



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Republique Algerienne Democratique Et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

THÈSE DE DOCTORAT

Présenté par : MADJOUR Abdelhalim

Pour l'obtention du **Grade de Docteur de l'université de Larbi Tébessi – Tébessa –**

En : Génie Civil

Spécialité: Matériaux, Structures et Géotechnique

TITRE DE LA THÈSE

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES POTEAU-POUTRE DES OSSATURES MÉTALLIQUES

Présenté et soutenu publiquement, le **29/04/ 2019**, devant le jury composé de :

M. NINOUH Tarek	Professeur/Univ-Tébessa	Président
M. HARKATI El Haddi	Professeur/Univ-Tébessa	Directeur de thèse
M. NAFA Zahreddine	Professeur/Univ-Guelma	Examineur
M. BOUTAGOUGA Djamel	Docteur/MCA/Univ-Tébessa	Examineur
M. DEGHOUDJ Samir	Docteur/MCA/Univ-Tébessa	Examineur
M. FERHOUN Noureddine	Docteur/MCA/Univ-Oum. El-Bouaghi	Examineur
M. SOLTANI Mohamed Rédha	Docteur/MCB/Univ-Tébessa	Invité

DÉDICACE

À la plus belle créatures que Dieu a créée sur terre,,

À cet source de tendresse, de patience et de générosité,,

« À mes parents et ma chère épouse »

À tous mes frères et sœurs !

À ma jolie fille « Aroua » !

À mon bébé, le plus joli bébé « Kossay »!

À tous mes amis et collègues.....

À tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer

MADJOUR Abdelhalim 29, 04, 2019

Résumé

Au cours des dernières années, des recherches théoriques, numériques et expérimentales approfondies ont été menées sur le comportement structural des poutres en acier à ouvertures multiples de différentes formes. Cependant, dans toutes ces études, les poutres cellulaires ont été traitées ou conçues comme simplement appuyé à leurs extrémités. En d'autres termes, les assemblages poutres-poteaux sont supposés être rigides nominalement. L'objectif visé de cette thèse est de réaliser une campagne d'études numériques afin de déterminer si l'utilisation d'assemblages par platine d'about, au lieu des assemblages nominalement articulés, pourrait améliorer la capacité ultime en flexion des poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales. De plus cette étude vise à déterminer si les ouvertures situées à proximité des assemblages n'affectent pas de manière significative les caractéristiques mécaniques de ces assemblages.

Les simulations numériques ont été réalisées avec le logiciel ABAQUS. Sur des poutres cellulaires à pleine échelle connectées aux poteaux avec sept types de connexions avec platine d'extrémité. Les résultats ont été comparés à d'autres obtenus pour des poutres similaires simplement appuyés. Des résultats expérimentaux disponibles dans la littérature ont été utilisés pour valider les modèles numériques développés dans cette thèse.

Mots clés : assemblage par platine d'extrémité, poutres ajourées, assemblages semi-rigides, ouvertures circulaire, ouvertures sinusoïdales, charge ultime.

Abstract

Over the past several years, extensive theoretical, numerical and experimental research has been carried out on the structural behavior of steel beams with web openings of various shapes. However, in all these studies, cellular beams have always been treated or designed as simply supported at their ends. In other words, the beam to column connections are assumed as nominally pinned. The main aim of the present paper is to perform numerical simulations to determine whether the use of end plate connections, instead of simple connections, could enhance the global bending and/or shear capacity of cellular beams with circular and sinusoidal web openings.

Interaction between a circular or sinusoidal opening in the beam web and endplate connection has also been studied. Data obtained from a number of experimental research programs on steel solid beam to column connections and simply supported cellular beams, available in the literature, were utilized to validate the numerical models developed in this paper. The numerical simulations using ABAQUS software were performed on full scale cellular steel beams connected to the columns with seven types of endplate connections. The results were compared with those obtained for similar simply cellular beams.

Keywords: endplate connection, cellular beams, pinned connections, circular openings, sinusoidal openings, ultimate load.

ملخص

على مدى السنوات العديدة الماضية ، أجريت الأبحاث النظرية العديدة والتجريبية واسعة النطاق على السلوك الهيكلي للأعمدة فولاذية مع فتحات الويب من مختلف الأشكال. ومع ذلك، في جميع هذه الدراسات، كانت العوارض الخلوية تُعامل دائمًا أو مصممة على أنها مدعومة ببساطة في نهاياتها. وبعبارة أخرى ، يفترض أن الحزمة إلى اتصالات العمود مرتبطة تماما . الهدف الرئيسي من هذه المذكرة هو إجراء عمليات محاكاة رقمية لتحديد ما إذا كان استخدام وصلات الصفيحة الطرفية ، بدلاً من التوصيلات البسيطة ، يمكن أن يعزز الانحناء أو قدرة القص في الحزم الخلوية مع فتحات الويب الدائرية و الجيبية.

كما تمت دراسة التفاعل بين فتحة دائرية أو جيبية في شبكة الحزمة واتصال. تم استخدام الوصلات التي تم الحصول عليها من عدد من البرامج البحثية التجريبية على الحزم الصلبة الصلب إلى وصلات العمود ودعم الحزم الخلوية المدعومة ببساطة ، والمتوفرة في الأدبيات ، للتحقق من صحة النماذج الرقمية المطورة في هذه الورقة. تم تنفيذ المحاكاة الرقمية باستخدام برنامج اباكوس على حزم فولاذية خلوية على نطاق كامل متصلة بالأعمدة مع سبعة أنواع من وصلات. وتمت مقارنة النتائج مع تلك التي تم الحصول عليها عن الحزم الخلوية ببساطة مماثلة.

الكلمات المفتاحية : اتصالات بواسطة وصلات، روافد ذات فتحات ، اتصالات صلبة، فتحات دائرية، فتحات جيبية ، تحميل النهائي.

REMERCIEMENTS

Avant tout je tiens à remercier ALLAH tout puissant de nous avoir donné la foi, la force et le courage.

À travers ce modeste travail, je tiens à remercier messieurs le Directeur de thèse Pr. Harkati El haddi, pour ses précieux conseils et son investissement dans le suivi de cette thèse.

Je voudrais remercier aussi avec beaucoup de reconnaissance et très spécialement « Dr. Soltani Mohammed Rédha » qui n'a pas épargné le moindre effort dans la réalisation de cette thèse, de leur participation, Pour son aide, qui m'auront permis d'aller au bout de ce travail.

Mes remerciements les plus vifs s'adressent aux messieurs le président de jury Pr. NINOUH Tarek Professeur à l'Université de Larbi Tébessi-Tébessa, pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de présider le jury de cette thèse, et les membres de jury : Pr. NAFA Zahreddine professeur de l'université de Guelma, Dr. FERHOUN Noureddine Docteur à l'univ-Oum-El-Bouaghi, Dr. BOUTAGOUGA Djamel Docteur à l'univ- Larbi Tébessi-Tébessa, Dr. DEGHBODJ Samir Docteur à l'univ- Larbi Tébessi-Tébessa, d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer mon travail.

Je tiens à remercier mes parents qui m'ont soutenu pour réaliser mes études et qui m'ont toujours encouragé dans mes entreprises, ainsi que mes frères et mes sœurs. Je tiens à remercier énormément ma petite famille, ma femme, ma fille «Aroua» et mon bébé «Koussay» pour m'avoir continuellement encouragé et soutenu durant ce travail.

Je tiens à remercier également tous les professeurs et enseignants de Département de génie civil qui ont collaboré à notre formation de doctorat. Sans omettre bien sûr de remercier profondément à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation du présent travail. Aussi je tiens à remercier tous mes collègues de l'université de Larbi Tébessi- Tébessa, je remercie mes amis pour leur soutien et présence lorsque j'en avais besoin.

TABLE DES MATIÈRES

Résumé en français	i
Résumé en anglais	ii
Résumé en Arabe	iii
Remerciements	iv
Table des matières.....	v
Liste des figures.....	x
Liste des tableaux.....	xvi
Liste des symboles.....	xvii
Dictionnaire	xx

CHAPITRE I. CONTEXTE ET OBJECTIFS DE LA THÈSE

I.1. Introduction	2
I.2. Problématique de la thèse.....	2
I.3. Objectifs de la thèse	4
I.4. Plan de la thèse.....	5
Références	7

CHAPITRE II. REVUE DE LA LITTÉRATURE SUR LES ASSEMBLAGES

II.1. Introduction.....	9
II.2. Bref aperçu sur les assemblages	9
II.2.1. Les assemblages soudés.....	10
II.2.2. Les assemblages boulonnés	11
II.3. Configurations des assemblages boulonnés.....	13
II.3.1. L'assemblage boulonné par les cornières	13

II.3.2. L'assemblage boulonné par platine d'about.....	14
II.4. Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'about	16
II.4.1. Méthodes expérimentales	16
II.4.2. Modélisations numériques	20
II.4.3. Méthodes analytiques	26
II.4.4. Les méthodes empiriques.....	28
II.4.5. La méthode mécanique	30
II.4.6. Calcul des assemblages selon la méthode des composantes de l'EC3	36
II.4.6.1. Caractérisation des assemblages.....	37
II.4.6.1.1. Moment résistant de calcul des assemblages poutre-poteau.....	39
II.4.6.1.2. Résistance des composantes d'assemblage.....	40
II.5. Conclusion	47
Références	49

CHAPITRE III. REVUE DE LA LITTÉRATURE SUR LES POUTRES AJOURÉES

III.1. Introduction	56
III.2. Aperçu sur les poutres avec ouvertures dans l'âme	57
III.2.1. Poutres ajourées.....	57
III.2.2. Poutres avec ouverture d'âme isolée	58
III.3. Modes de ruine	59
III.3.1. Ruines en flexion ou par cisaillement	59
III.3.2. Ruine par déversement élastique.....	60
III.3.3. Ruine par flexion Vierendeel	61
III.3.4. Flambement du montant d'âme par cisaillement horizontal ou par compression	61
III.3.5. Rupture de la soudure du montant intermédiaire	62

III.3.6. Voilement local du Té comprimé.....	63
III.4. Études expérimentales.....	63
III.5. Études numériques.....	72
III.6. Conclusion.....	79
Références.....	81
CHAPITRE IV. OUTILS DE MODÉLISATION NUMÉRIQUE NON LINÉAIRE	
IV.1. Introduction.....	85
IV.2. Non linéarités.....	85
IV.2.1. La Non- linéarité matérielle.....	86
IV.2.1.1. Formulation de la loi élasto-plastique.....	86
IV.2.1.2. Critères de plasticité.....	89
IV.2.1.3. Écrouissage.....	92
IV.2.1.4. Lois d'écoulement.....	95
IV.2.2. La Non- linéarité géométrique.....	96
IV.3. Schémas de résolutions.....	100
IV.3.1. Schémas implicites.....	100
IV.3.2. Schémas explicite.....	101
IV.4. Interactions entre surfaces.....	103
IV.4.1. Le contact.....	103
IV.4.1.1. Présentation du problème de contact.....	104
IV.4.1.2. Méthode de pénalisation.....	105
IV.4.1.3. Méthode des multiplicateurs de Lagrange.....	107
IV.4.1.4. Méthode du Lagrangien augmenté.....	107
IV.4.2. Le frottement.....	109
IV.4.2.1. Modélisation du frottement.....	110

IV.4.2.1.1. Modèle de Coulomb	110
IV.4.2.1.2. Modèle de Tresca	111
IV.5. Conclusion.....	112
Références	114

CHAPITRE V. MISE EN ŒUVRE NUMÉRIQUE ET VALIDATION

V.1. Introduction.....	119
V.2. Description des essais de validation des modèles numériques	119
V.2.1. Essais sur les assemblages	119
V.2.1.1. Essais de Nogueiro [1].....	119
V.2.1.2. Essais d'Abidelah [2].....	123
V.2.2. Essais sur les poutres ajourées	125
V.2.2.1. Poutres testées par Warren [4]	125
V.2.2.2. Poutres testées par Durif et al [5].....	127
V.3. Simulations numériques	129
V.3.1. Maillage	129
V.3.2. Contact	132
V.3.3. Matériaux	133
V.3.4. Chargement et condition aux limites	134
V.4. Validation des modèles numériques	136
V.5. Conclusion	142
Références	144

CHAPITRE VI. INFLUENCE DES OUVERTURES D'ÂME DES POUTRES SUR LE COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNÉS

VI.1. Introduction	147
VI.2. Les assemblages poteaux-poutres ajourées dans la littérature	147

VI.3. Comportement mécanique des assemblages	150
VI. 4. Description des assemblages étudiés	152
VI. 5. Étude paramétrique.....	155
VI. 6. Les modes de ruines	158
VI. 7. Conclusion.....	160
Références	162

