

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.



Université des Frères Mentouri - Constantine

Faculté des Sciences de la Technologie

Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour obtenir le diplôme de :

Doctorat sciences en Génie Civil

Option : **Structures**

CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT DES POUTRES ALVEOLAIRES MIXTES ACIER-BETON

Présenté par :

Saâd SIOUANE

Soutenu le : 19 / 07 / 2018 devant le jury composé de :

Président :	A. BOUMEKIK	Professeur, Université de Constantine
Rapporteur :	M. MIMOUNE	Professeur, Université de Constantine
Examineurs :	M. BELACHIA	Professeur, Université de Skikda
	A. BENOUIS	Professeur, Université de Guelma

REMERCIEMENTS

Durant la préparation de ce travail de thèse, de nombreuses personnes m'ont aidé considérablement par leurs remarques, leurs conseils et leur soutien. Je tiens ici à les en remercier.

*Je remercie tout d'abord Monsieur le Professeur **Mostefa MIMOUNE**, Directeur de la thèse, de m'avoir proposé ce sujet de recherche, de l'attention qu'il a portée à mon travail, son aide, ses encouragements, ses précieux conseils et sa disponibilité durant toute la période de la réalisation de ce travail.*

*Je remercie très sincèrement Monsieur **Ahmed Boumekik**, Professeur à l'Université de Constantine, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de soutenance de cette thèse de doctorat.*

*Je remercie Messieurs ; **Mouloud Belachia**, Professeur à l'Université de Skikda et **Abd El-Halim Benouis**, Professeur à l'Université de Guelma, pour le temps qu'ils m'ont accordés en acceptant d'examiner ce travail scientifique.*

Mes remerciements s'adressent aussi à l'ensemble du personnel de département génie civil et pour tous mes collègues et mes amis.

Je remercie toute ma famille, surtout ma mère, mon épouse et mes fils pour leurs encouragements et leurs sacrifices. Merci pour tous.

*Je tiens à remercier tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont participé à ma formation et à la réalisation de ce travail, et particulièrement à Monsieur **Lakhdar BOUBAOUNE**, Ingénieur directeur du laboratoire LGG/Sétif, Monsieur **Salah LARIBA** Architecte chercheur et Monsieur **Hamza ZIANI** Architecte.*

Saâd S'OUOUANE ; Février 2018

RESUME

Avec le développement de la technologie de coupage et de soudage électrique dans la construction métallique, les poutres ajourées en acier sont devenues disponibles pour les constructeurs. Ces poutres en acier seul ou mixtes acier-béton sont généralement utilisés dans les constructions de grandes portées, telles que les parkings, bâtiments industriels et parfois utilisés dans des ouvrages d'arts, et cela grâce à leurs avantages économiques et esthétiques.

Le calcul et la vérification des poutres ajourées en acier seul, au phénomène d'instabilité tel que le déversement selon le code Européen EC-3 est similaire à celle des poutres à âme pleine, en remplaçant les caractéristiques géométriques de la section à âme pleine par ceux de la section perforée. Cette solution analytique néglige l'instabilité provoquée par le flambement ou le cisaillement des montants sur la résistance globale de la poutre. Ce code EC-3 ne donne que des dispositions constructives et des recommandations pour le dimensionnement et la vérification de ce genre de poutres. Quant aux poutres ajourées mixtes acier-béton, on note que le code EC-4, ne donne aucune méthode ou dispositif constructif concernant le calcul et la vérification de ce type de structure, ce qui laisse une grande place à la recherche et au développement.

Dans les poutres mixtes à âme pleine, l'Eurocode 4 permet l'analyse globale linéaire élastique où la section mixte est considérée homogène (interaction est complète) et le comportement des matériaux est considéré linéaire élastique. Dans le cas où la connexion est partielle, son effet est introduit dans le calcul par deux facteurs ; un facteur amplificateur qui dépend des flèches du profilé seul et de la section mixte en connexion complète, et l'autre facteur réducteur dépend de la résistance du profilé et de la section mixte en connexion totale.

Dans ce travail, on a développé des modèles numériques en 3D par éléments finis capables d'analyser l'instabilité des poutres ajourées en acier comportant des montants élancés vis-à-vis du déversement d'une part, et l'analyse non-linéaire des poutres ajourées mixtes d'autre part. Le comportement non-linéaire de différents composants de la poutre (acier, béton et connexion) est introduit dans le calcul numérique en utilisant le logiciel ANSYS.

Les modèles tridimensionnels choisis sont validés par la confrontation à des résultats existants dans la littérature. Ils s'avèrent être efficaces pour représenter l'influence de la géométrie des montants sur l'instabilité des poutres ajourées au phénomène de déversement pour les poutres non mixtes, et pour représenter l'influence du degré de la connexion sur les flèches et sur la capacité flexionnelle des poutres mixtes ajourées.

Mots clés : Poutres mixtes, poutres ajourées, connexion acier-béton, connecteurs de cisaillement.

ABSTRACT

With the development of cutting and welding electric technology in steel construction, steel castellated beams became available for manufacturers. These beams alone steel or composite steel-concrete are commonly used in construction of large spans, such as car parks, industrial buildings and sometimes used in art works, grace to their economic and aesthetic benefits.

The calculation and verification of castellated beams with only steel, instability phenomenon at lateral buckling according to the European code EC-3 is similar to that of solid web beams, replacing the geometric characteristics of the full section with those in section perforated. This analytical solution neglects the instability caused by buckling or shear web-post on the full resistance of the beam, this code only gives construction details for the design and verification of such beams. For composite castellated beams, we note that the EC-4 code provides no method or constructive device on the calculation and verification of this type of structure, which leaves much space for research and development.

In composite beams with solid web, Eurocode 4 allows linear elastic global analysis where the composite section is considered homogeny (interaction is complete) and the behavior of materials is considered linear elastic. In the case where the connection is partial, its effect is introduced into the calculation by two factors; an amplifier factor which depends on the profile deformation and the composite section in full connection deflection, and the other reducer factor depends on the resistant of the profile and the composite section in total connection.

In this work, we developed numerical models in 3-D finite element capable of analyzing the instability of steel castellated beams with slender web-post at lateral buckling on the one hand, and non-linear analysis mixed perforated beams other hand. The non-linear behavior of the different component beam (steel, concrete and connection) is fed into the numerical calculation using the ANSYS code.

The selected three-dimensional models are validated by comparison with existing results in the literature. They are efficient to represent the influence of the geometry of the web-post on the instability of castellated beams the lateral buckling phenomenon for non-composite beams, and to represent the influence of the degree of connection on the sags and the flexural capacity perforated composite beams.

Keywords: Composite beams, castellated beams, steel-concrete connection, shear connectors.

ملخص

مع التقدم التكنولوجي في القص والتلحيم الإلكتروني للبناءات المعدنية، أصبحت العوارض المخرمة في تناول البنائون. هذه العوارض الفولاذية (من فولاذ وحده) أو مركبة فولاذ-خرسانة تستعمل في البناءات ذات المدد الطويلة مثل الحاضرات السيارات، المباني ذات الطبع الصناعي وأحيانا في المنشآت الفنية، وذلك بفضل ميزاتها الاقتصادية والجمالية التي توفرها.

إن الحساب والتحقق من العوارض الفولاذية المخرمة لظاهرة الإلتواء حسب القانون الأوروبي 3 مماثل لما هو مطبق في العوارض ذات الشفرة الصلبة (المملوءة) ، مستبدلا الخصائص الهندسية للمقطع الجانبي لهذه الأخيرة بالخصائص الهندسية للمقطع الجانبي المثقوب. هذا الحل يتركز على إهمال عدم الإستقرار الناتج عن التحدب أو القص لركائز شفرة العارضة على المقاومة الكلية ، بحيث هذا القانون لا يعطي سوى إرشادات في البناء لتصميم والتحقق من هذا النوع من العاتبات. بالمقابل بالنسبة للعوارض المركبة تجدر الإشارة إلى أن القانون الأوروبي 4 لم يعط أي طريقة حساب أو إرشادات في البناء بخصوص هذا النوع من العوارض مما يفسح المجال للبحث والتطور العلمي.

بالنسبة للعوارض المركبة ذات الشفرة مملوءة، القانون الأوروبي 4 يسمح بالتحليل الكلي ذو الطابع خطي من أين يعتبر المقطع الجانبي للعارضة المركبة متجانس كليا (الإلتصال كليا بين العارضة فولاذية و البلاطة خرسانية) مع أحد سلوك المواد من و خطي. وفي حالة الإلتصال الجزئي بين الفولاذ و الخرسانة (لوجود انزلاق بين الفولاذ و الخرسانة) فإن تأثيره يؤخذ في حساب معاملين؛ معامل مُضخم مرتبط بتشوهات العارضة الفولاذية والعارضة المركبة بإتصال التام و الآخر مخفض مرتبط بمقاومة العارضة الفولاذية والعارضة المركبة بالإتصال الكلي.

في هذه الدراسة قمنا بتطوير نموذج رقمي ثلاثي الأبعاد بالعناصر المحددة القادرة على تحليل عدم الإستقرار للعوارض الفولاذية المخرمة التي تحتوي على أعمدة الشفرة النحيفة بالنسبة للإلتواء من جهة، و التحليل اللاخطي بالنسبة للعوارض المركبة ذات الثقوب من جهة أخرى. إن السلوك اللاخطي للمواد المكونة للعوارض أخذت في الحساب الرقمي مستعملين البرنامج الحساب ANSYS.

إن النماذج الرقمية ثلاثية الأبعاد المختارة تم مصادفة عليها كما فُرنت نتائجها مع النتائج المتوفرة في أدبيات الدراسة. وأتضح أنها فعالة لتمثل التأثير الهندسي لأعمدة الشفرة على عدم الإستقرار للعوارض الفولاذية المخرمة لظاهرة الإلتواء، وكذلك لتمثل التأثير درجة الإلتصال على تشوهات و قدرة التحمل للعوارض المركبة المخرمة للإلتواء.

الكلمات المفتاحية: العوارض المركبة ، العوارض المخرمة ، الإلتصال فولاذ-خرسانة، الوصلات القص.

TABLE DES MATIERES

Résumé	I
Liste des figures	VIII
Liste des tableaux	XI
Liste des photos	XII
Notations et symboles utilisées	XIII
Introduction générale	01

CHAPITRE – I : GENERALITES SUR LES POUTRES AJOUREES METALLIQUES ET MIXTES ACIER-BETON

1.1 Introduction	04
1.2 Poutre métallique à âme ajourée	05
1.2.1 Géométries des ouvertures	06
1.2.2 Principe de calcul et de vérification	07
1.3 Dalle en béton armé	08
1.4 Eléments de connexion	09
1.5 Modes de ruines	10
1.6 Avantages des poutres ajourées mixtes	12
1.7 Conclusion	13

CHAPITRE – II : COMPORTEMENT MECANIQUE DES COMPOSANTS DES POUTRES AJOUREES MIXTES & ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

A- COMPORTEMENT MECANIQUE DES POUTRES AJOUREES MIXTES :

2.1 Introduction	15
2.2 Acier de construction	15
2.3 Acier d'armature	17
2.4 Béton	17

2.5	Connecteurs	19
2.5.1	Classement des connecteurs	19
2.5.2	Goujons à tête soudés	20
2.5.3	Résistance des goujons	21
2.5.4	Lois de comportement des goujons	22
2.6	Tôle profilée (éventuelle)	24
 B- ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE :		
2.7.	Introduction	25
2.8.	Etudes expérimentales et numériques de la littérature	25
	A – Poutres ajourées métalliques	25
	B – Poutres ajourées mixte acier-béton	35
2.9	Conclusion	38
 CHAPITRE – III : MODELISATIONS DES POUTRES AJOUREES		
3.1	Introduction	40
3.2.	Non-linéarités	40
3.2.1.	Non-linéarité géométrique	41
	A. Tenseur de déformations	42
	B. Tenseur de contraintes	44
3.2.2.	Non-linéarité matérielle	46
3.2.3.	Non-linéarité de contact	49
3.3	Modélisation des poutres par les éléments finis	50
3.3.1	Maillage des éléments	53
3.3.2	Chargement et conditions des appuis	54
3.4.	Stratégies de résolution des problèmes non linéaires	54
3.4.1.	Résolution en déplacements	54
	3.4.1.1. Algorithme de résolution (Méthode Newton-Raphson)	56
	3.4.1.2. Méthode Newton-Raphson modifiée	57
	3.4.1.3. Critère et contrôle de convergence	58
3.5	Conclusion	59

CHAPITRE – IV : ETUDE DEVERSEMENT DES POUTRES AJOUREES

EN ACIER SEUL

4.1	Introduction	60
4.2	Moment de déversement critique	60
4.3	Aspect théorique de déversement	61
4.4	Moment de déversement analytique	63
4.5	Etude numérique de déversement	67
4.5.1.	Formulation du problème d'équilibre	68
4.5.2	Modèle numérique par éléments finis	69
a)	Déversement des poutres cellulaires	69
b)	Déversement avec distorsion des poutres alvéolaires	70
4.5.2.1.	Chargement et conditions des appuis	71
4.5.2.2.	Discrétisations des éléments et maillage	73
4.5.2.3.	Les relations constitutives des matériaux	74
4.6	Validation du modèle d'élément fini	74
4.7	Etude paramétrique	77
4.8	Résumé des résultats	77
a)	Déversement des poutres cellulaires	77
b)	Déversement avec distorsion des poutres alvéolaires	81
4.9	Conclusion	86

CHAPITRE –V : ANALYSE NON-LINEAIRE DES POUTRES CELLULAIRES MIXTE

ACIER-BETON

5.1	Introduction	89
5.2	Modélisation numérique de la poutre en 3-D	89
5.2.1	Description de la poutre métallique	90
5.2.2	Description de la dalle en béton armé	91
5.2.3	Description de la connexion	92
5.2.4	Charge et conditions des appuis	93
5.3	Validation du modèle	93

5.3.1 Validation du comportement charge-flèche	93
5.3.2 Validation du glissement	94
5.3.3 Validation de la courbure	95
5.4 Equation de forme générale en connexion partielle	95
5.5 Relation moment-courbure de la section transversale	97
5.6 Développement du modèle numérique en 3-D	98
5.7 Résultats d'étude numérique	100
5.7.1 Analyse globale de charge-flèche	100
5.7.2 Analyse du glissement	104
a) Influence du glissement sur la flèche	106
5.7.3 Analyse moment-courbure	107
5.7.4 Influence de la position des ouvertures sur la résistance	109
5.8 Synthèse des résultats	111
5.9 Conclusion	112
 CONCLUSION GENERALE	
Conclusion générale	113
Référence bibliographiques	115
 ANNEXE A : Vérification des poutres cellulaires en acier seul	
Vérification des poutres cellulaires mixte	124
 ANNEXE B : Méthode de calcul du moment de déversement	
Résultats de C_b pour B-300, B-450 et B-600	134
 ANNEXE C : Charge-flèche et glissement des poutres cellulaires mixtes	
	140

LISTE DES FIGURES.

Fig. 1-1 : Poutre cellulaire mixte typique	04
Fig. 1-2 : Poutres ajourées.	05
Fig. 1-3 (a) : Découpage d'une âme selon un motif trapézoïdal.	06
Fig. 1-3(b) : Découpage d'une âme au moyen de deux traits d'oxycoupage.	06
Fig. 1-4 : Ouvertures d'âme polygonales multiples	06
Fig. 1-5 : Ouvertures d'âme allongées multiples	07
Fig. 1-6 : Allure du moment fléchissant d'une poutre avec charges nodales.	08
Fig. 1-7 : Principe de fonctionnement d'une poutre mixte fléchie.	09
Fig. 1-8 : Comparaison de résistance entre section mixte fléchie avec celui du profilé seul	10
Fig. 2-1 : Contraintes déformations spécifique de l'acier.	15
Fig. 2-2 : Loi de comportement d'un béton en compression	18
Fig. 2-3 : Exemples de connecteurs	19
Fig. 2-4 : Exemples de connecteurs en butée	19
Fig. 2-5 : Effort-glissement des connecteurs dans la poutre mixte	20
Fig. 2-6(a) : Modes de ruine des connecteurs - dalle nervurée	22
Fig. 2-6(b) : Modes de ruine des connecteurs - dalle pleine	22
Fig. 2-7 : Comparaison de courbes force-glissement analytiques et expérimentales	23
Fig. 2-8 : Schéma statique de la poutre	26
Fig. 2-9 : Courbe type charge-flèche	26
Fig. 2-10 : Maillage et conditions d'appuis d'un tronçon de poutre	27
Fig. 2-11 : Maillage et conditions d'appuis d'un tronçon de poutre	28
Fig. 2-12 : Mécanisme de <i>Vierendeel</i> - ouverture circulaire	29
Fig. 2-13 : Maillage de la poutre alvéolaire type - <i>Mohebkhah</i>	30
Fig. 2-14 : Schéma statique de la poutre - <i>Zirakian</i>	31

Fig. 2-15 : Répartition de chargement sur les semelles de la poutre - <i>Sweedan</i>	32
Fig. 2-16 : Modèle déformé et non-déformé de demi-poutre alvéolaire - <i>Ellobody</i>	32
Fig. 2-17 : Quelque type de poutres étudiées - <i>Tsavdaridis</i>	33
Fig. 2-18 : Maillage de la poutre alvéolaire - <i>Soltani</i>	35
Fig. 2-19 : Modèle de la poutre type - <i>Megharief</i>	36
Fig. 2-20 : Sollicitations sur poutre à ouvertures allongées - <i>Lawson</i>	37
Fig. 3-1 : Description de transformation d'un corps au cours du temps.	42
Fig. 3-2 : Vecteur de contrainte et ses composantes	45
Fig. 3-3 : Critère de <i>von Mises</i> dans le plan (2D)	47
Fig. 3-4 : Critère de plasticité du béton dans le plan de contraintes principales ($\sigma_3=0$)	49
Fig. 3-5 : Transfert des efforts à l'interface acier béton	49
Fig. 3-6 : Eléments de poutre mixte	52
Fig. 3-7 : Maillage d'une poutre ajourée en acier type.	53
Fig. 3-8 : Processus dans l'algorithme du problème non-linéaire	56
Fig. 4-1 : Modes de déformations d'une poutre doublement symétrique	62
Fig. 4-2 : Déformation de l'âme d'une poutre mixte suit à un moment négatif.	63
Fig. 4-3 : Allure de déversement d'une poutre.	69
Fig. 4-4 : Illustration de poutre cellulaire type.	70
Fig. 4-5 : Poutre à ouvertures hexagonales.	70
Fig. 4-6 : Poutre à ouvertures octogonales.	71
Fig. 4-7 : Conditions d'appuis de la poutre type.	72
Fig. 4-8 : Répartition de chargement sur les semelles de la poutre.	72
Fig. 4-9 : Poutre à ouvertures hexagonale en EF (n=10).	73
Fig. 4-10 : Poutre à ouvertures octogonale en EF (n=8).	73
Fig. 4-11 : Maillage de poutre cellulaire type.	74
Fig. 4-12 : Variation du Cb de déversement en fonction de (w/d_w), B-300.	78
Fig. 4-13 : Flambement de la semelle supérieure ($w=60$ mm, B-300)	78
Fig. 4-14 : Variation du Cb de déversement en fonction de (w/d_w), B-450.	79
Fig. 4-15 : Variation du Cb de déversement en fonction de (w/d_w), B-600.	80

Fig. 4-16 : Flambement des montants ($w=30$ mm, B-600)	81
Fig. 4-17 : Flambement combiné semelle-montant ($w=30$ mm, B-450).	81
Fig. 4-18 : Résultats M_b/M_{pl} en fonction de λ "IPE-B700"	82
Fig. 4-19 : Résultats M_b/M_{pl} en fonction de λ "IPE-B900"	82
Fig. 4-20 : Mode d'instabilité "IPE-B700" ($L= 4.375$ m)	83
Fig. 4-21 : Mode d'instabilité "IPE-B700 _t " ($L= 4.375$ m)	83
Fig. 4-22 : Comparaison des résultats "HEB-B700"	84
Fig. 4-23 : Comparaison des résultats "HEB-B900"	84
Fig .4-24 : Déversement avec distorsion de l'âme de la poutre alvéolaire HEB-B900 ($L=19.775$ m)	85
Fig .4-25 : Déversement avec distorsion de l'âme de la poutre alvéolaire HEB-B900 _t ($L=19.775$ m)	85
Fig .4-26 : Déversement avec flambement d'âme de la poutre HEB-B700 ($L=11.375$ m)	86
Fig .4-27 : Déversement avec flambement d'âme de la poutre HEB-B700 _t ($L=11.375$ m)	86
Fig. 5-1 : Schéma statique de la poutre « PI4 »	90
Fig. 5-2 : Diagramme de comportement type des aciers.	90
Fig. 5-3 : Diagramme de comportement – béton en compression.	91
Fig. 5-4 : Diagramme de comportement - Connecteur.	91
Fig. 5-5 : Force-déplacement COMBIN39	93
Fig. 5-6 : Modèle en MEF de la poutre PI4.	93
Fig. 5-7 : Charge-flèche à mi-travée.	94
Fig. 5-8 : Glissement entre acier-béton ($P=344$ kN).	94
Fig. 5-9 : Variation de la courbure ψ ($P=344$ kN)	95
Fig. 5-10 : Moment-Courbure ψ ($n_r=18$)	95
Fig. 5-11 : Poutre cellulaire mixte type.	99
Fig. 5-12 : Poutre cellulaire mixte en éléments finis.	100
Fig. 5-13 : Chargement-déplacement vertical (U_y).	101

Fig. 5-14 : Contrainte principale σ_1 pour P=350 kN.	101
Fig. 5-15 : Contrainte principale σ_1 pour P=500 kN.	103
Fig. 5-16 : Déformation principale (totale) ε_1 pour P=500 kN	103
Fig. 5-17 : Glissement s en domaine élastique - P=300kN -	105
Fig. 5-18 : Glissement s en domaine plastique - P=500kN -	106
Fig. 5-19 : Moment de flexion M– courbure ψ .	108
Fig. 5-20 : Plastification de la semelle ($n_f=10$).	108
Fig. 5-21 : Instabilité du montant central ($n_f=26$).	108
Fig. 5-22 : Plastification de la semelle inf.	109
Fig. 5-23 : Soulèvement de dalle ($n_f=6$).	109
Fig. 5-24 : Position d'ouvertures d'âme ($n_f=18$).	109
Fig. 5-25 : Charge-flèche.	110
Fig. 5-26 : Contrainte normale σ_x (<i>position I</i>).	110
Fig. 5-27 : Contrainte normale σ_x (<i>position IV</i>).	110

LISTE DES TABLEAUX.

Tab. 2-1 : Caractéristique des principaux aciers de construction	16
Tab. 2-2 : Classe, résistances et le module d'élasticité sécant du béton	18
Tab. 4-1 : Caractéristiques géométriques des poutres cellulaires.	70
Tab. 4-2 : Caractéristiques géométriques des poutres alvéolaires	71
Tab. 4-3 : Comparaison quantitative des résultats (poutres alvéolaires).	75
Tab. 4-4 : Comparaison quantitative des résultats (poutres cellulaires).	75
Tab. 4-5 : Résultats de calcul des poutres selon l'EC3 et l'AISC.	76
Tab. 4-6 : Comparaison des résultats (poutres essais).	76
Tab. 5-1 : Propriétés des aciers.	90
Tab. 5-2 : Résultats Charge-Flèche.	94
Tab. 5-3 : Résultats des glissements de demi-portée (P=344 kN)	94

Tab. 5-4 : Comparaison des résultats pour P=350 kN.	102
Tab. 5-5 : Comparaison des résultats pour P=500 kN.	104
Tab. 5-6 : Résultats de s_i et F_i de la poutre P18 sous la charge P=300kN	105
Tab. 5-7 : Résultats des flèches.	106
Tab. 5-8 : Résultats de comparaison (position I et IV).	111

LISTE DES PHOTOS

Photo 1-1 : Flambement de la membrure supérieure	11
Photo 1-2 : Flambement des montants par cisaillement	12
Photo 1-3 : Flambement des montants par compression	12
Photo 1-4 : Ruine par rupture de la soudure	12
Photo 2-1 : Déformation et cisaillement des connecteurs avec écrasement du béton	21
Photo 2-2 : Rupture du cordon de la soudure	21
Photo 4-1(a): Pont de Kaiserslautern, Allemagne, 1954	61
Photo 4-1(b): Pont suspendu de Saint-Ilpize, France, 2004	61

NOTATIONS ET SYMBOLES UTILISES :

[] : Matrice.

{ } : Vecteur.

Δ : Différence.

δ : Variation infinitésimale.

Σ : Somme.

Minuscules latines :

a_o : Largeur d'ouverture.

b_f : Largeur de la semelle du profilé métallique.

c, d_l : Hauteur de la membrure au niveau de l'ouverture.

d_c : Distance entre les centres de gravité de la poutre métallique et de la dalle.

d_{RD} : diamètre du connecteur.

f_c, f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression.

f_t : Résistance caractéristique du béton à la traction.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier du profilé.

f_{sy} : Limite d'élasticité de l'acier des aciers d'armatures.

f_u : Contrainte de rupture de l'acier.

h_c : Hauteur (épaisseur) de la dalle en béton.

h_o : Hauteur d'ouverture d'âme.

h_p : Hauteur de la plaque intercalaire d'âme.

h_s : Hauteur de la poutre métallique.

h_w : Hauteur de l'âme du profilé métallique.

h_{sc} : Hauteur hors-tout du goujon.

h_t : Hauteur totale de la poutre métallique ajourée.

k_{sec} : Rigidité sécante du connecteur.

n_t : Nombre total des connecteurs.

p : Pas de découpage du profilé / pas des ouvertures.

p_c : Espacement longitudinale des connecteurs.

r_o : Rayon d'ouverture circulaire.

s : Glissement entre le profilé métallique et la dalle en béton.

s_u : Glissement ultime d'un connecteur.

t_f : Epaisseur de la semelle de la poutre métallique.

t_w : Epaisseur de l'âme de la poutre métallique.

ν : Coefficient de Poisson.

w_l : Largeur du premier montant de rive.

$w = b_o$: Largeur du montant.

x, y, z : Coordonnées dans les directions x, y et z

$[k_l]$: Partie linéaire de la matrice de rigidité.

$[k_{nl}]$: Partie non-linéaire de la matrice de rigidité.

$[k_T]$: Matrice de rigidité tangente.

$[k_\sigma]$: Matrice des contraintes initiales.

Majuscules latines :

A_c : Aire de la section du béton ($A_c = h_c \cdot b_c$)

A_{f-b} : Aire de la semelle inférieure de poutre métallique.

A_{f-t} : Aire de la semelle supérieure de poutre métallique.

A_s, A_a : Aire de la section du profilé métallique.

A_{sy} : Aire de la section des armatures de ferrailage

A_w : Aire de la section de l'âme de la poutre métallique.

E_{cm} : Module d'élasticité sécant moyen du béton.

E_s : Module d'élasticité longitudinale d'acier ($E_s = 210\,000$ MPa)

E_t : Module d'élasticité tangente.

E_{sy} : Module d'élasticité des aciers d'armature ($E_{sy} = 210\,000$ MPa)

F_d : Effort de cisaillement assuré par les connecteurs en connexion partielle.

G : Module d'élasticité transversale.

I_c : Moment d'inertie de la section en béton.

I_s : Moment d'inertie de la section du profilé métallique.

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible.

L : Longueur de la poutre (portée).

M_c : Moment repris par la dalle en béton.

$M_{el,Rd}$: Moment résistant élastique.

$M_{pl,Rd}$: Moment résistant plastique.

M_{cr} : Moment critique de déversement.

$M_{o,sd}$: Moment fléchissant de calcul au centre de l'ouverture de l'âme.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_s : Moment repris par la poutre métallique.

N_c : Effort de compression dans la dalle en béton.

N_s : Effort de traction dans le profilé.

N/N_f : Degré de connexion.

P : Charge concentrée sur la poutre.

P_i : Force de cisaillement reprise par un connecteur.

P_{Rd} : Résistance ultime au cisaillement du connecteur.

$U_{x,y,z}$: Déplacement d'un point selon x , y et z

$V_{pl,Rd}$: Résistance plastique au cisaillement de la section mixte.

V_{RD} = Capacité du connecteur au cisaillement

V_{sd} : Effort tranchant de calcul.

$V_{o,sd}$: Effort tranchant de calcul au centre de l'ouverture de l'âme.

W_y : Module de résistance de la section suivant l'axe y .

Minuscules grecques :

γ_c : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité d'acier.

γ_{sy} : Coefficient partiel de sécurité pour l'aciers des armatures.

γ_{Rd} : Coefficient partiel de sécurité pour l'aciers du profilé en présence de phénomènes d'instabilité.

γ_{Mi} : Coefficient partiel de sécurité d'acier (dépond de la classe des sections et de type de sollicitations).

δ_c = Flèche pour la poutre mixte avec interaction complète.

δ_s = Flèche pour la poutre en acier seul.

ε_c : Déformation du centre de la dalle.

$\varepsilon_{c,1}$: Déformation du béton correspond la contrainte de compression f_c .

ε_{cu} : Déformation ultime à la ruine du béton.

ε_s : Déformation du centre de la poutre métallique.

ε_c^b : Déformation de fibre inférieure de la dalle.

ε_s^t : Déformation de fibre supérieure du profilé.

ε_t : Déformation tangente de la poutre métallique.

ε_u : Déformation de rupture de la poutre métallique.

ε_y : Déformation élastique de la poutre en acier.

ϕ : Rotation de la section.

σ : Contrainte en générale.

σ_c : Contrainte de compression de béton.

$\sigma_{1,c}$: Contrainte principale dans le béton.

σ_s : Contrainte dans l'aciers du profilé.

$\sigma_{1,s}$: Contrainte principale dans la poutre métallique.

σ_{sy} : Contrainte dans l'aciers des armatures.

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: Contraintes normales selon x, y et z .

$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$: Contraintes tangentielles dans le plan xy, yz, xz .

Majuscules grecques :

ψ : Courbure de la poutre.

\emptyset : Diamètre.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Lors de la construction de nouveaux ouvrages, la durée des travaux de réalisation influence considérablement sur les coûts de réalisation. Il est donc intéressant de projeter des ouvrages permettant une durée de construction aussi courte que possible. Les ossatures mixtes acier-béton ajourés ou non répondent très bien à ce besoin, car les éléments mixtes peuvent être préfabriqués en atelier et assemblés dans les meilleurs délais sur le chantier. Donc, la vitesse de construction va devenir un argument de plus en plus important dans le choix des matériaux et des techniques de construction.

Parmi ces éléments de construction, les poutres ajourées mixtes offrent non seulement cette spécification de fabrication et montage, mais offrent en plus le passage d'équipements à travers les ouvertures d'âmes ainsi que l'aspect d'esthétique architecturale pour les éléments exposés.

La spécificité des poutres mixtes repose sur l'association entre deux matériaux de natures et de propriétés différentes, l'acier et le béton, par l'intermédiaire d'une connexion qui est généralement réalisée par des goujons à tête. Cette connexion offre une importante résistance au cisaillement longitudinal et permet de faire travailler les composants de la poutre en association à la flexion "**monobloc**", chacun de ces matériaux participe de façon optimale. La dalle en béton reprend généralement les efforts de compression, outre son rôle principal qui est la surface porteuse ; par contre la poutre métallique en acier reprend généralement les efforts de traction, et le choix du type de connecteur est motivé par le fait que les goujons à tête, avec leurs nombreux avantages techniques et économiques, sont les plus utilisés dans la construction mixte.

La présence des ouvertures dans les âmes des poutres métalliques ou mixte acier-béton, avec l'augmentation de la hauteur des montants d'âme, ainsi que la flexibilité des connecteurs peuvent avoir une répercussion indésirable sur la stabilité et la résistance de ces poutres. On note que, les modes de ruine de ces poutres métalliques sont de nature commune avec les poutres à âmes pleines, tel que le déversement et/ou le voilement, et de nature spécifique aux poutres échelles, tel

que le flambement des montants et le mécanisme de *Vierendeel*.

Le calcul et la vérification des poutres ajourées en acier seul au phénomène de déversement selon le code européen de la construction métallique l'Eurocode 3, est similaire à celle des poutres à âme pleine, en remplaçant les caractéristiques géométriques de la section pleine par ceux de la section perforée. Cette solution néglige l'instabilité provoquée par le flambement ou cisaillement des montants sur la résistance globale de la poutre, ce code ne donne que des dispositions constructives pour le dimensionnement et la vérification de ce genre de poutres.

Concernant les poutres ajourées mixtes, on note que le code Européen l'Eurocode 4, ne donne aucune méthode ou dispositif constructif sur le calcul et la vérification des poutres ajourées mixtes, ce qui laisse une grande place à la recherche et le développement.

L'objectif principal du travail présenté dans cette thèse est le développement d'un modèle numérique par éléments finis capable d'analyser l'instabilité des poutres ajourées en acier seul vis-à-vis du déversement d'une part, et l'analyse non linéaire d'autre part des poutres ajourées mixtes. Car, les modèles analytiques formulés sur les principes de la théorie élastique des poutres mixtes en connexion complète, sont simples et facilement applicables dans le travail d'ingénieur. Toutefois, le domaine d'application de ces modèles est limité à la phase élastique de comportement de la poutre. L'analyse par la MEF qui est la mieux adaptée pour représenter le comportement non-linéaire de la poutre mixte ou non mixte qui nécessite un temps de préparation et des moyens de calcul importants [10]. Dans cette thèse, on a choisi le logiciel de simulation numérique ANSYS, qui est un outil de recherche de larges possibilités de calcul non-linéaire (plasticité, grands déplacements, ...). Ainsi, les résultats obtenus dans cette thèse contribuent à combler certains points non couverts par la réglementation actuelle.

Ce mémoire de thèse est partagé en trois parties principales :

La première partie est composée de trois chapitres. On présente dans **le premier chapitre** des généralités sur les poutres ajourées en acier seul, ou ajourées mixtes acier-béton, en évoquant la conception, l'évolution de ce type de poutres et l'avantage de la présence des ouvertures d'âmes ainsi que l'effet de la collaboration acier-béton. Dans **le deuxième chapitre**, nous exposons les lois de comportement des différents matériaux entrant dans la composition des structures mixtes ;

l'acier de construction, l'acier de ferrailage, le béton et les connecteurs de type goujon à tête.

On présente également une synthèse bibliographique sur le comportement global des poutres ajourées en acier seul ou mixtes, qui a permis de modéliser les types de structures à analyser dans cette thèse.

Enfin dans **le troisième chapitre**, nous présentons les techniques et les démarches de résolution numériques relatives à l'analyse de déversement des poutres ajourées métalliques ainsi que l'analyse non-linéaire des poutres cellulaires mixte jusqu'à la ruine, en exploitant le logiciel de recherche ANSYS pour développer et valider un modèle numérique analogue au comportement réel de ces poutres.

La deuxième partie de cette thèse est donnée dans **le quatrième chapitre**, qui est consacrée à l'analyse globale des poutres ajourées en acier seul. On présente l'influence de la géométrie des ouvertures (circulaire, allongée) et leur emplacement sur le phénomène de déversement dans le domaine élastique d'une part, et étudie l'influence de distorsion de l'âme ajourée sur le déversement des poutres métalliques alvéolaires d'autre part.

La troisième partie donnée dans le **cinquième chapitre**, qui est consacrée à l'analyse de l'influence du phénomène d'interaction partielle en présence des ouvertures d'âme sur la le glissement à l'interface acier-béton et son répercussion sur la rigidité de ces poutres, en tenant compte la non-linéarité géométrique et matérielle de différents composants de la poutre mixte.

Finalement, nous terminons ce mémoire par une conclusion générale dans laquelle nous rappelons les principaux résultats que nous avons pu tirer dans chaque chapitre, et nous dégagons quelques perspectives de ce travail en vue des futures recherches.

CHAPITRE – I

GENERALITES SUR LES POUTRES AJOUREES METALLIQUES ET MIXTES ACIER-BETON

GENERALITES SUR LES POUTRES AJOUREES METALLIQUES ET MIXTES ACIER-BETON

1.1 INTRODUCTION :

Les **poutres ajourées mixtes** acier-béton, sont des éléments porteurs fléchis, composées d'une poutre métallique ajourée (ouvertures polygonales, circulaires ou autres) à base d'un profilé laminé à chaud ou reconstitué soudé, sur laquelle s'appuie une dalle en béton armé, cette dalle peut être coulée sur coffrage non permanent ou sur de légers platelages (tôles profilées) ou une série de pré-dalles (Fig. 1-1).



Fig. 1-1 : Poutre cellulaire mixte typique [32]

L'association des poutres métalliques avec une dalle en béton par une connexion adéquate donne des poutres ajourées mixtes acier-béton. Les composants de la poutre de natures et de propriétés différentes sont :

1.2 POUTRE METALLIQUE A AME AJOUREE :

Les poutres ajourées en acier ou poutres à âmes évidées sont des poutres avec ouvertures dans l'âme généralement polygonales ou circulaires, distribuées sur le long des âmes avec un intervalle le plus souvent régulier.

On distingue deux types de poutres ajourées, selon la géométrie des ouvertures (figure 1-2) :

- Les poutres alvéolaires dont les ouvertures sont polygonales,
- Les poutres cellulaires dont les ouvertures sont circulaires ou arrondies,



a) Poutres alvéolaires.



b) Poutres cellulaires.

Figure 1-2 : Poutres ajourées [63].

Les poutres alvéolaires, sont obtenues par un découpage de l'âme des profilés laminés à chaud en deux Tés selon une ligne polygonale (en zigzag) périodique, et reconstituées par soudage les deux parties dent à dent avec un décalage d'un demi-pas, ou après l'ajout de fer plat intercalaires (figure 1-2). Et les poutres cellulaires sont obtenues par la même façon que les poutres alvéolaires avec deux lignes de découpage de l'âme (par oxycoupage), ensuite les deux parties en Té sont séparées et décalées d'une demi-longueur d'onde, puis assemblées par soudage comme illustré sue la figure 1-3.

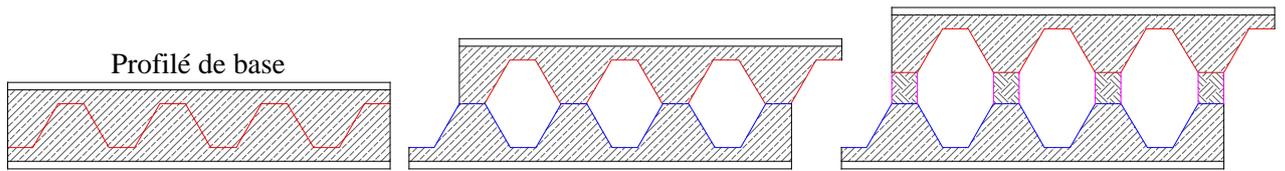


Fig. 1-3 (a) : *Découpage d'une âme selon un motif trapézoïdal.*

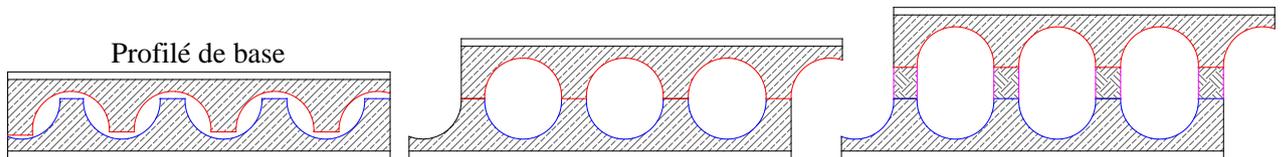


Fig. 1-3(b) : *Découpage d'une âme au moyen de deux traits d'oxycoupage.*

Afin d'assurer l'ajustement parfait des ouvertures, les programmes de découpage sont pilotés numériquement.

Le choix de forme, de dimension et d'espacement des ouvertures est guidé par des exigences architecturales (transparence, jeu de lumière et esthétique), et fonctionnelles (passages d'équipements à travers les ouvertures). Il convient toutefois de respecter les limites géométriques nécessaires au bon comportement mécanique de la poutre.

1.2.1 GEOMETRIES DES OUVERTURES :

On adopte les notions de l'Eurocode 3 [60] présentées dans l'annexe N. Les formes géométriques des ouvertures sont indiquées sur les figures 1-4 et 1-5.

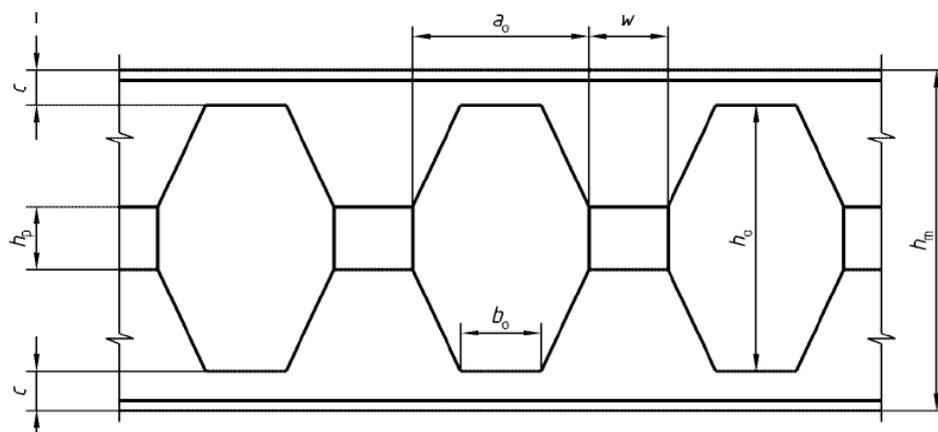


Fig. 1-4 : *Ouvertures d'âme polygonales multiples [60].*

- $b_o = w$
- $p = a_o + w$

- $0.25a_o \leq w \leq 0.5a_o$
- $h_m = 2.(h-c)+h_p$; avec,
- h_p =hauteur plat intercalaire.
- h =hauteur du profilé de base.

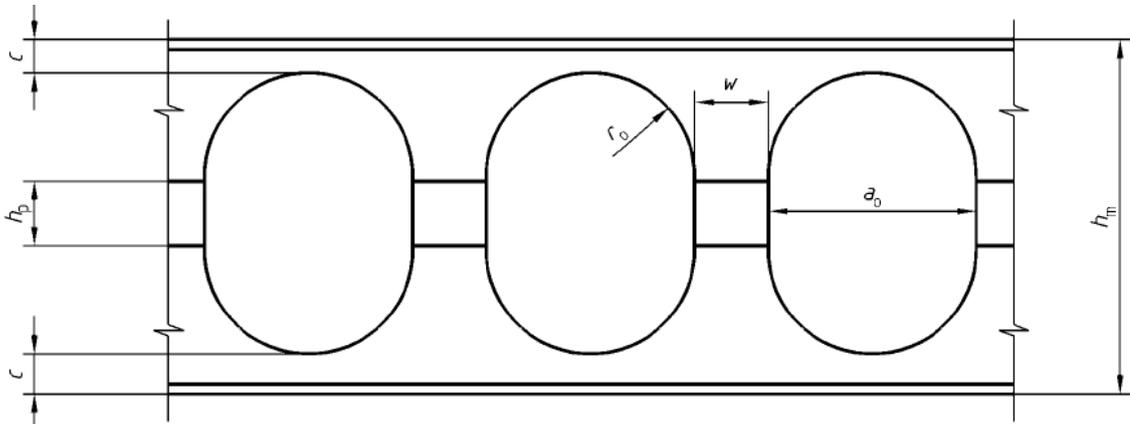


Fig. 1-5 : Ouvertures d'âme allongées multiples [60].

- $p = 2.r_o + w$
- $a_o = 2.r_o$
- $0.25a_o \leq w \leq 0.5a_o$
- $h_m = 2.(r_o + c) + h_p$

1.2.2 PRINCIPES DE CALCUL ET DE VERIFICATION :

En raison de la complexité du comportement des poutres ajourées et leurs modes de ruine associés, il n'existe pas de méthode de calcul détaillée sur ce type de poutres dans la littérature, ainsi que dans le code le plus utilisé actuellement dans les constructions métalliques EC-3 dans l'annexe N [60] ne donne que des dispositions constructives pour le dimensionnement et la vérification des poutres pourvues d'ouvertures dans les âmes.

La méthode classique de calcul des efforts internes dans les éléments de poutres (montants et membrures), est basée sur l'hypothèse qu'il existe des points d'inflexion aux milieux des membrures et des montants, dans les cas de poutres symétriques et des charges appliquées aux nœuds (Fig. 1-6). Cette hypothèse permet de représenter ces points comme des articulations (moments de flexion nuls), et le moment global au droit d'une ouverture est représenté par des efforts axiaux de compression et de traction dans les membrures supérieure et inférieure de

l'ouverture. C'est pourquoi la plupart des études réalisées sur les poutres ajourées les ont assimilées comme des poutres échelles.

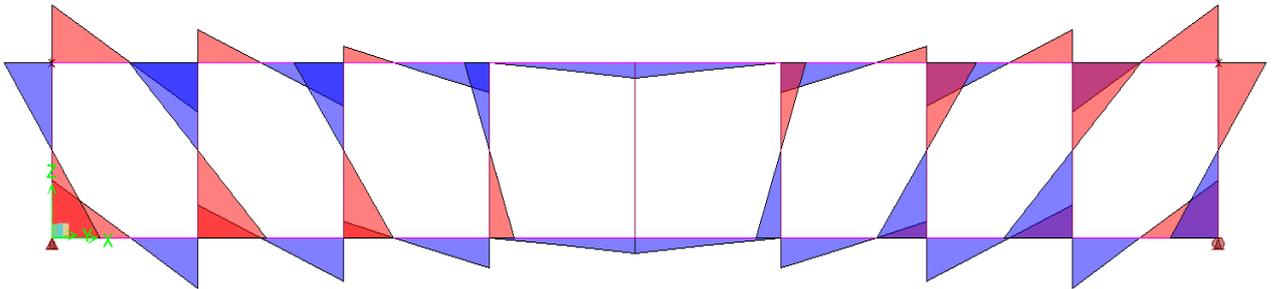


Fig. 1-6 : Allure du moment fléchissant d'une poutre ajourée avec charges nodales.

Pour la vérification des poutres ajourées vis-à-vis du phénomène de déversement, le code EC-3 utilise la même méthode que celle employée pour les poutres à âme pleine, en remplaçant les caractéristiques géométriques de la section pleine par ceux de la section ajourée. Ainsi que la vérification au voilement local par cisaillement, le code précédent est basé sur les mêmes méthodes de vérification (méthode postcritique simple et méthode du champ diagonal) que celles pour les poutres à âme pleine.

On note que le code Algérien D.T.R-CCM 97 qui inspiré de l'EC-3 ne donne aucune méthode ou dispositifs constructifs sur le calcul et la vérification des poutres ajourées.

1.3 DALLE EN BETON ARME :

La dalle en béton est un élément plan horizontal porteur, de faible épaisseur par rapport à ses deux autres dimensions ($e_p \geq 1/30$ de la portée), coulée sur coffrage perdu (bacs en acier) ou sur coffrage non permanent, elle s'appuie sur les poutres métalliques et sert à supporter les charges verticales.

Les dalles constituent une aire d'exploitation utilisée pour :

- Espace de stockage,
- Surface de circulation,
- Protection (plancher terrasse)

Les éléments de la poutre (poutre métallique et la dalle en béton) peuvent travailler à la flexion comme un élément monolithique grâce à la connexion à l'interface de contact.

1.4 ELEMENTS DE CONNEXION :

Les composants de la poutre mixte liés entre eux par des organes de liaison appelés les connecteurs, afin d'empêcher ou de diminuer le glissement relatif entre les deux éléments à leur surface de contact, ou le soulèvement probable de la dalle (Fig. 1-7).

Lorsque ce glissement entre la poutre métallique et la dalle est nul, la structure (poutre ajourée mixte) peut être assimilée à une poutre homogène, qui a un seul axe neutre. Dans ce cas, on parle de **l'interaction complète** ou de **connexion complète** entre l'acier et le béton. Mais en réalité, l'interaction complète entre l'acier et le béton est difficile à réaliser, la plupart des connexions sont réalisées par des goujons à tête qui sont des éléments discrets et plus ou moins flexible. Donc, un glissement à l'interface acier béton non nul est possible. Ce cas est souvent interprété comme étant une **interaction partielle** ou **connexion partielle**.

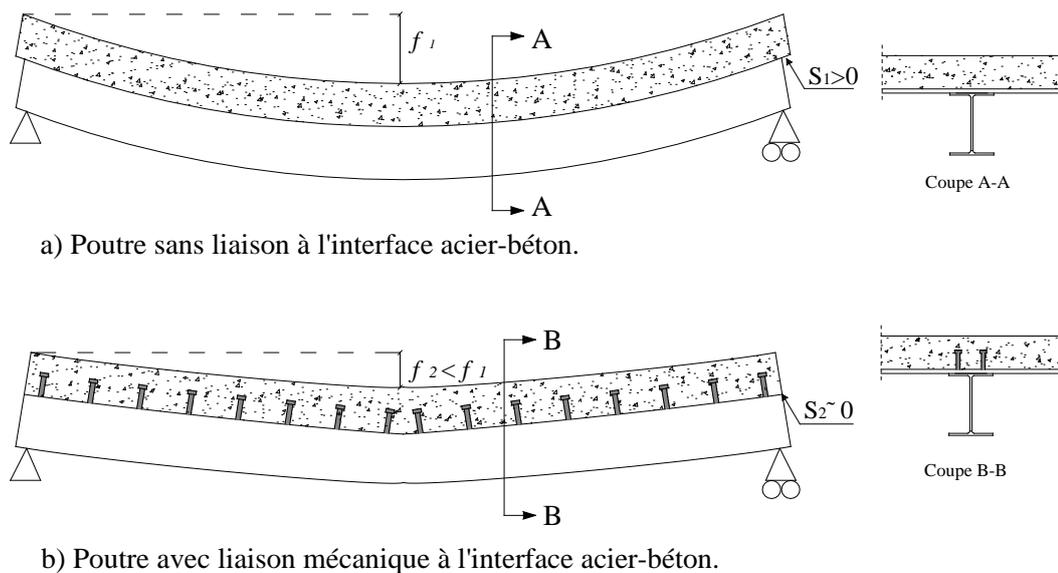


Fig. 1-7 : Principe de fonctionnement d'une poutre mixte fléchie.

La raideur d'une telle poutre, en présence du glissement entre l'acier et le béton, est moins grande que la raideur d'une poutre avec interaction complète, mais plus grande que la raideur d'une poutre métallique sans interaction (Fig. 1-8).

Pour les poutres sur deux appuis simples et soumises à une flexion positive, la raideur est déterminée par la raideur de la poutre métallique qui est sollicitée par un effort de traction et la raideur de la dalle qui sollicitée par un effort de compression, ainsi que par le type de connexion entre les deux composants. Pour les poutres continues sur plusieurs appuis, la fissuration du béton

au niveau des appuis intermédiaires vient s'ajouter à ces trois facteurs précédents, dans ce cas la dalle en béton est soumise à des efforts de traction. On s'attend à la fissuration de la dalle sous des charges inférieures aux charges limites de ruine.

Lorsque la dalle est fissurée, la raideur de la section diminue jusqu'à une valeur correspondante à la raideur d'une section composée seulement du profilé métallique et des barres de ferrailage. Dans cette **section fissurée** la résistance du béton à la traction est négligée.

