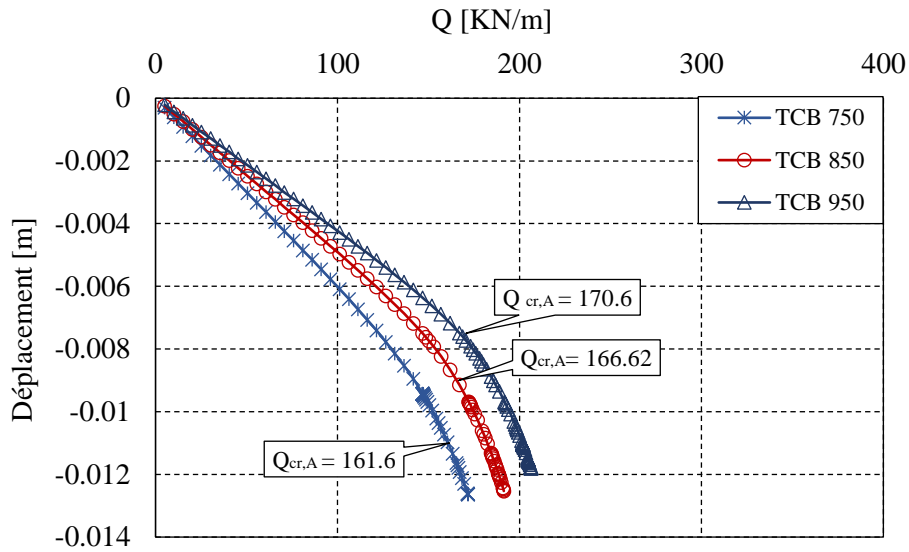


Figure IV-7 Diagramme de chargement-déplacement pour les poutres TCB950-TCB850-TCB750 à 20°C

### IV.3. Comportement les poutres cellulaires à inertie variable à haute température

#### IV.3.1 Domaine thermique

##### IV.3.1.1 Résultat du l'étude Analytique

L'évolution de la température en fonction du temps dans la section transversale exposée à 4 faces de feu et non protégée et température uniforme pour le modèle TCB950 en appliquant les calculs décrits au Chapitre II.6.1.

La [Figure IV-8](#) montre l'évolution de la température en fonction du temps pour différentes sections nettes transversales aux ouvertures de la poutre TCB950.

Il a été observé que l'évolution de la température d'ouverture 01 à l'ouverture 5 est pratiquement la même. Cependant, pour l'ouverture 6, l'évolution est plus faible comme le montre la courbe.

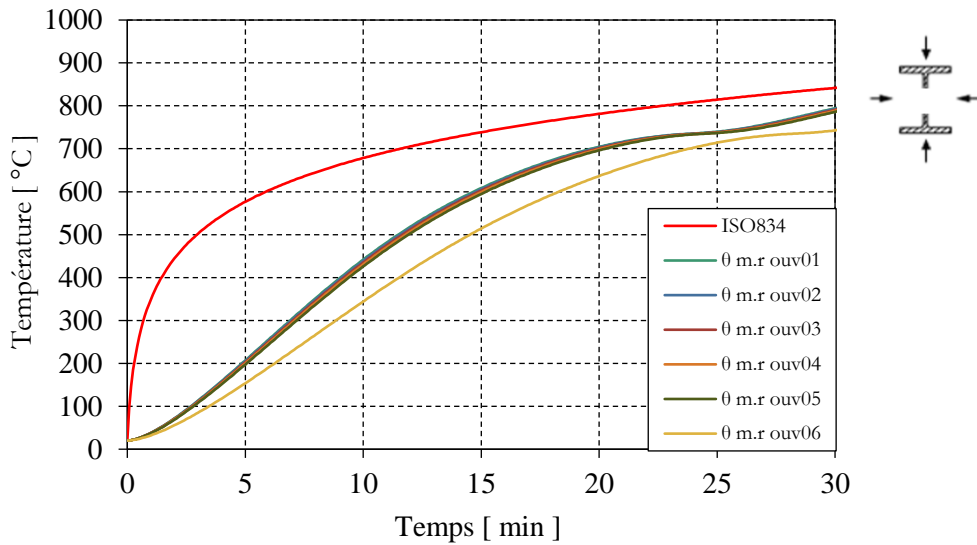


Figure IV-8 Évolution de la température en fonction du temps par EC3 pour chaque section ajourée.

La [Figure IV-9](#) montre l'évolution de la température en fonction du temps pour différentes sections transversales du montant entre chaque ouverture aux ouvertures de la poutre TCB950.

On remarque que la température au niveau de l'âme entre les ouvertures est maximum et est constant.

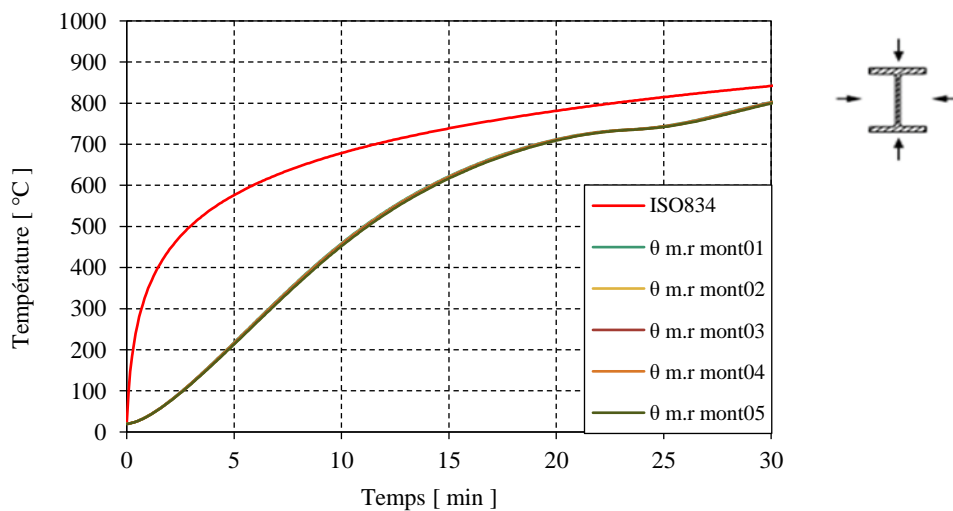


Figure IV-9 Évolution de la température en fonction du temps par EC3 pour les montants d'âme.

### IV.3.1.2 Résultat numérique

La [Figure IV-10](#) La résultats de simulation en régime transitoire donne la répartition des gradients de température le long de la poutre. Il a été observé que les températures maximales sont plus élevées dans l'âme en raison de son épaisseur plus fine que l'épaisseur des semelles et des plaques de renfort, bien qu'elles diminuent en fonction de la hauteur.

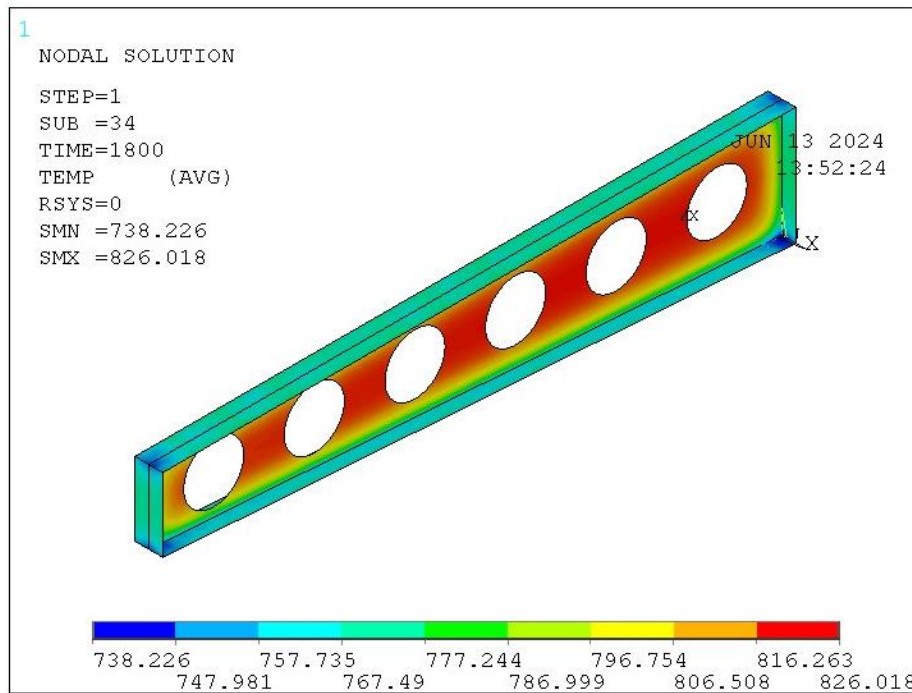


Figure IV-10 Gradients des températures dans la poutre TCB950 exposées sur 4 faces

Les [Figure IV-11](#) et [Figure IV-12](#) présente l'évolution de la température en fonction du temps pour la section nette à l'ouverture 1 et 6 à chaque nœud. On observe que les profils de température aux nœuds 5 et 6 au niveau de la semelle supérieure et inférieure sont plus bas que ceux au niveau de l'âme autour de l'ouverture. Ce qui vrai car l'épaisseur de la semelle est supérieure à celle de l'âme.

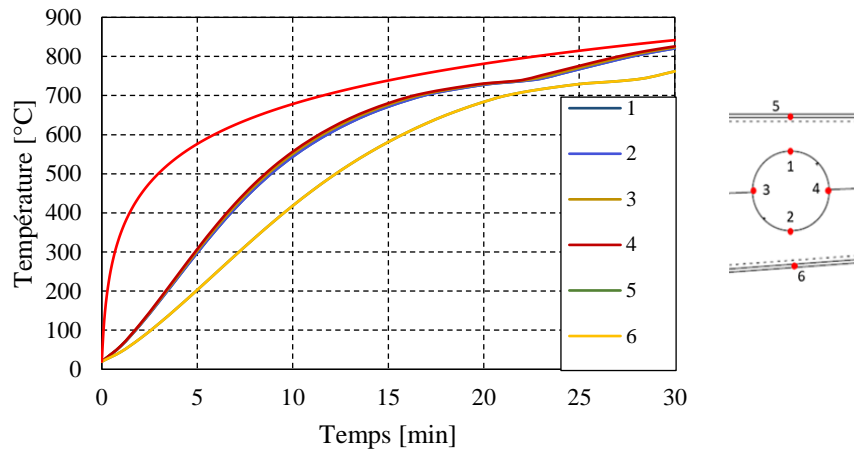


Figure IV-11 Évolution de la température en fonction du temps numérique pour ouverture 01.

La [Figure IV-12](#) présente l'évolution de la température en fonction du temps pour la section nette à l'ouverture 6 à chaque nœud. On observe qu'au niveau du nœud 1 et 2 les températures sont plus basses que celles des nœuds 3 et 4. Ceci en raison de la diminution de la hauteur.

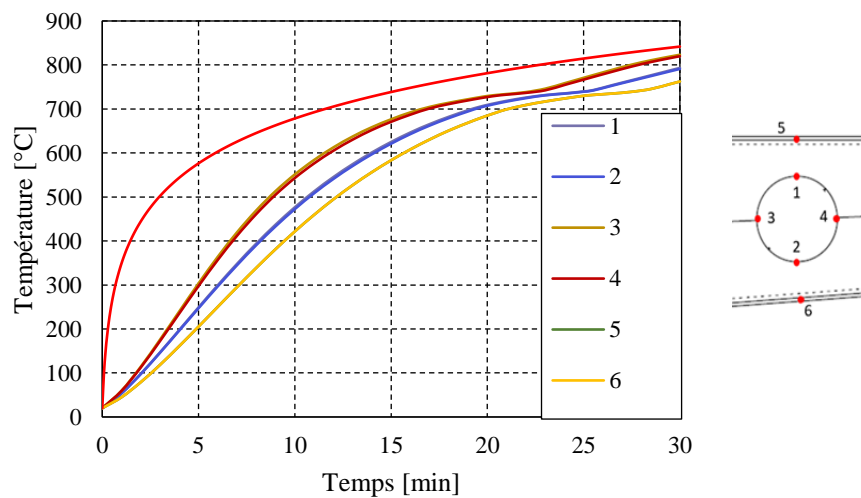


Figure IV-12 Évolution de la température en fonction du temps numérique pour l'ouverture 06.