**CHAPITRE VII. INFLUENCE DES CARACTÉRISTIQUES DES
ASSEMBLAGES SUR LE COMPORTEMENT GLOBAL DES POUTRES
CELLULAIRES**

VII.1. Introduction.....	166
VII.2. Analyse globale.....	167
VII.2.1. Analyse globale élastique	168
VII.2.2. Analyse globale rigide-plastique.....	168
VII.2.3. Analyse globale élastique parfaitement plastique.....	169
VII. 3. Étude numérique	170
VII.4. Analyse des résultats.....	173
VII.5. Modes de ruine.....	182
VII.6. Influence des caractéristiques des assemblages sur la répartition des moments	186
VII.6.1. Analyse en phase élastique	186
VII.6.2. Analyse à l'état limite ultime.....	189
VII.6.3. Répartition des moments à la ruine des poutres cellulaires étudiées	190
VII.7. Conclusion	193
Références	194
CONCLUSION GÉNÉRALE	197

LISTE DES FIGURES

Fig.II.1. Définition de la zone d'attache et la zone de l'assemblage et les deux Configurations [1].....	10
Fig.II.2. Boulon à haute résistance.....	12
Fig.II.3. Configuration d'un assemblage poutre-poteau par cornières.....	13
Fig.II.4. Configuration des assemblages poteaux- poutres par platine d'about.....	15
Fig.II.5. Modélisation 2D d'un assemblage boulonnée avec platine d'about [18]	22
Fig.II.6. Modélisation d'un assemblage boulonnée avec platine d'about [25]	24
Fig.II.7. Modèle numérique de Shooreh et al [29]	25
Fig.II.8. Modèle et paramètres géométriques de chen et kishi [35]	28
Fig.II.9. Modèle mécanique proposé par Wales et Rossow [43]	31
Fig.II.10. Modèle de calcul mécanique pour un assemblage par cornières de semelle [50]	32
Fig.II.11. Modèle de calcul mécanique d'un Assemblage poutre-poteau soudé [51].....	33
Fig.II.12. Modèle de calcul mécanique proposé par Lin et Hamamoto [52]	34
Fig.II.13. Modélisation d'un portique à nœuds semi-rigides [54]	35
Fig.II.14. Model de calcul mécanique proposé par Gentili et al [55]	35
Fig.II.15. Étapes de la méthode des composantes.....	36
Fig.II.16. Les composantes d'un assemblage [1].....	38
Fig.II.17. Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonné	40
Fig.II.18. Largeur efficace de l'âme du poteau en compression	41
Fig.II.19. Longueur efficace d'âme de poteau tendue.....	43
Fig.II.20. Effet de levier	44
Fig.II.21. Modes de ruine du tronçon en T équivalent.....	44
Fig.II.22. Schémas des lignes de plastification des tronçons en Té [1]	46

LISTE DES FIGURES

Fig.III.1. Réseaux au travers des ouvertures des poutres avec ouvertures dans l'âme [1]	56
Fig.III. 2. Processus de fabrication des poutres ajourées	57
Fig.III. 3. Géométrie des poutres ajourées alvéolaires et cellulaires [3].....	58
Fig.III. 4. Poutres munies d'ouvertures isolées de formes variées [2].....	58
Fig.III. 5. Mécanismes de ruine en flexion et par cisaillement.....	60
Fig.III. 6. Déformée hors plan d'une poutre cellulaire après déversement [7]	60
Fig.III. 7. Ruine par flexion Vierendeel.....	61
Fig.III. 8. Flambement des montants d'âme [9].....	62
Fig.III. 9. Ruine par rupture de la soudure du montant intermédiaire [11].....	62
Fig.III. 10. Voilement local du Té comprimé	63
Fig.III. 11. Dispositif d'essai utilisé par Zirakian et Showkati [7]	64
Fig.III. 12. Déversement avec distorsion de l'âme [7].....	64
Fig.III. 13. Dispositif d'essai et de mesure utilisés par Tsavdaridis et D'mello [6]	65
Fig.III. 14. Dispositif d'essai et de mesure utilisé par Durif et al [13]	66
Fig.III. 15. Dispositif d'essai et de mesure utilisés par Erdal et Saka [14].....	67
Fig.III. 16. Processus de fabrication différent des poutres cellulaires [16]	68
Fig.III. 17. Dispositifs d'essai et de mesure utilisé par Morkhade et al [17].....	69
Fig.III. 18. Modes de ruine des poutres testées [17]	69
Fig.III. 19. Dispositif d'essai et de mesure utilisé par Zaher et al [18].....	70
Fig.III. 20. Dispositifs d'essais de flexion [19].....	71
Fig.III. 21. Voilement locale de la semelle supérieure d'une poutre testée [19]	72
Fig.III. 22. Modélisation du montant d'âme [21]	73
Fig.III. 23. Modélisation du montant d'âme [22]	74
Fig.III. 24. Conditions aux limites, chargement et Maillage [23].....	74

Fig.III. 25. Modélisation d'une poutre ajourée avec une nouvelle forme d'ouverture [24]	75
Fig.III. 26. Modèle numérique de Mohebkhah [25]	77
Fig.III. 27. Modèle numérique de Sweedan [26]	78
Fig.III. 28. Déformée initiale issue du 1er mode de flambage [27]	79
Fig.IV. 1. Diagramme de contrainte-déformation	87
Fig.IV. 2. Domaine élastique et de la surface de charge dans l'espace des contraintes principales	88
Fig.IV. 3. Représentation géométrique des critères de plasticité de Tresca et de von Mises dans le système spatial des contraintes principales [8]	91
Fig.IV. 4. Représentation de l'écroutissage isotrope	93
Fig.IV. 5. Représentation de l'écroutissage cinématique	94
Fig.IV. 6. Représentation de l'écroutissage mixte	94
Fig.IV. 7. Représentation de la règle de normalité [12]	95
Fig.IV. 8. Déformations au court du temps	97
Fig.IV. 9. Configuration d'un corps en mouvement [18]	98
Fig.IV. 10. Description lagrangienne actualisée [8]	98
Fig.IV. 11. Configuration d'un corps en mouvement [18]	99
Fig.IV. 12. Méthodes de résolution utilisant la formulation implicite [19]	101
Fig.IV. 13. Présentation des déformations du problème de contact avec Frottement	105
Fig.IV. 14. Algorithme de résolution d'un problème de contact avec la méthode du lagrangien augmenté [31]	109
Fig.IV. 15. Décomposition des vitesses et des forces d'interface entre deux solides [32]	110
Fig.IV. 16. Illustration du modèle de Tresca [32]	112
Fig.V. 1. Configuration des assemblages testés par Nogueiro [1]	121

LISTE DES FIGURES

Fig.V. 2. Coupons d'essai de traction [1]	121
Fig.V. 3. Dispositif d'essai [1].....	122
Fig.V. 4. Configurations des assemblages testés par Abidelah et al [2].....	123
Fig.V. 5. Dispositifs d'essai et de mesure [2].....	125
Fig.V. 6. Dispositif d'essai de flexion trois points [4].....	126
Fig.V. 7. Paramètres géométriques d'une ouverture sinusoïdale	127
Fig.V. 8. Chargement et position des maintiens anti-déversement [4].....	128
Fig.V. 9. Exemple de maillage d'un assemblage.....	131
Fig.V. 10. Maillage par éléments finis des poutres avec ouvertures circulaire et sinusoïdal	131
Fig.V. 11. Contact entre les éléments de l'assemblage	132
Fig.V. 12. Courbes contraintes-déformation utilisées pour les simulations numériques	134
Fig.V. 13. Force de précontrainte	134
Fig.V.14. Points de référence utilisés pour le calcul de la rotation relative des assemblages.....	135
Fig.V. 15. Comparaison des courbes moment-rotation numériques et expérimentales	138
Fig.V. 16. Comparaison entre les déformées numériques et expérimentales.....	139
Fig.V. 17. Comparaison des courbes de charge-flèche expérimentales et numériques.	142
Fig.VI. 1. Modèle numérique de Vahid et al [1]	148
Fig.VI. 2. Champ des contraintes de von mises de Tsavdaridis et papadopoulos [2]	149
Fig.VI. 3. Champ des contraintes de von mises de Tsavdaridis et al [3]	150
Fig.VI. 4. Courbe de comportement «moment-rotation» d'un assemblage	151
Fig.VI. 5. Configuration géométriques des assemblages	153
Fig.VI. 6. Paramètres géométriques des ouvertures des poutres	154
Fig.VI. 7. Maillage des assemblages boulonnés de poteaux avec des poutres à ouvertures d'âmes	155

Fig. VI. 8. Influence des ouvertures d'âme des poutres sur les courbes moment-rotation des assemblages boulonnés par platine d'about.....	157
Fig.VI. 9. Carte de déformation plastique équivalente sur les assemblages ASS3 après rupture.....	159
Fig.VI. 10. Carte de déformation plastique équivalente sur les assemblages ASS4 après rupture.....	160
Fig.VII. 1. Répartition élastique des moments fléchissants dans un portique simple...	167
Fig.VII. 2. Loi moment-rotation idéalisée pour une analyse globale élastique	168
Fig.VII. 3. Loi moment-rotation idéalisée pour une analyse globale rigide-plastique..	169
Fig.VII. 4. Loi de calcul moment-rotation bilinéaire simplifiée	169
Fig.VII. 5. Chargement et conditions aux limites	173
Fig. VII. 6. Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée des poutres cellulaires à ouvertures circulaires pour des configurations différentes d'assemblages poutre-poteau...	175
Fig.VII. 7. Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée des poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales pour des configurations différentes d'assemblages poutre-poteau	177
Fig.VII. 8. Comparaison des valeurs de la charge ultime des poutres cellulaires avec ouvertures circulaires pour différents chargement et conditions d'extrémité.....	179
Fig.VII. 9. Comparaison des valeurs de la charge ultime des poutres cellulaires avec ouvertures circulaires pour différents chargement et conditions d'extrémité.....	180
Fig.VII. 10. Iso-valeurs des déformations plastiques équivalentes à la ruine dans la poutre FPD500 à ouvertures circulaires.....	184
Fig.VII. 11. Iso-valeurs des déformations plastiques équivalentes à la ruine dans la poutre FPD500 à ouvertures sinusoïdales.....	185
Fig.VII. 12. Élément fini Poutre + ressort.....	186
Fig.VII. 13. Analyse élastique d'une poutre avec assemblages semi-rigide.....	188

Fig.VII. 14. Influence de la résistance de l'assemblage sur le moment de plastification d'une poutre à âme pleine [19] 189

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1. Caractéristiques mécaniques des boulons	12
Tableau V.1. Valeurs mesurées des caractéristiques mécaniques de l'acier des composantes des spécimens testés [1]	122
Tableau V.2. Valeurs mesurées des caractéristiques mécaniques de l'acier des boulons [1]	123
Tableau V. 3. Propriétés mécaniques de l'acier des composantes des assemblages testés	124
Tableau V. 4. Caractéristiques géométriques des poutres testées 1 et 2 [4].....	126
Tableau V. 5. Caractéristiques mécaniques des matériaux [4].....	126
Tableau V. 6. Caractéristiques géométrique des poutres testées [5]	127
Tableau V. 7. Valeurs mesurées des caractéristiques matérielles des trois poutres testées [5]...	128
Tableau VI. 1. Dimensions des ouvertures dans l'âme des poutres	155
Tableau VII. 1. Propriétés géométriques des composantes des assemblages	171
Tableau VII. 2. Caractéristiques géométriques des poutres cellulaires	172
Tableau VII. 3. Valeurs du rapport λ évaluées pour les poutres cellulaires étudiées soumises à une charge ponctuelle centrée	191
Tableau VII. 4. Valeurs du rapport λ évaluées pour les poutres cellulaires étudiées soumises à une charge uniformément répartie	192

LISTE DES SYMBOLES

f_{yb} :	la limite élastique de boulon.
f_{ub} :	la contrainte ultime de boulon.
t_{fc} :	épaisseur de la semelle de poteau.
t_{fb} :	épaisseur de la semelle de poutre.
t_p :	épaisseur de la platine d'about.
t_{wc} :	épaisseur de l'âme de poteau.
t_{wb} :	épaisseur de l'âme de poutre.
A_s :	aire résistante du boulon.
E :	module d'élasticité.
$F_{p,Cd}$:	effort de précontrainte de calcul.
$F_{t,Ed}$:	effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime.
$F_{t,Rd}$:	résistance de calcul à la traction par boulon.
$F_{T,Rd}$:	résistance à la traction d'une semelle de tronçon en T équivalent.
$F_{v,Rd}$:	résistance de calcul au cisaillement par boulon.
$F_{b,Rd}$:	résistance de calcul en pression diamétrale par boulon.
$F_{s,Rd}$:	résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite ultime.
$F_{v,Ed}$:	effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime.
$M_{j,Rd}$:	moment résistant de calcul d'un assemblage.
S_j :	rigidité en rotation d'un assemblage.
$S_{j,ini}$:	rigidité initiale d'un assemblage.
$V_{wp,Rd}$:	résistance plastique en cisaillement d'un panneau d'âme de poteau.
z :	bras de levier.
μ :	coefficient de frottement.
θ :	la rotation d'un assemblage.
Φ :	la capacité en rotation.

