

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité: Travaux Publics.

Option: Voix et Ouvrage d'Art (V.O.A).

Présenté par :

BENSAHLA Chakib

ZITOUNI Djamel Eddine

Sujet du mémoire:

Etude de l'instabilité des poutres métalliques

Soutenu publiquement le .../.../2020 devant le jury composé de:

Mr. DAOUADJI.H	Tahar	Président
Mr. SAOULA	Abdelkader	Rapporteur
Mr. BENSATALLAH	Tayeb	Examineur
Mr. ZIDOUR	Mohamed	Examineur

Promotion: 2019-2020

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la santé et le courage de mener à bien ce modeste travail.

La première personne que nous tenons à remercier est notre encadreur **Mr. A Saoula**, pour l'orientation, la confiance, la patience qui a constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

L'aboutissement de ce travail doit beaucoup à sa confiance, à son soutien incessant et à son encouragement permanent.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers Parents, Vous avez veillé sur moi depuis ma naissance Jusqu'à ce que je sois ; vous m'avez assuré une vie digne ; vous avez manifesté beaucoup de Sacrifices afin de me voir grandir devant vos Yeux.

Aujourd'hui, vient mon tour pour vous Remercier en vous offrant ce travail qui est le Fruit de vos sacrifices. Ma mère et mon père, je vous dois toute ma vie

A notre Encadreur Dr. Saoula Abdelkader

A Mon frère et mes sœurs.

A Mon cher binôme Chakib

A Mes chers amis

A tout la promotion 2020 et en particulier spécialité

Génie Civil, option VOA.

Ceux que j'aime et je respect.

Djamel

Dédicace

Tout d'abord je tien à remercier ALLAH le Tout Puissant de m'avoir donné le courage, la patience et la santé qui m'ont permis de réaliser ce travail que je.

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qui j'aime jusqu'à les frontières de l'imagination.

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère.

A notre encadreur Dr. Saoula AEK.

A mes très chers frères et ma sœur qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A tous mes collègues et amis.

A mon cher binôme **ZITOUNI Djamel**, A qui je souhaite tout le bonheur, ainsi qu'à sa famille.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin a mené à terme ce travail.

Chakib

Résumé:

L'instabilité et le déversement latéral élastique des poutres cellulaires sous différents chargements sont examinés dans ce travail. A cet effet, un modèle éléments finis FEM a été développé sous Abaqus afin d'analyser le déversement et le flambement des poutres cellulaires. Les résultats de ce modèle a été comparé avec ceux des modèles existants afin de valider et d'évaluer la performance du modèle proposé.

Plusieurs poutres cellulaires simplement appuyées soumises à des charges latérales réparties, concentrées au milieu et à des moments uniformes aux extrémités en variant la longueur de la poutre ont été analysées. Des poutres cellulaires ont été soumises également à des charges axiales et ce pour analyser le phénomène de flambement.

Au moyen de ces exemples numériques, les résultats obtenus à l'aide de notre modèle numérique par éléments finis FEM sont comparés avec ceux obtenus par la formule de l'Eurocode3 EC3. Une étude paramétrique a été effectuée afin de montrer l'influence de nombre d'ouvertures, de diamètres d'ouvertures ainsi que de type d'ouvertures sur le moment critique de déversement sous différents cas de charges et sur la charge critique de flambement.

Mots clés : Poutres cellulaires, Alvéolaires, Instabilité, Abaqus, l'Eurocode 3.

ملخص:

يتم فحص عدم الاستقرار والتواء جانبي مرن للحزم الخلوية تحت أحمال مختلفة في هذا العمل. لهذا الغرض، تم تطوير نموذج عنصر محدود FEM تحت Abaqus من أجل تحليل التواء الجانبي والالتواء من الحزم الخلوية. تمت مقارنة نتائج هذا النموذج مع تلك الموجودة في النماذج الموجودة من أجل التحقق من أداء النموذج المقترح وتقييمه.

تم تحليل العديد من الحزم الخلوية المدعومة ببساطة لأحمال جانبية موزعة، مركزة في الوسط ولحظات موحدة في النهايات من خلال تغيير طول الحزمة. تعرضت الحزم الخلوية لأحمال محورية لتحليل ظاهرة التواء.

من خلال هذه الأمثلة العددية، تتم مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها باستخدام نموذج العناصر المحدودة FEM الخاص بنا مع تلك التي تم الحصول عليها بواسطة صيغة Eurocode3 EC3. تم إجراء دراسة بارامترية لإظهار تأثير عدد الفتحات وأقطار الفتحات بالإضافة إلى نوع الفتحات في اللحظة الحرجة للتواء في حالات الحمل المختلفة وعلى حمل التواء الحرج.

الكلمات المفتاحية: الحزم الخلوية، عدم الاستقرار، أباكس، يوروكود 3.

Abstract:

Instability and elastic lateral buckling of cellular beams under different loads are examined in this work. For this purpose, a FEM finite element model was developed under Abaqus in order to analyze the lateral buckling and buckling of cellular beams. The results of this model were compared with those of existing models in order to validate and evaluate the performance of the proposed model.

Several simply supported cellular beams subjected to distributed lateral loads, concentrated in the middle and at uniform moments at the ends by varying the length of the beam were analyzed. Cellular beams were also subjected to axial loads in order to analyze the phenomenon of buckling.

By means of these numerical examples, the results obtained using our numerical finite element model FEM are compared with those obtained by the formula of Eurocode3 EC3. A parametric study was carried out in order to show the influence of the number of openings, the diameters of the openings as well as the type of openings on the critical moment of buckling under different load cases and on the critical buckling load.

Keywords: Cellular beams, Alveolar, Instability, Abaqus, Eurocode 3.

SOMMAIRE

Remerciements	i
Dédicace.....	iii
Résumés	iv
Sommaire	vi
Liste des figures	x
Liste des tableaux	xii
Notations	xiii
Introduction Générale	2

CHAPITRE – I–

Aperçu sur les phénomènes de l'instabilité des structures

I.1 Introduction :	05
I.2. L'origine des phénomènes d'instabilité des structures	05
I.3.Le flambement :	06
I.3.1. Aspect théorique du flambement :	06
I.3.1.1. Le Flambement simple :	06
I.3.1.2. Le Flambement flexion	07
I.3.2. Aspect expérimental du flambement :	08
I.3.3. Aspect réglementaire du flambement :	09
I.3.3.1. Vérification selon l'Eurocode 3	09
I.4. Déversement :	12
I.4.1. Aspect expérimental du déversement	12
I.4.2. Aspect théorique du déversement	13
I.4.2.1. Section rectangulaire (poutre sans ailes) :	13
I.4.2.2. Section en i, Symétrique :	14
I.4.3. Aspect réglementaire du déversement :	14
I.4.3.1. Vérification selon l'additif 80 :	14
I.4.3.2. Vérification selon l'Eurocode 3 :	15
I.4.4. Les dangers du déversement :	15
I.5. Le Voilement :	15
I.5.1. Aspect expérimental du voilement :	15

I.5.2. Aspect théorique du voilement.....	16
I.5.3. Aspect réglementaire du voilement :.....	17
I.5.3.1. Méthodes de calcul	17
I.5.3.2. Vérification des raidisseurs transversaux intermédiaires :.....	17
I.5.3.3.Résistance des âmes aux charges transversales :	17
I.6.Conclusion :	18

CHAPITRE – II–

L’instabilité des poutres a parois minces

Aspect : Analytique et réglementaire

II.1. Introduction :	19
II.2. Étude du flambement:	19
II.2.1. Étude analytique du flambement :	19
II.2.1.1. Principe de flambement :.....	19
II.2.1.2. Théorie linéaire du flambement élastique :	20
II.2.2. La résistance ultime au flambement :.....	24
II.2.2.1. Principe du flambement par divergence :	24
II.3. Etude de déversement :	26
II.3.1. Principe du déversement	26
II.3.2. Théorie linéaire de déversement élastique :.....	26
II.3.2.1. Principe de déversement :.....	26
II.3.2.2. Déversement d'une poutre simple en flexion pure :	27
II.3.2.3. Moment critique de déversement élastique (Méthode approximative)	29
II.3.2.4. Influence des conditions d'appui	30
II.3.2.5. Influence du type de chargement :	32
II.3.3. Résistance ultime au déversement (Étude Normative) :	33
II.3.3.1. Principe linéaire du moment de déversement :.....	33
II.3.3.2. Le moment critique de déversement selon L’Eurocode 3:.....	33
II.3.3.3.Calcul simplifié du moment critique de déversement élastique (la norme SIA 161):	34
II.4. Conclusion :	36

CHAPITRE – III–

Les poutres alvéolaires

III.1. Introduction :	38
III.2. Fabrication :	38
III.3. Normalisation :	38
III.4. Utilisation intelligente :	38
III.5. Technique :	39
III.6. Domaines d'utilisation :	40
III.6.1. Toiture :	40
III.6.2. Plancher :	40
III.7. Conception et fabrication :	41
III.7.1. Choix de la taille et de l'entraxe des ouvertures :	42
III.7.2. Poutres cellulaires cintrées ou contre fléchées :	43
III.7.3. Poutres ACB® à inertie variable :	43
III.7.4. Ouvertures allongées :	44
III.7.5. Obturation des alvéoles :	44
III.7.6. Renfort d'alvéoles :	44
III.7.6. Renfort d'alvéoles :	44
III.7.7. Renforcement des poutres :	45
III.8. Les poutrelles alvéolaires ACB ® et Angelina™ accompagnent la construction durable ..	45
A. Aspects écologiques de la durabilité ..	45
B. Aspects économiques de la durabilité ..	46
III.9. Conclusion:	47

CHAPITRE – IV–

L'instabilité des poutres alvéolaires

IV.1. Introduction :	49
IV.2. Bilan de premières études menées sur les poutres alvéolaires :	49
IV.3. Travaux de recherches sur les poutres cellulaires :	52
IV.4. Moment de deversement critique:	58
IV.5. Aspect Théorique de deversement:	59
IV.6. Conclusion :	61

CHAPITRE –V–

Résultats et discussions.

V.1. Introduction:	63
V.2. Présentation du logiciel ABAQUS:	64
V.3. Validation du modèle Eléments Finis:	64
V.4. Moment critique de déversement:	65
V.4.1. Cas d'une poutre soumise à un moment uniforme (flexion pure):	65
V.4.2. Cas d'une poutre soumise à une charge concentrée au milieu:	67
V.4.3. Cas d'une poutre soumise à une charge répartie:	68
V.5. Charge critique de flambement:	69
V.6. Etudes paramétriques:	71
V.6.1. Influence de nombre d'ouvertures:	71
V.6.2. Influence de diamètres d'ouvertures:	75
V.6.3. Influence de type d'ouvertures:	80
V.7. Conclusion:	81
Conclusion Générale.....	83
Références bibliographiques	85

Liste des figures

Figure I.1 : Phénomènes d'instabilité.....	05
Figure I.2 : Poutre bi-articulée.....	06
Figure I.3 : Poutre encastree en pied et articulée entête.....	07
Figure I.4 : Poutrelles laminées courantes.....	09
Figure 1.5 : Les courbes de flambement donné par χ et $\bar{\lambda}$	09
Figure I.6 : Les facteurs de distribution de rigidité.....	11
Figure I.7 : Déversement d'une poutre.....	12
Figure I.8 : Une poutre mince (fer plat).	12
Figure I.9 : Une poutre mince sur une charge F.....	13
Figure I.10 : Poutre en section rectangulaire	14
Figure I.11 : Poutre en section I.	14
Figure I.12 : Une plaque rectangulaire.....	16
Figure II.1 : Stabilité de forme d'une barre comprimée.....	20
Figure II.2 : Flambement plan d'une barre bi-articulée (bifurcation d'équilibre).....	21
Figure II.3 : Longueur de flambement l_k d'une barre comprimée pour différentes conditions d'appuis.....	22
Figure II.4 : Allure des courbes de flambement selon les hypothèses effectuées.	24
Figure II.5 : Flambement par divergence de l'équilibre.	25
Figure II.6 : Phénomène du déversement.....	26
Figure II.7 : Comportement d'un élément fléchi.....	26
Figure II.8 : Translation et rotation d'une section d'un élément de poutre sujet au déversement.....	27
Figure II.9 : Déversement d'une poutre constituée d'une section en I bi-symétrique, sollicitée en flexion pure.	28
Figure II.10 : Conditions d'appui, charges et types de sections transversales.....	29
Figure II.11 : Mode de résistance à la torsion de quelques sections.....	35
Figure III.1 : Les poutres alvéolaires.	38
Figure III.2 : Comparaison de la dimension des ouvertures entre les poutres ACB et Angelina.....	39
Figure III.3 : Comparaison de la dimension des ouvertures entre les poutres ACB et Angelina.....	39
Figure III.4 : Poutre de toiture ACB®	40
Figure III.5 : Poutre de plancher Angelina™.....	41
Figure III.6 : Schéma de fabrication des poutres alvéolaires.....	42

Figure III.7 : Taille et entraxe des ouvertures.	42
Figure III.8 : Poutres alvéolaires contre fléchées de 25 mètres.....	43
Figure III.9 : Exemple d'une poutre ACB® cintrée.....	43
Figure III.10: Exemples de poutre ACB® à inertie variable.	43
Figure III.11: Ouverture rallongée.....	44
Figure III.12: Alvéoles obturées.....	44
Figure III.13: Alvéoles renforcées.....	44
Figure III.14: Renforcement des pourtours de l'alvéole.	45
Figure III.15 : Dans le volume initial, un étage supplémentaire peut être réalisé grâce aux poutres ACB® et Angelina™.	46
Figure IV.1: Mécanisme de ruine par flexion Vierendeel.....	50
Figure IV.2: Courbe d'interaction.....	52
Figure IV.3(a) : Pont de Kaiserslautern, Allemagne, 1954.....	59
Figure IV.3(b) : Pont suspendu de Saint-Ilpize, France, 2004.....	59
Figure IV.4 : Modes de déformations d'une poutre doublement symétrique.....	60
Figure IV.5 : Déformation de l'âme d'une poutre mixte suit à un moment négatif.....	60
Figure V.1 : Vue de maillage en élément Shell de la poutre sous Abaqus.....	63
Figure V.2 : Vue d'une poutre après le déversement.....	66
Figure V.3 : Moment critique de déversement sous M (KN.m).....	67
Figure V.4 : Moment critique de déversement sous Q (KN.m).....	68
Figure V.5 : Moment critique de déversement sous q (KN.m).....	69
Figure V.6 : Vue d'une poutre après le flambement.....	70
Figure V.7 : Charge critique de flambement sous P(KN).	70
Figure V.8 : Influence de nombre d'ouvertures sur le moment critique sous M (KN.m).	72
Figure V.9 : Influence de nombre d'ouvertures sur le moment critique sous Q(KN.m).....	73
Figure V.10 : Influence de nombre d'ouvertures sur le moment critique sous q (KN.m).....	74
Figure V.11 : Influence de nombre d'ouvertures sur la charge critique sous P (KN).....	75
Figure V.12 : Influence de diamètres d'ouvertures sur le moment critique sous M (KN.m).....	76
Figure V.13 : Influence de diamètres d'ouvertures sur le moment critique sous Q (KN.m).....	77
Figure V.14 : Influence de diamètres d'ouvertures sur le moment critique sous q (KN.m).	78
Figure V.15 : Influence de diamètres d'ouvertures sur la charge critique sous P (KN).	79
Figure V.16 : Les formes d'ouvertures considérées : (a)Circulaire, (b)Hexagonale et (c)Octogonale.	80

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Coefficients de réduction χ	10
Tableau I.2 : Longueurs de flambements poutres courantes.....	11
Tableau II.1 : Conditions aux limites et valeurs approchées des coefficients d'encastrement d'une poutre dont les deux appuis sont identiques.	31
Tableau II.2 : Valeurs des facteurs C_1 , C_2 et C_3 pour $k_\varphi = 1.0$	32
Tableau V.1 : Comparaison des résultats.	65
Tableau V.2 : Moment critique de déversement sous M (KN.m).....	66
Tableau V.3 : Moment critique de déversement sous Q (KN.m).	67
Tableau V.4 : Moment critique de déversement sous q (KN.m).	68
Tableau V.5 : Charge critique de flambement sous P(KN).	69
Tableau V.6 : Influence de nombre d'ouvertures sur le moment critique sous M (KN.m).....	71
Tableau V.7 : Influence de nombre d'ouvertures sur le moment critique sous Q(KN.m).	72
Tableau V.8 : Influence de nombre d'ouvertures sur le moment critique sous q (KN.m).	73
Tableau V.9 : Influence de nombre d'ouvertures sur la charge critique sous P (KN).	74
Tableau V.10 : Influence de diamètres d'ouvertures sur le moment critique sous M (KN.m). .	76
Tableau V.11 : Influence de diamètres d'ouvertures sur le moment critique sous Q (KN.m) ...	77
Tableau V.12 : Influence de diamètres d'ouvertures sur le moment critique sous q (KN.m). ...	78
Tableau V.13 : Influence de diamètres d'ouvertures sur la charge critique sous P (KN).	79
Tableau V.14 : Influence de type d'ouvertures sur le moment critique.	80
Tableau V.15 : Influence de type d'ouvertures sur la charge.	81

Notations

N : L'effort normal, en générale.

M_0 : Moment fléchissant.

σ_e : Contrainte limite élastique.

σ_K : Contrainte critique d'Euler.

λ : Paramètre d'élanement.

σ_s : Contrainte d'affaissement.

N_c : L'effort de compression.

E : Module d'élasticité.

α : Facteur d'imperfection.

$\bar{\lambda}$: L'élanement réduit.

χ : Coefficient de réduction.

l_k : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur nominale.

η_1, η_2 : Les facteurs de distribution de rigidité.

F : Charge concentrée verticale.

G : Centre de gravité.

M_f : Moment de flexion maximal pondérée.

d : étant la hauteur d'âme entre semelles.

a : étant l'écartement, entre nus intérieurs, des raidisseurs.

N_I : Charge axiale de compression.

N_{cr} : Charge critique de flambement élastique.

w : Le déformation.

I_y : Moment d'inertie par rapport à l'axe y .

I_z : Moment d'inertie par rapport à l'axe z .

EI : Rigidité constante.

σ_{cr} : Contrainte critique de flambement élastique.

f_y : Limite d'élasticité.

φ : Angle de torsion.

G : Module de cisaillement.

K : Constante de torsion uniforme.

I_w : Constante de gauchissement.

$C1, C2$ et $C3$: Facteurs dépendant du type de chargement et des conditions d'appui.

k_v, k_φ : Coefficients d'encastrement aux appuis.

z_a : Distance entre le centre de cisaillement C et le point d'application de la charge.

z_C : Distance entre le centre de gravité G et le centre de cisaillement C.

l_D : Longueur de déversement (distance entre deux appuis latéraux).

C : Centre de cisaillement.

β : Caractéristique sectorielle de la section.

v : Déplacement latéral du centre de cisaillement.

M_{crD} : Moment critique de déversement élastique.

M_{pl} : Moment de flexion plastique ;

M_D : Résistance ultime au déversement.

σ_{Dv} : la composante de la torsion uniforme.

σ_{Dw} : la composante de la torsion non-uniforme.

M_{cd} : L'efforts de flexion et cisaillement.

V_{cd} : L'efforts de cisaillement.

$V_{o,Rd}$: Résistance de la section perforée à la flexion.

$M_{o,Rd}$: Résistance de la section perforée à l'effort tranchant.

Introduction générale

1. Introduction :

Dans l'idéologie constructive de la fin de ce siècle l'acier reste encore loin d'occuper dans la construction la place qui, au regard de ses vertus, doit être la sienne. Actuellement l'Algérie reste parmi les pays qui se basent essentiellement sur les matériaux béton dans leurs constructions, par ailleurs l'utilisation de la charpente métallique est limitée, malgré que les constructions en charpente métallique présentent de nombreux avantages :

- L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage, est une grande simplicité.
- La possibilité du transport en raison de sa légèreté. Qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.
- La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.
- Possibilité architecturale, plus étendue qu'en béton.

Par contre, les principaux inconvénients de l'acier sont :

- Prix élevé (concurrentiel avec le béton armé pour les grandes portées).
- Mauvaise tenue au feu ce qui implique des mesures de protection onéreuses.
- Entretien régulier dû à la corrosion du métal.

La tendance actuelle, dans le domaine des constructions métalliques est d'aller vers des structures plus élancées, plus légères en utilisant des nuances d'acier de plus en plus performantes. Mais en contrepartie, cela peut d'augmenter le risque de ruine par instabilité. Il devient alors nécessaire de disposer de méthodes de calcul adaptées, performantes, permettant d'analyser de façon précise le comportement des éléments structuraux. Actuellement, les principales méthodes utilisées sont les suivantes :

- Les méthodes expérimentales: sont les plus performantes mais aussi les plus coûteuses, et difficiles à mettre en place.
- L'utilisation des formules approchées : est la solution la plus employée dans les bureaux d'études et de conception, elles sont souvent intégrées à des codes de dimensionnement. L'avantage principal de ces formules est la rapidité, la facilité d'utilisation et la possibilité d'automatiser les calculs.
- Les méthodes numériques : sont des méthodes modernes favorisées par le progrès des

outils informatiques, elles permettent d'examiner le comportement des structures jusqu'à la ruine, et elles sont les plus à même de représenter la réponse réelle des structures après les méthodes expérimentales. La méthode numérique la plus utilisée à l'heure actuelle est certainement la méthode des éléments finis.

Vu que l'emploi des éléments de poutre dans les structures de Génie Civil est courant, la maîtrise de leur comportement est essentiellement importante, et comme le domaine des Constructions Métalliques est le domaine qui nous intéresse ici, nous nous intéressons aux types de poutres cellulaires (Alvéolaires) qui sont couramment employées. Ces poutres est très sensible aux phénomènes d'instabilité.

Les phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement), qui amplifient considérablement les contraintes dans les pièces, et qui sont particulièrement redoutables en construction métalliques, du fait de l'utilisation de pièces de faible épaisseur et de grand élancement.

L'objectif de ce travail de recherche peut être résumé au développement d'un modèle éléments finis FEM capable d'analyser les phénomènes d'instabilité élastiques des poutres cellulaires sous différents cas de chargements. Les résultats de ce modèle a été comparé avec ceux des modèles existants afin de valider et d'évaluer la performance du modèle proposé.

Après à une introduction générale, le but de premier chapitre est d'étudier en premier lieu ces points particulièrement critiques (Les phénomènes d'instabilité), avant d'aborder les calculs généraux classiques des structures.

Le deuxième chapitre sera consacré à une revue générale sur l'instabilité des éléments à parois minces (flambement et déversement), analysés de différents points, théorique et règlementaire.

Le troisième chapitre est réservé aux poutres alvéolaires, l'optimisation des méthodes de fabrication, domaines d'utilisation, les aspects écologiques et économiques de la durabilité.

Un quatrième chapitre de cette recherche consiste à présenter un aperçu sur l'instabilité des poutres alvéolaires avec un bilan de premières études menées sur les poutres alvéolaires.

Le dernier chapitre de ce travail expose la modélisation et le choix d'élément en utilisant le logiciel (Abaqus) basé sur la méthode des éléments finis. En outre, on donne un aperçu sur la présentation de cet outil de calcul.

Enfin, on achève ce travail par une conclusion générale portant sur les différents aspects traités dans ce mémoire.

Chapitre – I –

Aperçu sur les phénomènes de l'instabilité des structures

I.1. Introduction :

L'étude des phénomènes d'instabilité est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation des profilés minces et de grand élancement. Les zones comprimées des pièces métalliques (affectées par les grandes déformations) peuvent présenter trois types des phénomènes d'instabilité, (**Fig.I.1**) qui sont :

- Le flambement : phénomène très dangereux, il affecte les poteaux simplement comprimés ainsi que les poteaux comprimés et fléchis,
- Le déversement : moins dangereux, il affecte les semelles comprimées des poutres fléchies
- Le voilement : de moindre importance, il affecte les âmes des poutres fléchies.

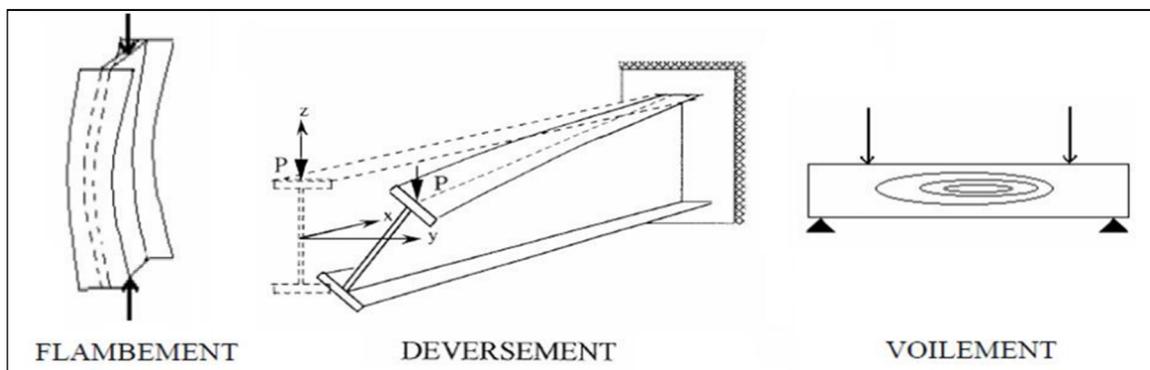


Figure I.1 : Phénomènes d'instabilité

I.2. L'origine des phénomènes d'instabilité des structures :

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, Tant globalement, au niveau de la structure qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en deçà des limites admissibles.

Deux cas de figure se présentent :

– Le cas des petites déformations :

Tant que l'on reste dans le domaine des petites déformations, on admet que les sollicitations ne varient pas (ou peu) sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.

– Le cas des grandes déformations :

Dans ce cas, les déformations modifient considérablement les sollicitations qui les ont initiées et nécessitent des calculs spécifiques.

Nous nous proposons donc d'examiner successivement les trois principaux phénomènes d'instabilité (flambement, déversement, voilement), sous leurs aspects théoriques, expérimentaux et réglementaires.

I.3. Le flambement :

I.3.1. Aspect théorique du flambement :

I.3.1.1 Le Flambement simple :

A. Poutre bi-articulée

Le flambement simple affecte les pièces soumises à la compression simple. Son étude est due à EULER [1]

La théorie d'Euler [1] est fondée :

- Sur une poutre droite, bi-articulée à ses extrémités,
- Soumise à un effort normal de compression centré N , appliqué dans l'axe Ox ,
- Dont les dimensions transversales sont faibles en regard de la longueur (grand élancement),
- Dont les inerties sont maximales dans le plan zOx et minimale dans le plan yOx (**Fig.I.2**)

Lorsque N croît, à partir de zéro, l'état d'équilibre rectiligne initial évolue vers un état curviligne fléchi.

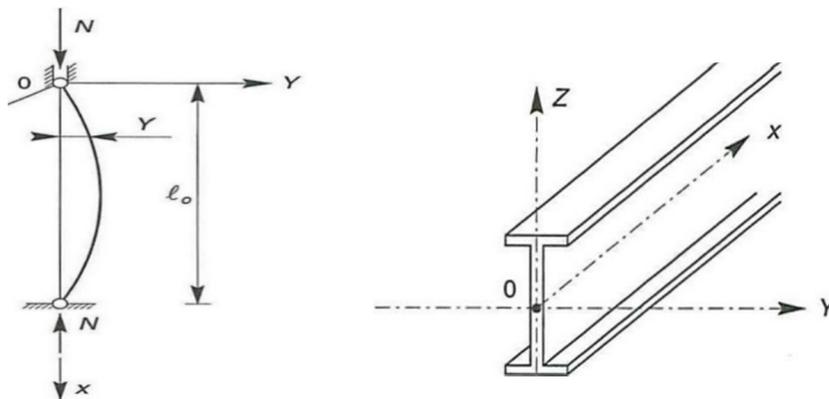


Figure I.2: Poutre bi-articulée

B. Poutre encastrée en pied et articulée entête

La ligne d'action de N tend à se déplacer dans la section d'encastrement et génère une réaction transversale P , la ligne d'action passe par A , (**Fig.I.3**) point d'inflexion de la déformée.