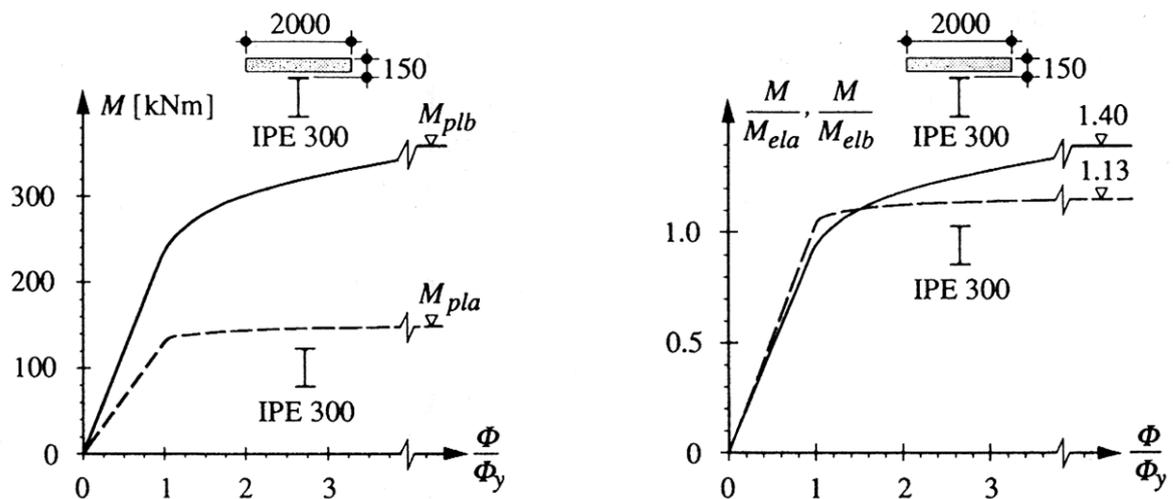


Fig. 1-8 : Comparaison de résistance entre section mixte fléchie avec celui du profilé seul [26]

Dans le domaine d'ingénierie, il est préférable, pour raison d'économie, de faire participer chacun des deux matériaux de façon optimale, compte tenu de leurs comportements mécaniques ; Le béton a une bonne résistance à la compression mais possède une faible résistance à la traction, et l'acier se comporte aussi bien à la compression qu'à la traction. Néanmoins, le comportement des connecteurs et l'élançement souvent élevé des éléments en acier les rendent sensibles à des phénomènes d'instabilité dans les zones comprimées (phénomène de déversement, ou de voilement local) et provoquent la ruine de cette structure mixte.

1.5 MODES DE RUINES :

La présence des ouvertures dans les âmes des poutres ajourées métalliques ou mixtes, avec l'augmentation de la hauteur de l'âme peuvent avoir une répercussion indésirable sur la stabilité et la résistance de ces poutres.

Les modes de ruine sont de nature commune avec les poutres à âmes pleines (ruines globales), et de nature spécifique aux poutres à ouvertures d'âmes (ruines locales). Ces modes peuvent être synthétisés ci-après :

Selon la portée, le mode de chargement et les conditions d'appuis, on peut constater les modes de ruine de nature globales par ;

- ♦ Plastification par flexion globale de la section transversale perforée.
- ♦ Cisaillement ou arrachement globale des connecteurs.
- ♦ Ecrasement du béton de la dalle.
- ♦ Instabilité globale de la poutre provoquée par le déversement (en flexion négative).

Et selon les tailles, les formes et l'emplacement des ouvertures, on peut constater les modes de ruine locaux par ;

- ♦ Flambement des membrures en T comprimées (en flexion négative ou à la présence des vides de la tôle profilée).



Photo 1-1 : *Flambement de la membrure supérieure [17]*

- ♦ Formation de mécanisme de *Vierendeel*.
- ♦ Voilement des montants d'âme par cisaillement.
- ♦ Flambement des montants d'âme sous compression.



Photo 1-2 : *Flambement des montants par compression [17]*

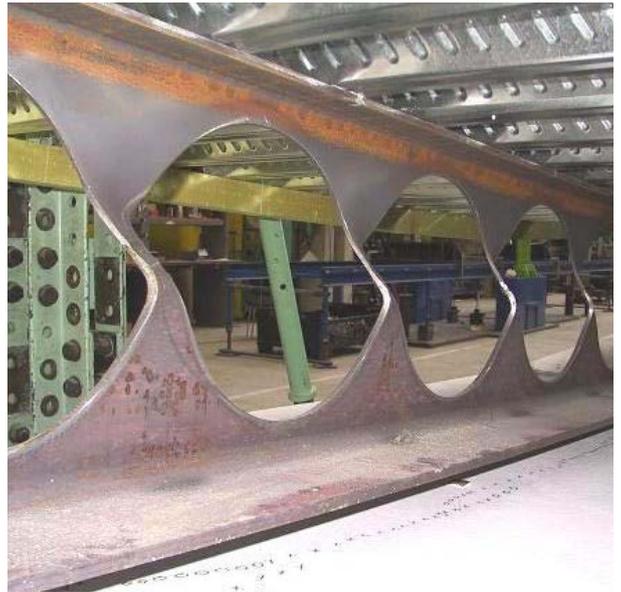


Photo 1-3 : *Flambement des montants par cisaillement [17]*

- ♦ Ruine par rupture de la soudure au milieu des montants



Photo 1-4 : *Rupture de la soudure [53].*

1.6 AVANTAGES DES POUTRES AJOUÉES MIXTES :

L'effet mixte permet d'augmenter à la fois la résistance et la rigidité de ces éléments mixtes. Ceci, souvent dépend du rapport entre les dimensions du profilé et l'épaisseur de la dalle, ce qui conduit à plusieurs avantages, parmi lesquels on peut citer :

- Réduction du poids et de la hauteur de la construction surtout pour les bâtiments étagés (réduction de l'épaisseur de la dalle et la gamme du profilé).
- Exploitation optimale du profilé d'origine ; pour une quantité de matière identique à celle d'un profilé de base, on obtient une hauteur et une rigidité plus élevées (le moment d'inertie est supérieur de 50 à 60% à celui du profilé de base) [48].
- Absence de coffrage, parce que les poutres métalliques peuvent être utilisées comme

soutient et les tôles ou les pré-dalles jouent le rôle de coffrage.

- Résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité des profilés (déversement, voilement de semelles).
- Ouvertures d'âme permettent le passage des tuyauteries (eau, gaz, ventilation, etc.)
- Esthétique architectural pour les structures exposées en façades.
- L'amélioration appréciable de la résistance à l'incendie, des poutres et solives métalliques, qui s'améliorent encore davantage lorsque l'âme de ces éléments est elle-même enrobée de béton.

Ces avantages mentionnés en combinaison avec un avancement dans la maîtrise de la technologie de connexion acier-béton par les constructeurs, ainsi que quelques autres facteurs économiques, tels que la variation des prix de l'acier et du béton, ont mené à un développement notable de la construction mixte dans le bâtiment et les ouvrages d'art [10].

Par contre, les principaux inconvénients des poutres alvéolaires mixtes sont :

- Nécessité de fournir des connecteurs à l'interface de contact acier béton.
- Nécessité d'une main d'œuvre qualifiée (soudeurs).
- Présence d'ouvertures dans l'âme fait diminuer la résistance de la section perforée.
- Les poutres métalliques hérissées de connecteurs ne facilitent pas les opérations de chantier et peuvent présenter, quelques fois, un danger pour les ouvriers.

Ces inconvénients sont globalement rattrapés par le nombre d'avantages précédemment cités.

1.7 CONCLUSION :

Les poutres alvéolaires ou cellulaires mixtes on non sont présentées dans ce chapitre, en passant par la définition de chaque composant de la poutre, puis par donner un aperçu sur la fabrication, la méthode de calcul et les dispositions constructives pour le dimensionnement et la vérification des poutres métallique pourvues d'ouvertures dans les âmes.

La construction mixte s'est rapidement développée grâce à sa flexibilité dans la conception (conception simple), la poutre métallique est liée à la dalle en béton qu'il porte par des connecteurs. Grâce à la résistance au cisaillement apportée à l'interface par la connexion, les

deux matériaux de construction traditionnels sont ainsi associés en flexion. Néanmoins la présence des ouvertures dans les âmes des poutres ajourées avec l'augmentation de la hauteur de l'âme peuvent avoir une répercussion indésirable sur la stabilité et la résistance de ces poutres, qui se traduit par la ruine partielle ou globale des poutres.

Le mode de réalisation de ses éléments de construction par l'acier et le béton, offre de nombreux avantages économiques et techniques (rapidité de montage, précision d'assemblage, création des éléments monolithiques, ...).

Cette étude sur les poutres ajourées est basée sur le développement des modèles numériques en éléments finis, la connaissance du comportement de chaque composant de la poutre est nécessaire pour cette modélisation.

Dans le chapitre suivant, on présentera les lois de comportement fondamental de chaque composant de la poutre mixte acier-béton y compris les connecteurs de liaison, et on donnera un autre aperçu sur les travaux réalisés dans le cadre d'une étude bibliographique tirées de la littérature, qui a servit de base pour la modélisation et l'analyse.

CHAPITRE – II

COMPORTEMENT MECANIQUE DES COMPOSANTS DES POUTRES AJOUREES MIXTES & ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

A) COMPORTEMENT MECANIQUE DES COMPOSANTS DES POUTRES AJOUREES MIXTE

2.1 INTRODUCTION :

L'analyse fondamentale du comportement de la poutre ajourée mixte passe tout d'abord par la connaissance des propriétés mécaniques des différents matériaux entrant dans sa constitution, qui sont :

- Acier de construction (poutre métallique).
- Acier d'armature (ferraillage de béton).
- Béton de la dalle.
- Connecteurs de cisaillement.
- Tôle profilée (éventuelle).

2.2 ACIER DE CONSTRUCTION :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone qui détermine la nuance d'acier (le pourcentage du carbone est généralement inférieur à 1%). Les caractéristiques mécaniques d'un acier telles que la résistance à la traction, la limite et le module d'élasticité, l'allongement à la rupture,... sont définis par un essai destructif (essai de traction) qui permet d'établir le diagramme contraintes-déformations (Fig. 2-1).

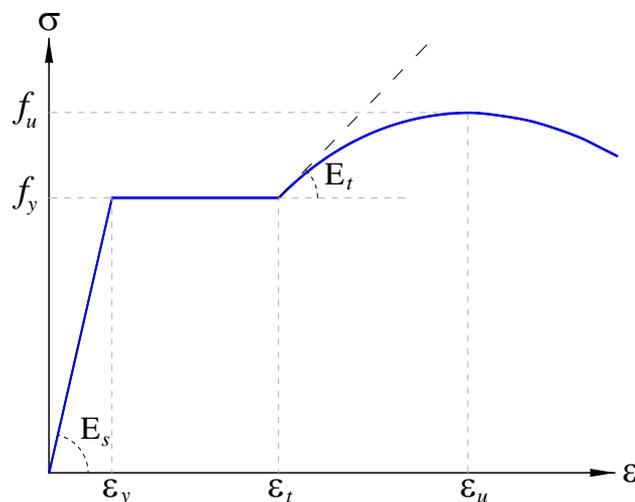


Fig. 2-1 : Contraintes déformations spécifique de l'acier.

La pente initiale du diagramme contrainte déformation est linéaire avec un module d'élasticité généralement égal à 210 000 MPa. Si on procède à un déchargement de la structure dans la zone élastique l'acier retrouve son état initial de déformation ($\epsilon_s=0$). Le comportement élastique continue jusqu'à ce que la valeur de la limite élastique de l'acier soit atteinte pour une déformation $\epsilon_y=f_y/E_s$.

Au-delà de la limite élastique un accroissement de déformations mène à un écoulement plastique de l'acier jusqu'à ce que la déformation d'écroutissage ϵ_t soit atteinte. Ensuite, la contrainte augmente légèrement jusqu'à ce que la limite ultime f_u du matériau soit atteinte, puis la rupture.

Il existe plusieurs types de classification des aciers basée soit sur leur composition chimique, soit sur leurs caractéristiques mécaniques. La classification couramment utilisée en construction métallique est la **nuance** d'acier qui est définie par sa limite d'élasticité f_y . (Tab. 2-1).

SIA 161 (1989)	Nuance EN (1992)	Limite d'élasticité f_y	Résistance de rupture f_u	Allongement de rupture ϵ_r [%]	Désignations ou utilisation
Fe E 235	S235	235 MPa	360 MPa	26	Acier doux
Fe E 275	S275	275 MPa	430 MPa	22	Acier pour profilés creux
Fe E 355	S355	355 MPa	510 MPa	22	Acier à haute résistance
Fe E 460	S460	460 MPa	550 MPa	17	Acier à grain fin

Tab. 2-1 : *Caractéristique des principaux aciers de construction [26]*

En phase élastique, sous les sollicitations uni-axiales, le comportement de l'acier est généralement identique en traction et en compression et le critère de résistance est défini par :

$$\sigma_x \text{ ou } \sigma_y \leq f_y \dots\dots\dots (2.1)$$

Sous les sollicitations bi-axiales, le critère de **Von Mises** permet de décrire le seuil d'élasticité pour un état de contraintes dans le plan sous la forme suivante :

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau_{xy}^2 \leq f_y^2 \dots\dots\dots (2.2)$$

2.3 ACIER D'ARMATURE :

Les aciers d'armatures utilisés dans béton sont généralement des aciers doux ronds lisses ou des barres à haute adhérence. Ce type d'acier caractérisé par sa limite d'élasticité f_{ys} correspondant à un allongement de 0.2 % et un plateau plastique quasi horizontal.

En Algérie on utilise pour le ferrailage des éléments principaux de la structure en béton des barres à haute adhérence Fe E40, qui correspond à une limite élastique $f_{ys} = 400$ MPa, et rond lisse Fe E24 pour le ferrailage des éléments secondaires.

2.4 BETON :

Le béton est un matériau granulaire quasi-fragile défini par sa résistance mécanique à la compression f_{cj} et sa résistance en traction f_{tj} qui est beaucoup plus faible qu'en compression.

On adopte le modèle de comportement du béton proposé dans l'Eurocode 2 [59] en compression uni-axiale (Fig. 2-2). Ce matériau a une phase de comportement d'un matériau homogène élastique, se traduit par une relation quasi linéaire entre la contrainte et la déformation, la pente initiale de la courbe E_{cm} est constante de l'origine jusqu'à une valeur de contrainte égale à $0,4.f_c$.

Au-delà de cette contrainte une phase de développement des microfissures qui entraînent une baisse progressive de la rigidité jusqu'à l'atteinte du maximum de contrainte f_c pour une valeur de déformation ε_{c1} prise égale à 2‰. Puis un écrouissage négatif du béton est considéré jusqu'à la rupture (une courbe décroissante) qui intervient pour une déformation ultime à la ruine du béton ε_{cu} prise égale à 3.5‰ avec une contrainte de rupture qui correspond à $0,85.f_c$.

Selon l'EC-2, la branche non linéaire de la loi de comportement du béton en compression (σ_c, ε_c) est définie à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \dots\dots\dots (2.3)$$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$\varepsilon_{c1} = 2.1\text{‰} \text{ (déformation sous contrainte de compression maximale } f_c)$$

$$k = 1.1 E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1} / f_c$$

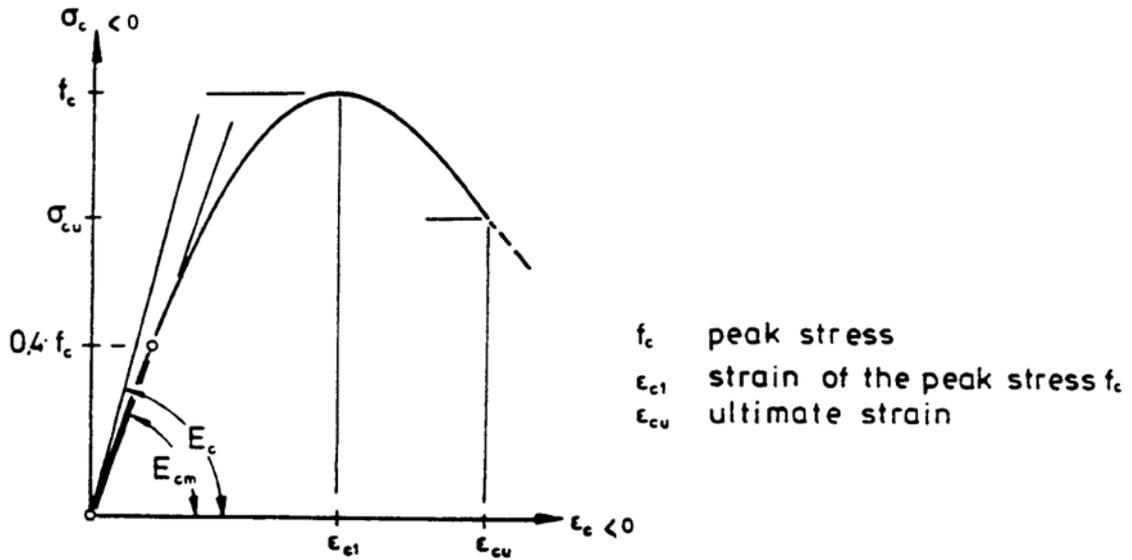


Fig. 2-2 : Loi de comportement d'un béton en compression [59]

La résistance en compression et en traction évolue avec l'âge du béton. Elle dépend aussi de la vitesse de chargement, de la durée d'application des contraintes et de leur répétition [10].

Il y a lieu de baser le calcul sur une classe de résistance du béton correspondant à une valeur de f_{cj} spécifique, le tableau 2-2 de l'Eurocode 2 résume les différentes caractéristiques du béton ordinaire selon la classe de résistance.

Classe de résistance de béton	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{cj} (compression) [MPa]	20	25	30	35	40	45	50
f_{tj} (traction) [MPa]	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
E_{cm} (élasticité) [kN/mm ²]	29	30.5	32	33.5	35	36	37
ϵ_{cu} [‰]	-3.4	-3.3	-3.2	-3.1	-3.0	-2.9	-2.8

Tab. 2-2 : Classe, résistances et le module d'élasticité sécant du béton [59].

Il existe deux catégories principales de qualité de béton : le béton ordinaire sa classe de résistance varie de C20/25 à C50/60. Au-delà de C50/60 c'est le domaine de béton à haute performance, et lorsque sa résistance est supérieure à 80MPa, le béton est dit à très haute performance.

On utilise généralement un béton de résistance à la compression varie de C20/25 à C30/37 pour les éléments de bâtiments, et on préférera un béton plus performant pour les ouvrages d'arts.

2.5 CONNECTEURS :

Les connecteurs sont des organes de liaison placés entre la semelle supérieure de la poutre métallique et la dalle en béton afin de réduire ou d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur surface de contact ou le soulèvement probable de la dalle.

Il existe plusieurs types et catégories de connecteurs tel que : les goujons à tête, les équerres clouées, les cornières, plaques perforées et les butées en forme de barreau, en forme de T ou en forme de U et en fer à cheval (Fig. 2-3) et (Fig. 2.4)

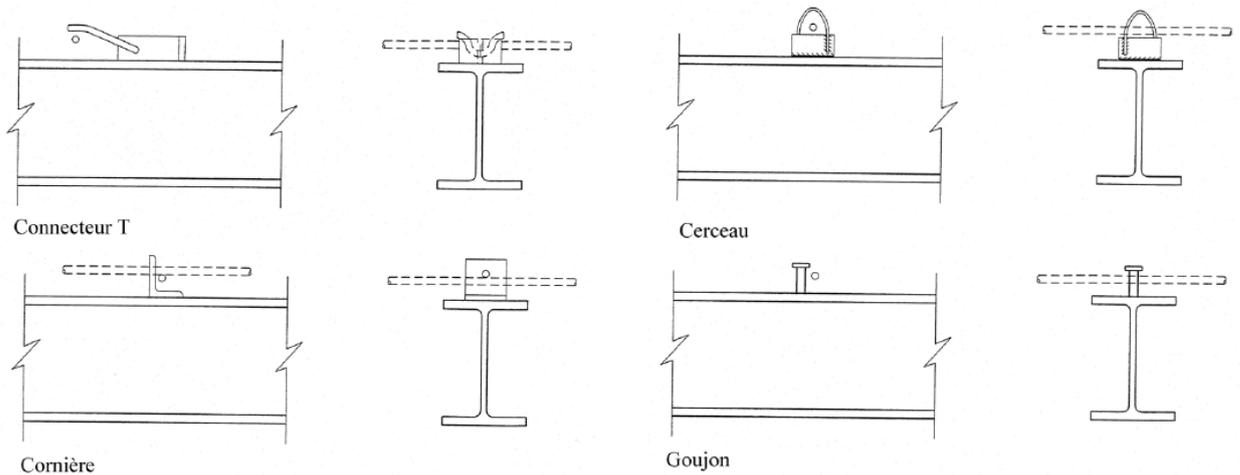


Fig. 2-3 : Exemples de connecteurs [10]

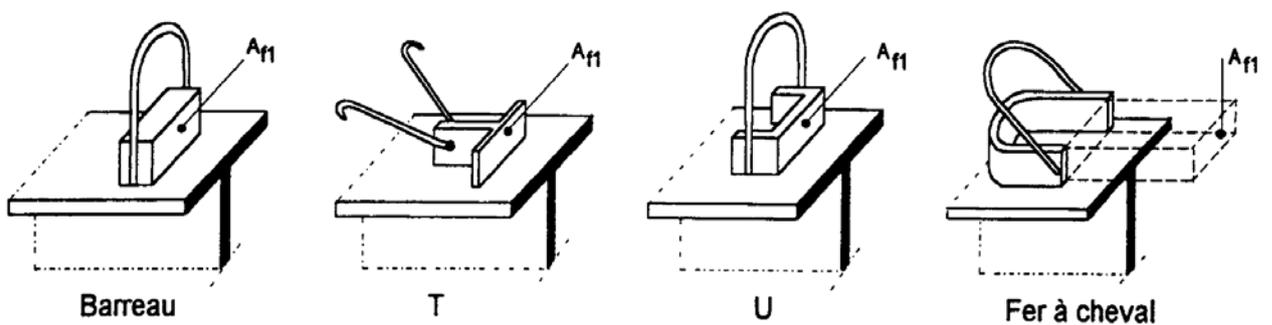


Fig. 2-4 : Exemples de connecteurs en butée [61]

2.5.1 CLASSEMENT DES CONNECTEURS :

La résistance de la connexion est limitée soit, par la résistance mécanique du connecteur lui-même, soit par la résistance du béton qui l'enrobe et son comportement est exprimé par la

capacité de déformation des connecteurs (Fig. 2-5).

L'Eurocode 4 [61] propose deux classes de connecteurs selon leur comportement, pour permettre le calcul plastique.

- **Les connecteurs rigides**, si la capacité de glissement est au moins égale à 2mm.
- **Les connecteurs ductiles**, si la capacité de glissement est au moins égale à 6mm.

J.M. Aribert [2] et M. Rabih [8] proposent une troisième classe entre les deux classes précédentes, *les connecteurs semi-rigides* ou *semi-ductiles*.

Dans notre travail on s'intéresse par les connecteurs ductiles les plus utilisés dans les poutres mixtes tels que les goujons à tête.

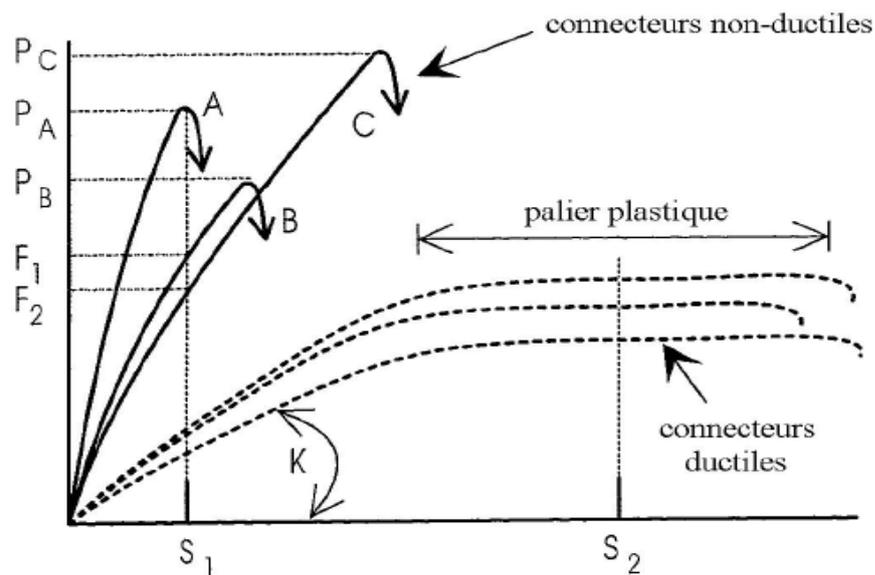


Fig. 2-5 : Effort-glissement des connecteurs dans la poutre mixte [10]

2.5.2 GOUJONS A TETE SOUDES :

Les goujons à tête représentent le type de connecteurs le plus étendu dans les structures mixtes, car ils offrent quelques avantages tels que :

- Simplicité et la rapidité du soudage,
- La ductilité offre un glissement suffisant pour le calcul plastique.
- Une bonne redistribution des efforts de cisaillement grâce à leur flexibilité.
- Les goujons ne gênent pas la disposition du ferrailage de la dalle.
- Disponibilité sur les marchés.

2.5.3 RESISTANCE DU GOUJON :

La résistance du goujon à tête n'est pas un phénomène isolé lié au cisaillement du goujon, mais dépend d'une combinaison de plusieurs facteurs tels que ; la flexibilité du connecteur, effort rasant, écrasement du béton, ...). La résistance obtenue est basée sur des résultats d'essais de poussés « **push-out** » où le goujon est sollicité par un effort rasant direct.

L'Eurocode 4 détermine la valeur de calcul de la résistance du goujon en considérant les modes de ruine les plus observées expérimentalement (cisaillement du goujon et éclatement du boulon), cette résistance peut calculer de manière suivante :

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d_{RD}^2}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2.4)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha^2 \cdot d_{RD}^2 \sqrt{f_{cj} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2.5)$$

α : est défini en fonction de la géométrie des goujons soit :

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d_{RD}} + 1 \right) \quad \text{pour : } 3 \leq h_{sc}/d_{RD} < 4 \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{pour : } h_{sc}/d_{RD} \geq 4 \dots\dots\dots (2.7)$$

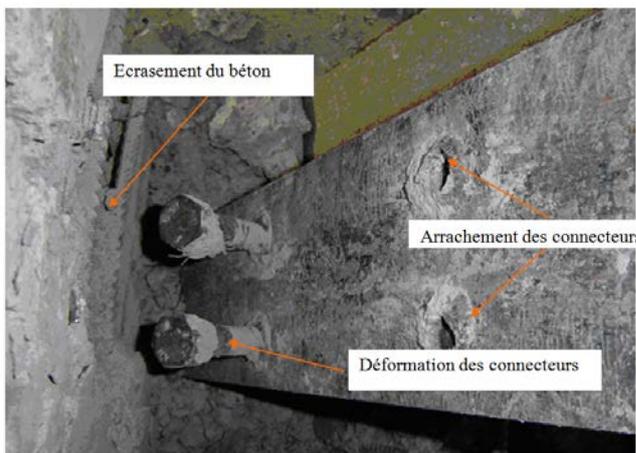


Photo 2-1 : Déformation et cisaillement des connecteurs avec écrasement du béton.

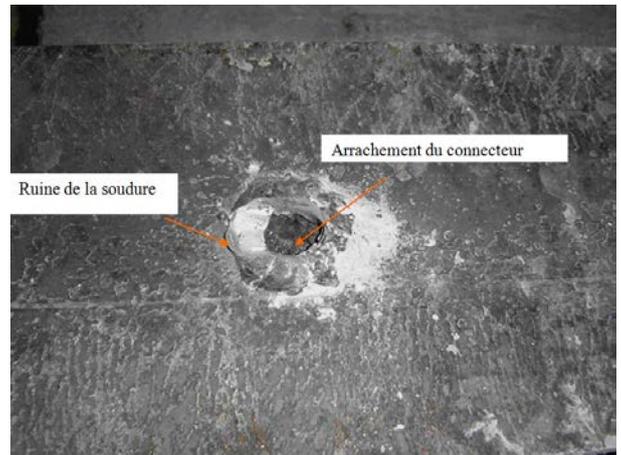
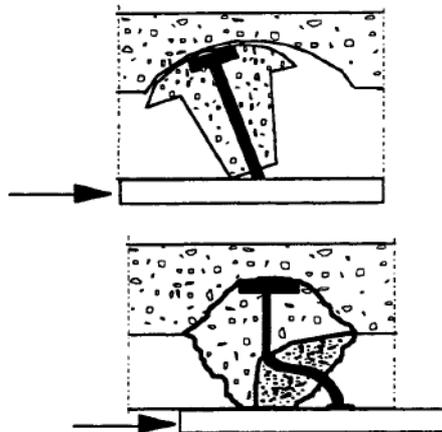


Photo 2-2 : Rupture du cordon de la soudure du connecteur.

Par conséquent les facteurs ci-dessus déterminent le mode de ruine de la connexion qui répercute sur la résistance de la poutre mixte.

On trouve dans la littérature les principaux modes de ruine de la connexion comme illustrés sur

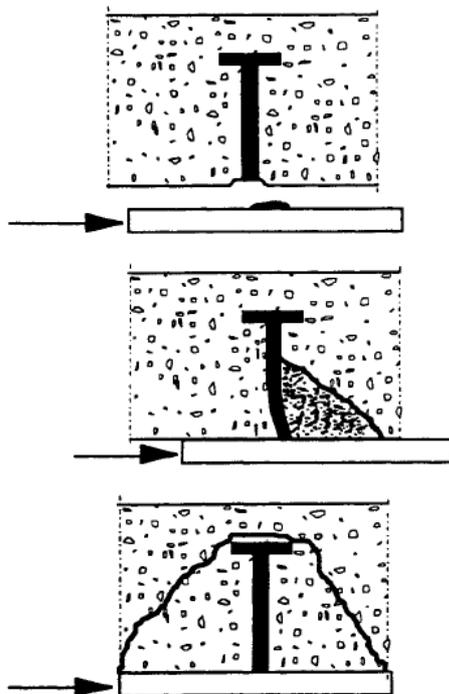
les photos précédentes et sur les figures suivantes.



séparation par cisaillement de la nervure en béton

éclatement de la nervure en béton ou ruine par cisaillement et traction, se produisant à la suite de déformations très importantes du connecteur dues à des rotules plastiques.

Fig. 2-6(a) : Modes de ruine des connecteurs - dalle nervurée [61]



cisaillement du connecteur juste au-dessus du bourrelet de soudure (pouvant également se produire dans les dalles nervurées)

écrasement local du béton vers la base du connecteur (pouvant également se produire dans les dalles nervurées)

arrachement d'un cône de béton

Fig. 2-6(b) : Modes de ruine des connecteurs - dalle pleine [61]

2.5.4 LOIS DE COMPORTEMENT DES GOUJONS :

Pour pouvoir développer des modèles de calcul réalistes, il est nécessaire de connaître la résistance, la raideur et la ductilité de chaque connecteur.

L'étude paramétrique effectuée par *Ollgaard* [10] sur 48 éprouvettes expérimentales a permis de décrire le comportement des goujons du début de chargement jusqu'à la ruine. La formulation analytique de la courbe force-glissement (Fig. 2-7), applicable aux connecteurs de dimensions

typiques :

$$P_i = P_{\max} \cdot (1 - e^{-\beta s_i})^{\alpha_1} \dots\dots\dots (2.8)$$

α_1 et β paramètres de contrôle de la pente initiale de la courbe et de sa forme, ont été définis en tenant compte des valeurs typiques des deux coefficients trouvés dans la littérature, tandis que la valeur de P_{\max} a été mesurée au moyen d'essais de poussés [20].

La rigidité sécante k_{sc} d'un goujon est donnée par le rapport entre l'effort de cisaillement P_i et le glissement s_i .

Dans les travaux d'Oehlers [10] sur une série de 116 essais push-out sur des goujons de diamètre de 13, 19 et 22 mm pour démontrer le caractère flexible de ce type de connecteurs. Les résultats d'analyses expérimentaux donnent la raideur sécante du goujon par cette formule :

$$k_{sc} = \frac{P_{\max}}{d_{RD} \cdot (0,16 - 0,0017 f_{cj})} \dots\dots\dots (2.9)$$

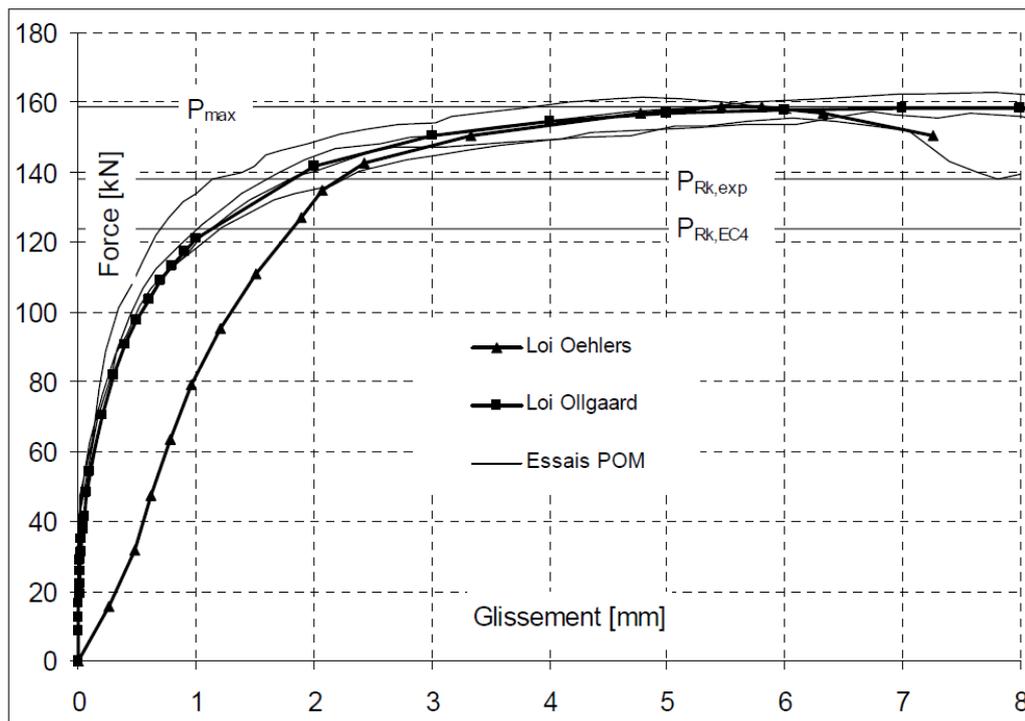


Fig. 2-7 : Comparaison de courbes force-glissement analytiques et expérimentales [10]

Et la capacité de glissement du goujon a été exprimée en fonction de la résistance du béton par la formule suivante :

$$s_u = d_{RD} \cdot (0,48 - 0,0042 f_{cj}) \dots\dots\dots (2.10)$$

La loi de comportement proposée par *Ollgaard* semble être mieux adaptée pour ce type de goujons et en particulier en phase initiale de comportement (phase élastique). C'est la raison pour laquelle nous allons retenir cette loi de comportement pour l'utiliser dans la modélisation numérique.

2.6 TÔLE PROFILEE (EVENTUELLE) :

Les tôles nervurées ou tôles profilées sont des feuilles en acier (parois minces) laminées à chaud et façonnées à froid pour obtenir des formes très variées. Ces tôles sont généralement galvanisées à chaud pour améliorer leur résistance à la corrosion.

Les principaux rôles de la tôle sont :

- ↪ Plate forme de travail pendant la construction de l'ouvrage.
- ↪ Diaphragme de l'ouvrage dans la phase de construction.
- ↪ Coffrage lors de bétonnage de la dalle.
- ↪ Armature inférieure de la dalle mixte.

La connaissance des matériaux utilisés en construction mixte est nécessaire pour définir les caractéristiques mécaniques de chaque matériau qui sont indispensable dans les phases de conception et de calcul. L'association de la dalle et la poutre métallique est essentielle pour garantir une bonne collaboration en flexion.

B) ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

2.7 INTRODUCTION :

La présence des ouvertures dans les poutres mixte ou non mixte à âme évidée implique des modifications au niveau du comportement mécanique de ces poutres ; l'apparition de modes de ruine locaux dépend des ouvertures d'âme qui ont une influence considérable surtout sur la résistance au cisaillement des montants de la poutre. Le transfert de ce cisaillement devient alors un critère principal de dimensionnement et de vérification des poutres mixtes.

Une présentation chronologique de plusieurs recherches dans la littérature sur les poutres ajourées a permis d'identifier les principaux modes de ruine de ces poutres. En plus, les modes de ruine de nature commune avec les poutres à âmes pleines sont principalement liés à la géométrie globale de la poutre, au type de chargement et aux conditions d'appuis (maintiens anti-déversement). Il y'a des modes de ruine de nature spécifique aux poutres ajourées qui sont liés aux dimensions des ouvertures et leurs positions ainsi que de l'élanement d'âme.

2.8 ETUDES EXPERIMENTALES ET NUMERIQUES DE LA LITTERATURE :

A- POUTRES AJOUREES METALLIQUES :

L'objectif fondamental de ces études expérimentales de la littérature sur les poutres ajourées non mixte (acier seul) est de déterminer les paramètres qui entrent dans le mode de ruine de ces poutres, afin de les exploiter dans la modélisation numérique de manière plus réaliste que possible.

En 1968 **A. Bazile** et **J. Texier** [5] ont fait des essais sur sept poutres alvéolaires de longueur $L=16.p$ (p est pas de découpage), la première série de quatre poutres à base du profilé HEA 360 de même pas de découpe $p=504\text{mm}$ et une hauteur de section varie de 500 à 700mm, la deuxième série de trois poutres à base du profilé IPE 270 ayant des pas de découpe de 414mm, 504mm et 630mm, avec une hauteur de section constante de 500mm. Les ouvertures de la première poutre de la première série est de type hexagonale et le reste de poutres munies d'ouvertures octogonales (présence de plat intercalaire).

Ces poutres reposent sur des appuis articulés, à chaque extrémité, avec possibilité de déplacement longitudinal. Le flambement latéral des semelles comprimées est empêché par un guidage vertical. Les charges sont appliquées sur 8 points (Fig. 2-8) à l'aide de deux vérins alimentés par un même circuit hydraulique.

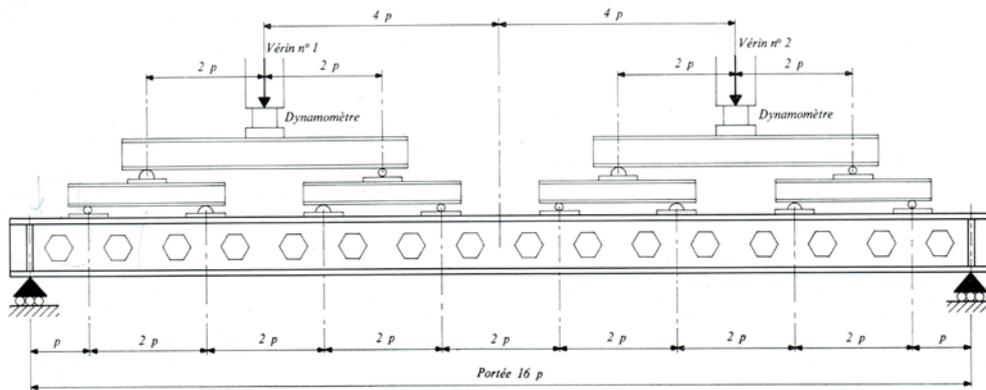


Fig. 2-8 : Schéma statique de la poutre [5].

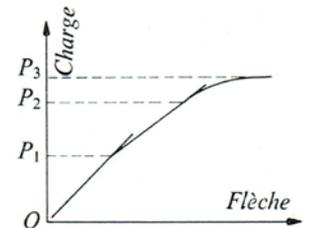


Fig. 2-9 : Courbe type charge-flèche

Les mesures d'allongement ont été assurées par des jauges extensométriques et les flèches ont été mesurées à mi-travée des poutres par des comparateurs.

Les courbes expérimentales charge-flèche montrent trois zones de charge P_1 , P_2 et P_3 (Fig. 2-9). La zone de charge de 0 à P_1 correspond le domaine élastique des poutres et la charge P_2 correspond la charge qui produit la contrainte de la limite élastique théorique de l'acier, la charge P_3 correspond la charge de ruine des poutres.

La ruine par flambement latéral (déversement) de la semelle supérieure comprimée est observée pour deux poutres dont le profilé de base est en IPE 270. Pour le reste des poutres, dont le profilé de base est en HEA 360, la ruine est obtenue suite à un flambement des montants dans les sections où l'effort tranchant est maximum [5].

W. Zaarour et **R. Redwood** [54] en 1996 ont effectué des essais sur 12 poutres alvéolaires de longueur typique de 120in (305 cm) et les sections transversales ayant des hauteurs variées de 12.10in à 19.75in (307mm à 502mm). Ces poutres testées sont des poutres simplement appuyées soumises à une charge excentrée ($e=1.0$ in) à mi-travée, et munies de raidisseurs verticaux au droit de la charge appliquée (mi-travée) et au droit des appuis. L'objectif de ces essais est d'étudier le voilement par cisaillement des montants d'âme.

Les poutres étaient conçues avec des âmes élancées. La ruine s'est produite par voilement des montants par cisaillement dans dix poutres, et la ruine s'est produite par flambement de la membrure comprimée en Té dans la section où le moment fléchissant est maximum pour deux poutres. Ce travail a montré que les poutres ajourées munies de plaques intercalaires sont plus sensibles au flambement des montants que celles sans plaques intercalaires.

Ces essais étaient accompagnés d'une modélisation numérique par éléments finis de type coque mince à 4 nœuds pour un tronçon de poutre entre deux ouvertures adjacentes (montant d'âme), afin de déterminer la résistance du montant d'âme vis-à-vis du flambement. Ce tronçon la poutre repose sur des appuis articulés à chaque membrure avec possibilité de déplacement verticalement comme illustré sur la figure 2-10.

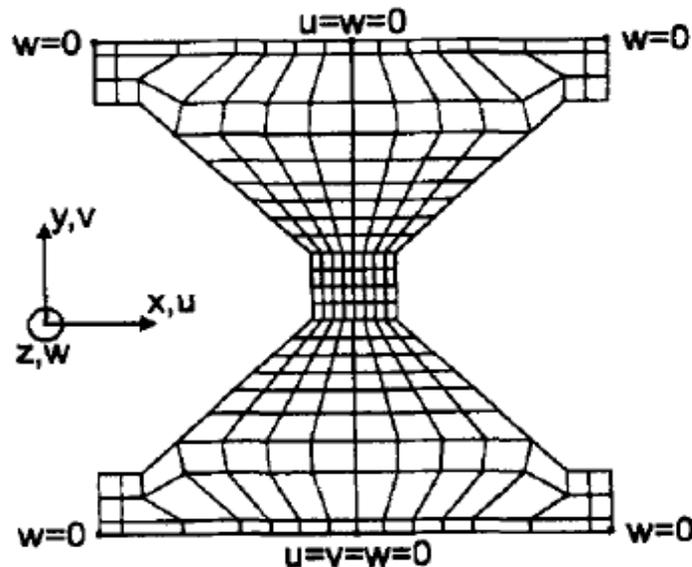


Fig. 2-10 : Maillage et conditions d'appuis d'un tronçon de poutre [54].

Le modèle proposé est soumis à ses deux extrémités aux niveaux des centres de gravités des Tés supérieur et inférieur à :

- Un effort tranchant qui est remplacé par deux forces verticales (chaque force égale la moitié de l'effort tranchant sollicitant)
- Un moment fléchissant qui est remplacé par deux forces axiales de sens opposé.

L'acier utilisé a été modélisé par une loi de comportement non-linéaire (élastique-parfaitement plastique), les simulations numériques ont été réalisées à l'aide du programme de calcul par éléments finis *NASTRAN*.

Selon les auteurs, les résultats numériques obtenus ont montré une bonne concordance avec les résultats expérimentaux.

En 1998 **R. Redwood** et **S. Dermidjian** [46] ont testé quatre poutres alvéolaires courtes de longueur variable $L=1.22\text{m}$, 1.828m et 2.438m , avec une même section transversale de hauteur de 385mm . Toutes les poutres munies d'ouvertures hexagonales ; dont deux sont identiques et comportent 4 ouvertures, les deux autres comportent respectivement 6 et 8 ouvertures.

Le flambement des montants d'âme était l'objectif de cette étude expérimental, et la ruine des poutres s'était produite par flambement élastique des montants d'âme, à l'exception d'une seule poutre qui a subi en plus de voilement des montants un flambement latéral de la semelle comprimée. Les résultats expérimentaux ont montré que la résistance ultime au flambement des montants d'âme était peu sensible à la courbe d'interaction des rapports du moment fléchissant (M/M_p) et l'effort tranchant (V/V_p).

Afin de prédire la charge critique produisant le flambement linéaire par bifurcation des montants d'âme, les auteurs se sont basés sur le même principe du modèle précédent de *Zaarour* et *Redwood*, une modélisation numérique tridimensionnelle des poutres testées a été réalisée, et compte tenu de la symétrie des poutres une seule moitié de la poutre a été modélisée. Le chargement et les conditions aux limites du modèle sont illustrés sur la figure 2-11.

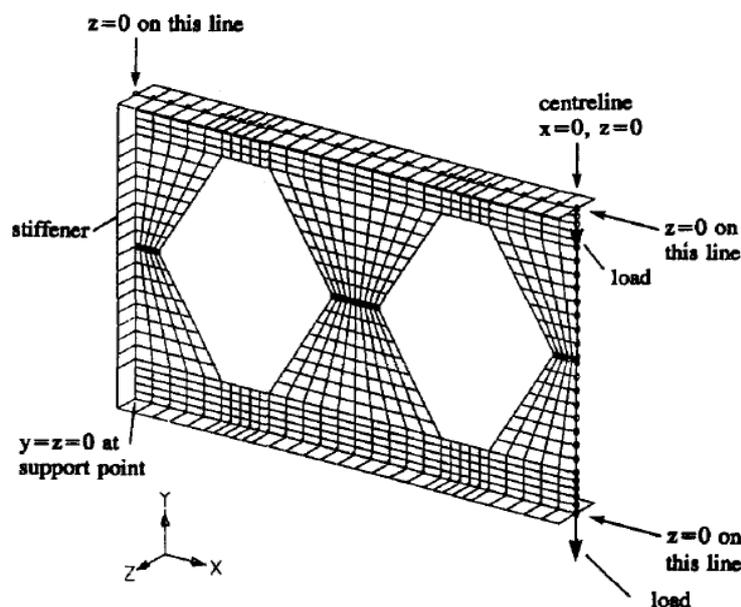


Fig. 2-11 : Maillage et conditions d'appuis d'un tronçon de poutre [46].

Les simulations numériques ont été réalisées à l'aide du programme de calcul *NASTRAN*, les résultats obtenus montrent que l'écart entre les charges de ruine expérimentales et les charges critiques prédites par le modèle numérique varie entre 4% et 14%.

En 2001 **K.F.Chang et al.** [11], ont présenté une recherche sur le mécanisme de *Vierendeel* de poutres en acier avec ouvertures d'âme circulaires, en utilisant des études analytiques qui sont basées sur la formation des rotules plastiques en zones critiques et l'étude numérique par les modèles en éléments finis.

Les auteurs cherchent à caractériser la résistance au niveau des ouvertures en fonction des rapports entre le moment sollicitant / le moment résistant et entre l'effort tranchant sollicitant / l'effort tranchant résistant de l'ouverture considérée. Ils proposent une courbe d'interaction empirique de moments-cisaillements au niveau des sections perforées suivant la formule d'interaction suivante :

$$\left(\frac{V_{sd}}{V_{o,Rd}} \right)^{2.5} + \left(\frac{M_{sd}}{M_{o,Rd}} \right)^{2.5} \leq 1 \dots\dots\dots (2.11)$$

Les résultats numériques par éléments finis ont montré que les résistances des poutres avec des ouvertures circulaires sont surestimées de 5 à 10% que ceux obtenus à partir de la méthode analytique basée sur la formation de rotule plastique (Fig. 2-12) en LMS (rotule plastique du côté faible du moment). Par contre, ces résultats sont sous-estimés de 10 à 15% par rapport à ceux obtenus à partir de la méthode basée sur la formation de rotule plastique en HMS (rotule plastique du côté fort du moment) dans les gammes d'ouvertures testées par les auteurs.

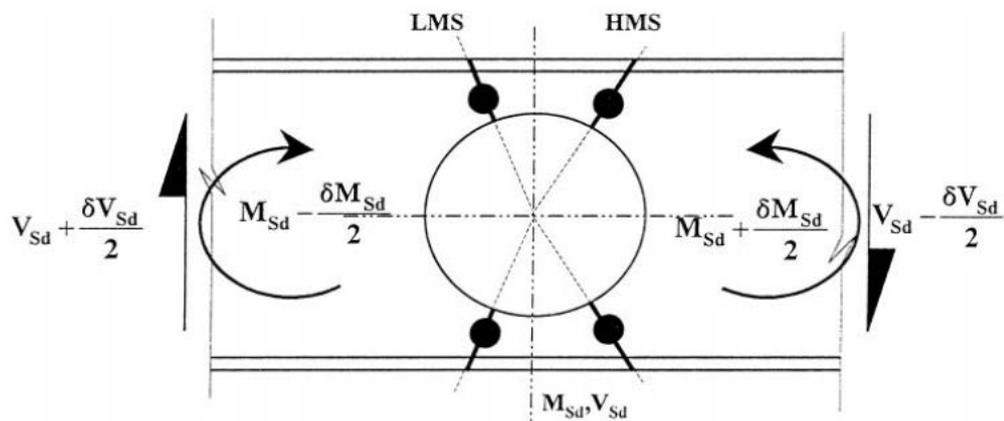


Fig. 2-12 : Mécanisme de *Vierendeel* - ouverture circulaire [11].

En 2004, une étude numérique par éléments finis a été réalisée par A. **Mohebkhah** [39] sur l'influence de l'élanement des poutres alvéolaires (ouvertures hexagonales), simplement appuyée soumises à différents cas de chargement (moment constant, charge répartie et charge concentrée) sur le phénomène de déversement non-linéaire.

Les parois des 7 poutres ont été modélisées en 3-D par éléments de coque à quatre nœuds (SHELL43) de la bibliothèque du logiciel ANSYS comme illustré sur la figure 2-13, et l'acier utilisé dans cette analyse est supposé présenter une loi de comportement de type tri-linéaire.

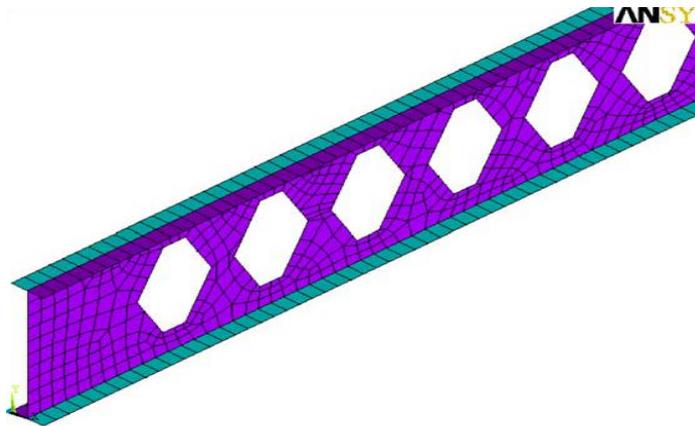


Fig. 2-13 : *Maillage de la poutre alvéolaire type [39].*

Cette étude a été validée par les résultats des essais réalisés par *Nethercot* et *Kerdal* en 1982. Les résultats obtenus ont conclu que, le moment de déversement ne dépend pas seulement du chargement et des conditions d'appuis, comme donné par l'AISC et l'EC-3 pour les poutres à âme pleine, mais dépend aussi de l'élanement des poutres.