LISTE DES SYMBOLES

M_{pl} :	est le moment plastique de rupture de l'assemblage.
$N_{j,Rd}$:	est l'effort normal résistant de calcul de l'assemblage .
N_{Ed} :	est l'effort éventuel coexistant dans la barre assemblée.
$F_{tr,Rd}$:	est la résistance de calcul à la traction efficace de la rangée de boulon r.
h_r :	est la distance entre la rangée de boulon r et le centre de compression.
r :	numéro de rangée de boulon.
A_{vc} :	l'aire de cisaillement du poteau.
b_{eff} :	largeur efficace.
l_{eff} :	longueur efficace.
$M_{b,pl Rd}$:	Moment plastique résistant de calcul de la poutre.
$M_{c pl Rd}$:	Moment plastique résistant de calcul du poteau.
A :	Aire de la section transversale de la poutre en acier sans ouverture.
A_f :	Aire de section transversale de la semelle.
A_w :	Aire de section transversale de l'âme du Té.
b_f :	Largeur de la semelle.
f_{yf} :	Limite élastique de l'acier des semelles.
f_{yw} :	Limite d'élasticité de l'acier de l'âme.
H_{tot} :	Hauteur totale de la poutre.
h_b :	Hauteur entre les axes des deux semelles.
I_y :	Moment d'inertie de flexion de la section transversale non perforée.
σ :	Contrainte équivalente au sens de Von Mises.
σ_{wEd} :	La contrainte principale de compression dans le demi montant étudié.
σ_{wRd} :	La contrainte principale résistante.
FPD :	assemblage par platine partielle.
FF :	assemblage par platine d'about non débordante.
FE :	assemblage avec platine d'about débordante.

LISTE DES SYMBOLES

FER : assemblage avec platine d'about débordante à la présence de raidisseur de la platine.

FEHD : assemblage avec platine d'about débordante à la présence des deux raidisseurs diagonal et horizontal dans le poteau.

FEH : assemblage avec platine d'about débordante à la présence des raidisseurs horizontal dans le poteau.

FEHDR : assemblage avec platine d'about débordante à la présence des trois raidisseurs diagonal et horizontal dans le poteau, avec les raidisseurs des platine d'about.

SS : simplement appuyée.

DICTIONNAIRE

Beam :	poutre.
Column :	poteau.
Column flange :	semelle de poteau.
End plate :	platine d'extrémité (platine d'about).
Bolt :	Boulon.
Nut ;	écrou.
Head bolt :	tête de boulon.
Bolt detail :	détail de boulon.
Front view :	Vue de face.
Rear view :	vue arrière.
Beam element :	élément poutre.
Continuity plate :	platine de continuité.
Column web :	âme de poteau.
Top angles :	cornières supérieur.
Web angles :	âme des cornières.
Seat / Bottom angles :	cornières inférieur.
Center of rotation :	centre de rotation.
Semi-rigid joints :	assemblages semi-rigides.
Non deformable nodes :	nœuds non déformables (nœuds rigides).
Bar element :	élément barre.
Rotational spring :	Rotation de ressort.
Translational spring :	translation de ressort.

Solid beam :	poutre à âme pleine.
Beam with circular openings :	poutre avec ouvertures circulaires.
Beam with sinusoidal openings :	poutre avec ouvertures sinusoidales.
Hydraulic jack :	vérin hydraulique.
Applied Load :	charge appliquée.
Cellular beam :	poutre cellulaire.
Steel :	acier.
Vertically simply supported line:	blockage linéaire dans le sense vertical.
Nodal imposed vertical displacement :	déplacement vertical imposé aux nœuds.
Hexagonal openings :	ouvertures hexagonal.
Symmetry surface :	surface de symétrie.
Deformed shape :	configuration déformé.
Undeformed shape :	configuration non déformé.

CHAPITRE I. CONTEXTE ET OBJECTIFS DE LA THÈSE

I.1.	Introduction.....	2
I.2.	Problématique de la thèse	2
I.3.	Objectifs de la thèse	4
I.4.	Plan de la thèse.....	5
	Références.....	7

CHAPITRE I. CONTEXTE ET OBJECTIFS DE LA THÈSE

I.1. Introduction

La construction métallique est redevenue aujourd'hui le mode de conception industriel et urbain le plus répandu dans le monde. Ces modes de conception évoluent de plus en plus, et devenues une alternative privilégiée à la fois en raison du temps d'exécution relativement court, Ainsi l'idée d'une diminution du l'aspect économique et de la possibilité de construire des structures complexes. D'un point de vu génie civil, la réalisation d'une structure en charpente métallique nécessite la présence de plusieurs éléments classiques telle que les poutres à âme pleine et les poteaux, et d'autres éléments comme : les boulons, les platines d'about, les raidisseurs.

I.2. Problématique de la thèse

La complexité des structures ou bien la nécessité de trouver des solutions, semble la cause principale dans lequel les éléments classiques sont devenu inadapté car ils ne répondent pas aux exigences des constructions en matière de confort et de sécurité. C'est dans ce contexte que les poutres avec ouvertures multiples dans l'âme sont de plus en plus utilisées en construction métallique pour permettre le passage de conduites des réseaux et équipements techniques.

La légèreté des poutres avec ouvertures multiples permet d'atteindre de grandes portées, jusqu'à 17 m pour les poutres supportant des planchers de bâtiment et jusqu'à 35 m pour les poutres de toiture. De nombreux travaux ont été consacrés à l'étude du comportement des poutres à ouvertures multiples ou isolées. Cependant, les travaux publiés dans la littérature considèrent toujours ces poutres comme nominalement articulées à leurs extrémités. La réalisation d'assemblages poutre-poteau rigide ou semi-rigide permet en théorie d'étendre le domaine de portée des poutres avec ouvertures multiples.

L'analyse globale à l'état limite a pour objectif de déterminer les déformations et la distribution des sollicitations dans une structure soumise à un ensemble particulier d'actions de calcul, et en particulier les efforts maximums qui vont survenir dans les sections, les éléments et les assemblages de la structure.

Cette analyse doit prendre en compte les effets du second ordre, telle que le comportement des assemblages et la redistribution plastique des efforts lorsque c'est nécessaire (analyse globale plastique). Pour déterminer si le comportement des assemblages doit être pris en compte dans l'analyse globale, on distingue trois modèles d'assemblage simplifiés :

- Articulé, dans lequel on peut considérer que l'assemblage ne transmet pas de moment fléchissant ;
- Continu, dans lequel on peut considérer que le comportement de l'assemblage est sans effet sur l'analyse ;
- Semi-continu, dans lequel le comportement de l'assemblage doit obligatoirement être pris en compte dans l'analyse.

Le comportement mécanique d'un assemblage poutre-poteau est caractérisé par trois caractéristiques principales à savoir la résistance, la rigidité et la capacité de déformation défini à partir de la courbe moment-rotation relative entre les deux éléments assemblés.

La loi de calcul moment-rotation d'un assemblage dépend des propriétés de ses composants de base. La méthode des composantes de la version EN1993 de l'EC3 partie 1-8 [1] considère un assemblage comme un ensemble de composantes élémentaires individuelles. Cette méthode est basée sur les travaux publiés au début des années 80 par Zoetemeijer [2] et dont les étapes de calcul peuvent se résumer comme suit :

- Distribution des efforts internes à travers les composantes de l'assemblage ;
- Évaluation de la résistance et de la rigidité de chaque composante en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises ;

- Combinaison des caractéristiques des composantes de l'assemblage pour obtenir la rigidité et la résistance de l'assemblage entier.

Le comportement complexe des assemblages observé au cours des essais et le nombre important de paramètres géométriques et mécaniques qui influencent leur comportement font que la caractérisation de leur comportement par la seule voie expérimentale est insuffisante et que la voie numérique est nécessaire. En outre, si les essais peuvent fournir des informations utiles sur le comportement des assemblages, ils sont très onéreux. Actuellement, les résultats des essais expérimentaux sont surtout utilisés pour valider les modèles numériques.

Les simulations numériques sont actuellement très utilisées pour réaliser les objectifs suivants :

- Comme un moyen de surmonter le manque de résultats expérimentaux ;
- Pour comprendre les effets locaux importants qui ne peuvent être mesurés avec une précision suffisante, tel que les forces de levier et les réactions de contact entre les boulons et les composantes de l'assemblage ;
- Possibilité de mener des études paramétriques approfondies.

I.3. Objectifs de la thèse

L'objectif de ce travail fondé sur des études numériques, et il comporte deux volets principales :

1) Voir et comprendre l'influence de la présence des ouvertures d'âme des poutres (de forme circulaire et sinusoïdales) sur le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about.

2) Voir et comprendre l'influence des assemblages boulonnés sur le comportement des poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales. Plusieurs types d'assemblages par platine d'about seront considérés pour établir une relation entre les caractéristiques des

assemblages et le comportement des poutres cellulaires et plus particulièrement à l'état de ruine. Dans ce contexte une formule simplifiée a été proposée pour déterminer la charge ultime des poutres cellulaires en fonction de la résistance des assemblages pour deux cas de charges usuelles.

I.4. Plan de la thèse

La rubrique de manuscrit inclus 7 chapitres, d'une conclusion et d'une bibliographie à la fin de chaque chapitre.

Le premier chapitre, « Contexte et objectifs de la thèse », est une introduction sur l'intérêt du sujet de recherche et l'utilité que pourrais avoir l'utilisation des assemblages semi-rigides sur le comportement des poutres ajourées au lieu des assemblages articulés qui sont actuellement utilisés. Ce chapitre comporte aussi le plan et les objectifs de la thèse.

Le deuxième chapitre « Revue de la littérature sur les assemblages », est consacré pour les recherches expérimentales et numériques qui ont été effectuées sur des assemblages boulonnées par platine d'about. Ce chapitre aborde également les méthodes analytiques, empiriques et mécaniques utilisées pour caractériser le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about.

Le troisième chapitre « Revue de la littérature sur les poutres ajourées » porte sur les études expérimentales et numériques effectuées sur les poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales. Le quatrième chapitre « Outils de modélisation numérique non-linéaire » comporte une présentation des différents formalismes couramment utilisés dans le cadre des non linéarités géométriques (grands déplacements et contact) ainsi que des critères de rupture (non-linéarité matérielle). Les méthodes de résolution des systèmes d'équation non linéaires sont aussi présentées.

Le cinquième chapitre « Mise en œuvre numérique et validation » est dédié à la validation des deux modèles numériques. Le premier modèle permet de caractériser le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about. Les courbes moment-rotation obtenues seront comparées à celles d'essais expérimentaux disponibles dans la

littérature. Le deuxième modèle simule le comportement des poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales jusqu'à la ruine. Les courbes charge-flèche obtenues seront aussi confrontées à celles d'essais expérimentaux disponibles dans la littérature.

Dans le sixième chapitre « Influence des ouvertures d'âme des poutres sur Le comportement des assemblages boulonnés », l'application du modèle numérique consiste à étudier les effets de la présence d'ouvertures circulaires ou sinusoïdales à proximité de la face des poteaux sur le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about. L'étude de sensibilité des assemblages à la présence des ouvertures dans l'âme des poutres est effectuée en comparant entre les courbes moment-rotation des assemblages avec des poutres à âmes pleines et ceux avec des poutres munies d'une ouverture à proximité de la face du poteau.

Dans le septième chapitre, « Influence des caractéristiques des assemblages sur le comportement global des poutres cellulaires », soixante-quatre poutres cellulaires grandeur réelle comportant des ouvertures circulaires ou sinusoïdales et différentes liées à des poteaux ayant différentes configurations d'assemblages boulonnés par platine d'about ont été analysées. Les poutres étudiées sont soumises à deux types de chargement différents : charge uniformément répartie et une charge ponctuelle appliquée au milieu. Les résultats sont analysés en termes de courbes charge-flèche et répartition des déformations plastiques équivalentes pour prédire les modes de ruine. Les résultats ont permis aussi d'évaluer le rapport entre les moments au niveau des assemblages et au milieu de la travée. Une formule simplifiée a été proposée pour estimer la charge ultime des poutres cellulaires liées aux poteaux par des assemblages boulonnés par platine d'about non-débordante.

La conclusion synthétise les principaux apports de la thèse et présente quelques perspectives de développement liées à l'approche utilisée.

Références

- [1] EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, 2005.
- [2] Zoetemeijer. P. "Summary of the research on bolted beam-to-column connections", Steven Laboratory, Delft, Report No. 6-85-M., 1983.