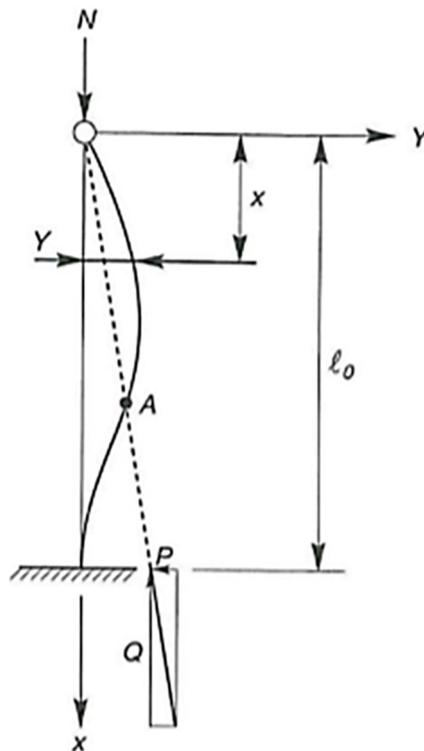


Figure I.3 : Poutre encastrée en pied et articulée entête

I.3.1.2. Le Flambement flexion :

Il s'agit, dans ce cas, d'une poutre idéale rectiligne, soumise simultanément à une force normale N et à un moment fléchissant M_0 .

En comparaison au flambement simple, il y a dans ce cas une amplification de la déformée et donc des contraintes de flexion et de compression.

Pour des fonctions simples de $M_0(x)$, l'intégration est possible. Considérons les deux cas les plus courants de moments :

- Moment sous charge concentrée transversale,
- Moment sous charge uniformément répartie transversale.

A. Sous charge concentrée q :

Une charge concentrée est une charge qui s'étend sur une distance relativement très courte de la poutre, de sorte que l'on puisse considérer que cette charge agit en un point, sans erreur appréciable. Une colonne de béton supportée par une poutre reposant sur deux poteaux d'acier, est un exemple d'une charge concentrée.

B. Sous charge uniformément répartie q :

Une charge uniformément répartie est une charge qui agit sur une distance considérable de la poutre, et ce de façon uniforme, c'est-à-dire la charge sollicitant par unité de longueur de la poutre est constante. Le poids de la poutre, lui aussi, est une charge uniformément répartie sur toute sa longueur.

I.3.2. Aspect expérimental du flambement :

L'expérimentation en laboratoire, effectuée sur des poutrelles laminées courantes, (**Fig.I.4**) soumises à des efforts de compression progressivement croissants, montre que la ruine des pièces se manifeste de deux façons différentes, selon l'élancement des pièces.

- Pour les pièces de faible élancement (forte section, faible hauteur, $\lambda < 20$), la ruine se manifeste par l'affaissement des membrures, sous la contrainte σ_e approximativement.
- Pour les pièces de grand élancement ($\lambda > 100$), la ruine intervient pour une contrainte d'affaissement σ_s (inférieure à la limite élastique σ_e et à la contrainte d'Euler [1] σ_k), pour laquelle on observe une augmentation brutale des déformations, avec l'apparition de zones plastifiées, suivie d'un effondrement. En outre, la courbe contraintes/déformations n'est pas linéaire.

L'affaissement a lieu pour une contrainte σ_s inférieure à σ_k . La contrainte d'Euler [1] représente en fait une borne supérieure, que l'on ne peut atteindre, du fait que la théorie d'Euler [1] prend en compte une barre idéale, parfaitement rectiligne et soumise à un effort de compression N parfaitement centré au centre de gravité de la section et appliqué suivant l'axe moyen, ce qui n'est jamais le cas dans la réalité. En effet :

- 1 - Les pièces, après leur traitement en laminoir et leurs diverses manutentions et transport, ne sont pas rigoureusement rectilignes (défauts de rectitude) ;
- 2 - Leurs inerties ne sont pas constantes (tolérances de laminage) ;
- 3 - Les efforts normaux de compression et les appuis ne sont jamais rigoureusement centrés (défauts de centrage) ;
- 4 - Les poteaux, sur chantier, ne sont jamais parfaitement verticaux (tolérances de montage) ;
- 5 - Enfin, le module d'élasticité E de l'acier n'est pas vraiment constant, du fait des contraintes résiduelles de laminage (défauts d'homogénéité). Ces cinq types de défauts, plus ou moins prononcés, mais réels et inévitables, contribuent à affaiblir les éléments.



Figure I.4 : Poutrelles la minées courantes

I.3.3. Aspect réglementaire du flambement :

La théorie d'Euler [1], établie pour des structures idéales, est très insuffisante, en regard des imperfections de centrage, de rectitude, de verticalité et de la présence de contraintes résiduelles.

Il est donc nécessaire de prendre en compte ces imperfections ou leurs effets. Les règlements ont notamment défini un facteur d'imperfection α

I.3.3.1. Vérification selon l'Eurocode 3 :

A. Flambement simple :

Le risque de flambement n'est à considérer que si $\bar{\lambda} > 0,2$

Pour les éléments à section transversale constante, sollicités en compression axiale constante, la valeur de χ pour l'élançement réduit $\bar{\lambda}$

Le facteur d'imperfection α correspondant la courbe appropriée de flambement vaut :

Courbure de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

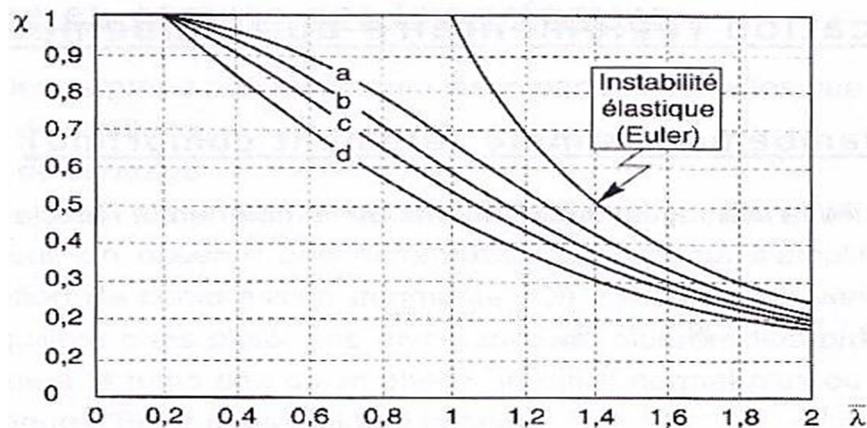


Figure 1.5 : Les courbes de flambement donné par χ et $\bar{\lambda}$

Plus simplement et plus rapidement, le coefficient de réduction χ peut être obtenu en fonction de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$, au moyen du tableau 2 suivant :

Tableau I.1 : Coefficients de réduction χ

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

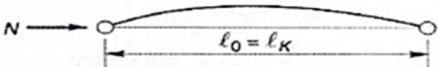
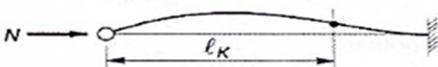
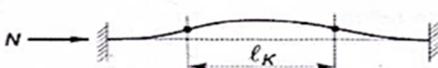
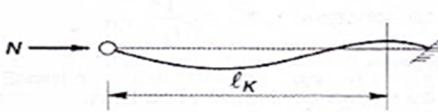
B. Flambement flexion :

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions, selon la classe de leur section transversale

C. Longueurs de flambement :

La longueur de flambement l_k d'un élément peut être déterminée, en fonction de sa longueur nominale l_0 , à partir de l'annexe E de l'Eurocode3 [2].

Tableau I.2 : Longueurs de flambements poutres courantes

Conditions d'appuis	m	ℓ_K
<ul style="list-style-type: none"> • Sans déplacements des extrémités 	1	ℓ_0
	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
<ul style="list-style-type: none"> • Avec liberté de déplacements aux extrémités 	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	ℓ_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

Il convient de calculer les facteurs de distribution de rigidité η_1 et η_2 , respectivement en tête et en pied du poteau qui valent.

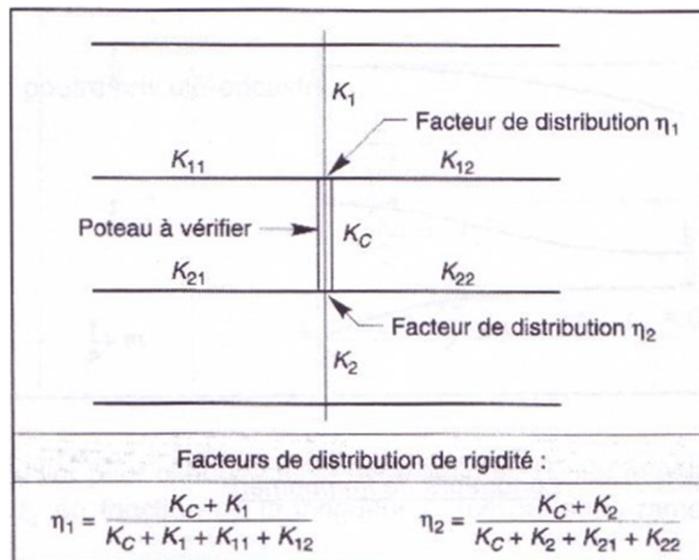


Figure I.6 : Les facteurs de distribution de rigidité.

I.4. Déversement :

Le déversement des pièces fléchies est le second phénomène d'instabilité l'astique, après le flambement, avec lequel il présente une analogie certaine.

Avant de justifier sa validité sur le plan théorique, nous allons mettre en évidence ce phénomène sur le plan expérimental.

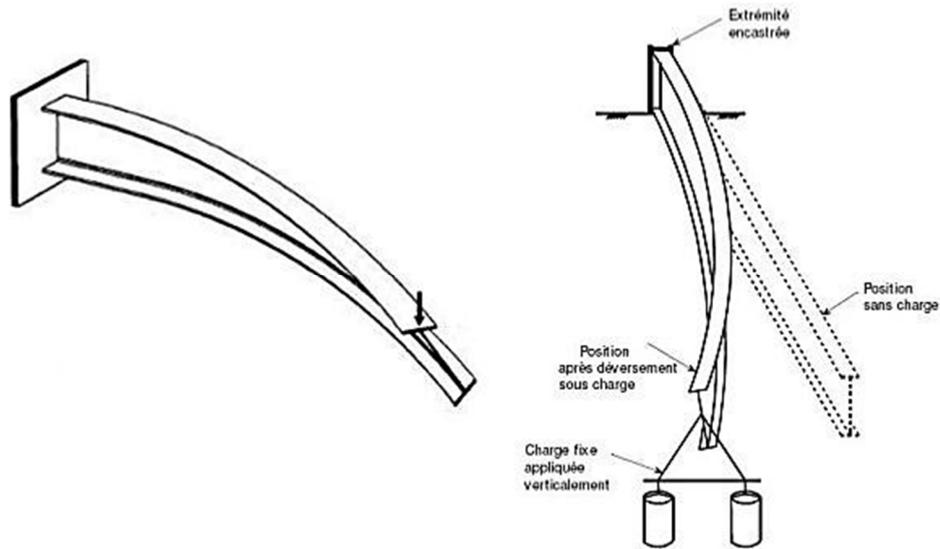


Figure I.7 : Déversement d'une poutre

I.4.1. Aspect expérimental du déversement

Considérons une poutre mince (fer plat), dont les appuis sont encastrés vis-à-vis de la torsion et quelconques vis-à-vis de la flexion (**Fig.I.8**)

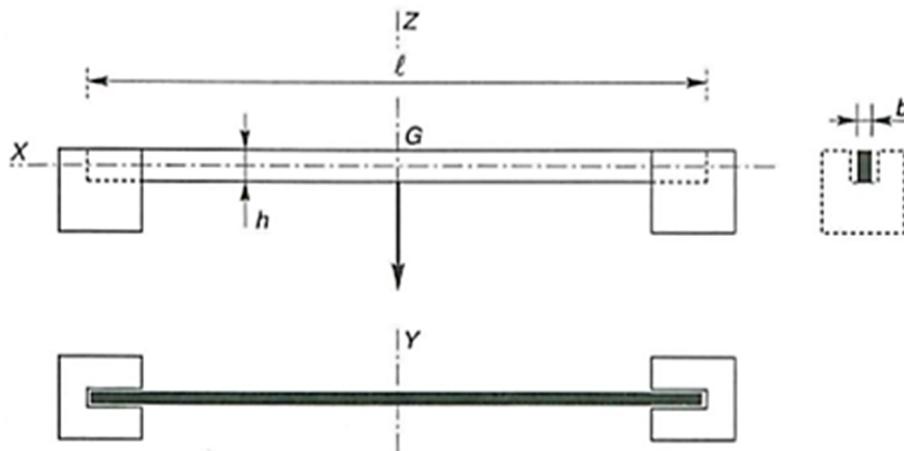


Figure I.8 : Une poutre mince (fer plat)

Appliquons une charge concentrée verticale F en son centre de gravité G . L'essai, réalisé sous presse en laboratoire, montre que la poutre s'effondre brutalement sous une charge F_K (**Fig.I.9**).

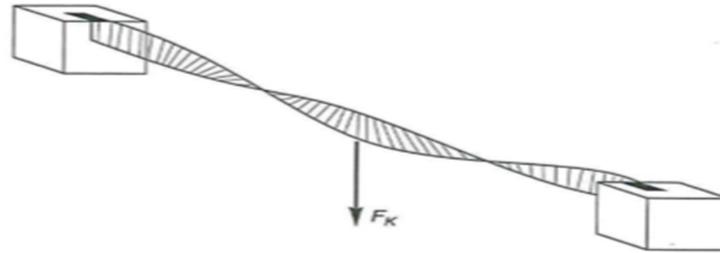


Figure I.9 : Une poutre mince sur une charge F

On constate donc, que pour une faible valeur de la contrainte de flexion, la poutre prend brutalement une flèche latérale, qui provoque la rotation de la poutre et par suite sa ruine, alors que nous sommes encore loin de la limite élastique.

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan de plus grande raideur), comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

La flexion n'est alors plus plane, mais déviée, et s'accompagne d'une torsion et d'un gauchissement de la section (bi moment)

I.4.2. Aspect théorique du déversement :

I.4.2.1. Section rectangulaire (poutre sans ailes) :

Reprenons la poutre de la figure 6, dont les extrémités sont encastrées vis-à-vis de la torsion et quelconques vis-à-vis de la flexion (verticale et transversale).

Nous avons vu, expérimentalement, que l'application d'un moment de flexion simple vertical M_0 se transformait en une superposition d'un moment de flexion déviée et d'un moment de torsion. Autrement dit, le moment M_0 se projette :

- Sur l'axe des y en flexion transversale,
- Sur l'axe des z en flexion verticale,
- Sur l'axe des x en torsion.

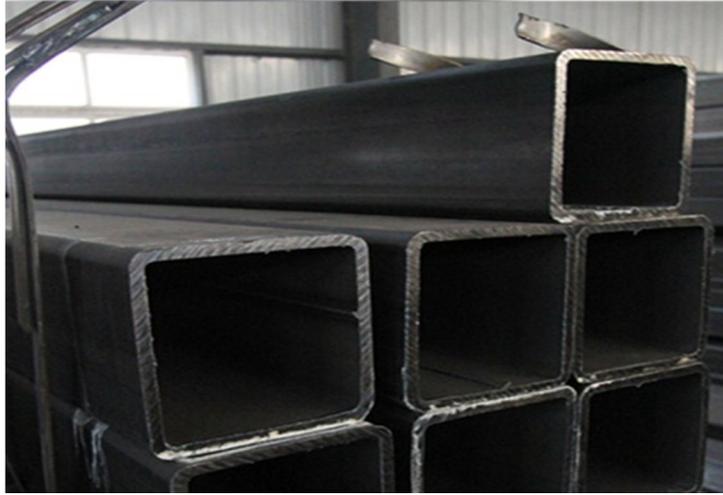


Figure I.10 : Poutre en section rectangulaire

I.4.2.2. Section en i , Symétrique :

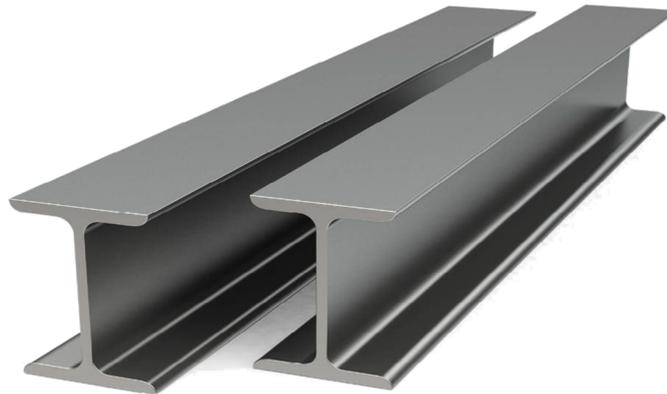


Figure I.11 : Poutre en section I

I.4.3. Aspect réglementaire du déversement :

Les vérifications réglementaires du déversement des pièces fléchies sont définies :

- Par l'additif 80 [3]
- Par l'Eurocode 3[2]

I.4.3.1. Vérification selon l'additif 80 :

On doit vérifier que le moment de flexion maximal pondérée M_f dans une pièce, est inférieur au moment ultime de déversement

I.4.3.2. Vérification selon l'Eurocode 3 :

Le moment de flexion maximal M_f doit être inférieur au moment ultime de déversement.

I.4.4. Les dangers du déversement :

Dans la pratique, les entreprises et bureaux d'études sont très avertis des dangers du flambement, et chaque pièce comprimée est calculée en conséquence. En revanche, concernant les pièces fléchies, les calculs très souvent se limitent simple dimensionnement en flexion (simple ou déviée), sans vérification du risque de déversement.

En fait, les désordres provoqués par le déversement peuvent être légers (poutre déformées bacs acier déchirés), mais également graves (effondrements partiels ou totaux).

I.5. Le voilement :**I.5.1. Aspect expérimental du voilement :**

Si l'on soumet une plaque rectangulaire à une compression uniforme sur deux côtés opposés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement, qui se manifeste par des ondulations, qui ne sont pas sans rappeler le phénomène de flambement pour des pièces à une dimension, à la différence près que le voilement se développe plus progressivement, les grandes déformations n'apparaissant pas brutalement et ne conduisant généralement pas à la ruine de la pièce.

Le phénomène de voilement peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple. Il est, dans ce cas, attaché à la diagonale comprimée.

Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Les essais montrent que les déformations des âmes de poutres par voilement retraduisent non pas par des ondulations régulières (comme pour une plaque mince libre), mais par des cloques et des boursouflures (zones d'acier plastifiées), localisées dans les zones sur comprimées, comme le montre la figure I.12.

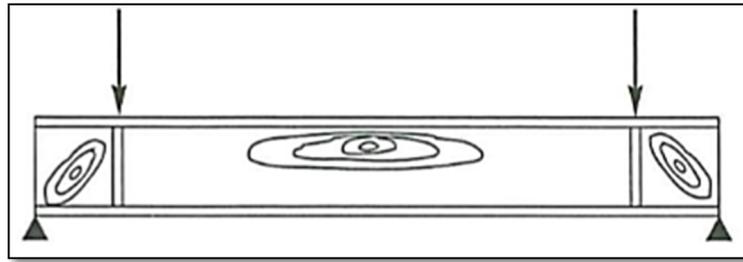


Figure I.12 : Une plaque rectangulaire

Les essais montrent également que les âmes, bien que voilées, résistent encore à des efforts additionnels. Autrement dit, le voilement ne conduit pas à une ruine rapide et brutale des pièces, ce qui en fait un phénomène finalement peu dangereux.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme,
- Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés. Le choix est dicté, cas par cas, par une comparaison des coûts.

I.5.2. Aspect théorique du voilement :

La théorie du voilement consiste généralement à utiliser la méthode énergétique de Timoshenko [4], qui détermine une contrainte critique, obtenue dès lors que le travail des forces extérieures appliquées atteint le niveau de potentiel interne de la plaque sollicitée.

L'expérience montre cependant que cette théorie est insuffisante, car les contraintes critiques calculées ne correspondent que rarement aux contraintes de ruine expérimentales.

Cela s'explique, entre autres, par les effets de membrane, à savoir des tractions stabilisatrices générées par les déformations transversales, que la théorie ne prend pas en compte.

Nous ne développerons donc pas ici les calculs théoriques du voilement:

- D'une part, en raison de leur longueur et de leur grande complexité,
- D'autre part, parce que les profilés laminés normalisés (IPE, HEA...) sont peu ou pas sensibles au voilement ; leurs âmes étant sur dimensionnées.

En revanche, les âmes des profilés reconstitués soudés sont très sensibles au voilement. Il s'agit des poutres ou caissons d'ouvrages d'art, des parois de réservoirs, de silos...

I.5.3. Aspect réglementaire du voilement :

La résistance au voilement par cisaillement des âmes de poutres est définie au chapitre 5.6. De l'Eurocode 3 [2]. Elle dépend du rapport hauteur-épaisseur d/t_w ainsi que de l'espacement des éventuels raidisseurs d'âme intermédiaires.

I.5.3.1. Méthodes de calcul :

- La méthode post- critique simple, qui peut être utilisée dans tous les cas, que les âmes comportent ou non des raidisseurs transversaux intermédiaires, à condition qu'il existe des raidisseurs transversaux aux appuis ;
- La méthode du champ diagonal de traction, qui peut être utilisée lorsque les âmes comportent des raidisseurs transversaux intermédiaires, à condition que :

$$1 \leq a/d \leq 3$$

d ; étant la hauteur d'âme entre semelles ;

a : étant l'écartement, entre nus intérieurs, des raidisseurs ;

Lorsque $a/d > 3$, l'inclinaison du champ diagonal de traction est telle, que cette méthode place très largement en sécurité. La première méthode sera alors préférable.

I.5.3.2. Vérification des raidisseurs transversaux intermédiaires :

Quelle se soit les méthodes utilisée (postcritique simple, champ diagonal de traction), il convient de vérifier la résistance des raidisseurs transversaux.

I.5.3.3. Résistance des âmes aux charges transversales :

La ruine d'une âme non raidie, soumise à des charges transversales, peut survenir selon trois modes :

- Mode1: Ecrasement de l'âme, à proximité de la semelle.
- Mode 2 : Enfoncement local de l'âme sous forme de voilement localisé.
- Mode 3 : Voilement de l'âme sur la plus grande partie de sa hauteur.

Quant aux modes d'application des charges transversales, on distingue :

- Soit des charges appliquées sur une semelle et reprises par cisaillement dans l'âme

En ce cas, il faut vérifier les modes de ruine 1et 2.

- Soit des charges appliquées sur une semelle et transmises, au travers de l'âme, directement à l'autre semelle.

En ce cas, il faut vérifier les modes de ruine 1 et 3.

I.6. Conclusion :

Le but de ce chapitre était l'étude des phénomènes d'instabilité métallique selon l'Eurocode 3[3] et plus précisément sur la vérification de l'instabilité au déversement, flambement et voilement des poutres métalliques constituant.

Cette revue ne donne aucune information sur le calcul ou l'aspect analytique et réglementaire des poutres métalliques, c'est pourquoi il nous a paru très intéressant de consacrer tout un chapitre (chapitre II) pour présenter une solution permettant de déterminer les charges maximales qu'une structure peut supporter sans perte d'équilibre.

Chapitre – II–

L'instabilité des poutres a parois minces
Aspect : analytique et réglementaire

II.1. Introduction :

La construction moderne utilisant le matériau acier est caractérisée dans tous les domaines, notamment en génie civil, par l’emploi de structures minces. Ces structures bénéficient des avancées technologiques et des procédés de fabrication très performants. Ainsi, on arrive à fabriquer des éléments de plus en plus minces avec une résistance beaucoup meilleure. Ce qui conduit à des structures très légères.

Cependant, l’emploi des éléments minces et élancés rend les structures très sensibles aux instabilités de forme. Les instabilités peuvent être globales ou locales. L’instabilité est globale quand l’élément est concerné par l’instabilité sur toute sa longueur. C’est le cas du flambement des colonnes (instabilité par effort normal) ou du déversement des poutres (instabilité par flexion).

L’étude des instabilités consiste à trouver les charges maximales qu’une structure peut supporter sans perte d’équilibre. On parle alors de charges critiques. De nombreux travaux s’intéressent au déversement des poutres. Dans ce chapitre, le flambement et le déversement des poutres à parois minces sont étudiés. Après la description des phénomènes, une étude théorique et réglementaire des charges critiques sera donnée.

II.2. Étude du flambement :

II.2.1. Étude analytique du flambement :

II.2.1.1. Principe de flambement :

La résistance ultime des éléments comprimés est très souvent définie non pas par un critère de résistance en section, mais par un critère de stabilité de forme. Afin d’illustrer en quoi consiste un problème de stabilité de forme, on peut faire une analogie entre le flambement d’une barre biarticulée parfaitement rectiligne et l’équilibre d’une balle parfaitement sphérique sur une surface sans frottement (**Fig. II.1**)

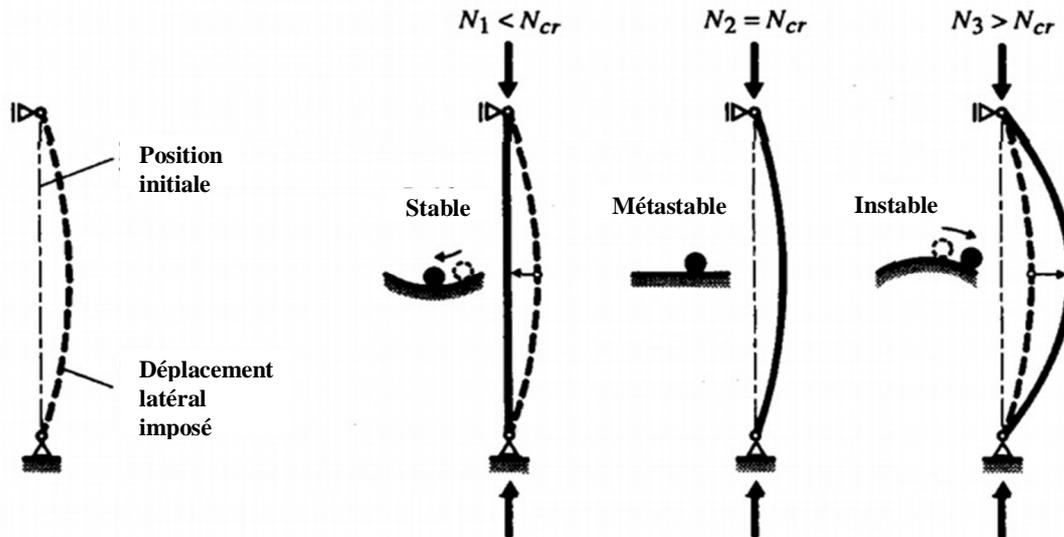


Figure II.1 : Stabilité de forme d'une barre comprimée.

La barre étant soumise à une charge axiale de compression (N_1), supposons qu'on lui impose un petit déplacement latéral, si la barre revient à sa position initiale lorsque la cause de déplacement est supprimée, on dit qu'elle est en *équilibre stable*. Il existe une charge (N_2), supérieure à (N_1), pour laquelle la barre garde sa position déformée après la suppression de la cause du déplacement latéral, quelle que soit la grandeur de ce dernier, il a alors trouvé un nouvel état d'équilibre et on dit qu'elle est en *équilibre métastable* ou *indifférent*. La charge (N_2) est appelée **charge critique de flambement élastique** N_{cr} . Pour une charge (N_3) supérieure à (N_{cr}), la barre se dérobe si on lui impose un petit déplacement latéral ; la déformation s'accroît et devient inacceptable et le système est alors *instable*.

L'étude de la stabilité d'un système consiste à déterminer la valeur de la charge critique pour laquelle le système est en *équilibre métastable*. La charge critique dépend de la forme de la barre à l'état métastable, qui est caractérisée par la longueur de flambement (l_k). La théorie développée dans ce chapitre se concentre essentiellement sur la détermination de cette longueur.

II.2.1.2. Théorie linéaire du flambement élastique :

Cette théorie, établie dans ses fondements les plus simples par Euler en 1744 [1], elle ne fait donc ici que l'objet d'un bref rappel pour le flambement plan (ou flambement par flexion) d'une barre droite simplement comprimée. Les principales hypothèses à la base de cette théorie sont :

- Barre prismatique bi articulée parfaitement rectiligne.

- Barre idéale sans imperfections (déformations initiale, contraintes résiduelles, etc...).
- Barre sollicitée en compression pure par une charge parfaitement centrée.
- Matériau infiniment élastique linéaire.
- Déformation par torsion empêchée.