La [Figure IV-13](#) présente l'évolution de la température en fonction du temps pour le montant d'âme à demi longueur à chaque nœud. La même remarque est valable que celle du reporté à partir de la constatation des figures 11-12.

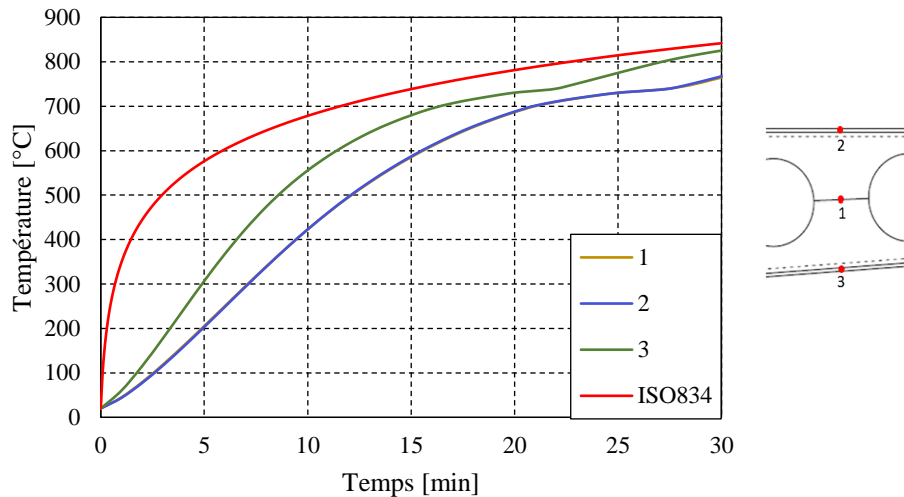


Figure IV-13 Évolution de la température en fonction du temps numérique pour le montant d'âme à demi longueur.

On a résumé les résultats dans le [Tableau IV-4](#). Les résultats de la simulation de l'analyse thermique sous forme de profils de température ont été comparés aux résultats de l'étude analytique, et il a été constaté que les températures analytiques pour la première ouverture et le montant d'âme à mi-longueur se retrouvent entre les températures minimales et maximales des résultats numériques. Pour l'ouverture 6, la température numérique est supérieure à la température analytique par l'EC3 partie 1-2 et partie 1-13, ce qui peut être attribué aux résultats analytiques conservatifs ainsi qu'à la précision des résultats numériques.

Tableau IV-4 résume les résultats analytiques et numérique

	Numérique				Analytique	
	R15 (t = 15 min)		R30 (t = 30 min)		R15 (t = 15 min)	R30 (t = 30 min)
Température	$\theta_{\min}$ (°C)	$\theta_{\max}$ (°C)	$\theta_{\min}$ (°C)	$\theta_{\max}$ (°C)	$\theta$ (°C)	$\theta$ (°C)
<b>Ouverture 01</b>	581.2954	680.3906	761.93	825.784	608.31	794.30
<b>Montant demi longueur</b>	585.50	679.60	764.69	825.28	616.23	800
<b>Ouverture 06</b>	583.36	676.54	762.45	823.19	514.065	742.757

## IV.3.2 Domaine mécanique

### IV.3.2.1 Résultat du l'étude Analytique

Après validation des résultats EXCEL avec les résultats ACB+ pour température ambiante 20°C, on a poursuivi les vérifications pour déterminer la charge critique à des

températures élevées 500°C et 700°C en utilisant Excel avec les changements nécessaires dans le calcul imposés par EC03- Partie1-2[26] et Partie1-13[47] décrits dans le Chapitre I.6.1.

Pour une température de 500°C, les vérifications ont été effectués pour :

$$f_{y,\theta} = 276.9 \text{ MPA} \quad \text{et} \quad E_{a,\theta} = 126000 \text{ MPA}$$

Pour une température de 700°C, les vérifications ont été effectués pour :

$$f_{y,\theta} = 81.65 \text{ MPA} \quad \text{et} \quad E_{a,\theta} = 27300 \text{ MPA}$$

Le [Tableau IV-5](#) et le [Tableau IV-6](#) montre les résultats des études à chaque ouverture pour les modèles TCB950 - TCB850 - TCB750 à 500°C et 700°C. On observe que la section critique est inclinée entre 25° et 26° avec un rapport d'environ 1.

Tableau IV-5 Vérification de résistance de la section nette  $\Gamma_{MN}^* - \Gamma_{MNV}^*$  pour TCB950-TCB850-TCB750 à 500°C

Ouverture	Membrure	TCB950		TCB850		TCB750	
		Angle ( $\phi$ )	$\Gamma_{MNV}^*$	Angle ( $\phi$ )	$\Gamma_{MNV}^*$	Angle ( $\phi$ )	$\Gamma_{MNV}^*$
1	top	29 °	0.318	28 °	0.409	26 °	0.528
	bot	-27 °	0.313	-26 °	0.404	-25 °	0.524
2	Top	19 °	0.320	-23 °	0.408	-24°	0.516
	Bot	26 °	0.395	25 °	0.485	25°	0.582
3	Top	-12°	0.329	-17 °	0.390	-20°	0.451
	Bot	23 °	0.418	23 °	0.481	23 °	0.527
4	Top	24 °	0.496	23 °	0.550	23 °	0.576
	Bot	-14 °	0.372	-18 °	0.432	-20 °	0.485
5	Top	26 °	0.723	25 °	0.785	25 °	0.802
	Bot	-23 °	0.538	-23 °	0.627	-23 °	0.694
6	Top	25 °	1.000	26 °	1.000	25 °	1.000
	Bot	25 °	0.890	25 °	0.914	24 °	0.941

Tableau IV-6 Vérification de résistance de la section nette  $\Gamma_{MN}^* - \Gamma_{MNV}^*$  pour TCB950-TCB850-TCB750 à 700°C

Ouverture	Membrure	TCB950		TCB850		TCB750	
		Angle ( $\phi$ )	$\Gamma_{MNV}^*$	Angle ( $\phi$ )	$\Gamma_{MNV}^*$	Angle ( $\phi$ )	$\Gamma_{MNV}^*$
1	Top	29°	0.318	28 °	0.409	26 °	0.528
	Bot	-27°	0.313	-26 °	0.404	-25 °	0.524
2	Top	19°	0.320	-23 °	0.408	-24 °	0.516
	Bot	26°	0.395	25 °	0.485	25 °	0.582
3	Top	-12°	0.329	-17°	0.390	-20°	0.451
	Bot	23°	0.418	23 °	0.481	23 °	0.527
4	Top	24°	0.496	23 °	0.550	23 °	0.576
	Bot	-14°	0.372	-18 °	0.432	-20 °	0.485
5	Top	26°	0.723	25 °	0.785	25 °	0.802
	Bot	-23°	0.538	-23 °	0.627	-23 °	0.694
6	Top	26°	1.000	26 °	1.000	25 °	1.000
	Bot	25°	0.890	25 °	0.914	24 °	0.941

A la fois le [Tableau IV-7](#) et le [Tableau IV-8](#) montrent les au niveau de chaque montant d'âme à 500°C et 700°C. On a observé que La section critique se trouve en section 5 sous l'instabilité du flambement du montant avec un rapport d'environ 0.5.

Tableau IV-7 Vérification de résistance à l'instabilité de la section brute pour TCB950-TCB850-TCB750 à 500°C

Section	TCB950			TCB850			TCB750		
	$\Gamma_{Vbw}$	$\Gamma_{Vh}$	$\Gamma_b$	$\Gamma_{Vbw}$	$\Gamma_{Vh}$	$\Gamma_b$	$\Gamma_{Vbw}$	$\Gamma_{Vh}$	$\Gamma_b$
1	0.18	0.37	0.41	0.18	0.38	0.45	0.17	0.40	0.50
2	0.09	0.22	0.23	0.09	0.22	0.20	0.09	0.22	0.22
3	0.00	0.05	0.0	0.00	0.04	0.0	0.00	0.03	0.0
4	0.09	0.15	0.29	0.09	0.16	0.24	0.09	0.18	0.25
5	0.18	0.39	0.54	0.18	0.40	0.54	0.17	0.41	0.53

Tableau IV-8 Vérification de résistance à l'instabilité de la section brute pour TCB950-TCB850-TCB750 à 700°C

Section	TCB950			TCB850			TCB750		
	$\Gamma_{Vbw}$	$\Gamma_{Vh}$	$\Gamma_b$	$\Gamma_{Vbw}$	$\Gamma_{Vh}$	$\Gamma_b$	$\Gamma_{Vbw}$	$\Gamma_{Vh}$	$\Gamma_b$
1	0.18	0.37	0.41	0.18	0.38	0.45	0.17	0.40	0.50
2	0.09	0.22	0.23	0.09	0.22	0.20	0.09	0.22	0.22
3	0.00	0.05	0.0	0.00	0.04	0.0	0.00	0.03	0.0
4	0.09	0.15	0.29	0.09	0.16	0.24	0.09	0.18	0.25
5	0.18	0.39	0.54	0.18	0.40	0.54	0.17	0.41	0.53

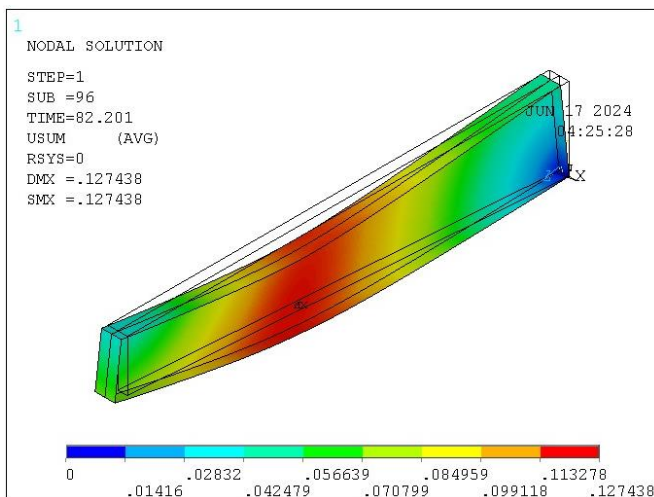
La valeur de la charge critique est indiquée dans le [Tableau IV-9](#) pour chaque température (500°C – 700°C).

Il a également été remarqué que dans les résultats analytiques, le mode de défaillance était le mécanisme de Vierendeel, comme pour la température ambiante.

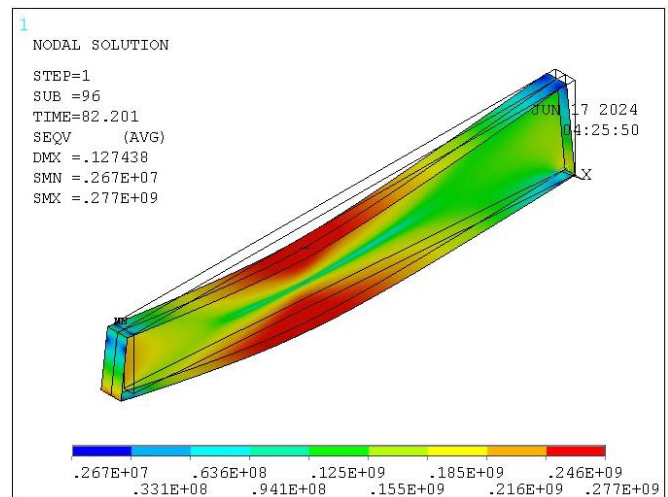
### IV.3.2.2 Résultat numérique

Dans la résistance mécanique à haute température, on a augmenté la température de la température ambiante à 500°C puis 700°C. Les déplacements et les contraintes de von Mises des poutres TSB-TCB950 à 500 et 700°C sont présentés dans les [Figure IV-14](#) et [Figure IV-15](#) et [Figure IV-16](#) et [Figure IV-17](#).

Un déplacement maximal verticale à  $z = 2.78$  m et  $z = 3.48$  m ont été observé pour les poutres TSB et TCB respectivement. Le mode de ruine déduit est la flexion simple, [Figure IV-14](#), [Figure IV-15](#) pour la poutre TSB et la flexion Vierendeel pour la poutre TCB950 [Figure IV-16](#) et [Figure IV-17](#), Cela concerne à la fois les 500°C et les 700°C.