CHAPITRE II. REVUE DE LA LITTÉRATURE SUR LES ASSEMBLAGES

II.1. Introduction.....	9
II.2. Bref aperçu sur les assemblages	9
II.2.1. Les assemblages soudés.....	10
II.2.2. Les assemblages boulonnés	11
II.3. Configurations des assemblages boulonnés.....	13
II.3.1. L’assemblage boulonné par les cornières.....	13
II.3.2. L’assemblage boulonné par platine d’about	14
II.4. Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d’about	16
II.4.1. Méthodes expérimentales	16
II.4.2. Modélisations numériques.....	20
II.4.3. Méthodes analytiques	26
II.4.4. Les méthodes empiriques.....	28
II.4.5. La méthode mécanique	30
II.4.6. Calcul des assemblages selon la méthode des composantes de l’EC3.....	36
II.4.6.1. Caractérisation des assemblages.....	37
II.4.6.1.1. Moment résistant de calcul des assemblages poutre-poteau.....	39
II.4.6.1.2. Résistance des composantes d’assemblage.....	40
II.5. Conclusion	47
Références.....	49

CHAPITRE II. REVUE DE LA LITTÉRATURE SUR LES ASSEMBLAGES

II.1. Introduction

De nos jours, la volonté d'utiliser de nouveaux matériaux dans les structures du génie civil, et suivant la tendance de construire des structures très élancées, les structures en charpente métallique deviennent l'un des meilleurs systèmes constructifs dans la majorité des ouvrages de génie civil. La mise en œuvre des structures en charpente métallique nécessite la présence de plusieurs éléments structuraux, les poutres, les poteaux, ...etc. La façon de relier ces éléments pour former une structure s'appelle l'assemblage. Il est à noter que les assemblages jouent un rôle décisif en plus de la conception globale et du comportement de la structure. Ces assemblages ont fait l'objet d'études dans ce chapitre.

Ce chapitre fait un état de l'art des recherches expérimentales et numériques qui ont été effectuées sur des assemblages boulonnés par platine d'about. Il aborde également les méthodes analytiques, mécaniques et empiriques utilisées pour caractériser le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about.

II.2. Bref aperçu sur les assemblages

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Les portiques de bâtiments sont constitués de poutres et de poteaux assemblés entre eux par des attaches. Une attache est définie comme l'ensemble de composants physiques qui fixent mécaniquement les éléments assemblés. On considère que l'attache est concentrée à l'emplacement où l'action de fixation se produit, par exemple au niveau de l'interface extrémité de poutre / poteau dans un assemblage poutre-poteau selon l'axe fort. Lorsque l'on considère ensemble l'attache ainsi que la zone d'interaction correspondante située entre les éléments assemblés, on utilise alors le terme assemblage [1].

Dans le plan, on peut définir deux principales configurations Selon la position et le nombre des éléments assemblés entre eux. La Fig. II.1 montre la configuration unilatérale, et la configuration bilatérale.

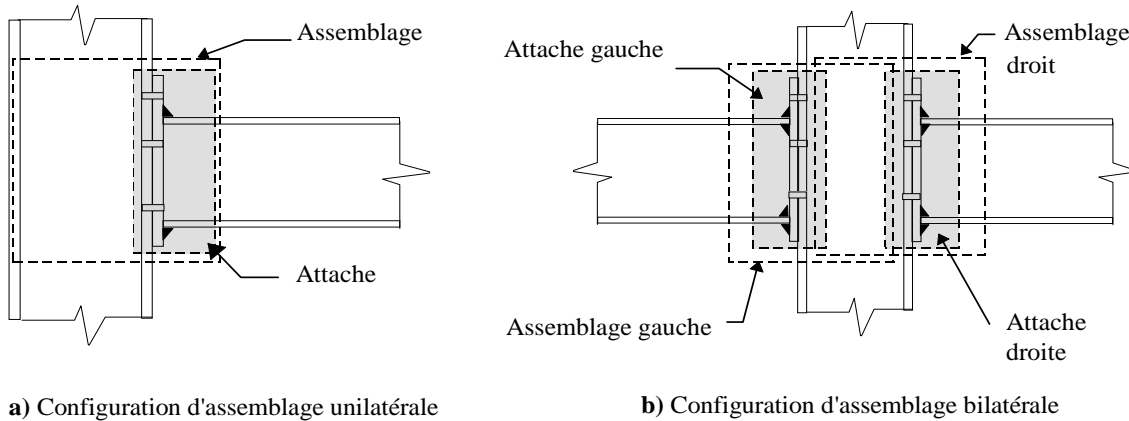


Fig. II.1. Définition de la zone d'attache et la zone de l'assemblage et les deux Configurations [1].

Suivant les éléments assemblés entre eux, on distingue plusieurs formes d'assemblages métalliques, les assemblages de continuité poutre-poutre ou bien poteau-poteau, les assemblages poutre-poteau et les assemblages poteau-fondation.

Les deux modes des assemblages réalisées dans les ossatures métalliques sont :

- Les assemblages soudés;
- Les assemblages boulonnés, qui sont les plus couramment utilisées dans les ossatures métalliques de génie civil.

II.2.1. Les assemblages soudés

L'opération de soudage, est un procédé d'assemblage où la continuité métalliques entre les pièces à assembler est assurée par fusion globale ou de proche en proche de leur bords [2]. Le soudage implique l'existence de plusieurs opérateurs pour créer une source dont le rôle est d'obtenir la fusion du matériau. L'origine de cette source peut être électrique ou bien thermique [3]. Cette opération d'assemblage présente un certain nombre d'avantages mais aussi des inconvénients par rapport à la méthode des assemblages boulonnés.

- ❖ Les avantages sont :
 - Économie de matière, car l'utilisation de la soudure nous permet d'éliminer la plupart des plaques et des goussets qui seraient utilisés dans les assemblages boulonnés ;
 - L'utilisation d'une petite quantité de pièces implique moins de temps de construction par rapport à l'assemblage boulonné ;
 - assure la continuité de la matière, et de ce fait garantir une bonne transmission des sollicitations ;
 - le coté d'esthétique, Il est de moindre encombrement et plus esthétique que le boulonnage.
- ❖ Les inconvénients :
 - Le métal de base doit être soudable.
 - Le contrôle des soudures est nécessaire et onéreux.
 - Le contrôle des soudures est aléatoire.
 - Le soudage exige une main-d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique.

II.2.2. Les assemblages boulonnés

On ne sait pas quand et où, ni dans quel but a été inventé le boulon, mais on peut soutenir que c'était une invention mécanique très importante. Une infinité de boulons est fabriquée chaque année pour des utilisations les plus diverses. Cette méthode de fixation est utilisée dans les équipements / machines existant dans tous les domaines, dans des projets de génie civil des plus simples aux plus complexes. La relation entre l'épaisseur des éléments, la longueur de boulon et la résistance à la fatigue est l'un des sujets qui nécessitent une meilleure compréhension.

Selon les études menées au cours de la dernière décennie, de nombreuses non-linéarités sont impliquées dans le calcul des forces agissant sur le boulon et les éléments de l'assemblage. Des caractéristiques telles que le point d'application et l'amplitude de la force de la précontrainte exercée sur le boulon, le matériau du boulon et les coefficients de frottement agissant entre les composantes de l'assemblage, peuvent avoir une grande influence sur l'intensité des forces agissantes sur les assemblages boulonnés.

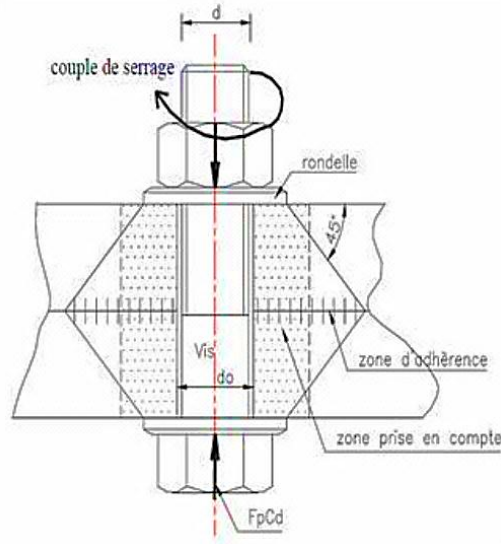


Fig. II.2. Boulon à haute résistance.

Les boulons sont classés en fonction de leurs propriétés mécaniques. La classe d'un boulon est composée de deux nombres, séparés par un point. Le premier chiffre, à gauche du point, est composé d'un ou deux chiffres et indique 1/100 de la résistance à la traction nominale en mégapascal (MPa). Le nombre à droite du point signifie dix fois le rapport de la limite d'élasticité à la résistance à la traction nominale. Les boulons à utiliser dans cette thèse sont de classe 10.9. Ses caractéristiques sont indiquées dans le chapitre V.

Selon EC3-Partie 1-8 [1], les boulons utilisés dans les assemblages sont divisés en deux classes, boulon à résistance normale et à haute résistance. Les différentes classes de boulons définies dans l'EC3 partie 1-8 [1] et leurs caractéristiques sont indiquées dans le tableau II-1.

Tableau II. 1. Caractéristiques mécaniques des boulons

Classes de boulon	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

II.3. Configurations des assemblages boulonnés

Les assemblages boulonnés les plus couramment utilisés sont ceux utilisant des platines d'about, des cornières d'âme et/ou de semelles. Le choix du type d'assemblage spécifique à adopter est en général lié au type d'équipement possédé par le fabricant et les exigences concernant le processus de montage sur site [14]. Ces différents types d'assemblages sont décrits ci-dessous.

II.3.1. L'assemblage boulonné par les cornières

L'assemblage boulonné par les cornières consiste à boulonner ces éléments à l'âme de la poutre et à la semelle de poteau, la Fig. II.3 illustre plusieurs types d'assemblage par cornières.

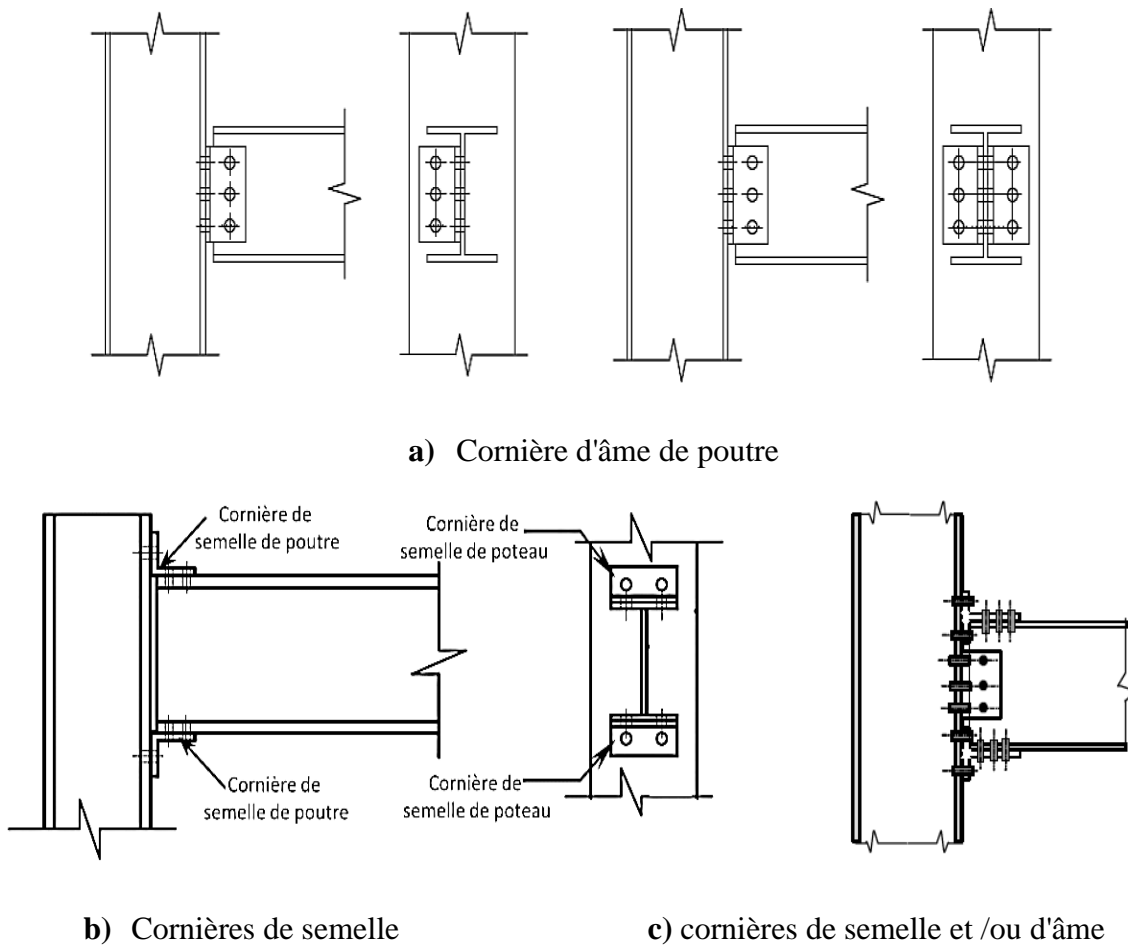
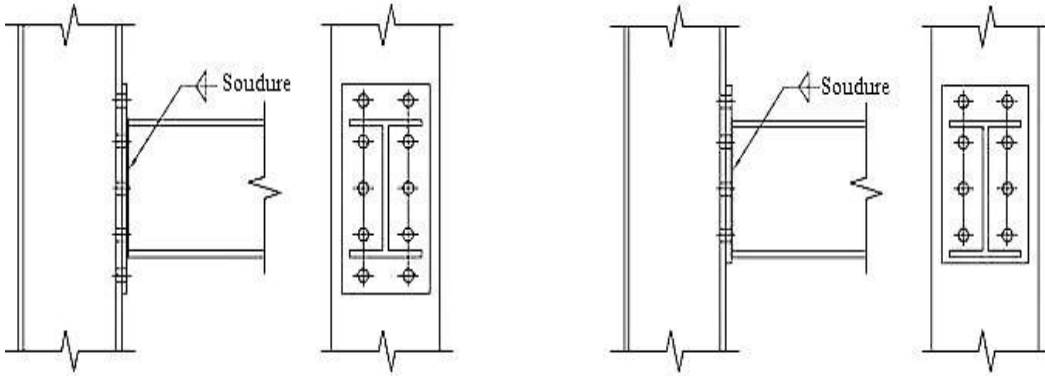


Fig. II.3. Configuration d'un assemblage poutre-poteau par cornières.