Considérons la barre comprimée de la figure (**Fig.II.2**). La charge critique N_{cr} est égale à la charge pour laquelle la barre est en équilibre indiffèrent. Pour obtenir cette valeur, on impose une déformation à la barre chargée et l’on écrit son équation d’équilibre dans la position déformée. Cette position représente donc un état d’équilibre possible. La représentation graphique du phénomène est caractérisée par une augmentation de la charge N sans aucune déformation w jusqu’à une valeur de charge $N=N_{cr}$ où le déplacement latéral w comporte un point de bifurcation. L’ensemble des points situés sur les deux tronçons horizontaux de la courbe $N-w$ de la figure (**Fig.II.2**) représentent également un état d’équilibre possible. Ce phénomène est appelé *flambement par bifurcation*.

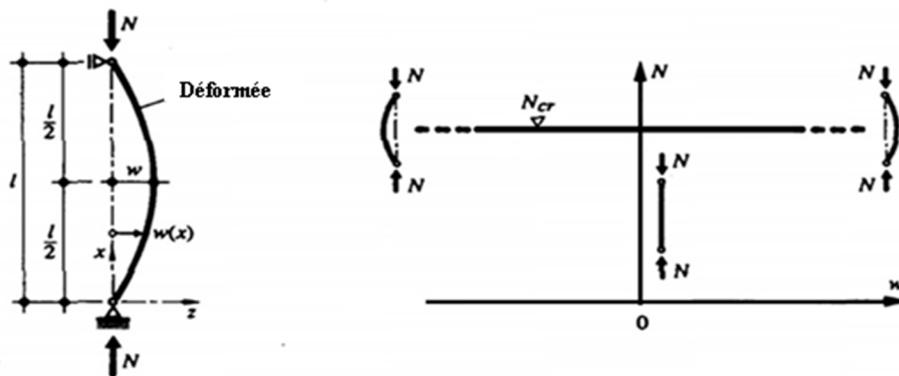


Figure II.2 : Flambement plan d’une barre bi-articulée (bifurcation d’équilibre).

La condition d’équilibre entre les moments extérieurs et intérieurs permet d’écrire les équations différentielles ci-après, suivant le type de flambement :

- Selon l’axe y :

$$EI_y \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + N w(x) = 0 \quad (\text{II.1})$$

- Selon l’axe z :

$$EI_z \frac{d^2 v(x)}{dx^2} + N v(x) = 0 \quad (\text{II.2})$$

Il est nécessaire de préciser la terminologie utilisée pour désigner le type de flambement que nous allons toujours considérer selon un axe. Ainsi, le flambement selon l’axe y dépend de l’inertie I_y , mais correspond à une déformation w dans la direction de l’axe z , donc perpendiculairement à l’axe y .

De même, le flambement selon l’axe z dépend de l’inertie I_z , mais correspond à une déformation v dans la direction de l’axe y , donc perpendiculairement à l’axe z .

En admettant une déformée sinusoïdale et une rigidité EI constante, on obtient par intégration, en introduisant les conditions aux limites pour une barre bi-articulée (à savoir $w=w''=0$ pour $x=0$ et l), la valeur de la charge critique de flambement élastique N_{cr} , ou charge critique d’Euler [1] N_E , donnée par :

$$N_{cr} = N_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (\text{II.3})$$

- E : module d’élasticité
- I : moment d’inertie par rapport à l’axe perpendiculaire au plan de déformation
- l : longueur de la barre

Il est important de préciser que la charge critique de flambement correspond en fait à une résistance, et non pas à une sollicitation (même si l’on utilise le terme charge), d’une barre idéale comprimée. Le cas de la barre bi-articulée correspond au cas fondamental de flambement. Il est possible de déduire la charge critique de barres présentant d’autres conditions d’appuis en introduisant la notion de *longueur de flambement* l_k . Celle-ci est égale à la longueur de la barre fictive qui aurait la même charge critique que la barre étudiée ; c’est aussi la distance entre deux points d’inflexion de la déformée (**Fig.II.3**). D’où l’expression généralisée donnant la valeur de la charge critique de flambement élastique :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \quad (\text{II.4})$$

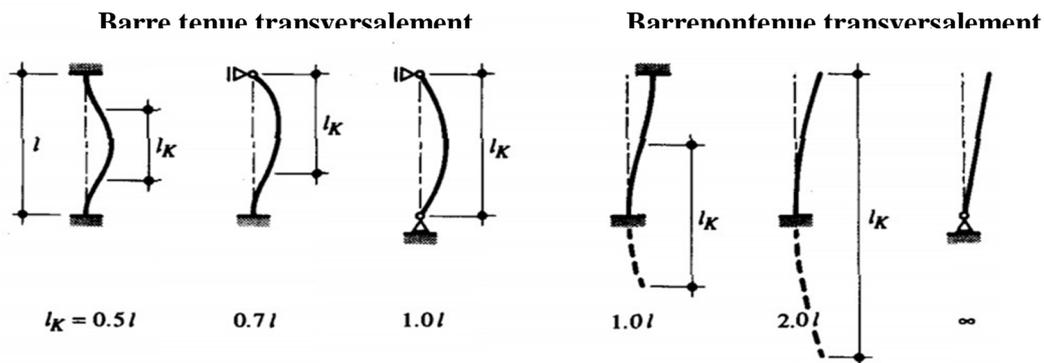


Figure II.3 : Longueur de flambement l_k
d’une barre comprimée pour différentes conditions d’appuis.

La contrainte moyenne de compression, définie comme la *contrainte critique de flambement élastique* vaut alors :

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_k^2} \quad (\text{II.5})$$

- A : aire de la section ;
- i : rayon de la giration de la section de la barre par rapport à l’axe perpendiculaire au plan de déformation ($i = \sqrt{I/A}$)

Avec l’élancement (λ_k) de la barre définie comme étant égale au rapport entre sa longueur de flambement l_k et son rayon de giration i :

$$\lambda_k = \frac{l_k}{i} \quad (\text{II.6})$$

Il faut relever que l’équation (II.5) permet d’exprimer l’élancement (λ_k) en fonction de la charge critique de flambement élastique selon l’expression suivante :

$$\lambda_k = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr}}} = \pi \sqrt{\frac{E}{N_{cr}}} \quad (\text{II.7})$$

Si l’on représente (II.5) graphiquement, on obtient la courbe de (σ_{cr}) en fonction de (λ_k) donnée à la figure (Fig.II.4-a), appelée hyperbole d’Euler [1], qui est la courbe de flambement pour des barres parfaitement rectilignes constituées d’un matériau infiniment élastique linéaire. La courbe de flambement est limitée par la droite horizontale correspondant à la limite d’élasticité f_y (Fig.II.4-b).

Pratiquement, si l’on effectue des essais en employant des barres industrielles, on obtient les courbes de flambement de la figure (Fig.II.4-c). Pour de grands élancements, ces courbes sont très proches de l’hyperbole d’Euler [1], mais lorsque l’élancement diminue, elles s’en écartent passablement, pour s’approcher de la limite d’élasticité dans le cas de très faibles élancements. On constate que la contrainte de flambement (σ_k) est plus faible que la contrainte critique de flambement élastique (σ_{cr}), obtenue par la théorie élastique. Ceci est dû principalement à l’effet défavorable des contraintes résiduelles et des imperfections géométriques inhérentes à chaque profilé.

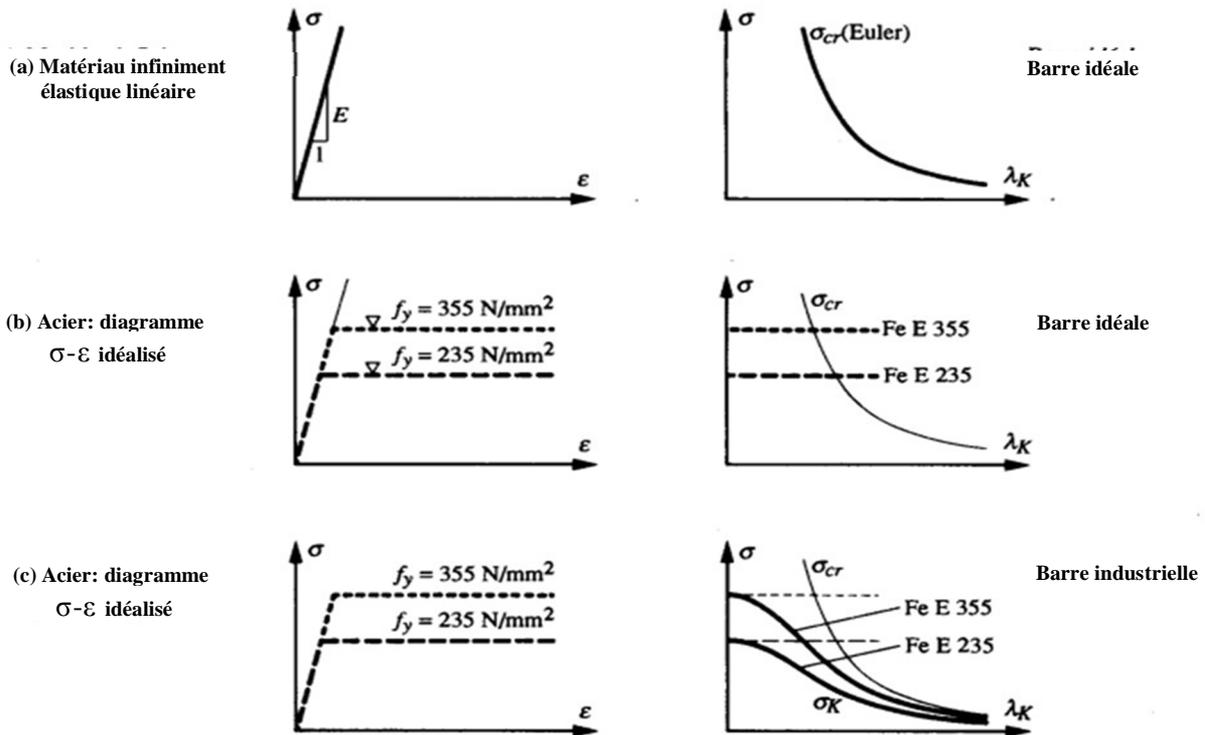


Figure II.4 : Allure des courbes de flambement selon les hypothèses effectuées.

En conclusion, la théorie linéaire du flambement élastique est insuffisante pour déterminer la résistance ultime d’une barre comprimée. Elle montre cependant l’importance de l’élancement (λ_k) sur la valeur de la charge critique (N_{cr}) est inversement proportionnelle au carré de l’élancement (λ_k). Notons enfin que l’emploi d’un acier à haute résistance n’est pas avantageux pour les pièces élancées, car la charge critique n’est pas directement proportionnelle à la limite d’élasticité de l’acier. En fait, pour les grands élancements, le calcul de la charge critique n’est pas un problème de résistance, mais plutôt de déformation (flèche inacceptable), fortement influencé par le module d’élasticité du matériau.

II.2.2. La résistance ultime au flambement :

II.2.2.1. Principe du flambement par divergence :

L’étude classique du phénomène d’instabilité d’une barre comprimée considère une barre idéale, exécutée en un matériau homogène, ayant un axe parfaitement rectiligne et une application centrée de la charge : il s’agit des hypothèses à la base de la théorie linéaire du flambement élastique traité à la section (§ II.2.1.2). En réalité, l’axe d’une barre industrielle présente une déformée initiale due aux tolérances d’exécution ; elle n’est de ce fait jamais absolument rectiligne et les charges sont appliquées avec une certaine excentricité w_0 par rapport à l’axe x , comme le montre la figure (Fig.II.5).

La section d’une barre industrielle se différencie également de celle d’une barre idéale par la présence de *contraintes résiduelles dues* au laminage et au refroidissement de la section. L’ensemble de ces imperfections conduit à des efforts supplémentaires dans la barre (effets du second ordre) et à chaque valeur de la charge N correspond une déformation w non nulle.

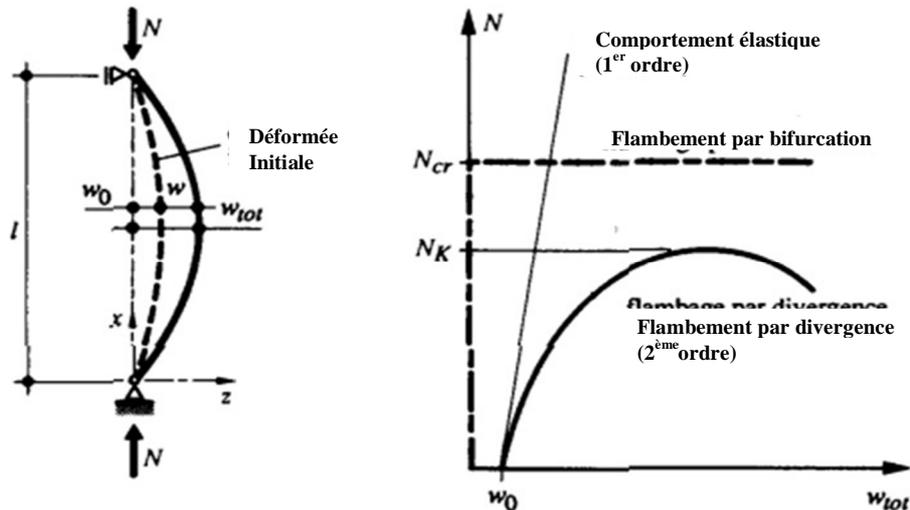


Figure II.5 : Flambement par divergence de l’équilibre.

Lors de la mise en charge de la barre, la courbe charge-déformation commence déjà avec une déformation w_0 , puis elle va s’écarter de la droite correspondant au comportement élastique (1^{er} ordre) de la barre (**Fig.II.5**). La déformation w_{tot} devient rapidement excessive, et la résistance ultime au flambement N_k de la barre est alors atteinte lorsque les efforts intérieurs excèdent sa résistance en section. A noter que la résistance ultime au flambement N_k est toujours inférieure à la charge critique de flambement N_{cr} . On parle dans ce cas de *flambement par divergence*, par opposition flambement par bifurcation (§ II.2.1.2).

On peut calculer la valeur de la résistance ultime de flambement N_k à partir des courbes de flambement européenne établies par CECM (Convention Européenne de la Construction Métallique), en tenant compte des différentes imperfections affectant les barres industrielles. Ces imperfections sont de différentes natures comme nous allons voir dans le paragraphe suivant.

II.3. Etude de déversement :

II.3.1. Principe du déversement

Les poutres fléchies sont en général constituées de profilés en I. Comme leur inertie par rapport à l'axe faible z est de beaucoup inférieure à celle relative à l'axe y , cela peut être la cause d'un phénomène d'instabilité appelé déversement. Pour illustrer ce phénomène, prenons le cas de la poutre en porte-à-faux sollicitée à son extrémité par une charge concentrée verticale (**Fig.II.6**). Si pour une faible charge, elle ne se déforme que perpendiculairement à son axe de forte inertie (verticalement, dans ce cas), la partie comprimée du profilé va se dérober latéralement pour échapper à la compression si l'on augmente la charge: la poutre déverse, ce qui fait subir à chaque section – en plus de la déformation verticale – un mouvement de translation horizontale accompagné d'une rotation autour de son centre de cisaillement.



Figure II.6: Phénomène du déversement.

II.3.2. Théorie linéaire de déversement élastique :

II.3.2.1. Principe de déversement :

D'une façon générale, on peut dire que la résistance ultime d'une poutre fléchie qui déverse est atteinte pour une charge Q_D inférieure à la charge Q_{pl} correspondant à la plastification totale de la section (**Fig.II.7**). Une fois que le déversement s'est produit, la poutre montre un comportement instable similaire à celui correspondant au flambement par divergence. (**Fig.II.5**).

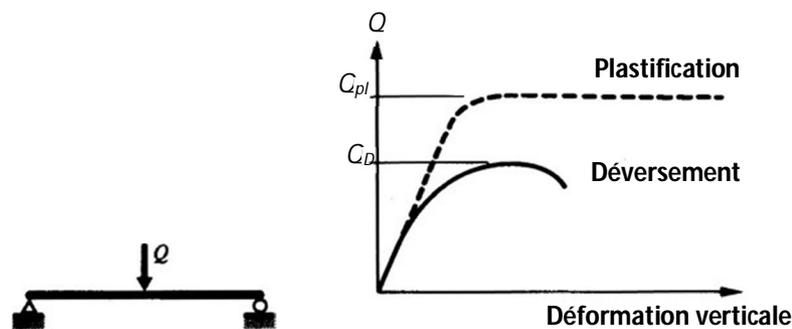


Figure II.7: Comportement d'un élément fléchi.

On pourrait considérer le déversement comme un flambement latéral de la membrure comprimée de la poutre dans le plan horizontal. Cette conception, justifiée au paragraphe (§ II.3.3.3), est cependant simpliste et conservatrice. En effet, supposons que la moitié comprimée de la poutre montrée à la figure (**Fig.II.8**) flambe latéralement et qu'elle subisse de ce fait un déplacement latéral v , on voit que cette partie ne peut flamber seule. La continuité avec la moitié tendue du profilé exige que les deux parties de la section subissent une rotation d'un même angle φ .

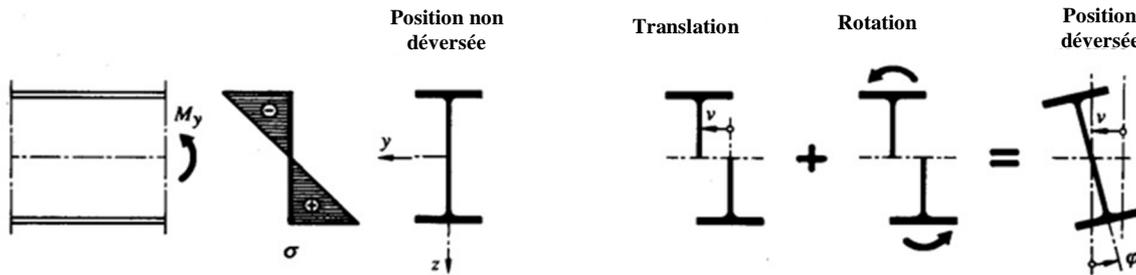


Figure II.8: Translation et rotation d'une section d'un élément de poutre sujet au déversement.

Ce raisonnement simple montre que l'on doit tenir compte, dans l'étude du déversement, non seulement de la rigidité de flexion latérale, mais aussi de la rigidité torsionnelle de la section.

II.3.2.2. Déversement d'une poutre simple en flexion pure :

Considérons le cas fondamental utilisé pour l'étude du déversement, à savoir la poutre simple de la figure (**Fig. II.9**) sollicitée en flexion pure. En partant de l'état déformé de la barre, on peut calculer la valeur de la charge critique pour laquelle le système est en équilibre métastable. Ce cas fondamental de la poutre simple a été résolu par Timoshenko (1966) [4] en considérant les hypothèses suivantes :

- Barre parfaitement rectiligne de section bi-symétrique constante sur toute sa longueur,
- Barre idéale sans imperfections (déformation initiale, contraintes résiduelles, etc.),
- Section de la barre indéformable,
- Appuis de type « appuis à fourche »,
- Matériau infiniment élastique linéaire,
- Inertie I_z de la section faible vis-à-vis de l'inertie I_y ,
- Petites déformations ($\sin \varphi = \varphi$, $\cos \varphi = 1$).

Il faut préciser ici qu'un appui à fourche correspond à un appui simple à la flexion où la rotation φ de la section autour de l'axe x ainsi que le déplacement latéral v sont empêchés.

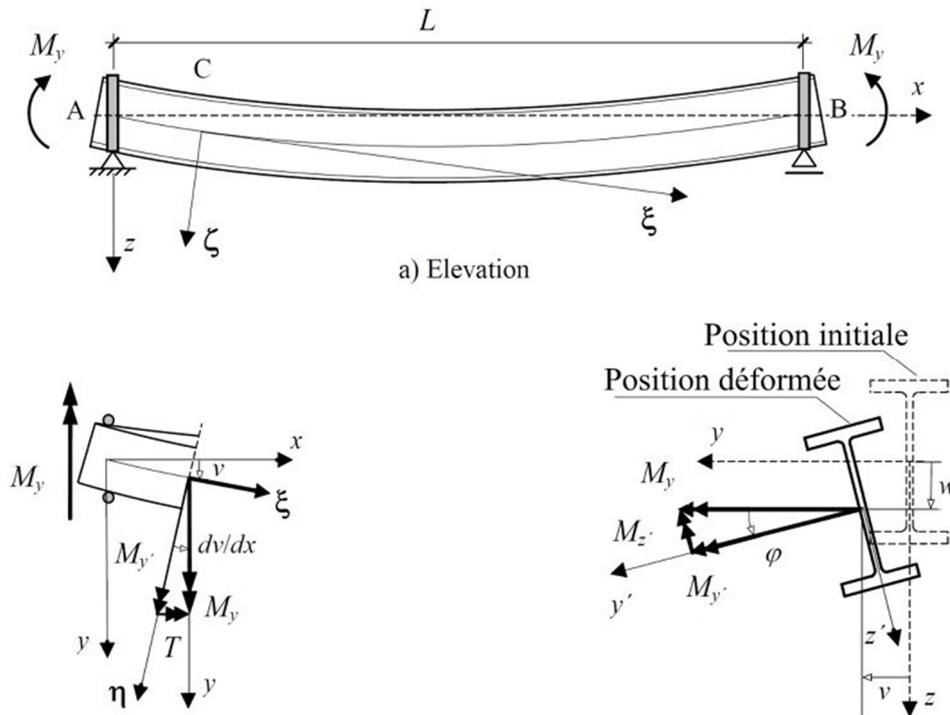


Figure II.9: Déversement d'une poutre constituée d'une section en I bi-symétrique, sollicitée en flexion pure.

On peut dès lors établir les équations différentielles relatives à cette poutre en écrivant les conditions d'équilibre par rapport au système de coordonnées (ξ, η, ζ) à l'état déformé, ce qui représente un système de trois équations à trois inconnues (v , w et φ) :

- Flexion selon l'axe η , en tenant compte du fait que $M\eta = My \cos\varphi \approx My$

$$EI_y \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + My = 0 \quad (\text{II.8})$$

- Flexion selon l'axe ζ , en tenant compte du fait que $M\zeta = My \sin\varphi \approx My$

$$EI_z \frac{d^2 v(x)}{dx^2} + \varphi(x) My = 0 \quad (\text{II.9})$$

- Torsion autour de l'axe ξ , en tenant compte du fait que $T = My \sin \frac{dv}{dx} \approx My \frac{dv}{dx}$

$$EI_w \frac{d^3 \varphi(x)}{dx^3} - GK \frac{d\varphi(x)}{dx} + My \frac{dv(x)}{dx} = 0 \quad (\text{II.10})$$

La relation (II.8) est indépendante des deux suivantes : c'est l'équation d'une barre sollicitée en flexion pure. En dérivant une fois (II.10) et en remplaçant $d^2 v(x)/dx^2$ par sa valeur tirée de (II.9), on obtient l'équation différentielle suivante :

$$EI_w \frac{d^4 \varphi(x)}{dx^4} - GK \frac{d^2 \varphi(x)}{dx^2} - \frac{My^2}{EI_z} \varphi(x) = 0 \quad (\text{II.11})$$

Sa solution est du type : $\varphi(x) = A \cosh(\alpha x) + B \sinh(\alpha x) + C \sin(\beta x) + D \cos(\beta x)$.

Pour déterminer les quatre constantes d’intégration, on dispose de quatre conditions aux limites, à savoir : $\varphi = \varphi'' = 0$ pour $x = 0$ et l_D . Le *moment critique de déversement élastique* M_{crD} , pour lequel le système est en équilibre métastable, se formule finalement de la façon suivante, on remarquera que cette relation est indépendante de la limite d’élasticité f_y de l’acier, (Hirt et al. [5] et ECCS [6])

) :

$$M_{crD} = \frac{\pi}{l_D} \sqrt{GKEI_z \left(1 + \frac{\pi^2 EI_w}{l_D^2 GK} \right)} \quad (\text{II.12})$$

- l_D : Longueur de déversement (distance entre deux appuis latéraux empêchant le déversement)
- G : Module de cisaillement ;
- K : Constante de torsion uniforme ;
- GK : Rigidité de torsion ;
- E : Module d’élasticité ;
- I_z : Moment d’inertie par rapport à l’axe z ;
- EI_z : Rigidité de flexion latérale ;
- I_w : Moment d’inertie sectoriel de la section ;
- EI_w : Rigidité de torsion non uniforme

II.3.2.3. Moment critique de déversement élastique (Méthode approximative) :

Le cas particulier de la poutre simple en flexion pure ne se rencontre pratiquement jamais dans une structure. De plus, les appuis d’une poutre sont souvent des encastremements élastiques à la flexion et à la torsion, les charges extérieures ne se réduisent pas à un simple moment de flexion et la section de la barre peut être dissymétrique (**Fig.II.9**).

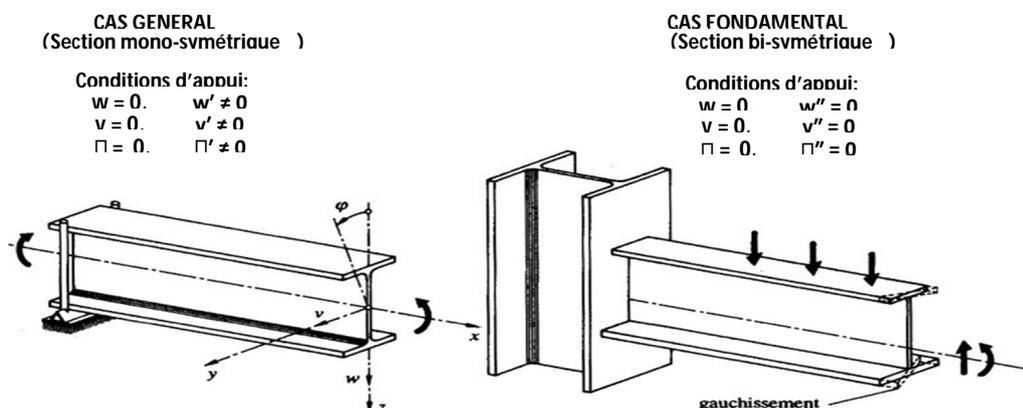


Figure II.10. Conditions d'appui, charges et types de sections transversales.

Plusieurs chercheurs ont étudié le déversement afin de trouver une méthode de calcul plus générale, applicable à de nombreux cas pratiques. Citons parmi eux Clark et Hill [7] ainsi que Djalaly [8] qui ont proposé sur une base empirique la formule généralisée (II.6), qui tient compte de manière plus détaillée du type de chargement de la barre et de ses conditions d'appui. Les hypothèses de calcul sont identiques à celles énoncées dans la théorie de Timoshenko [4] au paragraphe (§ II.3.2.2), à la différence près que la section peut être mono-symétrique, qu'elle peut être chargée entre les appuis et que les conditions d'appui sont plus générales :

$$M_{crD} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{k_v k_\varphi l_D^2} \left[\sqrt{(C_2 z_a + C_3 \beta)^2 + \frac{I_w}{I_z} \left(\frac{GK k_\varphi^2 l_D^2}{\pi^2 EI_w} \right)} + (C_2 z_a + C_3 \beta) \right] \quad (\text{II.8})$$

D'où :

- C_1, C_2, C_3 : Facteurs dépendant du type de chargement et des conditions d'appuis
- k_v, k_φ : coefficients d'encastrement aux appuis
- z_a : Distance entre le centre de cisaillement C et le point d'application de la charge (positive si ce dernier est situé entre le centre de cisaillement et la semelle tendue)

avec la caractéristique sectorielle de la section β ($\beta = 0$ pour une section bi-symétrique)

définie par :

$$\beta = z_C + \frac{1}{2I_y} \int_A z(y^2 + z^2) dA \quad (\text{II.9})$$

- z_C : Distance entre le centre de gravité G et le centre de cisaillement C (positive si le centre de cisaillement se trouve entre le centre de gravité et la semelle comprimée) .