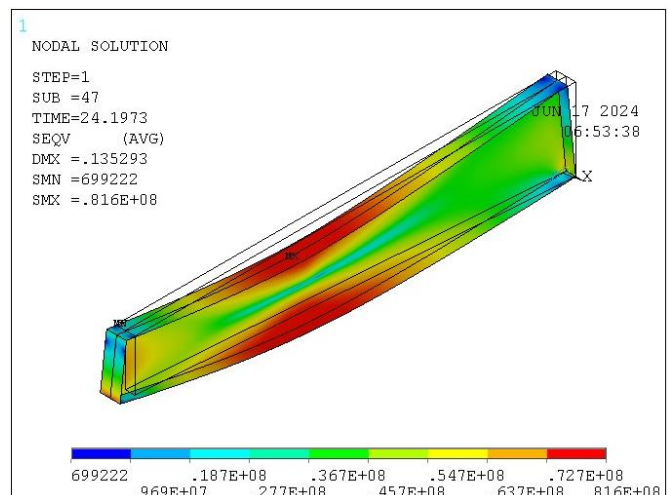
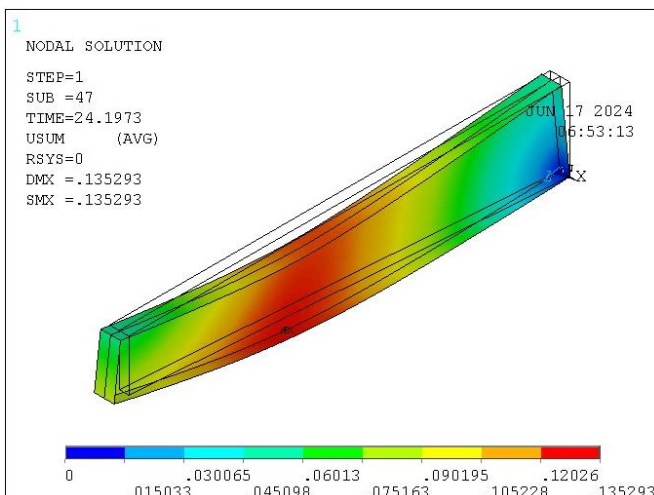


(a)



(b)

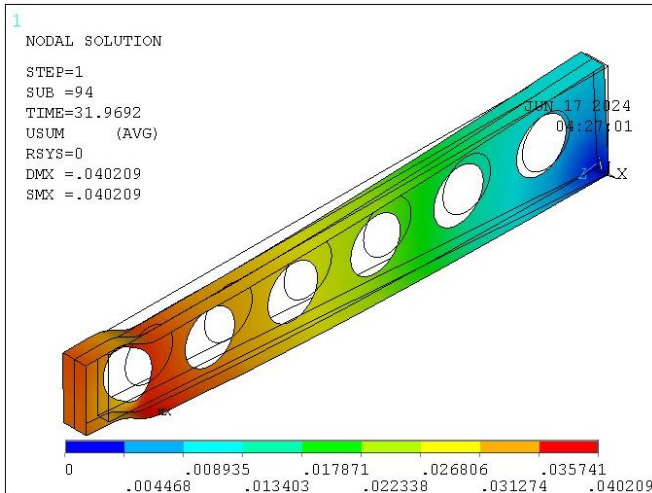
Figure IV-14 Déplacement de la poutre TSB à 500°C (b) les contraintes de Von Misses de la poutre TSB à 500°C



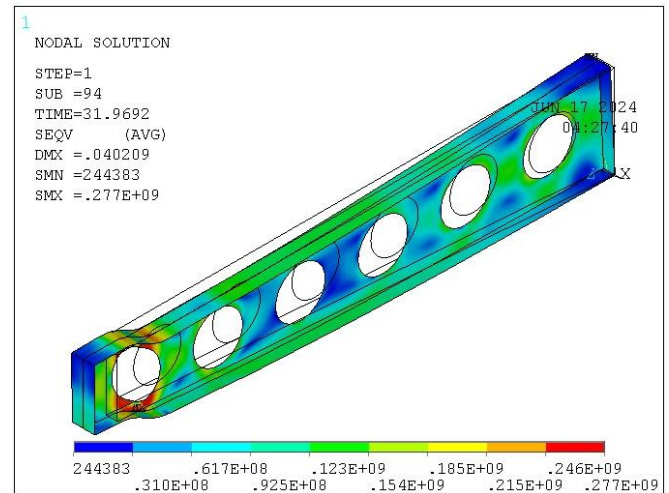
(a)

(b)

Figure IV-15 Déplacement de la poutre TSB à 700°C (b) les contraintes de Von Mises de la poutre TSB à 700°C

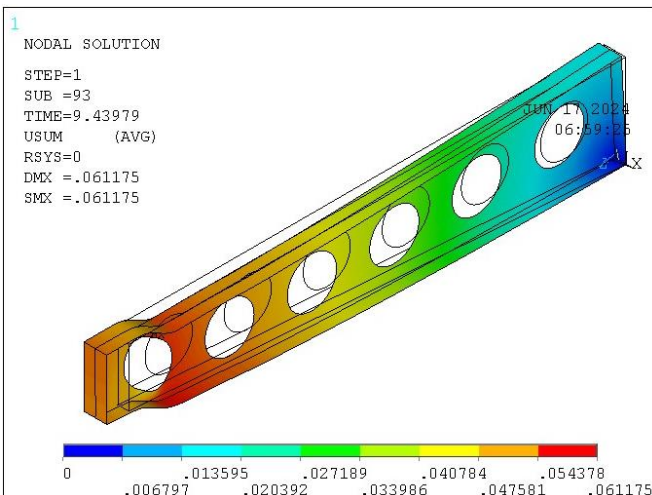


(a)

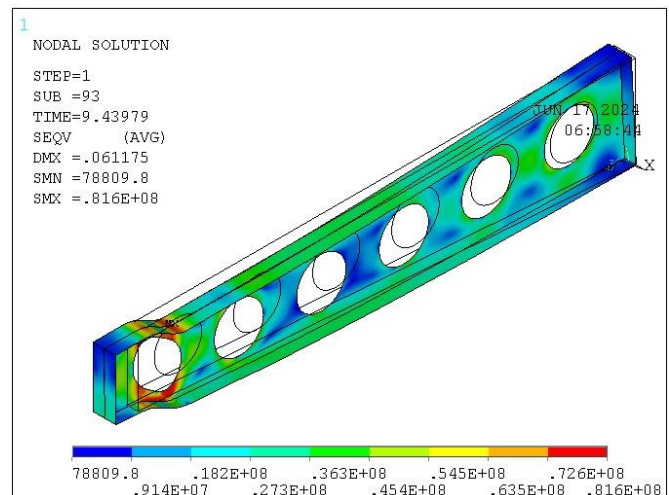


(b)

Figure IV-16 (a) Déplacement de la poutre TCB950 à 500°C (b) les contraintes de Von Mises de la poutre TCB950 à 500°C



(a)



(b)

Figure IV-17(a) Déplacement de la poutre TCB950 à 700°C (b) les contraintes de Von Mises de la poutre TCB950 à 700°C

La courbe de déplacement en fonction de la charge critique est présentée à la [Figure IV-18](#) pour les modèles TSB et TCB950 à la température 500°C. On observe que le déplacement augmente progressivement, atteignant des valeurs de rupture de charge critique de 156.89 kN/m et 414.293 kN/m pour TCB950 et TSB, respectivement, où il a été observé qu'il diminuait avec l'augmentation de la température.

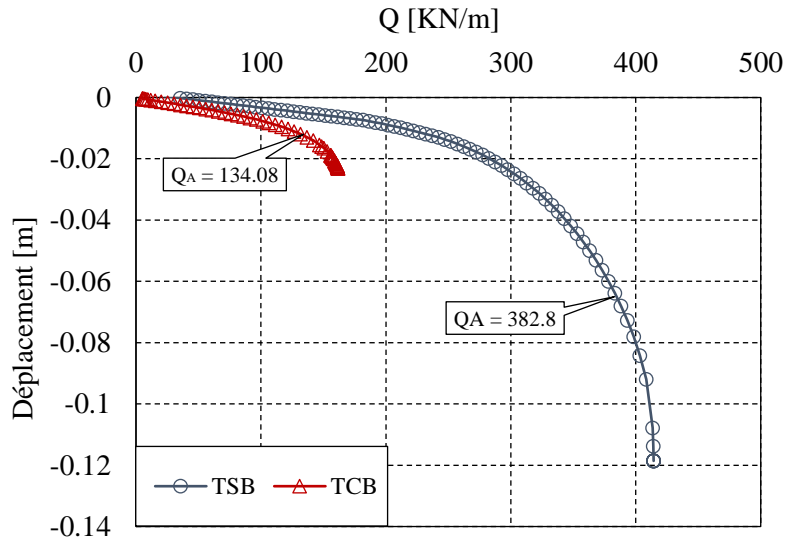


Figure IV-18 diagramme de chargement-déplacement pour les poutres TSB-TCB950 à 500°C

La [Figure IV-19](#) présente également la courbe du déplacement en fonction de la charge critique pour le TSB et le TCB950 à 700°C. On peut voir que le déplacement augmente aussi progressivement, atteignant des valeurs de rupture de charge critique de 47.77  $\text{kN/m}$  et 121.954  $\text{kN/m}$  pour TCB950 et TSB, respectivement. Il a été observé que la charge était plus faible à cause de l'augmentation de la température.

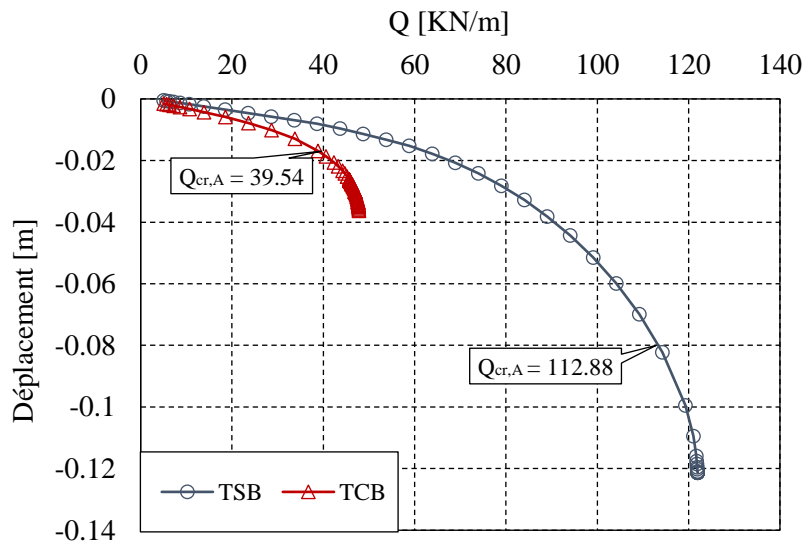
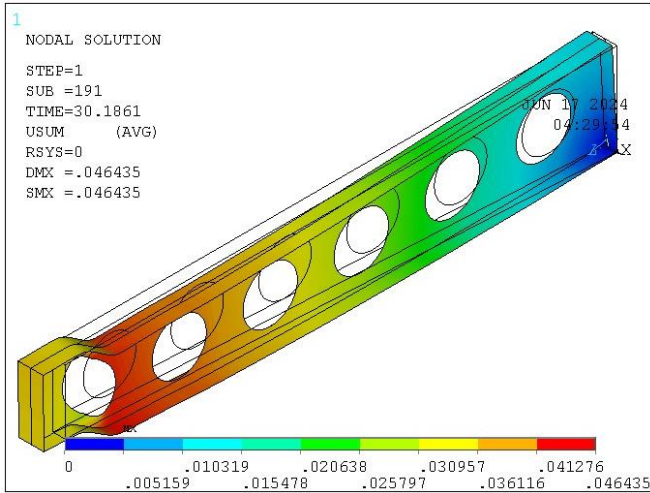


Figure IV-19 diagramme de chargement-déplacement pour les poutres TSB-TCB950 à 700°C

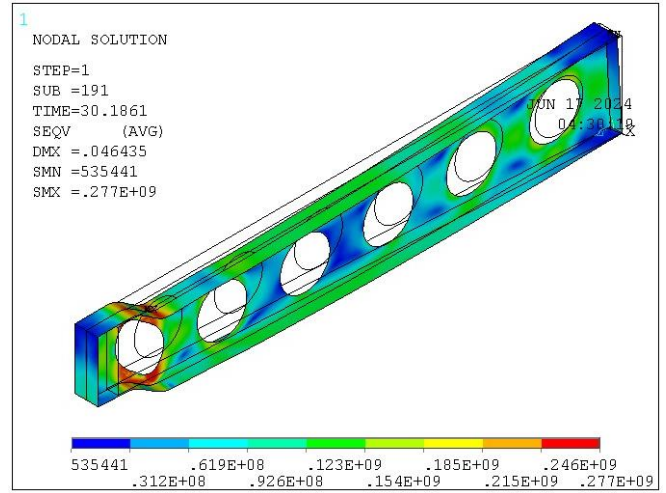
Après avoir présenté les résultats des déplacements et des contraintes de von Mises pour les poutres TCB850 - TCB750 à 500 °C dans la [Figure IV-20](#) et [Figure IV-21](#) et à 700 °C dans la [Figure IV-22](#) et la [Figure IV-23](#) afin d'observer l'effet de l'angle sur le comportement

des poutres avec des ouvertures d'âme à inertie variable dans des conditions de température élevée.