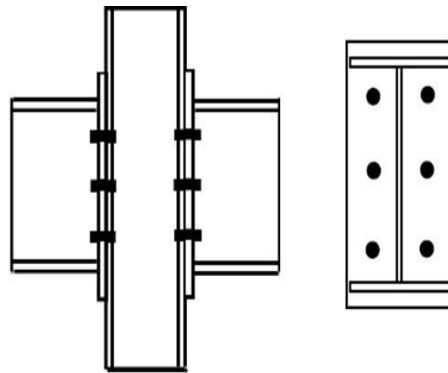
Les types d'assemblages représentés dans la Fig. II.3a (a) sont considérés comme nominalement articulés. Il ne peut transmettre que des efforts tranchants et éventuellement un effort axial à la poutre. Il doit être capable de subir une rotation significative sans développer des valeurs élevées du moment fléchissant. Les assemblages articulés sont utilisés dans une ossature de poutres et poteaux lorsque la rigidité latérale est assurée par d'autres moyens comme par exemple une palée de stabilité triangulée. Les assemblages représentés dans la Fig. II.3(b) et II.3(c) sont en général classifiés comme semi-rigides [14].

II.3.2. Les assemblages boulonnés par platine d'about

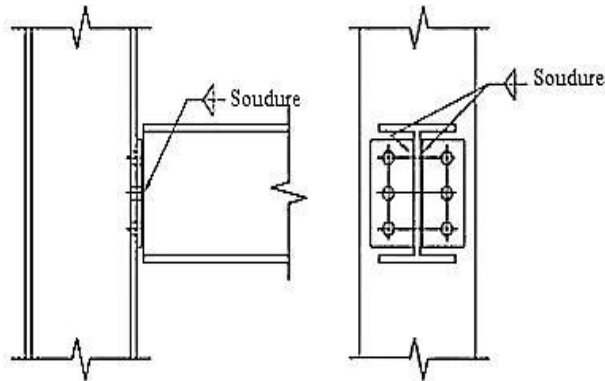
Dans ce type d'assemblages, la transmission des moments fléchissant de la poutre au poteau se fait par l'intermédiaire d'une platine d'about soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons disposés en plusieurs rangées verticales. Cette platine peut être débordante ou non débordante (Fig. II.4.). Ils sont utilisés sous réserve de savoir déterminer le degré d'interaction entre les éléments, ce qui suppose de connaître la courbe moment-rotation de l'assemblage [14].



a) Assemblage boulonné par platine débordante



b) Assemblage boulonné par platine non débordante



c) Assemblage boulonné par platine partielle

Fig. II.4. Configuration des assemblages poteaux- poutres par platine d'about.

II.4. Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'about

Le comportement mécanique d'un assemblage poutre-poteau est caractérisé par trois caractéristiques principales à savoir la résistance, la rigidité et la capacité de déformation définies à partir de la courbe moment-rotation relative entre les deux éléments assemblés. Les méthodes de caractérisation des assemblages se répartissent en : des méthodes expérimentales, des méthodes numériques, analytiques, empiriques et des méthodes mécaniques.

II.4.1. Méthodes expérimentales

Dans la recherche scientifique, Les essais expérimentaux sont un outil qui fournit les résultats les plus proches de la réalité. Cependant, ils demandent beaucoup de temps et des moyens qu'ils soient humains ou bien matériels. C'est pourquoi ils ne sont pas disponibles la plupart du temps. Malgré cela, et spécialement dans le domaine de génie civil, ils deviennent indispensables dans la plupart des analyses structurales pour valider les modèles numériques ou pour développer de nouvelles méthodes de calcul simplifiées car elles fournissent des informations plus précises sur le comportement réel des structures.

Les essais publiés dans la littérature sur les assemblages, forment des bases de données très importantes dans le développement des connaissances des chercheurs. Ceux-ci comprennent, pour chaque essai, les informations suivantes: les propriétés géométriques et mécaniques de chaque élément de l'assemblage, la courbe de moment-rotation, la rigidité et la résistance des assemblages.

Zandonini et al [4] ont testé cinq assemblages avec platine d'extrémité débordante dans la zone tendue et cinq autres assemblages avec platine d'extrémité débordante dans les zones tendues et comprimées. L'épaisseur des platines d'about utilisées dans les essais variait entre 12 mm et 25 mm. Les auteurs ont étudié la contribution et l'influence de chaque composante sur le comportement global de l'assemblage.

Suite à cette étude, Bernuzzi et al 1991 [5] ont mis au point un dispositif expérimental constitué d'une poutre assemblée à une platine très épaisse qui représente

un poteau rigide. Le but de ces essais était d'étudier la variation de la loi moment-rotation des assemblages boulonnés en fonction de l'épaisseur de la platine d'about.

Douze assemblages ont été testés par Aggarwal et al [6], dans le but de comparer les caractéristiques mécaniques des assemblages par platine d'about débordante dans la zone tendue ou dans les zones tendues et comprimés avec ceux des assemblages par platine d'about non débordante. L'influence d'autres paramètres tels que l'épaisseur de la platine d'about et le diamètre des boulons a aussi été étudiée.

Aribert et al [7] ont réalisé 6 essais sur des assemblages métalliques boulonnés avec platine d'about non débordante à l'INSA de Rennes dans le but d'étudier l'influence du comportement des différentes composantes intervenant dans la rotation de l'assemblage. Un chargement monotone est appliqué sur le dessus du poteau par un vérin hydraulique. D'autre part, les spécimens testés sont sollicités aux conditions de flexion trois points. Les boulons ont été serrés au tiers de la valeur de précontrainte nominale spécifiée par l'EC3.

Švarc et Wald [8] ont effectué deux séries d'essais à l'université de Prague sur des assemblages en acier boulonnés poutre-poteau et poutre-poutre par platine d'about soumis à la combinaison d'un moment de flexion et d'un effort normal. L'objectif principal est d'étudier l'influence du rapport M/N sur la rigidité et la résistance des assemblages. L'autre raison majeure était d'étudier l'influence des conditions aux limites.

Dans le but d'étudier le comportement des assemblages par platine d'about dans la zone tendue, Coelho et al [9] ont réalisé à l'université de Delft un total de 32 essais sur des éprouvettes constitués de deux tronçons en T fabriqués à partir de plaques soudées, assemblés par boulons et soumises à la traction uni-axiale. Le comportement de l'assemblage en termes de résistance, de rigidité, de capacité de déformation et des modes de rupture en faisant varier les caractéristiques géométriques, mécanique et la configuration des assemblages. Les paramètres considérés sont : l'épaisseur des cordons de soudure, les dimensions du tronçon en T, le type et le diamètre des boulons, la nuance d'acier, la présence de raidisseurs transversaux et l'orientation des tronçons en T.

Coelho a poursuivi ses travaux sur les assemblages avec la collaboration de Bijlaard et da Silva [10] et ont réalisé huit essais sur des assemblages avec platine débordante afin d'étudier leur comportement jusqu'à la ruine. L'influence de l'épaisseur de la plaque d'extrémité et de la nuance d'acier a été étudiée. Les auteurs ont conclu que l'augmentation de l'épaisseur de la platine d'extrémité entraîne une augmentation de la résistance à la flexion et de la rigidité de l'assemblage.

Des conclusions quasi similaires concernant l'effet de la nuance d'acier de la platine d'about sur la rigidité et la résistance des assemblages ont été obtenues à partir des travaux expérimentaux menés par Coelho et Bijlaard [11]. Les essais ont été menés sur des assemblages avec platine d'extrémité en acier à haute résistance S690. Les objectifs majeurs obtenus de cette étude sont : modélisation du comportement non linéaire, validation de la méthode de calculs de l'EN 1993-1-8 [1] et la détermination du niveau de ductilité des assemblages en acier à haute résistance. Les principaux résultats obtenus sont jugés très satisfaisants vis-à-vis des exigences de conception actuelles en matière de rigidité, de résistance et raisonnablement aux exigences de capacité de rotation.

Des travaux expérimentaux ont été effectués par Chen et al [12] dans le but d'étudier l'influence des imperfections géométriques initiales de la platine d'about sur le comportement des assemblages boulonnés. Les objectifs de l'étude étaient d'évaluer l'influence des imperfections géométriques initiales sur le comportement des assemblages boulonnés avec platine d'about débordante, pour calibrer la rigidité et la résistance, en tenant compte des différentes formes d'imperfection inhérentes aux plaques d'extrémité et pour permettre une analyse des structures en portiques à nœuds semi-rigides.

J.M. Cabrero et E. Bayo [13] ont testé deux séries d'assemblages boulonnés avec platine d'about à l'université de Navarra. Les spécimens sont des assemblages tridimensionnels qui comportent deux configurations d'assemblage : un assemblage selon l'axe fort et un assemblage selon l'axe faible. Les platines d'about des assemblages de la série A sont des plaques épaisses d'épaisseur $t_{ep} = 16$ mm tandis que celles de la série B sont des plaques plus minces d'épaisseur $t_{ep} = 10$ mm. L'acier des différentes composantes de l'assemblage est de nuance S275. Les poteaux sont en profilé laminé HEB160 ; les poutres des assemblages selon l'axe fort sont en profilé laminé IPE 330, et

celles des assemblages selon l'axe faible sont en profilés laminé IPE 240. Les assemblages sont réalisés avec des boulons M20 de classe 8.8. L'objectif de ces essais était d'étudier le comportement 3D des assemblages chargés symétriquement. Les résultats de ces essais ont montré que la rigidité en rotation des assemblages augmente lorsque ceux-ci sont soumis à un chargement symétrique. Ils ont également montré qu'une augmentation de l'épaisseur de la plaque d'extrémité entraîne une augmentation de la résistance à la flexion et de la rigidité de l'assemblage mais une diminution de sa capacité de rotation.

Abidellah et al [14] ont testé quatre types d'assemblages métalliques poutre-poteau boulonnées avec platines d'about débordantes et non débordantes, avec ou sans raidisseurs de platine à l'Université de Clermont-Ferrand. Pour les quatre assemblages testés, les poteaux sont des profilés HEA 120, les poutres sont des profilés IPE 240 et la platine d'about a une épaisseur de 15 mm. Les boulons utilisés sont de type M16 de classe 8-8. Les essais sont réalisés en flexion 3 points. Le chargement appliqué est de type monotone croissant avec des cycles entiers de charge-décharge pour suivre l'évolution de la rigidité de chaque assemblage sous différents niveaux de chargement. Le but est de mettre en évidence la contribution des raidisseurs à la résistance des assemblages. Toutes Les courbes obtenues à partir des essais expérimentaux ont été comparées aux résultats analytiques, basés sur la méthode des composantes de l'EN-1993-1-8 [1].

Prinz et al [15] ont effectué des essais sur 6 spécimens d'assemblages. Les deux profilés laminés HEA 300 et HEB 300 ont été utilisés pour les poteaux, le profilé laminé HEB 300 pour les poutres. Les assemblages sont réalisés avec des Boulons M20 de classe 10.9. Ce programme expérimental a pour objectifs d'étudier le comportement des assemblages poutre-poteau en acier boulonnés par platine d'about en terme de nombre de boulons par rangée et de l'épaisseur de platine d'about.

II.4.2. Modélisations numériques

La modélisation par élément finis a pris une bonne part des productions scientifiques destinées à l'étude des phénomènes physiques complexes. Elle est de plus en plus utilisée car elle permet de :

- surmonter le manque de résultats expérimentaux ;
- comprendre les effets locaux importants qui ne peuvent être mesurés avec une précision suffisante, tel que les forces et les réactions de contact entre les boulons et les composantes de l'assemblage ;
- prédire la distribution des efforts dans les composants de l'assemblage et leurs modes de ruine ;
- mener des études paramétriques approfondies à faible coût comparativement aux essais expérimentaux.