II.3.2.4. Influence des conditions d'appui :

La valeur du moment critique de déversement élastique donnée par (II.8) dépend des conditions d'appui de la poutre en flexion latérale (déplacement latéral v du centre de cisaillement) et en rotation (angle φ), de même que de la possibilité de *gauchissement*. Les conditions d'appui en flexion latérale influencent directement le coefficient d'encastrement k_v , tandis que les conditions d'appui en rotation influencent le coefficient d'encastrement k_φ . Pour une poutre simple, on a pour les deux cas extrêmes suivants :

- Cas général de la poutre sur deux appuis à fourche (Fig.II.8) :

$$v = v'' = 0 \text{ d'où } k_v = 1.0$$

$$\varphi = \varphi'' = 0 \text{ d'où } k_\varphi = 1.0$$

- Cas particulier de la poutre parfaitement bi-encastée, avec gauchissement empêché :

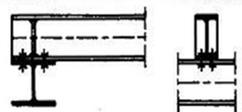
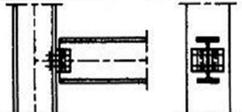
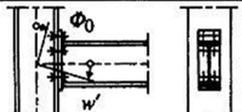
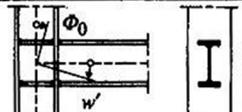
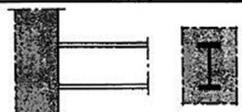
$$v = v'' = 0 \text{ d'où } k_v = 0.5$$

$$\varphi = \varphi'' = 0 \text{ d'où } k_\varphi = 0.5$$

Le tableau (**Tableau II.1**) donne pour quelques cas concrets d'appuis les conditions aux limites et les coefficients d'encastrement correspondants. Théoriquement, pour chaque poutre présentant des conditions d'appuis différentes, il faudrait intégrer le système d'équations différentielles en tenant compte de ces conditions aux limites. Pratiquement, on peut toutefois admettre pour le dimensionnement les valeurs suivantes des coefficients d'encastrement :

- $k_v = 1.0$ pour tous les cas où les appuis de la poutre n'empêchent pas sa flexion latérale (par exemple les appuis constitués d'une colonne dont on néglige la résistance à la torsion) ;
- $k_v = 0.5$ pour tous les cas où les appuis de la poutre empêchent sa flexion latérale (par exemple les appuis constitués d'un élément rigide à la torsion) ;
- $k_\varphi = 1.0$ dans tous les cas, pour autant que les appuis de la poutre empêchent une rotation des sections d'extrémité.

Tableau II.1 : Conditions aux limites et valeurs approchées des coefficients d'encastrement d'une poutre dont les deux appuis sont identiques.

Schémas des appuis	Conditions aux limites	k_v et k_φ	Remarques
	$w = w_0$ $w'' = 0$ $v = 0$ $v'' = 0$ $\varphi = 0$ $\varphi'' = 0$	$k_v = 1.0$ $k_\varphi = 1.0$	Raidisseurs ou appuis latéraux au niveau de la membrure comprimée nécessaires afin d'empêcher la rotation de la poutre aux appuis (w_0 : déplacement vertical de l'appui).
	$w = 0$ $w'' = 0$ $v = 0$ $v'' = 0$ $\varphi = 0$ $\varphi'' = 0$	$k_v = 1.0$ $k_\varphi = 1.0$	Liaison articulée dans laquelle les cornières doivent être suffisantes pour empêcher la rotation de la poutre aux appuis.
	$w = 0$ $w'' = 0$ $v = 0$ $v'' = 0$ $\varphi = 0$ $\varphi'' = 0$	$k_v = 1.0$ $k_\varphi = 1.0$	Liaison semi-rigide avec gauchissement partiellement empêché par la plaque de tête. On néglige la résistance à la torsion de la colonne.
	$w = 0$ $w' = \Phi_0$ $v = 0$ $v'' = 0$ $\varphi = 0$ $\varphi'' = 0$	$k_v = 1.0$ $k_\varphi = 1.0$	Liaison semi-rigide avec flexion partiellement empêchée ($k_\varphi < 1.0$). On néglige la résistance à la torsion de la colonne (Φ_0 : inclinaison de la colonne).
	$w = 0$ $w' = \Phi_0$ $v = 0$ $v'' = 0$ $\varphi = 0$ $\varphi'' = 0$	$k_v = 1.0$ $k_\varphi = 0.5$	Encastrement parfait de la poutre à la torsion, gauchissement empêché par les raidisseurs. On néglige la résistance à la torsion de la colonne (Φ_0 : inclinaison de la colonne).
	$w = 0$ $w' = 0$ $v = 0$ $v' = 0$ $\varphi = 0$ $\varphi' = 0$	$k_v = 0.5$ $k_\varphi = 0.5$	Encastrement parfait de la poutre à la flexion et à la torsion, gauchissement empêché par l'appui que l'on considère comme étant rigide à la torsion.

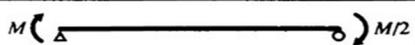
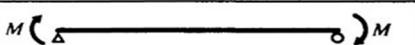
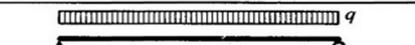
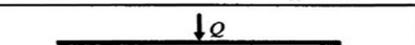
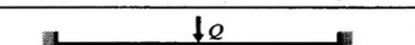
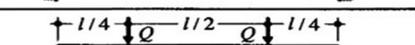
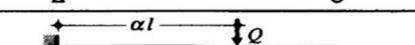
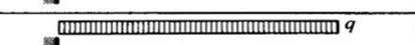
II.3.2.5. Influence du type de chargement :

Le moment critique de déversement élastique M_{crD} est fonction du type de chargement de la poutre et de son système statique (conditions d'appui); pratiquement, on en tient compte par les facteurs C_1 , C_2 et C_3 dans (II.8). Le cas le plus défavorable est celui de la poutre simple sollicitée par un moment de flexion constant. Dans le cas d'un moment linéairement variable ou de charges appliquées entre les appuis, la compression maximale n'est atteinte sur toute la longueur de la poutre que dans une seule section, ce qui se traduit par des facteurs C_1 , C_2 et C_3 plus élevés afin de tenir compte de cet effet favorable.

Le tableau (Tableau II.2) donne les valeurs de ces trois facteurs pour les cas de charges les plus courants et pour les conditions d'appui suivantes : $k_v = 1.0$ (cas usuel), 0.5 et 2.0 (pour la poutre en porte-à-faux) et $k_\phi = 1.0$ (valeur admise normalement). Pour des systèmes statiques dont les conditions d'appui sont telles que $0.5 < k_v < 1.0$, on peut soit obtenir les facteurs

C_1 , C_2 et C_3 par interpolation, soit choisir $k_v = 1.0$ (méthode conservatrice), les facteurs peuvent être trouvés dans (Boissonnade et al. [9]).

Tableau II.2 : Valeurs des facteurs C_1 , C_2 et C_3 pour $k_\phi = 1.0$

Mode de chargement	$k_v = 1.0$			$k_v = 0.5$			$k_v = 2.0$		
	C_1	C_2	C_3	C_1	C_2	C_3	C_1	C_2	C_3
 M (Δ ————— \circ) M	1.00	①	1.00	1.00	①	1.14			
 M (Δ ————— \circ) $M/2$	1.32	①	0.99	1.51	①	2.27			
 M (Δ ————— \circ)	1.88	①	0.94	2.15	①	2.15			
 M (Δ ————— \circ) $M/2$	2.70	①	0.68	3.09	①	1.55			
 M (Δ ————— \circ) M	2.75	①	0.00	3.15	①	0.00			
 q	1.13	0.46	0.53	0.97	0.30	0.98			
 q	1.28	1.56	0.75	0.71	0.65	1.07			
 q	1.36	0.55	1.73	1.07	0.43	3.06			
 q	1.56	1.27	2.64	0.94	0.71	4.80			
 q	1.05	0.43	1.12	1.01	0.41	1.89			
 q							$\frac{1.28}{\alpha}$	0.43	②
 q							2.05	0.83	②

① Sans influence s'il n'y a pas de charge transversale

② Sans influence pour une section bi-symétrique

II.3.3. Résistance ultime au déversement (Étude Normative) :

II.3.3.1. Principe linéaire du moment de déversement :

La théorie linéaire permettant de calculer le moment critique de déversement élastique, est basée sur le modèle d’instabilité par bifurcation de l’équilibre. En réalité, le moment de flexion maximale que peut reprendre une section est égal au moment plastique M_{pl} . Or, le moment critique de déversement élastique M_{crD} obtenu avec (II.12) dépasse cette valeur critique pour des faibles élancements. De même que pour le flambement, le modèle d’un comportement élastique n’est plus valable dans le domaine de petits élancements ; cela est dû à la mauvaise corrélation du modèle théorique avec le comportement réel de l’élément. Les hypothèses énoncées au paragraphe (§ II.2.2.2) ne tiennent pas compte, entre autres, de la limite d’élasticité de l’acier et des imperfections des éléments (imperfections géométriques, contraintes résiduelles, etc..). Il est donc nécessaire de définir, de façon analogue au flambement, la résistance ultime au déversement M_D .

II.3.3.2. Le moment critique de déversement selon L’Eurocode 3:

L’Eurocode 3 [2] dispose de plusieurs méthodes afin de tenir compte du cas de déversement : *un cas général*,

- Un cas ajusté aux profilés laminés ou sections soudées équivalentes,
- Une méthode simplifiée,
- Une méthode générale pouvant être utilisée aussi bien pour le déversement que d’autres cas d’instabilités.

L’organisation « Access Steel », d’après un accord avec les principaux instituts techniques en construction métallique en Europe, a publié un document « Non-Conflicting, Complementary Information » (NCCI) afin de déterminer M_{cr} [10], basé sur l’équation (II.8):

$$M_{cr,EC} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2}{\pi^2} \cdot \frac{G I_t}{E I_z} + (C_2 Z_g)^2 - C_2 Z_g} \right] \quad (\text{II.10})$$

D’après cette formule qui a été adoptée par l’Eurocode 3 [2], il est possible de constater que l’EC3 est ouvert à une grande variété de situations par rapport aux autres règlements en vigueur tel que l’AISC [11] (l’Institut Américain de la Construction Métallique). Cependant, l’EC3 est complexe mais essaie de couvrir le plus large éventail de cas possibles, et dispose de bien des manières pour s’ajuster au cas étudié (plusieurs méthodes pour approcher un problème).

II.3.3.3. Calcul simplifié du moment critique de déversement élastique (la norme SIA 161) :

Il est possible de recourir à une méthode de calcul simplifiée pour déterminer le moment de déversement (la simplification consiste à ne pas utiliser les coefficients k_v , k_φ , C_1 , C_2 et C_3), à condition que les hypothèses suivantes soient remplies :

- Le système statique est une poutre simple avec appuis à fourche ($v = v'' = 0$ et $\varphi = \varphi'' = 0$);
- La section est bi-symétrique et indéformable ;
- Les charges agissent dans le plan de symétrie de la section et leur point d’application au centre de cisaillement ;

Un tel principe de calcul simplifié est d’ailleurs repris dans la norme SIA 161.

Examinons d’abord le moment critique de déversement élastique M_{crD} donné par le cas fondamental de la poutre simple en flexion pure par (II.12), qui peut s’exprimer, en séparant l’influence de la *torsion uniforme et non- uniforme*, de la façon suivante :

$$M_{cr,EC} = \left[\sqrt{\frac{\pi^2 GK EI_z}{l_D^2} + \frac{\pi^4 EI_w EI_z}{l_D^4}} \right] \quad (\text{II.11})$$

Historiquement, on a en général utilisé la contrainte critique de déversement élastique σ_{crD} , qui est liée au moment critique de déversement élastique M_{crD} de la façon suivante :

$$\sigma_{crD} = \frac{M_{crD}}{W_y} \quad (\text{II.12})$$

\overline{W}_y : est le moment de résistance par rapport à la fibre moyenne des ailes.

Avec (II.11), la contrainte critique de déversement élastique σ_{crD} peut donc se formuler ainsi :

$$\sigma_{crD} = \sqrt{\left[\frac{\pi}{l_D \overline{W}_y} \sqrt{GK EI_z} \right]^2 + \left[\frac{\pi^2 E}{l_D^2} \sqrt{\frac{I_w I_z}{\overline{W}_y^2}} \right]^2} \quad (\text{II.13})$$

En définissant les termes entre crochets par la composante de torsion uniforme σ_{Dv} , et, respectivement, non uniforme σ_{Dw} , la contrainte critique de déversement élastique peut donc s’écrire pour une section bi-symétrique sous la forme d’une somme vectorielle de deux composantes, représentant d’une part la résistance en *torsion uniforme (St-Venant)* [12] de la poutre et d’autre part la résistance en *torsion non-uniforme* :

$$\sigma_{crD} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2}$$

- σ_{Dv} : la composante de la torsion uniforme.
- σ_{Dw} : la composante de la torsion non-uniforme.

En général, une barre sollicitée par un moment de torsion résiste simultanément en torsion uniforme et en torsion non-uniforme ; on dit qu’elle travaille en torsion mixte. Le moment de torsion extérieur est équilibré d’une part par un flux de cisaillement (torsion uniforme), et d’autre part par des contraintes normales associées à des contraintes tangentielles (torsion non-uniforme). La part de ces deux modes de résistance dépend principalement de la géométrie de la section transversale, mais également de la portée et des conditions d’appui.

Lors de calcul de la résistance ultime au déversement d’une poutre, on peut, suivant le cas, négliger l’une des deux résistances à la torsion (**Fig. II.10**). Un profilé tubulaire résiste essentiellement en torsion uniforme, car la composante de torsion non-uniforme σ_{Dw} peut être négligée. Pour une poutre composée d’âme pleine, dont la longueur de déversement est faible, c’est par contre la composante de torsion uniforme σ_{Dv} qui peut être négligée : la section résiste donc essentiellement en torsion non-uniforme. Un profilé laminé résiste quant à lui en torsion mixte, mais la composante de torsion uniforme (St-Venant) [12] σ_{Dv} est souvent prépondérante, comme le montre la figure (**Fig.II.10**).

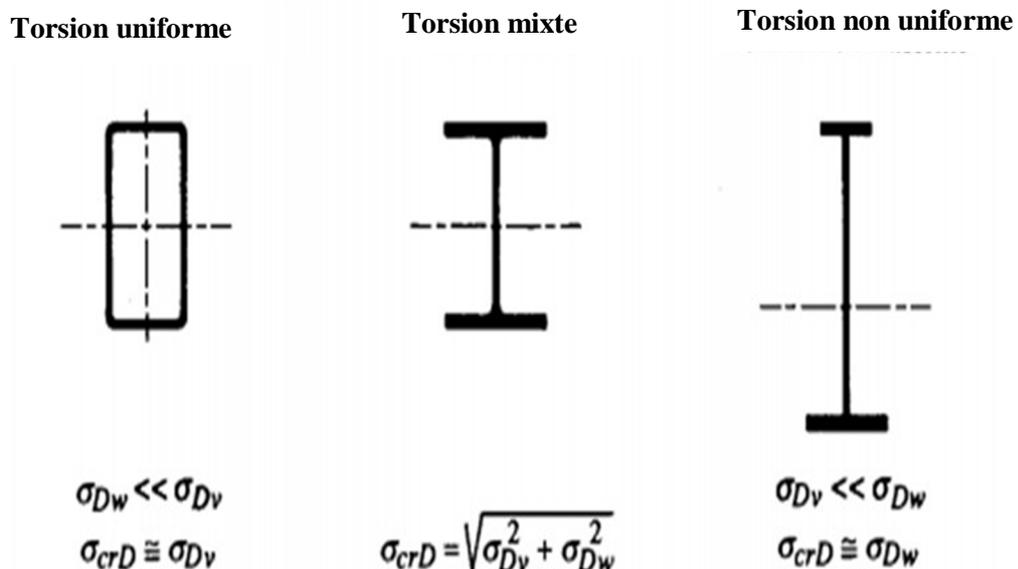


Figure II.11: Mode de résistance à la torsion de quelques sections.

II.4. Conclusion :

L’étude des phénomènes d’instabilité élastique est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l’utilisation d’éléments minces et de grand élancement. A cet effet, nous avons examiné successivement les deux phénomènes d’instabilité (flambement, déversement) sous leurs aspects théoriques ou analytiques et réglementaires.

Dans cette partie, nous avons présenté une analyse analytique et réglementaire du flambement ainsi que de déversement des poutres à parois minces. Beaucoup de paramètres interviennent dans le calcul des charges critiques (charge axiale normal ou moment critique).

Les principaux paramètres intervenants sont la forme de la section transversale (le moment d’inertie par rapport à l’axe faible et les caractéristiques géométriques de torsion.

Le point d’application de la charge par rapport au centre de torsion joue un rôle très important dans la résistance au déversement. Les conditions aux limites de la poutre vis à vis de la flexion et du gauchissement interviennent aussi.

Chapitre – III–

Les poutres alvéolaires

III.1. Introduction :

L'utilisation des poutres alvéolaires ACB® [13] et Angelina™ [14] permet une nouvelle expression architecturale. En effet, les structures sont allégées et les portées augmentées afin d'assurer la modularité des lieux.

Cette flexibilité accompagne une fonctionnalité améliorée par le passage des équipements techniques (conduits, câbles, réseaux) à travers les ouvertures. L'aspect aérien des poutrelles alvéolaires, allié à leur forte résistance, ne cesse d'inspirer aux architectes des formes structurelles toujours renouvelées.

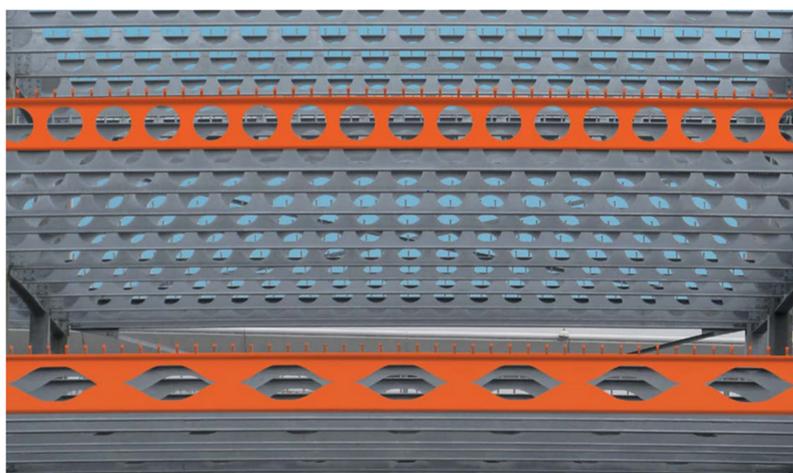


Figure III.1 : Les poutres alvéolaires

III.2. Fabrication :

L'optimisation des méthodes de fabrication (oxycoupage, cintrage, etc.) permet actuellement de s'adapter à moindre coût, aux exigences des maîtres d'ouvrage afin de garantir une livraison rapide des poutrelles ACB® [13] et Angelina™ [14].

III.3. Normalisation :

Les Eurocodes (Eurocode3 [2] pour les structure sen acier et Eurocode4 [15] pour les structures mixtes acier-béton) permettent le calcul de la résistance en situations normales, mais aussi accidentel est elles que séisme ou incendie.

III.4. Utilisation intelligente :

L'utilisation des poutrelles alvéolaires réduit la hauteur d'étage et simplifie la construction tout en conservant l'élégance de la structure. La mise en place des réseaux d'équipements techniques sur chantier s'effectue plus rapidement et plus aisément dans le plénum réalisé dans la hauteur des poutres.

En effet, la mise en place des tuyauteries, des gaine soudés réseaux électriques est favorisée par la présence des larges ouvertures situées dans l'âme des poutres de plancher.

Les poutrelles alvéolaires facilitent aussi de futures modifications ou rénovations des équipements techniques, le remplacement des réseaux dans les trousseurs numéraires, et le tout sans changement dans la structure porteuse.

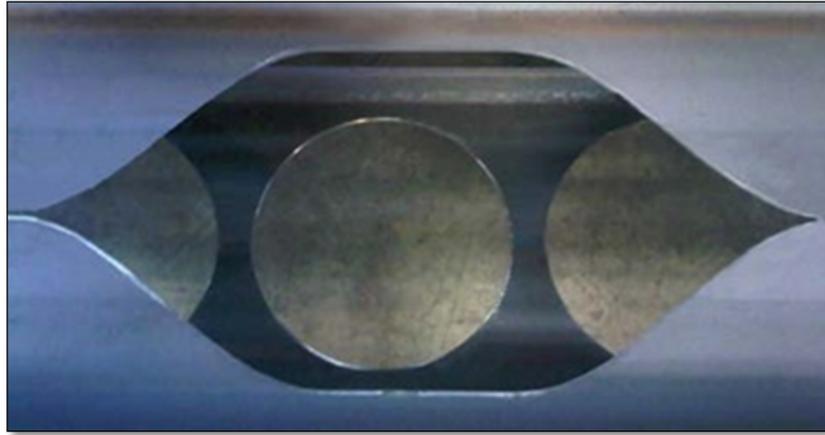


Figure III.2: Comparaison de la dimension des ouvertures entre les poutres ACB® et Angelina™

III.5. Technique :

Les poutres alvéolaires ACB® [13] et Angelina™ [14] sont obtenues à partir de profilés traditionnels laminés à chaud. La longueur de la poutre est généralement imposée par sa position dans le projet.

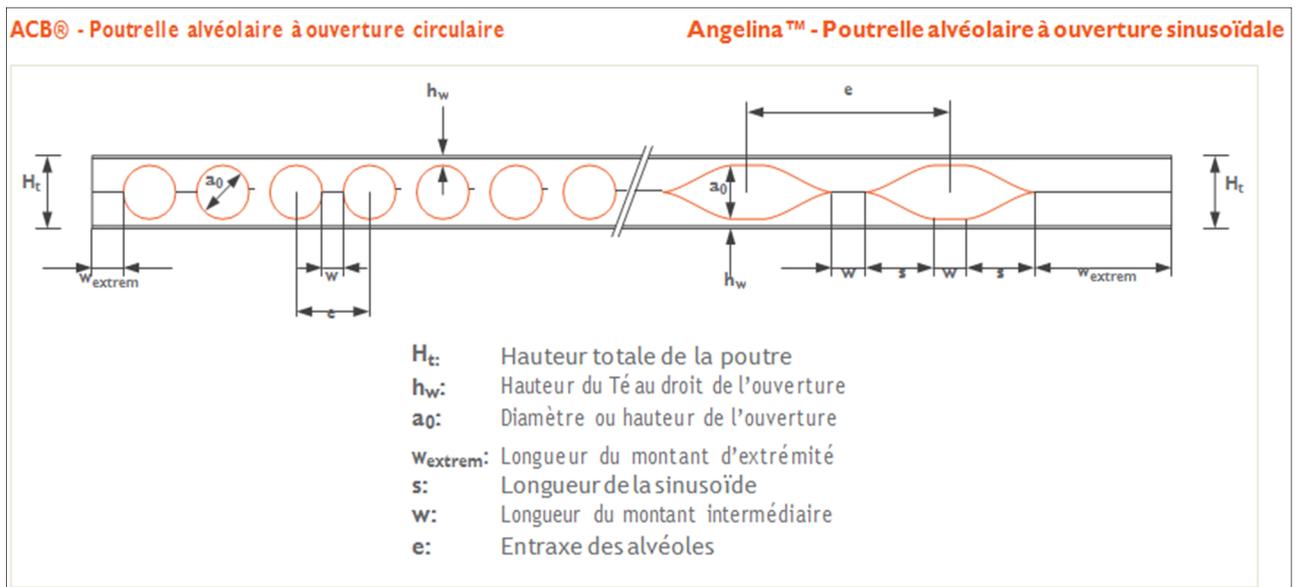


Figure III.3: Comparaison de la dimension des ouvertures entre les poutres ACB® et Angelina™.

III.6. Domaines d'utilisation :

III.6.1. Toiture :

L'utilisation des poutres ACB® [13] et Angelina™ [14] en toiture permet de franchir des portées importantes, jusqu'à 40 mètres.

Que les poutres soient isostatiques (poutrelle simplement appuyée) ou encastrées (traverse de portique), la performance des poutres alvéolaires allie à la fois les fonctionnalités des poutres treillis, et la réduction des interventions sur site pour le montage.

Les poutres alvéolaires s'offrent aux architectes des solutions attractives et pratiques en termes d'aménagement de l'espace.

La hauteur des ouvertures peut atteindre 80% de la hauteur totale de la poutre avec la possibilité de ne laisser qu'une faible quantité de matière nécessaire à la fabrication entre les ouvertures.



Figure III.4: Poutre de toiture ACB®

III.6.2. Plancher :

Les constructions modernes requièrent de plus en plus l'aménagement d'installations techniques (chauffage, ventilation, air conditionné, etc.), à l'intérieur du plénum disponible (Fig.III.5).

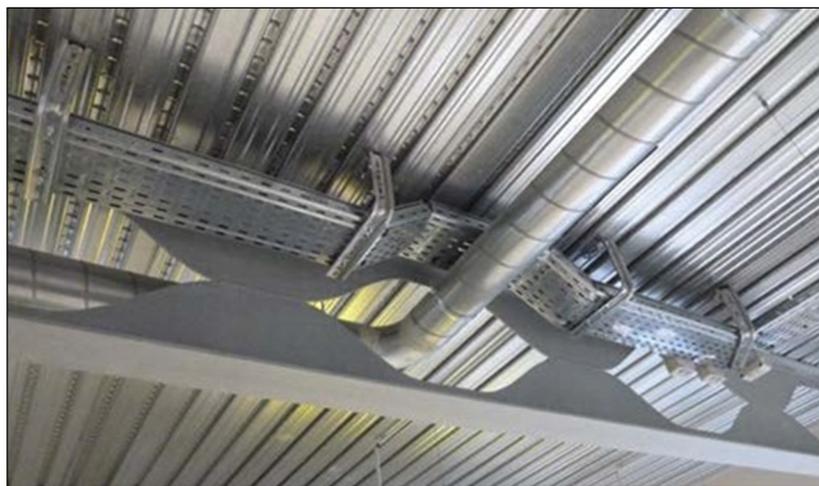


Figure III.5: Poutre de plancher Angelina™

L'utilisation de poutrelles alvéolaires apporte dès maintenant des réponses concrètes à la demande des maîtres d'ouvrage. Cette solution permet de réaliser de grands plateaux libres sur une portée pouvant aller jusqu'à 20 mètres (idéalement de façade à façade) et permet le passage dans le à travers les alvéoles, de réseaux variés.

L'épaisseur totale du plancher est réduite de 25 à 40 cm par rapport aux solutions traditionnelles.

Pour des bâtiments courants de 35 à 40 mètres de hauteur, un gain de seulement 20 cm sur l'épaisseur du plancher permet la réalisation d'un étage supplémentaire avec la même hauteur de construction.

Pour des bâtiments dont le nombre d'étages est imposé, l'économie réside dans la réduction des surfaces de façades.

III.7. Conception et fabrication :

La méthode de fabrication des poutres ACB® [13] et Angelina™ [14] est basée sur l'utilisation exclusive de poutrelles laminées à chaud.

Une ligne de découpe double (ACB®)[13] ou unique (Angelina™)[14] est pratiquée par oxy coupage dans l'âme d'un profil laminé. Les deux tés sains informés sont ensuite soudés après décalage d'une demi-onde (ACB®) ou retournement (Angelina™).

Il en résulte un accroissement de la hauteur totale de la section finale (**Fig.III.6**).

Le produit structurel ainsi obtenu présente un rapport inertie/poids bien supérieur à la poutrelle d'origine. Les programmes de découpes ont pilotés numériquement afin d'assurer un ajustement parfait des alvéoles en tenant compte des déformations des trous lors d'un contre fléchage ultérieur.

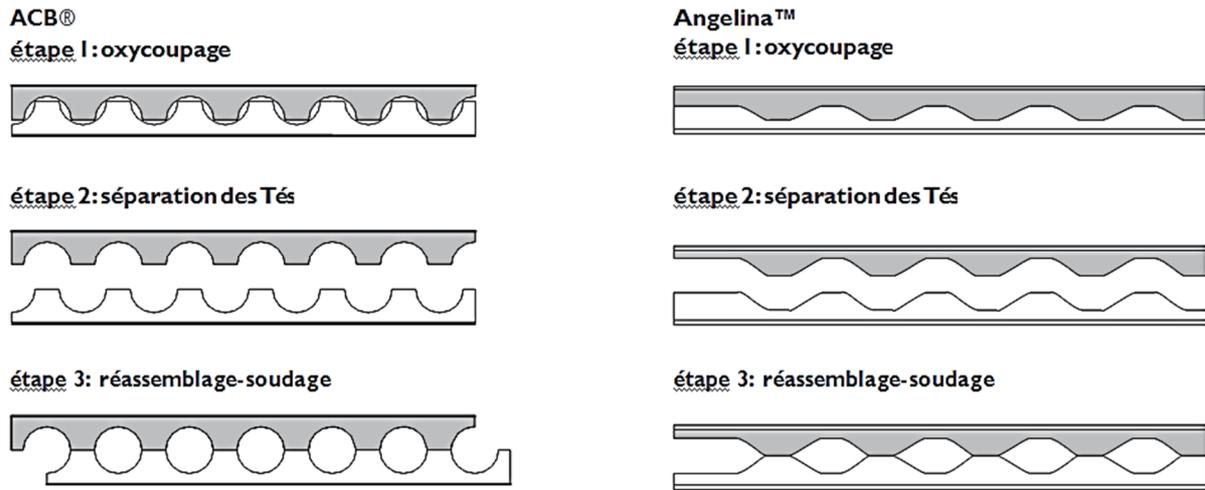


Figure III.6: Schéma de fabrication des poutres alvéolaires.