Le déplacement maximal a été constaté à  $z = 3.53$  m et  $z = 3.51$  m à la température  $500^{\circ}\text{C}$  et à  $z = 3.54$  m et  $z = 4.26$  m à la température  $700$  pour les poutres TCB850 et TCB750, respectivement qui a également déplacé sur l'axe  $z$ . Le mode de rupture a été identifié comme une flexion Vierendeel dans tous les cas.

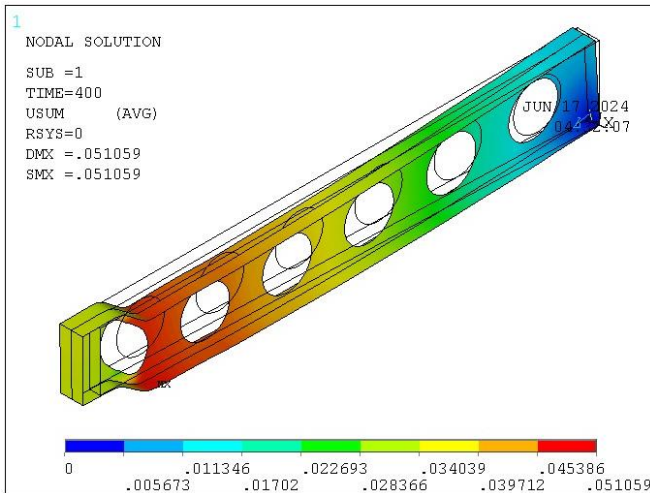


(a)

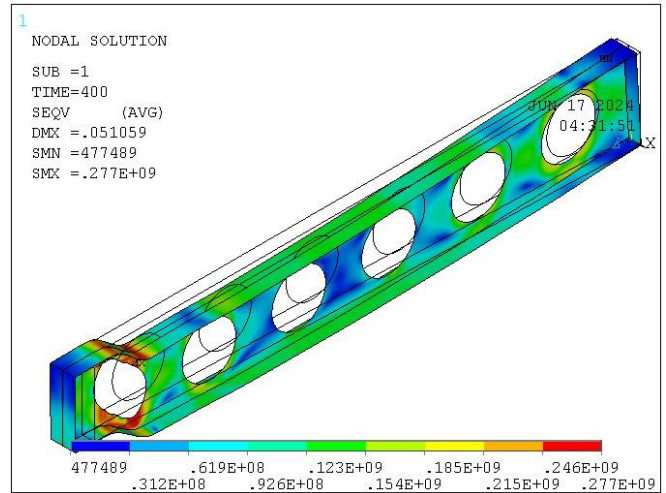


(b)

Figure IV-20 (a) Déplacement de la poutre TCB850 à  $500^{\circ}\text{C}$  (b) les contraintes de Von Mises de la poutre TCB850 à  $500^{\circ}\text{C}$

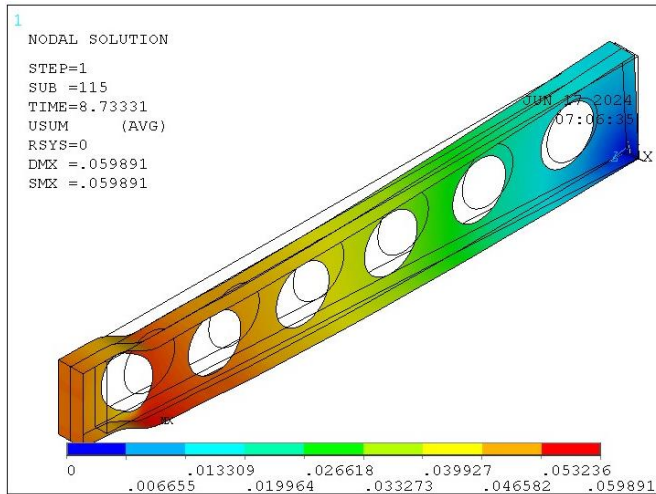


(a)

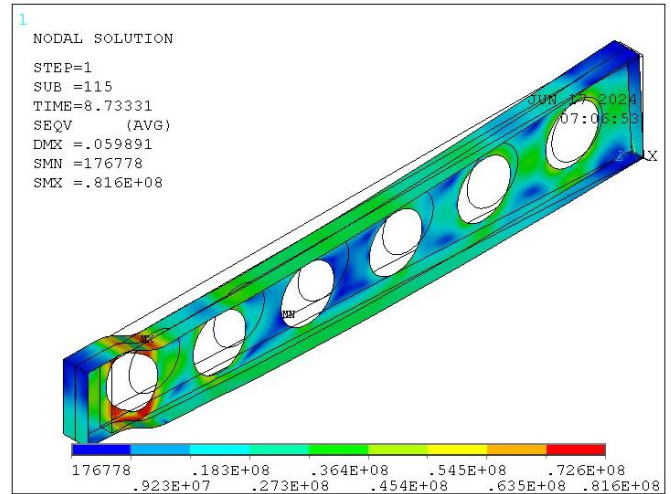


(b)

Figure IV-21 (a) Déplacement de la poutre TCB750 à  $500^{\circ}\text{C}$  (b) les contraintes de Von Mises de la poutre TCB750 à  $500^{\circ}\text{C}$

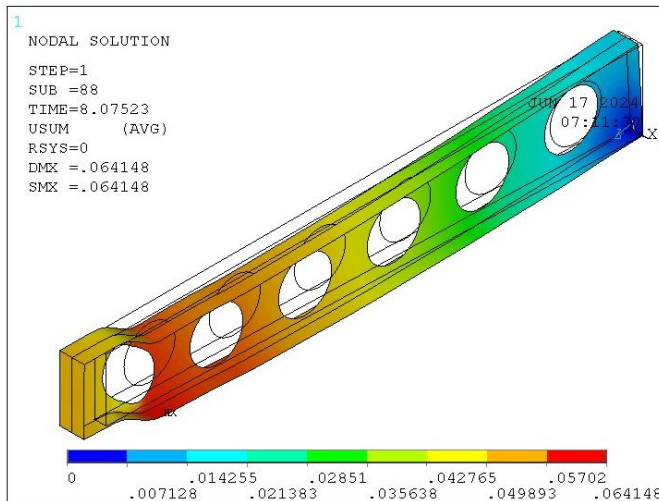


(a)

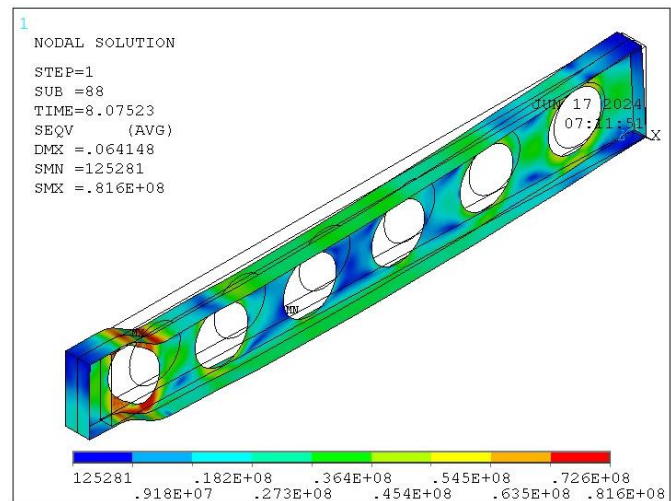


(b)

Figure IV-22(a) Déplacement de la poutre TCB850 à 700°C (b) les contraintes de Von Mises de la poutre TCB850 à 700°C



(a)



(b)

Figure IV-23(a) Déplacement de la poutre TCB750 à 700°C (b) les contraintes de Von Mises de la poutre TCB750 à 700°C

Tous les résultats sont résumés dans le [Tableau IV-3](#) et [Figure IV-24](#), [Figure IV-25](#). On observe à partir de tableau ci-dessous pour le cas TCB950, en comparant les déplacements, l'effet de l'angle qui joue le rôle d'une contre flèche laissant apparaître une augmentation des déplacements à chaque diminution de l'angle de conicité.

Tableau IV-9 Résultat de la charge critique analytique et numérique et mode de rupture à 500°C et 700°C

	$Q_{cr,FE}$ (kN/m)	$Q_{cr,A}$ (kN/m)	Différence (%)	Position de la flèche max (m)	La flèche (m)	Mode de rupture
500°C						
Température						
<b>TCB950</b>	161.76	134.08	17.11%	3.48	-0.023	VM
<b>TCB850</b>	152.74	129.96	14.92%	3.53	-0.032	VM
<b>TCB750</b>	140.55	126.22	10%	3.51	-0.036	VM
700°C						
Température						
<b>TCB950</b>	47.77	39.54	17.22%	3.48	-0.036	VM
<b>TCB850</b>	44.19	38.32	13.28%	3.54	-0.036	VM
<b>TCB750</b>	40.86	37.21	9%	4.26	-0.044	VM

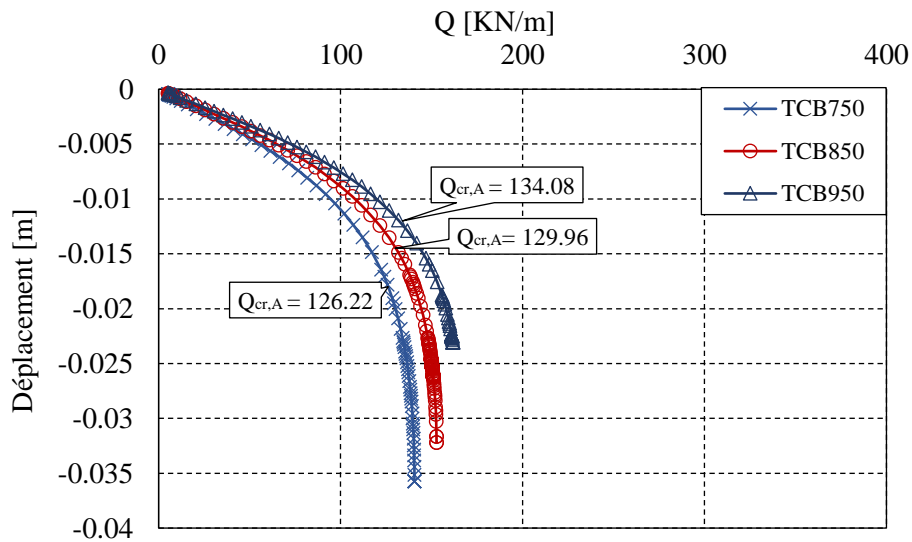


Figure IV-24 digramme de chargement-déplacement pour les poutres TCB950-TCB850-TCB750 à 500°C

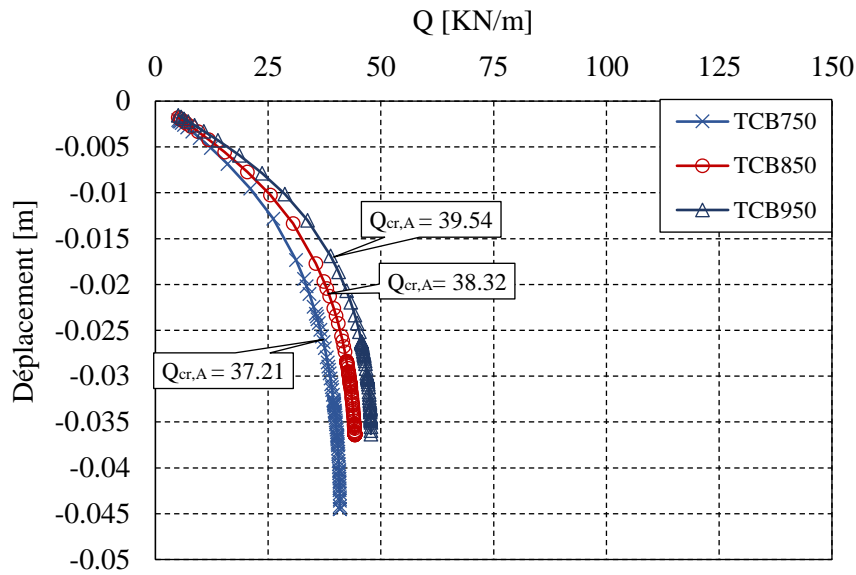


Figure IV-25 diagramme de chargement-déplacement pour les poutres TCB950-TCB850-TCB750 à 700°C

Mode de ruine :

Pour les poutres cellulaires à inertie variable, les modes de rupture observés à haute température relèvent également d'un mécanisme de Vierendeel. A 500°C et 700°C, une répartition asymétrique des contraintes a été observée, avec deux rotules présentant des contraintes moindres et les deux autres rotules présentant des contraintes maximales. Cette distribution est observée pour tous les modèles (TCB950-TCB850-TCB750). Cela peut être dû à la déformation des ouvertures due à la variation de la hauteur et à la réduction de la résistance du matériau. Puisque cela n'a pas été observé précédemment pour le modèle de calibrage.