La méthode des éléments finis est par conséquent un moyen idéal pour construire la courbe moment-rotation des assemblages en acier. Cependant, une telle analyse reste onéreuse car elle résulte d'interactions complexes entre les différentes composantes de l'assemblage. Ce qui nécessite l'introduction dans le modèle numérique des effets suivants :

- les non linéarités géométriques et matérielles ;
- la force de précontrainte dans les boulons ;
- l'interaction entre les boulons et les autres composantes de l'assemblage (platine, semelles raidisseurs etc.) ;
- Caractéristiques de l'interface modélisée entre pièces assemblées ;
- glissement provenant du jeu trou/boulon ;
- évolution de la zone de contact entre la platine et la semelle de poteau ;
- les imperfections géométriques initiales.

Dans la littérature des simulations numériques en 2D et 3D ont été proposées pour modéliser le comportement des assemblages en acier par platine d'about boulonnés. Les premières tentatives pour simuler le comportement des assemblages par la méthode des

éléments finis impliquaient des modèles 2D, où chaque composant était modélisé à l'aide d'élément plaque. Cette approche n'a pas donné des résultats satisfaisants, car les assemblages sont en réalité tridimensionnelles [16].

Bose et al [17] sont les premiers à avoir utilisé un modèle numérique 2D pour simuler le comportement d'un assemblage poutre-poteau par soudage [16]. Le modèle numérique proposé tient compte à la fois du comportement élasto-plastique du matériau acier et de la déformée initiale des âmes des poteaux. Les principaux objectifs de ces simulations numériques sont : étude de l'influence des raidisseurs sur la rigidité des assemblages soudés et flambement des poteaux.

À la suite de ces deux publications, plusieurs modèles numériques ont été proposés pour simuler le comportement des assemblages soudés ou boulonnés en acier.

Bahaari et sherbourne [18] ont modélisé un assemblage par platine d'about avec quatre rangées de boulons via un modèle d'élément finis bidimensionnel en utilisant le code de calcul ANSYS. Le but de cette étude était d'établir une relation liant le moment transmis par l'assemblage à la rotation relative. Les parois du poteau, de la poutre et de la platine d'extrémité sont modélisés par des éléments en plaque. Les boulons sont modélisés par des éléments en barre. Des éléments d'interface sont utilisés pour modéliser le contact platine d'about et semelle du poteau. La loi de comportement de l'acier des composants de l'assemblage est une loi de type bilinéaire avec écrouissage isotrope associé au critère de von Mises. La loi de comportement de l'acier des boulons est de type tri-linéaire. La comparaison des courbes moment-rotation numériques et expérimentales a montré l'existence d'un écart significatif entre les deux courbes.

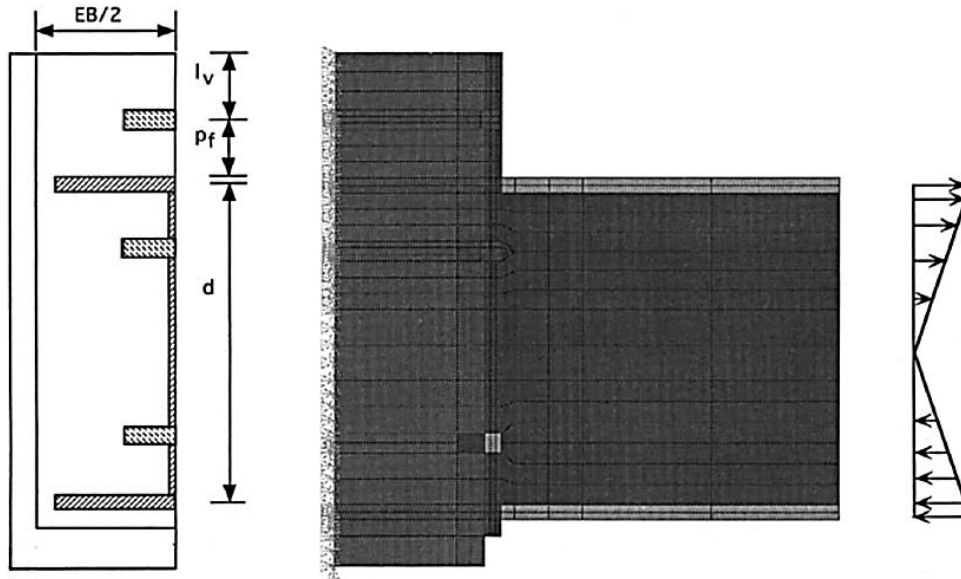


Fig. II.5. Modélisation 2D d'un assemblage boulonné avec platine d'about [18].

Jenkins et al [19] ont proposé un modèle numérique en 2D en admettant que la déformation de l'assemblage résulte essentiellement de la déformation de la platine d'about. Ce qui revient à négliger la déformation de la semelle du poteau puisque elle est épaisse et raidie. Par conséquent, seule la platine d'about est modélisée par des éléments plaque avec des conditions aux limites particulières le long du cordon de soudure entre la platine et les semelles et l'âme de la poutre. Ainsi, des conditions de compatibilité sont introduites au niveau des positions des boulons tendus. La contribution des boulons comprimés est négligée. Les déplacements au centre des boulons sont convertis en rotation de l'assemblage ce qui permet de construire la courbe moment-rotation. La comparaison des résultats numériques et ceux des essais a montré que le modèle numérique proposé est peu fiable. Ceci est probablement dû aux hypothèses simplificatrices adoptées.

Avec l'apparition d'ordinateurs plus puissants et performants, plusieurs modèles numériques 3D ont été proposés pour modéliser le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about.

Krishnamurthy et Graddy [20] ont été les premiers à proposer un modèle numérique en 3D. L'assemblage par platine d'about a été modélisé en utilisant des

éléments volumiques à 8 nœuds. L'évolution des zones de contact entre les différentes composantes de l'assemblage et l'effort de précontrainte dans les boulons ont été pris en considération. Kukerti [21] a utilisé la même démarche pour simuler le comportement des assemblages boulonnés avec platine d'about. Sherbourne et Bahaari [22] ont proposé un modèle numérique en 3D pour étudier les assemblages boulonnés par platine d'about débordante mais non raidie. Les composants de l'assemblage ont été modélisés à l'aide d'éléments de type coque. Cependant, la tête de boulon et l'écrou n'ont pas été introduits dans le modèle numérique. D'autre part, les épaisseurs de la platine d'about et des semelles des poteaux ont été augmentées autour des boulons. Le jarret boulonné sur la semelle du poteau et sur la platine d'about, a été modélisé à l'aide d'éléments barre dont les nœuds sont reliés aux éléments de la platine d'about et de la semelle du poteau.

Swanson et al [24] ont mené une campagne d'investigations pour étudier le comportement des tronçons en T sollicités en traction uniaxiale. Des modèles numériques 2D et un modèle numérique 3D ont été proposés. Des éléments volumiques ont été utilisés pour la modélisation 3D et des éléments rectangulaires et triangulaires pour la modélisation 2D. Les non-linéarités géométrique et matérielle ainsi que les conditions de liaison et de contact entre les différents composants de l'assemblage sont pris en compte.

Maggi et al [25] ont effectué une étude paramétrique expérimentale et numérique pour étudier le comportement des assemblages boulonnés avec platine d'about débordante. Le modèle numérique 3D prend en compte les non linéarités géométrique et matérielle et le contact entre les surfaces des composantes de l'assemblage. Il a été calibré en confrontant les résultats numériques avec ceux issus des essais.

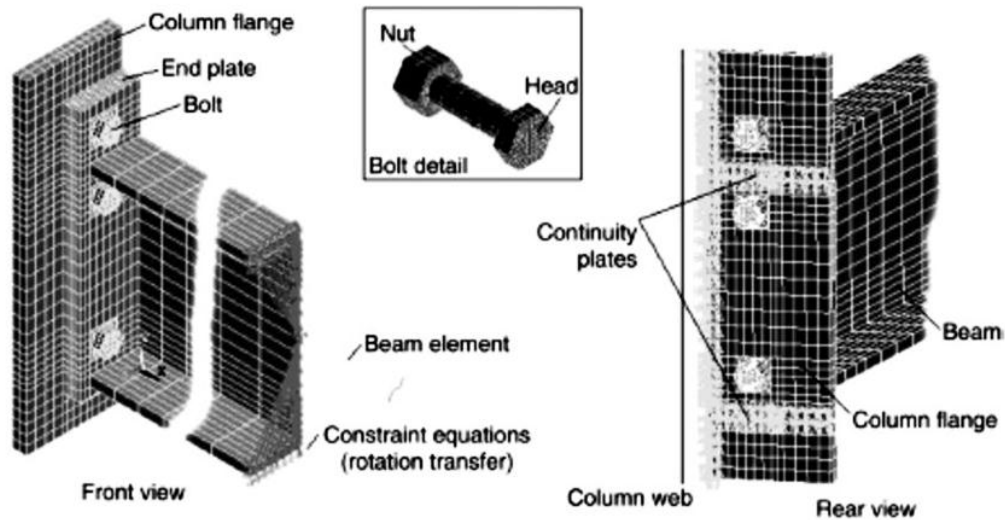


Fig. II.6. Modélisation d'un assemblage boulonné avec platine d'about [25].

Le modèle numérique proposé par Gebbeken et al [26] consiste à modéliser les tronçons en T boulonnés en 3D à l'aide d'éléments brique à huit nœuds, et admettre que le comportement des surfaces de contact vérifie le domaine des petites déformations. Les résultats des simulations numériques obtenus sont en bon accord avec ceux des résultats expérimentaux. Cependant, l'étude paramétrique a été réalisée avec un modèle éléments finis 2D, limitant ainsi l'efficacité de l'analyse.

Tagawa et Gurel [27] ont utilisé le code de calcul par élément finis ANSYS pour construire un modèle numérique dans le but d'étudier la résistance des assemblages poutre-poteau boulonnés dans la présence des raidisseurs. Ils ont adoptés pour les poutres et les poteaux des profilés laminés en U. L'effet de la force de précontrainte dans les boulons a été pris en compte. Des éléments volumiques à huit nœuds ont été utilisés pour modéliser tous les composants de l'assemblage. Les auteurs ont montré que la présence des raidisseurs dans les assemblages en acier améliore significativement leur performance.

Un modèle numérique 3D a été développé par Diaz [28] dans le but d'étudier le comportement des assemblages poutre-poteau boulonné par platine d'about débordante. Les composants de l'assemblage ont été modélisés par des éléments volumiques à huit nœuds à intégration complète. Les surfaces de contact ont été modélisées par des

éléments de contact. Les résultats obtenus ont montré une bonne concordance avec ceux des essais issus de la littérature.

Des études paramétriques sur la rigidité initiale des assemblages boulonnés avec platine d'about non débordante ont été effectuées par Shooreh et al [29]. Les non-linéarités matérielle et géométrique ont été prises en compte. Tous les composants de l'assemblage sont modélisés avec des éléments volumiques à 20 nœuds. Le chargement a été appliqué en deux étapes. La première étape du chargement consiste à appliquer des forces de précontrainte aux boulons. La deuxième étape consiste à appliquer les charges sur l'assemblage qui génèrent les moments de flexion de façon incrémentale. Les résultats numériques obtenus ont montré une bonne concordance avec ceux des essais publiés dans la littérature.

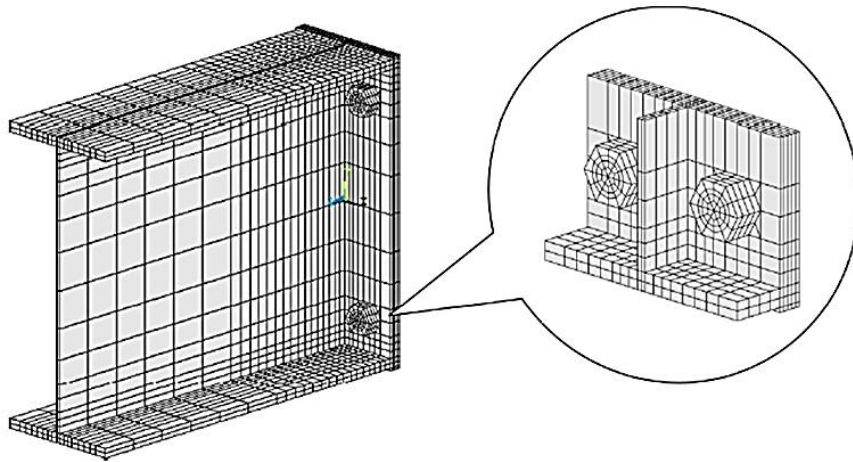


Fig. II.7. Modèle numérique de Shooreh et al [29].

Shaker et al [30,31] ont étudié l'influence de l'épaisseur de la platine d'extrémité, des raidisseurs et de la rigidité des assemblages sur les courbes caractéristiques moment-rotation. Plus de 20 assemblages ont été modélisés par éléments finis. Les auteurs ont pris en compte les non-linéarités matérielle et géométrique, la précontrainte dans les boulons et le contact entre les différents composants de l'assemblage. Les résultats des simulations numériques ont montré une bonne corrélation avec des résultats expérimentaux publiés dans la littérature.