III.7.1. Choix de la taille et de l'entraxe des ouvertures :

Pour une section de départ donnée, il existe une infinité de combinaisons possibles en termes de hauteurs finales et d'entraxes des alvéoles. Le choix est orienté suivant certains principes décrits ci-après.

Afin de conserver un certain esthétisme des proportions des ouvertures, le rapport entre la hauteur de l'ouverture (a_0), l'entraxe (e) et la hauteur finale (H_t) varie suivant le champ d'application défini ci-après (Fig.III.7).

La hauteur de l'ouverture (a_0) est déterminée le cas échéant par le gabarit maximum des gaines techniques prévues dans les différentes zones ou étages du projet.

<p>Applications: Couverture Passerelles piétonnes Pannes de grandes portées</p> <p>Objectif: Optimisation du rapport hauteur/poids</p>	<p>Applications: Planchers Parking Structures offshore</p> <p>Objectif: Optimisation du rapport charge admissible/poids</p>
<p>Profilé de départ (hauteur h)</p>	<p>Profilé de départ (hauteur h)</p>
<p>Conception type 1 (ACB® et Angelina™)</p>	<p>Conception type 2 (ACB® et Angelina™)</p>
<p>Diamètre ou hauteur $a_0 = 1,0$ à $1,3h$ Entraxe $e = 1,1$ à $1,3 a_0$ Hauteur finale $H_t = 1,4$ à $1,6 h$ Nuances d'aciers usuelles: S355</p>	<p>Diamètre ou hauteur $a_0 = 0,8$ à $1,1h$ Entraxe $e = 1,2$ à $1,7 a_0$ Hauteur finale $H_t = 1,3$ à $1,4 h$ Nuances d'aciers usuelles: S355, S460, HISTAR460</p>

Figure III.7 : Taille et entraxe des ouvertures

III.7.2. Poutres cellulaires cintrées ou contre fléchées :

La contre flèche est suffisamment marquée pour éviter tout risque d'emploi à contresens. Elle est particulièrement indiquée pour l'optimisation des poutres de plancher; la contre flèche pouvant compenser le poids propre du plancher lors du coulage de la dalle. La forme imprimée reste remarquablement stable, même après une galvanisation éventuelle.

En toiture, et même sur des portées de 30m, le cintrage (ACB® [13]) permet de donner la pénétré qui se pour la couverture (3à10%) facilitant la pose des pannes et bacs.



Figure III.8 : Poutres alvéolaires contre fléchées de 25 mètres

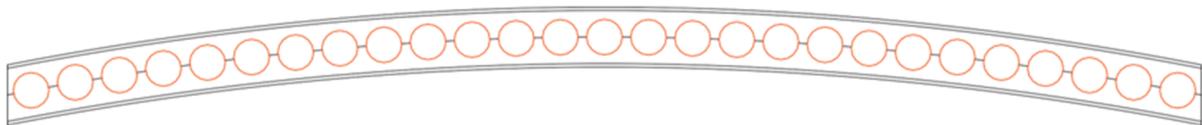


Figure III.9 : Exemple d'une poutre ACB® cintrée

III.7.3. Poutres ACB® à inertie variable :

Les poutres à inertie variable sont réalisées en inclinant l'axe de découpe et en retournant un des deux tés (**Fig.III.10**). Ces formes trouvent leurs applications les plus fréquentes dans les cas de consoles longues (tribune de stade,...), poutres continues (passerelles,...), traverses ou demi-traverses de portiques

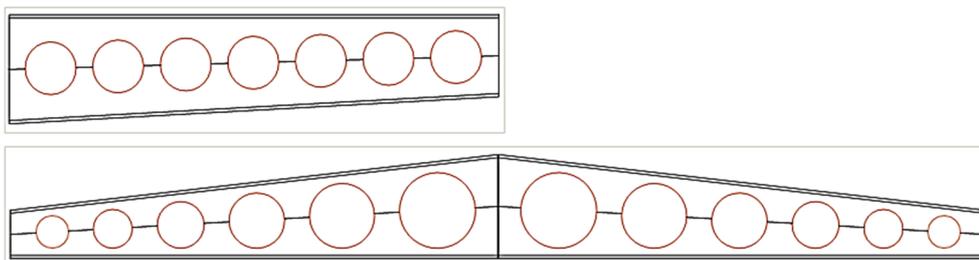


Figure III.10: Exemples de poutre ACB® à inertie variable

III.7.4. Ouvertures allongées :

Il est parfois nécessaire d'éviter l'espace entre 2 cellules. Dans la mesure du possible, cette élongation doit être placée vers le centre de la poutre (**Fig.III.11**), dans la zone de faible effort tranchant. Lorsque cette élongation doit se situer à proximité d'appuis, il est souvent nécessaire d'enraidir le contour.

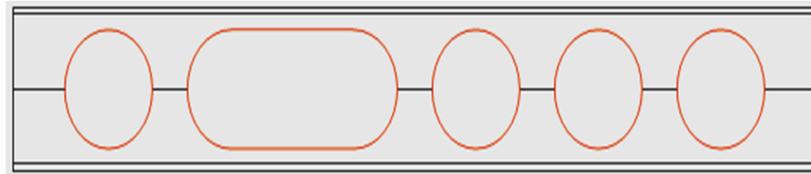


Figure III.11: Ouverture rallongée

III.7.5. Obturation des alvéoles :

Le rebouchage de certaines alvéoles s'avère parfois nécessaire (**Fig.III.12**) suite à des contraintes d'efforts tranchants au niveau des appuis, de l'attache des solives ou pour des raisons de stabilité en cas d'incendie. À cet effet, une tôle est insérée dans l'alvéole puis soudée de part et d'autre de l'âme de la poutre. Les épaisseurs de la tôle et du cordon de soudage, souvent limité à un cordon de 4 mm, sont optimisées en fonction des contraintes locales



Figure III.12: Alvéoles obturées

III.7.6. Renfort d'alvéoles :

Si dans certains cas (esthétique, luminosité,...) l'ouverture doit être maintenue, un cercle ou un renfort soudé sur le pourtour de l'ouverture permet d'en augmenter la rigidité (**Fig.III.13**).

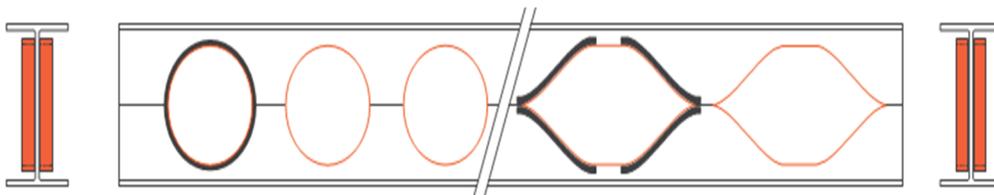


Figure III.13: Alvéoles renforcées

III.7.7. Renforcement des poutres :

Les critères de déformation et de fréquence à l'état limite de service nécessitent une rigidité suffisante en flexion, c'est-à-dire une limitation des flèches. L'optimisation de la charpente alvéolaire est envisageable par l'augmentation de l'inertie accompagnée d'une diminution de l'épaisseur de l'âme, ce que favorise l'utilisation des profilés IPE et IPEA.

L'ingénieur est souvent confronté à des situations où l'optimisation ne peut s'opérer efficacement compte tenu du risque de flambement d'un ou de deux montants près des appuis entre les alvéoles d'extrémités.

Typiquement, quatre solutions sont envisageables :

- Choisir un profilé plus résistant.
- Choisir une qualité d'acier supérieure pour diminuer le taux de chargement.
- Obturer les alvéoles, si cela ne pose pas de problème de passage de réseau.
- Renforcer les ouvertures par des cercles afin de conserver la liberté de passage.

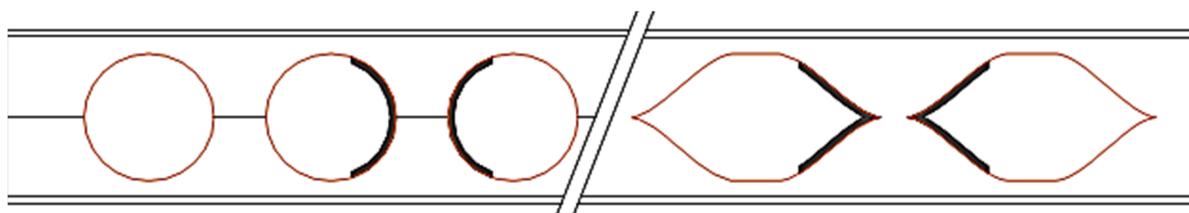


Figure III.14: Renforcement des pourtours de l'alvéole

III.8. Les poutrelles alvéolaires ACB ® et Angelina™ accompagnent la construction durable :

A. Aspects écologiques de la durabilité :

De ce point de vue, Il importe principalement d'utiliser des matériaux de construction ne présentant pas de risques pour la santé, de réduire les quantités de déchets produits lors de la fin de vie des ouvrages. Il est aussi important d'optimiser l'utilisation des matériaux dans la construction et de limiter au mieux l'énergie nécessaire à la fabrication de ceux-ci. Dans le cas des profils éliminés à chaud, le matériau utilisé est l'acier.

Les poutres alvéolaires produites s'offrent la possibilité d'intégrer dans les bâtiments multi-étagés tous les équipements techniques dans leur plénum et d'optimiser la consommation du matériau grâce aux alvéoles formées par décalage. Leur élancement et leur légèreté en font une solution avec un fort argument environnemental. Les gains en CO2 peuvent atteindre 25% pour les poutres alvéolaires par rapport à d'autres solutions acier classiques.

B. Aspects économiques de la durabilité :

Les investisseurs visent en premier lieu la diminution du coût des investissements, l'optimisation des coûts d'exploitation, une durée d'usage du bâtiment aussi longue que possible ainsi qu'une grande flexibilité dans l'utilisation de l'ouvrage.

L'acier, utilisé pour les poutres alvéolaires, permet à l'architecte se taux concepteurs de répondre aisément à ces exigences tout en combinant des modes de construction légers et rapides avec la qualité, la fonctionnalité et l'esthétique de l'ouvrage.

Les structures élancées permettent une diminution de la hauteur de construction et des volumes de terrassement permettant une diminution des coûts de matériaux, de transport, de fondations et de construction.

Les poutres alvéolaires permettent de réduire les hauteurs des bâtis, ou bien, pour une même enveloppe, permettent d'ajouter un étage supplémentaire tous les 8 étages (15% en plus de surface utile pour un même volume à chauffer) (**Fig.III.15**). Elles permettent en outre de réduire le nombre de poteaux ainsi que les dimensions des fondations.

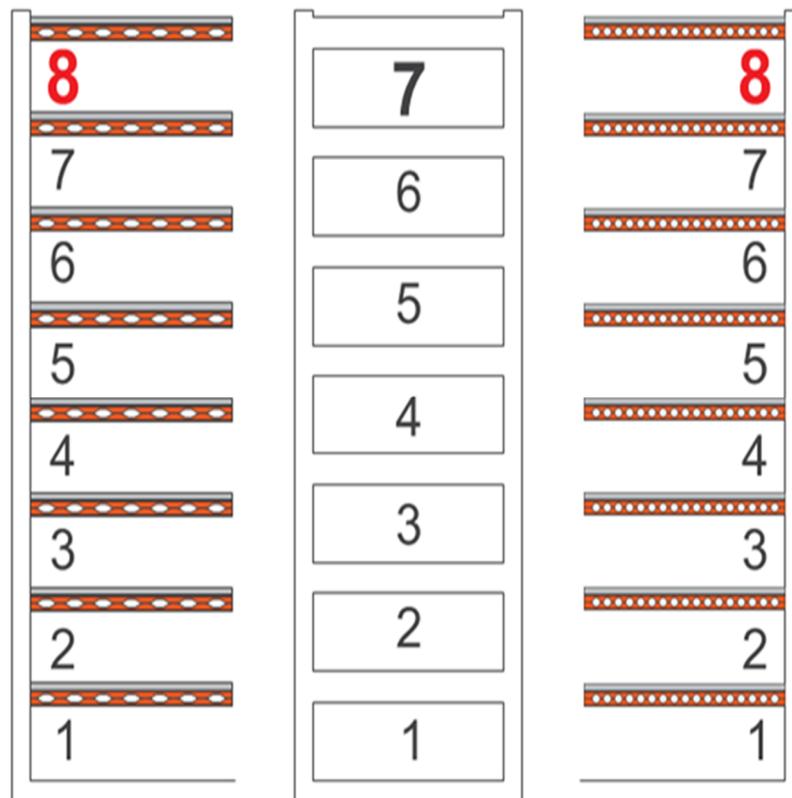


Figure III.15: Dans le volume initial, un étage supplémentaire peut être réalisé grâce aux poutres ACB ® et Angelina™

III.9. Conclusion:

Les objectifs principaux dans ce chapitre La spécificité d'une poutre alvéolaires est d'offrir une flexibilité bénéfique d'utilisation de la surface de plancher, les concepteurs d'immeubles de bureaux et appartements ont recours à des systèmes incluant des poutres de grande portée présentant nécessairement une grande hauteur, les équipements techniques étant incorporés dans la zone structurale du plancher.

Malgré les avantages que présentent ces poutres alvéolaires à savoir l'esthétique en employant judicieusement les propriétés géométriques, la flexibilité en permettant le passage des équipements techniques dans l'âme des poutres au lieu de les faire passer en dessous, la rapidité de mise en œuvre en facilitant la construction ainsi que l'optimisation en augmentant la hauteur libre sous plafond et les grandes portées ; leur résistance est très affectée par la présence des ouvertures dans l'âme qui doivent être prises en compte lors de la conception et du dimensionnement. Ces ouvertures provoquent un changement du comportement de ce type des poutres ainsi qu'une diminution de leur résistance.

Chapitre – IV–

L'instabilité des poutres alvéolaires

IV.1. Introduction :

Le dimensionnement exact des poutres métalliques contenant des évidements dans l'âme est nécessaire en raison de l'utilisation fréquente de ces dernières dans la construction d'habitations et de bureaux. Ceci est dû aux différents avantages qu'offrent ce type de poutres en particulier le passage de la tuyauterie et la réduction en conséquence, de la hauteur globale de la construction qui peut devenir intéressante pour des bâtiments à plusieurs étages quant à la réduction des coûts de la construction.

Dans ce contexte, plusieurs travaux de recherches ont fourni des informations sur le comportement et le calcul de ce type de poutre.

En premier lieu, une présentation chronologique des études menées sur les poutres munies de larges ouvertures est donnée dans le paragraphe suivant et présente les premières observations de ruines spécifiques à ce genre de poutres communément appelées poutres alvéolaires (ouvertures hexagonales) ou poutres cellulaires (ouvertures circulaires) ; en suite en deuxième lieu, un bilan sur quelques travaux de recherches disponibles est présenté et donne des informations sur le comportement et le calcul pour mieux dimensionner ce type de poutres dites «poutres alvéolaires ».

IV.2. Bilan de premières études menées sur les poutres alvéolaires :

D. Kendal et D.A. Nethercot [16] puis S. Demirdjian [17] et K.D. Tsavdaridis [18] présentèrent les premiers travaux de divers chercheurs datant de l'après-guerre. Les recherches décrites par D. Kendal et D.A. Nethercot [16] ont permis d'identifier 6 principaux modes de ruine des poutres alvéolaires. Ils sont principalement liés à la géométrie de la poutre globale, à l'élancement de l'âme, aux dimensions de l'ouverture, au type de chargement, aux conditions aux limites (maintiens anti-déversement) et à la position des ouvertures (dans le cas d'ouvertures isolées). Les modes de ruine sont de nature commune avec les poutres à âmes pleines (ruines globales) ou de nature spécifique aux poutres à ouvertures d'âmes (ruines locales). Ces modes peuvent être synthétisés ci-après en tant que locaux (mettant en jeu des sections locales autour de l'ouverture) ou globaux (mettant en jeu la section globale de la poutre) :

Modes de ruine locaux : ces modes mettent en jeu les sections locales autour de l'ouverture.

Trois modes distincts ont pu être observés :

– Flexion Vierendeel, correspondant à la flexion locale des sections en té aux coins de l'ouverture due au transfert de cisaillement autour de l'ouverture.

- Flambement du montant intermédiaire (poutres alvéolaires) par cisaillement horizontal ou par compression directe liée à un chargement ponctuel
- Rupture de la soudure du montant intermédiaire (poutre alvéolaire formée à partir d'un profilé laminé à chaud). Cette rupture de soudure est associée au cisaillement horizontal du montant. Les essais de M.U. Husain et W.G. Speirs [19] ont permis de mettre en évidence ce mode de ruine.

Modes de ruine globaux :

- Flexion globale, dans le cas où l'ouverture critique se situe en zone de flexion pure. Dans ce cas, les membrures inférieure et supérieure de l'ouverture se plastifient par traction ou compression.
- Cisaillement global, ce mode peut survenir dans le cas où l'ouverture se situe en zone de fort cisaillement et de faible longueur. Des ruines par cisaillement direct des sections des membrures supérieures et inférieures au droit de l'ouverture critique ont été observées.
- Déversement global qui, sans maintien adéquat, constitue souvent le mode de ruine principal de ces poutres car la présence des ouvertures dans l'âme des poutres diminue de manière importante leur rigidité torsionnelle [16].

Les premières études expérimentales citées par D. Kendal et D.A. Nethercot [16] puis S. Demirdjian [17] et K.D. Tsavdaridis [18] peuvent être attribuées aux chercheurs M.D. Altifillisch, B.R. Cooke et A.A. Toprac [21]. Les études expérimentales ont été menées sur des poutres alvéolaires (ouvertures de forme hexagonale régulièrement réparties sur la longueur de la poutre). Ces essais se composaient de 3 poutres bi-appuyées en flexion 4 points. Deux modes de ruine ont pu être observés, une ruine par flexion globale avec plastification des membrures supérieure et inférieure par effort axial ainsi qu'une ruine par flexion locale des coins de l'ouverture liée au cisaillement global de l'ouverture (voir Figure IV.1).

Ces essais furent les premiers à identifier une flexion locale des membrures de l'ouverture la plus sollicitée, phénomène communément appelé flexion Vierende el. Cette flexion locale des membrures supérieure et inférieure de l'ouverture critique est illustrée sur la Figure I.1

Avec la formation de 4 rotules plastiques aux 4 coins de l'ouverture hexagonale.



Figure IV.1: Mécanisme de ruine par flexion Vierende el [17]

L'observation de la ruine a montré une plastification d'un coin de l'ouverture en premier ; ensuite arrive la ruine finale avec l'observation d'un voilement par compression du coin opposé. Ces premières observations mettent ainsi en évidence deux points importants.

Tout d'abord, l'existence d'une flexion locale des membrures liée au transfert de cisaillement autour d'une ouverture (la flexion ou effet Vierendeel [17]) et la caractérisation d'une résistance supplémentaire liée au schéma cinématique de ruine par formation successive de rotules plastiques.

A.A. Toprac, et B.R. Cooke [21] ont effectué des études sur 9 poutres alvéolaires jusqu'à la ruine.

L'objectif principal était d'étudier le comportement à la ruine de ces poutres. Certains essais se sont terminés par déversement global et n'ont pas pu être exploités du fait que ce mode ne faisait pas partie des phénomènes étudiés. De la même façon que précédemment, il a pu être observé une ruine par plastification dans un coin de l'ouverture critique située en zone de fort cisaillement. Dans le cas des poutres pour lesquelles les ouvertures critiques étaient situées en zone de flexion pure, la ruine était caractérisée par la plastification en compression et traction des membrures supérieure et inférieure de l'ouverture.

D'autres études expérimentales ont été menées par A.N. Sherbourne [22] visant à étudier l'interaction entre la flexion et le cisaillement en observant le mode de ruine ainsi que l'influence des conditions de chargement. Ces études sont les prémices des recherches effectuées notamment par R.G. Redwood [23] et plus tard par K.F. Chung et al. [24][25] qui cherchent à caractériser la résistance des ouvertures en fonction des rapports entre le moment sollicitant et le moment résistant, et entre l'effort tranchant sollicitant et l'effort tranchant résistant de l'ouverture considérée. La Figure IV.2 donne l'allure de la courbe tirée de l'équation d'interaction simplifiée fournie par la référence [24] (Equation IV.1). La figure présente la courbe d'interaction des rapports $M_{Sd} / M_{o, Rd}$ et $V_{Sd} / V_{o, Rd}$ (avec M_{Sd} , V_{Sd} les efforts de flexion et de cisaillement globaux au niveau de l'ouverture et $M_{o, Rd}$ et $V_{o, Rd}$ les résistances de la section perforée à la flexion et l'effort tranchant). Les études numériques ont montré que la résistance réelle de l'ouverture est souvent sous-estimée (de l'ordre de 10 à 15% dans les gammes d'ouvertures testées par les auteurs [24]).

$$\left(\frac{V_{cd}}{V_{o,Rd}}\right)^{2.5} + \left(\frac{M_{cd}}{M_{o,Rd}}\right)^{2.5} < 1 \quad \text{IV.1}$$

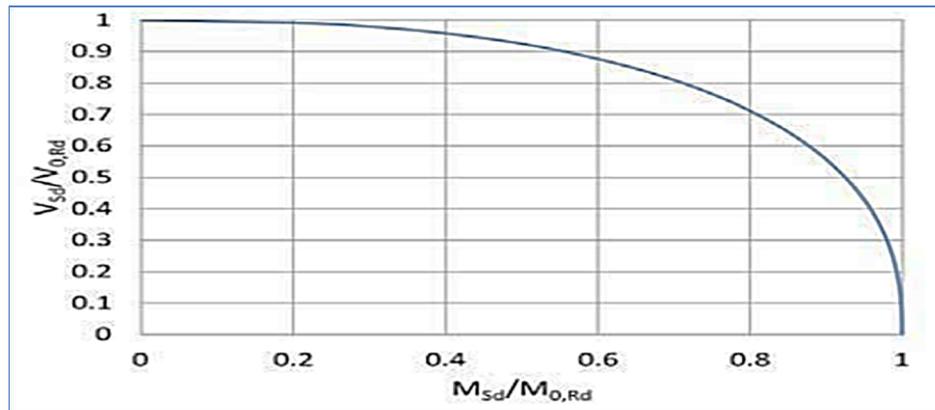


Figure IV.2: Courbe d'interaction

En 1967 P. Halleux [26] proposa des résultats expérimentaux sur 5 poutres alvéolaires. A. Bazile et J. Texieren [27] en 1968 et M.U. Husain et W.G. Speirs [19] en 1971, ont fait plusieurs essais mettant en évidence le flambement du montant intermédiaire entre deux ouvertures proches des appuis (où le cisaillement est élevé). Les auteurs relient ce mode de ruine au fait que les ouvertures de ces poutres alvéolaires avaient un faible espacement qui impliquait des montants intermédiaires élancés [17]. Ces diverses études expérimentales ont permis de formuler les premières conclusions théoriques sur le comportement à l'état ultime des poutres munies d'ouvertures isolées ou régulièrement réparties (poutres alvéolaires).

IV.3. Travaux de recherches sur les poutres cellulaires :

Les demandes architecturales, et parfois techniques, ont mené vers la création de nouvelles formes géométriques de poutres cellulaires, avec des ouvertures sinusoidales.

– Des essais à la ruine sont réalisés au La MI (Université Blaise Pascal) en coopération avec ArcelorMittal sur des poutres de dimensions réelles [28]. Les résultats expérimentaux permettent de comprendre le fonctionnement mécanique de ces poutres et de calibrer les modèles numériques. Le modèle éléments finis développé sur SAFIR [29] permet d'évaluer les potentiels de développement de la ruine par plastification ou voilement local des parois autour des ouvertures de formes sinusoidale par flexion Vierendeel [17].

Le modèle numérique validé servira de base à une étude paramétrique qui permettra de développer une nouvelle méthode de calcul analytique généralisable à des formes d'ouvertures variables.

– S.durif [30] a développé une approche analytique permettant de définir la charge ultime d'une nouvelle forme de poutre cellulaire à ouvertures sinusoidales. Cette nouvelle forme d'ouverture implique de nouveaux modes de ruine. De ce fait, en vue de développer ce

modèle de calcul analytique adapté à cette nouvelle forme d'ouverture, une campagne d'essais expérimentaux a été menée sur des poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales à grande échelle ($\approx 10\text{m}$).

Au travers de ces études expérimentales sur trois configurations de poutre, il a été montré que le principal mode de ruine est lié à la flexion Vierende el. En effet, la flexion locale des membrures de l'ouverture la plus sollicitée engendre soit la formation de 4 rotules plastiques aux 4 coins de l'ouverture, soit l'instabilité locale des parois d'âme comprimées.

En parallèle, une étude numérique par éléments finis tenant compte des non linéarités géométriques et matérielles a été menée. Elle a permis de développer et de valider le modèle de calcul analytique adapté à cette nouvelle forme d'ouverture.

Les modèles numériques et analytiques développés ont montré de bonnes qualités de prédiction de la résistance des poutres à ouvertures sinusoïdales.

Le mécanisme Vierende el est toujours critique dans les poutres en acier perforées avec de grandes ouvertures d'âme isolées, au niveau duquel les efforts de cisaillement et les moments Vierende el coexistent. Jusqu'à présent, les principaux paramètres connus pour affecter le comportement structurel de telles poutres sont la hauteur de l'ouverture d'âme, la longueur d'ouverture de la section critique du Te supérieur et la zone d'ouverture d'âme. K.D. Tsavdaridis and C. D'Mello [31] ont réalisé une étude numérique par éléments finis (EF) en détail sur quatre sections en acier perforé de tailles différentes comportant onze ouvertures d'âme de formes standard et non standard avec trois tailles différentes, et ceci afin de fournir une méthode de calcul simple pour la pratique. Les différents paramètres géométriques ont été étudiés indépendamment afin de comprendre la signification de leurs effets et de faire progresser les connaissances sur les performances des poutres en acier perforées.

Un modèle EF a été établi, avec la non-linéarité matérielle et géométrique, permettant la redistribution de la charge à travers les ouvertures d'âme et la formation du mécanisme de Vierendeel. La réduction des capacités de cisaillement, due à l'incorporation des moments locaux de Vierendeel agissant sur les tés supérieurs et inférieurs, a été obtenue directement à partir de l'analyse FE. Après cela, une comparaison des courbes d'interaction cisaillement - moment (V/M) des sections d'acier avec diverses formes et tailles d'ouverture d'âme a été établie et des courbes d'interaction (V/M) généralisées empiriques ont été développées. De plus, la position précise des rotules plastique a été déterminée en même temps que la longueur d'ouverture critique et le paramètre Vierendeel [17].

Ce travail a montré que la forme de l'ouverture d'âme peut également affecter de manière significative le comportement structural des poutres perforées, par opposition à la forme rectangulaire équivalente principalement utilisée jusqu'à présent. De plus, l'effet de la position de l'ouverture d'âme sur la longueur de la poutre perforée a été révélé. L'importance des paramètres qui affectent la performance structurelle de ces poutres est illustrée. Une étude numérique approfondie a conduit à des conclusions utiles et une forme elliptique d'une ouverture d'âme est proposée pour une étude plus approfondie. Le résultat de cette étude est considéré comme pertinent pour des applications pratiques.

– P. Panedpojaman [32] a étudié d'une manière large, le flambement du montant d'âme en tant que mode de ruine des poutres cellulaires. Dans ce contexte, une modélisation typique du montant d'âme est examinée et discutée. En se basant sur une analyse par éléments finis et de la loi de comportement mécanique, une équation empirique permettant le calcul du flambement a été proposée

– F.Erdal [33] a effectué des études sur des poutres cellulaires conçus d'une manière optimale jusqu'à la ruine. L'objectif principal était d'étudier le comportement à la ruine de ces poutres en menant des essais expérimentaux sur douze poutres cellulaires afin de prédire la capacité portante ultime et enfin, il a réalisé une analyse par éléments finis sur le flambement et prédire les charges critiques de toutes les poutres cellulaires testées expérimentalement. Les résultats d'analyse par éléments finis sont ensuite comparés avec les résultats de tests expérimentaux pour chaque poutre cellulaire testée.