T. Zirakian et **H. Showkati** [55] en 2006, ont fait des essais sur 6 spécimens alvéolaires en deux séries, avec des portées variables de 5.20 m, 4.40 m et 3.60 m. La première série de 3 poutres de hauteur de section 180mm à base du profilé IPE120 (*conformément à la désignation de la norme allemande Estahl Standard*), et la deuxième série de trois poutres de hauteur de 210 mm à base du profilé IPE140.

L'objectif de ces essais est d'étudier le phénomène de déversement des poutres avec distorsion d'âme. Les poutres testées sont des poutres alvéolaires simplement appuyées soumises à une charge concentrée appliquée au moyen d'un vérin hydraulique à travers d'un cube en acier indéformable de 100x100x100mm, disposé sur la semelle supérieure à mi-travée, ces poutres

munies de raidisseurs verticaux et des guidages verticaux au droit des appuis, le schéma statique est illustré sur la figure 2-14.

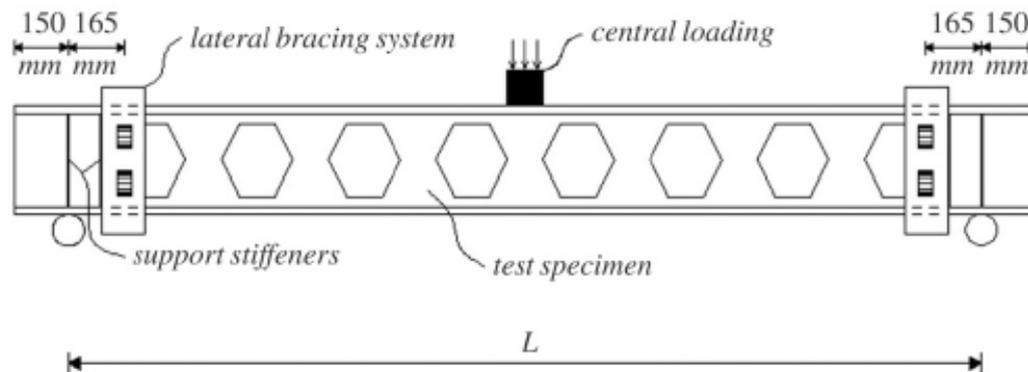


Fig. 2-14 : Schéma statique de la poutre [55].

Comme prévu, toutes les poutres d'essai ont subi un déversement (déviation latérale de la section transversale) accompagné par une distorsion d'âme pour les deux moitiés adjacentes latéralement non-contreventées. L'état de ruine des poutres devenait visible une fois que les poutres aient subi des translations latérales élevées et que la charge ait commencé à décroître après avoir atteint la charge ultime.

A.M.I. Sweeden [49] en 2011, a utilisé la modélisation numérique par les éléments finis en 3-D pour les poutres cellulaires en acier de section transversale en I en utilisant les éléments coque mince de type SHELL 181 de la bibliothèque du logiciel ANSYS. L'analyse de l'instabilité au déversement élastique des poutres simplement appuyées et soumises à différents cas de chargement (moment constant, charge répartie et charge concentrée) a été effectuée.

A cause de la présence d'ouvertures dans l'âme des poutres, les charges répartie et concentrée ne peuvent être appliquées au centre de cisaillement, ainsi que la concentration des contraintes aux points d'application de ces charges. Une solution typique pour résoudre ce problème est de répartir les charges de façon égale entre la semelle supérieure et la semelle inférieure (Fig. 2-15).

Les résultats numériques prouvent que le moment de déversement est influencé par la configuration géométrique des sections transversales, la forme et l'espacement des ouvertures dans l'âme.

L'auteur propose une méthode empirique simplifiée permettant de prédire, le moment critique

élastique de déversement des poutres ajourées.

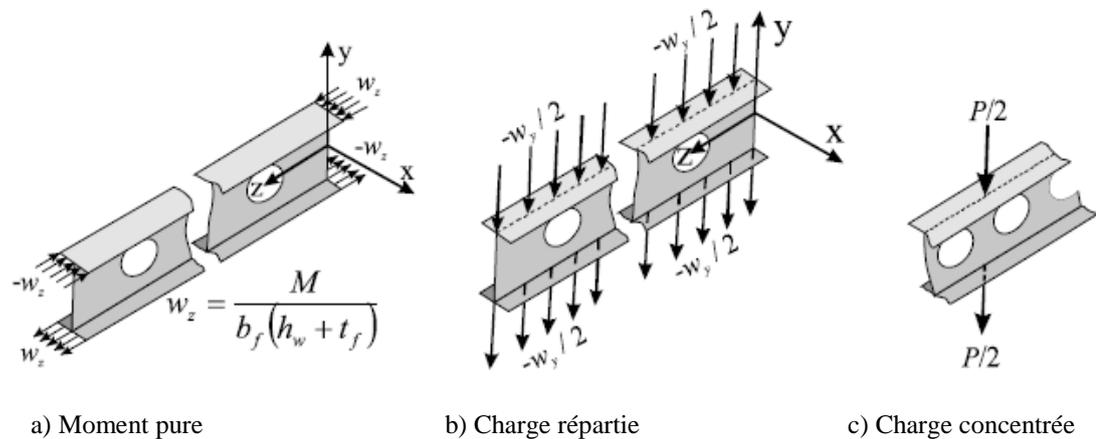


Fig. 2-15 : Répartition de chargement sur les semelles de la poutre [49]

Récemment en 2011 et 2012, **E. Ellobody** [18, 19] a réalisé une étude numérique par élément finis sur les poutres ajourées (alvéolaires et cellulaires) dans le but d'étudier les effets de la variation de la géométrie des sections transversales, l'élançement des poutres et de la nuance d'acier sur les modes de ruine par déversement combiné avec distorsion de l'âme. Des modèles par éléments finis en 3D (Fig. 2-16) ont été développés tenant compte de la non-linéarité géométrique d'imperfections initiales et matérielle.

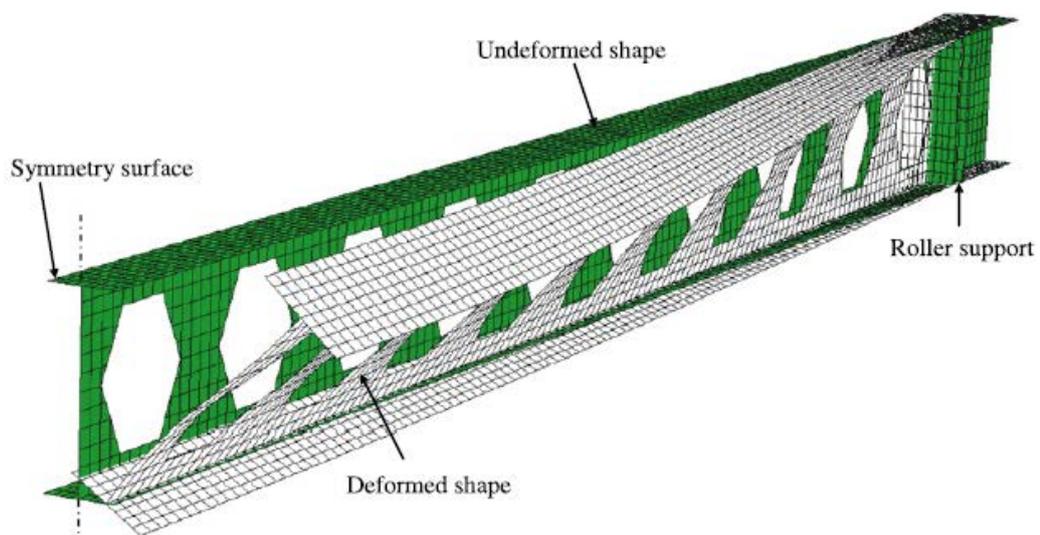


Fig. 2-16 : Modèle déformé et non-déformé de demi-poutre alvéolaire [18]

A l'aide du logiciel **Abaqus**, les modèles par éléments finis ont été vérifiés par comparaison aux essais sur poutres alvéolaires, ayant des longueurs et des sections différentes, existants dans la littérature.

L'étude paramétrique a montré que la présence du flambage par distorsion de l'âme provoque une diminution considérable de la charge critique de déversement des poutres élancées. Par contre, l'utilisation de l'acier de nuance élevée offre une augmentation considérable de la charge de rupture pour les poutres les moins élancées.

Des travaux expérimentaux et numériques ont été réalisés en 2011 par **K.D. Tsavdaridis** et **C. D'Mello** [53] sur sept poutres ajourées, dont deux poutres cellulaires et cinq poutres perforées avec différentes formes d'ouvertures (forme irrégulière) et espacements d'ouvertures comme mentionné sur la figure 2-17.

Quatorze modèles numériques ont été développés et analysés en utilisant le logiciel des éléments finis ANSYS dans le domaine élasto-plastique. .

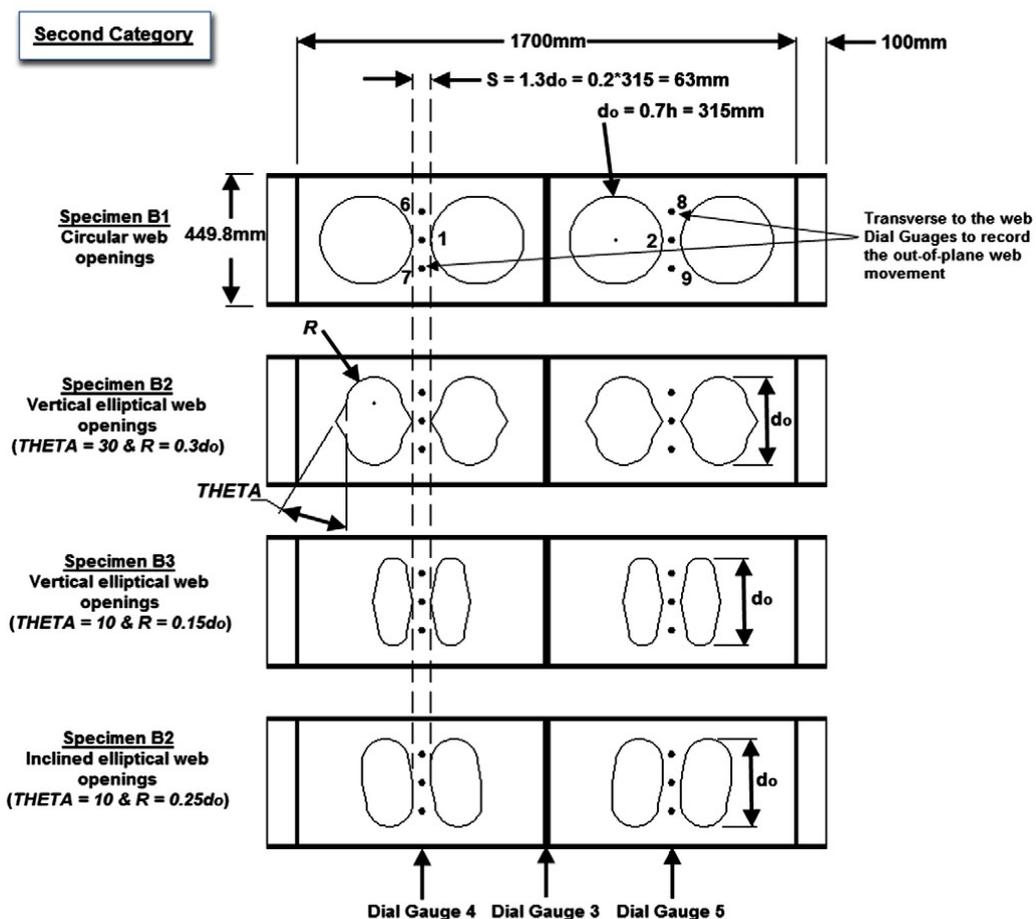


Fig. 2-17 : *Quelque type de poutres étudiées* [53]

Les poutres étudiées sont isostatiques soumises à une charge ponctuelle à mi-travée, appliquée graduellement de façon monotone jusqu'à la ruine. L'effet de l'espacement des ouvertures sur

épaisseur d'âme ainsi que largeur de l'ouverture sur l'épaisseur ont été calculés, afin d'étudier le phénomène de flambement du montant et de la flexion *Vierendeel* sous une charge de cisaillement vertical.

Ces essais ont montré que, la ruine intervient par flambement des montants d'âme, pour six poutres testées, et la ruine par rupture de la soudure à mi-hauteur du montant qui est associée au cisaillement horizontal a été observée dans une seule poutre. Les auteurs confirment l'influence, de manière significative de la forme de l'ouverture sur la position des rotules plastiques, et proposent une formule empirique pour la vérification de la résistance des montants.

Le déversement par distorsion de l'âme des poutres de section en I, a été étudié en 2011 par **I. Kalkan** et **A. Buyukkaragoz** [28]. Ces auteurs ont étudié l'effet de la distorsion de l'âme sur le déversement des poutres métalliques à âme pleine doublement symétrique, simplement appuyées et soumises à une charge concentrée appliquée au milieu de la travée. Les auteurs ont développé des expressions analytiques du moment de déversement avec distorsion de l'âme, applicable à la fois dans les phases élastique et inélastique en tenant compte de la réduction des rigidités torsionnelle et sectorielle des poutres. Ils ont montré une réduction non négligeable du moment de déversement des poutres avec l'augmentation l'élancement de l'âme.

En 2012, **M.R. Soltani** et **all.** [47], ont été réalisés une série de simulation numérique par la méthode des éléments finis, afin d'étudier l'influence de l'épaisseur d'âme, la hauteur des ouvertures et la nuance d'acier sur la résistance ultime et les modes de ruine des poutres alvéolaires (ouvertures hexagonales et octogonales).

Les parois des poutres ont été modélisées en 3-D par éléments coques à huit nœuds QSL8 de la bibliothèque du logiciel LUSAS [47], le maillage du modèle et les conditions d'appuis sont illustrées sur la figure 2-18.

La non-linéarité géométrique et matérielle ainsi que les imperfections initiales (premier mode de flambement) ont été prises en compte dans cette analyse.

Les résultats ont montré que pour les poutres de classe 3 et 4 en présence des plaques intercalaires, même de hauteur limitée, fait diminuer la résistance des poutres ajourées à

ouvertures hexagonales, car elles deviennent plus susceptibles à subir le voilement du montant d'âme. Dans le cas des poutres de classe 2, les résultats ont montré aussi qu'on peut introduire des plaques intercalaires à condition de limiter leur hauteur pour éviter une ruine prématurée par voilement local du montant d'âme.

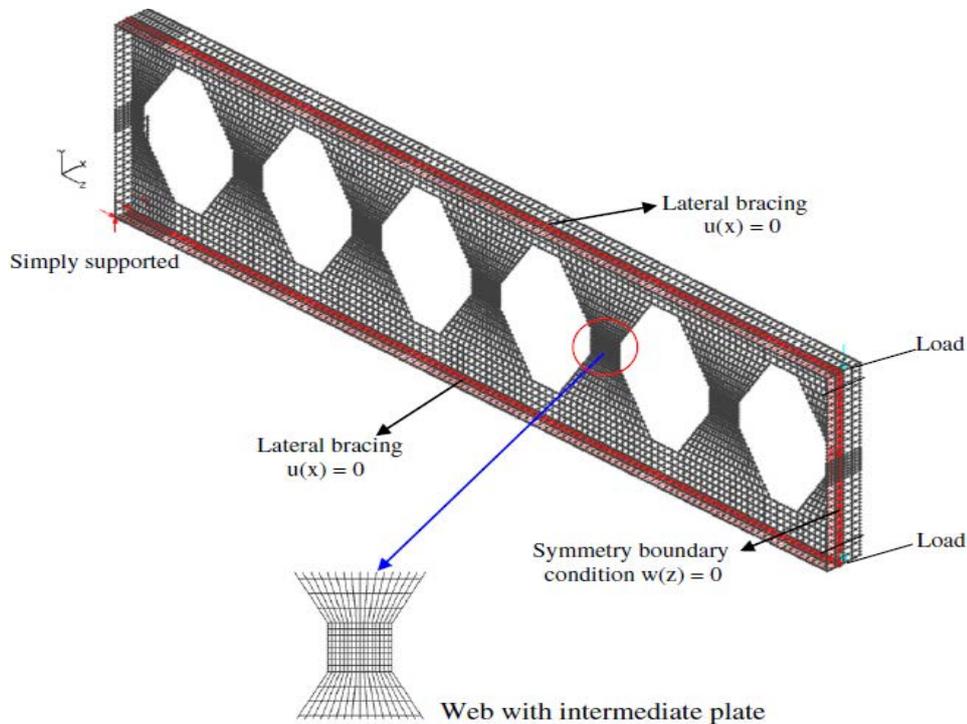


Fig. 2-18 : Maillage de la poutre alvéolaire type [47].

B- POUTRES AJOUREES MIXTES ACIER-BETON :

On trouve très peu de travaux dans la littérature sur les poutres cellulaires mixtes. **J. D. Megharief** [34] dans sa thèse de doctorat en 1997 a réalisé une série de tests sur trois (trois poutres alvéolaires mixtes et non mixte de portée de 2.18m et deux poutres alvéolaires mixtes et non mixtes de portée de 5.94m) avec une hauteur des sections variant de 475 à 478mm dont les ouvertures sont de type hexagonale.

Ces essais suivis par des simulations numériques par éléments finis en utilisant le logiciel NASTRAN. Les parois des poutres métalliques ont été modélisées par éléments de coque à quatre nœuds PSHELL de la bibliothèque du logiciel, et les connecteurs et la dalle ont été modélisés par des éléments non-linéaires unidirectionnels CBEAM et PBEAM comme illustré sur la figure 2-19.

Les résultats de ces études sont résumés comme suit :

a) Résultats expérimentaux :

- Flambement des montants dû au cisaillement horizontal, causant la ruine des poutres courtes ($L=2.18\text{m}$).
- Ruine de la connexion pour les poutres mixtes suivi par le flambement des semelles supérieures (déversement), causant la ruine des poutres ayant la longueur $L=5.94\text{m}$.

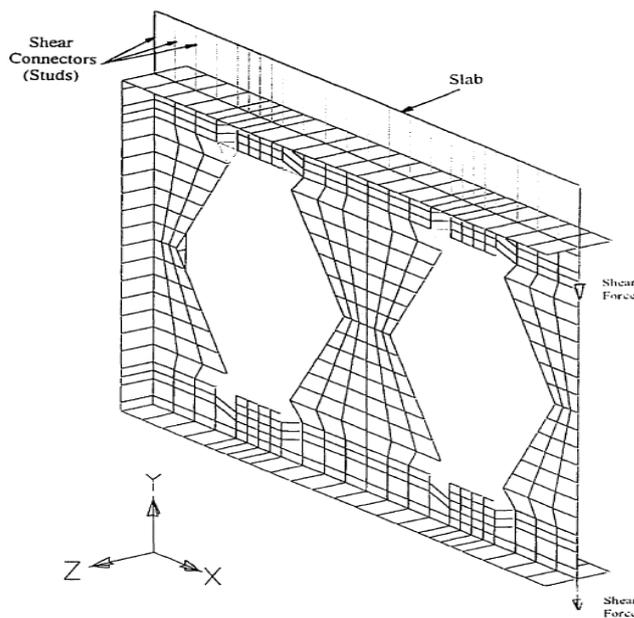


Fig. 2-19 : *Modèle de la poutre type Megharief [34].*

b) Résultats numériques :

- Flambement des montants provoqué par cisaillement horizontal, causant la ruine de toutes les poutres.

Il convient de noter que cette étude est basée sur l'hypothèse d'une connexion complète entre l'acier et le béton.

En 2006, **R.M. Lawson** et **all.** [30] ont effectué une étude sur la conception des poutres cellulaires mixtes asymétriques dans la section du profilé des poutres avec de larges ouvertures dans l'âme (Fig. 2-20).

Les auteurs ont proposé une méthode de conception simplifiée, basée sur la théorie d'équilibre des Tés de la poutre. Ils tiennent compte de hauts degrés d'asymétrie dans la section du profilé, qui cause le développement d'un moment de flexion supplémentaire dans le montant entre les

ouvertures, ainsi que l'influence des ouvertures oblongues ou rectangulaires sur le flambement du montant qui est diminués par l'importance des ouvertures adjacentes.

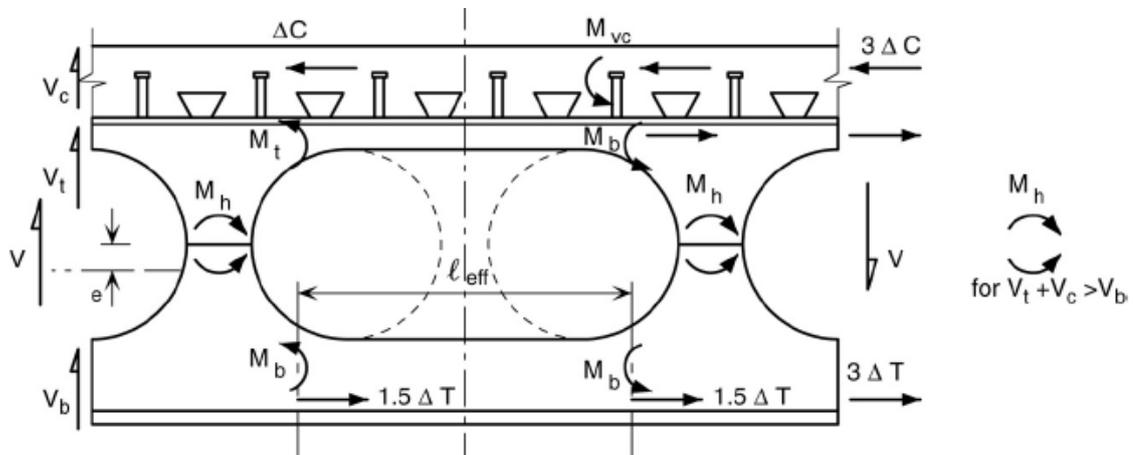


Fig. 2-20 : Sollicitations sur poutre à ouvertures allongées [30].

Les équations obtenues ont été validées numériquement. Elles permettent le calcul de la force de cisaillement maximale, qui agit sur la poutre quand sa résistance est limitée par la flexion ou par le flambage du montant [30].

Pour les poutres mixtes étudiées ayant des sections dissymétriques (le rapport des aires des Tés inférieure et supérieure A_{f-b}/A_{f-t} varié de 2.03 à 5.63), il a été constaté que le rapport de l'effort de cisaillement horizontal de calcul repris par les montants (qui provoque le flambement des montants) par rapport la résistance ultime du montant au cisaillement varie de 1.19 à 1.90. Il est également recommandé que, la longueur de l'ouverture oblongue ne dépasse pas 2.5 de sa hauteur.

En 2006, le « *Fonds de Recherche pour le Charbon et l'Acier* » en Europe [62] édite *un guide de dimensionnement des poutres mixtes comportant des ouvertures d'âme de grandes dimensions*.

Ce document présente une méthode de dimensionnement pouvant être appliquée aux profilés en acier laminés à chaud ou reconstitués soudés, et aux poutres munies à ouvertures circulaires ou rectangulaires de grandes dimensions, isolées ou adjacentes en cohérence avec les Eurocode 3 et Eurocode 4 et les publications SCI P068 et SCI P100.

L'objet de cette publication de généraliser de manière à couvrir une gamme plus large pour le

dimensionnement des poutres sur appuis simples dans les cas suivants :

- Sections mixtes fortement dissymétriques.
- Ouvertures excentrées sur la hauteur de la section.
- Âmes élancées et montants d'âme de faible largeur.
- Ouvertures circulaires oblongues
- Profilés reconstitués.
- Poutres grugées.
- Ouvertures adjacentes.

Dans ce travail, on s'intéresse particulièrement aux poutres ajourées mixtes ou non mixtes à ouvertures multiples régulièrement espacées.

2.9 CONCLUSION :

Nous avons exposé dans ce chapitre les lois de comportement de différent partie de la poutre mixte ; l'acier de construction, l'acier de ferrailage de la dalle, le béton ainsi que les connecteurs de type goujon à tête.

Ce type de connecteurs offre de nombreux avantages techniques et économiques (rapidité de montage, précision d'assemblage, disponibilité, ...), et leur analyse du comportement a permis d'identifier l'importance de la résistance au cisaillement, la raideur et de la ductilité vis-à-vis de la résistance plastique de la connexion.

Les informations sur le comportement des composants de la poutre ajourée mixte présentées dans ce chapitre, seront exploitées lors du développement ultérieur des modèles de calcul numérique.

En suite, nous avons présenté plusieurs recherches dans la littérature sur les poutres ajourées mixtes ou non mixtes, cette revue bibliographique des études expérimentales et numériques a montré que l'on pouvait prédire de manière satisfaisante les principaux modes de ruine, qui ont permis d'identifier le comportement de ces poutres à âme évidée.

Actuellement, il n'existe pas de méthodes de calcul détaillées sur les poutres ajourées. Le code de

construction métallique "Eurocode 3" ne donne que des dispositions constructives pour le dimensionnement et la vérification des poutres pourvues d'ouvertures dans les âmes en acier seul. Et le code de constructions mixtes "Eurocode 4" ne donne aucune méthode ou sur les poutres mixtes à âme évidée.

Les études réalisées sur les poutres cellulaires métalliques, ainsi que le code EC-3, ont les assimilées comme des poutres échelles pour le calcul des efforts internes dans les éléments de poutres (montants et membrures), cette hypothèse n'est applicable que dans les cas de poutres symétriques et uniformément chargées, soit les charges sont appliquées aux nœuds.

Ce code précédent, ne donne pas de formules précises pour la vérification du phénomène d'instabilité au déversement, il propose de prendre la section d'âme ajourée comme étant une section équivalente à âme pleine, sans tenir compte de l'influence des ouvertures et de leur emplacement sur la résistance et la stabilité des montants d'âme. Ce problème de l'instabilité des montants d'âme sera traité numériquement dans le quatrième et le cinquième chapitre.

Le **prochain chapitre** sera consacré à la présentation des techniques et des démarches de résolution numériques, relatives à l'analyse de ce type de structure cellulaire mixte ou non-mixte. Pour le développement et la validation des modèles numérique proposés dans cette thèse, on utilisera le logiciel de recherche ANSYS.

CHAPITRE – III

MODELISATIONS DES POUTRES AJOUREES METALLIQUES ET MIXTES

MODELISATIONS DES POUTRES AJOUREES

3.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous présentons les techniques et les démarches de résolution numériques relatives à l'analyse linéaire et non-linéaire des poutres ajourées métallique et mixte acier-béton, on utilise le logiciel de recherche ANSYS v.12.1 [57] pour développer et valider les modèles numériques du comportement réel de ces poutres.

Le développement d'un modèle numérique par éléments finis a permis d'analyser d'une part l'instabilité des poutres ajourées en acier seul vis-à-vis du déversement, et l'analyse non linéaire des poutres ajourées mixtes jusqu'à la ruine d'autre part. Car, le domaine d'application des modèles analytiques existants (dans la littérature) est limité à la phase élastique de comportement des poutres pour les phénomènes d'instabilité. Le choix du modèle en élément fini est basé sur l'exploitation des résultats de la recherche bibliographique à l'aide du logiciel utilisé ANSYS.

On note que la stabilité, la sécurité et même l'économie d'un ouvrage ou d'un élément d'ouvrage, nécessitent une connaissance de son comportement jusqu'à la ruine. Cette connaissance exige plus l'analyse linéaire de la structure dans le domaine élastique en petites déformations où, dans ce cas on admet que les sollicitations ne varient pas sous l'effet de déformations, et une analyse non-linéaire en tenant compte de toutes les sources de non-linéarités possibles.

3.2. NON-LINEARITES

La modélisation que nous proposons dans ce travail, afin de simuler le comportement des poutres métalliques ajourées ou mixte, nécessite de résoudre des problèmes de non-linéarité *géométrique* qui résident dans la réponse géométrique de la structure, ou de non-linéarité *matérielle* qui résident dans le comportement des matériaux entrant dans la constitution de cette structure, ou les deux raisons à la fois.

1. *Non-linéarité géométrique* : Lorsqu'on augmente la charge extérieure d'une structure de manière à entraîner des grands déplacements (déplacements deviennent suffisamment

importants), l'écriture et la résolution des équations d'équilibre dans la configuration initiale (non déformée) ne sont pas satisfaisantes pour le calcul de cette structure. Dans ce cas, il est nécessaire de prendre des modélisations plus adéquates qui consistent à ne pas confondre la configuration initiale avec les différentes configurations déformées de la structure, et les termes quadratiques sont pris en compte dans les relations déplacement-déformations (déformation au second ordre des déplacements). Le phénomène d'instabilité élastique (flambement par exemple) représente un exemple de ce type de non-linéarité qui étudie la structure sur la base de sa configuration déformée.

2. **non-linéarité matérielle** : Elle est due au comportement intrinsèque non-linéaire (plasticité) du matériau au-delà de la partie élastique, du comportement du béton fissuré entre deux fissures, ...
3. **non-linéarités de contact** : lorsque les conditions aux limites changent au cours du mouvement, ce type de non-linéarités apparaît en particulier dans le cas de contact des éléments mixte profilé-dalle ou dans l'assemblage boulonné.

3.2.1 NON-LINEARITE GEOMETRIQUE :

La configuration d'un solide à l'instant initial $t_0 = 0$ sans aucune action extérieure est Ω_0 et occupe le volume V_0 , cette configuration appelée **configuration de référence**. A un instant t le solide soumis à des sollicitations, se voit changer de sa configuration Ω_t et son volume V_t (Fig. 3-1) cette configuration appelée configuration de système. Sur le même principe à l'instant $(t+\Delta t)$ la configuration $\Omega_{(t+\Delta t)}$ et le volume $V_{(t+\Delta t)}$.

Lors de la déformation d'un solide, les configurations successives occupées par ce solide sont distinctes, il est essentiel de préciser dans quelle configuration l'écriture des équations d'équilibre et le calcul des quantités physiques (déformations, contraintes, ...) sont effectuées.

Si les quantités physiques à l'instant t sont référencées par rapport à la configuration de référence Ω_0 (non déformée) on parle de la formulation **Lagrangienne Totale** (FLT), et si ces quantités sont référencées par rapport à la configuration intermédiaire Ω_t on parle de la formulation **Lagrangienne Actualisée** (FLA).

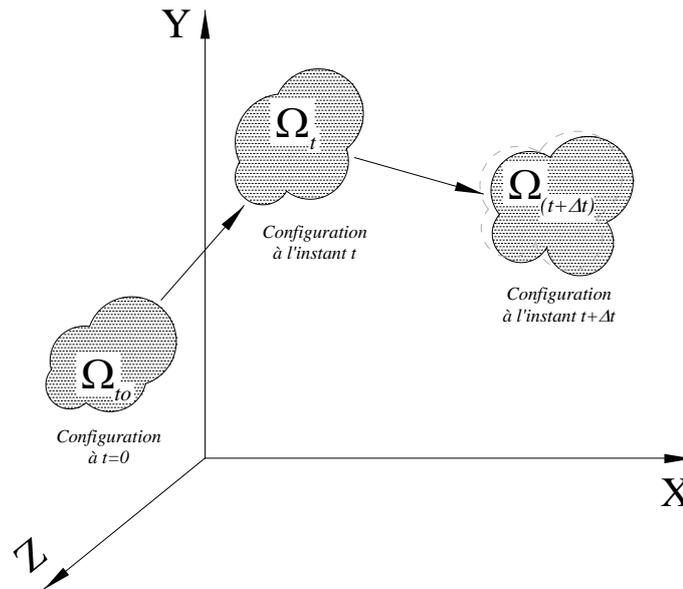


Fig. 3-1 : Description de transformation d'un corps au cours du temps.

Dans cette description lagrangienne actualisée (FLA), l'intervalle de temps est divisé en une suite de pas de temps $[t_0, t, (t+\Delta t), \dots]$ et pour suivre le mouvement d'un solide entre l'instant initial t_0 et l'instant $(t+\Delta t)$. Le pas de discrétisation temporelle Δt est choisi suffisamment faible pour permettre d'adopter l'hypothèse des petites déformations (entre 0.1% et 1% de déformation par incrément). La configuration à l'instant $(t+\Delta t)$ est calculée à partir de la configuration à l'instant précédent t , et non par rapport à l'instant initial t_0 comme en Lagrangienne totale [48].

L'apparition de déformations importantes dans certaines pièces peut survenir dans le domaine élastique, lorsque la corrélation linéaire efforts-déformations n'est plus vérifiée, les déformations augmentant plus vite que les sollicitations appliquées. Les phénomènes d'instabilité élastique telle que le flambement représente ce cas de grande déformation où les déformations modifient considérablement les sollicitations (effet de second ordre).

On note que les composantes de la déformation sont des fonctions *quadratiques* des déplacements.

A. TENSEUR DE DEFORMATIONS :

Un tenseur des déformations symétrique du deuxième ordre en chaque point du solide à un instant donné, appelé le tenseur de grandes déformations de **Green-Lagrange** E_{ij} , qui a pour composantes :

$$E_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \frac{\partial u_k}{\partial x_j} \right) \dots\dots\dots (3.1)$$

L'écriture du tenseur de déformation en fonction du champ de déplacements (équations cinématiques) est comme suite :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\ \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \\ \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \\ \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \\ \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \\ \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial y} \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial z} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3.2)$$

Où u, v, w sont les composantes du vecteur de déplacement.

La première partie de ce tenseur s'exprime la partie linéaire ε_l , ou tenseur de **Cauchy** des petites déformations, et la deuxième partie s'exprime la partie quadratique du tenseur de déformations E_{ij} traduisant la non-linéarité géométrique ε_{nl} .

$$E_{ij} = \varepsilon_l + \varepsilon_{nl}$$

L'expression de la déformation (3.2) se simplifie selon l'ordre de grandeur de ses termes. On peut distinguer les cas des grandes déformations ou des petites déformations.

Afin de non pas alourdir les paragraphes ci-après, on prend un cas particulier de déformation unidimensionnel, soit une barre bi-articulée, l'équation précédente devient :

$$E_{xx} = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{du}{dx} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 \dots\dots\dots (3.3)$$

⇒ **Grandes déformations et grands déplacements :**

Ce cas correspond à une déformation $\frac{du}{dx}$ et une rotation $\frac{dv}{dx}$ importantes. La déformation E_{xx} est alors donnée par l'expression (3.2), aucun terme ne pouvant être négligé.

⇒ **Petites déformations et grands déplacements :**

Lorsque la déformation axiale $\frac{du}{dx}$ reste petite par rapport aux termes de rotations :

$$\frac{du}{dx} \ll 1 \text{ et } \frac{dv}{dx} \ll \frac{dv}{dx}$$

La formule 3.3 peut écrire comme suit :

$$E_{xx} = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 \dots\dots\dots (3.4)$$

⇒ **Petites déformations et petits déplacements :**

Lorsque la déformation axiale $\frac{du}{dx}$ et la rotation restent petites :

$$\frac{du}{dx} \ll 1 \text{ et } \frac{dv}{dx} \ll 1$$

La formule 3.4 peut écrire par l'expression classique de déformation plane linéaire :

$$E_{xx} = \frac{du}{dx} \dots\dots\dots (3.5)$$

Cette formule représente l'allongement de la barre selon la direction X.

En pratique, on considère l'angle α petit si, l'angle $\alpha < 0.1$ rad, et la dilatation ε petite si, $\varepsilon < 0.01$. [22].

B. TENSEUR DE CONTRAINTES :

- ***TENSEUR DE CONTRAINTES DE CAUCHY :***

Soit un solide Ω de volume V coupé par un plan en deux fragments, il existe sur toute surface de coupe un champ de contraintes \vec{f} , l'ensemble des forces élémentaires internes $\vec{f} dA$ (Fig. 3-2) assure la transmission des forces s'exerçant d'un fragment à l'autre.

La composante de \vec{f} sur la normale \vec{n} de la facette dA est dite contrainte normale σ , et la composante de \vec{f} sur de la facette dA est dite contrainte tangentielle τ .

$$d\vec{f} = \sigma \cdot \vec{n} dA \dots\dots\dots (3.6)$$

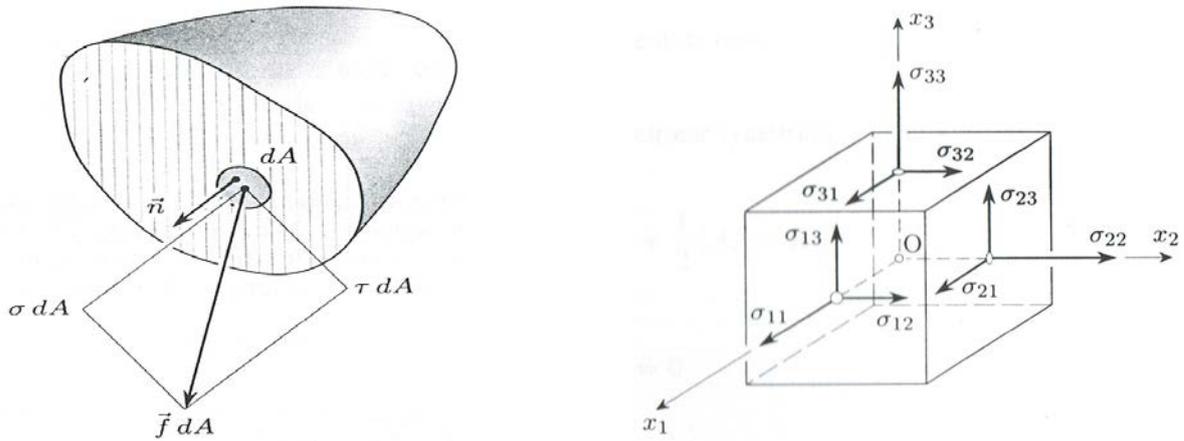


Fig. 3-2 : Vecteur de contrainte \vec{f} et ses composantes [22].

Dans un système d'axes cartésien le vecteur de contrainte σ s'écrit :

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.7)$$

- **TENSEURS SPHERIQUE ET DEVIATEUR :**

La matrice précédente, on peut l'écrire comme suite :

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma_m & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - \sigma_m & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - \sigma_m \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.8)$$

Où :

$$\sigma_m = 1/3(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

Dans le premier tenseur, dit **tenseur de contrainte sphérique**. Ce tenseur caractérise un état de contrainte hydrostatique.

Le second tenseur, dit **tenseur déviateur de contraintes**.

Le tenseur de contrainte de *Cauchy* (en petites déformations) est défini dans la configuration actuelle C_t à l'instant t et représente la réaction de l'effort actuel appliqué sur facette dA .

- **TENSEUR DE CONTRAINTES DE PIOLA-KIRCHOFF - PK2 :**

Le tenseur des contraintes de Cauchy n'est valable qu'en petites déformations. En grandes déformations, on utilise le deuxième tenseur de *Piola-Kirchhoff*, noté S qui est défini par rapport

à la configuration initiale et relié au tenseur des contraintes de Cauchy σ , représentant les efforts internes au milieu par la relation :

$$S = \frac{\rho_0}{\rho} F \cdot \sigma \cdot F^t \dots\dots\dots (3.9)$$

Où ρ_0, ρ représentent les masses volumiques du milieu aux configurations 0 et t respectivement.

σ le tenseur des contraintes de Cauchy et le tenseur F représente l'inverse du tenseur gradient de la déformation *de Green-Lagrange*.

3.2.2 NON-LINEARITE MATERIELLE :

La non-linéarité matérielle résultant des relations contraintes-déformations non-linéaires. Une fois la zone élastique dépassée, on entre en la plasticité, le comportement des matériaux devient **irréversible**, les modèles sont dits élastiques plastiques. L'hypothèse fondamentale de ces modèles est la décomposition de la déformation totale en une partie élastique (ε_e) généralement linéaire réversible et très faible, et une partie plastique (ε_p) irréversible ou résiduelle, sa forme la plus générale de cette formulation s'écrit :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \dots\dots\dots (3.10)$$

La relation liant le tenseur des contraintes au tenseur des déformations est la loi de comportement.

▪ Critère de l'acier pour le calcul MEF :

Comme l'acier est un matériau homogène et isotrope, la loi de comportement dans le domaine élastique exprimant la contrainte à la déformation en fonction du module d'élasticité E , s'exprime comme suit :

$$\sigma = \frac{E}{1+\nu} \varepsilon_e + \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \text{tr} \varepsilon_e \cdot I_d \dots\dots\dots (3.11)$$

I_d est le tenseur identité, ν est le coefficient de *Poisson* et $\text{tr} \varepsilon_e$ désigne la trace de ε_e .

Dans la plasticité, le matériau est susceptible d'atteindre un état de contrainte ou seuil qui est décrit par la surface de charge $f(\sigma)$ définie par :

$$f(\sigma) = \sigma^* - f_y \dots\dots\dots (3.12)$$

Dans cette expression, le tenseur des contraintes est transformé en un scalaire représentatif σ^* , appelé contrainte équivalente ou contrainte de comparaison au sens du critère de plasticité.

Dans notre travail, on adopte le critère de plasticité de **Von Mises**, ce critère est le plus utilisé pour la description du mode de rupture des matériaux ductiles isotrope tel-que l'acier de construction. Pour ce critère, la plastification se produit quand l'énergie élastique de distorsion (sans changement de volume) emmagasinée atteint une valeur critique caractéristique du matériau f_y . Il est établi en considérant l'écoulement plastique comme insensible à la pression hydrostatique, par l'expression suivante :

$$\sigma^* = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)} \leq f_y \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

Où f_y est la limite d'élasticité d'acier.

Dans l'espace des contraintes principales, le critère s'écrit :

$$\sigma^* = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \leq f_y \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

La surface représentant le critère de **von Mises** est un cylindre parallèle à la trisectrice de l'espace des contraintes principales. Dans un état plan de contrainte ($\sigma_3=0$), la représentation graphique du critère est illustrée sur la figure 3-3.

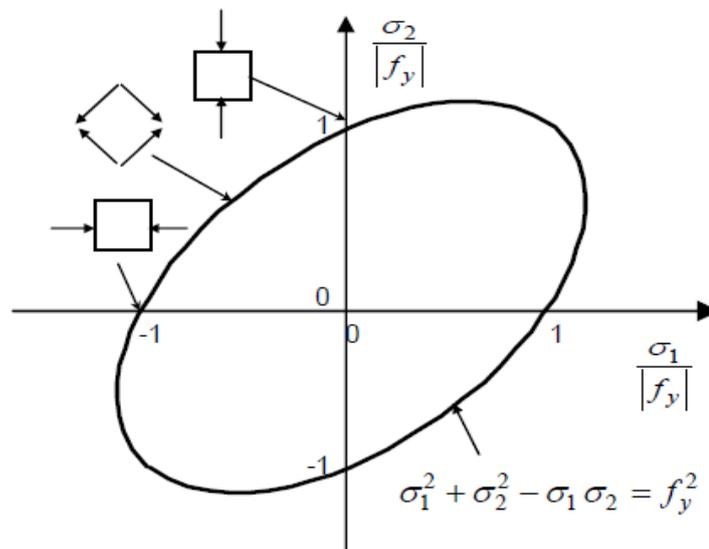


Fig. 3-3 : Critère de von Mises dans le plan (2D) [10]

▪ **Critère du béton armé :**

La modélisation du comportement du béton n'est pas complètement résolue, la difficulté majeure réside dans l'élaboration d'un modèle suffisamment fiable pour bien représenter le comportement complexe du béton et relativement simple pour qu'il soit exploité dans le calcul.

L'évolution du comportement du béton se caractérise par une phase élastique, où le matériau retrouve sa configuration initiale lorsqu'il est déchargé. Ensuite, au fur et à mesure que le chargement augmente, des microfissures apparaissent et se propagent dans toutes les directions de façon homogène jusqu'à former une macro-fissure (visible à l'œil nu) qui aussi s'accroît et se propage jusqu'à la rupture [10].

Le comportement dissymétrique en traction et en compression avec l'apparition et le développement des fissures jouent un rôle important dans le mode de rupture de la structure. Dans notre travail, on cherche un modèle simple et facilement intégrable dans une méthode numérique de type éléments finis.

La théorie de plasticité était à l'origine utilisée pour décrire le comportement des métaux soumis à des déformations irréversibles. Pour le matériau béton, le critère le plus utilisé c'est le critère de **Drucker-Prager**. La surface représentant ce critère est un cône à section circulaire parallèle à la trisectrice de l'espace des contraintes principales.

$$\sqrt{3J_2} + \alpha I_1 - R = 0 \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

$$\text{Avec ; } \alpha = \frac{2 \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)} \quad \text{et} \quad R = \frac{6c \cdot \cos(\phi)}{3 - \sin(\phi)}$$

Les symboles I_1 et J_2 représentent respectivement le premier et le deuxième invariant du tenseur de contrainte, qui définissent dans l'espace des contraintes principales un domaine au-delà duquel le matériau est considéré comme rompu.

ϕ et c représentant respectivement l'angle de frottement interne et la cohésion du matériau.

Le comportement du béton est dissymétrique entre la traction et la compression. La surface de **Drucker-Prager** est choisie pour décrire le comportement en compression et la surface de Rankine ($\max(\sigma_1, \sigma_2) - f_t = 0$) pour le comportement en traction (Fig. 3-4).

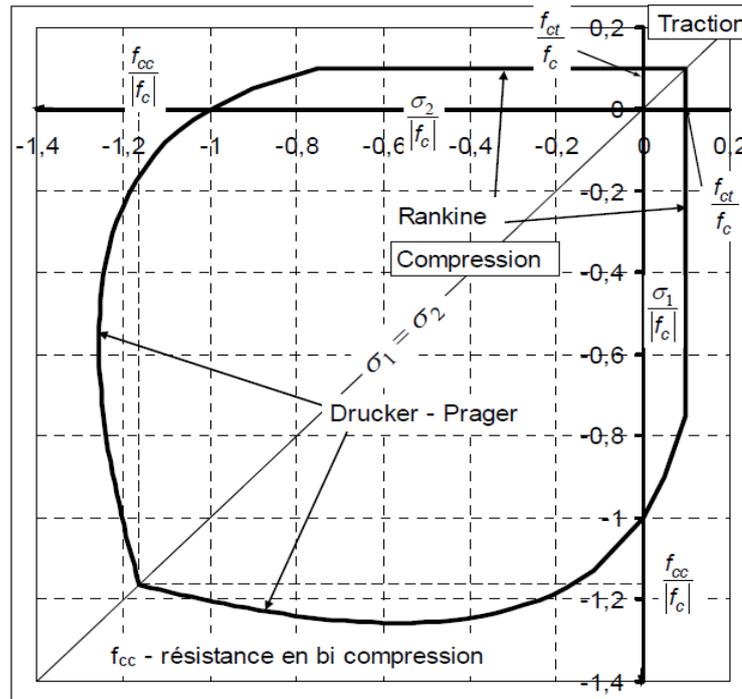


Fig. 3-4 : Critère de plasticité du béton dans le plan de contraintes principales
($\sigma_3=0$) [10]

3.2.3 NON-LINEARITE DE CONTACT :

La résistance de connexion est limitée soit par la résistance mécanique du connecteur lui-même, soit par la résistance du béton qui l'enrobe. Les connecteurs sont sollicités principalement par un effort rasant horizontal, combiné avec de traction direct dû à la tendance au soulèvement de la dalle par rapport à la poutre métallique. Et le béton qui enrobe les connecteurs est sollicité par des efforts liés à l'action locale autour du connecteur et se déforme permettant la déformation des connecteurs (Fig. 3-5).

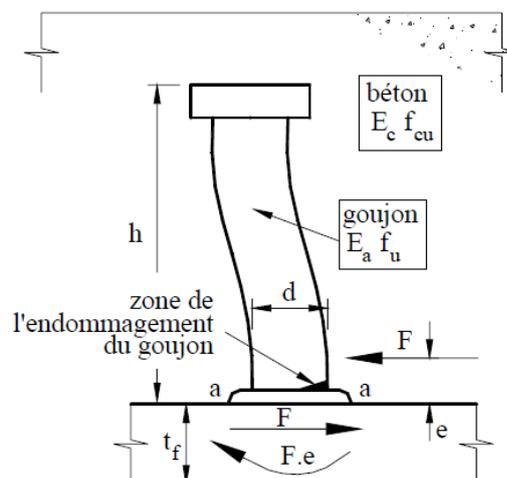


Fig. 3-5 : Transfert des efforts à l'interface acier béton [10]

Les caractéristiques qui décrivent le comportement de connecteurs mécaniques sont la résistance, la raideur et la capacité de déformation. Même si à première vue on pourrait supposer que la résistance d'une connexion acier béton dépend principalement de la résistance des connecteurs, en réalité, elle dépend de chacune de ces trois caractéristiques [10].

La transmission des contraintes dues à la courbure (flexion d'un élément monolithique) entre la dalle et la poutre métallique se fait par l'intermédiaire des surfaces de contact qui peuvent frotter l'une sur l'autre. Le problème de la détermination des pressions de contact au niveau de ces surfaces est complexe. Il dépend de leur géométrie et la nature de la déformation des composantes de cette structure mixte.

Ces éléments en contact ont des lois de comportement différents et non-linéaires, ainsi que la présence éventuelle du frottement entre les surfaces de contact combinées avec les différents modes de ruine de connexion, exigent une modélisation tridimensionnelle par éléments finis qui prennent en compte la géométrie réelle de la discontinuité et les caractéristiques mécaniques de chaque surface avec leurs critères de contact (critère de glissement avec frottement et décollement).

3.3. MODELISATION DES POUTRES PAR ELEMENTS FINIS :

Nous avons présenté dans le chapitre II les modèles numériques disponibles dans la littérature sur les poutres ajourées métalliques ou mixtes avec les différentes techniques de discrétisation. Dans ce paragraphe nous présentons la démarche que nous avons retenue pour le développement de nos modèles de modélisation.

Une modélisation numérique en 3D semble être mieux adaptée pour représenter la géométrie réelle de la poutre et d'introduire de non-linéaires des lois de comportements de chaque composant de la poutre. Le choix des éléments finis adéquats est guidé par les conclusions de la recherche bibliographique et par les moyens de calcul associés au logiciel de calcul numérique par éléments finis que nous avons utilisé dans cette thèse, **ANSYS** v.12.1. Ce logiciel de modélisation structural offre une large gamme d'options tels que : *l'interface graphique, variété de type des éléments, plusieurs lois de comportements des matériaux et contrôles de solutions numériques, ...*

Pour le calcul de la stabilité des poutres ajourées métalliques (en acier seul) au déversement élastique dans le chapitre suivant, on choisit les éléments de coque appelés "SHELL181" pour la modélisation des parois des poutres (âme et semelles). Ce type d'élément de coque de quatre nœuds offre la possibilité de prendre des épaisseurs variables pour les quarts nœuds, et chaque nœud ayant six degrés de liberté (trois translations et trois rotations), il est aussi adapté pour l'analyser des structures ayant des parois minces dans le domaine élastique ou plastique.

Le comportement d'élément de plaque "SHELL181" est basé sur la théorie des plaques de *Mindlin-Reissner* (théorie des plaques déformables en cisaillement). Cette théorie de plaque est basée les hypothèses suivantes :

- Les normales d'une plaque conservent leur rectitude, mais pas nécessairement reste perpendiculaire à la surface moyenne après la déformation, et ne subit aucune allongement au cours du temps (ne change pas de longueur).
- Les contraintes normales sur les plans parallèles à la surface moyenne peuvent être négligées en comparaison avec les autres contraintes.
- Les contraintes de cisaillement transversales sont constantes à travers l'épaisseur de la plaque.