Un modèle numérique 3D a été développé par Dessouki et al. [32] avec le progiciel ANSYS. Une étude paramétrique a été réalisée sur deux configurations de platine d'extrémité avec quatre boulons dans la zone tendue et des platines d'extrémité avec 6 boulons dans la partie tendue. Les paramètres étudiés étaient les suivants: la hauteur de poutre, l'épaisseur de la platine d'about, le diamètre des boulons, la distance entre les boulons et l'effet des raidisseurs de la platine d'extrémité. Le modèle numérique tient compte à la fois des non-linéarités géométrique et matérielle. De nouvelles formules ont été proposées pour la détermination des forces de traction dans les boulons. Les résultats issus des formules proposées ont été comparés à ceux issues des simulations numériques et des normes de calcul qui ont été en vigueur dans le cas où les assemblages sont soumis à la flexion seule.

Raafat et al [33] ont utilisé le code de calcul ABAQUS pour étudier l'effet de différents paramètres géométriques sur le comportement global des assemblages boulonnés par platine d'about. Le modèle proposé prend en compte les non-linéarités matérielle et géométrique, l'imperfection initiale, le contact entre surfaces adjacentes et la force de précontrainte dans les boulons. Le modèle numérique a été validé avec les résultats des essais publiés dans la littérature. Le modèle numérique a été utilisé pour évaluer l'influence du diamètre des boulons, l'épaisseur de la platine d'extrémité, la longueur du raidisseur du poteau et l'angle d'inclinaison du raidisseur sur le comportement à l'état ultime des assemblages.

II.4.3. Méthodes analytiques

L'objectif des méthodes analytiques est d'étudier le comportement des assemblages à partir d'une analyse théorique. Dans cette partie, on présente deux méthodes analytiques permettant de caractériser les assemblages poutre-poteau boulonnés.

Chen et Kishi [34, 35,36] ont travaillé sur un modèle analytique pour prédire la réponse d'un assemblage à partir de ses propriétés géométriques et mécaniques. Pour les assemblages avec des cornières de semelle d'âme de poutre, la rigidité initiale et le moment flexion ultime sont donnée par :

La rigidité initiale :

$$K_{\varphi} = \frac{3EI_{ta}d_1^2}{g_1(g_1^2+0.78t_{ta}^2)} + \frac{3EI_{wa}d_3^2}{g_3(g_3^2+0.78t_{wa}^2)} \quad (II.1)$$

$$I_i = \frac{L_i t_i^3}{12} \quad (II.2)$$

Où I_{ta} et I_{wa} sont les moments d'inertie des cornières supérieures à la face du poteau et à la face de la semelle, respectivement.

Le moment de flexion ultime

$$M_{j,u} = f_y \frac{L_{sa} t_{sa}^2}{4} + \frac{V_{pt}(g_1 - K_t)}{2} + V_{pt}d_2 + 2V_{pa}d_4 \quad (II.3)$$

$$d_2 = d + \frac{t_{sa}}{2} + K_t \quad (II.4)$$

$$d_4 = \frac{3V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2}}{3(V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2})} L_{wa} + \frac{t_{sa}}{2} + L_I \quad (II.5)$$

Les paramètres V_{pu} , V_{pt} et V_{pa} sont donnés par les équations suivantes :

$$\left(\frac{2V_{pu}}{f_y t_{wa}}\right)^4 + \frac{g_1 - k_a}{t_{wa}} \left(\frac{2V_{pu}}{f_y t_{wa}}\right) = 1 \quad (II.6)$$

$$\left(\frac{2V_{pt}}{f_y L_{ta} t_{ta}}\right)^4 + \frac{g_1 - k_t}{t_{ta}} \left(\frac{2V_{pt}}{f_y L_{ta} t_{ta}}\right) = 1 \quad (II.7)$$

$$V_{pa} = \frac{V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2}}{2} L_{wa} \quad (II.8)$$

Les autres paramètres sont présentés sur la Fig. II.8. Ces relations ont été combinées, pour prédire l'influence des principaux paramètres géométriques sur le comportement en rotation des assemblages avec des cornières de semelle et d'âme de poutre [28].

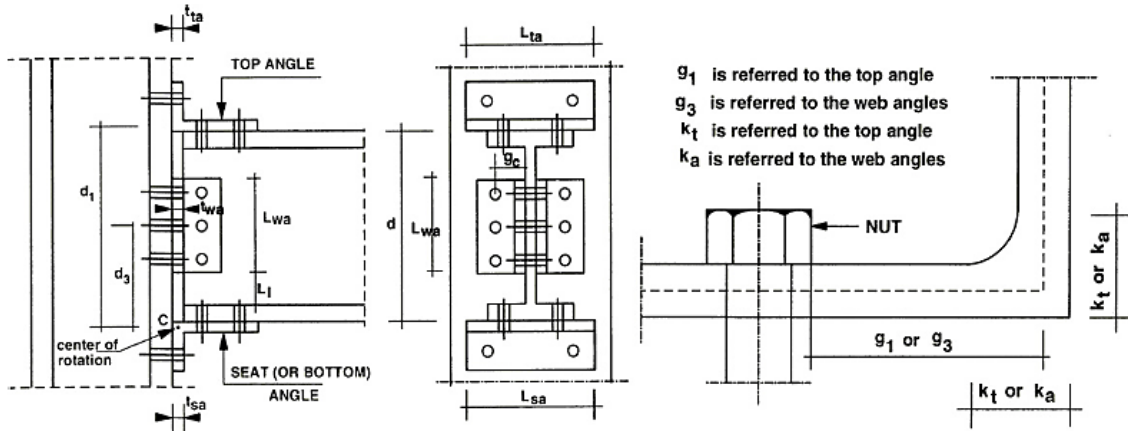


Fig. II.8. Modèle et paramètres géométriques de chen et kishi [35].

D'autre modèle analytique a été proposé par Yee et Melchers [38] permettant de prédire les relations moment-rotation des assemblages boulonnés avec platine d'about. Le modèle représente une approche analytique prenant en compte les modes de ruine possibles et les déformations des éléments qui entre dans l'assemblage. Le modèle comprenait cinq déformations et six modes de ruine. Les déformations sont les suivantes: (1) flexion de la plaque d'extrémité; (2) flexion de la semelle de poteau; (3) extension du boulon; (4) déformation par cisaillement du panneau d'âme de poteau; et la compression de poteau. Et les modes de ruines sont les suivantes: (1) la rupture du boulon ; (2) la plastification de la platine d'extrémité; (3) la plastification de la semelle de poteau; (4) cisaillement dans l'âme de poteau; (5) le flambement de l'âme de poteau; et la rupture de poteau [28].

II.4.4. Les méthodes empiriques

Le calcul des assemblages par les méthodes empiriques est fondé sur des techniques d'adaptation des courbes d'ajustement moment-rotation par lesquelles une simple expression mathématique reproduit les données expérimentales des études paramétriques menées avec les modèles éléments finis, les modèles analytiques ou les modèles mécaniques [28].

Plusieurs modèles empiriques ont été utilisés pour représenter le comportement des assemblages boulonnés. L'avantage primordial du modèle empirique est qu'une fois les

paramètres de la courbe d'ajustement déterminés, la relation moment-rotation peut être exprimée explicitement pour dimensionner l'assemblage. Le principal inconvénient de ces méthodes est qu'ils ne sont applicables que pour des assemblages dont les configurations concordent avec ceux utilisés pour générer le modèle. Il n'est pas aussi possible d'évaluer l'influence de chaque paramètre sur les caractéristiques de l'assemblage.

Frye et Morris [42] ont développé un polynôme dans le but de prédire la courbe moment-rotation de plusieurs types d'assemblage. Le polynôme se met sous la forme :

$$\theta = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (\text{II.9})$$

K : paramètre de normalisation qui dépend de la géométrie de l'assemblage ;

C_1, C_2 et C_3 : Paramètres de la courbe d'ajustement.

Le principal inconvénient de ce modèle est que, dans certains cas, la pente de la courbe moment-rotation peut devenir négative pour certaines valeurs de M [14]. Ceci est physiquement, irréaliste et peut conduire à des difficultés numériques dans l'analyse des ossatures si on utilise la formule de la rigidité tangente.

Kukreti et al [21] ont utilisé la méthode de Krishnamurthy [48] pour étudier le cas des assemblages boulonnés par platine d'about non débordante et où les poteaux ne sont pas munis de raidisseurs. Pour réaliser cet objectif ils ont mené une nouvelle étude paramétrique basée sur un modèle numérique par éléments finis. Ils ont montré que les modèles empiriques peuvent prédire avec une précision suffisante la partie linéaire de la courbe moment-rotation. Ils ont aussi observé que l'écart entre les courbes expérimentales et celles obtenus à partir des modèles empiriques était assez significatif pour des valeurs élevées des déformations plastiques.

Dans le but d'étudier le comportement des assemblages boulonnés avec platine d'about non débordante et d'exprimer la relation entre le moment et la rotation, Abolmaali [44] a développé deux modèles. Le premier modèle est basé sur l'équation de Ramberg-Osgood, initialement développé pour la modélisation non linéaire de la relation contrainte-déformation. Le deuxième modèle est un modèle de trois paramètres (The

Three-Parameters Power model, en anglais). Ce modèle a été initialement proposé par Richard et Abbott [45], Chen et Kishi [41,42] pour la caractérisation du comportement des assemblages semi-rigides. Les trois paramètres qui définissent ce modèle sont la rigidité initiale, le moment résistant de l'assemblage et le paramètre de rigidité ξ .

II.4.5. Méthodes de calcul mécanique

Dans Les méthodes de calcul mécanique les assemblages sont représentés par des ressorts pour permettre d'introduire les conditions d'équilibre statique. Cette méthode intègre toutes les composantes de l'assemblage. Des composants rigides et flexibles sont modélisés au moyen de valeurs de rigidité et de résistance obtenues à partir des relations empiriques. Chaque composante d'un assemblage est caractérisée par une loi de comportement. Pour chaque composante on définit un coefficient de rigidité qui sert au calcul de la rigidité de l'assemblage et par une résistance pour calculer la résistance de l'assemblage. La capacité de déformation de chaque composante doit normalement être établie. Pour développer un modèle mécanique, les étapes suivantes sont nécessaires [28]:

- Identifier les composantes de l'assemblage ayant une influence significative sur la déformation et la rupture de celui-ci ;
- Définir une loi de comportement pour chaque composante de l'assemblage au moyen d'une méthode analytique, numérique ou expérimentale ;
- Assembler toutes les composantes pour obtenir la courbe moment-rotation entière de l'assemblage.

Wales et Rossow [48] sont les premiers ayant proposé cette méthode de calcul pour étudier le comportement non linéaire des assemblages boulonnés, y compris l'effet de l'effort normal [28]. L'assemblage a été modélisé à l'aide de deux barres rigides reliées par un ensemble homogène de ressorts non linéaires indépendants. La particularité essentielle de ce modèle est qu'il prend en compte l'effet de l'effort normal. Des exemples numériques ont démontré la validité de l'approche proposée.

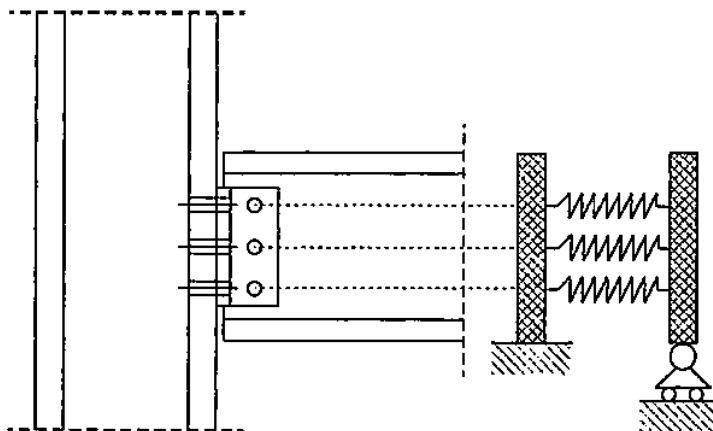


Fig. II.9. Modèle mécanique proposé par Wales et Rossow [43].

Suite à cette étude, Kennedy et Hafez [49] ont utilisé cette démarche dans le but de développer une méthode analytique afin de prédire la courbe moment-rotation d'un assemblage avec platine d'extrémité jusqu'à ce que la rotation d'extrémité provoque le contact de la semelle inférieure de la poutre avec celle du poteau. Les courbes non linéaires ainsi obtenues ont été validées par comparaison avec des résultats obtenus suite à des expériences effectuées sur huit assemblages en grandeur réelle.

Une extension de l'Annexe J de l'Eurocode 3 [1] a été proposée par Pucinotti [50] pour étudier le comportement des assemblages poutre-poteau par cornières de semelles. Un modèle mécanique simplifié est proposé pour ce type d'assemblage, où il a été démontré que les contributions des cornières d'âme de poutre ne sont pas toujours négligeables et que le modèle de l'Annexe J de l'EC3 [1] est trop simpliste. La comparaison des courbes moment-rotation du modèle proposé avec celles obtenues à partir des essais et de la méthode de l'annexe J de l'EC3 [1] a révélé l'excellente qualité du modèle proposé.