– Une étude [34] a été menée, pour évaluer la capacité portante basée sur l'effet Vierendeel par le dimensionnement des poutres métalliques munies d'ouverture circulaire, élaboré par la méthode de la SCI P100 et la formule de Chung et al.

La capacité portante est étudiée en termes d'interactions moment-cisaillement normalisées et comparée à la solution d'analyse par éléments finis. Un total de 120 modèles d'éléments finis non linéaires de poutres cellulaires est utilisé dans cette étude qui couvre diverses tailles de section de poutre et rapports d'ouverture de 0.5 et 0.8.

Il a été constaté que les dimensions des sections en acier affectent moins la forme de la courbe d'interaction EF. Les interactions sont légèrement dégradées pour un rapport d'ouverture important. Une évaluation d'interaction obtenue par la méthode de SCI et la formule de Chung et al est d'ordre de 40% et 20% respectivement en comparaison avec l'analyse par EF. À cause de la similarité des interactions FE, une formule empirique est considérée comme une méthode appropriée pour évaluer l'interaction. Cependant, la formule d'interaction disponible peut ne pas fournir une conception rentable.

Pour évaluer l'interaction, cette étude propose une équation quadratique simple. La précision de la formule proposée est validée par rapport aux résultats analytiques en EF et aux résultats expérimentaux disponibles dans les littératures. La nouvelle formule facilite la conception sûre et rentable de la poutre d'acier perforée basée sur la ruine par effet Vierendeel [17].

– P.D. Pachpor et al [35] ont décrit le comportement des poutres cellulaires à la base de la méthode de BS59.50 [36], en considérant particulièrement la résistance de Tes et du montant d'âme. Un tel comportement est dérivé d'une étude paramétrique impliquant une analyse par éléments finis en utilisant le logiciel ANSYS. La méthode de calcul est basée sur l'analyse plastique de la section de la poutre pour les charges ultimes (ELU) et sur l'analyse élastique de la poutre pour les charges de service (ELS). La procédure de calcul des poutres cellulaires est illustrée. Un exemple basé sur la méthode de calcul est élaboré et sa vérification est faite sur capacité.

– A.S. Shaikh et H.R. Aher ont fait des recherches sur les poutres cellulaires [37], et ils ont montré que la hauteur est le paramètre le plus important qui régit la propriété sectionnelle de la section. Car le moment d'inertie de service joue un rôle très important et le moment d'inertie de la section est directement proportionnel à la hauteur élevée en puissance trois.

Les recherches sur les poutres cellulaires à ouvertures circulaires sont très limitées et moins développées que les poutres cellulaires, ce qui peut être attribué au fait que les poutres cellulaires sont plus compliqués à analyser en raison de leurs propriétés de section en continu autour de la cellule.

– K. KUCHTA et M. MAŚLAK [38] ont évalué la résistance et la stabilité des poutres cellulaires métalliques du moment où les modes de ruine relatifs à ces dernières se présentent comme étant critiques.

La résistance au moment de flexion ultime globale de la poutre en présence de cisaillement est estimée ainsi que la résistance de la section T_e située à mi-longueur de l'ouverture d'âme de la poutre.

En ce qui concerne la vérification de la stabilité de la poutre, non seulement le déversement est pris en compte, mais aussi le flambement d'âme par cisaillement de la poutre et même l'instabilité locale du montant d'âme.

Enfin, le risque de rupture d'un joint soudé situé dans un montant d'âme est évalué pour vérifier s'il est possible d'être accepté par l'utilisateur du bâtiment.

– Une analyse par éléments finis (FEA) [39] des poutres alvéolaires a été menée en utilisant le logiciel ANSYS.

L'étude du flambement du montant d'âme en tant que mode de ruine de ce type de poutres a été étudiée et a conclu que la poutre cellulaire est la mieux adaptée pour les applications structurales.

Dans ce travail, une étude paramétrique des poutres cellulaires a été réalisée pour optimiser sa taille en considérant le rapport entre l'espacement de l'ouverture et la hauteur d'ouverture (S / D_o) et diverses charges de ruine produisant le flambement du montant d'âme ont été déduites. L'étude analytique a été également effectuée en faisant varier différents paramètres dans la poutre cellulaire tels que le diamètre de la cellule, l'espacement des cellules, la forme de la cellule. Il a été observé que les poutres cellulaires se ruinent particulièrement (principalement) à cause du mécanisme de Vierende el. Une conception optimale des poutres cellulaires a également été étudiée sur la base de l'Eurocode3 [2].

– Une étude détaillée a été effectuée sur l'influence des raidisseurs [40] à savoir le nombre de raidisseurs, la taille du raidisseur et leurs emplacements dans la partie d'âme de la poutre alvéolaire.

Par conséquent, cette étude a été envisagée par la littérature existante sur la résistance de la poutre en utilisant des raidisseurs. L'étude disponible dans la littérature indique que l'utilisation de raidisseurs dans la partie d'âme des poutres alvéolaire aide à augmenter la résistance et à minimiser la flèche. Les chercheurs ont suggéré d'utiliser un raidisseur le long des bords des ouvertures afin de réduire la concentration des contraintes au niveau de celles-ci.

– Une étude sur la résistance au déversement [41] des poutres cellulaires soumises uniquement à un moment de flexion constant, a été examinée.

Grâce aux comparaisons effectuées entre les moments maximums produisant le déversement, la résistance calculée en utilisant la méthode générale de l'EC3 [2] est légèrement conservatrice dans la plupart du temps par rapport à la méthode spécifique qui fournit principalement (particulièrement) des résultats significativement surestimés.

Cependant, pour un élancement court non-dimensionnel, la méthode générale devrait être modifiée pour fournir la résistance conservatrice. On constate également que l'élancement non dimensionnel et le rapport de section affectent clairement la précision de prédiction de la résistance calculée pour les deux méthodes.

Cependant, les autres paramètres affectent moins la précision. Comme un calcul fructueux et sûr, la méthode générale de l'EC3 [2] devrait être utilisée pour le calcul de la résistance au déversement des poutres cellulaires. Cependant, d'autres développements sur le calcul du déversement sont nécessaires pour considérer l'effet de l'élancement court non-dimensionnel et du rapport de section.

– La hauteur est le paramètre le plus important qui régit la propriété sectionnelle. Car le moment d'inertie joue un rôle très important du moment où celui-ci est directement proportionnel à la hauteur élevée en puissance trois. Les recherches [42] sur les poutres cellulaires sont très limitées et moins développées que les poutres alvéolaires, ce qui peut être attribué au fait que les poutres cellulaires sont plus compliqués à analyser en raison de leurs propriétés de section variables autour de la cellule.

– Une étude a été effectuée sur le raidissage des poutres cellulaire [43] et qui montre la nécessité des raidisseurs qui se présente comme une meilleure solution pour dominer les ruines et résister au flambement des montants d'âme. En première partie de cette recherche, l'étude se concentre sur la modélisation par éléments finis des poutres cellulaire en acier avec et sans raidisseurs en utilisant le logiciel ANSYS. Dans la deuxième partie de la recherche, une analyse par éléments finis est effectuée pour prédire le flambement élastique et les charges critiques associées des poutres cellulaires en acier avec et sans raidisseurs.

– Les poutres cellulaires sont devenues de plus en plus populaires en tant que forme structurelle en construction en acier depuis leur introduction. Leur conception sophistiquée et développement de profilé offre une plus grande flexibilité dans la poutre en proportion pour la résistance, la hauteur, la taille et l'emplacement des ouvertures circulaires. Le but de la fabrication de ces poutres est d'augmenter la hauteur globale de la poutre, le moment d'inertie et le module de section, ce qui se traduit par une plus grande résistance et rigidité.

L'objectif de cette étude [44] est de mener des analyses par éléments finis (EF) dans le domaine non linéaires des poutres cellulaires qui ont été testée expérimentalement afin de déterminer leurs charges ultimes en comparaison avec les solutions de celles-ci.

– Les poutres cellulaires se présentent, notamment pour les bâtiments de bureaux à plateaux libres de grandes portées, comme une solution très intéressante pour répondre aux différentes contraintes techniques et économiques.

En particulier, en permettant le passage dans leurs ouvertures des multiples réseaux nécessaires à l'équipement technique du bâtiment, elles conduisent à réduire très notablement l'épaisseur totale des planchers. Cependant, la présence des ouvertures dans l'âme provoque un changement du comportement en affectant la stabilité de ce type des poutres ainsi qu'une diminution de leur résistance. B. Djebli et al ont mené une analyse numérique [45], sur le comportement des poutres cellulaires mixtes en tenant compte des non- linéarités matérielles et géométriques.

Cette analyse est destinée, à prédire à l'aide d'une modélisation par éléments finis deux modes de ruine spécifiques en l'occurrence l'effet Vierendeel et l'instabilité locale (flambement) au niveau des ouvertures et des montants d'âme respectivement en estimant les charges ultimes correspondantes.

– Les ouvertures prévues dans la partie âme sont généralement de forme circulaire, hexagonale, en forme de losange ou de forme sinusoïdale. La capacité portante de la poutre alvéolaire est élevée en augmentant la hauteur de la poutre. Il n'y a pas de modes de ruine dans la poutre alvéolaire à cause de l'augmentation de sa hauteur comme le déversement, la formation du mécanisme de Vierendeel, la rupture du joint soudure et le flambement du montant d'âme qui doivent être pris en compte. Par conséquent, pour minimiser ces modes de ruines, une étude a été effectuée [46], et montre que l'utilisation de raidisseurs dans la partie d'âme pleine est importante.

Dans ce chapitre on présente l'étude de déversement des poutres alvéolaires, afin d'analyser le déversement des poutres simplement appuyées, soumises à différents cas de chargement statique : moment de flexion pure, charge répartie et charge concentrée à mi-travée d'une part, et d'analyser l'influence de la distorsion de l'âme évidée sur ce phénomène de déversement de ces poutres d'autre part.

Des études paramétriques sur l'influence des dimensions des montants ainsi que la forme et l'espacement des ouvertures sur le comportement de poutres à âme ajourée (instabilité locale des montants par flambement et leur répercussions sur la stabilité globale de la poutre) sont également réalisées, les résultats sont comparés à ceux donnés par l'EC3 [2].

IV.4. Moment de de versement critique:

Le phénomène d'instabilité élastique, le déversement ou le flambement latéral des poutres soumises à la flexion se produit d'une façon générale lorsqu'une poutre présente une faible rigidité transversale à la flexion et à la torsion, soit ; en phase de construction ou en phase de service. La partie comprimée (semelle et une partie de l'âme) flambe latéralement dans le plan horizontal de la poutre, accompagnée d'une rotation de la poutre.

**Figure IV.3(b):**

Pont de Kaiserslautern, Allemagne, 1954 [50]

Figure IV.3(a):

Pont suspendu de Saint-Il pize, France, 2004 [50]

Ce phénomène de déversement peut mener à des déformations indésirables ou des ruines partielle et/ou totale de l'ouvrage. Les photos ci-dessous illustrent deux cas de ruine par déversement.

Une fois que le déversement s'est produit, la poutre montre un comportement instable similaire à celui correspondant au flambage par divergence.

IV.5. Aspect Théorique de déversement:

La ruine des poutres métalliques doublement symétriques fléchies est généralement provoquée par des phénomènes d'instabilité élastiques ; tel que le déversement et/ou le voilement. Le déversement communément appelé LTB est un mode de flambement latéral globale par flexion qui se manifeste par une déformation hors plan s'accompagnant d'une torsion de la section transversale de la poutre (**Figure IV.3.(a)**), et le voilement de l'âme et/ou des semelles de la poutre communément appelé LB se manifeste par des gondolements qui conduisent à des déformations localisées sur de courtes longueurs sans flambage latéral et sans torsion de la poutre .

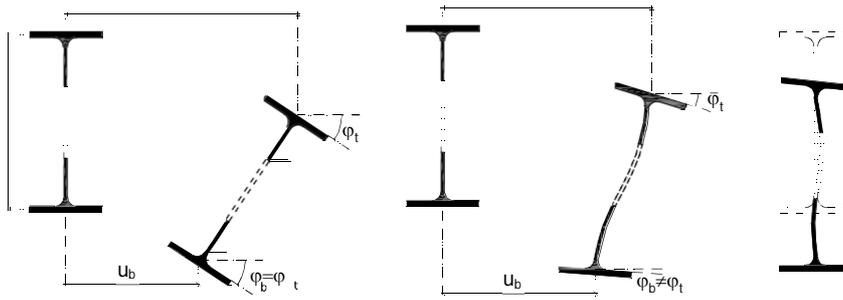


Figure. IV.4 : Modes de déformations d'une poutre doublement symétrique

Les deux phénomènes d'instabilité précédents sont des modes propres de flambement des poutres élancées et des poutres courtes, respectivement. Dans le cas intermédiaire, avec une âme élancée, la déformation latérale de la poutre peut être accompagnée d'une déformation latérale de l'âme, créant ainsi une combinaison de déversement et de voilement appelée déversement avec distorsion de l'âme appelé communément dans la littérature LDB.

Ce phénomène d'instabilité est rencontré dans les poutres à âme ajourée et aussi dans les poutres mixtes acier-béton au niveau des appuis intermédiaires (les régions de moment négatif) où les contraintes de compression dans la semelle inférieure de la poutre métallique provoquent l'instabilité, tandis que l'appui latéral (dalle en béton) empêche le déplacement latéral et rotation de la semelle supérieure. Par conséquent, l'âme est déplacée latéralement par la semelle inférieure comme la montre (**Fig.IV.5**).

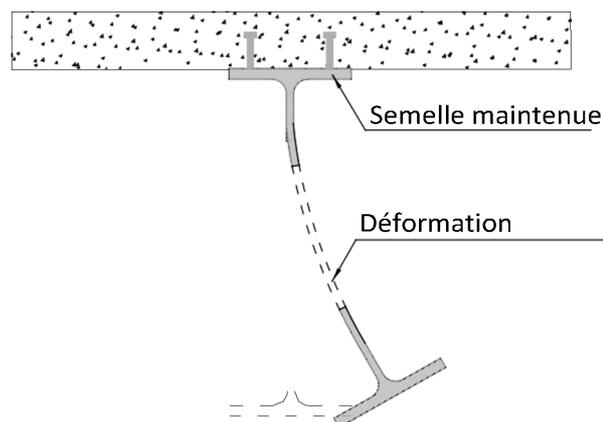


Figure. IV.5 : Déformation de l'âme d'une poutre mixte suite à un moment négatif.

IV.6. Conclusion :

Dans ce chapitre une présentation chronologique des études menées sur les poutres métalliques alvéolaires a été présentée.

Cette revue ne donne aucune information sur le calcul analytique de la charge ultime des poutres alvéolaires, c'est pourquoi il nous a paru très intéressant de consacrer tout un chapitre (chapitre V) pour présenter une solution analytique.

Chapitre –V–

Résultats et discussions.

V.1. Introduction:

L'objectif de cette partie est de valider et d'étudier la précision et l'efficacité d'un modèle éléments finis proposé pour l'analyse de la stabilité des éléments métalliques (déversement ainsi que le flambement) sous différents cas de charges (Moment aux extrémités, charges concentrées, charges réparties et charge concentrée de compression).

Les charges de flambement et de déversement fournies par la simulation par éléments finis à l'aide du logiciel **ABAQUS (Abaqus 2003)** sont comparées avec celles données par la formule de l'Eurocode 3. Chaque poutre étudiée est discrétisée en élément Shell S8R5 comme indiqué dans la figure (Fig.V.1).

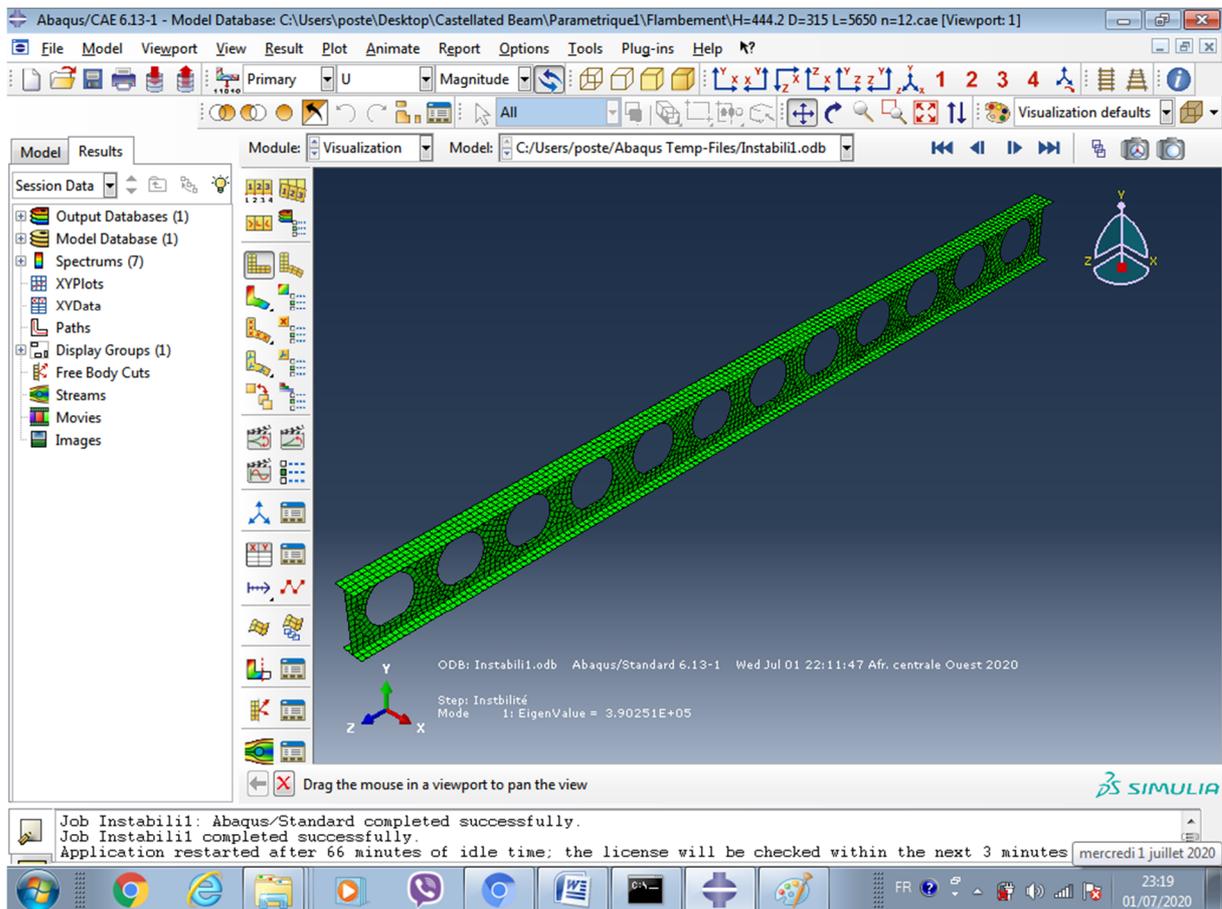


Figure V.1 : Vue de maillage en élément Shell de la poutre sous Abaqus.

Afin de montrer l'influence de nombre d'ouvertures, de diamètres d'ouvertures ainsi que de type d'ouvertures sur le moment critique de déversement sous différents cas de charges et sur la charge critique de flambement, une étude paramétrique a été effectuée.

V.2. Présentation du logiciel ABAQUS:

La conception et le développement traditionnels passent par des phases de tests physiques et des boucles d'essais-erreurs pour parvenir à un produit satisfaisant. La simulation numérique permet aujourd'hui de réduire ces tests onéreux et chronophages au minimum en évaluant l'impact des changements sur l'objectif poursuivi : un matériau plus léger permet de diminuer la masse, mais il n'est pas nécessairement capable de supporter le même niveau de contrainte.

Où se trouve d'ailleurs cette contrainte maximale ? Quand le design ou les chargements sont complexes, la simulation numérique est la seule capable de répondre. L'expérience peut aider, mais elle peut aussi donner de mauvaises intuitions, notamment lorsque vous changez de matériau : les efforts ne se propagent pas du tout de la même façon dans un composite que dans un métal, ce que la simulation numérique permet de voir.

Sous réserve d'un modèle approprié, la simulation numérique permet de prévoir le comportement de la nouvelle conception. Toutefois tous les logiciels ne sont pas équivalents.

ABAQUS se distingue par sa capacité à traiter des problèmes multi physiques de façon réaliste notamment en s'appuyant sur 4 points forts reconnus :

- Le traitement du contact, particulièrement facile de mise en données et robuste,
- La modélisation de nombreux comportements matériels permettant de coller aux problématiques industrielles :
 - Plastification et rupture des métaux.
 - Hyper élasticité des élastomères.
 - Forte compressibilité des mousses.
 - Porosité des matériaux géotechniques (sols, roches...).
 - Compressibilité des fluides.
 - Conductivité électrique.
- La capacité à traiter des problèmes de la statique à la dynamique rapide grâce à des méthodes adaptées et incluses dans la solution.
- Le couplage multi physique via des procédures totalement intégrées et des ouvertures vers d'autres codes de calcul.

V.3. Validation du modèle Eléments Finis:

Dans le cadre de ce travail, et afin de valider notre modèle sous le logiciel ABAQUS, les résultats numériques obtenus concernant les charges critiques de déversement des poutres cellulaires ont été confrontés avec les résultats numériques disponibles dans la littérature.

Tableau V.1 : Comparaison des résultats.

<i>L(m)</i>	<i>Cas de charge</i>	<i>Modèle Sweedan</i>	<i>Modèle Présent</i>	<i>Formule EC3</i>	(2)/(1)	(2)/(3)	$\Delta\%$
		$M_{cr,EF}$ (KN.m) (1)	$M_{cr,EF}$ (KN.m) (2)	$M_{cr,EC3}$ (KN.m) (3)			
CB1 L=3.80m	Moment uniforme (M)	457.01	427.33	445.23	0.935	0.960	4.02
	Charge Concentrée au milieu (Q)	612.07	557.21	605.52	0.910	0.920	7.98
	Charge Repartie (q)	504.22	459.78	503.11	0.912	0.914	8.61
CB2 L=18.80m	Moment uniforme (M)	1086.44	1032.61	1023.71	0.950	1.009	0.87
	Charge Concentrée au milieu (Q)	1476.21	1406.75	1392.25	0.953	1.010	1.04
	Charge Repartie (q)	1226.76	1168.42	1156.80	0.952	1.010	1.00

$$\text{Avec } \Delta = \left| \frac{(2)-(3)}{(3)} \right| \%$$

Les valeurs données dans le tableau VI.I révèlent une concordance entre les résultats obtenus avec notre modèle ainsi que ceux obtenus par la formule de l'Eurocode 3, avec un taux maximal d'erreur absolu de 8.61%. Ceci confirme l'adéquation du modèle de l'élément fini développé pour le moment critique de déversement de poutres cellulaires sous différents cas de chargement.

Les valeurs données dans le tableau précédent révèlent aussi une concordance entre les résultats obtenus avec notre modèle ainsi que ceux obtenus par le modèle de *Sweedan*, avec un rapport minimal est de 0.91 entre les résultats de deux modèles.

V.4. Moment critique de déversement:

Pour l'étude de déversement, nous avons considéré une poutre cellulaire à base d'un profilé IPE300 dont les caractéristiques géométriques sont: une hauteur totale H=444.2mm, les espacements et diamètres des ouvertures sont respectivement W=78.75mm et D=315mm.

V.4.1. Cas d'une poutre soumise à un moment uniforme (flexion pure):

Dans le cas d'une poutre simplement appuyée soumise à un moment uniforme (flexion pure), les résultats du moment critique de déversement sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau V.2 : Moment critique de déversement sous M (KN.m)

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport s/D	Rapport D/H	Rapport H/h	Nombre d'ouvertures (n)	L (mm)	Moment critique (sous M) $M_{cr,EF}$ (KN.m)		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2 mm W=78.75 mm D=315 mm	1.250	0.709	1.480	12	4850	136.46	137.91	1.06
				14	5650	106.33	107.01	0.64
				16	6425	86.87	87.16	0.33
				18	7200	73.13	73.17	0.05
				20	8000	62.74	62.59	0.24
				22	8800	54.87	54.60	0.49
				24	9580	48.86	48.53	0.68
				26	10360	44.03	43.66	0.84

$$\text{Avec } \Delta = \left| \frac{(1)-(2)}{(1)} \right| \%$$

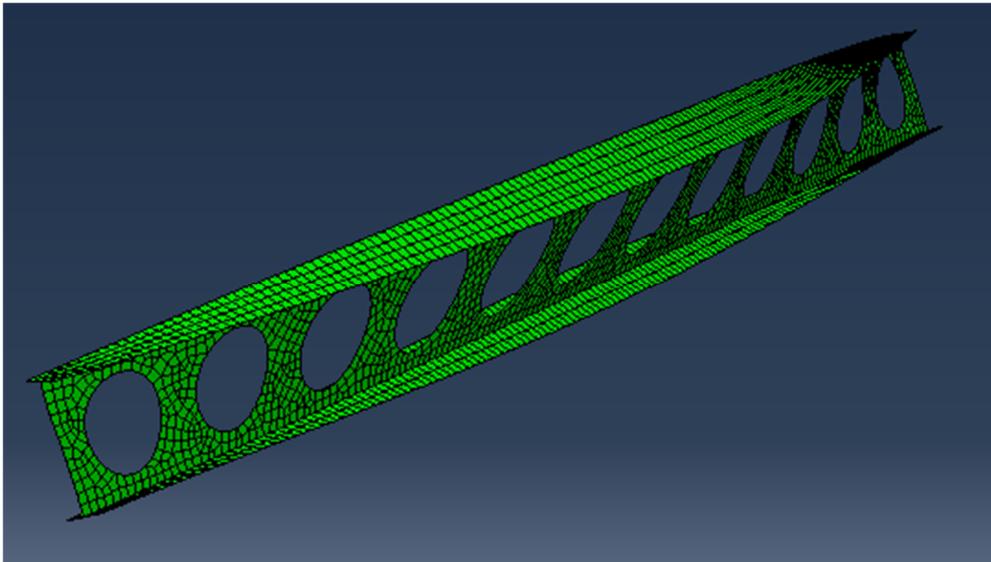


Figure V.2 : Vue d'une poutre après le déversement.

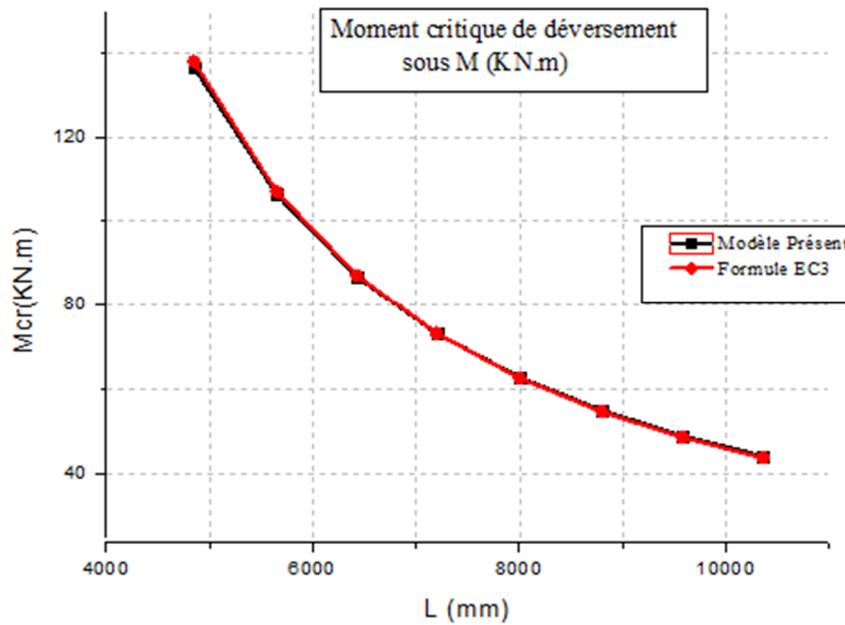


Figure V.3 : Moment critique de déversement sous M (KN.m)

A partir du graphe (figure V.3), on peut distinguer que les résultats obtenus par notre modèle éléments finis sont très proches à ceux offerts par la formule EC3. Les résultats montrent clairement que quand la longueur de la poutre cellulaire augmente le moment critique diminue.