Pour les poutres mixte, le modèle est plus complexe au précédent par la présence de la connexion mécanique par des goujons à tête entre la dalle en béton et la poutre métallique, la poutre mixte est calculée dans le domaine plastique (non-linéarité matérielle) de différent composant de la poutre est prise en compte.

Ces composants de la poutre, l'acier et le béton sont traités comme deux solides distincts pouvant frotter l'un contre l'autre. Le traitement du contact est consiste à attacher le maillage de l'acier à celui du béton à l'aide d'un élément fini particulier permettant de représenter le comportement de la liaison selon le degré de connexion.

Les types d'éléments ci-dessous considérés dans le deuxième modèle sont extrais de la bibliothèque du logiciel utilisé.

- Poutre métallique (âme et semelles) : les parois de la poutre métallique sont modélisés par d'éléments coques mince de quatre nœuds "SHELL43", cet élément ayant les mêmes

propriétés d'élément SHELL181 plus une capacité de déformations plastiques en grand déplacement (Fig. 3-6a).

- Dalle en béton : modélisés par éléments solides "SOLID65 ou CONCRET65" spécialement pour le matériau granulaire tel que le béton avec ou sans ferrailage dans la bibliothèque du logiciel, cet élément tridimensionnel de huit nœuds (Fig. 3-6b), ayant trois degré de liberté de translation pour chaque nœud. L'aspect le plus important de cet élément est le traitement de propriétés matérielles non linéaires avec fissuration dans trois directions orthogonales dans la traction et écrasement dans la compression.

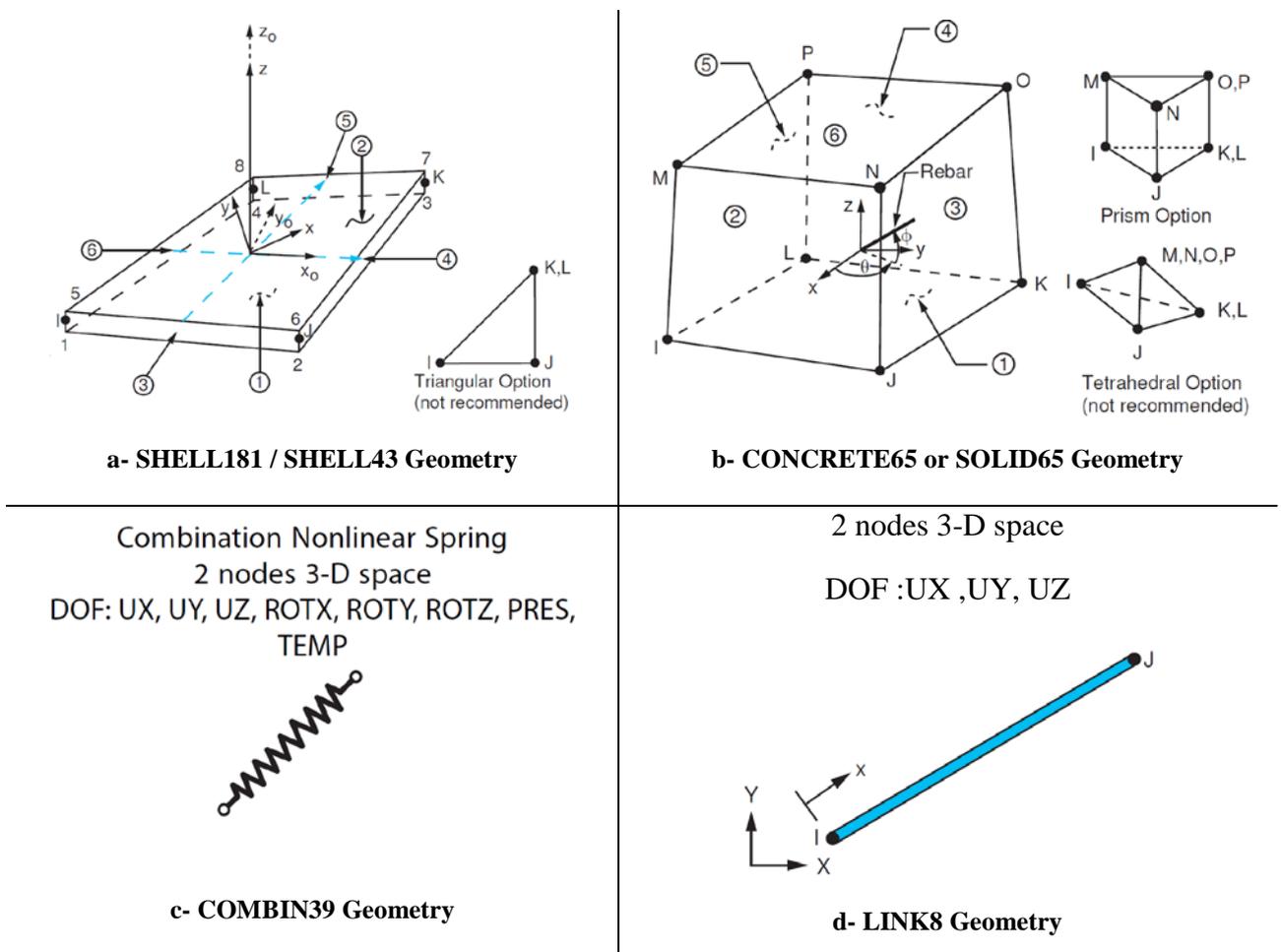


Fig. 3-6 : Eléments de poutre mixte [57]

- Ferrailage de la dalle : modélisés par élément barre en 3-D "LINK8", cet élément est capables de supporter uniquement les forces axiales de traction ou de compression sans flexion (Fig. 3-6d), ayant trois degrés de liberté de translation à chaque nœud et avec capacité de déformations plastiques en grand déplacement.
- Connecteurs : modélisés par des ressorts non-linéaires "COMBIN39", cet élément ayant

trois degrés de libertés à chaque nœud (soit purement translations ou rotations), est aussi capable de présenter la courbe non-linéaire de force-glissement du connecteur.

- Contact acier-béton : surface cible à 4 nœuds par élément "TARGE170" est modélisée par un ensemble des surfaces élémentaires (face supérieure de la semelle du profilé), cette surface est associée avec la surface de contact (face inférieure de la dalle) et limite d'un corps déformable qui potentiellement en contact avec cette surface de la cible.

La surface de contact à 4 nœuds par élément "CONTA173" est utilisée pour représenter le contact et le glissement entre la surface cible TARGE170 et cette surface déformable.

3.3.1. MAILLAGE DES ELEMENTS :

En ce qui concerne le maillage des éléments ; plusieurs tailles de maillage sont tentées pour fournir les meilleurs résultats de calcul, le choix de la taille du maillage est dicté par la recherche de meilleure adéquation des résultats fournis et le temps de calcul.

Les éléments en plaque du profilé métallique, la présence des ouvertures d'âme nous a exigés d'utiliser des mailles non uniformes en gardant le rapport des côtés proche de l'unité, avec la taille maximale des éléments ne dépasse pas 20% de la hauteur d'âme [49] et les mailles des semelles sont uniformes comme illustré sur la figure 3-7. Un détail de plus sur le maillage des poutres en acier seul est illustré dans le chapitre suivant.

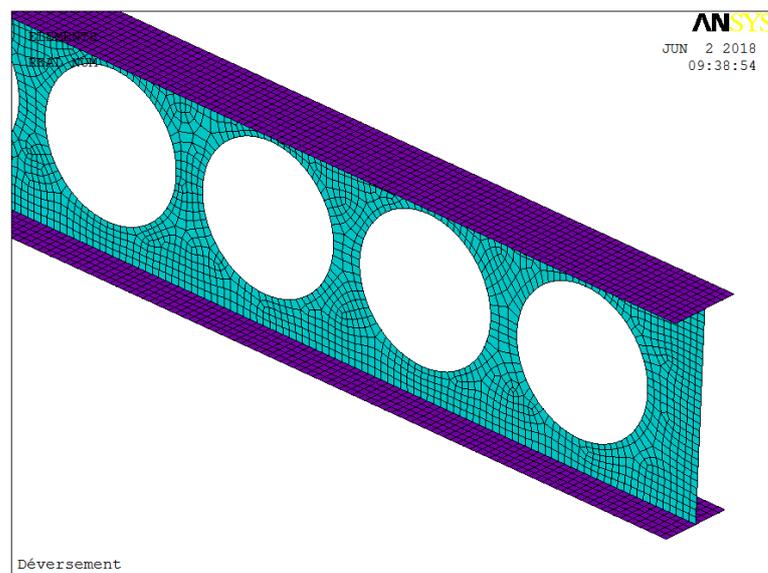


Fig. 3-7 : Maillage d'une poutre ajourée métallique.

Concernent la taille des éléments solides en plan de la poutre mixte doivent être analogue à la taille des semelles afin de nous permettre placer les connecteurs dans leurs places. Par contre l'épaisseur de ces éléments est limitée par la présence des nappes de ferrailage et la hauteur des connecteurs, et les tailles des éléments de ferrailage et les connecteurs sont limités par l'intersection les nœuds des éléments solides de la dalle et l'intersection des nappes d'armature.

En basant sur la performance de nos outils de calcul, les résultats numériques par éléments finis ont été améliorés par raffinement des maillages (augmentation du nombre d'éléments). Lorsque le maillage devient de plus en plus fin, la solution donnée par le calcul tend vers une limite très proche de la solution exacte du problème.

3.3.2. CHARGEMENT ET CONDITIONS DES APPUIS :

Le chargement et les types d'appuis des poutres du premier modèle qui utilisées pour l'étude de déversement sont détaillés au chapitre *IV*, et les poutres mixtes du deuxième modèle sont détaillés au chapitre *V*.

3.4. STRATEGIES DE RESOLUTION DES PROBLEMES NON LINEAIRES :

3.4.1 RESOLUTION EN DEPLACEMENTS :

Le problème de l'équilibre statique d'un solide, dans le cas de petits déplacements avec une loi de comportement élastique linéaire, conduit à travers de la méthode des éléments finis à un système linéaire de n équations d'équilibre qui peut s'écrire sous la forme de l'équation suivante :

$$[k]_{n \times n} \cdot \{U\}_n = \{F\}_n \dots\dots\dots (3.16)$$

Où $\{U\}_n$ désigne le vecteur des déplacements nodaux (degrés de liberté) qui sont les inconnues du problème, $\{F\}_n$ le vecteur des efforts nodaux généralisés, et $[k]_{n \times n}$ la matrice de rigidité linéaire classique de la structure. Cette matrice est constante et indépendante des contraintes et des déplacements. Le champ des contraintes $\{\sigma\}_n$ est déterminé en fonction du vecteur des déplacements $\{U\}_n$.

Dans le cas des non-linéarités (géométrique et/ou matériel) la matrice de rigidité $[k^T]$ devient dépendante de la configuration déformée de la structure et/ou des lois de comportement intrinsèque du matériau, cette situation donne un système d'équations n'est plus linéaire par

rapport aux degrés de libertés. La matrice de rigidité k est décomposée en une partie linéaire k_l et une partie non-linéaire k_{nl} de sorte que :

$$[k_l + k_{nl}]_{n \times n} \cdot \{U\}_n = \{F\}_n \dots\dots\dots (3.17)$$

La matrice tangente $[k^T]$ est une matrice incrémentale actualisée à chaque incrément de chargement, la procédure de calcul de cette matrice est résumée comme suit :

- ⇒ Calcul de matrice élémentaire linéaire $[k_l]_{el}$ dans le repère local.
- ⇒ Calcul de matrice non-linéaire $[k_{nl}]_{el}$ élémentaire dans le repère local.
- ⇒ Calcul matrice élémentaire tangente $[k_l + k_{nl}]_{el}$ dans le repère local.
- ⇒ Transformation de cette matrice $[k^T]_{el}$ du système local des coordonnées au système global des coordonnées pour obtenir $[k^T]_g$ selon la relation :

$$[k^T]_g = [T]^t \cdot [k^T]_{el} \cdot [T].$$

- ⇒ Calcul matrice tangente globale $[k^T]$ de la structure ;

$$[k^T] = \Sigma [k^T]_g$$

On note aussi que la matrice de transformation $[T]$ est continûment actualisée pour chaque nouvelle configuration pour chaque élément.

La résolution de ce système non-linéaire consiste à remplacer la résolution directe du système (3.17) par la recherche itérative du champ de déplacement $\{U\}_n$ qui annulera le vecteur **Résidu** \mathbf{R} , ce résidu est défini par :

$$\{R\}_n = [k^T] \{U\}_n - \{F\}_n \dots\dots\dots (3.18)$$

Le vecteur résidu \mathbf{R} peut s'interpréter comme étant la différence entre les forces nodales internes et les forces appliquées.

Partant d'une valeur à l'état initial $\{U\}_n^o$ le processus itératif de résolution est poursuivi jusqu'à la convergence à l'itération i .

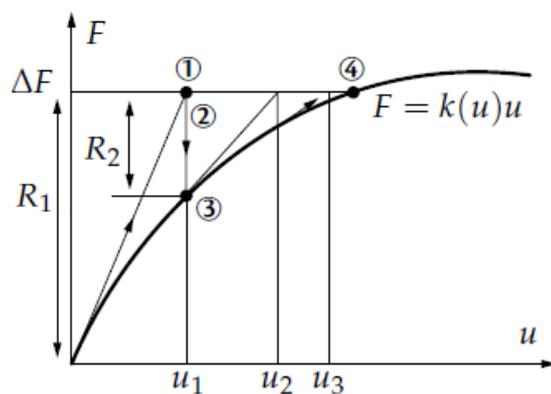
Pour obtenir la solution du problème non-linéaire, des méthodes incrémentales itératives conduisant à résoudre un système d'équations linéaires à chaque itération (l'idée de base de la

technique incrémentale est en fait de linéariser les équations non-linéaires). Ces méthodes sont bien adaptées pour traiter toutes les non-linéarités possibles, telles les non-linéarités matérielles ou de contact par exemple [45].

3.4.1.1 Algorithme de résolution (Méthode Newton-Raphson) :

La méthode utilisée pour la résolution d'un système d'équation non linéaire est celle de *Newton-Raphson*, cette méthode de résolution itérative basée sur la minimisation d'un résidu d'équilibre non-linéaire, elle consiste à remplacer le problème original par une succession de problèmes linéaires à partir de leur état de référence.

L'équilibre est satisfait quand le résidu devient négligeable ($\{R\} \approx \{0\}$) comme illustré sur la figure ci-dessous.



- (1) solution élastique.
- (2) projection sur le critère.
- (3) charge nodale équivalente.
- (4) solution cherchée ($\{R_i\} \approx \{0\}$)

Fig. 3-8 : Processus dans l'algorithme du problème non-linéaire [44]

L'algorithme de résolution est résumé par les étapes suivantes :

Dans la configuration initiale :

- $\Delta F_0 = 0$
- Calcul la matrice de rigidité linéaire $[K_l]^0$; avec $[K_u]^0 = \{0\}$.
- Calcul la matrice de rigidité non-linéaire $[K_{nl}]^0$.

Pas de charge : ΔF_n

Itération i :

- Définition des lois de comportement (σ_0 , E, E_T)
- Calcul la matrice de rigidité tangente $[K^T]^{i-1}$.

- Résolution du système $\{R\}^{i-1} = \{\Delta F_i\} - \{F_{int}\}^{i-1} = [K^T]^{i-1} \{\Delta U^i\}$.
- Calcul des déplacements $\{U^i\} = \{U\}^{i-1} + \{\Delta U^i\}$
- Calcul la nouvelle matrice tangente $[K^T]^i$.
- Projection et calcul les efforts internes $\{F_{int}\}^i$
- Evaluation du résidu ;
- Si, le résidu $\{R\}^i > \{0\}$, on passe à l'itération suivante.

Itération $i+1$:

- Si, le résidu $\{R^{i+1}\} \approx \{0\}$, il y'a l'équilibre, on passe au pas de charge suivant.

Pas de charge : ΔF_{n+1}

3.4.1.2 Méthode Newton-Raphson modifiée

La méthode de *Newton-Raphson* originale n'est pas souvent applicable pour la résolution des problèmes de non-linéarité dont les chemins de charge complexes (craquage en avant et craquage en arrière dans le flambement, non-linéarité faible,...), cette méthode modifiée a été trouvée pour régler ces problèmes complexes.

L'algorithme de cette méthode est similaire à celui de la méthode classique avec une modification simple, qui consiste à ne pas actualiser la matrice tangente à chaque pas d'itération, mais on calcul et assemble cette matrice au premier pas de chaque pas de chargement.

Le temps de résolution globale du problème par cette méthode est plus important qu'avec la méthode classique.

Nota :

Dans la littérature, il existe plusieurs méthodes de résolution des systèmes non linéaire, mais aucune méthode itérative ne satisfaisant tous les critères à la fois de manière efficace (chemin de chargement complexe, perte de rigidité, écoulement plastique,...) chacune leurs avantages et inconvénients.

3.4.1.3 Critères et contrôle de la convergence :

Les méthodes itératives aboutissent à la solution en un nombre infini d'opérations convergeant vers la solution. On arrête le calcul à une itération lorsqu'on estime qu'on est suffisamment près de la solution. Le logiciel de calcul utilisé demande généralement de préciser le critère d'arrêt d'itération ou critère de convergence qui résulte généralement d'un arrangement entre la précision de calcul recherchée et le coût de calcul.

La convergence est assumée quand :

- Forces et moments ;

$$\|\{R\}\| < \varepsilon_R \cdot R_{ref} \dots\dots\dots (3.19)$$

Le vecteur des forces résiduelles $\{R\} = \{F_{ext}\} - \{F_{int}\}$

- Déplacements ;

$$\|\{\Delta u_i\}\| < \varepsilon_u \cdot u_{ref} \dots\dots\dots (3.20)$$

$\| \cdot \|$ désigne la norme utilisée.

R_{ref} et $u_{ref} = 1$ pour l'analyse des structures.

Tolérances conseillées ; $\varepsilon_R, \varepsilon_u = 0,1\%$ à 1%

Dans la bibliothèque du logiciel ANSYS, trois normes peuvent être utilisées pour le contrôle de convergence des structures à savoir :

- Critère de la norme infinie (Infinite norm) :**

Ce critère des résidus maximum s'écrit sous la forme suivante :

$$\|\{R\}\|_{\infty} = \max |R_i| \dots\dots\dots (3.21)$$

- Critère de la somme absolue (L1 norm) :**

Ce critère s'écrit sous la forme suivante :

$$\|\{R\}\|_1 = \sum |R_i| \dots\dots\dots (3.22)$$

- Critère de la racine de la somme des carrés (L2 norm) :**

Ce critère s'écrit sous la forme suivante :

$$\|\{R\}\|_2 = \sqrt{\sum R_i^2} \dots\dots\dots (3.23)$$

La norme de la racine de la somme des carrés ou la norme euclidienne « L2 », cette norme est

largement recommandée pour l'analyse des structures.

Dans notre travail, on *adapte la norme L2*, avec la tolérance de déplacement $\epsilon_u = 0,5\%$ (valeur utilisée par défaut)

Pour résoudre un problème non-linéaire, l'analyste a la possibilité dans ANSYS de spécifier l'incrément à suivre ou de laisser le code choisir son propre schéma d'incrément.

3.5. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a fait appel aux sources de non-linéarités possibles dans notre travail. La description *Lagrangienne* du mouvement d'un corps et les notions de déformations et de contraintes ont été ainsi rappelées. Puis on a présenté les démarches de modélisation et de résolutions numériques relatives à l'analyse non-linéaire des structures en poutres ajourées. Ces démarches nécessitent de résoudre des problèmes de non-linéarité géométrique qui résident dans la réponse géométrique de la structure, ou de non-linéarité matérielle qui résident dans le comportement des matériaux entrant dans la constitution de cette structure, ou les deux raisons à la fois.

Le choix des modèles en éléments finis adéquat est basé sur l'exploitation des résultats de la recherche bibliographique et par les moyens de calcul associés au code de calcul numérique que nous avons utilisé dans cette thèse, ANSYS version 12.1.

La maîtrise de ces outils avec la possibilité de changer la base de données d'une analyse à une autre, vont nous permettre d'exploiter dans les chapitres suivants des modèles numériques représentatifs capables de simuler le comportement réel des poutres ajourées mixtes ou non mixtes.

Dans **le chapitre suivant**, on développera le premier modèle numérique dans le but d'étudier l'influence de dimensions des montants et l'espacement des ouvertures sur le phénomène de déversement des poutres cellulaires en acier seul, simplement appuyées et soumises au différent cas de chargement statique, ainsi que l'influence de la distorsion de l'âme sur le déversement des poutres métalliques alvéolaires.

CHAPITRE – IV

ETUDE DU DEVERSEMENT DES POUTRES
AJOUREES EN ACIER SEUL

ETUDE DE DEVERSEMENT DES POUTRES AJOUREES EN ACIER SEUL

4.1 INTRODUCTION :

Comme les documents existants dans la littérature, tel que le code Européen pour le calcul des structures en acier EC-3 [21], ne donne pas de méthodes précises pour la détermination de l'instabilité des poutres ajourées au **déversement** ; l'EC-3 propose de vérifier la résistance au déversement par la méthode classique de manière analogue aux poutres à âme pleine, avec les caractéristiques de section transversale appropriées à mi-longueur d'ouvertures. L'application de cette méthode conduit à négliger l'effet d'influence de la géométrie des montants d'âme, la discontinuité des sections de la poutre, les tailles et les formes des ouvertures sur la stabilité et la résistance de ce type de poutres.

Dans ce chapitre on présente l'étude de déversement des poutres ajourées par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel ANSYS [57], 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'EC-3.

4.2 MOMENT DE DEVERSEMENT CRITIQUE :

Le phénomène d'instabilité élastique, le **déversement** ou le **flambement** latéral des poutres soumises à la flexion se produit d'une façon générale lorsque 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

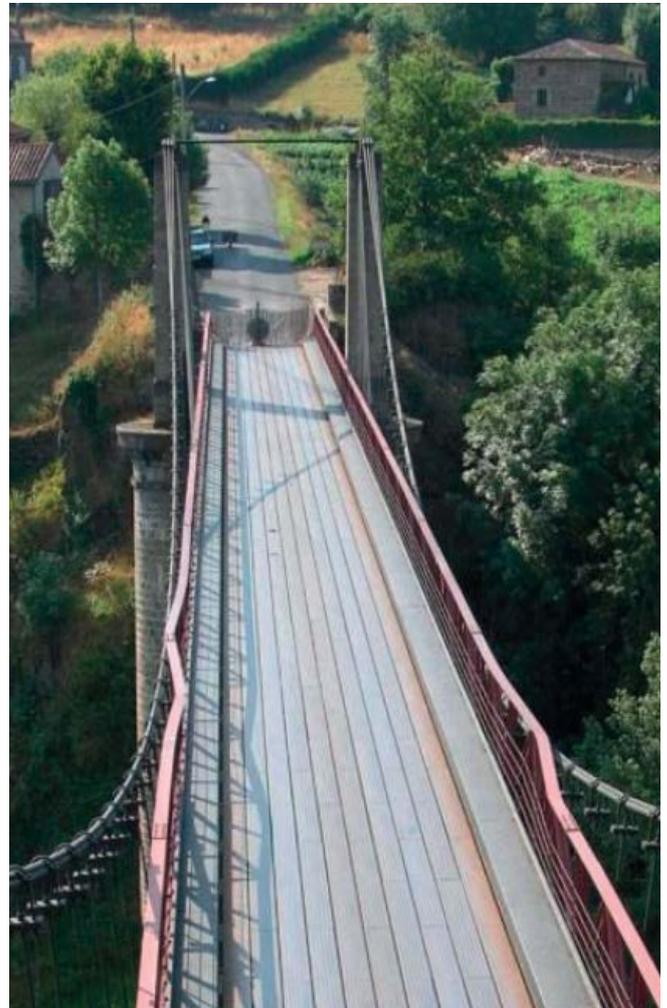
horizontal de la poutre, accompagnée d'une rotation de la poutre.

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.



Pho. 4-1(a):

Pont de Kaiserslautern, Allemagne, 1954 [50]



Pho. 4-1(b):

Pont suspendu de Saint-Illpize, France, 2004 [50]

Une fois que le déversement s'est produit, la poutre montre un comportement instable similaire à celui correspondant au flambage par divergence [26].

4.3 ASPECT THEORIQUE DE DEVERSEMENT :

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 (Fig. 4-1.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 (Fig. 4-1.c).

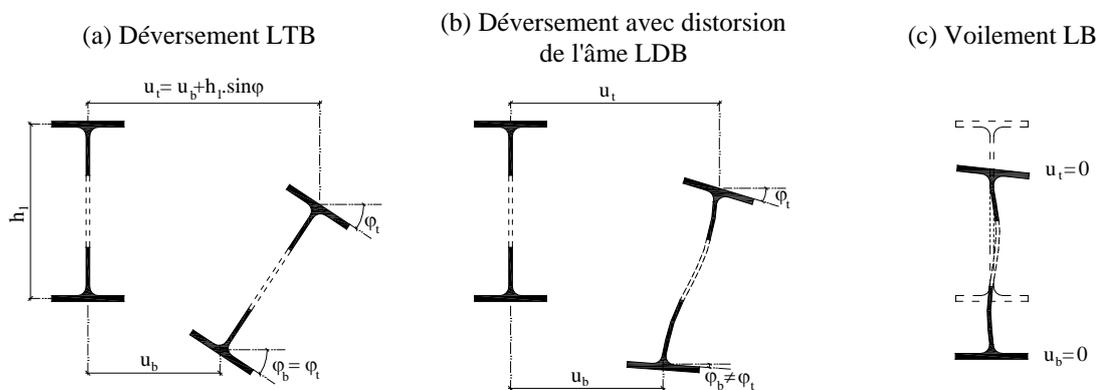


Fig. 4-1 : Modes de déformations d'une poutre doublement symétrique

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 (Fig. 4-1.b).

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 le montre la figure 4-2.

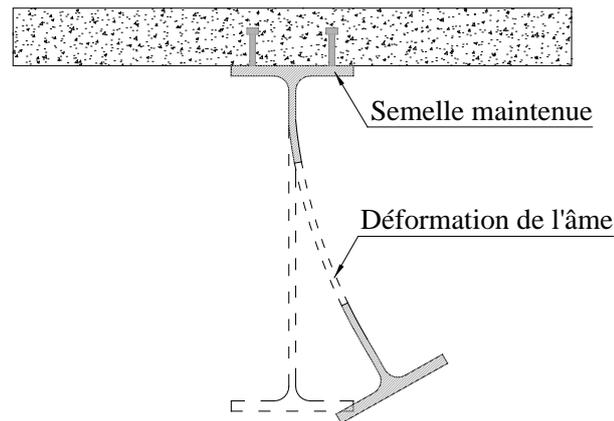


Fig. 4-2 : Déformation de l'âme d'une poutre mixte suit à un moment négatif.

4.4 MOMENT DE DEVERSEMENT ANALYTIQUE :

On note que la méthode classique de calcul du moment critique de déversement élastique (LTB) d'une poutre bi-articulée (appuis à fourche) est présentée en annexe B.

Dans cette thèse, on étudie le déversement par distorsion (LDB) des poutres ajourées en I doublement symétrique, en se basant sur l'étude et les équations développées par Kalkan et Buyukkargoz [28] et Pi et Trahair [44]. Les auteurs ont conclu que les rigidités de torsion et gauchissement d'une poutre en I à âme pleine sont réduites par la présence de distorsion de l'âme. Dans la présente étude on introduit les rigidités réduites précédentes pour les poutres alvéolaires, en calculant les caractéristiques des sections au milieu des ajoures comme il est recommandé dans l'EC-3 [60].

Le moment élastique de déversement avec distorsion de l'âme $M_{cr,d}$ est obtenu par l'équation suivante, selon l'étude de Pi et Trahair [44]:

$$M_{cr,d} = \frac{C\pi}{L} \sqrt{EI_z GJ_e (1+W_e^2)} \quad \text{Où, } W_e = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EI_{we}}{GJ_e}} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

Pour une poutre bi-articulée avec appuis à fourche soumise à une charge concentrée appliquée au centre de l'aile supérieure de la poutre, le coefficient C est donné par la formule proposée par Nethercot et Rockey [5], $C=2,95-1,143W^2+4,070W$.

GJ_e et EI_{we} : rigidités réduites de torsion et de gauchissement, respectivement.

$$GJ_e = \frac{(2GJ_f) \cdot \left(\frac{12D_w L^2}{\pi^2 h_t}\right)}{(2GJ_f) + \left(\frac{12D_w L^2}{\pi^2 h_t}\right)} \dots\dots\dots (4.2)$$

$$\text{Avec } D_w = \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)}$$

Où :

GJ_f : rigidité de torsion de la semelle.

L'équation (4.2) peut être réécrite sous la forme suivante :

$$GJ_e = \frac{t_f^4}{\frac{3}{4} \cdot \frac{1}{(b_f / 2t_f) \cdot G} + \frac{\pi^2(1-\nu^2)}{E} \cdot \left(\frac{h_t}{t_w}\right) \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^2 \cdot \frac{1}{(L/t_f)^2}} \dots\dots\dots (4.3)$$

Cette équation indique que la rigidité à la torsion réduite augmente avec la diminution de l'élanement de l'âme (h_t/t_w) et aussi avec la diminution du rapport épaisseur de la semelle/épaisseur de l'âme (t_f/t_w), cela montre que, lorsque l'âme devient épaisse, la rigidité à la torsion dues à distorsions de l'âme GJ_e tend vers la rigidité GJ , cette rigidité augmente aussi avec l'augmentation de l'élanement de semelle ($b_f/2t_f$).

EI_{we} est la rigidité de gauchissement des poutres doublement symétrique est calculée à partir de l'équation suivante, basée toujours sur les travaux [28] et [44] :

$$EI_{we} = \frac{EI_w}{1 + r_{fw}^3 \cdot \left(\frac{h_t}{12L}\right) \cdot \left(1 + \frac{b_f}{h_t}\right)} \dots\dots\dots (4.4)$$

Où :

r_{fw} est la plus petite valeur de t_f/t_w et 2. En remplaçant r_{fw} par t_f/t_w , l'équation (4.4) peut être écrite sous la forme suivante :

$$\frac{EI_{we}}{EI_w} = \frac{1}{1 + \frac{1}{12} \left(\frac{h_t}{t_w}\right) \cdot \frac{1}{(L/t_w)} \left[\left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 + \frac{GJ_f}{GJ_w} \right]} \dots\dots\dots (4.5)$$

L'équation (4.5) montre que, la réduction de la rigidité sectorielle due à la distorsion de l'âme diminue avec l'augmentation de l'élanement de l'âme (h_t/t_w), du rapport (t_f/t_w) et du rapport de rigidité à la torsion semelle/âme (GJ_f/GJ_w). Ceci implique que la réduction de la rigidité

sectorielle diminue à mesure que les semelles deviennent plus épaisses (dans notre cas les semelles passe de minces IPE à épaisses HEB), et l'âme devient épaisse, qui est la même que la conclusion tirée de l'équation (4.3) pour la rigidité à la torsion réduite.

L'équation (4.1) ne s'appliquant pas au déversement inélastique des poutres [28], c'est pourquoi on utilise l'équation ci-après (4-6) du moment critique de déversement avec distorsion inélastique, proposée par *Nethercot* et *Trahair* pour les poutres doublement symétriques simplement appuyées avec des moments d'extrémités inégaux, pour déterminer la valeur analytique :

$$M_{ib} = M_p \left[0.7 + \frac{0.3 \left[1 - 0.7 \frac{M_p}{\alpha_m M_{ob}} \right]}{0.61 - 0.3 \beta_m + 0.07 \beta_m^2} \right] \leq \min(\alpha_m M_{ob}, M_p) \dots \dots \dots (4.6)$$

Où :

M_{ib} : le moment inélastique de déversement ;

β_m : le rapport des moments extrémité de la travée non maintenue.

α_m : facteur expliquant la modification du moment non uniforme le long de la trame non maintenue. α_m est obtenu à partir de la formule suivante [28]:

$$\alpha_m = 1.75 + 1.05 \beta_m + 0.3 \beta_m^2 \leq 2.56 \dots \dots \dots (4.7)$$

M_{ob} dans l'équation (4.6) est le moment de référence correspondant au moment critique de déversement d'une poutre bi-articulée sous moment de flexion uniforme sur le long de la poutre, il est obtenu à partir de la formule suivante :

$$M_{ob} = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_z \left(GJ + \frac{\pi^2 EI_w}{L_b^2} \right)} \dots \dots \dots (4.8)$$

Où :

L_b : la distance entre les points de maintien latéraux adjacents.

Pour une poutre maintenue latéralement aux extrémités et au milieu de la portée et soumise à une charge concentrée, L_b est la moitié de la portée entre les appuis latéraux des extrémités. Dans ce cas $\beta_m=0$ et $\alpha_m=1,75$.

L'équation (4-6) a été adaptée au cas du déversement avec distorsion inélastique de l'âme [28] et devient :

$$M_{id} = M_p \left[0.7 + \frac{0.3 \left[1 - 0.7 \frac{M_p}{\alpha_m M_{od}} \right]}{0.61 - 0.3\beta_m + 0.07\beta_m^2} \right] \leq \min(\alpha_m M_{od}, M_p) \dots\dots\dots (4.9)$$

Où :

M_{id} : le moment de déversement avec distorsion inélastique ;

M_{od} est le moment de référence du déversement avec distorsion, il est obtenu à partir de l'équation suivante :

$$M_{od} = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_z \left(GJ_e + \frac{\pi^2 EI_{we}}{L_b^2} \right)} \dots\dots\dots (4.10)$$

La rigidité de torsion (GJ_e) et sectorielle (EI_{we}) dans l'équation (4.10) sont calculées à partir des équations (4.3) et (4.4), respectivement.

Les équations (4.6) et (4.9), ne sont valables que dans les parties inélastiques de la poutre et doivent être utilisées en combinaison avec l'équation (4.1) pour couvrir à la fois le déversement et le déversement avec distorsion respectivement, ce qui donne :

$$M_{crb} = \left\{ \begin{array}{ll} M_p \left[0.7 + \frac{0.3 \left[1 - 0.7 \frac{M_p}{\alpha_m M_{ob}} \right]}{0.61 - 0.3\beta_m + 0.07\beta_m^2} \right] \leq \min(\alpha_m M_{ob}, M_p) & \text{si } L_b \leq L_{rb} \\ \frac{C\pi}{L} \sqrt{EI_z \cdot GJ \left(1 + \left(\frac{\pi}{L} \right) \frac{EI_w}{GJ} \right)} & \text{si } L_b > L_{rb} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.11)$$

$$M_{crd} = \left\{ \begin{array}{ll} M_p \left[0.7 + \frac{0.3 \left[1 - 0.7 \frac{M_p}{\alpha_m M_{od}} \right]}{0.61 - 0.3\beta_m + 0.07\beta_m^2} \right] \leq \min(\alpha_m M_{od}, M_p) & \text{si } L_b \leq L_{rd} \\ \frac{C\pi}{L} \sqrt{EI_z \cdot GJ_e \left(1 + \left(\frac{\pi}{L} \right) \frac{EI_{we}}{GJ_e} \right)} & \text{si } L_b > L_{rd} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.12)$$

Où :

L_{rb} et L_{rd} : longueurs non maintenues latéralement pour le déversement et le déversement avec

distorsion inélastiques, respectivement. Selon l'AISC [55], $L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7 f_y}}$

Avec, $r_t = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(\left(\frac{h_t}{h_t} \right) + \frac{1}{6} a_w \left(\frac{h_w^2}{h_t \cdot h_t} \right) \right)}}$ et a_w est le rapport, section d'âme / section de semelle.

L : la distance latérale entre les appuis, tandis que L_b est la longueur de la travée latérale non maintenue.

Parallèlement l'Eurocode 3 donne le moment résistant au déversement par la formule suivante :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \dots \dots \dots (4.13)$$

Avec ; χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \dots \dots \dots (4.14)$$

ϕ_{LT} : coefficient dépendant du facteur d'imperfection α_{LT} et l'élanement réduit. On prend une valeur moyenne pour α_{LT} .

L'élanement réduit est donnée par : $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \dots \dots \dots (4.15)$

β_w : Facteur dépendant de la classe de section.

$W_{pl,y}$: Module de résistance suivant l'axe y.

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement.

γ_{M1} : Coefficient partiel de sécurité.

4.5 ÉTUDE NUMÉRIQUE DE DEVERSEMENT :

Le but de ce chapitre est l'analyse des phénomènes qui provoquent l'instabilité des poutres ajourées fléchies, soit par le flambement local des montants et/ou par le déversement globale de la poutre en présence ou non de la distorsion de l'âme dans le domaine élastique, en utilisant la méthode numérique par éléments finis.

Afin d'étudier ce problème on utilise la procédure numérique pour obtenir la charge critique qui provoque l'instabilité.

4.5.1. Formulation du problème d'équilibre :

Le déversement des pièces fléchies est un phénomène d'instabilité élastique qui présente des analogies avec le flambement. La partie comprimée de la poutre flambe latéralement, donc, il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan de plus grande rigidité) qui provoque ce déversement, comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée.

Dans le cadre de la théorie linéaire de l'instabilité par bifurcation, l'équilibre du système à partir d'une configuration non déformée de la poutre est donné par :

$$[k_T] \cdot \{u_i\} = \{0\} \dots\dots\dots (4-16)$$

Où $[k_T]$ est la matrice de rigidité tangente, avec $[k_T] = [k_l + \lambda_i k_\sigma]$

$[k_l]$ est la matrice de la rigidité élastique $[k_\sigma]$ est la matrice de rigidité des contraintes initiales, cette dernière est fonction de champ de contraintes (σ) de la charge initiale. λ_i et $\{u_i\}$ sont le mode propre i de système et le vecteur propre (déplacements) respectivement.

L'équation (4.16) peut s'écrire :

$$([k_l] + \lambda_i [k_\sigma]) \cdot \{u_i\} = \{0\} \dots\dots\dots (4.17)$$

Le déversement apparait pour les valeurs de λ_i qui rendent la matrice de rigidité singulière, soit :

$$\text{Déterminant } |k_l + \lambda_i \cdot k_\sigma| = 0$$

La petite valeur de $\lambda_{i=1} = \lambda_{cr}$ qui rend la matrice de rigidité singulière, c'est le premier mode de déformation élastique associé avec la charge appliquée donne la charge critique qui provoque l'instabilité élastique des éléments de la poutre (flambement latéral des semelles comprimées, flambement des montants, voilement des parties d'âme, ...).

La charge critique ou moment critique de déversement est alors obtenue directement par :

- Si la charge concentrée (charge initiale),

$$P_{cr} = \lambda_{cr} \cdot P$$

- Si la charge répartie sur la longueur,

$$q_{cr} = \lambda_{cr} \cdot q$$

- Si le moment maximum M_{max} dans la poutre sous les charges appliquées,

$$M_{cr} = \lambda_{cr} \cdot M_{max}$$

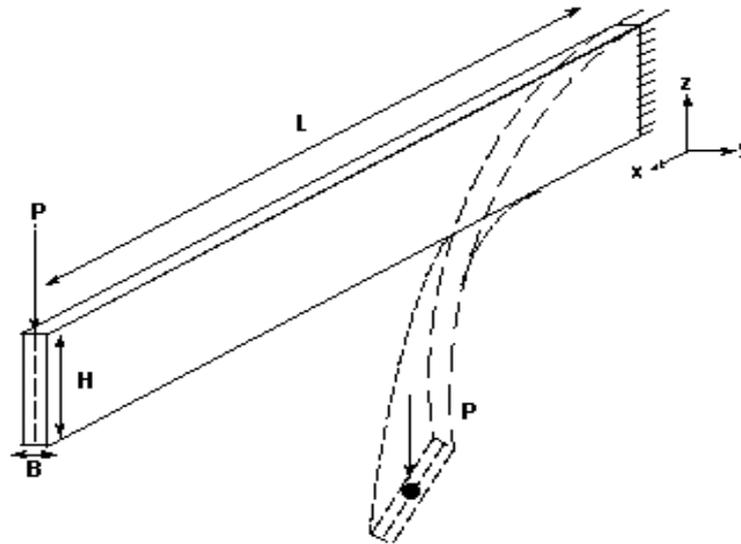


Fig. 4-3 : Allure de déversement d'une poutre [57]

A chaque charge de déversement est associé un mode propre qui donne l'allure de la déformée correspondante. Pratiquement, la première valeur propre (plus petite valeur propre) traduit un comportement mécanique réel de la déformée.

Le logiciel d'élément fini ANSYS est utilisé pour résoudre ce problème par détermination des valeurs propres λ_i .

4.5.2. Modèle numérique par éléments finis :

Pour étudier le comportement du flambement local du montant d'âme et le déversement global des poutres ajourées avec ou sans distorsion de l'âme dans le domaine élastique, un modèle numérique en 3-D par éléments finis en utilisant le logiciel ANSYS [57] a été développé sur la base des spécifications et des hypothèses indiquées dans les sections ci-après.

a) Déversement des poutres cellulaires :

Trois séries de poutres cellulaires de 3.00m de portée à base du profilé IPE 200 ont été étudiées. La première série de 50 poutres B-300 correspond une hauteur totale de la section 300 mm avec ouvertures d'âme circulaire, et la deuxième série de 42 poutres B-450 de hauteur de 450 mm et la troisième série de 42 poutres B-600 de hauteur de 600 mm avec ouvertures d'âme ovales.

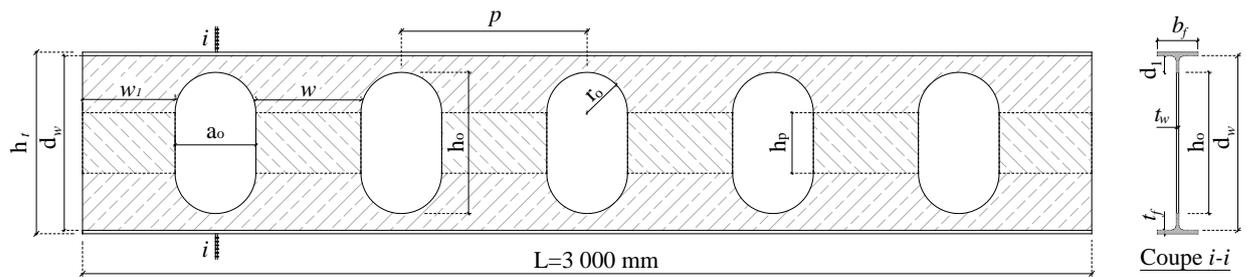


Fig. 4-4 : Illustration de poutre cellulaire type.

Poutre	L	a_o	d_l	d_w	h_o	h_p	h_t	r_o	b_f	t_f	t_w	p, w_l, w
B-300	3 000	200	41.5	283	200	/	300	100	100	8.5	5.6	Var.
B-450				433	350	150	450					
B-600				583	500	300	600					
Unité en millimètre.												

Tab. 4-1 : Caractéristiques géométriques des poutres cellulaires.

Le nombre d'ouvertures variant de 2 à 13, la configuration typique de la géométrie et des sections des poutres sont illustrée dans la figure 4-4 et le tableau 4-1.

b) Déversement avec distorsion des poutres alvéolaires :

Sur la base 258 poutres (8 séries) ont été étudiées. 04 séries de poutres alvéolaires de portée variant de $02p$ à $86p$ (pairs d'ouvertures variant de 2 à 86 ; soit les longueurs variant de 1.575 à 60.375m) à base des profilés IPE500 et HEB500.

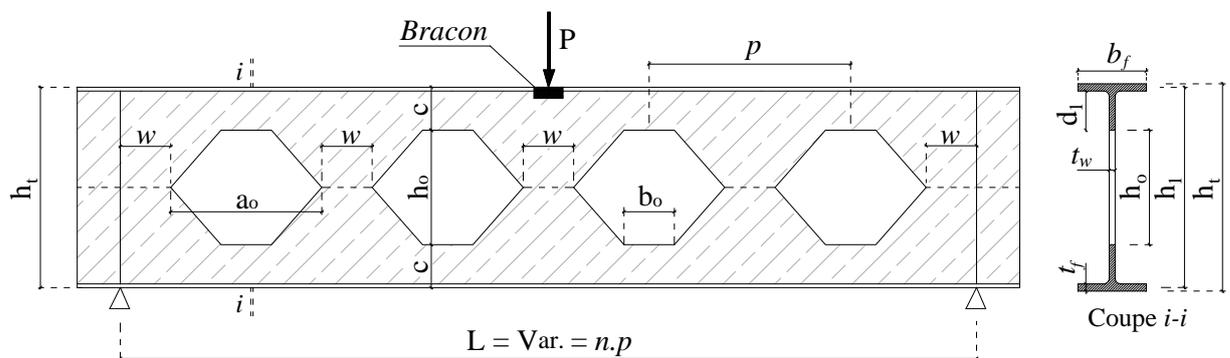


Fig. 4-5 : Poutre à ouvertures hexagonales.

La première série de poutres IPE-B700 correspond une hauteur totale de la section de 700mm avec ouvertures dans l'âme de type hexagonale figure 4-5 et tableau 4-2.

Une deuxième série (tableau 4-2) se caractérise par l'ajout d'une plaque intercalaire de hauteur de 200mm, pour obtenir des ouvertures d'âme octogonale et par conséquent une augmentation de la hauteur de la section, (Fig. 4-6).

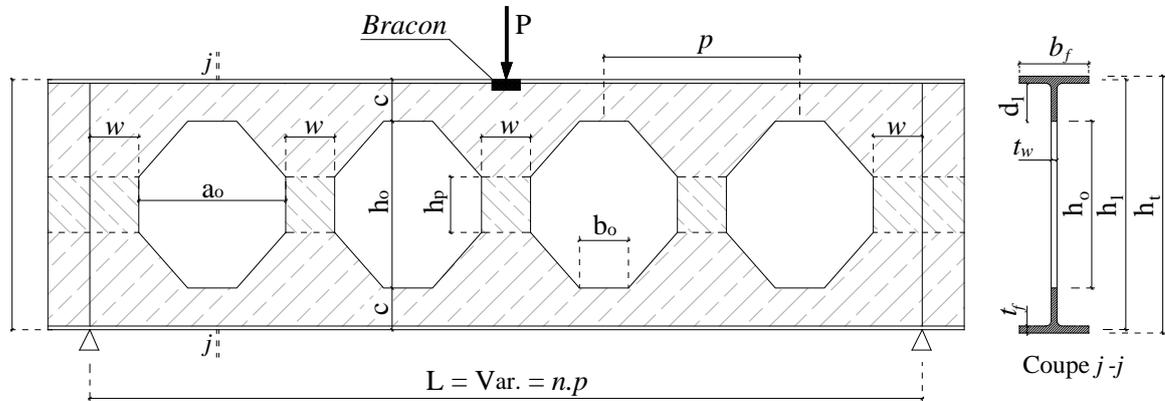


Fig. 4-6 : Poutre à ouvertures octogonales.

Sur le même principe, on change le profilé de base IPE500 (profilé à ailes étroites) par un profilé HEB500 (profilé à ailes larges et plus épaisses) pour obtenir une troisième série HEB-B700 et une quatrième série HEB-B900 obtenue par ajout d'une plaque intercalaire.

Poutre	L	b_f	t_f	d_1	t_w	a_o	b_o	w	c	p	h_p	h_o	h_l	h_t
IPE-B700	var.	200	16	134	10.2	525	175	175	150	700	/	400	684	700
IPE-B900											200	600	884	900
HEB-B700	var.	300	28	122	14.5	525	175	175	150	700	/	400	672	700
HEB-B900											200	600	872	900
Unité en millimètre														

Tab. 4-2 : Caractéristiques géométriques des poutres.

Les mêmes dimensions ont été retenues pour les poutres à âme pleine pour effectuer une comparaison. Ces poutres sont dénommées : (IPE-B700_t, IPE-B900_t, HEB-B700_t, HEB-B900_t).

4.5.2.1 Chargement et conditions des appuis :

Les poutres étudiées sont simplement appuyées aux extrémités, les déplacements verticaux v_y et les déplacements horizontaux hors plan u_z des nœuds d'extrémités sont nuls, ainsi que les rotations autour de l'axe longitudinale de la poutre θ_x sont bloqués (appui à fourche) comme mentionné sur la figure 4-7.

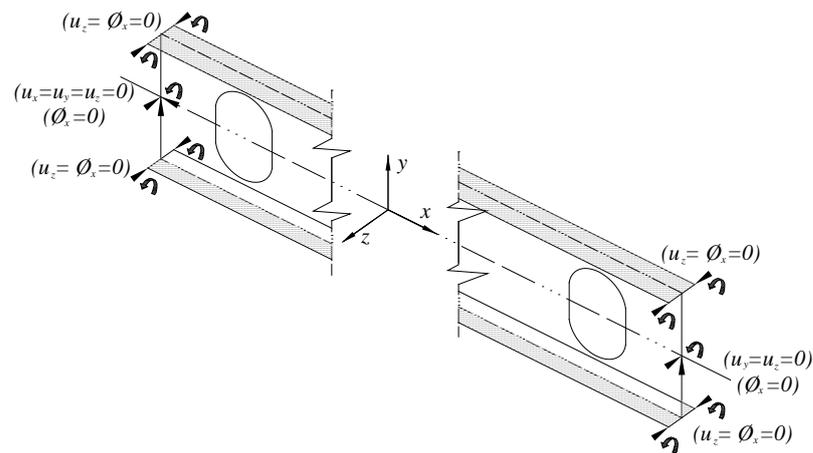
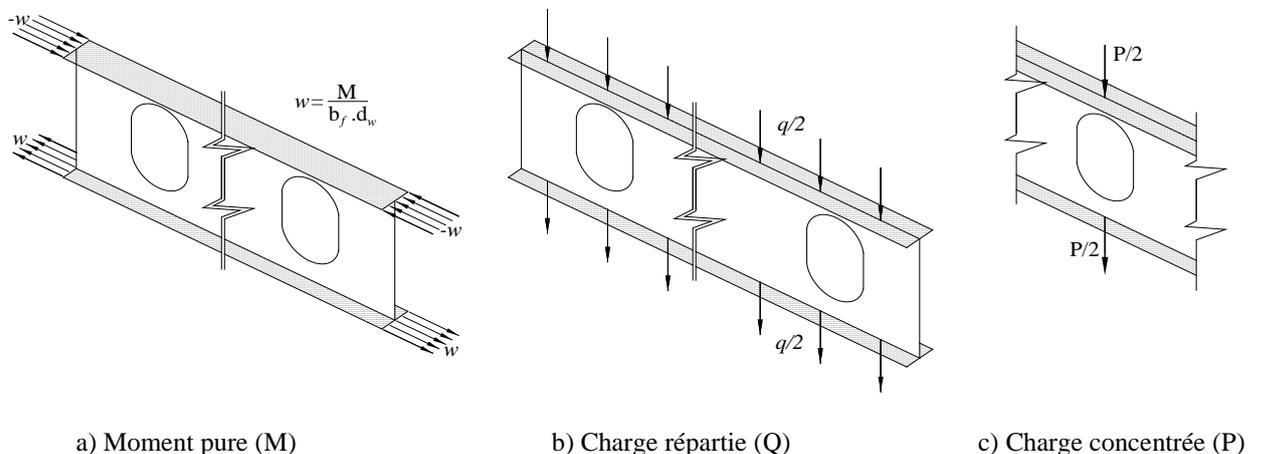


Fig. 4-7 : Conditions d'appuis de la poutre type.

Les poutres cellulaires soumises à des sollicitations différentes (moment de flexion pure, charge concentrée à mi-travée et charge répartie sur toute la longueur de la poutre). Cependant, la présence d'ouvertures d'âme empêche l'application de charges au centre de cisaillement de la section transversale, ainsi que le risque de plastification des sections due à la concentration des contraintes aux points d'application de ces charges, nous ont exigés de faire des substitutions dans l'application des charges.