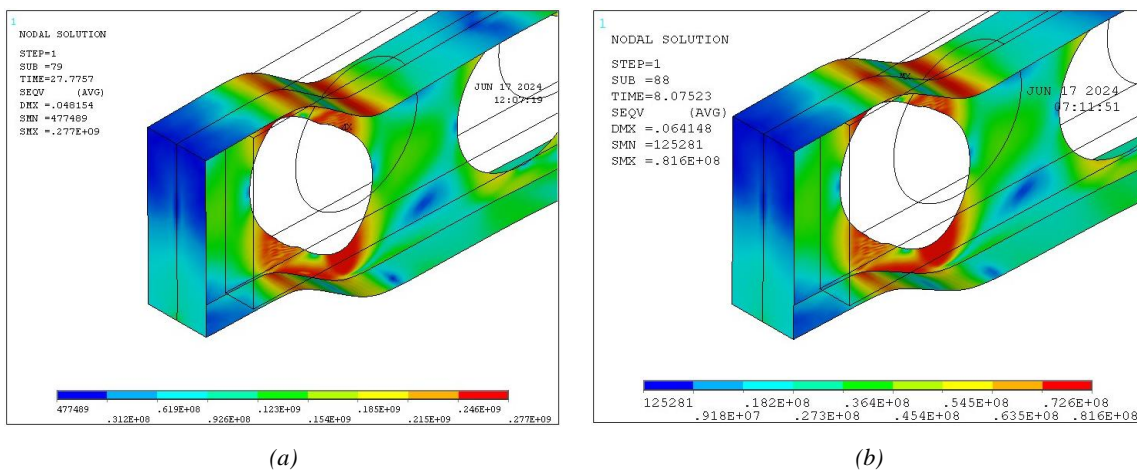


Figure IV-26 (a) le mécanisme du vierendeel à 500°C (b) le mécanisme du vierendeel à 700°C

La valeur de la contrainte de von Mises est égale à la limite d'élasticité modifiée ( $f_{y,\theta}$ ) ce qui signifie que le matériau atteint la limite de son comportement élastique dans ces conditions thermiques, c'est-à-dire qu'il se trouve à la limite entre le comportement élastique et le comportement plastique.

#### Effet du l'angle :

Il a été observé que la différence entre la charge critique numérique et analytique pour le cas des températures élevées de 500°C-700°C est resté inchangé par rapport à la température ambiante. Un changement d'inertie peut-être la raison derrière cette observation pour le modèle TSB. Le déplacement dans le plan z de l'appuis simple avec un changement de hauteur rend la détermination de la charge critique à des températures élevées complexe et n'a pas été étudiée jusqu'à présent.

### **IV.4. Conclusion**

Dans ce chapitre des études analytiques et numériques, pour investiguer le comportement thermique et mécanique des poutres cellulaires à inertie variable, ont été conduites.

Les résultats des simulations de l'analyse thermique sous forme des profils de température ont été comparés par rapport de l'étude analytique et il a été observé que les températures numériques sont plus élevées que les températures analytiques aux résultats analytiques conservatifs.

L'analyse mécanique a pour but de déterminer la charge critique à l'ambient et sous l'effet de température 500°C et 700°C ainsi que les déplacements max et leurs positions qui dépend des paramètres de l'angle de conicité et la température.

La différence entre la charge critique obtenue par simulation numérique et la charge calculée analytiquement peut s'expliquer par le fait que pour le cas de la simulation numérique, les modèles tiennent compte des comportements non linéaires du matériau qui ne sont pas toujours inclus dans les formules analytiques simplifiées. Aussi, elle permet d'inclure l'influence des conditions limites qui représentent le comportement réel de la structure sous charge lorsque la méthode analytique fournit des équations basées sur des hypothèses simplifiées et des facteurs de sécurité qui peuvent conduire à des résultats conservateurs par rapport à la simulation numérique.

## CONCLUSION GENERALE

Les poutres en acier cellulaire à section variable représentent une avancée importante dans le domaine de l'ingénierie structurelle. Leur capacité à adapter leur géométrie sur toute leur longueur permet d'optimiser la résistance tout en réduisant le poids. Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons réalisé une étude analytique et numérique du comportement et de la résistance de ces poutres dans des conditions normales et à haute température.

On a étudié l'effet de l'angle de conicité à inertie variable sur les poutres avec des ouvertures au niveau de l'âme. On a pris 3 modèles avec des géométries d'ouverture identiques avec un angle différent inférieur à 6 pour couvrir la plage de conicité suggérée par le SCI [12] avec un modèle droit comme modèle de calibrage.

Le mode de rupture dominant dans tous les modèles étudiés est le mécanisme de Vierendeel. Cela signifie que l'angle de conicité n'a pas d'influence significative sur le mode de rupture des poutres.

Cependant, il est important de noter que l'angle de conicité affecte la distribution des contraintes. Pour des angles plus grands, la charge est plus uniformément répartie.

On a également conclu à partir de l'étude thermique que l'angle affecte la distribution de la température parce que lorsque la hauteur de l'âme diminue, la température dans l'âme se réduit.

la température numérique est supérieure à la température analytique par l'EC3 partie 1-2 [26] et partie 1-13 [47], ce qui peut être attribué aux résultats analytiques conservatifs ainsi qu'à la précision des résultats numériques.

On a effectué une étude à haute température à 500°C et 700°C. Les résultats montrent que la charge critique diminue avec l'augmentation de la température.

Une différence a été observée entre les charges critiques analytiques et numériques, qui augmente en fonction l'angle de conicité. Même à haute température, cette différence reste inchangée à celle observée à température ambiante.

On a constaté d'après notre étude que le déplacement dans le plan  $z$  de l'appuis simple avec un changement de hauteur rend la détermination de la charge critique analytique à des températures élevées complexe et n'a pas été étudiée jusqu'à présent.

Le modèle numérique développé dans cette étude a montré son efficacité pour des analyses thermique et mécanique et peut être étendu à d'autres applications incluant d'autres conditions limites et en particulier la console avec les imperfections. Un autre problème typique des poutres cellulaires à inertie variable est l'inclusion dans le modèle physique réduit d'une charge supplémentaire du Resal à l'effort tranchant pour tenir compte de l'effet des distributions des contraintes dues à l'effet de l'angle.

## Reference

1. Amrous, H., N. Yossef, and M. El-Boghdadi, *Experimental study and structural analysis of tapered steel beams with cellular openings*. Engineering Structures, 2023. **288**: p. 116212.
2. *steelconstruction.info*. Available from: [https://www.steelconstruction.info/Steel\\_construction\\_products#Plate\\_girders](https://www.steelconstruction.info/Steel_construction_products#Plate_girders).
3. *EN 1993-1-1. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION*.
4. STEELWORK, S., K.LIAROMATIS <https://www.liaromatis.gr/cellular-amp-castellated-beams/?lang=en>.
5. BENYETTOU ORIBI, S. and K. BAHI, KADA Abdelhak *Etude de poutre cellulaires acier et mixte en condition normale et incendie*. 2016.
6. Maitre, P., *Recommandations pour le dimensionnement des poutres en acier avec ouvertures dans l'âme selon la NF EN 1993*. BNCM/CNC2M.
7. Al-Dafafea, T., *Analyses expérimentale et numérique du comportement de poutres à ouvertures d'âmes raidies*. 2018, Université Clermont Auvergne(2017-2020).
8. *ACB® and Angelina® beams A new generation of beams with large web openings*. ArcelorMittal Europe, 2020.
9. Fares, S., J. Coulson, and D. Dinehart, *Castellated and cellular beam design*. American Institute of Steel Construction, 2016.
10. Bake, S., *Cellular beams at ambient and elevated temperatures*. 2010, PhD thesis.
11. BENYETTOU ORIBI, S., LAMRI Belkacem/KADA Abdelhak *Instability behaviour of steel beams with web openings under extreme fire conditions*. 2023.
12. Hicks, D.R.M.L.D.S., *OUVERTURES DE GRANDES DIMENSIONS DANS LES ÂMES POUR L'INTEGRATION DES EQUIPEMENTS TECHNIQUES DANS LES PLANCHERS MIXTES-LWO*. The Steel Construction Institute "SCI", Royaume-Uni, 2006.
13. Durif, S., A. Bouchair, and O. Vassart, *Validation of an analytical model for curved and tapered cellular beams at normal and fire conditions*. Periodica Polytechnica Civil Engineering, 2013. **57**(1): p. 83-95.
14. Kerdal, D. and D. Nethercot, *Failure modes for castellated beams*. Journal of constructional steel research, 1984. **4**(4): p. 295-315.

15. Toprac, A. and B. Cooke, *An experimental investigation of open-web beams*. 1959: Welding Research Council.
16. Halleux, P., *Limit analysis of castellated steel beams*. Acier-Stahl-Steel, 1967. **32**(3): p. 133-144.
17. Demirdjian, S., *Stability of castellated beam webs*. 1999.
18. Liu, T. and K.F. Chung, *Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: finite element investigation*. Journal of constructional steel research, 2003. **59**(9): p. 1159-1176.
19. Altifillisch, M., B. Cooke, and A. Toprac, *An investigation of open web expanded beams*. Welding Research, 1957. **22**(2).
20. Khan, M.A., *Analysis of perforated beams in fire using a virtual hybrid simulation approach*. 2019, Brunel University London.
21. Chung, K.F., T. Liu, and A. Ko, *Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with circular web openings*. Journal of constructional steel research, 2001. **57**(5): p. 467-490.
22. Sherbourne, A. *The plastic behavior of castellated beams*. in *Proc. 2nd Commonwealth Welding Conference*. 1966. Institute of Welding London.
23. Oribi, S.B., et al., *Behaviour of cellular steel beams at ambient and high-temperature conditions*. Journal of Constructional Steel Research, 2023. **207**: p. 107969.
24. Badke-Neto, A., A. Calenzani, and W. Ferreira, *Study of methods for the design of cellular composite steel and concrete beams*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 2015. **8**: p. 843-859.
25. Abdelhak, D.K., *Risques Naturels et Technologiques Chapitre 01 : Généralités sur le Risque et l'Ingénierie de la Sécurité Incendie*. Université Hassiba Benbouali de Chlef, Laboratoire LISICPE, 2023/2024.
26. *NF EN 1993-1-2 Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-2 : règles générales - Calcul du comportement au feu (P22-312-1:2005-11)*.
27. Denoël, J.-F., *Sécurité incendie et constructions en béton*. 2007: FEBELCEM.
28. Kada, A., *Support du cours : Risques Naturels et Technologiques Risque Incendie dans les Structures Métalliques*. 2023/2024.
29. Franssen, J.-M. and P.V. Real, *Fire Design of Steel Structures: EC1: Actions on structures; Part 1-2: Actions on structure exposed to fire; EC3: Design of steel structures; Part 1-2: Structural fire design*. 2016: John Wiley & Sons.
30. Kada, A., Lamri Belkacem, Bouchair Abdelhamid *Comportement des Poutres Ajourées sous des Conditions de Hautes Températures dues à l'Incendie*. 2016.