V.4.2. Cas d'une poutre soumise à une charge concentrée au milieu:

Dans le cas d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge concentrée au milieu, les résultats du moment critique de déversement sont cités dans le tableau suivant:

Tableau V.3 : Moment critique de déversement sous Q (KN.m)

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport s/D	Rapport D/H	Rapport H/h	Nombre d'ouvertures (n)	L (mm)	Moment critique (sous Q) $M_{cr,EF} (KN.m)$		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2 mm W=78.75 mm D=315 mm	1.250	0.709	1.480	12	4850	173.15	187.56	8.32
				14	5650	138.86	145.54	4.81
				16	6425	115.18	118.54	2.92
				18	7200	97.82	99.51	1.73
				20	8000	84.40	85.12	0.85
				22	8800	74.08	74.26	0.24
				24	9580	66.11	66.00	0.17
				26	10360	59.67	59.38	0.49

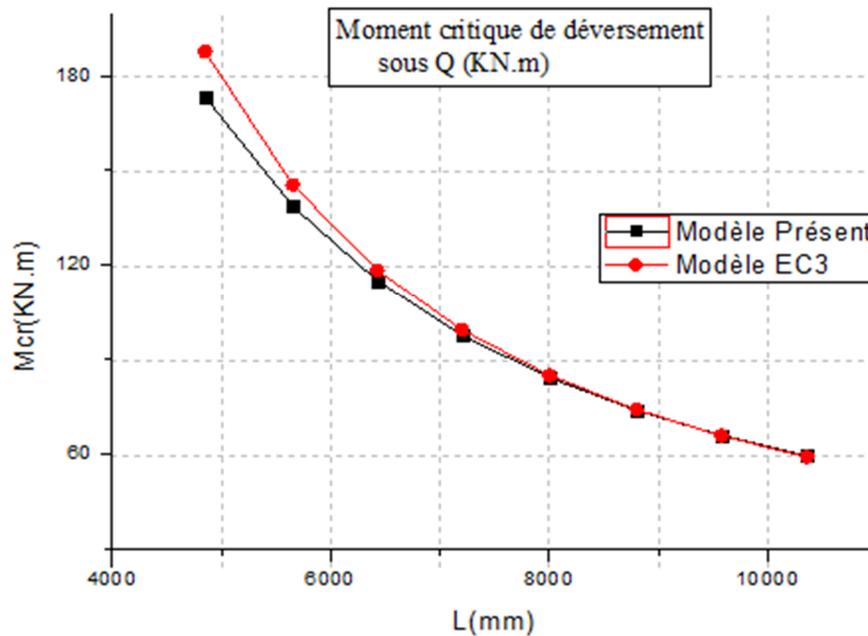


Figure V.4 : Moment critique de déversement sous Q (KN.m)

D’après les deux courbes de la figure V.4, il est à remarquer qu’un résultat comparable est obtenu entre la formule de l’Eurocode 3 et la solution numérique utilisant l’élément fini (ABAQUS). Les résultats montrent aussi que quand la longueur de la poutre cellulaire augmente le moment critique diminue.

V.4.3. Cas d'une poutre soumise à une charge répartie:

Dans le cas d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie q, les résultats du moment critique de déversement sont les suivants:

Tableau V.4 : Moment critique de déversement sous q (KN.m).

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport s/D	Rapport D/H	Rapport H/h	Nombre d'ouvertures (n)	L(mm)	Moment critique (sous q) $M_{cr,EF}$ (KN.m)		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2 mm W=78.75 mm D=315 mm	1.250	0.709	1.480	12	4850	143.16	155.84	8.86
				14	5650	114.92	120.93	5.23
				16	6425	95.32	98.49	3.33
				18	7200	81.09	82.68	1.96
				20	8000	69.97	70.73	1.09
				22	8800	61.46	61.70	0.39
				24	9580	54.85	54.84	0.02
				26	10360	49.51	49.33	0.36

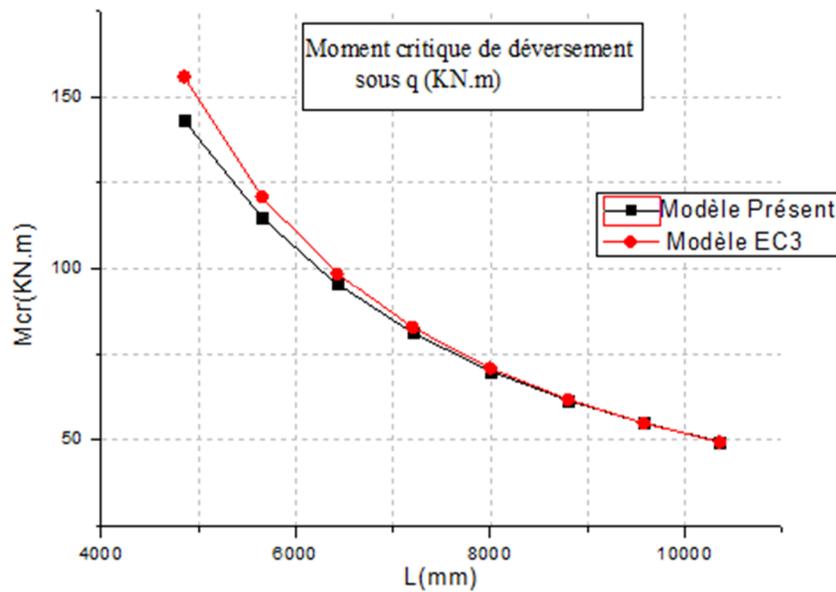


Figure V.5 : Moment critique de déversement sous q (KN.m)

D’après les deux courbes (modèle présent et modèle EC3) de la figure V.5, la comparaison montre une bonne concordance entre les résultats obtenus numériquement par éléments finis et ceux obtenus par la formule EC3.

Il est à remarquer donc, que le modèle présent est mieux pour ce type de poutre. La remarque qui concerne la réduction le moment critique de déversement avec l'augmentation de la longueur de la poutre cellulaire reste valable pour ce cas de chargement.

V.5.Charge critique de flambement:

Pour l’étude de flambement, nous avons examiné la même poutre cellulaire à base d'un profilé IPE300 avec les caractéristiques géométriques.

Les résultats charge critique de flambement sont présentés dans le tableau V.5:

Tableau V.5 : Charge critique de flambement sous P(KN)

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport s/D	Rapport D/H	Rapport H/h	Nombre d'ouvertures (n)	L(mm)	Charge critique (sous P) $P_{cr,EF}$ (KN)		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2 mm W=78.75 mm D=315 mm	1.250	0.709	1.480	14	5650	390.16	390.98	0.21
				16	6425	301.86	302.35	0.16
				18	7200	240.44	240.76	0.13
				20	8000	194.86	195.01	0.08
				22	8800	161.10	161.17	0.04
				24	9580	135.94	135.99	0.04
				26	10360	116.25	116.28	0.03

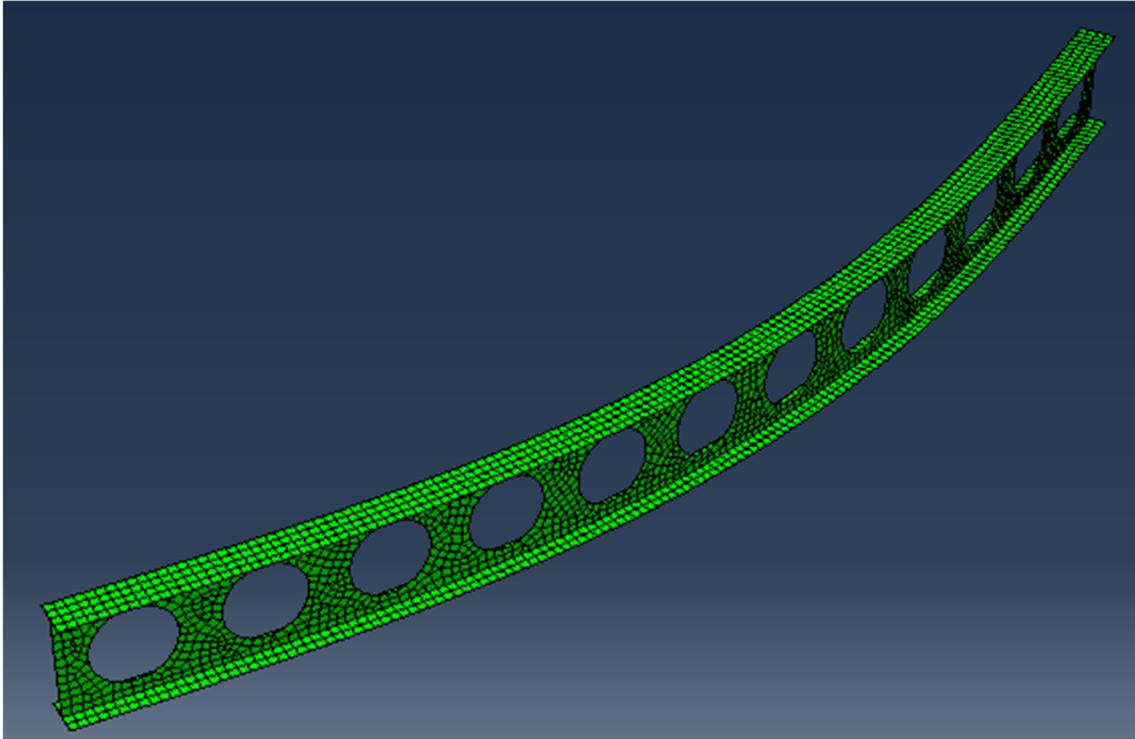


Figure V.6 : Vue d'une poutre après le flambement.

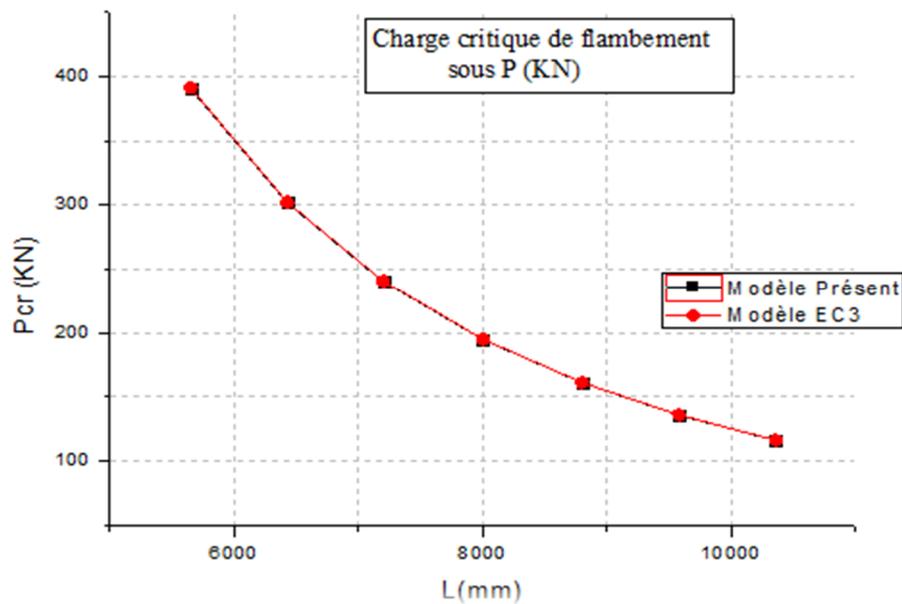


Figure V.7 : Charge critique de flambement sous P(KN)

On remarque que les courbes EC3 et modèle présent sont pratiquement identiques, Les résultats (charge critique de flambement) obtenus par la formule EC3 sont très proches au modèle FEM présent (ABAQUS). On remarque en conséquence la réduction de la charge critique de flambement avec l'augmentation de la longueur de la poutre cellulaire.

V.6. Etudes paramétriques:

Une étude paramétrique a été effectuée afin de montrer l'influence de nombre d'ouvertures, de diamètres d'ouvertures ainsi que de type d'ouvertures sur le moment critique de déversement sous différents cas de charges et sur la charge critique de flambement.

Pour cette étude paramétrique, nous avons conservé la même poutre cellulaire à base d'un profilé IPE300 dont la hauteur totale est $H=444.2\text{mm}$, les autres paramètres à savoir les espacements et diamètres des ouvertures sont variables.

V.6.1. Influence de nombre d'ouvertures:

Pour mettre en évidence l'influence de nombre d'ouvertures sur le moment critique de déversement, nous avons considéré une poutre cellulaire d'une longueur $L=5650\text{mm}$. Par contre, la variation de nombre d'ouvertures engendre la variation de leur l'espacement.

A. Influence de nombre d'ouvertures sur le moment critique:

Tableau V.6 : Influence de nombre d'ouvertures sur le moment critique sous M (KN.m)

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport D/H	Rapport H/h	S (mm)	Rapport S/D	Nombre d'ouvertures (n)	Moment critique (sous M) $M_{cr,EF}$ (KN.m)		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2mm L=5650mm D=315mm w1=265.625mm	0.709	1.480	0.00	0.00	0	110.37	112.51	1.94
			5118.75	16.25	2	109.24	107.01	2.04
			1706.24	5.42	4	108.96	107.01	1.79
			1023.74	3.25	6	108.46	107.01	1.34
			731.25	2.32	8	107.95	107.01	0.87
			568.75	1.81	10	107.42	107.01	0.38
			465.34	1.48	12	106.89	107.01	0.11
393.75	1.25	14	106.33	107.01	0.64			

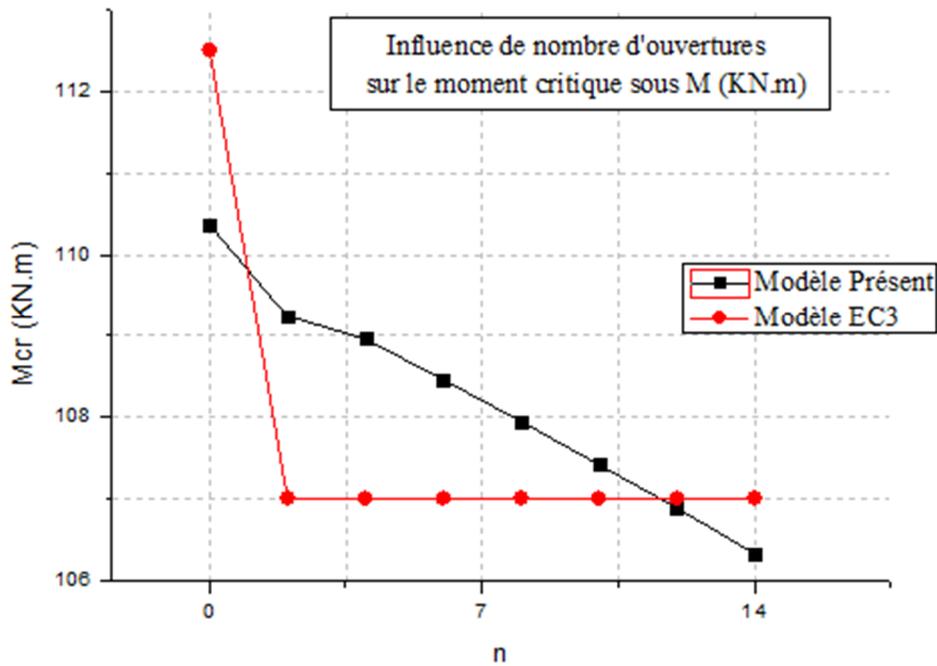


Figure V.8 : Influence de nombre d’ouvertures sur le moment critique sous M (KN.m)

D’après les deux courbes (figure V.8), il est à remarquer que le nombre d’ouvertures influencent sur le moment critique sous M (pour le modèle présent), quand nous augmentons le nombre d’ouvertures le moment critique tend à diminuer. Par contre pour EC3, quelque soit le nombre d’ouvertures, le moment critique reste constant.

Tableau V.7 : Influence de nombre d’ouvertures sur le moment critique sous Q(KN.m)

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport D/H	Rapport H/h	S (mm)	Rapport S/D	Nombre d'ouvertures (n)	Moment critique (sous Q) $M_{cr,EF}$ (KN.m)		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2mm L=5650mm D=315mm w1=265.625mm	0.709	1.480	0.00	0.00	0	148.45	153.01	3.07
			5118.75	16.25	2	146.54	145.54	0.68
			1706.24	5.42	4	146.01	145.54	0.32
			1023.74	3.25	6	145.03	145.54	0.35
			731.25	2.32	8	143.87	145.54	1.16
			568.75	1.81	10	142.58	145.54	2.08
			465.34	1.48	12	141.01	145.54	3.21
393.75	1.25	14	138.86	145.54	4.81			

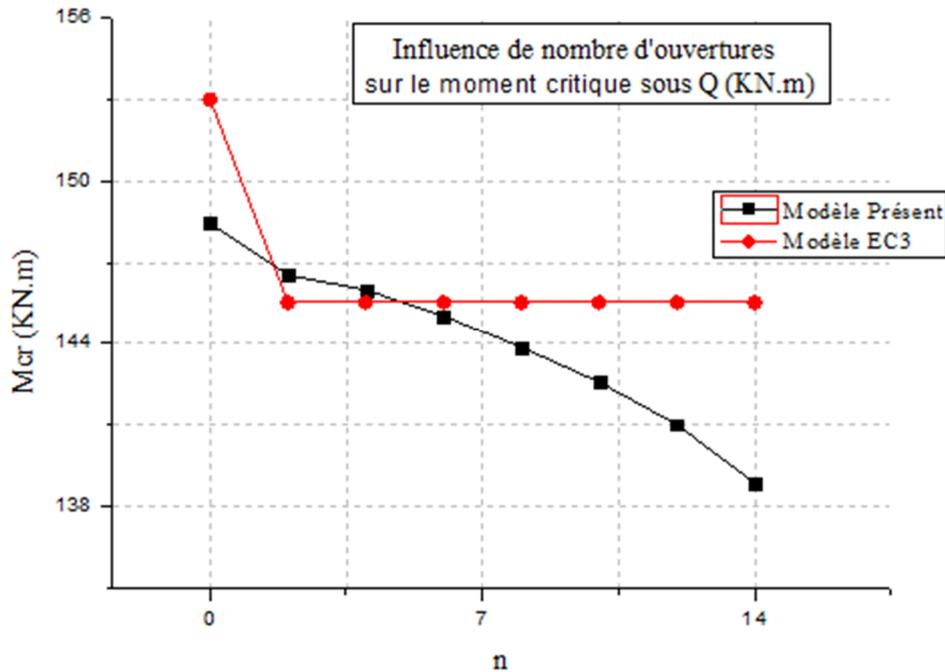


Figure V.9 : Influence de nombre d’ouvertures sur le moment critique sous Q(KN.m)

De même d’après les deux courbes (Figure V.9), il est à remarquer dans le modèle présent que le nombre d’ouvertures influencent sur le moment critique sous une charge concentrée au milieu Q. Pour EC3, quelque soit le nombre d’ouvertures, le moment critique sous Q reste invariable.

Tableau V.8 : Influence de nombre d’ouvertures sur le moment critique sous q (KN.m)

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport D/H	Rapport H/h	S (mm)	Rapport S/D	Nombre d’ouvertures (n)	Moment critique (sous q) $M_{cr,EF}$ (KN.m)		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2 mm L=5650 mm D=315 mm w1=265.625mm	0.709	1.480	0.00	0.00	0	122.97	127.14	3.39
			5118.75	16.25	2	121.03	120.93	0.08
			1706.24	5.42	4	120.67	120.93	0.22
			1023.74	3.25	6	119.86	120.93	0.89
			731.25	2.32	8	118.94	120.93	1.67
			568.75	1.81	10	117.88	120.93	2.59
			465.34	1.48	12	116.61	120.93	3.70
			393.75	1.25	14	114.92	120.93	5.23

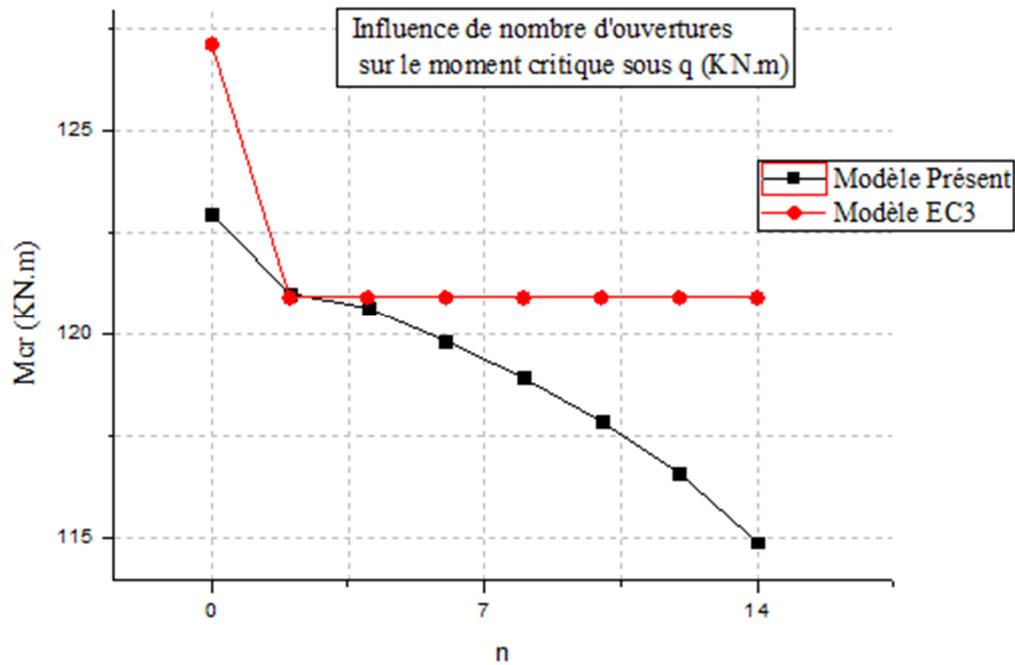


Figure V.10: Influence de nombre d’ouvertures sur le moment critique sous q (KN.m)

De même d’après les deux courbes (Figure V.10), il est à remarquer dans le modèle présent que le nombre d’ouvertures influencent sur le moment critique sous q, quand nous augmentons le nombre d’ouvertures le moment critique de déversement sous un chargement reparti diminue.

B. Influence de nombre d'ouvertures sur la charge critique de flambement:

Tableau V.9 : Influence de nombre d’ouvertures sur la charge critique sous P (KN)

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport D/H	Rapport H/h	S (mm)	Rapport S/D	Nombre d'ouvertures (n)	Charge critique (sous P) $P_{cr,EF}$ (KN)		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2 mm L=5650 mm D=315 mm w1=265.625mm	0.709	1.480	0.00	0.00	0	390.28	391.59	0.34
			5118.75	16.25	2	390.29	390.16	0.03
			1706.24	5.42	4	390.43	390.16	0.07
			1023.74	3.25	6	390.49	390.16	0.08
			731.25	2.32	8	390.43	390.16	0.07
			568.75	1.81	10	390.16	390.16	0.00
			465.34	1.48	12	390.25	390.16	0.02
			393.75	1.25	14	390.16	390.16	0.00

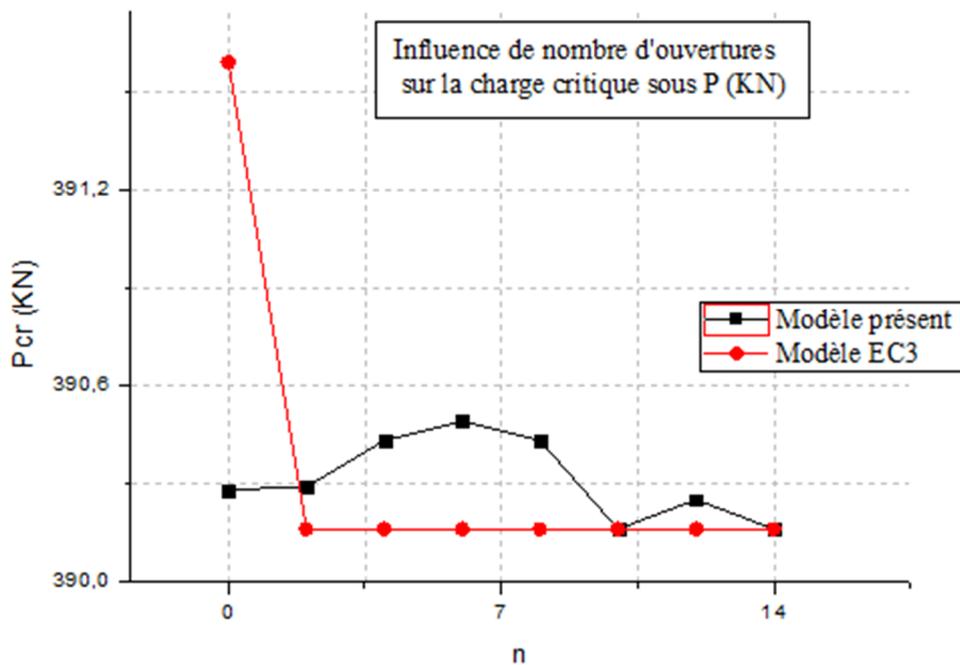


Figure V.11: Influence de nombre d'ouvertures sur la charge critique sous P (KN)

Contrairement au déversement, on remarque que le nombre d'ouvertures n'a pas une grande influence sur la charge critique de flambement. (min 390,16 KN et le max 390,49 KN). Donc quelque soit le nombre d'ouvertures, la charge critique de flambement est presque la même.

V.6.2. Influence de diamètres d'ouvertures:

Afin de montrer l'influence de diamètres d'ouvertures sur le moment critique de déversement, nous avons considéré une poutre cellulaire d'une longueur $L=5650\text{mm}$. Nous avons varié le diamètre d'ouvertures de 0 (sans ouverture) à 375mm. Le nombre total des ouvertures est 12.

A. Influence de diamètres d'ouvertures sur le moment critique:

Tableau V.10 : Influence de diamètres d'ouvertures sur le moment critique sous M (KN.m)

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport D/H	Rapport H/h	S (mm)	Rapport S/D	Diamètre D (mm)	Moment critique (sous M) $M_{cr,EF}$ (KN.m)		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2 mm L=5650 mm w1=265.625mm n=12	0.000	1.480	465.34	0.000	0	110.37	112.51	1.94
	0.169			0.161	75	110.16	111.22	0.96
	0.304			0.290	135	109.69	110.18	0.45
	0.439			0.419	195	109.00	109.14	0.13
	0.574			0.548	255	108.06	108.08	0.02
	0.709			0.677	315	106.89	107.01	0.11
	0.844			0.806	375	105.45	105.94	0.46

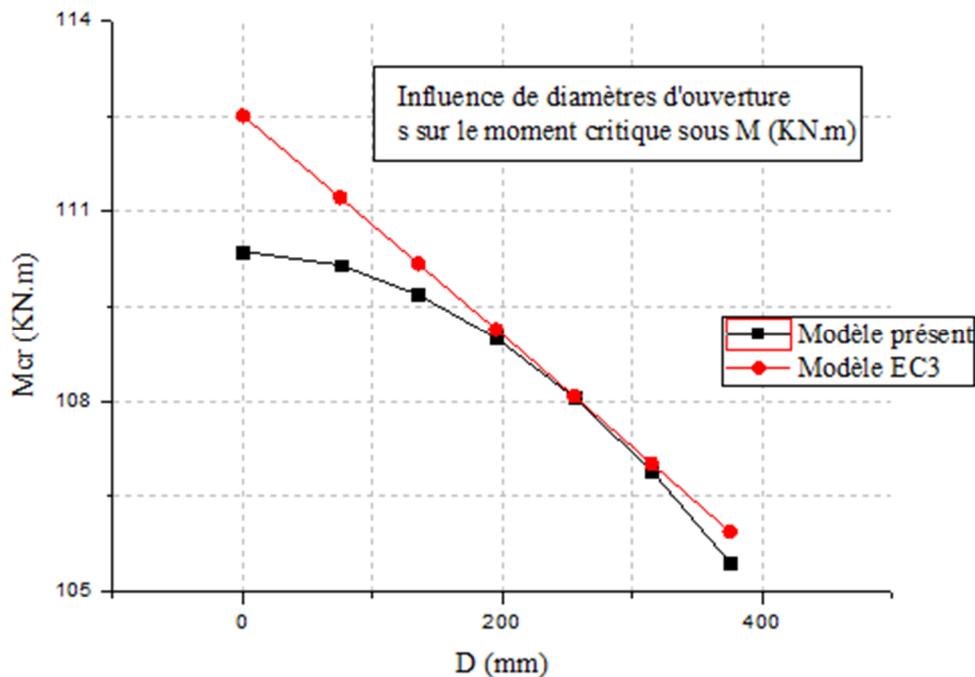


Figure V.12 : Influence de diamètres d'ouvertures sur le moment critique sous M (KN.m)

D'après la Figure V.12, on constate clairement que les diamètres d'ouvertures influencent sur le moment critique sous M, quand nous augmentons le diamètre d'ouvertures le moment critique diminue. Cette constatation est valable pour notre modèle ainsi que pour la formule de l'EC3. Néanmoins, la variation du moment est linéaire dans le cas de l'EC3 et non linéaire concernant notre modèle MEF.