Une solution typique pour traiter ces problèmes est de répartir les charges de façon égale, une demi-charge à la semelle supérieure et l'autre demi charge à la semelle inférieure comme mentionné sur les figures 4-8(b) et 4-8(c). Cette solution permet de supprimer les parties de la formule B.6 (annexe B) qui dépend de z_g et la section transversale est symétrique la partie qui dépend de z_j est nulle dans la même formule.



a) Moment pure (M)

b) Charge répartie (Q)

c) Charge concentrée (P)

Fig. 4-8 : Répartition de chargement sur les semelles de la poutre.

Concernant les poutres alvéolaires, le chargement et les conditions d'appuis dans ce travail sont identiques à ceux de Zirkian et Showkati [55] illustrés sur les figures 4-5, 4-6, 4-9 et 4-10. Il s'agit des poutres simplement appuyées et soumises à un moment de flexion positif en raison de charge concentrée appliquée au niveau la semelle supérieure à mi-travée avec un bracon de maintien latéral pour favoriser la distorsion de l'âme.

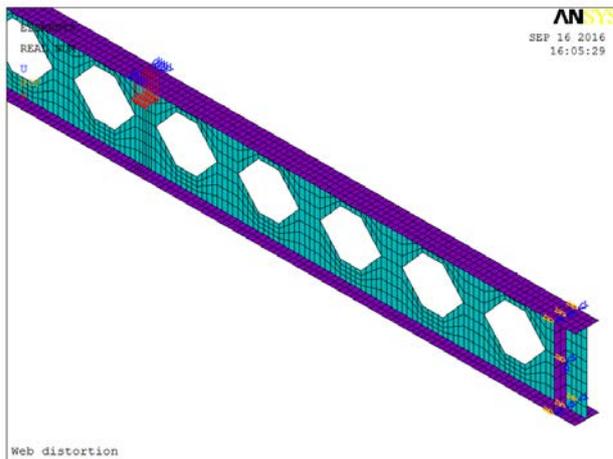


Fig. 4-9 : Poutre à ouvertures hexagonale en EF ($n=10$).

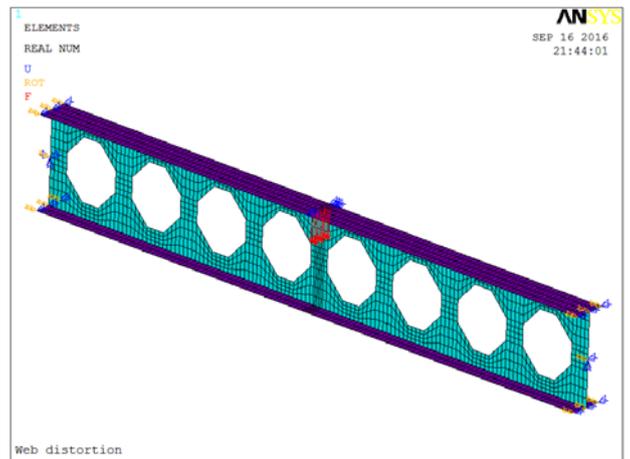


Fig. 4-10 : Maillage de poutre à ouvertures octogonale en EF ($n=8$).

4.5.2.2 Discrétisations des éléments et maillage :

Les calculs ont été effectués en utilisant le logiciel précédent Ansys. Les membrures (semelles) et les montants de la poutre sont modélisés par d'éléments plaques minces de quatre nœuds "SHELL181" existant dans la bibliothèque du logiciel, comme mentionné sur les figures 4-9, 4-10 et 4-11. Cet élément SHELL181, a six degrés de liberté pour chacun nœud, trois translations et trois rotations qui permettent plusieurs possibilité de déformations de la poutre.

Pour le maillage des éléments, plusieurs tailles de maillage sont tentées, le choix de la taille du maillage est dicté par la recherche de la meilleure adéquation des résultats de calcul fournis.

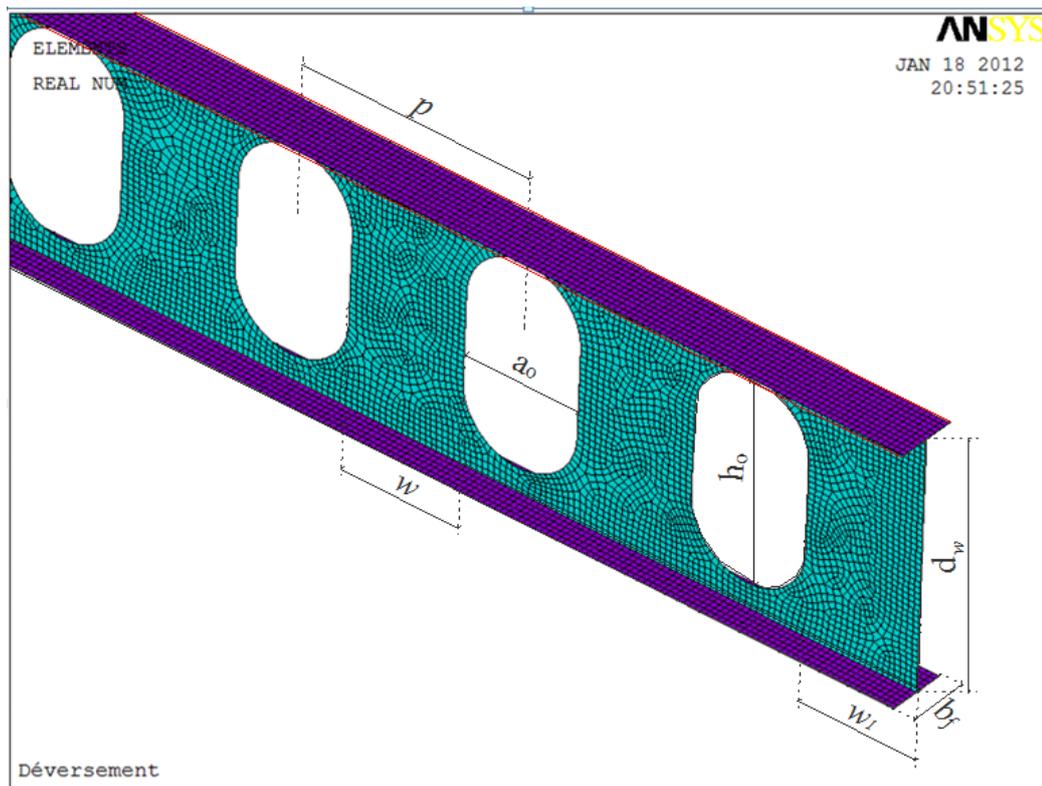


Fig. 4-11 : Maillage de poutre cellulaire type.

4.5.2.3 Les relations constitutives des matériaux :

Dans ce travail le matériau utilisé est identique à celui utilisé dans l'étude de *Kalkan et Buyukkaragoz* [28]. Le comportement de l'acier des profilés métalliques de base et les plaques intercalaires a été idéalisé comme un matériau bilinéaire isotrope basé sur le critère de *Von Mises*. Le module d'élasticité $E_s=2.1 \times 10^5$ MPa et le coefficient de Poisson $\nu=0.3$ avec une limite d'élasticité $f_y=235$ MPa.

4.6 VALIDATION DU MODELE D'ELEMENT FINI :

Dans le cadre de cette recherche, nous n'avons pas la possibilité d'effectuer des essais expérimentaux sur des poutres ajourées, les résultats numériques obtenus ont été confrontés avec les résultats numériques disponibles dans la littérature.

Les résultats de référence (**numériques**) sont ceux publiés par A. Mohebkhah [39], A.M.I. Sweedan [49] et Zirkian et Showkati [55]. Une comparaison quantitative entre les résultats analytiques et numériques de plusieurs poutres simplement appuyées soumises au différent cas de chargement, sont résumés dans tableau 4-2 pour les poutres ajourées (alvéolaires) de hauteur de la section transversale $h_t=210$ mm [39].

		<i>Mohebkhah</i> [39]	<i>Sweedan</i> [49]	Présente étude	Théorie EC-3				
L [m]	Cas de charge	(1) M_{cr-EF} [kN.m]	(2) M_{cr-EF} [kN.m]	(3) M_{cr-EF} [kN.m]	(4) M_{cr-Th} [kN.m]	(3)/(1)	(3)/(2)	(3)/(4)	$ \Delta_a \%$
2.94	[M]	18.32	18.68	17.35	16.56	0.947	0.929	1.048	4.55
	[P]	24.11	24.23	22.36	22.52	0.927	0.923	0.993	0.72
	[Q]	20.53	20.88	18.65	18.71	0.908	0.893	0.997	0.32
4.20	[M]	11.6	11.52	11.1	10.23	0.957	0.964	1.085	7.84
	[P]	15.62	15.51	14.36	13.91	0.919	0.926	1.032	3.13
	[Q]	13.23	12.93	12.58	11.56	0.951	0.973	1.088	8.11
$\Delta_a=(4)-(3)/(4)$									

Tab. 4-3 : Comparaison quantitative des résultats (poutres alvéolaires).

Le tableau 4-4 illustre les résultats des poutres ajourées (cellulaires) de hauteur des sections transversales respectivement $h_{t1}=300$ mm et $h_{t2}=640$ mm respectivement.

		<i>Sweedan</i> [49]	Présente étude	Théorie EC-3					
L [m]	Cas de charge	(1) M_{cr-EF} [kN.m]	(2) M_{cr-EF} [kN.m]	(3) M_{cr-Th} [kN.m]	(2)/(1)	(2)/(3)	$ \Delta_b \%$		
3.80	[M]	457.01	434.25	445.22	0.950	0.975	2.46		
	[P]	612.07	550.36	605.50	0.899	0.909	9.11		
	[Q]	504.22	452.87	503.10	0.898	0.900	9.98		
18.80	[M]	1 086.44	1042.25	1 023.67	0.959	1.018	1.82		
	[P]	1 476.21	1366.19	1 392.19	0.925	0.981	1.87		
	[Q]	1 226.76	1112.92	1 156.75	0.950	0.975	2.46		
$\Delta_b=(2)-(3)/(3)$									

Tab. 4-4 : Comparaison quantitative des résultats (poutres cellulaires).

Pour le déversement par distorsion LDB, les résultats analytiques des poutres étudiés sont résumés dans le tableau 4-5.

Poutre	h_t [mm]	t_w [mm]	Classe	β_w	M_{pl} [kN.m]	L_r [m]
IPE-B700	700	10.2	2	1.0	717.5	5.632
IPE-B700 _t			1		813.4	
IPE-B900	900	10.2	2	1.0	941.1	5.410
IPE-B900 _t			2		1 156.8	
HEB-B700	700	14.5	2	1.0	1 594.9	9.171
HEB-B700 _t			1		1 731.2	
HEB-B900	900	14.5	2	1.0	2 087.6	8.914
HEB-B900 _t			1		2 394.3	

Tab. 4-5 : Résultats de calcul des poutres selon l'EC3 et l'AISC.

Et le tableau 4-6 résume la comparaison des résultats de déversement avec distorsion de l'âme et ceux de l'EC-3.

Poutre	L [m]	Zirakian [55]	EC-3 [60]	Anslys	$ \Delta^a \%$	$ \Delta^b \%$
		(1) P_{cr} [kN]	(2) P_{cr} [kN]	(3) P_{EF} [kN]		
C180-3600	3.60	21.58	18.36	21.65	-0.32	-15.20
C180-4400	4.40	15.63	13.59	16.65	-6.31	-18.38
C210-3600	3.60	37.22	32.93	36.08	3.16	-8.73
		$\Delta^a = (1)-(3)/(3)$; $\Delta^b = (2)-(3)/(3)$				

Tab. 4-6 : Comparaison des résultats.

Les valeurs données dans les tableaux précédents 4-3 et 4-4 révèlent une concordance entre les résultats, avec un taux maximal d'erreur absolu de 9.9%. 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 4-6 révèlent aussi une concordance entre les résultats, un taux maximal d'erreur absolu est de 8.2% entre les résultats expérimentaux et numériques. Par contre le code EC-3 donne des valeurs conservatrices, sachant qu'il ne prend pas en compte l'effet de distorsion de l'âme dans le calcul du déversement des poutres.

4.7 ETUDES PARAMETRIQUES

Après la validation du modèle par éléments finis, nous présentons dans ce paragraphe deux études paramétriques ; l'une étudie l'influence de la géométrie et la configuration des perforations des poutres métalliques cellulaires à base du profilé laminé à chaud IPE200, munis ou non de plaques intercalaires (ouvertures circulaires ou ovalies), en faisant varier les paramètres suivants :

- ⇒ la largeur du montant d'âme $w = 20$ à 850 mm ;
- ⇒ la hauteur du montant d'âme $h_o = 200, 350$ et 500 mm ;
- ⇒ nombre et forme d'ouvertures varie de 2 à 13 ;
- ⇒ pas de découpage $p = 220$ à 1050 mm ;

Et l'autre étude présente la variation des moments de déversement avec distorsion de l'âme en fonction de l'élancement géométrique des poutres alvéolaires pour huit gammes de poutres.

Ces études paramétriques sont basées sur l'analyse des modes propres de l'instabilité élastique des éléments des poutres (flambement des montants, flambement latéral des semelles comprimées, voilement des parties d'âme, ...). Cela permet de définir les principaux paramètres influents sur la charge critique (ou moment critique) qui provoque le premier mode de ruine de la poutre.

Enfin, les charges critiques prédites calculées numériquement seront comparées avec celles calculées par les formules de l'Eurocode 3.

4.8 RESUME DES RESULTATS :

a) Déversement des poutres cellulaires :

Les résultats du coefficient de déversement C_b du moment critique pour différents cas de poutres cellulaires et de chargement obtenus par la méthode des éléments finis sont résumés numériquement pour les trois gammes B-300, B-450 et B-600 à l'annexe B.

Ce coefficient de déversement C_b représente le rapport du moment critique de déversement calculé par la méthode des éléments finis $M_{cr,EF}$ sur le moment critique théorique de la poutre soumise à la flexion pure calculé selon EC-3.

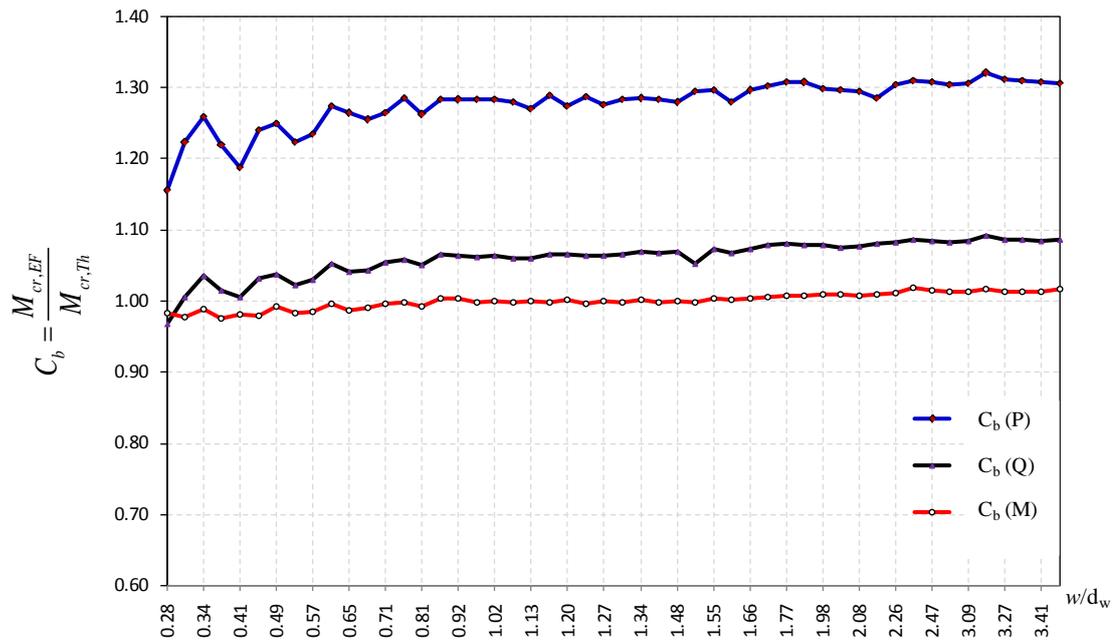


Fig. 4-12 : Variation du C_b de déversement en fonction de (w/d_w) , B-300.

La figure 4-12 montre que le moment critique calculé par MEF est pratiquement égale le moment critique théorique des poutres soumises à la flexion pure, donc $C_b \approx 1$. Et l'instabilité des poutres se manifeste par le flambement latéral des semelles comprimées (déversement global de la poutre) et les montants restent stables comme illustré à la figure 4-13, et cela dû à l'absence de cisaillement au niveau des montants.

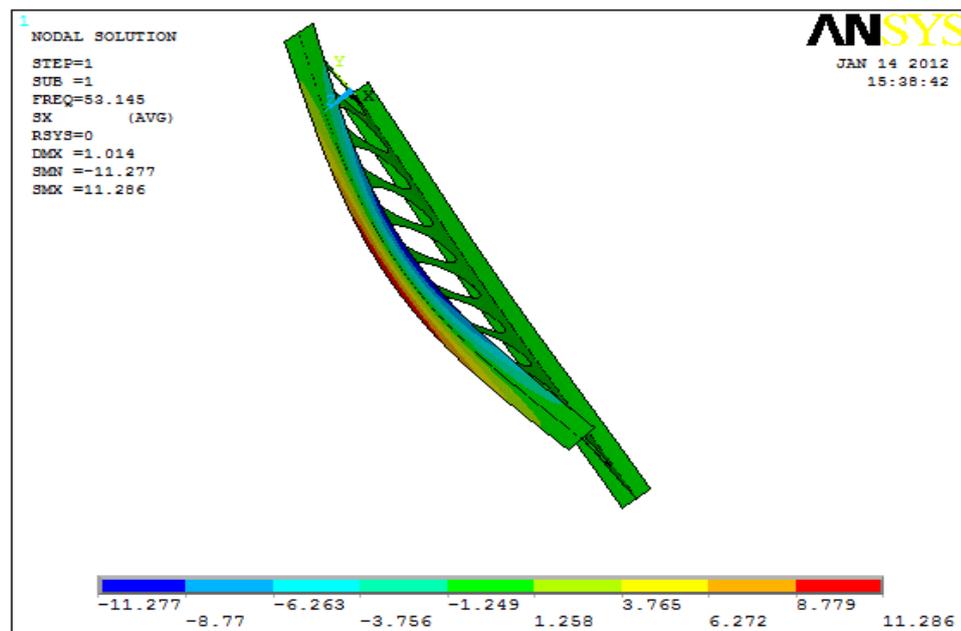


Fig. 4-13 : Flambement de la semelle supérieure ($w=60$ mm, B-300)

Les moments critiques pour une charge concentrée de la poutre ou répartie croissent légèrement d'étroits montants aux larges montants et tendent vers des rapports des moments constants. Ces rapports sont égaux environ de 1,30 pour le cas de chargement concentré et 1,09 pour le cas de chargement réparti.

On note que le code EC-3 donne le rapport constant égal 1,365 pour le cas de charge concentrée à mi-travée de la poutre, et égal 1,132 pour la charge répartie sur toute la longueur de la poutre.

La figure 4-13 montre que le mode fondamentale de déformation, c'est le mode 1 correspond (Sub=1) qui représente clairement le flambement latéral de la semelle supérieure.

Les courbes des figures 4-14 et 4-15 montrent aussi que le C_b pour les poutres soumises à la flexion pure est pratiquement constant et égale à l'unité. Donc, le moment critique de déversement est dépend uniquement par le flambement de semelle comprimée pour ce cas de chargement.

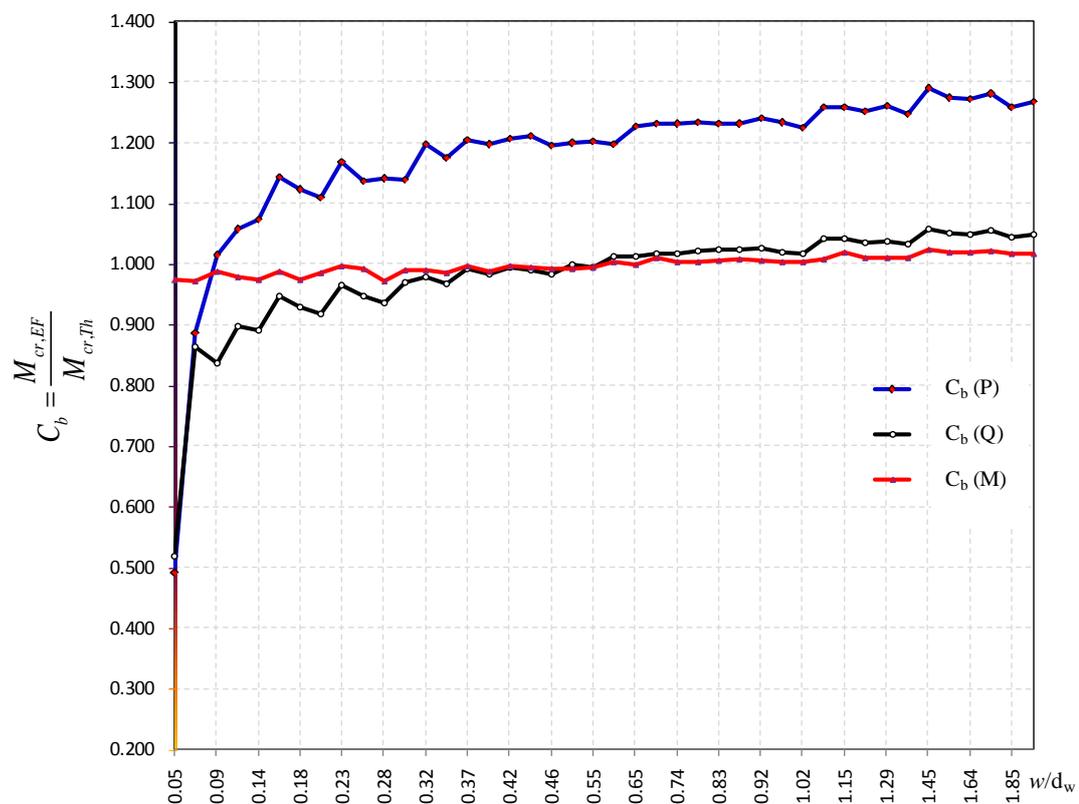


Fig. 4-14 : Variation du C_b de déversement en fonction de (w/d_w) , B-450.

Selon les mêmes courbes de ces figures, les facteurs de C_b de la charge concentrée sont variables et atteignent leurs valeurs maximales de 1,29 pour les poutres de type B-450 à 02

ouvertures, et ne dépasse pas 1,20 pour les poutres type B-600 à 02 ouvertures d'âme.

Et la même constatation précédente pour la charge répartie, les facteurs de C_b sont variables et atteignent leurs valeurs maximales de 1,05 pour les poutres de type B-450 à 02 ouvertures, et ne dépassent pas 0,98 pour les poutres de type B-600 à 02 ouvertures dans l'âme.

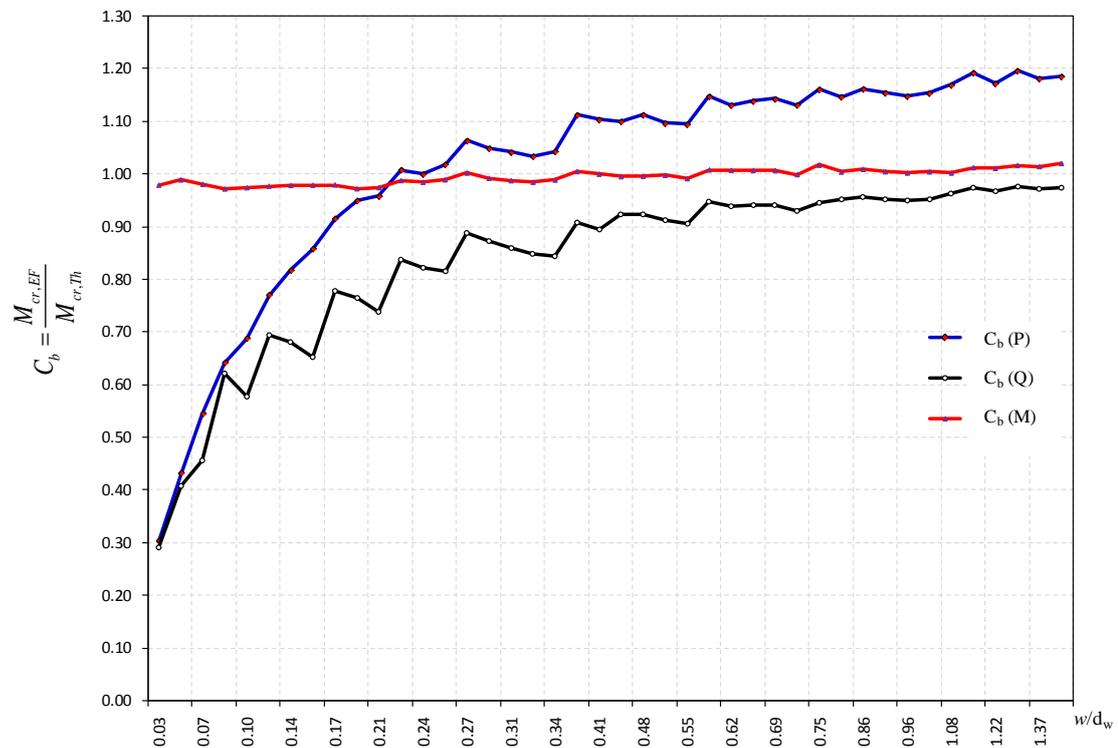


Fig. 4-15 : Variation du C_b de déversement en fonction de (w/d_w) , B-600.

Pour les cas de chargement (charge concentrée et charge répartie), l'instabilité de ces poutres est provoquée par le flambement des montants élancés (montants étroits), ce phénomène est très remarquable pour les poutres à âme plus élancée de gammes B-450 et B-600 comme illustré sur la figure 4-16. Pour ce type de poutres le mode fondamentale de déformation correspond au flambement des montants.

Par contre les poutres dont les montants moyennement étroits, l'instabilité est provoquée parallèlement par flambement des montants et flambement de la semelle comprimée, comme la figure 4-17 illustre ce mode d'instabilité.

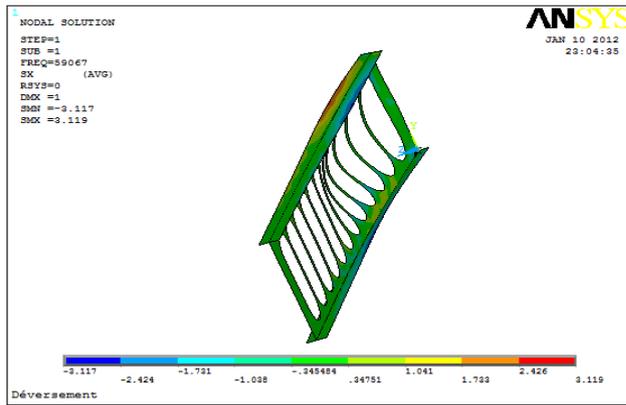


Fig. 4-16 : Flambement des montants

(w=30 mm, B-600)

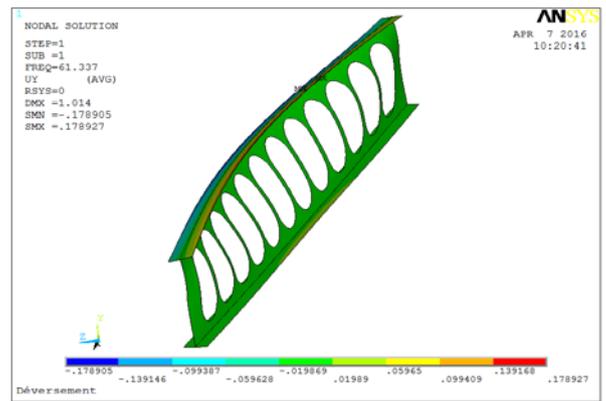


Fig. 4-17 : Flambement combiné semelle-

montant (w=30mm, B-450).

N.B :

Il est difficile d'étudier l'influence de chaque paramètre géométrique séparément sur le chargement critique de poutres au déversement, car la configuration et la position des ouvertures d'âme dans les poutres ajourées sont associées ; les positions de ces ouvertures sont influencées par la largeur des montants et surtout sur le montant de rives, l'ensemble de ces paramètres qui introduit dans le calcul apparus sur les graphes par des brisures.

b) Déversement avec distorsion de l'âme des poutres alvéolaires :

L'étude numérique de déversement avec distorsion de l'âme est basée sur l'analyse des modes propres de l'instabilité élastique des éléments de poutres. Les charges critiques prédites sont comparées avec celles calculées avec les formules développées par *Kalkan* et *Buyukkaragoz* [28] et selon l'Eurocode 3, pour les différents cas envisagé de poutres à base des profilés IPE500 et HEB500.

Les valeurs des moments de déversement obtenues analytiquement sont comparées aux valeurs des moments obtenues par la méthode EF pour différentes élancement $\lambda = L/i_z$ des poutres étudiées. Pour les poutres à ailes étroites, obtenues à partir d'un IPE 500, les rapports des moments de déversement (M_{crb} et M_{crd}) calculés par la méthode analytique (équations 4.11 et 4.12) sur le moment plastique M_{pl} , ainsi que par la méthode des éléments finis M_{EF} et par l'EC-3 $M_{b,EC-3}$ en fonction de l'élancement latéral (λ) des poutres sont illustrés sur les figures 4-18 et 4-19. Ces rapports sont calculés pour les sections à âme pleine et les sections à âme ajourée.

Les résultats montrent que le moment de déversement calculé par EF est quasiment égal au moment critique théorique pour les poutres élancées ($\lambda > 600$), la ruine se manifeste par le déversement global des poutres. La méthode analytique (Eqs. 4.11 et 4.12) sous-estime légèrement les charges critiques de déversement.

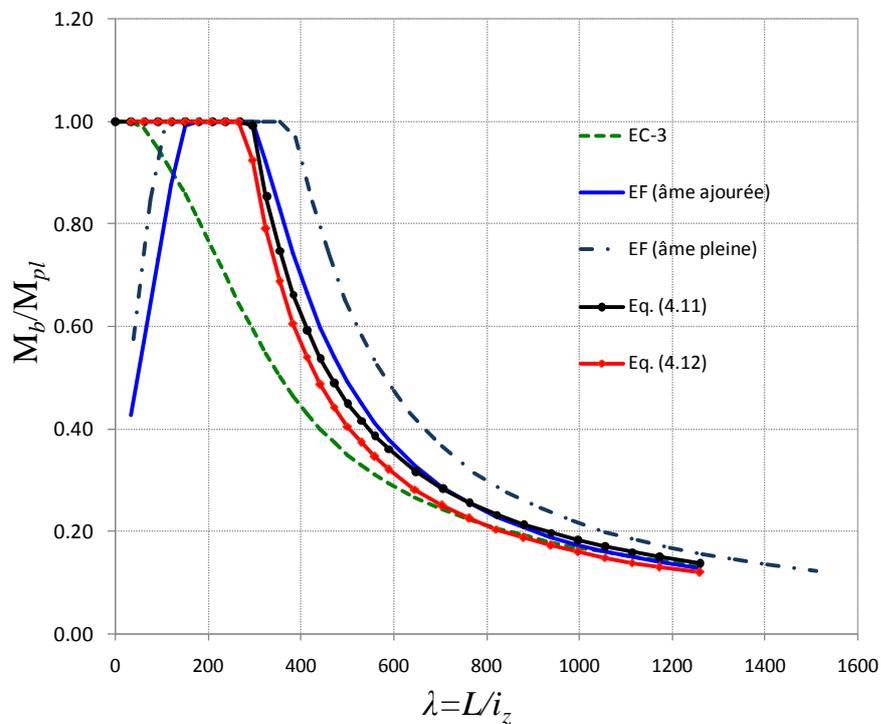


Fig. 4-18 : Résultats M_b/M_{pl} en fonction de λ "IPE-B700"

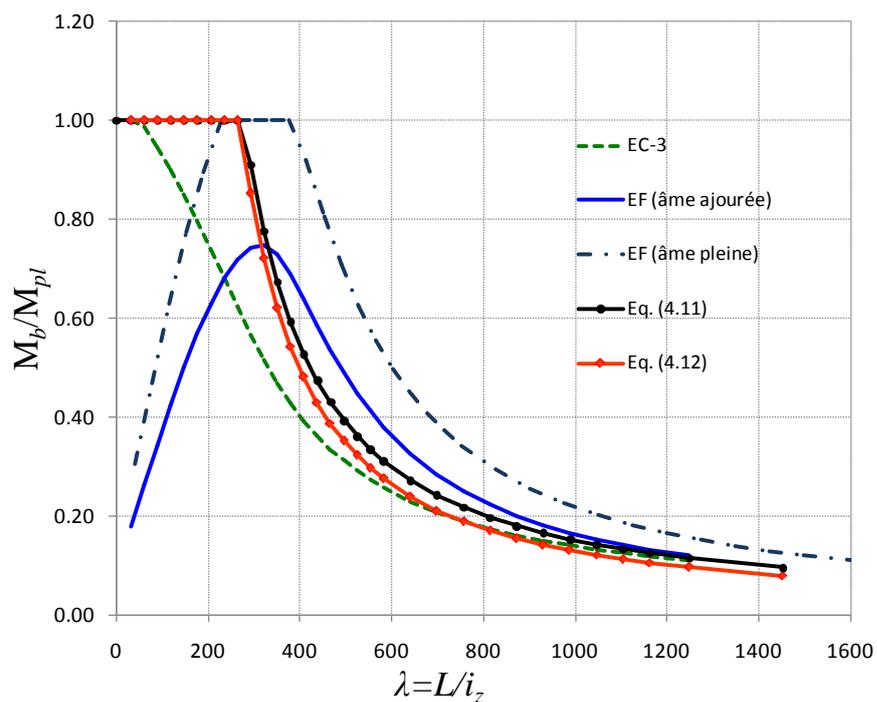


Fig. 4-19 : Résultats M_b/M_{pl} en fonction de λ "IPE-B900"

Par contre, pour les poutres de faibles portées (faible élancement dans notre cas) l'instabilité est provoquée par flambement du montant central pour les poutres à âme ajourée (Fig. 4-20) et par voilement locale pour les poutres à âme pleine (Fig. 4-21).

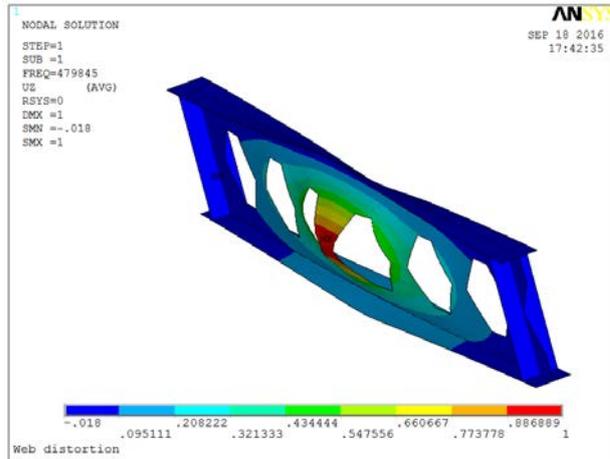


Fig. 4-20 : Mode d'instabilité "IPE-B700"

($L = 4.375 \text{ m}$)

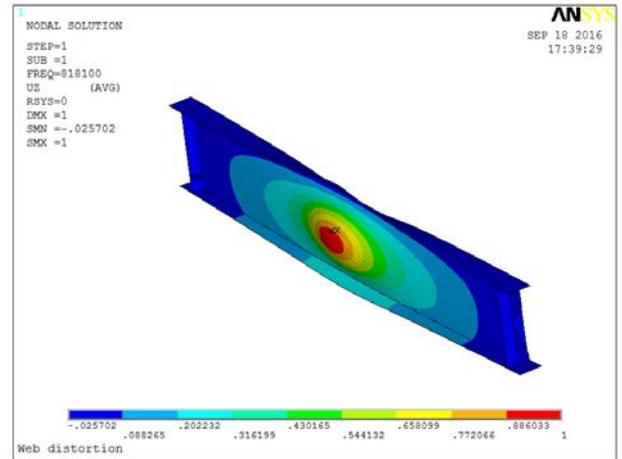


Fig. 4-21 : Mode d'instabilité "IPE-B700_t"

($L = 4.375 \text{ m}$)

Et lorsque les montants ou l'âme sont plus élancés dans le cas des (ouvertures octogonales) dans les poutres courtes, l'instabilité se manifeste également par flambement des montants et voilement de l'âme avant d'atteindre le moment plastique théorique.

On constate aussi que l'EC3 donne des valeurs généralement inférieures à celles du calcul numérique (pour $\lambda < 600$), et l'instabilité des poutres courtes par flambement des montants ou voilement de l'âme n'est pris en considération dans ce règlement. On peut noter aussi que le règlement l'EC-3 limite l'influence du voilement des parois en flexion et/ou en compression par le classement des sections transversale des poutres. Dans notre cas les poutres étudiées sont de classe 1 ou classe 2 (Tab. 4-5). Le règlement EC-3 donne des moments résistants au déversement élevés pour les poutres courtes, alors que la ruine de ces poutres se produit par flambement des montants dans le cas des poutres ajourées et par voilement de l'âme dans le cas des poutres à âme pleine avant d'atteindre les valeurs obtenues par l'EC-3.

Les courbes indiquent également que la différence en pourcentage est inférieure à 10 % environ entre les moments de déversement (Eq. 4.11) et les moments de déversement avec distorsion de la poutre (Eq. 4.12) pour des élancements $\lambda \geq 500$, ce qui indique que la distorsion de l'âme n'a

pas une influence significative sur la charge de déversement des poutres longues. Lorsque l'élancement $\lambda \leq 500$, la réduction de la résistance au déversement en raison de la distorsion de l'âme augmente légèrement. Par conséquent, on peut déduire que le comportement au déversement d'une poutre métallique alvéolaire doublement symétrique avec âme élancée est légèrement influencé par la distorsion lorsque la longueur de la travée non maintenue augmente.

Le changement du profilé de base en passant du profilé laminé IPE500 au profilé laminé HEB500 où les semelles sont plus larges et plus épaisses, l'influence de la distorsion de l'âme diminue, mais le décalage entre les résultats numériques et ceux de l'EC3 sont très marqués surtout pour la gamme de profilé HEB-B700 (Fig. 4-22).

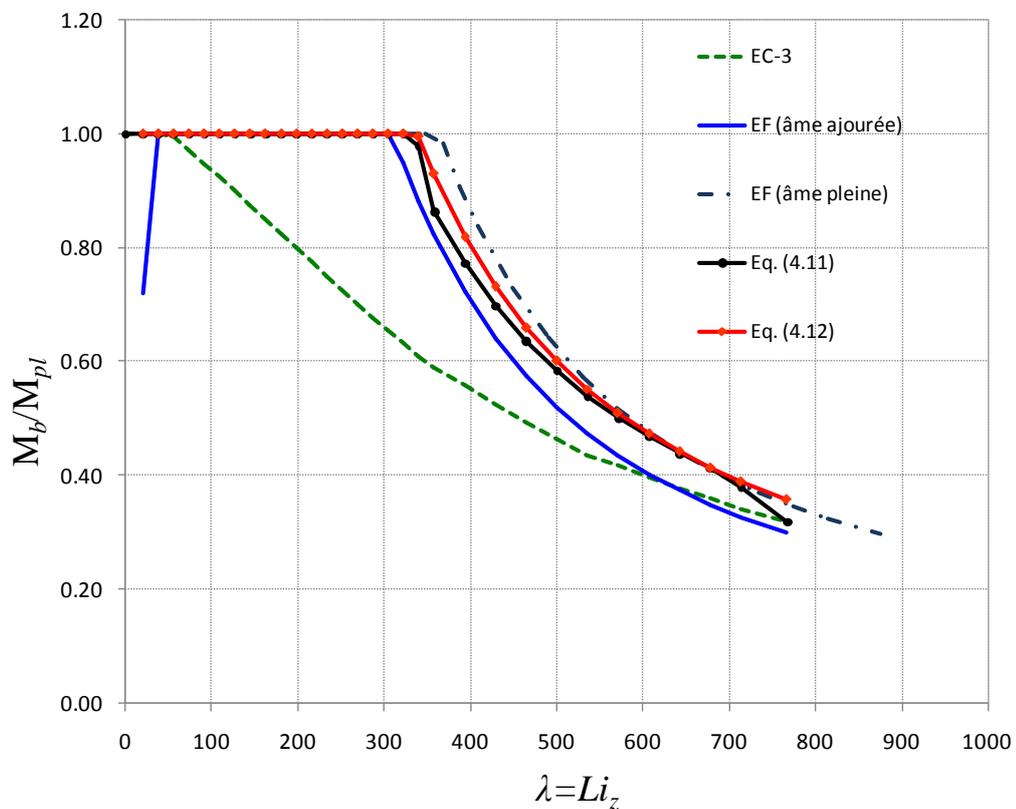


Fig. 4-22 : Comparaison des résultats "HEB-B700"

Par contre on remarque que le comportement des poutres élancées ayant des semelles épaisses est sensible à la distorsion de l'âme. Les courbes obtenues par le calcul numérique des poutres de la gamme HEB-B900 montre que l'instabilité est provoquée par flambement des montants centraux et par voilement de l'âme pour les poutres courtes dont l'élancement $\lambda \leq 100$.

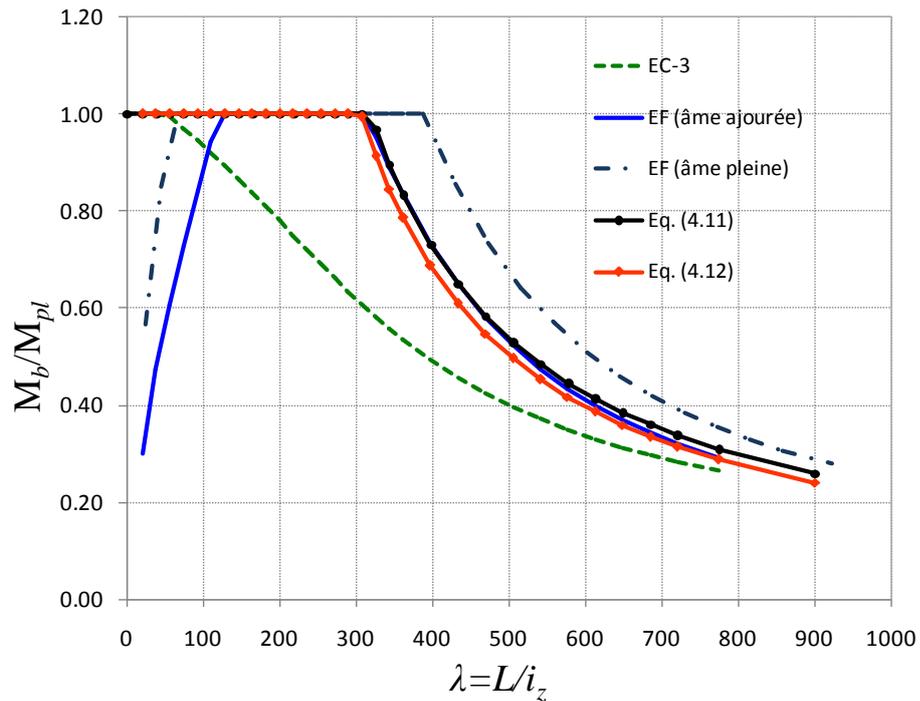


Fig. 4-23 : Comparaison des résultats "HEB -B900"

On peut remarquer aussi que les valeurs de calcul selon l'EC-3 sont trop conservatrices pour la gamme HEB-B900, du fait que ce code ne prend pas en compte l'effet de la distorsion de l'âme dans les formules de calcul. Par contre les résultats analytiques sont en concordance avec les résultats obtenus par éléments finis. Les équations 4.11 et 4.12 semblent donner de meilleurs résultats pour les poutres élancées comme le montrent les figures 4-19 et 4-23 où les courbes sont quasiment confondues avec le calcul par éléments finis.

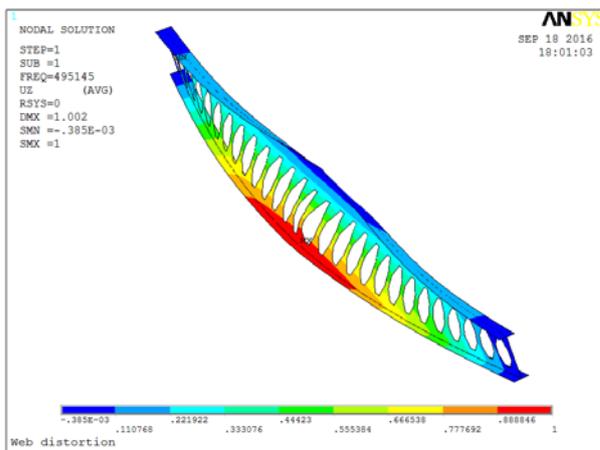


Fig. 4-24 : Déversement avec distorsion de l'âme de la poutre alvéolaire HEB-B900 ($L=19.775\text{ m}$)

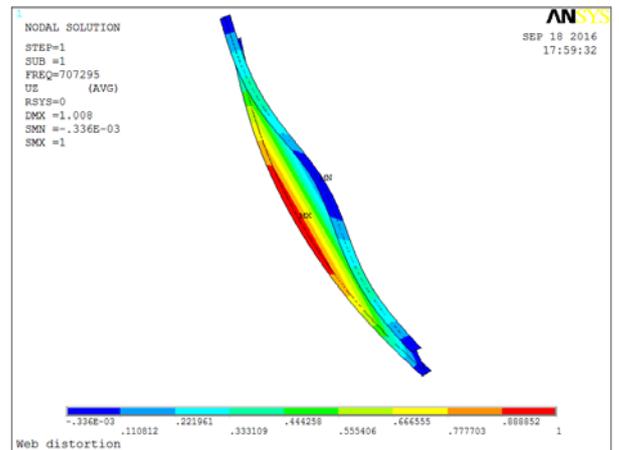


Fig. 4-25 : Déversement avec distorsion de l'âme sans ouvertures. HEB-B900_t ($L=19.775\text{ m}$)

Sur les figures 4-24 et 4.25 on voit clairement l'instabilité des poutres élancées suite à un déversement avec une légère distorsion de l'âme des poutres.

Des cas intermédiaires peuvent se produire, où la ruine apparaît suite à un déversement de la poutre accompagné de voilement ou flambement du montant en présence d'ailes larges et moins élancées (Fig. 4-26 et 4-27).

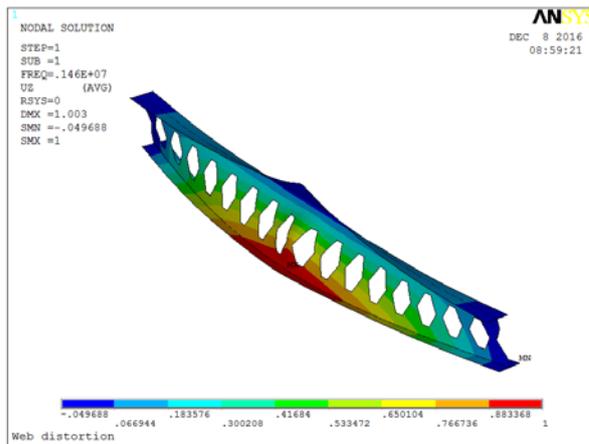


Fig. 4-26 : Déversement avec flambement
des montants de la poutre
HEB-B700 ($L=11.375\text{ m}$)

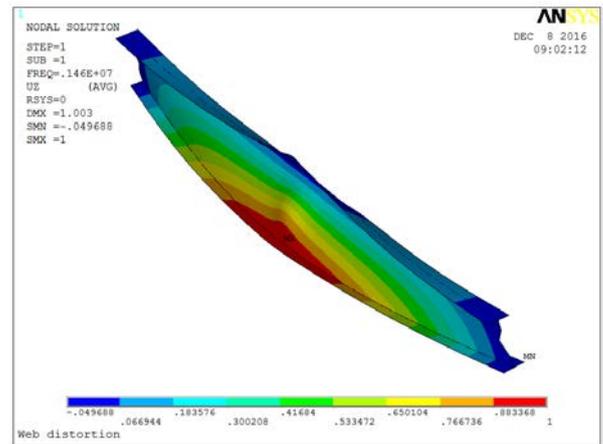


Fig. 4-27 : Déversement avec voilement d'âme
de la poutre
HEB-B700t ($L=11.375\text{ m}$)

4.9 CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a présenté une étude numérique pour déterminer le moment critique de déversement élastique des poutres cellulaires en acier soumises aux différents cas de chargements d'une part, et l'effet de la distorsion de l'âme ajourée sur les moments de déversement des poutres métalliques alvéolaires analytiquement et numériquement, en basant sur les travaux de *Kalkan* et *Buyukkaragoz* réalisés sur les poutres à âme pleine d'autre part.

Une fois les modèles numériques sont validés, on a effectué une campagne de simulations numériques en utilisant le logiciel ANSYS et les résultats numériques obtenus sont confrontés avec ceux calculés analytiquement pour LTB et de LDB, les conclusions suivantes ont été tirées :

- ↪ Le premier mode de ruine des poutres qui donne le moment critique de déversement se produit par le flambement latéral des semelles comprimées est constaté pour toutes les poutres cellulaires soumises à la flexion pure. Les poutres soumises à des charges concentrées ou réparties dont les montants d'âme sont étroits, l'instabilité de ces poutres

provoquée par le flambement des montants, par contre les poutres dont les montants sont moyennement larges, l'instabilité se manifeste par un flambement combiné (flambement du montant et la semelle supérieure).

- ⇒ On peut conclure que le coefficient de déversement C_b n'est pas constant comme donné par le code EC-3, il dépend essentiellement par la minceur des montants et le type de chargement de la poutre. Les facteurs donnés par ce code européen sont surestimés le moment critique de déversement pour les cas de charge, soit la charge concentrée ou répartie.
- ⇒ La réduction des rigidités torsionnelle et sectorielle des poutres métallique en I causés par les distorsions de l'âme avec la présence des ouvertures d'âme, a une influence non négligeable sur les modes d'instabilité des poutres, soit par le déversement pour les poutres élancées ou le voilement avec flambement des âmes et des montants pour les poutres courtes ou par les deux phénomènes simultanés pour les cas intermédiaires.
- ⇒ La réduction du moment de déversement des poutres dû à l'augmentation de la longueur non maintenue de la poutre est très marquée. Les courbes des moments de déversement des poutres (analytique et numérique) se convergent lorsque l'élancement des poutres augmente.
- ⇒ Pour les différents rapports d'élancement latéral d'une poutre alvéolaire ayant de semelle épaisse et âme élancée (gamme HEB-B900), les solutions LTB et LDB (Eq. (11 et 12)) dans la présente étude donnent des estimations proches des valeurs de calcul par EF pour les poutres courtes et une légère surestimation des résultats des moments où les poutres sont élancées.
- ⇒ Le code EC-3 fournit des résultats sous-estimés des moments résistants de déversement pour tous les ratios d'élancement latéral (λ) des poutres étudiées. La divergence de la courbe de l'EC-3 par rapport les autres courbes est plus claire surtout pour les poutres courtes.

On note que le règlement l'EC-3 donne des valeurs généralement inférieures à celles de calcul numérique et analytique en présente étude, surtout pour les poutres courtes, car le flambement des montants ou voilement des âmes ne tiennent pas en considération par ce règlement, et l'influence du voilement sur les parois en flexion et/ou en compression est limitée par le classement des sections transversales.