31. Lamri, B., et al., *Behavior of cellular beams protected with intumescent coatings*. Fire Research, 2017. **1**(1).
32. Lawson, R., et al., *Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings*. Journal of constructional steel research, 2006. **62**(6): p. 614-629.
33. Tsavdaridis, K.D., C. D Mello, and M. Hawes. *Experimental study of ultra shallow floor beams (USFB) with perforated steel sections*. in *Nordic Steel 09*. 2009. Nordic Steel.
34. Morkhade, S.G. and L.M. Gupta, *An experimental and parametric study on steel beams with web openings*. International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE), 2015. **7**: p. 249-260.
35. Morkhade, S.G. and L.M. Gupta, *Experimental investigation for failure analysis of steel beams with web openings*. Steel and Composite structures, 2017. **23**(6): p. 647-656.
36. Panedpojaman, P., T. Thepchatri, and S. Limkatanyu, *Novel simplified equations for Vierendeel design of beams with (elongated) circular openings*. Journal of Constructional Steel Research, 2015. **112**: p. 10-21.
37. Panedpojaman, P., T. Thepchatri, and S. Limkatanyu, *Novel design equations for shear strength of local web-post buckling in cellular beams*. Thin-walled structures, 2014. **76**: p. 92-104.
38. Tsavdaridis, K.D., et al., *Cellular beam end-posts with two connection types, end notches and infill plates*. Journal of Constructional Steel Research, 2024. **215**: p. 108547.
39. Bailey, C., *Indicative fire tests to investigate the behaviour of cellular beams protected with intumescent coatings*. Fire safety journal, 2004. **39**(8): p. 689-709.
40. Nadjai, A., et al., *Performance of cellular composite floor beams at elevated temperatures*. Fire safety journal, 2007. **42**(6-7): p. 489-497.
41. Bedynek, A., E. Real, and E. Mirambell, *Tapered plate girders under shear: Tests and numerical research*. Engineering Structures, 2013. **46**: p. 350-358.
42. Marques, L., et al., *Extension of EC3-1-1 interaction formulae for the stability verification of tapered beam-columns*. Journal of Constructional Steel Research, 2014. **100**: p. 122-135.
43. De'nan, F., N.S. Hashim, and M.Y. Mohamad Razak, *The nonlinear analysis of tapered steel section with opening due to the effects of bending behavior*. World Journal of Engineering, 2023.
44. Al-Thabhawee, H.W. and M.A.-A. Al-Kannoon, *Experimental study of the behaviour and failure modes of tapered castellated steel beams*. Open Engineering, 2022. **12**(1): p. 245-253.

45. Lawson, R. and S. Hicks, *Design of composite beams with large web openings: in accordance with Eurocodes and the UK National Annexes*. 2011: Steel Construction Institute.
46. *ENV 1993-1-1, Eurocode 3 - Design of steel structures –Part 1-1 : —General rules and rules for buildings*, Annexe N. 1995.
47. *CEN/TC 250/SC 4 N 1839 - Web Openings in Steel Beams EC3 Part 1-13*. 2018.
48. Kaehler, R.C., D.W. White, and Y.D. Kim, *Frame design using web-tapered members*. 2011: American Institute of Steel Construction Chicago, IL, USA.
49. Bitar, D., et al., *Poutres cellulaires acier et mixtes: Partie 1 Proposition d'un modèle pour la résistance des montants*. Construction métallique, 2006. **43**(1): p. 15-39.
50. Vassart, O., *Analytical model for cellular beams made of hot rolled sections in case of fire*. 2009, Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II.
51. Bihina, G., *Analyse du comportement au feu des planchers mixtes acier-béton constitués de poutres cellulaires*. 2011, Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II.
52. Durif, S., *Comportement mécanique des poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales: développement d'un modèle analytique adapté*. 2012, Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II.
53. Franssen, J.-M. and P. Vila Real, *Fire Design of Steel Structures Second edition: Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-2: Actions on structures exposed to fire: Eurocode 3: Design of steel structures: Part 1-2: Structural fire design*. ECCS Eurocode design manuals, 2015.
54. *Logiciel ACB+ V4.02*. [www.ArcelorMittal.com](http://www.ArcelorMittal.com).
55. Thompson, M.K. and J.M. Thompson, *ANSYS mechanical APDL for finite element analysis*. 2017: Butterworth-Heinemann.
56. Kada, A., *polycopié Méthode des éléments finis, University Hassiba Benbouali de chlef*.
57. *ANSYS®, Theory Reference Version 18.2.0*.
58. *logiciel ANSYS 16.1 help*. 2016.

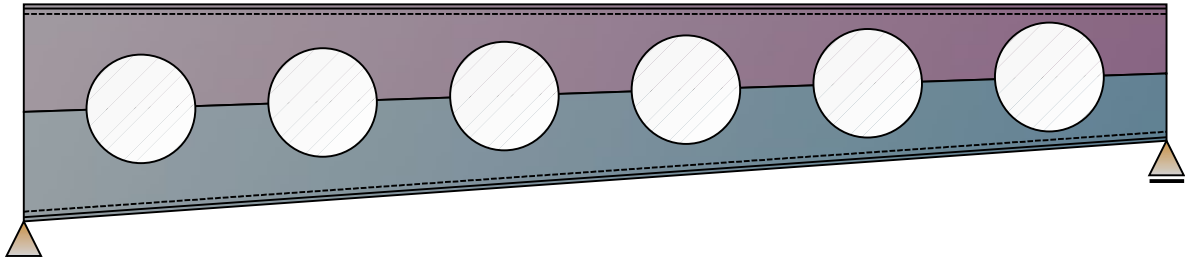
# **ANNEXE**

# ACB+

V 4.02

## PRELIMINARY DESIGN NOTE

TCB950



User :  
Company :  
Project :  
Beam Ident : TCB950  
Comment :  
File :

**Parameters**

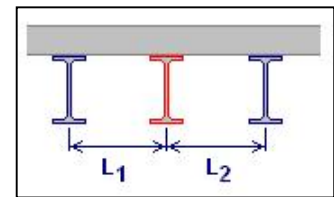
**General Parameters**

Cutting :	<b>Process ArcelorMittal Cellular Beam</b>	
Profile database version :	<b>V2022_1</b>	
End supports :	Simply supported beam	
Horizontal span length :	L = 5,000 m	
Total number of openings :	n = 6	
Diameter of the openings :	a <sub>0</sub> = 475,0 mm	
Spacing between openings center :	e = 795,0 mm	
Web post width :	w = e - a <sub>0</sub> = 320,0 mm	
Web post slenderness :	α = e / a <sub>0</sub> = 1,674	
End web posts widths :	w <sub>end,l</sub> = 276,2 mm	w <sub>end,r</sub> = 276,2 mm
Heights of the cellular beam :	H <sub>t,l</sub> = 950,0 mm	H <sub>t,r</sub> = 600,0 mm
Inclination of the lower flange :	β <sub>bot</sub> = 4,004°	
Inclination of neutral axis :	β = 2,005°	
Mass :	m = 595 kg	
Total paint surface :	S = 9,42 m <sup>2</sup>	
Paint surface (without upper face) :	S' = 8,32 m <sup>2</sup>	
Massiveness :	M = 124,32 m <sup>-1</sup>	
Massiveness (without upper face) :	M' = 109,81 m <sup>-1</sup>	
Ratio of flanges area :	(b <sub>f</sub> t <sub>f</sub> ) <sub>max</sub> / (b <sub>f</sub> t <sub>f</sub> ) <sub>min</sub> = 1,00 < 4,50	
Ratio H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> at opening no 0 :	H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> = 1,92	1,25 < H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> < 4,00
Ratio H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> at opening no 0 :	H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> = 1,34	1,25 < H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> < 4,00
Opening slenderness :	β = a <sub>0</sub> / t <sub>w</sub> = 39,58 < 90,00	
Web slenderness at left end :	h <sub>w</sub> / t <sub>w</sub> = 72,00 < 124,0ε <sub>w</sub> = 100,9	
Web slenderness at right end :	h <sub>w</sub> / t <sub>w</sub> = 42,83 < 124,0ε <sub>w</sub> = 100,9	

**Position of the beam**

The studied beam is an intermediate beam.

Spacing of the beam - to the adjacent left beam : L<sub>1</sub> = 2,000 m  
 - to the adjacent right beam : L<sub>2</sub> = 2,000 m



Width for the calculation of the surface loads supported by the beam :  
 on the left side : d<sub>1</sub> = 1,000 m  
 on the right side : d<sub>2</sub> = 1,000 m  
 Total width : d<sub>1</sub> + d<sub>2</sub> = 2,000 m

**Lateral restraint**

Concentrated lateral restraints :

	x (m)	Lateral restraints	
1	0,0	Both flanges	Origin section
2	5,000	Both flanges	End section

*Cross-section*

	Upper chord	Lower chord
Base profile	IPE 600	IPE 600
Grade	S355	S355
$h_t$ (mm)	600,0	600,0
$b_f$ (mm)	220,0	220,0
$t_f$ (mm)	19,0	19,0
$t_w$ (mm)	12,0	12,0
$r_c$ (mm)	24,0	24,0

**Load cases****Permanent loads (G)**

Dead load : 1,17 kN/m  
 Arising from : Mass of the steel beam : 595 kg  
 Reactions at supports : Left end :  $R_{AV} = 2,92$  kN  
 Right end :  $R_{BV} = 2,92$  kN

**Live loads 1 (Q1)**

Psi factor  $\psi_0 = 0,70$

Distributed loads :

	Location $x_1$ (m)	Intensity $q_1$ (kN/m)	Location $x_2$ (m)	Intensity $q_2$ (kN/m)	Orientation
1	0,0	170,6	5,000	170,6	Normal

Reactions at supports : Left end :  $R_{AV} = 426,50$  kN  
 Right end :  $R_{BV} = 426,50$  kN

**Partial factors**

Factors on the loads :  $\gamma_{G,sup} = 1,350$   
 $\gamma_{G,inf} = 1,000$   
 $\gamma_Q = 1,500$

Factors on the resistance :  $\gamma_{M0} = 1,000$   
 $\gamma_{M1} = 1,000$   
 $\gamma_{M2} = 1,250$   
 $\gamma_{M,fi} = 1,000$

**Steel properties**

	Both chords
Steel	S355 MO/MLO/ML10
Reduction curve from	EN 10225-2
Standard	EN 10225-2 : 2019
Flange $f_y$   $f_u$ (MPa)	355   470
Web $f_y$   $f_u$ (MPa)	355   470
Cross-section $f_y$   $f_u$ (MPa)	355   470
Cross-section $\varepsilon$	0,814

Databases 2022-01

**Load combinations**

*Ultimate Limit States*                      U5 =                      1,00 Q1

*Serviceability Limit States*                      S5 =                      1,00 Q1

## INTERNAL FORCES AND MOMENTS

### *Under elementary load cases*

#### *Permanent loads (G)*

<b>Reactions at supports :</b>	Left end : $R_{Av} = 2,92 \text{ kN}$ Right end : $R_{Bv} = 2,92 \text{ kN}$
<b>Maximum moment :</b>	$M_{Max} = 3,645 \text{ kNm}$ in section no 8
<b>Maximum shear force :</b>	$V_{Max} = -2,915 \text{ kN}$ in section no 1
<b>Maximum normal force :</b>	$N_{Max} = -0,102 \text{ kN}$ in section no 1

#### *Live loads 1 (Q1)*

<b>Reactions at supports :</b>	Left end : $R_{Av} = 426,50 \text{ kN}$ Right end : $R_{Bv} = 426,50 \text{ kN}$
<b>Maximum moment :</b>	$M_{Max} = 533,1 \text{ kNm}$ in section no 8
<b>Maximum shear force :</b>	$V_{Max} = -426,2 \text{ kN}$ in section no 1
<b>Maximum normal force :</b>	$N_{Max} = -14,92 \text{ kN}$ in section no 1