Tableau V.11 : Influence de diamètres d’ouvertures sur le moment critique sous Q (KN.m).

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport D/H	Rapport H/h	S (mm)	Rapport S/D	Diamètre D (mm)	Moment critique (sous Q) $M_{cr,EF}$ (KN.m)		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2 mm L=5650 mm w1=265.625mm n=12	0.000	1.480	465.34	0.000	0	148.45	153.01	3.07
	0.169			0.161	75	147.99	151.27	2.22
	0.304			0.290	135	147.02	149.85	1.92
	0.439			0.419	195	145.56	148.43	1.97
	0.574			0.548	255	143.61	146.99	2.35
	0.709			0.677	315	141.01	145.54	3.21
	0.844			0.806	375	137.21	144.07	5.00

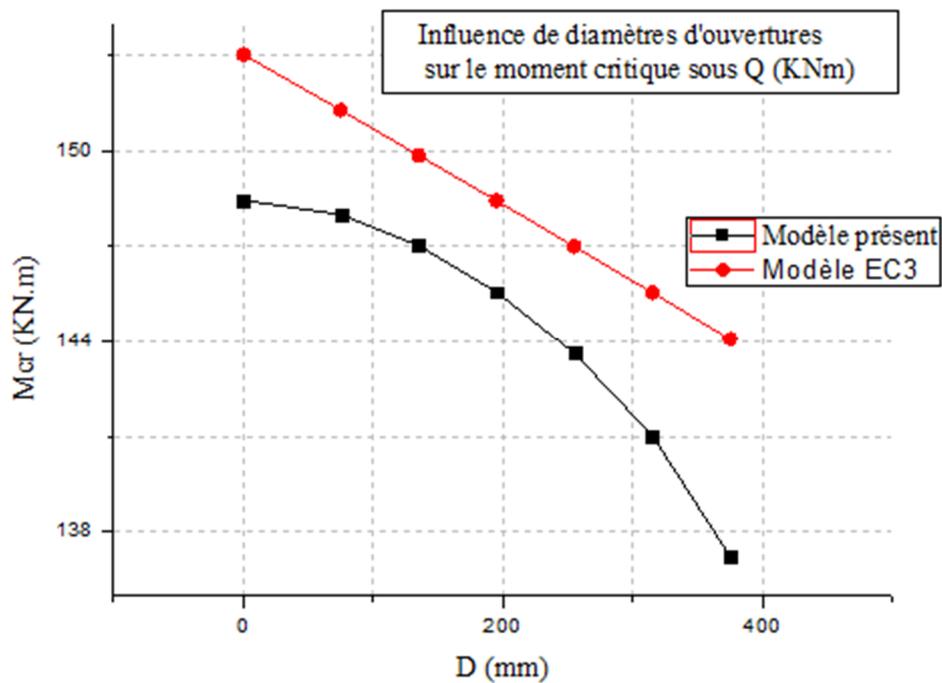


Figure V.13: Influence de diamètres d’ouvertures sur le moment critique sous Q (KN.m)

Sous une charge concentrée au milieu, il est à remarquer dans le modèle présent que les diamètres d’ouvertures influencent sur le moment critique sous Q. Quand le diamètre d’ouvertures augmente le moment critique diminue. La variation du moment est linéaire dans le cas de l’EC3 et non linéaire concernant notre modèle MEF. Les valeurs de modèle FEM sont toujours inférieures aux valeurs de la formule de l’EC3.

Tableau V.12 : Influence de diamètres d’ouvertures sur le moment critique sous q (KN.m)

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport D/H	Rapport H/h	S (mm)	Rapport S/D	Diamètre D (mm)	Moment critique (sous q) $M_{cr,EF}$ (KN.m)		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2 mm L=5650 mm w1=265.625mm n=12	0.000	1.480	465.34	0.000	0	122.97	127.14	3.39
	0.169			0.161	75	122.56	125.68	2.55
	0.304			0.290	135	121.68	124.51	2.33
	0.439			0.419	195	120.42	123.33	2.42
	0.574			0.548	255	118.76	122.13	2.84
	0.709			0.677	315	116.61	120.93	3.70
	0.844			0.806	375	113.51	119.71	5.46

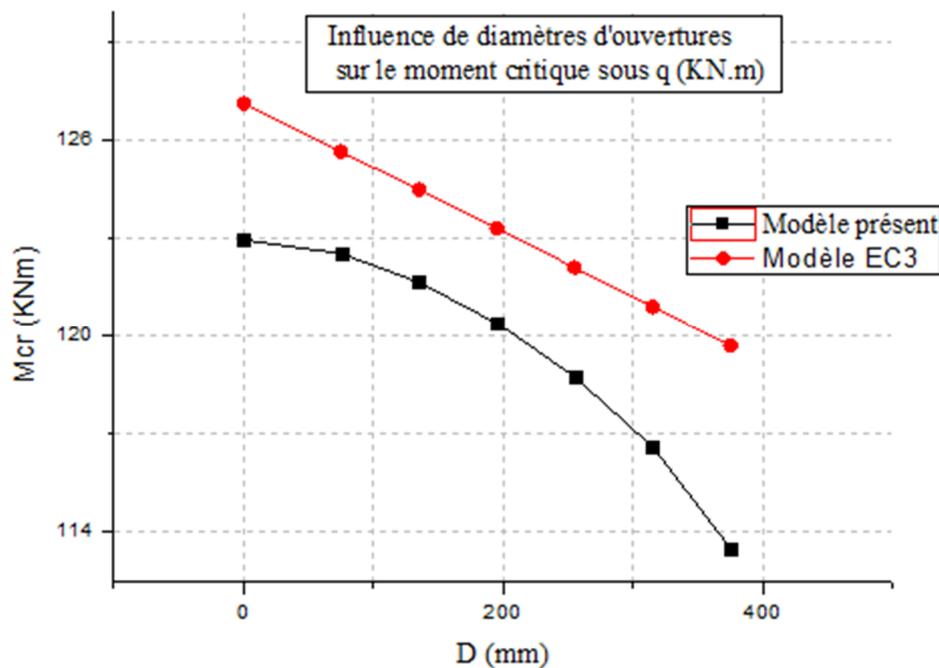


Figure V.14 : Influence de diamètres d’ouvertures sur le moment critique sous q (KN.m)

Sous une charge répartie le long de la poutre, nous conservons les mêmes remarques, quand le diamètre d’ouvertures augmente le moment critique diminue. La variation du moment est linéaire dans le cas de l’EC3 et non linéaire concernant notre modèle MEF. Les valeurs de modèle FEM sont toujours inférieures aux valeurs de la formule de l’EC3.

B: Influence de diamètres d'ouvertures sur la charge critique de flambement:

Tableau V.13 : Influence de diamètres d'ouvertures sur la charge critique sous P (KN)

Caractéristiques géométriques du profilé	Rapport D/H	Rapport H/h	S (mm)	Rapport S/D	Diamètre D (mm)	Charge critique (sous P) $P_{cr,EF}$ (KN)		
						Modèle Présent (1)	Formule EC3 (2)	$\Delta\%$
IPE300 H=444.2 mm L=5650 mm w1=265.625mm n=12	0.000	1.480	465.34	0.000	0	390.28	391.59	0.34
	0.169			0.161	75	390.25	391.45	0.31
	0.304			0.290	135	390.22	391.33	0.28
	0.439			0.419	195	390.24	391.21	0.43
	0.574			0.548	255	390.28	391.10	0.21
	0.709			0.677	315	390.25	390.98	0.19
	0.844			0.806	375	390.25	390.86	0.16

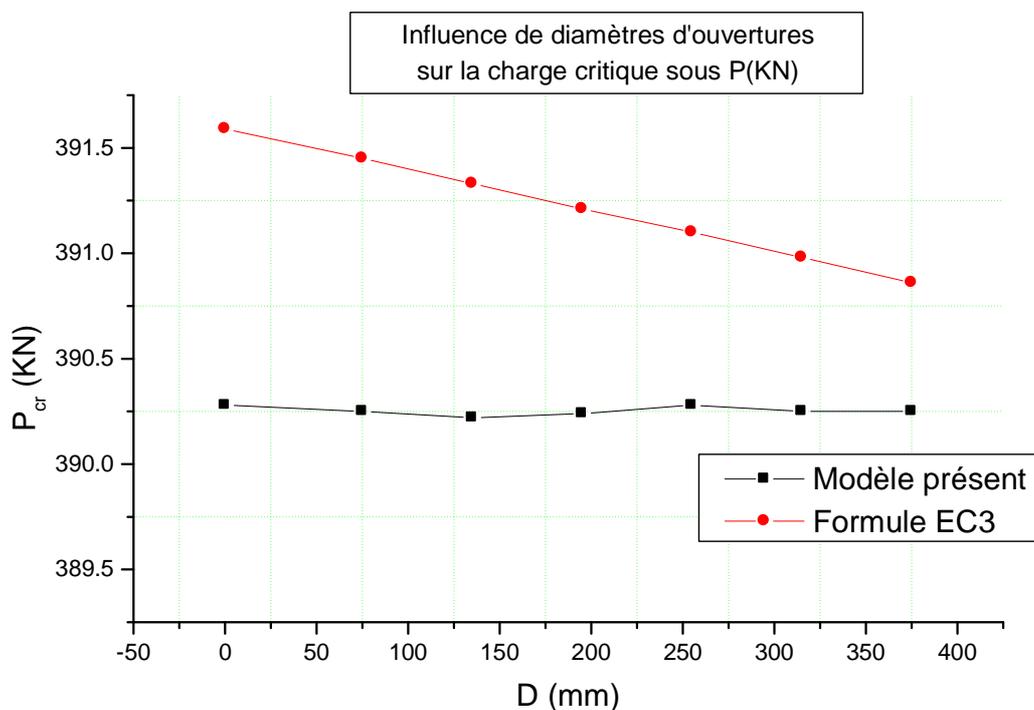


Figure V.15 : Influence de diamètres d'ouvertures sur la charge critique sous P (KN)

Pour le flambement, nous pouvons dire que la charge critique n'influe pas par le changement de diamètre d'ouvertures. Cependant, cette même charge calculée par la formule l'EC3 diminue légèrement d'une manière linéaire avec l'augmentation de diamètre d'ouvertures. Les valeurs sont plus proches, et celles de modèle FEM sont toujours inférieures aux valeurs de la formule de l'EC3.

V.6.3. Influence de type d'ouvertures:

Cette fois-ci, l'influence de type ou la forme d'ouvertures sur le moment critique de déversement a été examiné. A cet effet, trois formes ont été considérées: Circulaire, Hexagonale et Octogonale. Une poutre cellulaire à la base d'un profilé IPE300 d'une longueur $L=8000\text{mm}$ en présence de 20 ouvertures est étudiée.

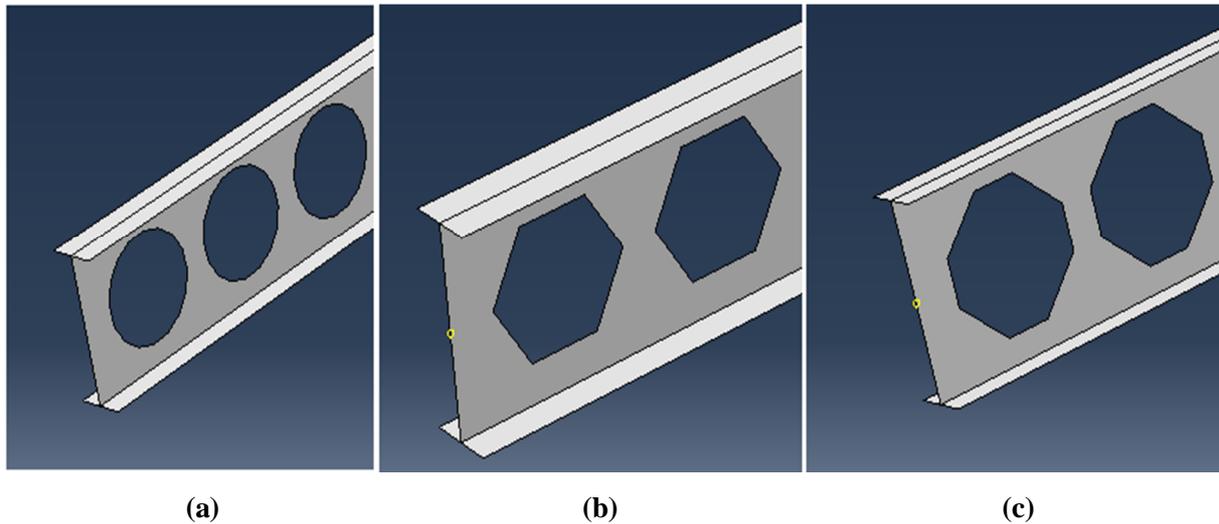


Figure V.16 : Les formes d'ouvertures considérées: (a)Circulaire, (b) Hexagonale et (c)Octogonale.

A. Influence de type d'ouvertures sur le moment critique:

Tableau V.14 : Influence de type d'ouvertures sur le moment critique sous différents cas de chargement (KN.m).

Caractéristiques géométriques du profilé	Type d'ouverture	Moment critique (sous M) $M_{cr,EF}$ (KN.m)		Moment critique (sous Q) $M_{cr,EF}$ (KN.m)		Moment critique (sous q) $M_{cr,EF}$ (KN.m)	
		Modèle Présent	Formule EC3	Modèle Présent	Formule EC3	Modèle Présent	Formule EC3
IPE300 $L=8000\text{ mm}$ $n=20$	Circulaire	62.74	62.59	84.40	85.12	69.97	70.73
	Hexagonale	63.23	63.23	85.27	85.99	70.70	71.45
	Octogonale	62.69	62.59	84.31	85.12	69.90	70.73

Sous différents cas de charge (Moment uniforme, charge concentrée au milieu et charge répartie), Nous remarquons clairement que les valeurs du moment critique de déversement sont très approchées. De ce fait, on peut conclure que le moment critique n'influe pas par la modification de type d'ouvertures.

B. Influence de type d'ouvertures sur la charge critique:**Tableau V.15 :** Influence de types d'ouvertures sur la charge critique sous P (KN)

<i>Caractéristiques géométriques du profilé</i>		<i>Charge critique (sous P)</i> $Q_{cr,EF} (KN)$	
		<i>Modèle Présent</i>	<i>Formule EC3</i>
<i>Type d'ouverture</i>			
IPE300	Circulaire	194.86	195.01
L=8000mm	Hexagonale	194.88	195.05
n=20	Octogonale	194.87	195.01

Pour le flambement de la poutre munie de trois formes d'ouvertures différentes, nous pouvons relever que la charge critique n'influe pas par la modification de type d'ouvertures. Toutefois, cette même charge calculée par la formule l'EC3 est quasiment la même pour les trois formes. Les valeurs de notre modèle FEM et celles de l'EC3 sont approximativement identiques.

V.7. Conclusion:

Cette partie présente et discute les résultats de l'étude comparative effectuée afin de valider et d'évaluer la performance du modèle proposée dans l'analyse de déversement et le flambement des poutres cellulaires.

Cette étude a porté sur une analyse de déversement de plusieurs poutres simplement appuyées soumises à des charges latérales réparties appliqués à des différentes positions dans la section ainsi que des charges axiales

Généralement, et au moyen de ces exemples numériques, les résultats obtenus à l'aide de notre modèle numérique par éléments finis sont en bon accord avec ceux obtenus par la formule de l'Eurocode3 EC3. Une étude paramétrique a été effectuée afin de montrer l'influence de nombre d'ouvertures, de diamètres d'ouvertures ainsi que de type d'ouvertures sur le moment critique de déversement sous différents cas de charges et sur la charge critique de flambement.

Conclusion générale & perspectives.

1- Conclusion générale :

Dans le monde de la construction, les structures sont réalisées à partir de plusieurs pièces assemblées entre elles dont elles épousent des formes différentes afin de résister aux charges extérieures.

Les investisseurs visent en premier lieu la diminution du coût des investissements, l'optimisation des coûts d'exploitation, une durée d'usage du bâtiment aussi longue que possible ainsi qu'une grande flexibilité dans l'utilisation de l'ouvrage.

L'acier, utilisé pour les poutres alvéolaires, permet aux architectes et aux concepteurs de répondre aisément à ces exigences tout en combinant des modes de construction légers et rapides avec la qualité, la fonctionnalité et l'esthétique de l'ouvrage.

Une diminution de la hauteur de construction et des volumes de terrassement permettant une diminution des coûts de matériaux de transport, de fondations et de construction.

Les poutres alvéolaires permettent de réduire les hauteurs des bâtis, ou bien, pour une même enveloppe, permettent 27 d'ajouter un étage supplémentaire tous les 8 étages (15% en plus de surface utile pour un même volume à chauffer.

Le domaine des constructions ne cesse de s'améliorer et d'aller vers la modernité conceptuelle et architecturale, les poutres métalliques présentent de nombreux avantages, et qui offre une excellente résistance tout en étant de mise en œuvre rapide et facile, ainsi des nombreuses qualités dont la rigidité, la résistance...

Au cours de ce travail, nous nous sommes attachés à donner une solution au problème de déversement des poutres. Dans cette étude, un nouvel modèle éléments finis FEM a été adoptée pour analyser la stabilité et le comportement des poutres alvéolaires.

Cette étude a porté sur une analyse de déversement et le flambement de plusieurs poutres alvéolaires simplement appuyées soumises aux moments uniformes (aux extrémités), à des charges latérales réparties et à des charges concentrées au milieu.

Une étude paramétrique a été adoptée afin de voir l'influence et l'effet de nombre d'ouvertures, de diamètres d'ouvertures ainsi que la forme ou de type d'ouvertures sur du moment critique de déversement et la charge critique de flambement.

A partir de ce qui 'a été obtenu comme résultats, on peut conclure que:

- Les résultats obtenus concernant la stabilité des poutres cellulaires par notre modèle éléments finis révèlent une concordance entre ces résultats ainsi que les résultats numériques disponibles dans la littérature;

- Les résultats obtenus par la simulation par éléments finis utilisant le logiciel ABAQUS à sont en bon accord avec ceux obtenus par la formule de l'Eurocode 3, ce qui confirme l'adéquation du modèle de l'élément fini développé pour le moment critique de déversement de poutres cellulaires sous différents cas de chargement;
- L'augmentation de la longueur de la poutre cellulaire provoque une diminution du moment critique de déversement ainsi que la charge de flambement et ce pour les différents cas de charges;
- L'augmentation de nombre d'ouvertures engendre une réduction du moment critique de déversement, par contre cette augmentation n'a pas d'influence sur la charge critique de flambement;
- Les diamètres d'ouvertures influencent sur le moment critique de déversement pour les différents cas de charges; mais n'y pas d'influence sur la charge critique de flambement;
- La modification de la forme ou de type d'ouvertures ne provoque aucune variation remarquable non seulement pour le moment critique de déversement mais aussi la charge critique de flambement.

2- Perspectives :

Dans notre étude, nous avons traité l'instabilité des poutres cellulaires, où un nouvel modèle éléments finis FEM a été adoptée afin d'analyser le déversement ainsi que le flambement des poutres alvéolaires. Néanmoins, d'autres travaux postérieurs de recherche peuvent avoir lieu à savoir:

- Etude de l'influence de caractéristiques mécaniques sur l'instabilité des poutres cellulaires;
- En introduisant l'effet de déformations résiduelles, l'analyse de l'instabilité peut être effectuée;
- Etude de l'effet de contraintes résiduelles sur l'instabilité des poutres cellulaires;

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

- [1] **Le théorie d'Euler**, Contrainte critique due à la compression, Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3, sixième tirage 2005, éditions Eyrolles.
- [2] **l'Eurocode3**, « Calculer des structures en acier » a été adopté par la Comité européen de normalisation (CEN) en 1992 et a été classé Norme provisoire pour une durée de 3 années (1993 à 1996).
- [3] Additif 80, Règles de calcul des constructions en acier. Construction Métallique, N°1, 1981.
- [4] **Timoshenko S.P**, Théorie de la stabilité élastique. Dunod, 1966.
- [5] **Hirt M.A., Bez R., Nussbaumer A. (2006)**, Construction Métallique, Notions Fondamentales et Méthodes de Dimensionnement, Traité de Génie Civil, vol.10, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.
- [6] **ECCS (2010)**, Design of steel structures, Eurocode 3: Design of steel structures: Part 1-1 – General rules and rules for buildings 1st Edition, European Convention for Constructional Steelwork, Ernst & Sohn. 2010.
- [7] **Clark J. W, Hill H. N. (1960)**, Lateral Buckling of Beams, Proceedings ASCE, Journal of the Structural Division, Vol 86, no. ST7, 1960.
- [8] **Djalaly H. (1974)**, La théorie du second-ordre de la stabilité élastique des barres à parois minces et profil ouvert et son application. Annales de l'ITBTP, N° 171, Sept. 1974, pp. 130-162.
- [9] **Boissonnade N., Greiner R., Jaspert J.P, Lindner J. (2006)**, Design rules in EN 1993-1-1 for member stability, ECCS Technical Committee 8: Structural Stability, P119, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels.
- [10] **Bureau A. (2006)**, NCCI: Elastic critical moment for lateral torsional buckling. Paris CTICM, 2006.
- [11] **AISC (2005)**, Specification for Structural Steel Buildings, 13th Ed. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2005.

- [12] **Saint-Venant A. J. C. B. (1847)**, Mémoire sur la torsion des prismes et sur la forme affectée par leurs sections transversales primitivement planes. Comptes rendus, Vol. 24, 1847, pp. 485-488.
- [13] **ACB® beams are fabricated based on** the exclusive use of hot rolled sections. A double cut-out is made in the web by flame cutting. The two obtained T-sections are shifted and rewelded leading to an increase in height.
- [14] **Angelina™** beams offer a new architectural dimension within an environmentally friendly approach. With their sinusoidal web openings, they elegantly combine function with flexibility, integrating technical installations and optimising the weight/height or load/weight ratio.
- [15] **Eurocode4**, L'Eurocode 4 concerne uniquement les exigences de résistance, d'aptitude au service, de durabilité et de résistance au feu des structures mixtes.
- [16] **D. E. KERDAL, D.A. NETHERCOT**, « Failure modes of castellated beams », Journal of constructional steel research, vol.4, pp.295-315, 1984.
- [17] **S. DEMIRDJIAN**, « Stability of Castellated Beam Webs », thèse de masters, Mc Gil University, Montreal, 1999.
- [18] **K.D. TSAVDARIDIS**, « Structural Performance of perforated steel beams with novel web openings and with partial concrete encasement », Thèse de doctorat, School of Engineering and Mathematical Sciences City University London,2010.
- [19] **M.U. HUSAIN, W.G. SPEIRS**, « Failure of castellated beams due to rupture of welded joints », Acier-Stahl-Steel, No. 1,1971.
- [20] **M.D. ALTIFILLISCH, B.R. COOKE, A.A. TOPRAC**, « An investigation of open web expanded beams », Welding Research Council Bulletin, Series No.47. pp. 77s-88s, 1957.
- [21] **A.A. TOPRAC, B.R. COOKE**, « An experimental investigation of open-web beams». Welding Research Council Bulletin, New York. Series No.47, pp 1 – 10, 1959.
- [22] **A.N. SHERBOURNE**, «The plastic behavior of castellated beams », Proc. 2nd Commonwealth Welding Conference. Inst. Of Welding, No. C2, London. pp 1-5, 1966.

- [23] **R.G. REDWOOD**, « Analyse et dimensionnement des poutres ayant des ouvertures dans les âmes », Revue Construction métallique, n°3, pp.15-27,1978.
- [24] **K.F. CHUNG, TCH. LIU, ACH KO**, « Investigation on Vierendeel Mechanism in steel beams with circular web openings », Journal of Constructional Steel Research, vol.5, pp.467-490, 2001.
- [25] **K.F. CHUNG, TCH. LIU, ACH KO**, « Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: an empirical design method using a generalized moment shear interaction curve », Journal of Constructional Steel Research, vol.59, pp. 1177- 1200, 2003.
- [26] **P. HALLEUX**, « Limit analysis of castellated steel beams », Acier-Stahl-Steel, 325,133-144, 1967.
- [27] **BAZILE, J. TEXIER**, « Essais de poutres ajourées (Tests on castellated beams) », onstr. Métallique, Paris, France, Vo1.3, pp 12-25, 1968.
- [28] **S. Durif et al.**, “Modèle mécanique pour les poutres à larges ouvertures d’âmes de section variable” XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Tlemcen, 29 au 31 Mai 2011.
- [29] **SAFIR** SAFIR est un logiciel de calculs numériques, non linéaire, basé sur la méthode des éléments finis (MEF).
- [30] **S. Durif**, “Comportement mécanique des poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales développement d’un modèle analytique adapté -”. Laboratoire : Institut Pascal, ClermontFerrand, France, Thèse de doctorat, 2012.
- [31] **K.D. Tsavdaridis and C. D’Mello**. “Vierendeel Bending Study of Perforated Steel Beams with Various Novel Web Opening Shapes, through Non-linear Finite Element Analyses” Journal of Structural Engineering, 138 (10). 1214-1230.2012.
- [32] **P. Panedpojaman et T. Rongram** “Buckling analysis for web post of cellular beams” The 10th International PSU Engineering Conference, May 14-15, 2012.
- [33] **F. ERDAL et M. POLAT SAKA**, “Ultimate load carrying capacity of optimally designed cellular beams”, Journal of Constructional Steel Research 80 (2013)355–368, 2013.

- [34] **P. Panedpojaman and T. Rongram** “Design Equations for Vierendeel Bending of Steel Beams with Circular Web Openings” Proceedings of the World Congress on Engineering 2014 Vol II, WCE 2014, July 2 - 4, 2014, London, U.K.
- [35] **P.D. Pachpor et al**, “analysis and design of cellular beam and its verification” International Conference on Applied Computing, Computer Science, and Computer.
- [36] **British Standards Institution** BS5950: « Structural use of steelwork in building », Part 3 Section 3.1: Code of practice for design of composite beams, 1990.
- [37] **A.S. Shaikh et H.R. Aher**, “Structural Design of Circular Cross-Section Beam” International Journal on Recent Technologies in Mechanical and Electrical Engineering (IJRMEE) Volume: 2 Issue: 7. July 2015.
- [38] **K. KUCHTA et M. MAŚLAK**. “Failure modes determining the resistance and the stability of steel cellular beams” Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture. pp 263-280, 2015.
- [39] **S. Saju et M. George**. “Buckling Analysis of Cellular Beams” International Journal of Engineering Development and Research. Volume 3, Issue 4. 2015.
- [40] **S. A. Patil et P. D. Kumbhar**. “STUDY OF CASTELLATED BEAM USING STIFFENERS: A REVIEW” International Journal of Research in Engineering and Technology. Volume: 04 Issue: 11, Nov-2015.
- [41] **P. Panedpojaman**. “INVESTIGATION ON LATERAL TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE OF EC3 FOR CELLULAR BEAM” International Journal of Advances in Mechanical and Civil Engineering. Volume 2, Issue 4, Aug- 2015.
- [42] **A.S. Shaikh et P.B. Autade**. “Structural Analysis and Design of Castellated Beam in Fixed Action” International Journal of Innovative Research in Advanced Engineering. Volume 3, Issue 8, Aug-2016.
- [43] **K. P. Nimmi et V.N. Krishnachandran** “Buckling Analysis of Cellular Steel Beams.
- [44] **F. ERDAL et al**, “Nonlinear finite element analysis of optimally designed steel cellular beams”. Res. Eng. Struct. Mat. Vol. 2 Iss. 2 (2016) 59-66. Feb 2016.

- [45] **B. Djebli**, “Vierendeel failure mechanisms of composite cellular beams: Non- linearfinite element analysis” International Conference on Advanced in Science and Arts.ICASA’17, March 29-31,2017.
- [46] **P.P. Rugge et P.K. Pasnur**, “Review on Study of Castellated Beam with & withoutStiffeners” International Journal of Science Technology & Engineering. Volume 3, Issue09. March2017.