Dans **le chapitre V**, on étudiera numériquement l'influence du paramètre qui spécifié la connexion dans structures mixte, qui est le de degré de connexion par les goujons à tête sur la résistance des poutres cellulaires mixtes

CHAPITRE – V

ANALYSE NON-LINEAIRE DES POUTRES CELLULAIRES MIXTE ACIER-BETON

ANALYSE NON-LINEAIRE DES POUTRES CELLULAIRES MIXTES ACIER-BETON

5.1. Introduction :

L'utilisation des structures mixtes acier-béton se traduit par des performances optimales des deux matériaux (l'acier en traction et le béton en compression), mais dans le processus de conception il est nécessaire d'évaluer l'influence de la connexion sur le comportement globale de cette structure, et par conséquent, le glissement entre la poutre métallique et la dalle en béton ne peut être négligé, comme il est suggéré par le code européen en construction mixte EC-4 [61].

Dans les poutres cellulaires mixtes, la discontinuité dans la section transversale de la poutre métallique, dû à la présence d'ouvertures d'âme peut avoir une réduction sur la capacité flexionnelle de ces poutres (rigidité transversale discontinuée) et sa modélisation est une question primordiale dans l'analyse de ces structures ajourée mixte.

L'analyse de l'influence de l'interaction partielle (connexion incomplète) en présence des ouvertures d'âme sur le comportement de ce type de poutres mixte, en tenant compte de la non-linéarité géométrique et matérielle de différents composants de la poutre, fait l'objet de ce chapitre.

A cet effet, une modélisation numérique en 3-D par les éléments finis a été faite pour étudier des poutres cellulaires mixtes simplement appuyés soumises au moment de flexion positif en raison de charges concentrées à mi-travée.

5.2. MODELISATION NUMERIQUE DE LA POUTRE EN 3-D :

Une modélisation numérique en 3D permet le plus souvent de représenter la géométrie exacte de la poutre et fournir une meilleure compréhension sur son comportement. Pratiquement le modèle numérique tridimensionnel exige un coût de calcul considérable et nécessite un support informatique suffisamment performant.

On utilise dans cette étude un modèle qui offre toutes les données géométriques et matérielles nécessaires pour faire une étude de comparaison fiable. Le choix est basé sur l'étude de la poutre mixte à âme pleine réalisée expérimentalement par *K. Abdel Aziz* en 1986 et numériquement par *G. Fabbrocino et all.* en 1998 [20].

La poutre mixte testée par *K. Abdel Aziz* nommée PI4, ayant une portée de 5,00m simplement appuyées aux extrémités est soumise à une charge concentrée à mi-travée (Fig. 5-1). La description de chaque composant est détaillée dans les paragraphes ci-après.

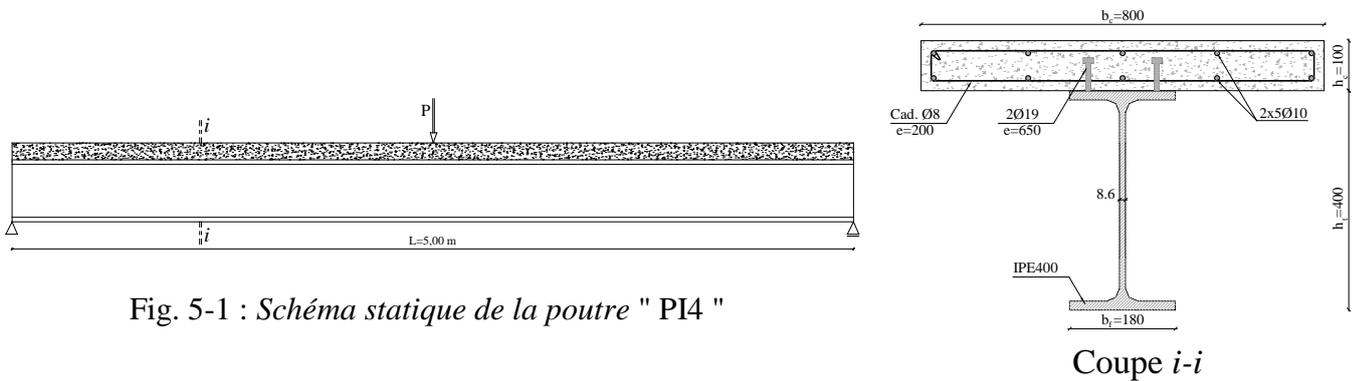


Fig. 5-1 : Schéma statique de la poutre " PI4 "

5.2.1. Description de la poutre métallique :

Le profilé métallique utilisé par les auteurs c'est un IPE400, les lois constructives élastoplastique écrouissable des aciers adaptés pour le profilé et les armatures de ferrailage de la dalle sont montrées sur la figure 5-2 (conformément à l'étude de *G. Fabbrocino et all.*) avec les caractéristiques présentées sur le tableau 5-1.

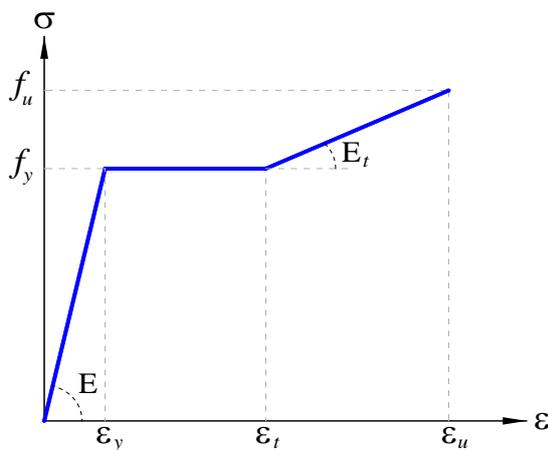


Fig. 5-2 : Diagramme de comportement type des aciers.

Éléments	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ϵ_y [‰]	ϵ_t [‰]	ϵ_u [‰]
Ame	260	372	1,238	22,28	99,0
Semelles	245	361	1,167	21,0	93,36
Armatures $\phi=8 / 10$	370	375	1,76	31,68	140,8
Connecteurs $\phi=19$	350	450	1,67	30,0	133,3
$E_s = 2,1 \times 10^5$ MPa			$\nu = 0.3$		

Tab. 5-1 : Propriétés des aciers utilisés.

Les parois de ce profilé (âme et semelles) sont modélisées par éléments de coques à quatre nœuds appelés SHELL43, la hauteur envisagée du profilé métallique est basée sur l'approche qui consiste à définir le maillage de la coque dans les plans moyens des semelles. Donc, la hauteur utilisée dans ce calcul numérique est $h=h_t-t_f=386,5\text{mm}$.

5.2.2. Description de la dalle en béton armé :

La dalle en béton de largeur 800 mm et d'épaisseur 100 mm connectée sur la semelle supérieure du profilé IPE400, la loi de comportement a été adoptée sous forme classique réglementaire «parabole-rectangle» (Fig. 5-3) conformément à l'étude réalisée par *J.M. Aribert* [2] avec une résistance à la compression $f_c=35\text{MPa}$.

En basant sur l'Eurocode 2 [59] pour déterminer le module d'élasticité $E_{cm}=33.5\text{ kN/mm}^2$ et la déformation sous contrainte de compression maximale du béton, $\varepsilon_{c1}=2.2\%$ (§ 2.1.3).

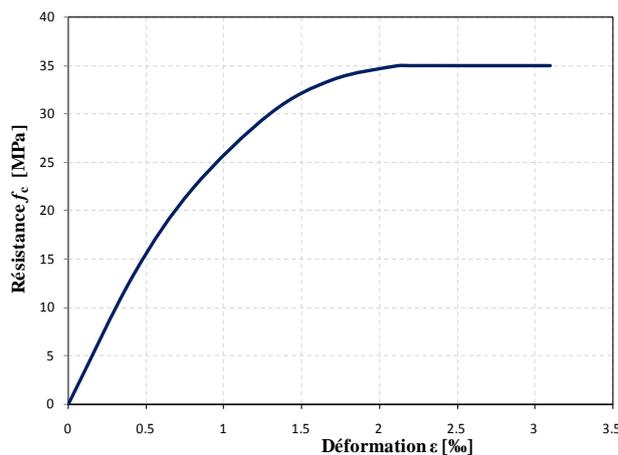


Fig. 5-3 : Diagramme de comportement -
béton en compression.

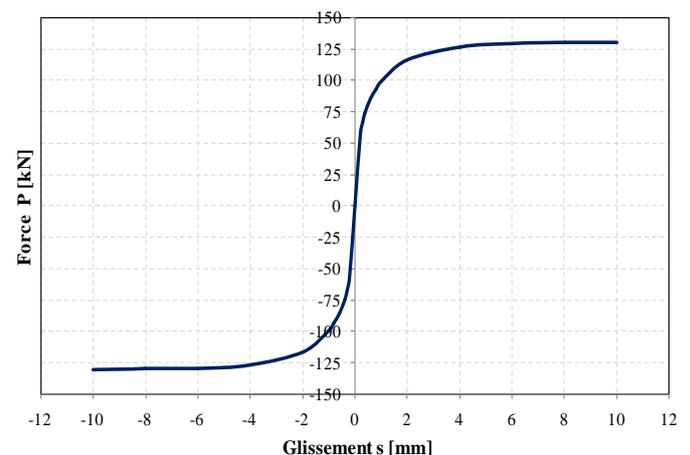


Fig. 5-4 : Diagramme de comportement -
Connecteur.

La dalle en béton est modélisée comme un élément en béton armé conventionnel, de sorte que son analyse est basée sur les deux hypothèses suivantes :

- Le béton tendu est négligé dans le calcul ;
- Il n'y a pas glissement entre les barres d'armature et le béton ;

On utilise les éléments volumique appelés "CONCRET65" pour la modélisation de la dalle, ces éléments sont réservés spécialement pour le matériau béton dans la bibliothèque du logiciel, ce type de modélisation permet d'introduire des différences caractéristiques matérielles dans

différentes couches à travers l'épaisseur de la dalle.

Les armatures ont été modélisées par éléments barre unidimensionnelle appelés "LINK8" et les propriétés mécaniques de l'acier utilisé sont illustrés au tableau 5-1.

5.2.3. Description de la connexion :

La connexion est discrétisée au niveau de chacun des nœuds à l'interface dalle-semelle supérieure de la poutre métallique par un connecteur qui est sollicité en flexion et en cisaillement. La loi de comportement de ce connecteur est définie par une loi dite *force-glisement* qui doit être définie de façon à reproduire le comportement réel du connecteur.

Dans ce modèle la connexion est assurée par 18 goujons à tête (paire 2x9) de type *Nilson* de diamètre $\phi=19\text{mm}$ et de hauteur de 75mm avec espacement de 650mm. On note que l'espacement des connecteurs "*p*" doit être adapté au flux de cisaillement dans la poutre. Dans ce travail où l'effort tranchant est constant, on adopte un espacement constant.

Le diagramme "*effort de cisaillement F-glisement s*" d'un connecteur *i* est défini par la relation de *Olgaard* [20] qui relie la force de cisaillement F_i et le glissement à l'interface de contact s_i (Fig. 5-4) par la formule (2.8) : $F_i = P_{max} \cdot (1 - e^{-\beta \cdot s_i})^{\alpha_i}$

Les paramètres α_i et β de contrôle de la pente initiale de la courbe et de sa forme, ont été définis en tenant compte des valeurs typiques des deux coefficients trouvés dans la littérature [10], tandis que la valeur de P_{max} a été mesurée au moyen d'essais de poussés.

Pour notre cas ; $\alpha_i = 0,4$ et $\beta = 0,709\text{mm}^{-1}$, avec $P_{max} = 130\text{ kN}$.

Les connecteurs sont modélisés par éléments de ressort non-linéaire appelés COMBIN39, ce type de ressort permet d'introduire des courbes non-linéaires par plusieurs points (Fig. 5-5).

Le modèle en 3-D est très détaillé (Fig. 5-6), mais le coût de calcul excessif pénalise son application pratique pour les ingénieurs.

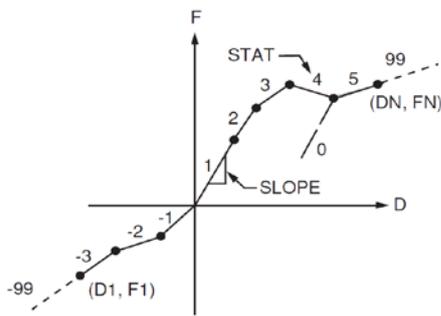


Fig. 5-5 : Force-déplacement
COMBIN39 [57]

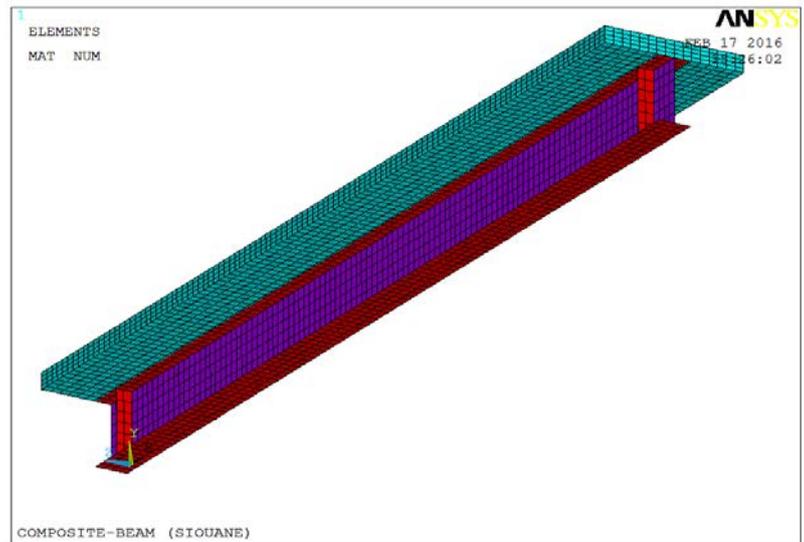


Fig. 5-6 : Modèle en MEF de la poutre PI4.

5.2.4. Chargement et conditions des appuis :

La poutre considérée dans ce modèle est simplement appuyées aux extrémités et maintenues latéralement (appuis anti-déversement), soumise à une charge concentrée à mi-travée (Fig. 5-1), cette charge a été appliquée comme une pression répartie sur une surface de 200x200mm afin d'éviter la concentration des contraintes sur la dalle (poinçonnement de la dalle).

5.3. VALIDATION DU MODELE :

Nous allons tout d'abord valider ce modèle de la poutre mixte à âme pleine et les résultats de calcul obtenus sont confrontés à ceux expérimentaux de la poutre PI4 réalisés par *K. Abdel Aziz* et numériques par *G. Fabbrocino et all.* [20]. Puis, sur la base de ce modèle, nous présentons notre modèle de la poutre mixte à âme ajourée.

5.3.1. Validation du comportement charge-flèche :

La comparaison de nos résultats et ceux des auteurs sont illustrés dans le tableau 5-2 et la figure 5-7.

Selon les courbes de la figure 5-7, on peut noter que la ruine expérimentale de la poutre "PI4" a été atteinte pour la charge $P_{exp}=490$ kN, avec une flèche de 157mm, et la charge ultime calculée par *Fabbrocino et all.* $P_{EF}=488$ kN avec une flèche égale à 182mm [20].

A-Aziz		Fabbrocino et al.		MEF (ANSYS)	
P [kN]	Δf [mm]	P [kN]	Δf [mm]	P [kN]	Δf [mm]
0	0	0	0	0	0
51.5	2	54.0	2	10.0	0.5
99.0	3.6	113.1	3.6	28.8	1.4
153.9	5.4	171.2	5.4	65.6	2.9
198.6	7.1	220.0	7.1	105.6	4.5
248.4	9.2	276.8	9.2	145.6	5.9
298.0	12.9	328.2	12.9	185.6	7.4
323.6	16.5	349.4	16.5	225.6	8.8
348.0	23.7	370.8	23.7	265.6	10.2
372.8	39.1	395.2	39.1	305.6	11.9
398.8	60.6	419.3	60.6	345.6	15.2
409.6	71.8	429.8	71.8	385.6	22.3
428.6	92.0	445.4	92.0	425.6	50.2
490.1	157.0	482.4	157.0	445.6	83.1
		490.5	183.3	485.6	160.7
		491.0	184.6	490.0	171.7
				500.0	196.8

Tab. 5-2 : Résultats Charge-Flèche.

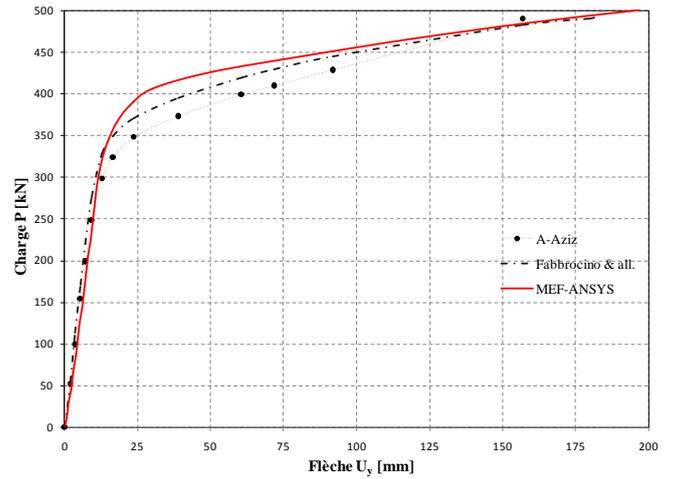


Fig. 5-7 : Charge-Flèche à mi-travée.

Pour la même charge de ruine expérimentale P_{exp} on a trouvé une flèche de 171.7mm, avec une erreur relative égale à 9.4%. Par conséquent, un léger décalage de la courbe en zone élasto-plastique est constaté, il dépend fortement des relations de comportement à la fois des matériaux et des connecteurs de cisaillement.

5.3.2. Validation du glissement :

Pour valider ce modèle par éléments finis vis-à-vis du glissement, nous nous appuyons sur des résultats de la bibliographie de K. Abdel Aziz et G. Fabbrocino et all. Les résultats sont illustrés dans le tableau 5-3 et la figure 5-8.

	A-Aziz	Fabbrocino	MEF (ANSYS)	
x [mm]	S [mm]	S [mm]	x [mm]	S [mm]
0	-0.87	-0.85	0	-0.89
166	-0.91	-0.88	200	-0.93
332	-0.93	-0.89	400	-0.95
500	-0.94	-0.88	600	-0.92
667	-0.95	-0.90	800	-0.95
836	-0.97	-0.90	1000	-0.92
1005	-0.95	-0.87	1200	-0.87
1168	-0.88	-0.82	1400	-0.81
1334	-0.9	-0.79	1600	-0.74
1498	-0.87	-0.76	1800	-0.61
1666	-0.79	-0.71	2000	-0.50
1831	-0.69	-0.62	2200	-0.34
1994	-0.54	-0.51	2400	-0.11
2160	-0.44	-0.41	2500	0
2328	-0.24	-0.23		
2500	0	0		

Tab. 5-3 : Résultats des glissements de demi-portée ($P=344$ kN).

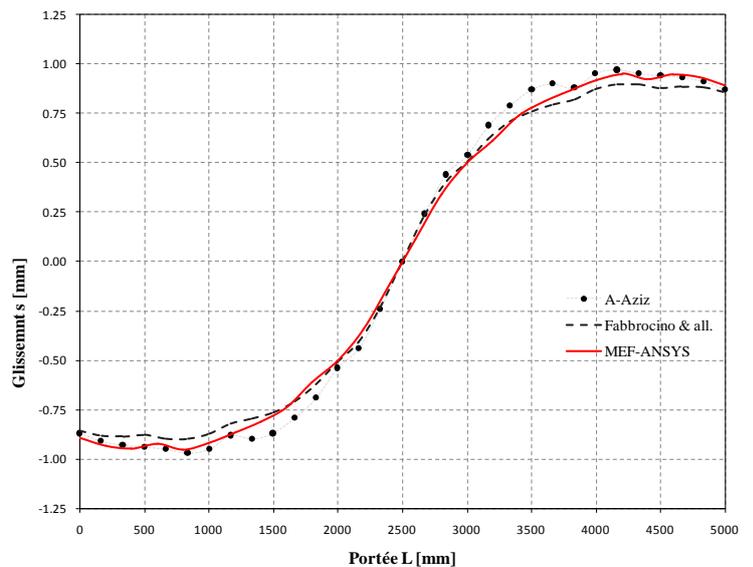


Fig. 5-8 : Glissement entre acier-béton ($P=344$ kN).

Selon l'allure des courbes, un bon accord est marqué sur les courbes de glissements à l'extrémité de la poutre, avec une erreur maximum, qui ne dépasse pas 2.5% pour la charge de la limite d'élasticité $P_e=344$ kN.

5.3.3. Validation de la courbure :

La comparaison des résultats de la courbure ψ sur la longueur de la poutre et la relation Moment-Courbure sont montrés sur les figures 5-9 et 5-10.

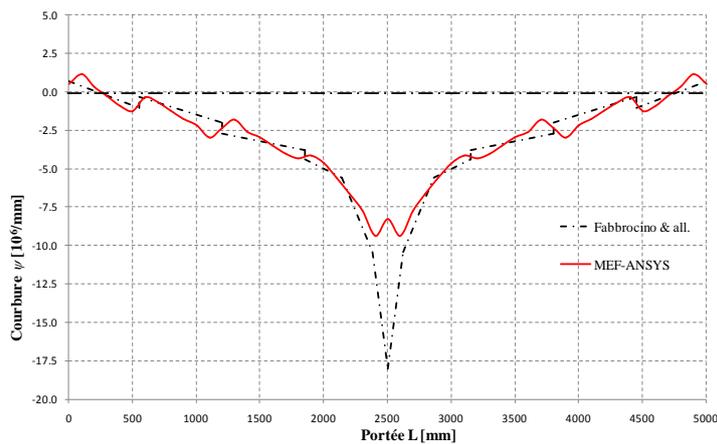


Fig. 5-9 : Variation de la courbure ψ ($P=344$ kN)

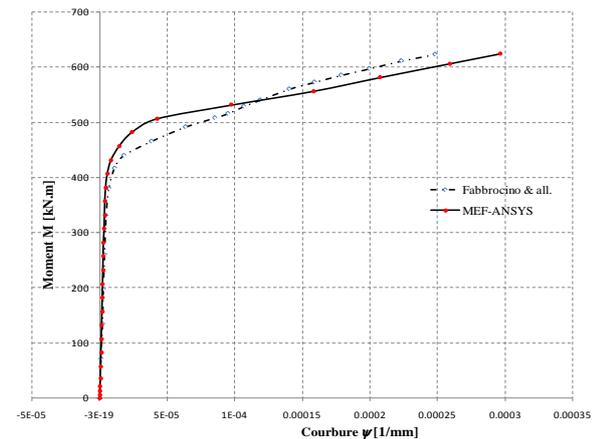


Fig. 5-10 : Moment-Courbure ψ ($n_t=18$)

Un bon accord est marqué aussi sur les courbes ci-dessus, avec une erreur maximum de 17% est marquée sur la courbe de *Moment-Courbure*, lorsque la charge de ruine est atteinte.

On constate un pic dans la courbe de courbure ψ de Fabbrocino et all, au milieu de la poutre. A nos avis c'est peut être une erreur due à la somme algébrique de la valeur de milieu et celle voisine de cette valeur sur les deux côtés.

5.4. EQUATIONS DE FORME GENERALE EN CONNEXION PARTIELLE :

On indique par l'indice "s" la poutre métallique et l'indice "c" pour la dalle en béton dans une section mixte de la poutre, les deux composants sont caractérisés par le même déplacement verticale ; de cette manière les deux parties ont la même rotation et la même courbure [20].

En présence du glissement, chaque composant peut être considéré comme une poutre isolée de sorte que les deux courbures peuvent être différentes, la compatibilité des déplacements verticaux peut être appliquée dans les sections contenant les connecteurs de cisaillement [20]. Ainsi, un soulèvement de la dalle peut se produire. Néanmoins, cet effet est négligeable en présence des

connecteurs, ces connecteurs de cisaillement sont considérés dans leur position réelle sur le long de la poutre (paire de connecteurs disposés symétriquement).

L'analyse du comportement de la section mixte en flexion positive montre que la dalle en béton armé travaille principalement à la compression et partiellement en traction, la déformation de l'acier est faible comparable à celle du béton. L'évaluation des déplacements $u_{(x, y)}$ d'une section dépend non seulement de la rotation ϕ et le déplacement de l'un des centres de gravité u_s du profilé et u_c de la dalle, mais aussi par le glissement entre la dalle et la poutre métallique en acier :

$$s = u_s^t - u_c^b \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

Le premier terme u_s^t est le déplacement de la fibre supérieure de la poutre en acier, tandis que le deuxième terme u_c^b est le déplacement de la fibre inférieure de la dalle en béton.

Le glissement peut être évalué en fonction des déplacements du centre de gravité de chaque partie :

$$s = (u_s + \phi \cdot d_s) - (u_c - \phi \cdot d_c) = u_s - u_c + \phi \cdot d \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

d_s et d_c sont les distances entre les centres de gravités d'acier et de béton et interface de contact acier-béton, et d est la distance entre les deux axes de gravités ($d = d_s + d_c = 350 \text{ mm}$).

L'équation (5.2) peut être dérivée par rapport à la position de la section le long de la poutre, fournissant une équation contenant la courbure ψ , les déformations au centre de gravité de chaque composant de la section ε_s et ε_c et la dérivée du glissement :

$$\frac{ds}{dx} = \frac{du_s}{dx} - \frac{du_c}{dx} + \psi \cdot d = \varepsilon_s - \varepsilon_c + \psi \cdot d \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

Avec ;

$$\frac{ds}{dx} = \varepsilon_s^t - \varepsilon_c^b \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

Les équations (5.1), (5.2) et (5.3) représentent la condition de compatibilité, qui doit être satisfaite à l'interface de contact entre les deux parties de la section transversale. La solution dépend de trois variables ; les déplacements ou les déformations des deux centres de gravité des deux composants de la section, la rotation et la courbure de la section.

Pour l'équilibre de la section, trois équations conduisent :

- Equilibre global de rotation de la section transversale ;

- Equilibre de translation de la dalle en béton ;
- Equilibre de translation de la poutre en acier.

L'équilibre de la section par rapport à la fibre de contact entre les deux parties de la poutre est donné :

$$M = M_s + M_c + F_s \cdot d_s - F_c \cdot d_c \quad (5.5)$$

Dans cette équation M est le moment de flexion globale agissant sur la section.

Il est supposé à la fois que les forces axiales et les moments de flexion sont appliqués au centre de gravité de chaque composant de la section transversale.

L'équilibre de translation partielle de la dalle en béton donne :

$$F_c = -F \quad (5.6)$$

L'équilibre de translation partiel de la poutre d'acier donne :

$$F_s = F \quad (5.7)$$

De l'équilibre de translation globale, équation (5.5) peut être modifié dans la forme plus utile

$$F_s = -F_c = F \quad (5.8)$$

De sorte que l'équilibre de rotation globale peut être réécrit :

$$M = M_s + M_c + F \cdot d \quad (5.9)$$

De cette manière, les trois équations (5.6), (5.7) et (5.9) dépend de la force d'interaction F, et les deux moments de flexion agissant sur les deux parties de la section mixte.

F_s et F_c : forces résultantes des contraintes normales agissant sur les deux parties de la section.

L'effet de la connexion est représenté par le terme $F \cdot d$.

La relation moment-courbure dépend de la valeur de la force d'interaction. L'étude de la relation moment-courbure pour la section transversale perforée permet d'analyser le comportement structural de poutres mixtes.

5.5. RELATION MOMENT-COURBURE DE LA SECTION TRANSVERSALE :

Le moment de flexion global sur la section mixte est donné par la force axiale et le moment de flexion agissant sur chaque partie de la section, la valeur de la courbure ψ dépend de la dérivée du glissement s , selon l'équation 5.9, le moment de flexion globale dépend directement de la valeur de la force d'interaction F

Afin de tracer une courbe moment-courbure, il est nécessaire de définir la limite supérieure de la force d'interaction F_{\max} qui est donnée par la valeur minimale (valeur absolue) entre les forces axiales de compression dans la dalle et la force axiale de traction de la poutre en acier ; cette force de cisaillement longitudinal (effort rasant) est définie la force qui corresponde le degré de connexion totale ($\frac{N}{N_f} = 1$) selon EC-4 où l'interaction est complète.

$$F_{\max} = \min(N_s, N_c) \dots\dots\dots (5.10)$$

Et la limite inférieure de la force d'interaction $F_{\min}=0$, cette force correspond le degré de connexion nulle ($\frac{N}{N_f} = 0$) ou pas d'interaction acier-béton et la dalle dans ce cas est considérée

comme une charge répartie sur la poutre métallique.

Le moment résistant de la poutre est donné par :

$$M = \psi \cdot (EI)_{\text{eq}} \dots\dots\dots (5.11)$$

Avec $(EI)_{\text{eq}}$ est la rigidité équivalente de la section mixte, cette rigidité de flexion est variable selon le glissement entre la dalle et la poutre métallique.

La courbe qui correspond à la valeur du glissement égal à zéro, définit la relation moment-courbure pour l'état de l'interaction complète. Théoriquement cette courbe est la seule compatible avec l'hypothèse de *Bernoulli* de déformation linéaire de la totalité de la section transversale mixte, qui se produit lorsque les glissements à l'interface de profilé-dalle sont nuls. Dans cet état la courbure est en relation avec le moment de flexion par la relation suivante :

$$\psi = -\frac{M}{(E_s I_s + E_c I_c)} \dots\dots\dots (5.12)$$

Pratiquement, la connexion totale par goujons à tête qui correspond le glissement nul entre la poutre métallique et la dalle est difficile à atteindre, car ces éléments de connexion offrent une flexibilité non nulle malgré leur nombre considérable disposé. Le modèle numérique permet de représenter le comportement flexible et non-linéaire de cette connexion, ainsi que son influence sur la rigidité de la poutre, comme nous montrons dans le paragraphe §.5.7.1.

5.6. DEVELOPPEMENT DU MODELE NUMERIQUE EN 3-D :

Dans ce travail en gardant le même schéma statique et les mêmes caractéristiques matérielles des composants de la poutre d'essai PI4 de *Abdel Aziz* [20], la poutre sur deux appuis simples

composée de la dalle en béton armé de 800x100mm connectée avec la poutre métallique par les goujons de connexion acier-béton (9 paire de goujons à tête de type *Nilson*).

L'exception a été faite pour le profilé IPE400 qui est découpé en deux parties pour obtenir la poutre métallique cellulaire (Oxycoupage qui donne la hauteur optimale de la section $h_t=600\text{mm}$) et un espacement suffisant pour éviter les effets de l'interaction entre les ouvertures, donne 08 ouvertures. Les caractéristiques géométriques de cette poutre sont illustrées sur la figure 5-11.

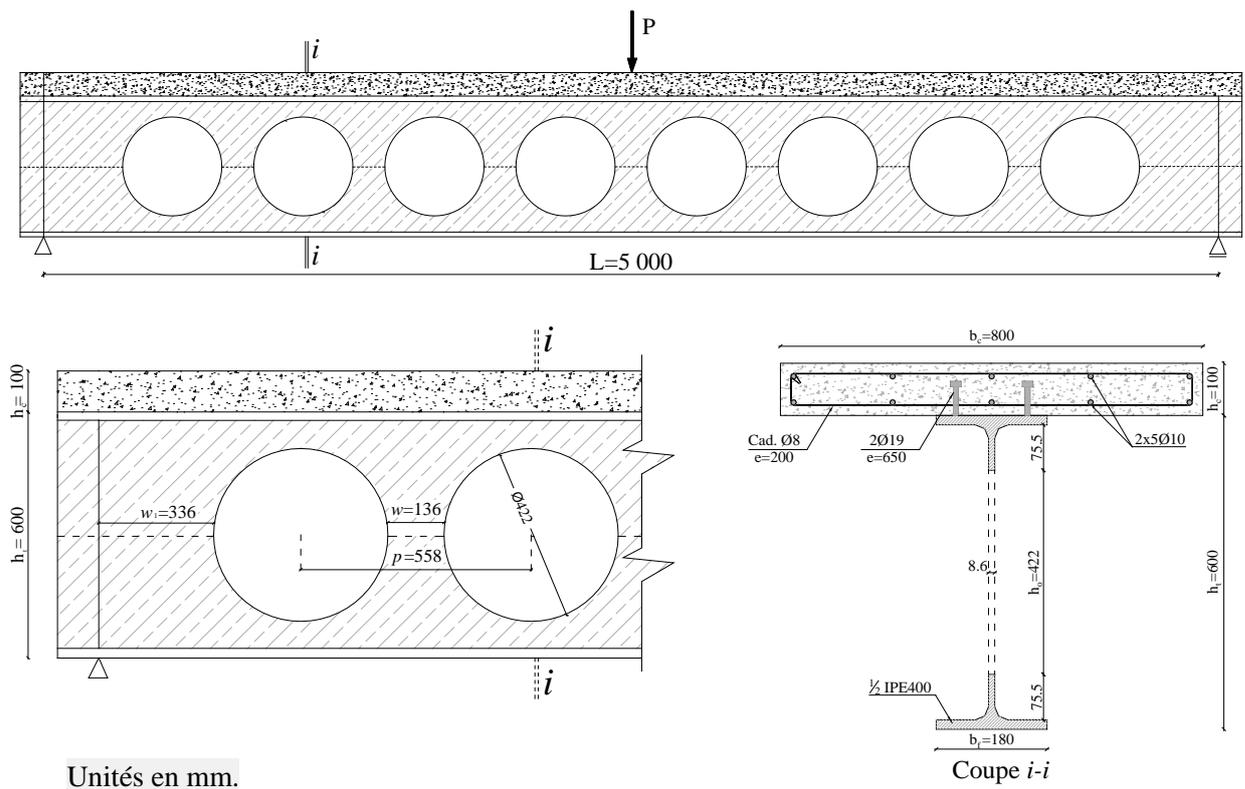


Fig. 5-11 : Poutre cellulaire mixte type.

On propose une modélisation numérique par éléments finis de nouvelle poutre mixte à âme perforée à l'aide du logiciel ANSYS [57]. Ce modèle numérique est développé pour être appliqué à l'analyse globale de ce type de poutre (calcul des efforts et des déplacements).

Le modèle par éléments finis en 3-D utilisé pour représenter les poutres dans ce travail est présenté sur la figure 5-12.

On note que les connecteurs sont disposés symétriquement sur toute la longueur de la poutre avec deux connecteurs à mi-travée, ces deux connecteurs ne participent pas au cisaillement, mais leur

rôle est d'empêcher le mécanisme qui peut créer par le mouvement horizontal ou vertical de la dalle (u_x ou u_z) par rapport la poutre métallique durant le chargement. Donc, le nombre de connecteurs participant à la connexion n , avec $n = n_t - 2$. Par conséquent le nombre des connecteurs $n_t = 2$ au milieu de la poutre correspond le degré de connexion nul.

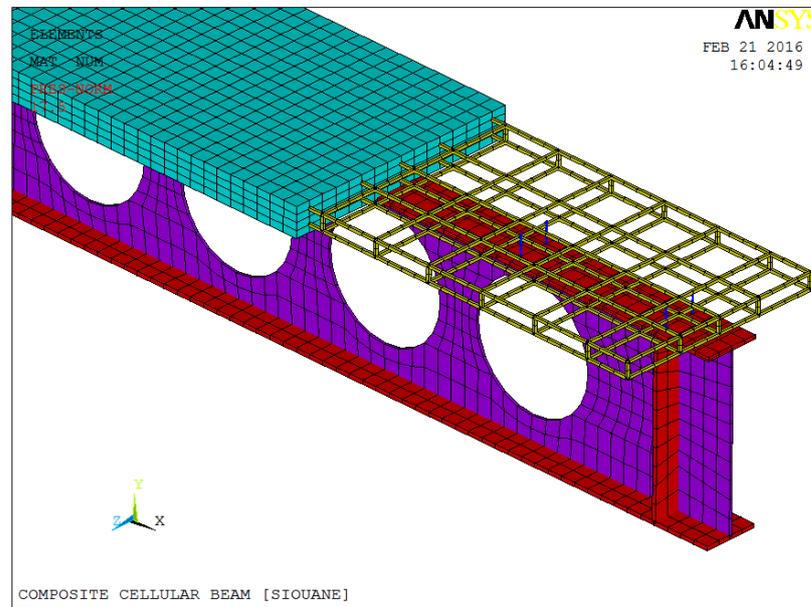


Fig. 5-12 : Poutre cellulaire mixte par éléments finis.

5.7. RESULTATS D'ETUDE NUMERIQUE :

5.7.1. Analyse globale de charge-flèche :

Dans l'esprit de l'Eurocode 4, l'analyse linéaire peut être appliquée pour le calcul des efforts internes (moment, effort tranchant), mais elle doit être utilisée pour le calcul des déformations de la structure. Les flèches de la poutre mixte sont toujours déterminées par les méthodes d'analyse linéaire élastique. Lors de cette analyse, il est permis de considérer que la section mixte est parfaitement homogène et il n'y a aucun glissement entre l'acier et le béton [10].

Dans une poutre, la distribution des sollicitations est indépendante de la rigidité de la poutre. Cette rigidité est le paramètre qui définit les déformations (flèches) de cette poutre. L'intérêt d'une analyse non-linéaire par MEF des poutres mixtes se porte sur le calcul des flèches et la vérification de la ductilité de la connexion.

Dans ce paragraphe, on va montrer l'intérêt d'une évaluation non-linéaire des flèches dans une poutre mixte cellulaire sur appuis simples. Les simulations numériques permettent de voir

l'influence du nombre des connecteurs (degré de connexion) sur les flèches de cette poutre. Ce comportement est montré sur la figure de chargement-flèche ci-dessous et sur le tableau de l'annexe C.

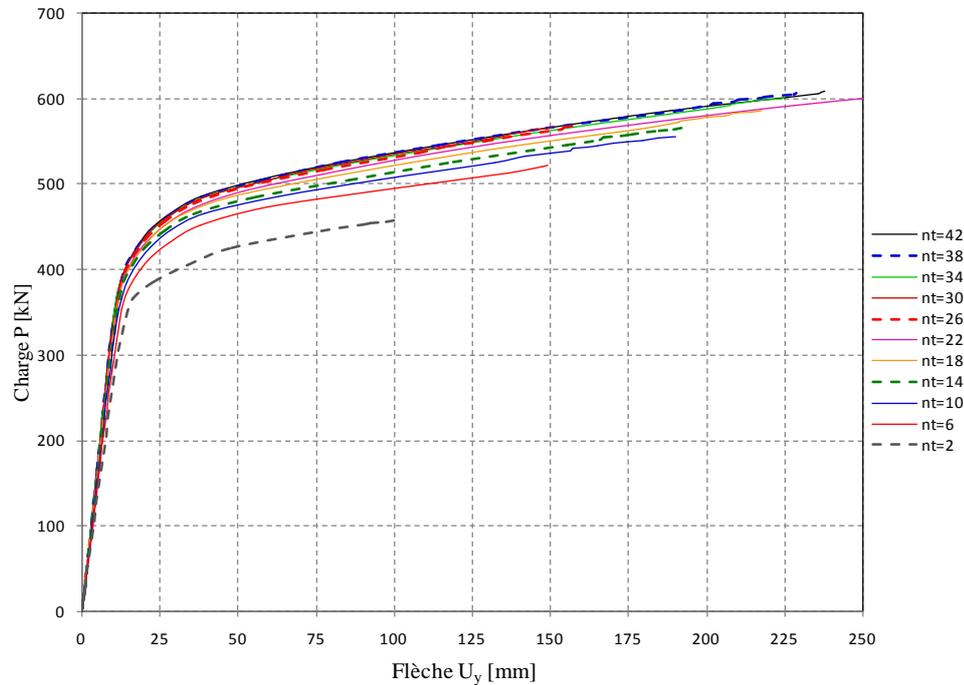
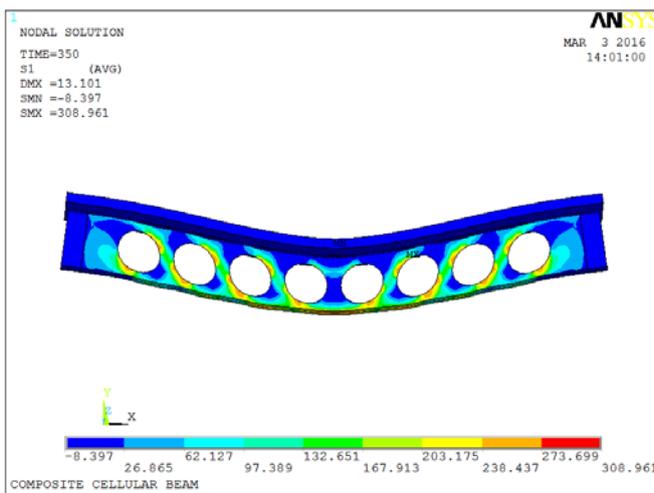
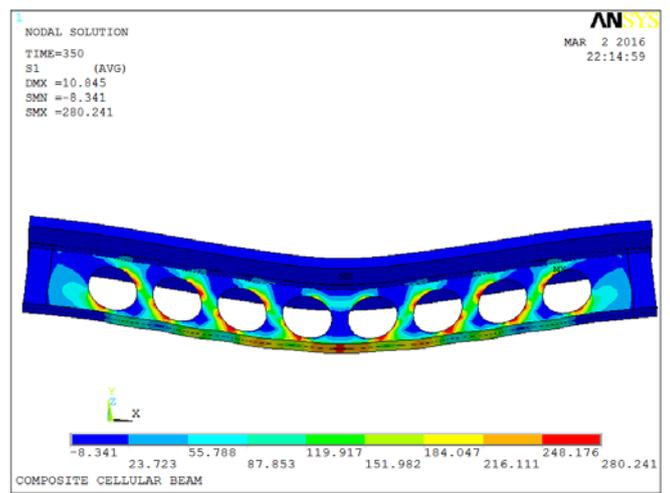


Fig. 5-13 : *Chargement-déplacement vertical (u_y).*

Cette figure 5-13, montre que la phase élastique de la totalité des poutres étudiées se trouve entre $P=0$ et $P \approx 350$ kN environ, pour tous les degrés de connexion, au-delà de dernière valeur ($P > 350$ kN) les poutres entre dans le domaine de plasticité.



a) *Nombre de connecteur $n_t=6$*



b) *Nombre de connecteur $n_t=42$*

Fig. 5-14 : *Contrainte principale σ_1 pour $P=350$ kN.*

Dans la phase la phase (I) élastique, où les courbes *charge-flèche* ci-dessus sont très rapprochées (superposées) et les flèches des poutres dans cette zone sont assez faibles et les contraintes dans les composants des poutres restent inférieures à celles des limites élastiques (Fig. 5-14).

En comparaison les résultats à mi-travée des poutres dans le tableau suivant.

Poutres	Flèche U_y [mm]	$\sigma_{l,c}$ [MPa] (béton)	$\sigma_{l,s}$ [MPa] (semelle inf.)	$\varepsilon_{l,s} \times 10^{-3}$ (semelle inf.)
(a) pour $n_t=6$	13,1	(-) 8,40	229,34	1,02
(b) pour $n_t=42$	10,8	(-) 8,34	231,03	1,07
$r = (a)/(b)$	1,21	1,007	0,99	0,95

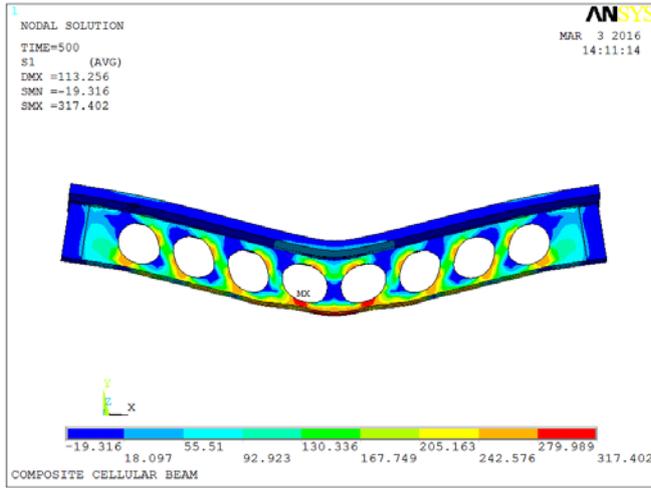
Tab. 5-4 : Comparaison des résultats pour $P=350$ kN.

Selon ces résultats ci-dessus, on trouve que les dalles sont légèrement sollicitées ($\sigma_{l,c} < 0,4.f_c$), par contre les poutres métallique reprennent la majorité des contraintes due au chargement et les redistribuent autour des ouvertures ce qui est peut être justifier la superposition de ces courbes. Par conséquent l'augmentation du nombre des connecteurs dans la poutre (b) fait diminuer la flèche de 19% dans ce cas.

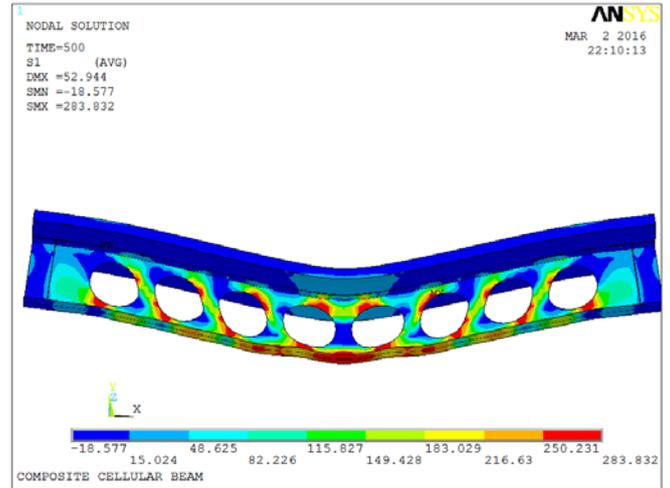
On constate aussi dans cette phase élastique des poutres que la redistribution des contraintes autour des ouvertures produit des valeurs qui dépassent la limite d'élasticité de l'acier d'âme ($f_y = 260$ MPa) comme montré la figure 5-14 où $\sigma_I = 308,96$ et $\sigma_I = 280,24$ MPa.

Dans la phase la phase (II) élastoplastique où la charge des poutres dépasse la charge élastique ($P > 350$ kN), cette phase correspond à des forts changements de pente des courbes *charge-flèche*, et ces courbes sont dispersées et la ruine des poutres est proportionnel au nombre de connecteurs.

Les flèches des poutres dans cette zone sont importantes accompagnées par plastification de quelque sections d'acier ($\sigma_I > f_y$) surtout au niveau de la semelle inférieure à mi-travée de la poutre (Fig. 5-15).



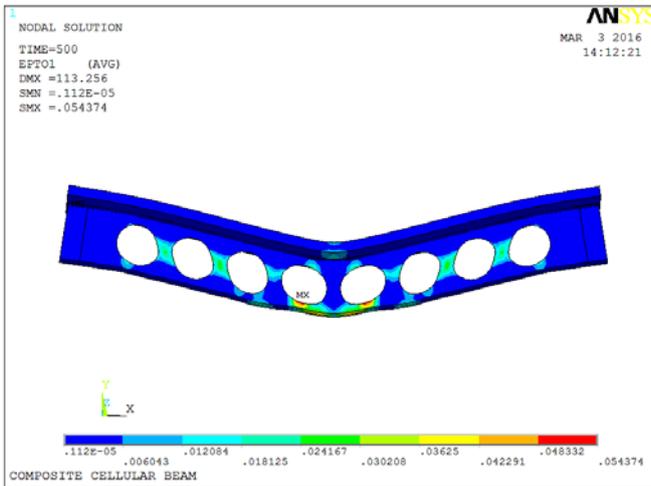
a) Nombre de connecteur $n_t=6$



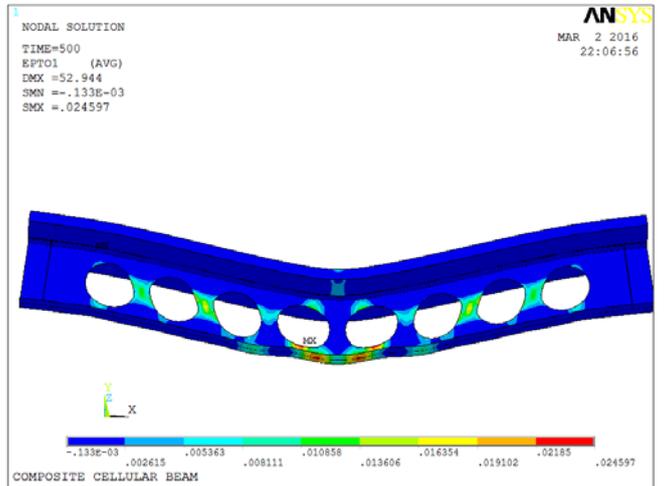
b) Nombre de connecteur $n_t=42$

Fig. 5-15 : Contrainte principale σ_1 pour $P=500$ kN.

Les résultats ci-dessus des figures 5-15 et 5-16 montrent que les contraintes du béton restent inférieures à la contrainte maximale de compression ($\sigma_{1,c} < f_c$), par contre les contraintes principales dans la semelle inférieure de la poutre métallique dépassent la limite d'élasticité de l'acier ($f_y=245$ MPa) comme illustrée la figure 5-15 où $\sigma_1=279,48$ et $\sigma_1=271,37$ MPa respectivement.



a) Nombre de connecteur $n_t=6$



a) Nombre de connecteur $n_t=42$

Fig. 5-16 : Déformation principale (totale) ϵ_1 pour $P=500$ kN

Cette plastification de la semelle inférieure des poutres se traduit par de déformations longitudinales qui dépassent les déformations élastiques de l'acier (Fig. 5-16) et les contraintes dans la semelle supérieure restent inférieure à la limite d'élasticité de l'acier.

En comparaison les résultats à mi-travée des poutres dans le tableau suivant.

Poutres	Flèche U_y [mm]	$\sigma_{l,c}$ [MPa] (béton)	$\sigma_{l,s}$ [MPa] (semelle inf.)	$\varepsilon_{l,s} \times 10^{-3}$ (semelle inf.)
(a) pour $n_t=6$	113,3	(-) 19,32	279,48	12,5
(b) pour $n_t=42$	52,94	(-) 18,58	271,37	3,32
$r = (a)/(b)$	2,14	1,04	1,03	3,77

Tab. 5-5 : Comparaison des résultats pour $P=500$ kN.

5.7.2. Analyse du glissement :

Lorsqu'on considère la poutre comme un élément parfaitement homogène la distribution de l'effort rasant sur la longueur de cette poutre donne un effort de cisaillement dans chaque connecteur par la formule de *Jouravski* suivante :

$$F_i = \frac{V_{sd} \cdot S_y}{I_1} p \dots\dots\dots (5.13)$$

Cette formule montre que l'effort rasant est directement proportionnel à l'effort tranchant. Sous une charge concentrée, l'effort repris par des connecteurs répartis sur la longueur de la poutre est égaux, car l'effort tranchant est constant.

En réalité, lorsque les connecteurs sont flexibles, la distribution de l'effort rasant n'est pas linéaire, elle est en fonction du glissement. L'effort rasant élastique se redistribue entre les connecteurs de l'extrémité de la poutre vers à mi-travée. Sous un chargement dans le domaine élastique, soit $P=300$ kN comme illustré sur la figure 5-17, on trace les courbes de la variation de glissement pour différent degré de connexion et les résultats numériques pour les charges $P=300$ et $P=500$ kN sont résumés à l'annexe C.