### *Under ULS Combinations*

#### *U5 = 1,00 Q1*

<b>Reactions at supports :</b>	Left end : $R_{Av} = 426,50 \text{ kN}$ Right end : $R_{Bv} = 426,50 \text{ kN}$
<b>Maximum moment :</b>	$M_{Max} = 533,1 \text{ kNm}$ in section no 8
<b>Maximum shear force :</b>	$V_{Max} = -426,2 \text{ kN}$ in section no 1
<b>Maximum normal force :</b>	$N_{Max} = -14,92 \text{ kN}$ in section no 1

**ULTIMATE LIMIT STATES (ULS)****Note: the calculation method applies to steel rolled profiles only.****Summary of the criteria**

S = Satisfactory    NS = Not satisfactory

**Checkings of net sections at openings**

Resistance to bending moment (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{M,max}$	= 0,891	< 1	S
Resistance to normal force (Open. no 4 - Comb. U5) :	$\Gamma_{N,max}$	= 0,362	< 1	S
Resistance to shear force (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{V,max}$	= 0,564	< 1	S
Resistance to M+N interaction (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{MN,max}$	= 0,995	< 1	S
Resistance to N+V interaction (Open. no 4 - Comb. U5) :	$\Gamma_{NV,max}$	= 0,362	< 1	S
Resistance to M+V interaction (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{MV,max}$	= 0,891	< 1	S
Resistance to M+N+V interaction (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{MNV,max}$	= 0,994	< 1	S

**Web checkings**

Shear buckling check required (Post no 5 - Comb. U5) :	$\Gamma_{Vbw,max}$	= 0,158	< 1	S
--	--------------------	---------	-----	---

**Posts checkings**

Resistance to shear (Post no 5 - Comb. U5) :	$\Gamma_{Vh,max}$	= 0,392	< 1	S
Resistance to buckling (Post no 5 - Comb. U5) :	$\Gamma_{b,max}$	= 0,497	< 1	S
Minimum throat thickness (Post no 5 - Comb. U5) :	$a_{min}$	= 2,00 mm		

Warning: the throat thickness is assessed by assuming two welds

The total thickness of welds should be at least 4,00 mm

Warning : the throat thickness of the fillet weld must be at least 3 mm (EC3)

**Gross sections checkings**

Resistance to bending (Post no 3 - Comb. U5) :	$\Gamma_{Mg,max}$	= 0,302 (Classe 1)	< 1	S
Resistance to shear (Right end - Comb. U5) :	$\Gamma_{Vg,max}$	= 0,248	< 1	S

**Other checkings**

Resistance to lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max}$	= 0,821	< 1	S
--	-------------------	---------	-----	---

## SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

### *Deflections*

v : Maximum vertical deflection of the beam

#### *Under elementary load cases*

Permanent loads (G) :

v = 0,05 mm (S9)

Live loads 1 (Q1) :

v = 6,90 mm (S9) = L / 724

#### *Under SLS Combinations*

S5 = 1,00 Q1 :

v = 6,90 mm (S9) = L / 724

The user has to check whether the deflections are acceptable according to the project requirements and to consider a precambering if necessary.

**WARNING!**

*This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.*

*Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The users shall use the software under his own responsibility and at his own risks.*

*This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights.) No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.*

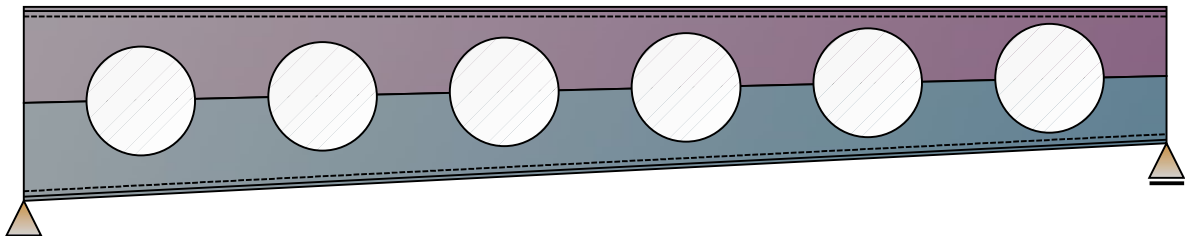
*All the preliminary design notes done by ARCELORMITTAL and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. ARCELORMITTAL and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by ARCELORMITTAL and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.*

# ACB+

V 4.02

## PRELIMINARY DESIGN NOTE

TCB850



User :  
Company :  
Project :  
Beam Ident : TCB850  
Comment :  
File :

**Parameters**

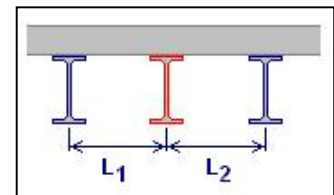
**General Parameters**

Cutting :	<b>Process ArcelorMittal Cellular Beam</b>
Profile database version :	<b>V2022_1</b>
End supports :	Simply supported beam
Horizontal span length :	L = 5,000 m
Total number of openings :	n = 6
Diameter of the openings :	a <sub>0</sub> = 475,0 mm
Spacing between openings center :	e = 795,0 mm
Web post width :	w = e - a <sub>0</sub> = 320,0 mm
Web post slenderness :	α = e / a <sub>0</sub> = 1,674
End web posts widths :	w <sub>end,l</sub> = 275,6 mm    w <sub>end,r</sub> = 275,6 mm
Heights of the cellular beam :	H <sub>t,l</sub> = 850,0 mm    H <sub>t,r</sub> = 600,0 mm
Inclination of the lower flange :	β <sub>bot</sub> = 2,862°
Inclination of neutral axis :	β = 1,432°
Mass :	m = 571 kg
Total paint surface :	S = 9,17 m <sup>2</sup>
Paint surface (without upper face) :	S' = 8,07 m <sup>2</sup>
Massiveness :	M = 125,99 m <sup>-1</sup>
Massiveness (without upper face) :	M' = 110,87 m <sup>-1</sup>
Ratio of flanges area :	(b <sub>f</sub> t <sub>f</sub> ) <sub>max</sub> / (b <sub>f</sub> t <sub>f</sub> ) <sub>min</sub> = 1,00 < 4,50
Ratio H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> at opening no 0 :	H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> = 1,74    1,25 < H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> < 4,00
Ratio H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> at opening no 0 :	H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> = 1,32    1,25 < H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> < 4,00
Opening slenderness :	β = a <sub>0</sub> / t <sub>w</sub> = 39,58 < 90,00
Web slenderness at left end :	h <sub>w</sub> / t <sub>w</sub> = 63,67 < 124,0ε <sub>w</sub> = 100,9
Web slenderness at right end :	h <sub>w</sub> / t <sub>w</sub> = 42,83 < 124,0ε <sub>w</sub> = 100,9

**Position of the beam**

The studied beam is an intermediate beam.

Spacing of the beam - to the adjacent left beam : L<sub>1</sub> = 2,000 m  
 - to the adjacent right beam : L<sub>2</sub> = 2,000 m



Width for the calculation of the surface loads supported by the beam :  
 on the left side : d<sub>1</sub> = 1,000 m  
 on the right side : d<sub>2</sub> = 1,000 m  
 Total width : d<sub>1</sub> + d<sub>2</sub> = 2,000 m

**Lateral restraint**

Concentrated lateral restraints :

	x (m)	Lateral restraints	
1	0,0	Both flanges	Origin section
2	5,000	Both flanges	End section

*Cross-section*

	Upper chord	Lower chord
Base profile	IPE 600	IPE 600
Grade	S355	S355
$h_t$ (mm)	600,0	600,0
$b_f$ (mm)	220,0	220,0
$t_f$ (mm)	19,0	19,0
$t_w$ (mm)	12,0	12,0
$r_c$ (mm)	24,0	24,0

**Load cases****Permanent loads (G)**

Dead load : 1,12 kN/m  
 Arising from : Mass of the steel beam : 571 kg  
 Reactions at supports : Left end :  $R_{AV} = 2,80$  kN  
 Right end :  $R_{BV} = 2,80$  kN

**Live loads 1 (Q1)**

Psi factor  $\psi_0 = 0,70$

Distributed loads :

	Location $x_1$ (m)	Intensity $q_1$ (kN/m)	Location $x_2$ (m)	Intensity $q_2$ (kN/m)	Orientation
1	0,0	166,6	5,000	166,6	Normal

Reactions at supports : Left end :  $R_{AV} = 416,50$  kN  
 Right end :  $R_{BV} = 416,50$  kN

**Partial factors**

Factors on the loads :  $\gamma_{G,sup} = 1,350$   
 $\gamma_{G,inf} = 1,000$   
 $\gamma_Q = 1,500$

Factors on the resistance :  $\gamma_{M0} = 1,000$   
 $\gamma_{M1} = 1,000$   
 $\gamma_{M2} = 1,250$   
 $\gamma_{M,fi} = 1,000$

**Steel properties**

	Both chords
Steel	S355 MO/MLO/ML10
Reduction curve from	EN 10225-2
Standard	EN 10225-2 : 2019
Flange $f_y$   $f_u$ (MPa)	355   470
Web $f_y$   $f_u$ (MPa)	355   470
Cross-section $f_y$   $f_u$ (MPa)	355   470
Cross-section $\varepsilon$	0,814

Databases 2022-01

**Load combinations**

*Ultimate Limit States*                      U5 =                      1,00 Q1

*Serviceability Limit States*                      S5 =                      1,00 Q1

## INTERNAL FORCES AND MOMENTS

### *Under elementary load cases*

#### *Permanent loads (G)*

<b>Reactions at supports :</b>	Left end : $R_{Av} = 2,80 \text{ kN}$ Right end : $R_{Bv} = 2,80 \text{ kN}$
<b>Maximum moment :</b>	$M_{Max} = 3,501 \text{ kNm}$ in section no 8
<b>Maximum shear force :</b>	$V_{Max} = -2,800 \text{ kN}$ in section no 1
<b>Maximum normal force :</b>	$N_{Max} = -0,070 \text{ kN}$ in section no 1

#### *Live loads 1 (Q1)*

<b>Reactions at supports :</b>	Left end : $R_{Av} = 416,50 \text{ kN}$ Right end : $R_{Bv} = 416,50 \text{ kN}$
<b>Maximum moment :</b>	$M_{Max} = 520,6 \text{ kNm}$ in section no 8
<b>Maximum shear force :</b>	$V_{Max} = -416,4 \text{ kN}$ in section no 1
<b>Maximum normal force :</b>	$N_{Max} = -10,41 \text{ kN}$ in section no 1

### *Under ULS Combinations*

#### *U5 = 1,00 Q1*

<b>Reactions at supports :</b>	Left end : $R_{Av} = 416,50 \text{ kN}$ Right end : $R_{Bv} = 416,50 \text{ kN}$
<b>Maximum moment :</b>	$M_{Max} = 520,6 \text{ kNm}$ in section no 8
<b>Maximum shear force :</b>	$V_{Max} = -416,4 \text{ kN}$ in section no 1
<b>Maximum normal force :</b>	$N_{Max} = -10,41 \text{ kN}$ in section no 1

**ULTIMATE LIMIT STATES (ULS)****Note: the calculation method applies to steel rolled profiles only.****Summary of the criteria**

S = Satisfactory    NS = Not satisfactory

**Checkings of net sections at openings**

Resistance to bending moment (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{M,max}$	= 0,895	< 1	S
Resistance to normal force (Open. no 4 - Comb. U5) :	$\Gamma_{N,max}$	= 0,388	< 1	S
Resistance to shear force (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{V,max}$	= 0,570	< 1	S
Resistance to M+N interaction (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{MN,max}$	= 0,999	< 1	S
Resistance to N+V interaction (Open. no 4 - Comb. U5) :	$\Gamma_{NV,max}$	= 0,388	< 1	S
Resistance to M+V interaction (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{MV,max}$	= 0,895	< 1	S
Resistance to M+N+V interaction (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{MNV,max}$	= 0,998	< 1	S

**Web checkings**

Shear buckling check required (Post no 5 - Comb. U5) :	$\Gamma_{Vbw,max}$	= 0,154	< 1	S
--	--------------------	---------	-----	---

**Posts checkings**

Resistance to shear (Post no 5 - Comb. U5) :	$\Gamma_{Vh,max}$	= 0,404	< 1	S
Resistance to buckling (Post no 5 - Comb. U5) :	$\Gamma_{b,max}$	= 0,490	< 1	S
Minimum throat thickness (Post no 5 - Comb. U5) :	$a_{min}$	= 2,06 mm		

Warning: the throat thickness is assessed by assuming two welds

The total thickness of welds should be at least 4,12 mm

Warning : the throat thickness of the fillet weld must be at least 3 mm (EC3)

**Gross sections checkings**

Resistance to bending (Post no 3 - Comb. U5) :	$\Gamma_{Mg,max}$	= 0,323 (Classe 1)	< 1	S
Resistance to shear (Right end - Comb. U5) :	$\Gamma_{Vg,max}$	= 0,242	< 1	S

**Other checkings**

Resistance to lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max}$	= 0,846	< 1	S
--	-------------------	---------	-----	---

## SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

### *Deflections*

v : Maximum vertical deflection of the beam

#### *Under elementary load cases*

Permanent loads (G) :

$$v = 0,05 \text{ mm (S9)} = L / 96014$$

Live loads 1 (Q1) :

$$v = 7,75 \text{ mm (S9)} = L / 646$$

#### *Under SLS Combinations*

S5 = 1,00 Q1 :

$$v = 7,75 \text{ mm (S9)} = L / 646$$

The user has to check whether the deflections are acceptable according to the project requirements and to consider a precambering if necessary.