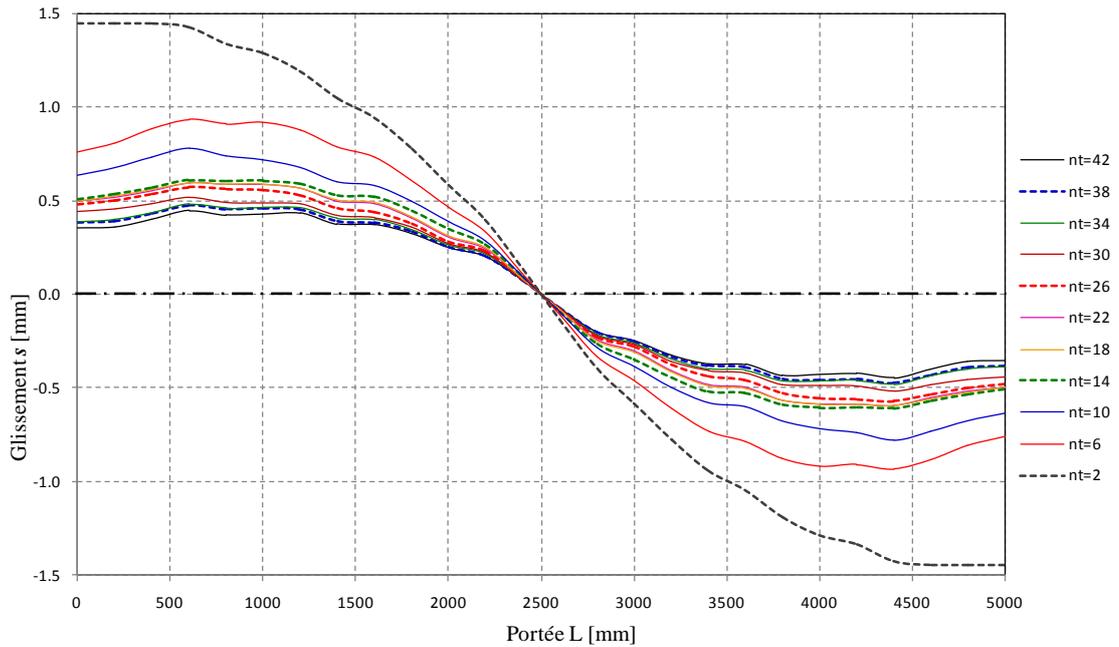


Fig. 5-17 : Glissement s en domaine élastique ; $P=300kN$

A titre d'exemple les résultats de glissement et l'effort repris par chaque connecteur de la poutre P18 ($n_t=18$ connecteurs) sont résumés au tableau suivant :

Position	1	2	3	4	5
Connecteurs	(appui)				(mi-travée)
x [mm]	0.00	550	1 200	1 850	2 500
s_i [mm]	0.462	0.540	0.519	0.372	0.00
F_i [kN]	78.1	82.2	81.2	72.4	0.00
$K_{sec,i}$ [kN/mm]	169.0	152.2	156.2	194.6	∞

Tab. 5-6 : Résultats de s_i et F_i de la poutre P18 ($P=300kN$)

La raideur d'un goujon n'est pas constante mais dépend du chargement qui lui est appliqué. La formule de loi de comportement du connecteur d'Ollgaard (Eq. 2.8), montre clairement que la rigidité initiale d'un connecteur tend vers l'infini lorsque le glissement est très proche de zéro. Pour un connecteur $\phi=19mm$ utilisé dans le cadre de cette étude donne une rigidité initiale $k_{ini}=289.3$ kN/mm pour un glissement $s_i=0.2mm$. La redistribution des efforts entre connecteurs influé sur la rigidité de la connexion.

La deuxième série de courbes (Fig. 5-18) représente le glissement par l'augmentation de la

charge de $P=500\text{kN}$. Les simulations numériques permettent de voir l'influence du comportement non-linéaire des connecteurs sur le glissement entre la poutre métallique et la dalle en béton.

On note que le nombre de connecteurs nécessaire N_f pour assurer une connexion totale de la poutre selon la formule (5.10) qui donne $F_{\max}=N_s=2380.5\text{ kN}$ est $N_f=2 \times 19=38$ connecteurs.

Donc, le glissement nul entre la dalle et la poutre métallique est pratiquement difficile à atteindre par goujons à tête, (à titre d'exemple, on trouve $s=0.25\text{mm}$ pour un nombre de connecteur $n_t=42$ sous la charge $P=500\text{ kN}$).

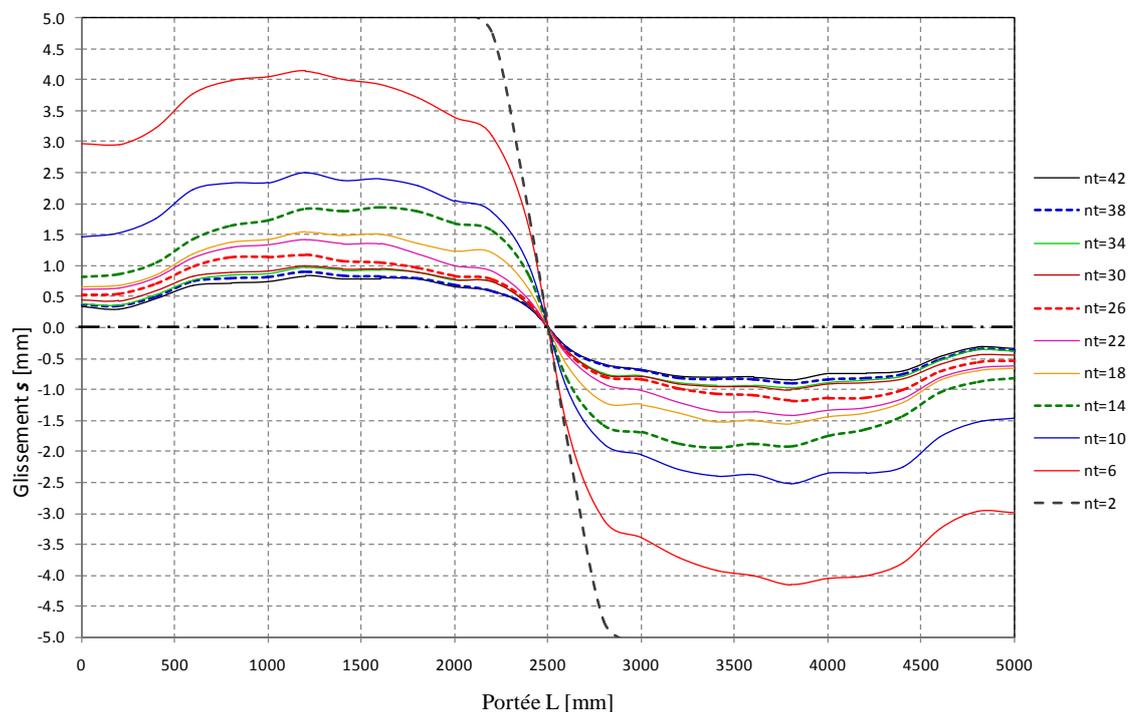


Fig. 5-18 : Glissement s en domaine plastique ; $P=500\text{kN}$

Le glissement maximum est mesuré à une distance de $1/5$ à $1/4$ aux extrémités de la poutre dans ce domaine élasto-plastique.

a) Influence du glissement sur la flèche :

En basant sur les résultats précédents de l'analyse paramétrique de *charge-flèche* des poutres étudiées, on peut identifier dans ce paragraphe le degré de connexion comme le principal paramètre qui peut avoir une influence sur l'augmentation de flèche en présence de glissement à l'interface acier-béton.

En résumant nos résultats numériques dans le tableau 5-7 avec ceux calculés par la méthode

analytique de l'EC-4 (Eq. A.28) sous la charge de la limite élastique de la poutre en connexion complète $P_e = 375$ kN.

N/N_f	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
(1) δ_{EC-4} [mm]	8,40	7,82	7,24	6,69	6,18	5,72	5,29	4,91	4,57
(2) δ_{MEF} [mm]	13,42	12,79	12,44	12,32	12,07	11,89	11,83	11,74	11,66
$\frac{(2)-(1)}{(2)}$	0,374	0,389	0,418	0,457	0,488	0,519	0,553	0,582	0,608

Tab. 5-7 : Résultats des flèches.

Ces résultats du tableau 5-7 montrent que le calcul analytique des flèches selon l'EC-4 est sous-estimé par rapport le calcul numérique qui s'avère être plus précise, et l'amplificateur des flèches numériques est varié de 37% à 61% environ dans notre étude.

La différence entre les flèches obtenues par les deux modélisations est sans doute due aux phénomènes non-linéaires de la connexion (comportement des connecteurs) qui ne sont pas pris en compte dans l'analyse linéaire. Le calcul de la flèche des poutres mixtes selon le code EC-4 est fait par la méthode d'analyse linéaire élastique et le degré de la connexion se traduit par un facteur amplificateur dépend de la flèche de la poutre métallique seule et la poutre mixte en connexion complète. En réalité, les connecteurs possèdent une réserve de ductile qui ne peut être prise en compte par la méthode analytique de l'Eurocode 4.

5.7.3. Analyse moment-courbure ($M-\psi$) :

La courbure dans les poutres c'est un paramètre important dans la théorie des poutres en flexion, et selon la formule (5.11) le moment de flexion (M) est en fonction de deux paramètres concomitants ; la courbure et la rigidité, ces paramètres sont variables en fonction de la présence du glissement et des perforées dans l'âme de la poutre métallique.

Dans cette étude numérique, on va montrer l'influence de ces paramètres sur la résistance flexionnelle des poutres mixtes à âme ajourée pour plusieurs cas de degré de connexion. La relation moment fléchissant courbure est illustrée dans la figure suivante (Fig. 5.19).

On note que les courbes correspondent les degrés connexion nul ($n_t=2$) et connexion totale

($n_t=42$) dans notre analyse représentent les valeurs inférieures et supérieures des moments fléchissant (M_{min} et M_{max}) ou les limites inférieure et supérieure des moments.

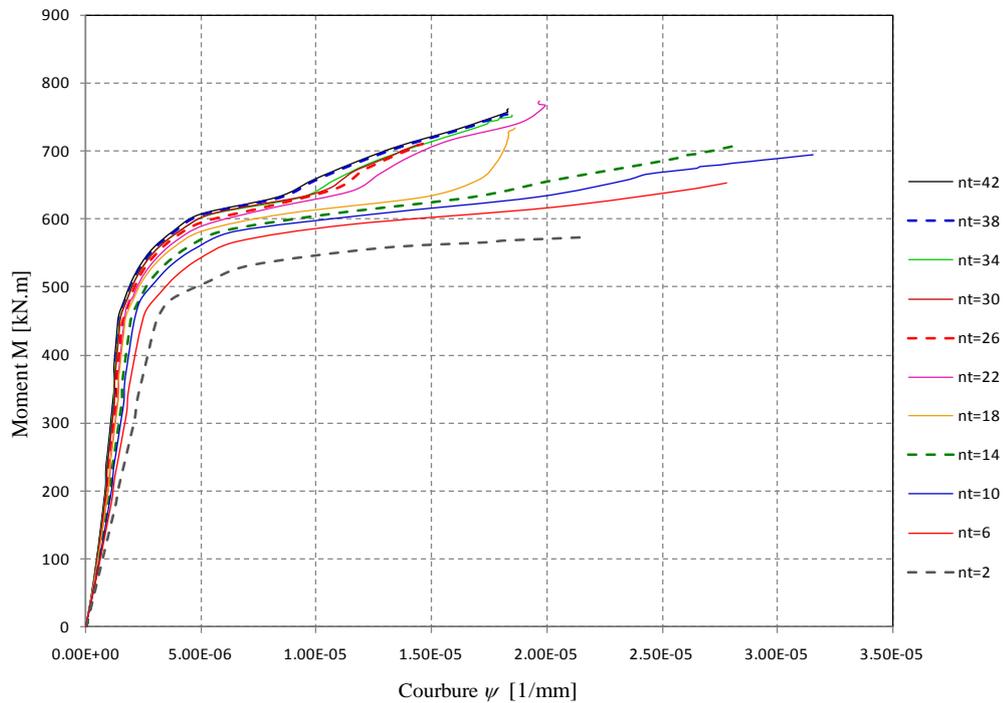


Fig. 5-19 : Moment de flexion M – courbure ψ .

Les courbes de la figure précédente 5-19 sont pratiquement semblables aux courbes de charge-flèche, elles présentent deux phases principales de comportement, la phase (I) élastique où les courbes sont très rapprochées (superposées) pour les moments inférieurs à 450 kN.m environ.

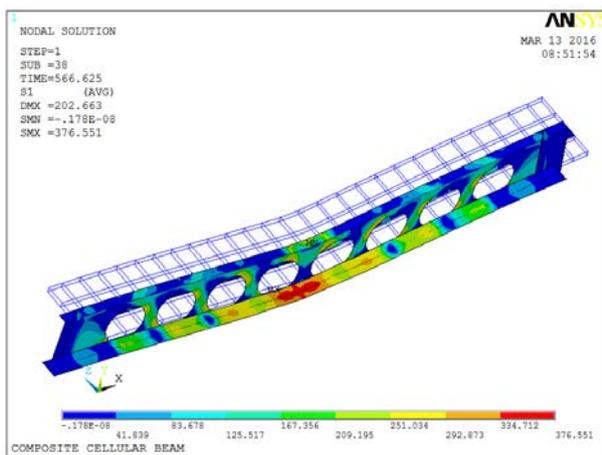


Fig. 5-20 : Plastification de la semelle ($n_t=10$).

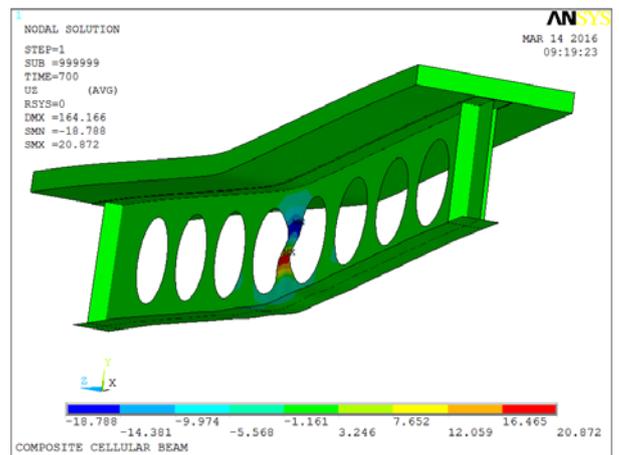


Fig. 5-21 : Instabilité du montant central ($n_t=26$).

Au-delà de cette limite, en phase (II) les courbes sont dispersées et les courbures ψ des poutres dans cette phase sont importantes.

La ruine des poutres se manifeste par la plastification de quelque section au niveau des semelles inférieures et d'ouvertures, par l'instabilité du montant central et par la ruine de la connexion et soulèvement de la dalle comme illustrés sur les figures 5-20, 5-21, 5-22 et 5-23.

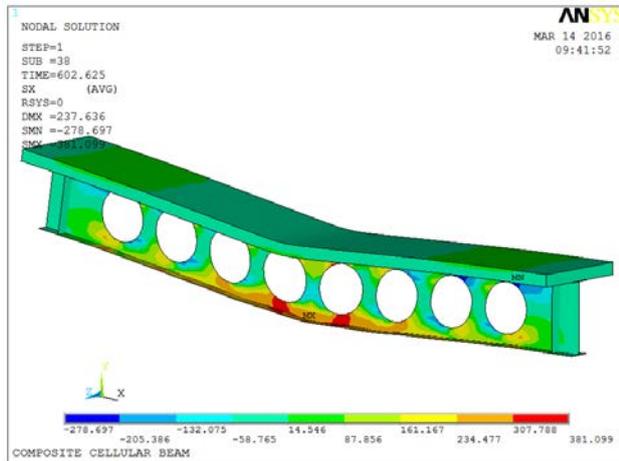


Fig. 5-22 : Plastification de la semelle inf.
Au niveau des ouvertures centrales ($n_t=34$).

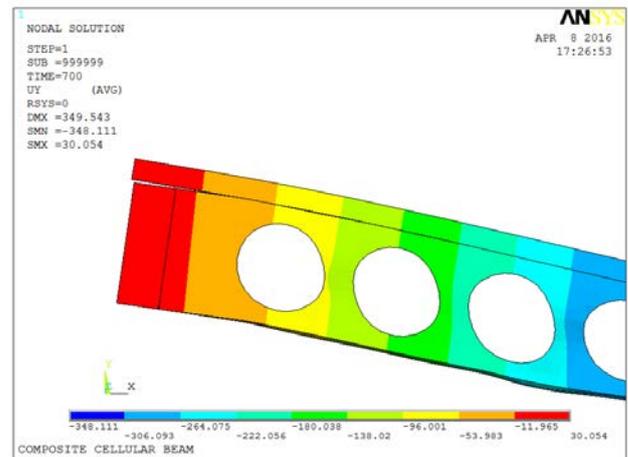


Fig. 5-23 : Soulèvement de l'extrémité
de la dalle ($n_t=6$).

5.7.4. Influence de la position des ouvertures d'âme sur la résistance :

Dans ce paragraphe on a étudié l'influence de la position de deux ouvertures sur la capacité de résistance de la poutre dont le nombre de connecteurs est constant (soit $n_t=18$). Ces trouées sont symétrique par le milieu de la poutre (Fig. 5-24),

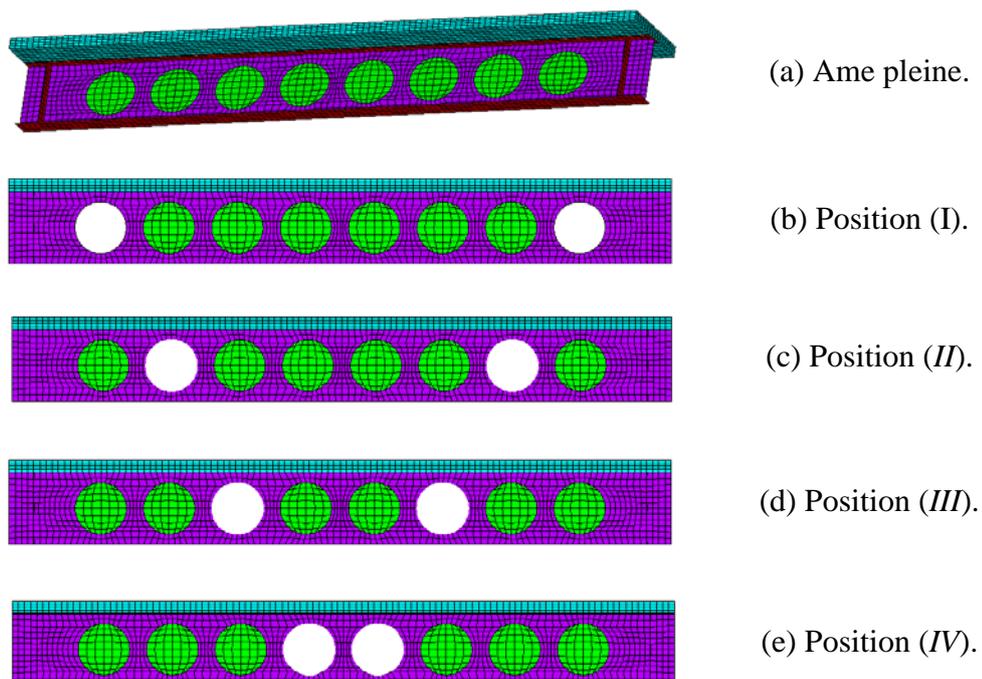


Fig. 5-24 : Position d'ouvertures d'âme ($n_t=18$).

On varie la position des deux ouvertures, et les résultats de *charge-flèche* des poutres sont montrés sur la figure 5-25.

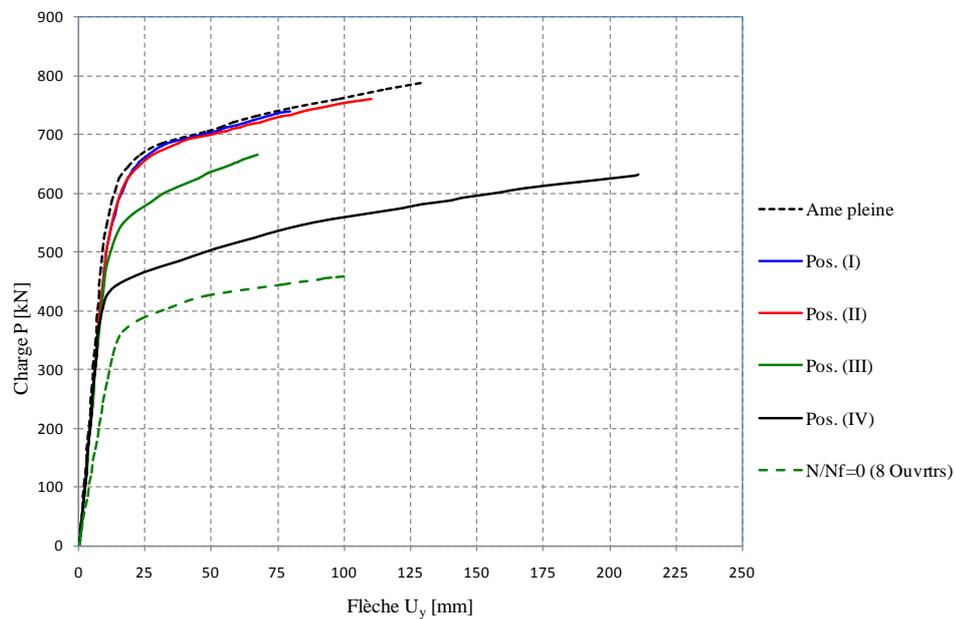


Fig. 5-25 : Courbes charge-flèche.

Ces courbes montrent que les poutres ayant pratiquement le même comportement dans le domaine élastique (courbes superposées), par contre dans le domaine plastique on trouve que ces courbes se divergent, et la position des ouvertures influée sur la capacité flexionnelle des poutres.

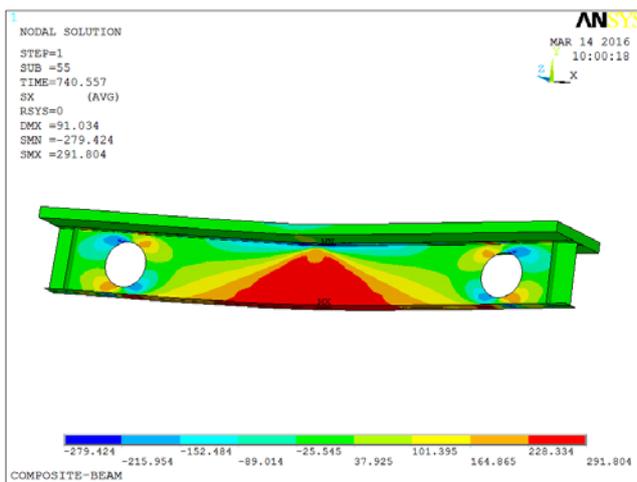


Fig. 5-26 : Contrainte normale σ_x (position I).

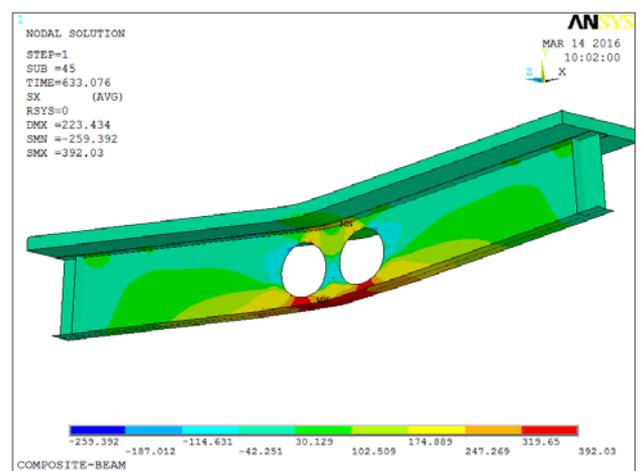


Fig. 5-27 : Contrainte normale σ_x (position IV).

La capacité de résistance diminuée proportionnellement avec l'éloignement des ouvertures aux appuis (de rive vers la mi-travée), par contre la ductilité des poutres augmente par la position des ouvertures de rive vers le centre ; on trouve que la position (IV) donne la poutre la plus ductile et

moins résistante comme illustrent le tableau 5-8 et les figures 5-26 et 5-27.

On résume ces résultats au tableau ci-après.

Désignation	P_{\max} [kN]	P_I / P_{IV}	U_y [mm]	$U_{y,I} / U_{y,IV}$	σ_x [MPa]	$\tau_{xy,max}$ [MPa]
Position (I)	740.56	1.17	91.03	0.41	291.8	149.9
Position (IV)	633.08		223.4		392.0	143.4

Tab. 5-8 : Résultats de comparaison (position I et IV).

Ces résultats montrent clairement que la position des ouvertures (I) offre une résistance de 17% par rapport la position (IV), par contre la capacité de déformation est faible (environ la moitié) par rapport de la position (IV) avec une plastification de la section en T_e inférieure.

Dans le domaine de routes et de bâtiment les poutres ayant de grandes déformations ne sont pas recommandées à l'état de service, donc la première conception (position I) est la plus favorisée.

5.8. SYNTHÈSE DES RESULTATS :

L'analyse des résultats trouvés dans les paragraphes précédents permet de tirer quelques remarques intéressantes :

1. La connexion totale ou complète qui correspond le nombre de connecteurs N_f , au-delà de ce nombre (addition des connecteurs supplémentaires) ne peut pas augmenter la résistance de la poutre, n'est pas atteinte, car le glissement à l'extrémité de la poutre n'est pas nul.
2. Les courbes de glissement dans le domaine élastique sont variées régulièrement sur le long de la poutre, par contre les mêmes courbes dans le domaine plastique sont variées onduleusement, car dans le domaine élastique les connecteurs offrent une rigidité initiale importante sur le long de la poutre, par contre cette dernière est discontinue par plastification des connecteurs les plus sollicités dans le demain plastique.
3. La courbure des poutres augmente avec la diminution de degré de connexion, car des connecteurs offrent une capacité de glissement suffisante qui offre une ductilité adéquate de la poutre avant la ruine.
4. La capacité de résistance diminuée proportionnellement avec l'éloignement des

ouvertures aux appuis (de rive vers la mi-travée), par contre la ductilité des poutres augmente avec l'éloignement des ouvertures au centre vers les appuis.

Dans les ouvrages de routes ou de bâtiments, les déformations importantes (les poutres de comportement ductile) ne sont pas recommandées.

5.9. CONCLUSIONS :

Le comportement structural des poutres cellulaires mixtes acier-béton sous charge statique concentrée à mi-travée a été étudié dans ce chapitre. En particulier, il a été présenté un modèle numérique en 3-D afin de fournir une meilleure compréhension de la relation entre le glissement et la force de cisaillement des connecteurs.

La modélisation numérique par la méthode des éléments finis nous a permis d'analyser ce type de structure mixtes acier-béton, les résultats numériques montrent un accord avec l'essai expérimental existant dans la littérature en termes de quantités pour les poutres mixtes à âme pleine.

L'analyse numérique en 3-D de poutres mixtes avec une section transversale perforée en introduisant les propriétés non-linéaires des matériaux est un outil très efficace pour comprendre le comportement réel de ce type de structure, on peut remarquer que l'estimation de la flèche et de la courbure semble être plus influencée par les relations constitutives introduites pour les matériaux et les connecteurs de cisaillement.

La différence entre les résultats de l'analyse linéaire et de l'analyse MEF peut être expliquée par une mauvaise interprétation du comportement de la connexion dans la méthode analytique, ainsi que la rigidité flexionnelle selon la théorie des poutres est une caractéristique constante de la section. Ceci n'est pas nécessairement dans le cas en construction mixte à âme ajourée en présence du glissement, notamment lorsque la connexion est créée par des connecteurs flexibles tels que les goujons.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les principaux travaux effectués dans cette thèse se décomposent en deux parties.

En **première partie**, nous avons étudié le déversement des poutres ajourées en acier seul appuyées sur deux appuis simples et soumises aux différents cas de chargement statique par la méthode des éléments finis, en utilisant le logiciel de simulation numérique ANSYS.

Comme les documents existants dans la littérature ne donnent pas de méthodes précises pour le calcul du phénomène de l'instabilité des poutres ajourées au déversement, elles suggèrent une méthode qui conduit à négliger l'effet d'influence de la géométrie des montants d'âme, la discontinuité des sections de la poutre, les tailles et les formes des ouvertures sur la stabilité et la résistance de ce type de poutre.

Une étude paramétrique est effectuée sur poutres cellulaires afin d'étudier l'influence de dimensions des montants ainsi l'espacement des ouvertures sur le déversement de ces poutres (instabilité locale des montants par flambement et leurs répercussions sur la stabilité globale de la poutre). Parallèlement une autre étude présente la variation des moments de déversement avec distorsion de l'âme en fonction de l'élançement géométrique des poutres alvéolaires.

Les résultats obtenus montrent que, le premier mode de déversement se produit par le flambement latéral des semelles comprimées pour toutes les poutres élancées, et les poutres dont les montants d'âme sont étroits l'instabilité de ces poutres provoquée par le flambement des montants, et les poutres dont les montants sont assez larges, l'instabilité se manifeste par un flambement combiné entre le flambement des montants et le flambement latéral de la semelle supérieure. Ainsi que la distorsion de l'âme des poutres ajourées a une influence non négligeable sur les modes d'instabilité des poutres, soit par le déversement pour les poutres élancées ou le voilement avec flambement des âmes et des montants pour les poutres courtes ou par les deux phénomènes simultanés pour les cas intermédiaires.

Par conséquent, on peut conclure que le coefficient de déversement (C_b) n'est pas constant comme donné par le code EC-3, il dépend essentiellement par la minceur des montants et le type

de chargement de la poutre.

La **deuxième partie** a été consacrée à l'analyse numérique de l'influence de l'interaction partielle en présence des ouvertures d'âme sur les poutres mixtes cellulaires, en tenant compte la non-linéarité géométrique et matérielle de différents composants de la poutre.

Une étude paramétrique par voie numérique a été faite pour évaluer l'influence de la connexion partielle (réalisée par des goujons à tête) sur le calcul des flèches, du glissement et de la courbure de ce type de structure. Les résultats obtenus nous ont permis de conclure :

- ⇒ Le glissement dans les poutres mixtes ne peut être négligé dans le calcul comme il est suggéré par le code européen EC-4 pour l'analyse linéaire des poutres mixtes à âme pleine.
- ⇒ La connexion complète qui correspond le glissement nul (même en présence connecteurs supplémentaires) est très difficile à atteindre par les goujons à tête.
- ⇒ La courbure des poutres augmente avec la diminution de degré de connexion, car des connecteurs offrent une capacité de glissement suffisante qui offre une ductilité adéquate de la poutre avant la ruine.
- ⇒ La capacité de résistance de ces poutres diminuée proportionnellement avec l'éloignement des ouvertures aux appuis (de rive vers le centre), par contre la ductilité des poutres augmente avec l'éloignement des ouvertures au centre vers les appuis.

La modélisation numérique de la connexion qui est serte non-linéaire dans les poutres mixtes ajourées, c'est une question primordiale pour connaitre le comportement de différent type des structures mixte. Le travail présenté dans cette thèse laisse une brèche ouverte pour la recherche future. On pense à l'extension des modèles numériques afin d'étudier les poteaux mixtes, les planchers mixtes et les poutres continuées (sur plusieurs appuis), ainsi que la jonction des nœuds des portiques mixtes en zone sismiques où le modèle pourrait intégrer l'influence de la rigidité des assemblages dans l'analyse globale de la structure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Albitar A.,:** Résistance des sections transversales des poutres mixtes ; Flexion, cisaillement, interaction. *Application de l'EC-4. p.45-78, Revue Construction Métallique n°3-1995.*
- [2] **Aribert J.M.,:** Analyse et formulation pratique de l'influence de la nuance de l'acier du profilé sur le degré minimum de la connexion partielle d'une poutre mixte.
Revue Construction Métallique, n°3-1997, p. 39-55.
- [3] **Baaziz H.,:** Poutres et portiques de grande portée ; *Fascicule n°01 codification : 2.03.3773B, O.P.U Algérie*
- [4] **Batoz J.L., Quesnel T.,:** Modélisation numérique du flambage de panneaux sandwich raidis ;
La construction navale en composites, Paris (1992), communication n°15
- [5] **Bazile A., Texier J.,:** Essais de poutres ajourées.
Revue construction métallique, CTICM, N°3-1968, p. 12-25.
- [6] **Bertolini J.,:** Contribution à l'analyse expérimentale et théorique des ruptures de structures composites en post-flambement par décollement de raidisseurs.
Thèse de doctorat, Université de Toulouse III (2008)
- [7] **Bitar D.,:** Poutre en I à âme élancée – vérification de la résistance d'un panneau d'âme muni d'une ouverture circulaire centrée, CTICM, N°4-2004
- [8] **Bouzaoui L.,:** Contribution à l'analyse expérimentale et théorique des structures mixtes acier-béton assemblées par collage.
Thèse de doctorat, Université de Reims Champagne Ardenne (2005)
- [9] **Bui H. C.,:** Analyse statique du comportement des structures a parois minces par la méthode des éléments finis et des bandes finies de type plaque et coque surbaissée déformables en cisaillement. *Thèse de doctorat, Université de Liège 2008.*
- [10] **Bujnak J.,:** Analyse globale de poutres mixtes acier béton - Approche analytique et Modélisation non- linéaire. *Thèse de doctorat 2007, Université Blaise Pascal – Clermont II.*
- [11] **Chung K.F., T.C.H. Liu, A.C.H. Ko:** Investigation on *Vierendeel* mechanism in steel beams with circular web openings.
Journal of Constructional Steel Research 57 (2001) 467–490

- [12] **Chung W., Sotelino E.D.:** Three-dimensional finite element modelling of composite girder bridges. *Engineering Structures* 28 (2006) 63-71.
- [13] **Crisfield M.A.:** A Fast Incremental/Iterative solution, procedure that handles “Snap-Through”
Computers & Structures Vol 13. pp 55-62 (1980)
- [14] **Davaine L., Aribert J.M.:** Comparaison du dimensionnement de la connexion d’un pont bipoutre mixte selon les différentes versions de l’Eurocode 4.
Revue construction métallique CTICM, N°3-2002, p. 45-62.
- [15] **Delaplace A., Gatuingt F., Ragueneau F.:** Mécanique des structures, “Aide-mémoire”
Résistance des matériaux, © Dunod, Paris, 2008 - ISBN 978-2-10-053958-1
- [16] **Doneux C.:** Etude du mécanisme de transfert des flexions à la jonction poutre poteau dans les structures en portiques mixtes soumises à une action sismique.
Thèse de doctorat, Université de Liège 2002.
- [17] **Durif S.:** Comportement mécanique des poutres cellulaires à ouvertures sinusoidales-développement d’un modèle analytique adapté. *Thèse de doctorat, Université ClermontII 2012.*
- [18] **Ellobody E.:** Interaction of buckling modes in castellated steel beams.
Journal of Constructional Steel Research 67 (2011) 814–825
- [19] **Ellobody E.:** Nonlinear analysis of cellular steel beams under combined buckling modes.
Thin-Walled Structures 52 (2012) 66–79
- [20] **Fabbrocino G, Manfredi G., Cosenza E.:** Non-linear analysis of composite beams under positive Bending. *Computers and Structures* 70 (1999) 77-89
- [21] **Frey F.:** Analyse des structures et milieux continus, Mécanique des structures –Volume 2
Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne 2^{ème} édition.
- [22] **Frey F.:** Analyse des structures et milieux continus, Mécanique des solides –Volume 3
Presses polytechniques et universitaires romandes romandes, Lausanne 1^{ère} édition.
- [23] **Galéa Y.:** Déversement élastique d’une poutre à section bi-symétrique soumise à des moments d’extrémité et une charge répartie ou concentrée.
Revue Construction Métallique, CCTM, n° 2-2002
- [24] **Greffet N.:** Critères de stabilité structurale. *Code-Aster R.05.01 (2012) 1-22.*
(<http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html>)
- [25] **Hassani-Manai S.:** Etude et modélisation de la stabilité des structures élancées en béton armé.
Thèse de doctorat 2003, Université de Cergy-Pontoise, France.

- [26] **Hirt M., Bez R.,:** Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement. Traité de génie civil, Vol. 10 ; *Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1996*
- [27] **Hirt M., Crisinel M.,:** Conception et dimensionnement des halles et bâtiments. Traité de génie civil, Vol. 11 ; *Presses polytechniques et universitaires, Lausanne, 2001.*
- [28] **Kalkan I., Buyukkaragoz A.,:** A numerical and analytical study on distortional buckling of doubly- symmetric steel I-beams. *Journal of Constructional Steel Research xx (2011).*
- [29] **Kebiche K.,:** Etude en non linéarités géométriques et homogénéisation des systèmes réticulés autocontraintes - Applications aux systèmes de tenségrité -
Thèse de doctorat (1998) Montpellier II, France
- [30] **Lawson R.M., Lim J., Hicks S.J., Simms W.I.,:** Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings.
Journal of Constructional Steel Research 62 (2011) 614–629
- [31] **Lawson R.M., Hicks S.J.,:** Developments in composite construction and cellular beams.
Steel and Composite Structures Vol. 5 N°.2-3 (2005) 193–202
- [32] **Lawson R.M., Hicks S.J.,:** Design of composite beams with large web openings.
2011 SCI, Silwood Park, Ascot, Berkshire. SL5 7QN UK publications@steel-sci.com
- [33] **Lebet J.P.,:** Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton. *Thèse de doctorat N° 661 (1987) Lausanne.*
- [34] **Megharief J.D.,:** Behavior of composite castellated beams. *Thèse de Doctorat 1997,*
University Montreal, Canada
- [35] **Mestat Ph.,:** Modèles d'éléments finis et problèmes de convergence en comportement non-linéaire. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées - 214 - (1998) - Réf. 4187- pp 45-60*
- [36] **Mimoune M., Siouane S., Mimoune F.Z.,:** Elastic buckling of web-post in cellular beams with various opening shapes. *World Journal of Engineering 9(5) (2012) 429-435*
- [37] **Mimoune M., Siouane S., Mimoune F.Z.,:** Non-linear analysis of cellular composite beams under positive bending, *9th International Concrete Conference (2016) 1207-1219 Dundee, Scotland, U.K*
- [38] **Mimoune M., Siouane S.,:** Numerical analysis on lateral distortional buckling of octagonal castellated steel beams, *Global Civil Engineering Conference (2017) 423-430, Kuala Lumpur, Malaysia.*

- [39] **Mohebkhah A.**, : The moment-gradient factor in lateral-torsional buckling on inelastic Castellated beams. *Journal of Constructional Steel Research* 60 (2004) 1481–1494
- [40] **Mohebkhah A, Showkati H.**,: Bracing requirements for inelastic castellated beams. *Journal of Constructional Steel Research* 61 (2005) 1373–1386
- [41] **Morel J.**,: Calcul des structures métalliques selon EC-3, *Eyrolles sixième tirage 2005*.
- [42] **Nash W.A.**,: Résistance des matériaux 2, « Cours et problèmes » *Série Schaum ; Groupe McGraw-Hill (1982)*
- [43] **Nie J., Cai C.S., Wang T.**,: Stiffness and capacity of steel-concrete composite beams with profiled sheeting. *Engineering Structures* 27 (2005) 1074-1085
- [44] **Pi YL., Trahair NS.**,: Distortion and warping at beam supports. *ASCE, Journal of Structural Engineering* 126 (2000) 1279–1287.
- [45] **Rahem A.**,: Analyse non-linéaire en grandes rotations et grands déplacement des structures minces métalliques. *Thèse de Ph.D, Université de Laval, Québec 2001*.
- [46] **Redwood R., Demirdjian S.**,: Castellated beam web buckling in shear. *Journal of the Structural Engineering* vol. 124 N°10, 1202-1207, 1998.
- [47] **Soltani M.R., Bouchaïr A., Mimoune M.**,: Nonlinear FE analysis of the ultimate behavior of steel castellated beams. *Journal of Constructional Steel Research* 70 (2012) 101–114
- [48] **Soltani M.R.**,: Modélisation numérique du comportement des poutres métalliques avec des ouvertures dans l'âme. *Thèse de doctorat, Université de Constantine 2012*.
- [49] **Sweedan A.M.I.**,: Elastic lateral stability of I-shaped cellular steel beams. *Journal of Constructional Steel Research* 67 (2011) 151–163
- [50] **Thiébaud R.**,: Résistance au déversement des poutres métalliques de pont. *Thèse N°6348 (2014) EPFL-Suisse 2014*.
- [51] **Torre-Casanova A.**,: Prise en compte de la liaison acier-béton pour le calcul de structures industrielles. *Thèse de doctorat, Université de Cachan (France) 2012*.
- [52] **Timoshenko SP, Gere J.M** : Théorie de la stabilité élastique. *2ème Edition DUNOD, Paris 1966*
- [53] **Tsavidaridis K.D., D'Mello C.**,: Web buckling study of the behaviour and strength of perforated steel beams with different novel web opening shapes. *Journal of Constructional Steel Research* 67 (2011) 1605–1620
- [54] **Zaarour W., Redwood R.**,: Web buckling in thin webbed castellated beams. *Journal of the Structural Engineering* vol. 122 N°8, 860-866, 1996.

- [55] **Zirakian T., Showkati H.:** Distortional buckling of castellated beams.
Journal of Constructional Steel Research 62 (2006) 863–871
- [56] **Arcelor Mittal:** Poutres alvéolaires ACB « La solution intelligente pour les grandes portées »
Long Carbon Europe Sections and Merchant Bars. www.arcelormittal.com/sections
- [57] **ANSYS:** Version 12.1 Mechanical APDL, Copyright © 2009.
- [58] **D.T.R-B.C-2.44 :** Règle de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 », *centre national de recherche appliquée en génie parasismique - Alger 1067-97.*
- [59] **Eurocode 2 :** Calcul des structures en en béton, règles générales et règles pour bâtiment.
ENV 1992-1-1, AFNOR 1992, p 18-711.
- [60] **Eurocode 3 :** Calcul des structures en acier, règles générales et règles pour bâtiment.
ENV 1993-1-1, AFNOR 1992, p 22-311.
- [61] **Eurocode 4 :** Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton, règles générales et règles pour bâtiment. *ENV 1994-1-1, AFNOR 1994, p 22-391.*
- [62] **Fonds de Recherche pour le Charbon et l'Acier :** Ouvertures de grandes dimensions dans les âmes pour l'intégration des équipements techniques dans les planchers mixtes. « Guide de Dimensionnement des poutres mixtes comportant des ouvertures d'âme de grandes dimensions », *Contrat N°: RFS-CT-2005-00037*
- [63] **Fonds de Recherche pour le Charbon et l'Acier :** Ouvertures de grandes dimensions dans les âmes pour l'intégration des équipements techniques dans les planchers mixtes. « Etat de l'art et cas particuliers du dimensionnement des poutres cellulaires », *Contrat N°: RFS-CT-2005-00037.*

ANNEXES

ANNEXE – A

A-I : VERIFICATION DES POUTRES CELLULAIRES EN ACIER SEUL

A.1. RESISTANCE DES MEMBRURES EN TES :

En basant sur le principe de la méthode proposé par EC-3 [60], il convient de vérifier les modes de ruines des membrures provoquées par les combinaisons de :

- Efforts axiaux $N_{T,Sd}$ dans les Té supérieure et/ou inférieure entre les deux ouvertures successives due à la variation du moment de flexion globale M_{Sd} .
- Effort tranchant $V_{T,Sd}$ dans les membrures dues à l'effort tranchant de la poutre V_{Sd} .
- Moment *Vierendeel* $M_{T,Sd}$ provoqué par l'effort tranchant de la poutre V_{Sd} . Ce moment avec ou sans l'effort tranchant précédent $V_{T,Sd}$ peuvent induire la ruine par plastification d'un coin de jonction membrure-montant.

La vérification de la résistance des membrures en Tés de chaque ouverture (*section a-a*) de la figure A-1 passe par les étapes ci-après :

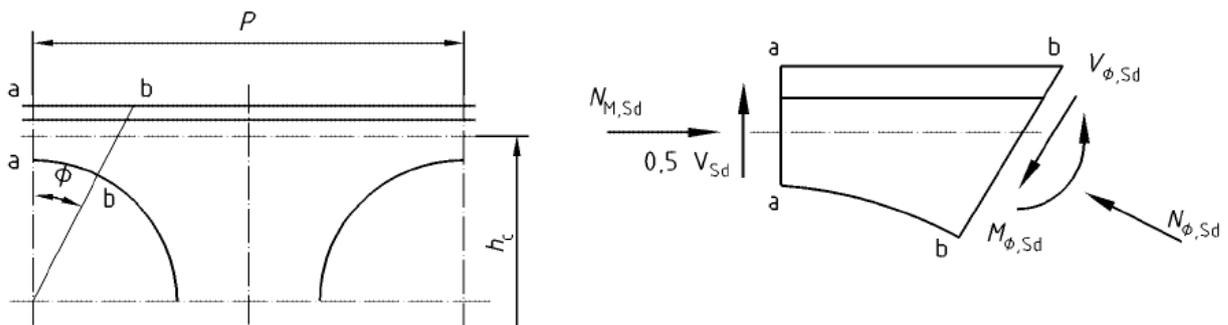


Fig. A-1 : Sections critiques ouvertures circulaires [60].

1. Résistance au cisaillement de la membrure.

Il convient de vérifier :

$$V_{T,Sd} \leq V_{T,Rd} = \frac{A_{T,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (A.1)$$

Si ; $V_{T,Rd} \leq 0.5 N_{T,Rd}$

✓ **Critère de résistance en tenant compte l'effort axial seul.**

Au droit de la section critique de la membrure, il convient de vérifier :

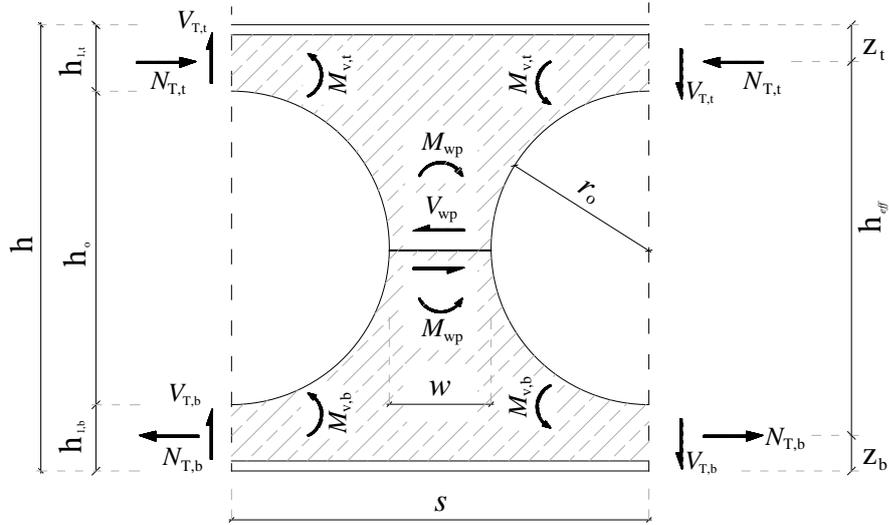


Fig. A-2 : Sollicitations au niveau des ouvertures.

Section de classes 1 et 2.

$$\frac{M_{T,Sd}}{M_{T,Rd}} + \left[\frac{N_{T,Sd}}{N_{T,Rd}} \right]^2 \leq 1 \quad \dots\dots\dots (A.2)$$

Avec :

$$N_{T,Sd} = M_{Sd} / h_{eff}$$

Section de classe 3.

$$\frac{N_{T,Sd}}{A_T \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{T,Sd}}{W_{T,el} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (A.3)$$

Section de classe 4.

$$\frac{N_{T,Sd}}{A_{T,eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{T,Sd}}{W_{T,eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (A.4)$$

$A_{T,eff}$ et $W_{T,eff}$: section et module élastique efficaces de la section de membrure.

✓ **Critère de résistance en tenant compte l'effort axial et l'effort tranchant.**

Si ; $V_{T,Rd} > 0.5N_{T,Rd}$

On fait une réduction de la limite élastique par $(1-\rho) \cdot f_y$ de l'aire de cisaillement pour toutes les

classes de la section transversale, avec $\rho = \left(\frac{2V_{T,Sd}}{V_{T,Rd}} - 1 \right)^2$.

✓ **Critère de résistance en tenant compte le moment Vierendeel.**

La résistance de chaque section critique inclinée d'un angle ϕ (section b-b) dans la figure A-1 est vérifiée par la formule ci-après, en faisant varier cet angle de l'inclinaison dans les deux sens par incrément de 1° à 5° (avec $\phi_{min} = 25^\circ$).

$$\frac{N_{\phi,Sd}}{N_{\phi,Rd}} + \frac{M_{\phi,Sd}}{M_{\phi,Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots (A.5)$$

Avec ;

$M_{\phi,Rd}$: le moment de résistance (en tenant compte des effets de l'effort tranchant $V_{\phi,Sd}$).

$M_{\phi,Sd}$: le moment interne sur la section b-b.

$N_{\phi,Rd}$: la résistance à l'effort normal (en tenant compte des effets de l'effort tranchant $N_{\phi,Sd}$).

$N_{\phi,Sd}$: l'effort normal perpendiculaire à la section b-b ;

$V_{\phi,Sd}$: l'effort tranchant parallèle à la section b-b.

Le calcul des $M_{\phi,Rd}$ et $N_{\phi,Rd}$ au niveau de la section b-b, passe par les mêmes étapes ci-dessus de la section a-a.

A.2. RESISTANCE DU MONTANT D'AME :

a) Résistance du montant au cisaillement :

L'effort de cisaillement horizontal dans le montant qui équilibre le différentiel d'efforts axiaux dans les membrures de la poutre entre deux ouvertures successives due à la flexion globale (comme illustré dans le paragraphe précédent A). Cet effort de cisaillement horizontal $V_{h,Sd}$ peut induire la ruine du montant par plastification du montant et/ou la rupture de la soudure sous contraintes de cisaillement.

Dans ce cas, le critère de résistance se vérifie donc comme un critère de plastification :

$$V_{wp,Sd} \leq \frac{w \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (A.6)$$

$$V_{wp,Sd} = \frac{V_{T,Sd} \cdot S}{h} \dots\dots\dots (A.7)$$

b) Résistance du montant d'âme au flambement :

Au droit d'une ouverture, le moment fléchissant global engendre des efforts normaux dans les membrures supérieure et inférieure et des efforts de cisaillement longitudinal dans les montants. Ces efforts de cisaillement horizontal et les efforts tranchants des membrures provoquent des moments de flexion *Vierendeel* autour de l'ouverture comme illustré sur la figure A-3.

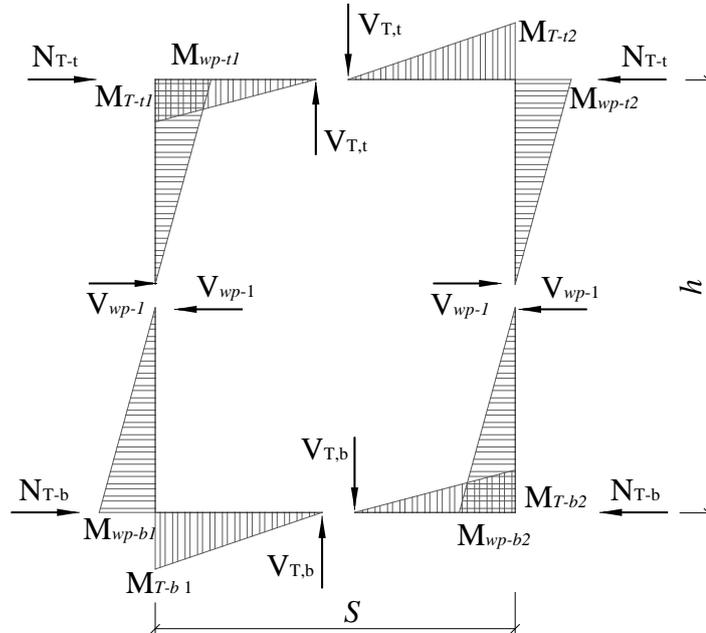


Fig. A-3 : Sollicitation au bord d'ouverture.

La présence des multiples ouvertures d'âme diminuent la largeur des montants avec la combine de sollicitations précédentes, peuvent induire des instabilités des montants au niveau des sections critiques.

La résistance au flambement d'un montant d'âme est satisfaite en vérifiant que le moment fléchissant $M_{w,Sd}$ au niveau de la section transversale critique dans le montant d'âme satisfait les critères suivants:

$$\text{La hauteur de l'ouverture } h_o \leq 60 \cdot \epsilon \cdot t_w \dots\dots\dots (A.8)$$

$$M_{wp,Sd} \leq (C_1 \cdot \alpha - C_2 \cdot \alpha^2 - C_3) M_{el,Rd} \dots\dots\dots (A.9)$$

Avec ;

$$\alpha = s/h_o \text{ et } \beta = h_o/t_w$$

$$C_1 \cdot \alpha - C_2 \cdot \alpha^2 - C_3 \leq 0,6$$

$$C_1 = 5.097 + 0.1464 \beta - 0.00174 \beta^2$$

$$C_2 = 1.441 + 0.0625 \beta - 0.000683 \beta^2$$

$$C_3 = 3.645 + 0.0853 \beta - 0.00108 \beta^2$$

$M_{el,Rd}$: le moment de résistance élastique de la section transversale critique dans le montant d'âme.

La section critique dans le montant située à $0,1 \cdot r_o$ au-dessous du sommet d'ouvertures (Fig. A-4).

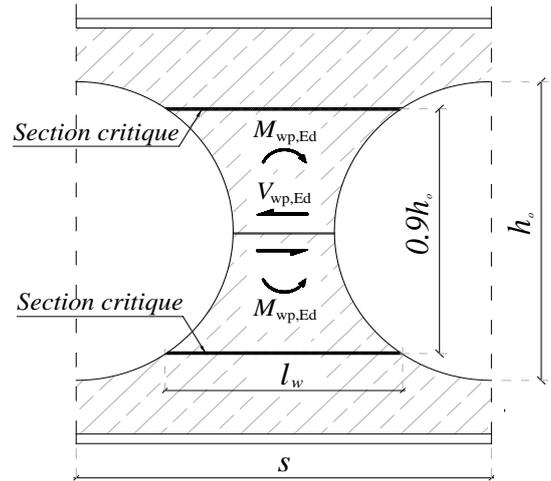


Fig. A-4 : Sections critique pour ouverture cellulaire

A.3. VERIFICATION DE LA FLECHE :

Le code Eurocode 3 en annexe N, propose la détermination de la flèche verticale d'une poutre ajourée suivant les étapes ci-après :

- ⇒ Calcul de la flèche verticale de la poutre non ajourée (à âme pleine) δ_a .
- ⇒ Analyse de la poutre ajourée comme une poutre *Vierendeel* équivalente, et calcul une **flèche additionnelle** δ_{ad} de la poutre échelle en prenant en compte l'effet de déformations par flexion et par cisaillement des membrures et des montants.

$$\Delta = \delta_a + \delta_{ad} \dots\dots\dots (A.10)$$

A-II : VERIFICATION DES POUTRES CELLULAIRES MIXTE

A.4. LARGEUR PARTICIPANTE DE LA DALLE :

En raison l'analyse globale des poutres mixtes, une largeur participante de la dalle en béton (ou largeur efficace) est constante sur la longueur de chaque tronçon de la poutre (Fig. A-5). Cette largeur peut être prise égale à :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \dots\dots\dots (A.11)$$

$$\text{où : } b_{ei} = \text{Min} (l_o/8 ; b_i/2) \dots\dots\dots (A.12)$$

l_o : la distance approximative entre les points de moment fléchissant nul.

b_i : entraxe entre l'âme concernée et l'âme adjacente.

Dans le cas des poutres continues, la longueur l_0 est définie pour la zone des moments positifs de la façon suivante :

- pour une travée d'extrémité : $l_0 = 0,8L_i$;
- pour une travée intérieure : $l_0 = 0,7L_i$;

L_i : la portée de la travée considérée.

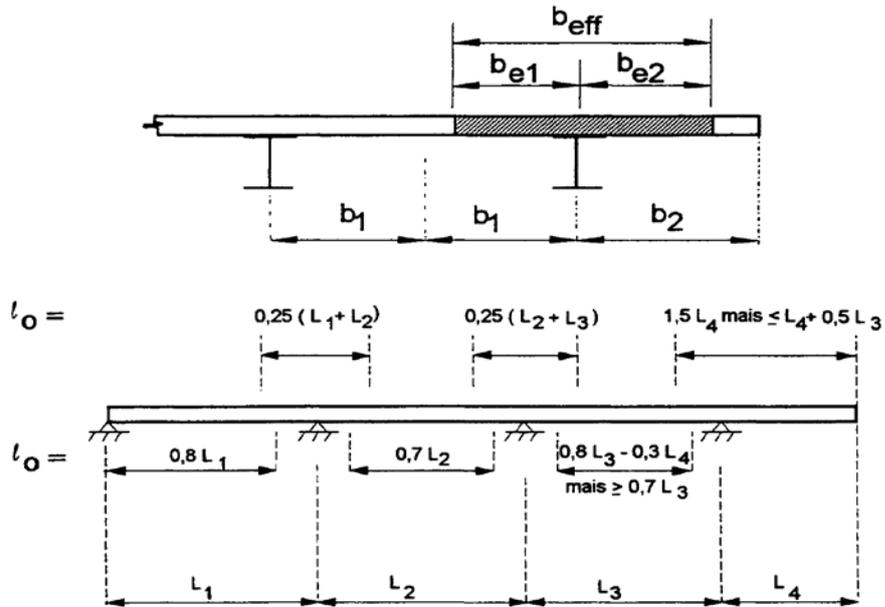


Fig. A-5 : Largeur participante et longueur équivalente des poutres [61]

Dans la zone des moments négatifs, au niveau des appuis intermédiaires pour les poutres continues, la valeur de l_0 est définie par :

$$l_0 = 0,25(L_i + L_j) \dots\dots\dots (A.13)$$

Où L_i et L_j sont les longueurs des travées adjacentes à l'appui concerné.

A.5. RESISTANCE DE LA DALLE EN BETON AU CISAILLEMENT :

Il convient de vérifier le critère suivant :

$$V_{c,Sd} \leq V_{c,Rd} \dots\dots\dots (A.14)$$

La résistance au cisaillement de la dalle en béton est calculée de la façon suivante :

$$V_{c,Rd} = \tau_{Rd,c} (b_f + 2(h_c - h_p))(h_c - h_p) \dots\dots\dots (A.15)$$

Où :

$\tau_{c,Rd}$ est la résistance au cisaillement du béton.

h_p est la hauteur de la tôle profilée (éventuelle).

A.6. RESISTANCE DES TES A LA FLEXION :

La résistance à la flexion des Tés dépend de la classification des sections et elle est donnée par les équations suivantes :

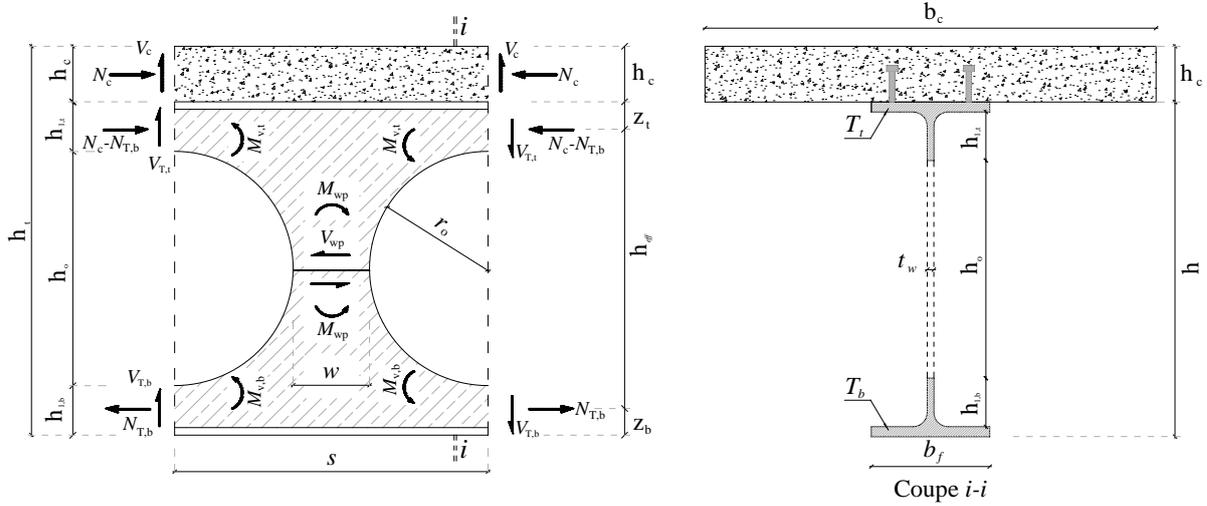


Fig. A-6 : Efforts agissant dans section d'une poutre mixte.

1. Résistance Plastique (Sections de Classe 2) :

$$M_{T,pl} = A_{w,T} \cdot f_y \cdot \left(\frac{d_t}{2} + t_f - z_{pl} \right) + A_f \cdot f_y \cdot \left(\frac{t_f}{2} + \frac{z_{pl}^2}{f_f} - z_{pl} \right) \dots\dots\dots (A.16)$$

Où la position de l'axe neutre plastique de la membrure en Té est donnée par :

$$z_{pl} = \frac{(A_f + A_{w,T})}{2 \cdot b_f} \dots\dots\dots (A.17)$$

Cette résistance à la flexion de Té est réduite en raison de la traction axiale, selon la formule suivante :

$$M_{pl,T,red} = M_{pl,T} \cdot (1 - (N_{Sd}/N_{pl,T})^2) \dots\dots\dots (A.18)$$

Où :

$A_{w,T}$ = aire de section transversale de l'âme du Té = $d_t \cdot t_w$

d_t = hauteur de l'âme du Té à l'exclusion de la semelle.

2. Résistance Elastique (Sections de Classe 3) :

$$M_{el,T} = \frac{A_{w,T} \cdot f_y \cdot d_t^2 / 12 + A_{w,T} \cdot f_y (d_t / 2 + t_f - z_{el})^2 + A_f \cdot f_y (z_{el} - t_f / 2)^2}{d_t + t_f - z_{el}} \dots\dots\dots (A.19)$$

Où la position de l'axe neutre élastique de la membrure en Té est donnée par :

$$z_{el} = \frac{A_{w,T}(d_t / 2 + t_f) + A_f t_f / 2}{A_f + A_{w,T}} \dots\dots\dots (A.20)$$

Cette résistance à la flexion de Té est réduite en raison de la traction axiale, selon la formule suivante :

$$M_{el,T,red} = M_{el,T} \cdot (1 - (N_{Sd}/N_{el})^2)$$

$M_{pl,T,red}$ est la résistance plastique réduite de la section du Té.

$M_{el,T}$: la résistance élastique de la section du Té, en réduisant la hauteur de l'âme à la limite de la Classe 3

N_{pl} : la résistance à la compression de la membrure en Té en réduisant la hauteur de l'âme à la limite de la Classe 2

N_{el} : la résistance à la compression de la membrure en Té en réduisant la hauteur de l'âme à la limite de la Classe 3

N_{Sd} est l'effort de compression ou de traction axiale dû à l'action du moment global en section concernée.

A.7. RESISTANCE DES TES AU CISAILLEMENT :

La résistance au cisaillement des Tés supérieur ou inférieur est donnée par :

$$V_{T,Rd} = \frac{0.9 \left[(2.r + t_w) \cdot t_f / 2 + d_1 \cdot t_w \right] f_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (A.21)$$

A.8. RESISTANCE A LA FLEXION VIERENDEEL:

La transmission du cisaillement au travers de l'ouverture doit satisfaire la combinaison de la résistance à la flexion *Vierendeel* des sections acier et de celle de l'action mixte locale :

$$V = \min (V_1, V_2) \dots\dots\dots (A.22)$$

$$V_1 = \frac{(4 \cdot M_{b,red} / l_o + 2M_{wp,el} / s)}{1 + 2 \cdot e / h_{eff}} + \frac{M_{c,s}}{s} \dots\dots\dots (A.23)$$

$$V_2 = (4 \cdot M_{b,red} / l_o + 2M_{wp,el} / s) + \frac{[h_{eff} + h_{c,eff}]}{[h_{eff} + 2 \cdot e]} \dots\dots\dots (A.24)$$

Où :

$M_{b,red}$ est la résistance à la flexion réduite du Té inférieur due à la traction axiale.

$$M_{b,red} = M_{pl,T,red} = M_{pl,T} \cdot (1 - (N_{Sd}/N_{pl,T})^2) ; \text{ pour classe 2.}$$

$M_{b,red} = M_{el,T,red} = M_{el,T} \cdot (1 - (N_{Sd}/N_{el})^2)$; pour classe 3.

Pour la section de classe 4, on calcul le moment $M_{b,red}$ en tenant compte le module élastique efficace de la section.

$M_{wp,el}$: la résistance à la flexion élastique du montant d'âme ; $M_{wp,el} = \frac{6 \cdot w^2 \cdot t_w \cdot f_y}{6}$

$M_{c,s}$: le moment développé dû à l'action mixte locale entre le Té supérieur et la dalle sur une longueur s ; $M_{c,s} = n_{sc} \cdot P_d(z_{t,el} + h_{eff})$

A.9. RESISTANCE DU MONTANT AU FLAMBEMENT :

La contrainte efficace de compression agissant sur le montant d'âme (Fig. A-7) qui provoque l'instabilité du l'âme au flambement est donnée par :

$$\sigma_c = \frac{V_{h,eff}}{s_o \cdot t_w} \dots\dots\dots (A.25)$$

Où :

- $s_o = w \leq d_o$; pour ouvertures circulaires)
- $V_{h,eff} = V_h - 2M_h/d_o$ (sur le Té inférieur)
- $V_{h,eff} = V_h + 2M_h/d_o$ (sur le Té supérieur)
- ($V_h = V_{wp}$ et $M_h = M_{wp}$)

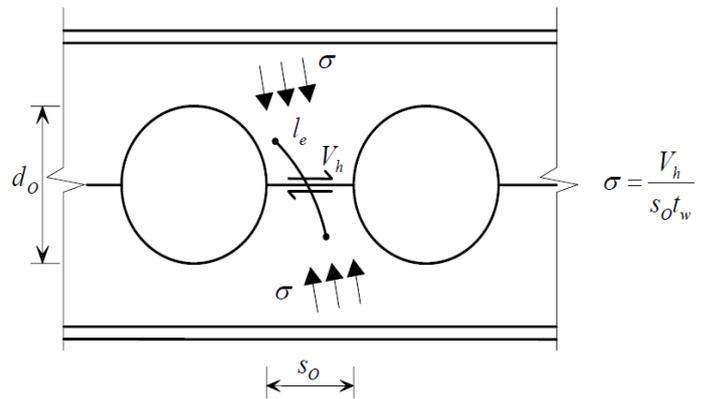


Fig. A-7 : Longueur efficace du montant [62]

Il convient de vérifier :

$$\sigma_c \leq \sigma_{c,Rd} \dots\dots\dots (A.26)$$

La résistance à la compression, $\sigma_{c,Rd}$ est établie à partir d'une longueur efficace du montant d'âme, cette longueur est donnée par :

$$l_e = 0.5 \sqrt{s_o^2 + d_o^2} \dots\dots\dots (A.27)$$

L'élancement efficace du montant $\lambda = 12 l_e / t_w$, et la résistance à la compression $\sigma_{c,Rd}$ est déterminée à partir de la courbe c de flambement de l'Eurocode 3.

A.10. LA FLECHE DES POUTRES CELLULAIRES MIXTES :

Très peu d'études trouvées dans la littérature sur le calcul de la flèche des poutres à âme évidée, sans donner des étapes de calcul. Le « *guide de dimensionnement des poutres mixtes* » [62] propose la détermination de la flèche verticale additionnelle d'une poutre ajourée suivant la formule suivante :

$$\frac{\delta_{ad}}{\delta_b} = 0.25.N_o.k_o \frac{d_o^2}{L^2} \dots\dots\dots (A.28)$$

$k_o = 2$ (poutre non mixte)

$k_o = 1.5$ (poutre mixte)

δ_{ad} : la flèche additionnelle.

δ_b : la flèche par flexion pure de la poutre (poutre mixte ou non mixte selon le cas)

N_o : nombre d'ouvertures sur la longueur de la poutre.

Cette proposition ne donne pas ni le degré de connexion, ni le type de la poutre utilisée pour le calcul de δ_b (poutre à âme pleine ou ajourée)

A.11. DEVERSEMENT DES POUTRES CELLULAIRES MIXTES :

L'Eurocode 4 en annexe B [61] donne une méthode pour la vérification au déversement de poutres mixtes à âme pleine soumises au moment négatif (aux niveaux des appuis intermédiaires), cette méthode basée sur un modèle d'ossature continue en appelé « U » inversée (Fig. A-8).

Cette méthode a été modifiée dans le « *guide de dimensionnement des poutres mixtes* » [63] pour prendre en compte les ouvertures dans l'âme.

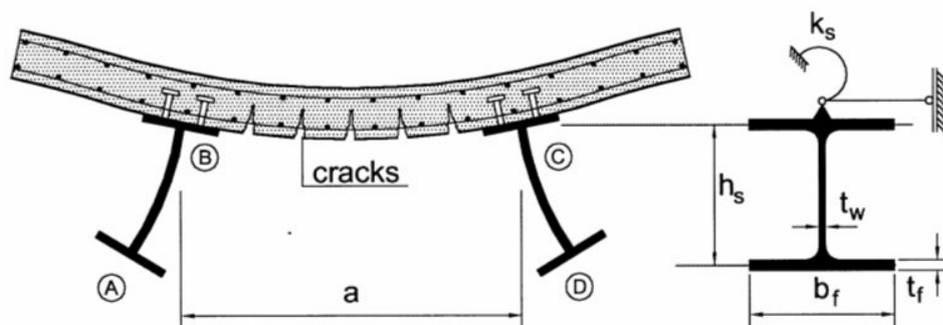


Fig. A-8 : Ossature en U inversée s'opposant au déversement [63]

Il donne une règle simplifiée parlant qu'une vérification de la résistance au déversement n'est pas nécessaire si conditions ci-après sont satisfaites pour des ouvertures circulaires multiples de diamètre d et espacement s .

- ♦ profilé de base en IPE ou un profilé HE ou tout autre profilé laminé à chaud ou soudé de forme similaire avec $A_w/A_a \leq 0.45$.
- ♦ si $\left(\frac{h_s}{t_w}\right)^3 \frac{t_f}{b_f \cdot k_{trou}} \leq 10^4 \varepsilon^4$ (A.29)

Où :

$$k_{trou} = 1 - \frac{3d}{4s}$$

h_s : hauteur de la poutre métallique.

ANNEXE – B

B.1 : METHODE DE CALCUL DU MOMENT CRITIQUE DE DEVERSEMENT :

Le moment critique élastique de déversement d'une poutre bi-articulée (appuis à fourche), chargée en son centre de cisaillement et soumise au moment constant sur toute sa longueur (Fig. B-1), est donné par la formule (B.1), en considérant les hypothèses suivantes :

- Poutre de section transversale bi-symétrique, indéformable et constante sur toute sa longueur.
- Poutre parfaitement rectiligne et sans imperfections (imperfections géométriques, contraintes résiduelles, etc.)
- Matériaux infiniment élastiques linéaires.
- Petites déformations, avec $\sin \varphi \approx \varphi$ et $\cos \varphi \approx 1$.

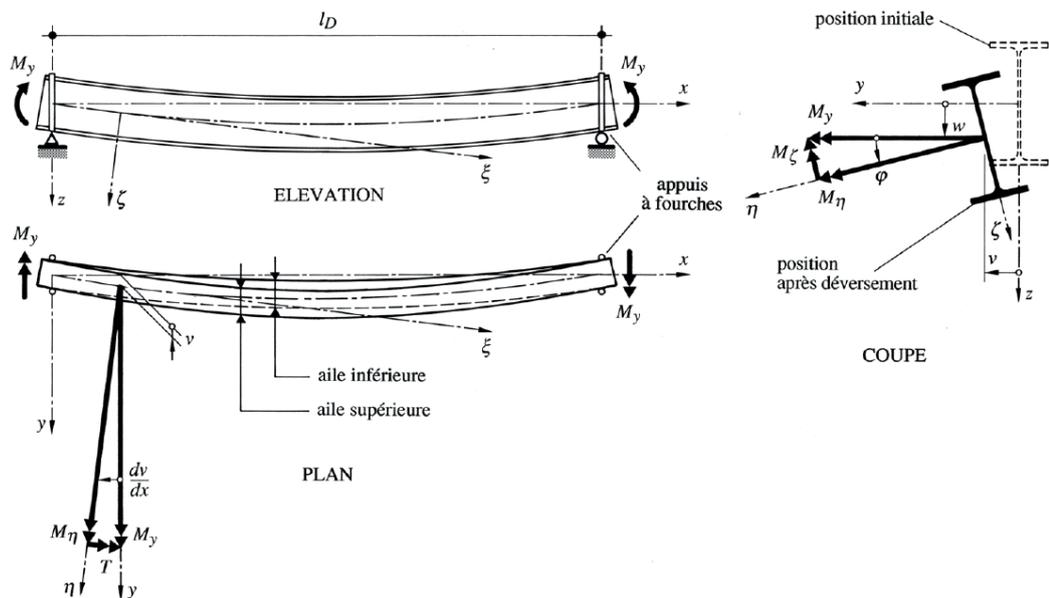


Fig. B-1 : Cas fondamental du déversement [26].

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}}{I_z}} \dots\dots\dots (B.1)$$

Cette formule peut s'exprimer comme suit :

$$M_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot EI_z \cdot GI_t}{L^2} + \frac{\pi^4 \cdot EI_z \cdot EI_w}{L^4}} = \sqrt{\left[\frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z \cdot GI_t} \right]^2 + \left[\frac{\pi^2 E}{L^2} \sqrt{I_z \cdot I_w} \right]^2}$$

La contrainte critique de déversement élastique qui est liée au moment de déversement de façon suivante :

$$\sigma_{cr,D} = \frac{M_{cr}}{W_y} \dots\dots\dots (B.2)$$

On remplace le moment de la formule (B.1) dans la formule (B.2), on obtient :

$$\sigma_{cr,D} = \sqrt{\left[\frac{\pi}{L W_y} \sqrt{EI_z \cdot GI_t} \right]^2 + \left[\frac{\pi^2 E}{L^2} \sqrt{\frac{I_z \cdot I_w}{W_y^2}} \right]^2} \dots\dots\dots (B.3)$$

La première partie de cette formule représente la contrainte de torsion uniforme.

$$\sigma_{cr,D_v} = \frac{\pi}{L \cdot W_y} \sqrt{EI_z \cdot GI_t} \dots\dots\dots (B.4)$$

Et la deuxième partie représente la contrainte de torsion non uniforme.

$$\sigma_{cr,D_w} = \frac{\pi^2 E}{L^2} \sqrt{\frac{I_z \cdot I_w}{W_y^2}} \dots\dots\dots (B.5)$$

Pour une section en double Té bisymétrique, le moment d'inertie sectoriel $I_w = I_z \frac{d_w^2}{4}$

Après simplification la formule (B.5) devient : $\sigma_{cr,D_w} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_T^2}$

Elancement de la partie comprimée en Té : $\lambda_T = \frac{L}{i_T}$

Le rayon de giration de la partie comprimée $i_T = \sqrt{\frac{\frac{1}{2} I_z}{\left(A_f + \frac{1}{6} A_w \right)}}$

On constate que la composante de la contrainte de torsion non uniforme est similaire avec la contrainte critique élastique de flambement d'une barre comprimée. Donc on peut assimiler le déversement d'une poutre à un flambement latéral de la partie comprimée de cette poutre, si la composante de contrainte de torsion uniforme est négligeable.

Ce cas particulier de la poutre bi-articulée en flexion pure n'existe pratiquement jamais dans les

constructions métalliques. La poutre est généralement soumise à une grande variété de charges, et les appuis sont souvent des encastremets rigides ou semi-rigides. Dans ces conditions, le code Européen EC-3, donne la formule ci-après pour le moment de déversement d'une poutre à section transversale constante symétrique par rapport à l'axe de faible inertie, repose sur deux appuis et soumise à un moment de flexion quelconque.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \dots\dots\dots (B.6)$$

Avec :

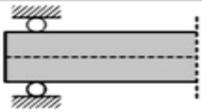
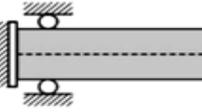
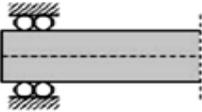
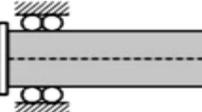
$$z_g = z_a - z_s$$

$$z_j = z_s - \left(\frac{0,5 \int z(y^2 + z^2) dA}{I_y} \right)$$

z_a : distance du point d'application de la charge au centre de cisaillement de la section.

z_s : coordonnée du centre de cisaillement de la section.

k, k_w : facteurs de longueur effective (Fig. B-2).

IDEALISED END RESTRAINT	k	k _w
	1.0	1.0
	1.0	0.5
	0.5	1.0
	0.5	0.5

C_1 : un facteur qui traduit l'effet du type de chargement et d'appuis de la poutre.

C_2 : un facteur qui traduit l'effet de point d'application de charge sur la poutre.

C_3 : un facteur qui traduit l'effet de la géométrie de section transversale de la poutre.

Fig. B-2 : facteurs de longueur k et k_w .

Les valeurs de C_1, C_2 et C_3 sont données par EC-3 en fonction de différents cas de chargement, de la forme du diagramme du moment de flexion et des conditions d'appuis.

Sur le principe le code Américain AISC [49] donne une formule simple en basant sur la formule

(B.6) pour le calcul du moment de déversement d'une poutre sur deux appuis avec autres cas de chargement qui dépend d'un seul facteur C_b .

$$M_b = C_b \cdot M_{cr} \quad \text{..... (B.7)}$$

Les valeurs des facteurs ci-dessus données par EC-3 et AISC sont constantes sur toute la longueur de la poutre, par contre ces facteurs sont influencés considérablement par la géométrie de la perforation de l'âme de la poutre ajourée et par le diagramme du moment fléchissant (type de chargement).

Les formules précédentes ne tiennent pas en compte la discontinuité de la section transversale en présence des ouvertures d'âme dans le calcul.

B.2 : LES COEFFICIENTS DE DEVERSEMENT (C_b)

Gamme B-300						$M_{cr,EF}$ [kN.m]			C_b		
N°	w_1 [mm]	w [mm]	p [mm]	w/d_w	N_{br} ovrtrs	(M) Moment	(P) Concentrée	(Q) Répartie	(M)	(P)	(Q)
1	80	20	220	0.07	13	57.83	68.03	57.01	0.982	1.155	0.968
2	115	30	230	0.11	12	57.72	69.99	59.22	0.980	1.188	1.005
3	80	40	240	0.14	12	57.51	72.02	59.21	0.976	1.223	1.005
4	150	50	250	0.18	11	57.86	72.05	60.24	0.982	1.223	1.023
5	100	60	260	0.21	11	57.45	71.86	59.79	0.975	1.220	1.015
6	185	70	270	0.25	10	58.13	74.46	61.31	0.987	1.264	1.041
7	140	80	280	0.28	10	58.39	73.60	61.08	0.991	1.249	1.037
8	95	90	290	0.32	10	58.21	74.14	61.00	0.988	1.258	1.036
9	200	100	300	0.35	9	58.33	73.91	61.39	0.990	1.255	1.042
10	160	110	310	0.39	9	57.98	72.76	60.69	0.984	1.235	1.030
11	120	120	320	0.42	9	57.66	73.09	60.77	0.979	1.241	1.032
12	245	130	330	0.46	8	59.12	75.61	62.71	1.004	1.283	1.065
13	210	140	340	0.49	8	58.82	75.72	62.35	0.998	1.285	1.058
14	175	150	350	0.53	8	58.71	75.07	62.02	0.997	1.274	1.053
15	320	160	360	0.57	7	58.88	74.80	62.42	0.999	1.270	1.059

16	290	170	370	0.60	7	58.87	75.62	62.63	0.999	1.284	1.063
17	260	180	380	0.64	7	59.10	75.56	62.67	1.003	1.283	1.064
18	230	190	390	0.67	7	58.49	74.33	61.83	0.993	1.262	1.050
19	200	200	400	0.71	7	58.68	74.48	62.04	0.996	1.264	1.053
20	375	210	410	0.74	6	58.76	75.62	62.71	0.997	1.284	1.064
21	350	220	420	0.78	6	58.68	75.81	62.60	0.996	1.287	1.063
22	325	230	430	0.81	6	58.80	75.98	62.80	0.998	1.290	1.066
23	300	240	440	0.85	6	58.77	75.40	62.41	0.998	1.280	1.059
24	275	250	450	0.88	6	58.72	75.62	62.50	0.997	1.284	1.061
25	480	260	460	0.92	5	59.16	76.70	63.48	1.004	1.302	1.078
26	460	270	470	0.95	5	58.96	75.42	62.89	1.001	1.280	1.067
27	440	280	480	0.99	5	58.79	76.25	61.99	0.998	1.294	1.052
28	420	290	490	1.02	5	58.92	75.35	62.96	1.000	1.279	1.069
29	400	300	500	1.06	5	58.81	75.61	62.85	0.998	1.283	1.067
30	380	310	510	1.10	5	58.95	75.65	62.95	1.001	1.284	1.069
31	360	320	520	1.13	5	58.91	75.17	62.59	1.000	1.276	1.063
32	340	330	530	1.17	5	59.04	75.07	62.73	1.002	1.274	1.065
33	590	340	540	1.20	4	59.33	76.31	63.44	1.007	1.295	1.077
34	575	350	550	1.24	4	59.39	76.40	63.34	1.008	1.297	1.075
35	560	360	560	1.27	4	59.41	76.52	63.49	1.008	1.299	1.078
36	530	380	580	1.34	4	59.30	76.98	63.57	1.007	1.307	1.079
37	500	400	600	1.41	4	59.36	77.02	63.66	1.008	1.307	1.081
38	470	420	620	1.48	4	59.06	76.34	63.18	1.003	1.296	1.072
39	440	440	640	1.55	4	59.07	76.37	63.20	1.003	1.296	1.073
40	730	470	670	1.66	3	59.60	76.82	63.80	1.012	1.304	1.083
41	700	500	700	1.77	3	59.71	77.02	63.83	1.014	1.307	1.084
42	670	530	730	1.87	3	59.94	77.15	64.02	1.017	1.310	1.087
43	640	560	760	1.98	3	59.49	76.82	63.79	1.010	1.304	1.083
44	610	590	790	2.08	3	59.42	75.70	63.59	1.009	1.285	1.079

45	985	630	830	2.23	2	59.82	76.94	63.92	1.015	1.306	1.085
46	965	670	870	2.37	2	59.65	77.03	63.88	1.013	1.308	1.084
47	945	710	910	2.51	2	59.65	77.18	63.97	1.013	1.310	1.086
48	925	750	950	2.65	2	59.67	77.24	63.93	1.013	1.311	1.085
49	900	800	1000	2.83	2	59.86	77.78	64.32	1.016	1.320	1.092
50	875	850	1050	3.00	2	59.69	76.97	63.88	1.013	1.306	1.084

Tab. B-1 : Facteur de déversement C_b - gamme B-300

Gamme B-450						$M_{cr,EF}$ [kN.m]			C_b		
N°	w_l	w	p	w/d_w	N ^{br} ovrtrs	(M)	(P)	(Q)	(M)	(P)	(Q)
						Moment	Concentrée	Répartie			
1	80	20	220	0.05	13	77.89	39.33	41.42	0.974	0.492	0.518
2	135	30	230	0.07	12	77.77	70.92	69.00	0.972	0.887	0.863
3	80	40	240	0.09	12	78.97	81.08	66.96	0.987	1.014	0.837
4	150	50	250	0.12	11	78.26	84.54	71.84	0.978	1.057	0.898
5	100	60	260	0.14	11	77.90	85.94	71.17	0.974	1.074	0.890
6	185	70	270	0.16	10	79.08	91.46	75.80	0.989	1.143	0.948
7	140	80	280	0.18	10	77.83	89.76	74.31	0.973	1.122	0.929
8	95	90	290	0.21	10	78.76	88.82	73.38	0.985	1.110	0.917
9	200	100	300	0.23	9	79.73	93.45	77.14	0.997	1.168	0.964
10	160	110	310	0.25	9	79.35	90.93	75.77	0.992	1.137	0.947
11	120	120	320	0.28	9	77.78	91.22	74.86	0.972	1.140	0.936
12	245	130	330	0.30	8	79.11	91.17	77.48	0.989	1.140	0.969
13	210	140	340	0.32	8	79.15	95.80	78.28	0.989	1.198	0.979
14	175	150	350	0.35	8	78.73	94.01	77.46	0.984	1.175	0.968
15	320	160	360	0.37	7	79.72	96.38	79.44	0.997	1.205	0.993
16	290	170	370	0.39	7	79.06	95.73	78.58	0.988	1.197	0.982
17	260	180	380	0.42	7	79.81	96.56	79.62	0.998	1.207	0.995

18	230	190	390	0.44	7	79.58	96.83	79.15	0.995	1.211	0.990
19	200	200	400	0.46	7	79.31	95.57	78.64	0.991	1.195	0.983
20	350	220	420	0.51	6	79.36	95.91	79.88	0.992	1.199	0.999
21	300	240	440	0.55	6	79.55	96.20	79.61	0.994	1.203	0.995
22	480	260	460	0.60	5	80.24	95.84	80.92	1.003	1.198	1.012
23	440	280	480	0.65	5	79.83	98.15	81.05	0.998	1.227	1.013
24	400	300	500	0.69	5	80.74	98.56	81.40	1.009	1.232	1.018
25	360	320	520	0.74	5	80.34	98.44	81.28	1.004	1.231	1.016
26	590	340	540	0.79	4	80.18	98.66	81.79	1.002	1.233	1.022
27	560	360	560	0.83	4	80.38	98.51	81.96	1.005	1.232	1.025
28	530	380	580	0.88	4	80.59	98.42	81.92	1.008	1.230	1.024
29	500	400	600	0.92	4	80.52	99.24	82.06	1.007	1.241	1.026
30	470	420	620	0.97	4	80.21	98.63	81.48	1.003	1.233	1.019
31	440	440	640	1.02	4	80.34	98.03	81.36	1.004	1.225	1.017
32	730	470	670	1.09	3	80.69	100.69	83.36	1.009	1.259	1.042
33	700	500	700	1.15	3	81.52	100.63	83.35	1.019	1.258	1.042
34	670	530	730	1.22	3	80.88	100.13	82.74	1.011	1.252	1.034
35	640	560	760	1.29	3	80.87	100.89	82.99	1.011	1.261	1.038
36	610	590	790	1.36	3	80.83	99.79	82.64	1.011	1.247	1.033
37	985	630	830	1.45	2	81.84	103.10	84.59	1.023	1.289	1.058
38	965	670	870	1.55	2	81.47	101.87	84.05	1.019	1.274	1.051
39	945	710	910	1.64	2	81.51	101.77	83.95	1.019	1.272	1.050
40	925	750	950	1.73	2	81.74	102.39	84.33	1.022	1.280	1.054
41	900	800	1000	1.85	2	81.29	100.72	83.47	1.016	1.259	1.044
42	875	850	1050	1.96	2	81.36	101.40	83.81	1.017	1.268	1.048

Tab. B-2 : Facteur de déversement C_b - gamme B-450

Gamme B-600						M _{cr,EF} [kN.m]			C _b		
N°	w _l	w	p	w/d _w	N ^{ovr} . ovrtrs	(M) Moment	(P) Concentré	(Q) Répartie	(M)	(P)	(Q)
1	80	20	220	0.03	13	100.56	31.13	29.89	0.980	0.303	0.291
2	135	30	230	0.05	12	101.57	44.30	41.97	0.990	0.432	0.409
3	80	40	240	0.07	12	100.71	55.87	46.80	0.982	0.545	0.456
4	150	50	250	0.09	11	99.82	65.86	63.89	0.973	0.642	0.623
5	100	60	260	0.10	11	100.06	70.58	59.21	0.975	0.688	0.577
6	185	70	270	0.12	10	100.36	79.03	71.30	0.978	0.770	0.695
7	140	80	280	0.14	10	100.50	83.83	69.94	0.980	0.817	0.682
8	95	90	290	0.15	10	100.54	88.02	66.87	0.980	0.858	0.652
9	200	100	300	0.17	9	100.60	93.92	79.90	0.981	0.915	0.779
10	160	110	310	0.19	9	99.86	97.40	78.51	0.973	0.949	0.765
11	120	120	320	0.21	9	100.09	98.25	75.82	0.976	0.958	0.739
12	245	130	330	0.22	8	101.44	103.40	86.00	0.989	1.008	0.838
13	210	140	340	0.24	8	101.11	102.56	84.25	0.986	1.000	0.821
14	175	150	350	0.26	8	101.59	104.44	83.78	0.990	1.018	0.817
15	320	160	360	0.27	7	102.89	109.08	91.04	1.003	1.063	0.887
16	290	170	370	0.29	7	101.89	107.59	89.47	0.993	1.049	0.872
17	260	180	380	0.31	7	101.42	106.82	88.28	0.989	1.041	0.860
18	230	190	390	0.33	7	101.12	106.04	87.13	0.986	1.034	0.849
19	200	200	400	0.34	7	101.55	106.98	86.57	0.990	1.043	0.844
20	350	220	420	0.38	6	103.19	114.10	93.26	1.006	1.112	0.909
21	300	240	440	0.41	6	102.68	113.18	91.89	1.001	1.103	0.896
22	480	260	460	0.45	5	102.21	112.83	94.79	0.996	1.100	0.924
23	440	280	480	0.48	5	102.28	114.12	94.69	0.997	1.112	0.923
24	400	300	500	0.51	5	102.46	112.46	93.58	0.999	1.096	0.912
25	360	320	520	0.55	5	101.82	112.25	92.93	0.992	1.094	0.906
26	590	340	540	0.58	4	103.51	117.71	97.16	1.009	1.147	0.947

27	560	360	560	0.62	4	103.43	116.00	96.37	1.008	1.131	0.939
28	530	380	580	0.65	4	103.39	116.79	96.47	1.008	1.138	0.940
29	500	400	600	0.69	4	103.38	117.22	96.63	1.008	1.143	0.942
30	470	420	620	0.72	4	102.60	116.04	95.54	1.000	1.131	0.931
31	440	440	640	0.75	4	104.42	119.08	97.04	1.018	1.161	0.946
32	730	470	670	0.81	3	103.09	117.63	97.68	1.005	1.147	0.952
33	700	500	700	0.86	3	103.61	119.18	98.04	1.010	1.162	0.956
34	670	530	730	0.91	3	103.16	118.40	97.62	1.006	1.154	0.952
35	640	560	760	0.96	3	102.90	117.75	97.47	1.003	1.148	0.950
36	610	590	790	1.01	3	103.13	118.35	97.75	1.005	1.154	0.953
37	985	630	830	1.08	2	102.90	119.93	98.84	1.003	1.169	0.963
38	965	670	870	1.15	2	103.94	122.34	99.90	1.013	1.193	0.974
39	945	710	910	1.22	2	103.81	120.23	99.21	1.012	1.172	0.967
40	925	750	950	1.29	2	104.36	122.72	100.18	1.017	1.196	0.977
41	900	800	1000	1.37	2	104.15	121.18	99.62	1.015	1.181	0.971
42	875	850	1050	1.46	2	104.75	121.59	100.01	1.021	1.185	0.975
43	1400	0	200	0.00	1	103.85	123.35	99.84	1.012	1.202	0.973

Tab. B-3 : Facteur de déversement C_b - gamme B-600

ANNEXE – C

Les valeurs charge-flèche (poutres mixtes).

n _t =42		n _t =34		n _t =26		n _t =18		n _t =10		n _t =2	
P	U _y	P	U _y								
0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000
5.0	0.175	5.0	0.175	5.0	0.177	5.0	0.177	5.0	0.181	5.0	0.188
10.0	0.345	10.0	0.347	10.0	0.352	10.0	0.353	10.0	0.362	10.0	0.376
17.5	0.595	17.5	0.600	17.5	0.611	17.5	0.613	17.5	0.630	17.5	0.659
28.8	0.956	28.8	0.966	28.8	0.988	28.8	0.993	28.8	1.025	28.8	1.082
45.6	1.476	45.6	1.494	40.0	1.354	45.6	1.545	45.6	1.603	45.6	1.717
65.6	2.073	65.6	2.100	56.9	1.889	65.6	2.178	65.6	2.267	65.6	2.470
85.6	2.657	85.6	2.692	76.9	2.504	85.6	2.795	85.6	2.917	85.6	3.223
105.6	3.230	105.6	3.273	96.9	3.106	105.6	3.401	105.6	3.557	105.6	3.975
125.6	3.796	125.6	3.845	116.9	3.698	125.6	3.998	125.6	4.188	125.6	4.728
145.6	4.356	145.6	4.411	136.9	4.283	145.6	4.589	145.6	4.812	145.6	5.481
165.6	4.910	165.6	4.972	156.9	4.861	165.6	5.174	165.6	5.431	165.6	6.233
185.6	5.461	185.6	5.529	176.9	5.434	185.6	5.754	185.6	6.046	185.6	6.986
205.6	6.008	205.6	6.083	196.9	6.003	205.6	6.330	205.6	6.658	205.6	7.739
225.6	6.553	225.6	6.634	216.9	6.569	225.6	6.903	225.6	7.268	225.6	8.491
245.6	7.101	245.6	7.189	236.9	7.133	245.6	7.481	245.6	7.887	245.6	9.255
265.6	7.661	265.6	7.756	256.9	7.706	265.6	8.072	265.6	8.518	265.6	10.074
285.6	8.247	285.6	8.349	276.9	8.298	285.6	8.695	285.6	9.188	285.6	10.938
305.6	8.877	305.6	8.987	296.9	8.932	305.6	9.361	305.6	9.895	305.6	11.874
325.6	9.536	325.6	9.656	316.9	9.598	325.6	10.065	325.6	10.655	325.6	12.915
345.6	10.262	345.6	10.394	336.9	10.315	345.6	10.842	345.6	11.504	345.6	14.128
365.6	11.103	365.6	11.257	356.9	11.122	365.6	11.782	365.6	12.592	365.6	16.553
385.6	12.282	385.6	12.478	376.9	12.168	385.6	13.181	385.6	14.241	385.6	22.968
405.6	14.270	405.6	14.558	396.9	13.875	405.6	15.583	405.6	17.224	405.6	34.127
425.6	17.331	425.6	17.722	416.9	16.662	425.6	19.301	425.6	21.694	425.6	48.070
445.6	21.699	445.6	22.268	436.9	20.675	445.6	24.664	445.6	28.443	445.6	76.831

465.6	28.214	465.6	29.082	456.9	26.602	465.6	32.958	465.6	39.169	452.6	90.271
485.6	37.971	485.6	39.616	476.9	35.584	485.6	48.309	485.6	63.087	454.6	92.172
505.6	56.879	505.6	60.356	496.9	52.357	505.6	74.871	505.6	95.570	456.6	97.269
525.6	82.424	525.6	86.946	516.9	77.548	525.6	105.051	525.6	132.339	458.6	101.883
545.6	113.273	545.6	119.021	536.9	108.037	545.6	138.964	532.6	142.014	700.0	107.441
565.6	147.328	565.6	153.758	543.9	116.974	565.6	179.083	539.6	156.089		
585.6	188.523	585.6	195.792	550.9	129.104	572.6	190.688	541.6	157.182		
605.6	235.658	592.6	207.150	557.9	140.734	574.6	191.668	543.6	162.156		
607.6	236.374	594.6	207.988	564.9	153.417	576.6	197.434	545.6	165.317		
609.6	237.518	596.6	214.134	566.9	154.470	578.6	200.003	547.6	170.089		
700.0	244.849	598.6	215.567	568.9	159.101	580.6	205.868	549.6	174.402		
		600.6	223.977	700.0	161.609	582.6	208.651	551.6	179.521		
		602.6	224.944			584.6	214.543	553.6	184.396		
		700.0	230.593			586.6	217.278	555.6	189.826		
						700.0	242.911	700.0	1737.670		

Tab. C-1 : Charge-flèche U_y en fonction de degré de connexion.

Les valeurs de glissement s (poutres mixtes)

x [cm]	Glissement s [mm]										
	$n_t=42$	$n_t=38$	$n_t=34$	$n_t=30$	$n_t=26$	$n_t=22$	$n_t=18$	$n_t=14$	$n_t=10$	$n_t=6$	$n_t=2$
0	0.36	0.38	0.39	0.44	0.48	0.50	0.50	0.51	0.64	0.76	1.45
20	0.36	0.39	0.40	0.46	0.50	0.52	0.52	0.53	0.67	0.81	1.44
40	0.40	0.43	0.43	0.49	0.53	0.55	0.56	0.57	0.73	0.88	1.44
60	0.45	0.47	0.48	0.52	0.57	0.59	0.59	0.61	0.78	0.93	1.43
80	0.42	0.45	0.46	0.49	0.56	0.58	0.59	0.60	0.74	0.91	1.34
100	0.43	0.46	0.46	0.49	0.56	0.59	0.59	0.61	0.72	0.92	1.28
120	0.43	0.45	0.46	0.48	0.53	0.56	0.57	0.59	0.68	0.88	1.19
140	0.38	0.39	0.40	0.42	0.46	0.50	0.50	0.53	0.60	0.79	1.04
160	0.37	0.38	0.40	0.41	0.44	0.48	0.49	0.52	0.58	0.73	0.94
180	0.33	0.33	0.35	0.36	0.38	0.41	0.41	0.45	0.50	0.61	0.77
200	0.25	0.25	0.26	0.27	0.28	0.30	0.31	0.35	0.38	0.46	0.58
220	0.20	0.20	0.22	0.22	0.23	0.24	0.25	0.27	0.29	0.33	0.40
240	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09	0.10	0.11	0.13
260	-0.07	-0.07	-0.08	-0.08	-0.08	-0.08	-0.09	-0.09	-0.10	-0.11	-0.13
280	-0.20	-0.20	-0.22	-0.22	-0.23	-0.24	-0.25	-0.27	-0.29	-0.33	-0.40
300	-0.25	-0.25	-0.26	-0.27	-0.28	-0.30	-0.31	-0.35	-0.38	-0.46	-0.58
320	-0.33	-0.33	-0.35	-0.36	-0.38	-0.41	-0.41	-0.45	-0.50	-0.61	-0.77
340	-0.37	-0.38	-0.40	-0.41	-0.43	-0.48	-0.49	-0.52	-0.58	-0.73	-0.94
360	-0.38	-0.39	-0.40	-0.42	-0.46	-0.50	-0.50	-0.53	-0.60	-0.79	-1.04
380	-0.43	-0.45	-0.46	-0.48	-0.53	-0.56	-0.57	-0.59	-0.68	-0.88	-1.19
400	-0.43	-0.46	-0.46	-0.49	-0.56	-0.59	-0.59	-0.61	-0.72	-0.92	-1.28
420	-0.42	-0.45	-0.46	-0.49	-0.56	-0.58	-0.59	-0.60	-0.74	-0.91	-1.34
440	-0.45	-0.47	-0.48	-0.52	-0.57	-0.59	-0.59	-0.61	-0.78	-0.93	-1.43
460	-0.40	-0.43	-0.43	-0.48	-0.53	-0.55	-0.56	-0.57	-0.73	-0.88	-1.44
480	-0.36	-0.39	-0.40	-0.46	-0.50	-0.52	-0.52	-0.53	-0.67	-0.81	-1.44
500	-0.36	-0.38	-0.39	-0.44	-0.48	-0.50	-0.50	-0.51	-0.64	-0.76	-1.44

Tab. C-2 : Glissement s en domaine élastique - $P=300kN$.

x [cm]	Glissement s [mm]										
	$n_t=42$	$n_t=38$	$n_t=34$	$n_t=30$	$n_t=26$	$n_t=22$	$n_t=18$	$n_t=14$	$n_t=10$	$n_t=6$	$n_t=2$
0	0.3	0.4	0.4	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.5	3.0	14.0
20	0.3	0.3	0.4	0.4	0.6	0.6	0.7	0.9	1.5	3.0	9.3
40	0.5	0.5	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.8	3.2	7.0
60	0.7	0.7	0.8	0.8	1.0	1.1	1.2	1.4	2.2	3.8	6.9
80	0.7	0.8	0.8	0.9	1.1	1.3	1.4	1.6	2.3	4.0	6.8
100	0.7	0.8	0.9	0.9	1.1	1.3	1.4	1.7	2.3	4.1	6.7
120	0.8	0.9	1.0	1.0	1.2	1.4	1.5	1.9	2.5	4.1	6.5
140	0.8	0.8	0.9	0.9	1.1	1.4	1.5	1.9	2.4	4.0	6.2
160	0.8	0.8	0.9	1.0	1.1	1.4	1.5	1.9	2.4	3.9	6.0
180	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.2	1.4	1.9	2.3	3.7	5.6
200	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	1.0	1.2	1.7	2.0	3.4	5.1
220	0.6	0.6	0.7	0.8	0.8	0.9	1.2	1.6	1.9	3.1	4.7
240	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.6	0.8	1.0	1.6	1.8
260	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.6	-0.8	-1.0	-1.6	-1.8
280	-0.6	-0.6	-0.7	-0.8	-0.8	-0.9	-1.2	-1.6	-1.9	-3.1	-4.7
300	-0.7	-0.7	-0.8	-0.8	-0.8	-1.0	-1.2	-1.7	-2.0	-3.4	-5.1
320	-0.8	-0.8	-0.9	-0.9	-1.0	-1.2	-1.4	-1.9	-2.3	-3.7	-5.6
340	-0.8	-0.8	-0.9	-1.0	-1.1	-1.4	-1.5	-1.9	-2.4	-3.9	-6.0
360	-0.8	-0.8	-0.9	-0.9	-1.1	-1.4	-1.5	-1.9	-2.4	-4.0	-6.2
380	-0.8	-0.9	-1.0	-1.0	-1.2	-1.4	-1.5	-1.9	-2.5	-4.1	-6.5
400	-0.7	-0.8	-0.9	-0.9	-1.1	-1.3	-1.4	-1.7	-2.3	-4.1	-6.7
420	-0.7	-0.8	-0.8	-0.9	-1.1	-1.3	-1.4	-1.6	-2.3	-4.0	-6.8
440	-0.7	-0.7	-0.8	-0.8	-1.0	-1.1	-1.2	-1.4	-2.2	-3.8	-6.9
460	-0.5	-0.5	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-0.9	-1.0	-1.8	-3.2	-7.0
480	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	-0.6	-0.6	-0.7	-0.9	-1.5	-3.0	-9.3
500	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8	-1.5	-3.0	-14.0

Tab. C-3 : Glissement s en domaine plastique - $P=500kN$.