**WARNING!**

*This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.*

*Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The users shall use the software under his own responsibility and at his own risks.*

*This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights.) No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.*

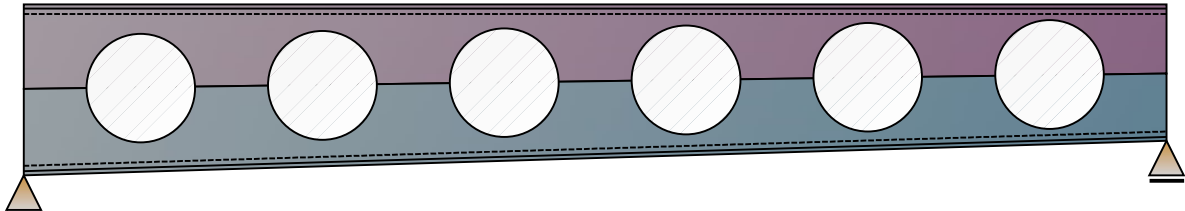
*All the preliminary design notes done by ARCELORMITTAL and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. ARCELORMITTAL and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by ARCELORMITTAL and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.*

# ACB+

V 4.02

## PRELIMINARY DESIGN NOTE

TCB750



User :  
Company :  
Project :  
Beam Ident : TCB750  
Comment :  
File :

**Parameters**

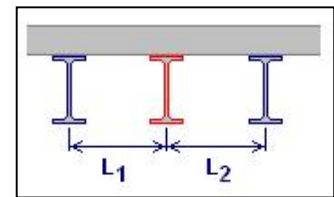
**General Parameters**

Cutting :	<b>Process ArcelorMittal Cellular Beam</b>
Profile database version :	<b>V2022_1</b>
End supports :	Simply supported beam
Horizontal span length :	L = 5,000 m
Total number of openings :	n = 6
Diameter of the openings :	a <sub>0</sub> = 475,0 mm
Spacing between openings center :	e = 795,0 mm
Web post width :	w = e - a <sub>0</sub> = 320,0 mm
Web post slenderness :	α = e / a <sub>0</sub> = 1,674
End web posts widths :	w <sub>end,l</sub> = 275,2 mm    w <sub>end,r</sub> = 275,2 mm
Heights of the cellular beam :	H <sub>t,l</sub> = 750,0 mm    H <sub>t,r</sub> = 600,0 mm
Inclination of the lower flange :	β <sub>bot</sub> = 1,718°
Inclination of neutral axis :	β = 0,859°
Mass :	m = 547 kg
Total paint surface :	S = 8,91 m <sup>2</sup>
Paint surface (without upper face) :	S' = 7,81 m <sup>2</sup>
Massiveness :	M = 127,81 m <sup>-1</sup>
Massiveness (without upper face) :	M' = 112,04 m <sup>-1</sup>
Ratio of flanges area :	(b <sub>f</sub> t <sub>f</sub> ) <sub>max</sub> / (b <sub>f</sub> t <sub>f</sub> ) <sub>min</sub> = 1,00 < 4,50
Ratio H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> at opening no 0 :	H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> = 1,55    1,25 < H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> < 4,00
Ratio H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> at opening no 0 :	H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> = 1,30    1,25 < H <sub>t</sub> / a <sub>0</sub> < 4,00
Opening slenderness :	β = a <sub>0</sub> / t <sub>w</sub> = 39,58 < 90,00
Web slenderness at left end :	h <sub>w</sub> / t <sub>w</sub> = 55,33 < 124,0ε <sub>w</sub> = 100,9
Web slenderness at right end :	h <sub>w</sub> / t <sub>w</sub> = 42,83 < 124,0ε <sub>w</sub> = 100,9

**Position of the beam**

The studied beam is an intermediate beam.

Spacing of the beam - to the adjacent left beam : L<sub>1</sub> = 2,000 m  
 - to the adjacent right beam : L<sub>2</sub> = 2,000 m



Width for the calculation of the surface loads supported by the beam :  
 on the left side : d<sub>1</sub> = 1,000 m  
 on the right side : d<sub>2</sub> = 1,000 m  
 Total width : d<sub>1</sub> + d<sub>2</sub> = 2,000 m

**Lateral restraint**

Concentrated lateral restraints :

	x (m)	Lateral restraints	
1	0,0	Both flanges	Origin section
2	5,000	Both flanges	End section

*Cross-section*

	Upper chord	Lower chord
Base profile	IPE 600	IPE 600
Grade	S355	S355
$h_t$ (mm)	600,0	600,0
$b_f$ (mm)	220,0	220,0
$t_f$ (mm)	19,0	19,0
$t_w$ (mm)	12,0	12,0
$r_c$ (mm)	24,0	24,0

**Load cases****Permanent loads (G)**

Dead load : 1,07 kN/m  
 Arising from : Mass of the steel beam : 547 kg  
 Reactions at supports : Left end :  $R_{AV} = 2,69$  kN  
 Right end :  $R_{BV} = 2,69$  kN

**Live loads 1 (Q1)**

Psi factor  $\psi_0 = 0,70$

Distributed loads :

	Location $x_1$ (m)	Intensity $q_1$ (kN/m)	Location $x_2$ (m)	Intensity $q_2$ (kN/m)	Orientation
1	0,0	161,6	5,000	161,6	Normal

Reactions at supports : Left end :  $R_{AV} = 404,00$  kN  
 Right end :  $R_{BV} = 404,00$  kN

**Partial factors**

Factors on the loads :  $\gamma_{G,sup} = 1,350$   
 $\gamma_{G,inf} = 1,000$   
 $\gamma_Q = 1,500$

Factors on the resistance :  $\gamma_{M0} = 1,000$   
 $\gamma_{M1} = 1,000$   
 $\gamma_{M2} = 1,250$   
 $\gamma_{M,fi} = 1,000$

**Steel properties**

	Both chords
Steel	S355 MO/MLO/ML10
Reduction curve from	EN 10225-2
Standard	EN 10225-2 : 2019
Flange $f_y$   $f_u$ (MPa)	355   470
Web $f_y$   $f_u$ (MPa)	355   470
Cross-section $f_y$   $f_u$ (MPa)	355   470
Cross-section $\varepsilon$	0,814

Databases 2022-01

**Load combinations**

*Ultimate Limit States*                      U5 =              1,00 Q1

*Serviceability Limit States*                S5 =              1,00 Q1

## INTERNAL FORCES AND MOMENTS

### *Under elementary load cases*

#### *Permanent loads (G)*

<b>Reactions at supports :</b>	Left end : $R_{Av} = 2,69 \text{ kN}$ Right end : $R_{Bv} = 2,69 \text{ kN}$
<b>Maximum moment :</b>	$M_{Max} = 3,356 \text{ kNm}$ in section no 8
<b>Maximum shear force :</b>	$V_{Max} = -2,685 \text{ kN}$ in section no 1
<b>Maximum normal force :</b>	$N_{Max} = -0,040 \text{ kN}$ in section no 1

#### *Live loads 1 (Q1)*

<b>Reactions at supports :</b>	Left end : $R_{Av} = 404,00 \text{ kN}$ Right end : $R_{Bv} = 404,00 \text{ kN}$
<b>Maximum moment :</b>	$M_{Max} = 505,0 \text{ kNm}$ in section no 8
<b>Maximum shear force :</b>	$V_{Max} = -404,0 \text{ kN}$ in section no 1
<b>Maximum normal force :</b>	$N_{Max} = -6,056 \text{ kN}$ in section no 1

### *Under ULS Combinations*

#### *U5 = 1,00 Q1*

<b>Reactions at supports :</b>	Left end : $R_{Av} = 404,00 \text{ kN}$ Right end : $R_{Bv} = 404,00 \text{ kN}$
<b>Maximum moment :</b>	$M_{Max} = 505,0 \text{ kNm}$ in section no 8
<b>Maximum shear force :</b>	$V_{Max} = -404,0 \text{ kN}$ in section no 1
<b>Maximum normal force :</b>	$N_{Max} = -6,056 \text{ kN}$ in section no 1

**ULTIMATE LIMIT STATES (ULS)****Note: the calculation method applies to steel rolled profiles only.****Summary of the criteria**

S = Satisfactory    NS = Not satisfactory

**Checkings of net sections at openings**

Resistance to bending moment (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{M,max}$	= 0,892	< 1	S
Resistance to normal force (Open. no 4 - Comb. U5) :	$\Gamma_{N,max}$	= 0,415	< 1	S
Resistance to shear force (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{V,max}$	= 0,573	< 1	S
Resistance to M+N interaction (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{MN,max}$	= 0,997	< 1	S
Resistance to N+V interaction (Open. no 4 - Comb. U5) :	$\Gamma_{NV,max}$	= 0,415	< 1	S
Resistance to M+V interaction (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{MV,max}$	= 0,892	< 1	S
Resistance to M+N+V interaction (Open. no 6 - Comb. U5) :	$\Gamma_{MNV,max}$	= 0,997	< 1	S

**Web checkings**

Shear buckling check required (Post no 5 - Comb. U5) :	$\Gamma_{Vbw,max}$	= 0,149	< 1	S
--	--------------------	---------	-----	---

**Posts checkings**

Resistance to shear (Post no 5 - Comb. U5) :	$\Gamma_{Vh,max}$	= 0,414	< 1	S
Resistance to buckling (Post no 5 - Comb. U5) :	$\Gamma_{b,max}$	= 0,480	< 1	S
Minimum throat thickness (Post no 5 - Comb. U5) :	$a_{min}$	= 2,11 mm		

Warning: the throat thickness is assessed by assuming two welds

The total thickness of welds should be at least 4,22 mm

Warning : the throat thickness of the fillet weld must be at least 3 mm (EC3)

**Gross sections checkings**

Resistance to bending (Post no 3 - Comb. U5) :	$\Gamma_{Mg,max}$	= 0,346 (Classe 1)	< 1	S
Resistance to shear (Right end - Comb. U5) :	$\Gamma_{Vg,max}$	= 0,235	< 1	S

**Other checkings**

Resistance to lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max}$	= 0,870	< 1	S
--	-------------------	---------	-----	---

## SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

### *Deflections*

v : Maximum vertical deflection of the beam

#### *Under elementary load cases*

Permanent loads (G) :

$$v = 0,06 \text{ mm (S9)} = L / 85413$$

Live loads 1 (Q1) :

$$v = 8,81 \text{ mm (S9)} = L / 568$$

#### *Under SLS Combinations*

S5 = 1,00 Q1 :

$$v = 8,81 \text{ mm (S9)} = L / 568$$

The user has to check whether the deflections are acceptable according to the project requirements and to consider a precambering if necessary.

**WARNING!**

*This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.*

*Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The users shall use the software under his own responsibility and at his own risks.*

*This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights.) No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.*

*All the preliminary design notes done by ARCELORMITTAL and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. ARCELORMITTAL and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by ARCELORMITTAL and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.*