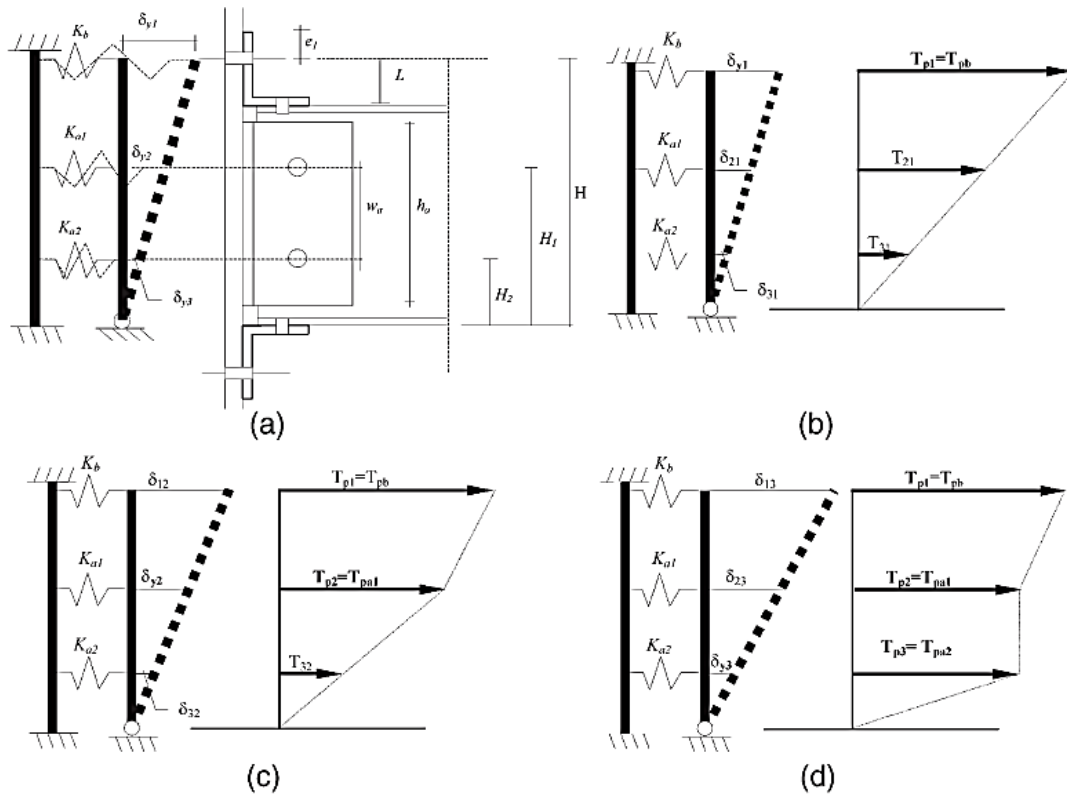


Fig. II.10. Modèle de calcul mécanique pour un assemblage par cornières de semelle [50].

Simões da Silva et Coelho [51] ont présenté un modèle de calcul mécanique où chaque ressort bilinéaire est remplacé par deux ressorts élastiques équivalents. Ils ont utilisé une formulation dans le contexte d'une analyse de stabilité post-flambement. Un tel modèle fournit des solutions analytiques pour évaluer le comportement des assemblages en acier soumis à des forces axiales combinées et des moments de flexion. Ce qui permet de reproduire leur comportement non linéaire jusqu'à l'état de ruine. Le modèle proposé est appliqué à un assemblage poutre-poteau soudé (Fig. II.11) initialement chargée en compression pure. Dans le cas où l'assemblage est sollicité en flexion composé, les résultats du modèle indiquent clairement qu'un effort normal de compression a pour effet de réduire de la capacité de résistance du moment de l'assemblage. Cette réduction est autant plus grande que l'effort normal est élevé.

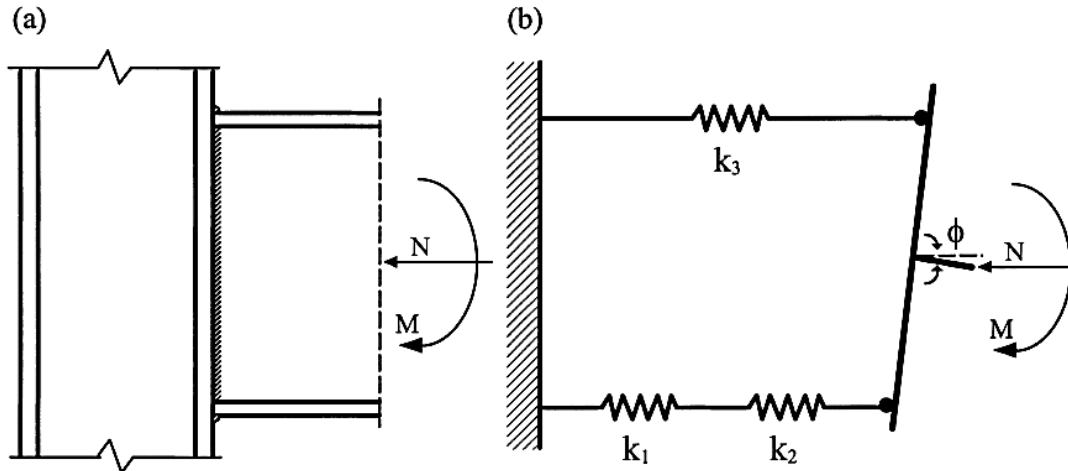


Fig. II.11. Modèle de calcul mécanique d'un Assemblage poutre-poteau soudé [51].

Un autre modèle de calcul mécanique a été développé par Lin et Hamamoto [52] dans le but d'étudier le contact entre les composants des assemblages poteau-poutre par cornières de semelles. Le deuxième objectif de cette étude est de proposer un modèle de calcul mécanique pour calculer la rigidité initial d'assemblages. Dans ce modèle (Fig.II.12), la séparation observée durant les essais entre la cornière et la semelle de poteau a servi comme base pour développer une formule pour évaluer la rigidité initiale. Une étude comparative des résultats du modèle et ceux de simulations numériques montre un écart de $\pm 10\%$. Cependant, la comparaison avec des résultats expérimentaux n'a pas été aussi concluante que celle effectuée avec les modèles numériques. Ceci est dû au fait que les instruments utilisés dans les essais considérés étaient destinés à mesurer la résistance ultime en grands déplacements et étaient peu précis pour évaluer la rigidité initiale à partir de petits déplacements.

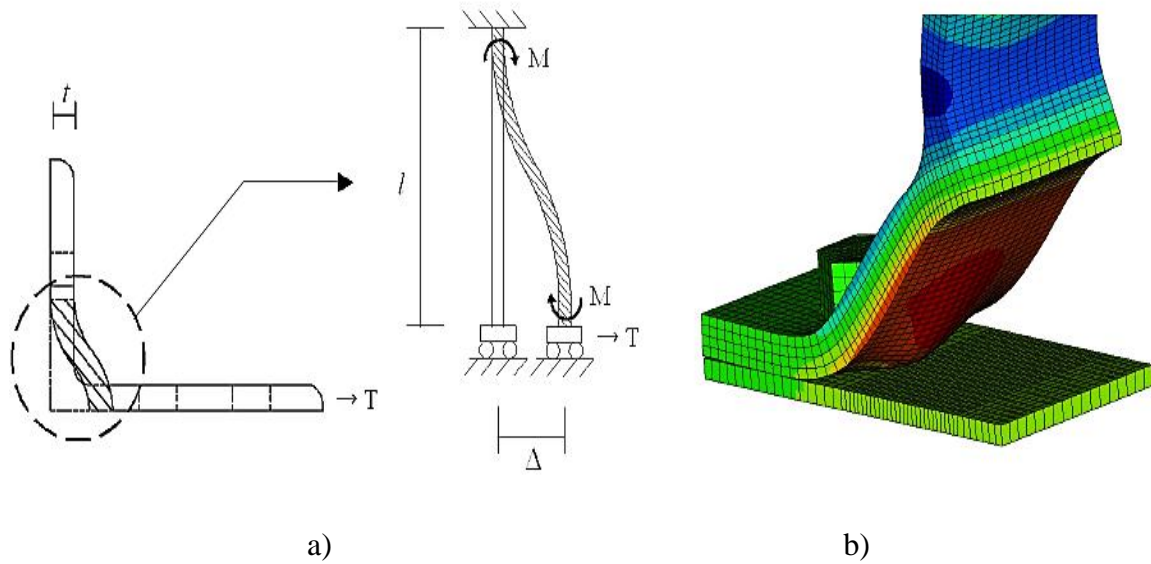


Fig. II.12. Modèle de calcul mécanique proposé par Lin et Hamamoto [52].

Lemonis et Gantes [53] ont présenté une méthodologie pour construire la courbe moment-rotation des assemblages boulonnés par platine d'about et par cornières de semelle. La méthodologie est basée sur la méthode des composants et combiné avec des modèles de calcul mécanique appropriés non linéaires. Les résultats obtenus à l'aide du modèle proposée sont comparés avec ceux des essais expérimentaux et des modèles numériques en termes de rigidité, de résistance et de capacité de rotation.

Ihaddoudène et al [54] ont présenté un modèle de calcul mécanique pour tenir compte l'influence des assemblages sur le comportement des portiques métalliques (Fig.II.13). Ce modèle mécanique est basé sur l'analogie de trois ressorts, et un élément non déformable de nœuds décrivant la rigidité des nœuds. Une détermination précise de cette rigidité peut nécessiter l'utilisation de modèles numériques. L'objectif principal de cette étude était d'évaluer les déplacements et les rotations relatifs entre les nœuds et les éléments de la structure. La matrice de rigidité et le vecteur force généralisé d'une poutre en flexion sont proposés pour tenir compte de la semi-rigidité des nœuds d'extrémités. Des exemples sont également présentés pour simplifier l'utilisation.

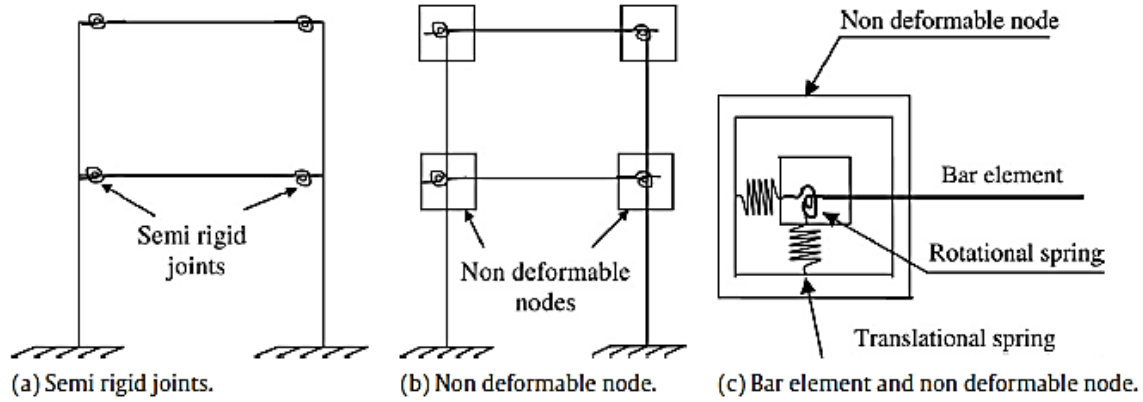


Fig. II.13. Modélisation d'un portique à nœuds semi-rigides [54].

Gentili et al [55] ont proposé un modèle de calcul mécanique simplifié constitué de barres rigides et de ressorts flexibles capables de simuler des assemblages poutre-poteau ayant différentes hauteurs de la poutre (Fig.II.14). Ces modèles sont utilisés pour l'interprétation des résultats d'essais expérimentaux et pour la formulation d'éléments finis qui prennent en compte avec précision le comportement des assemblages dans l'analyse globale.

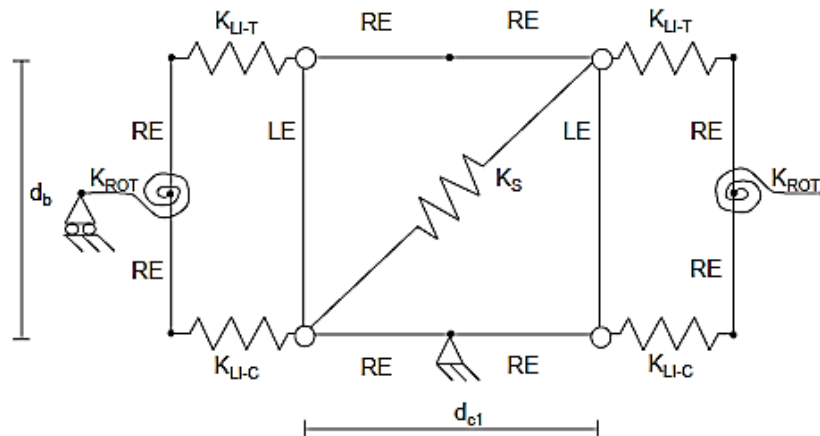


Fig. II.14. Model de calcul mécanique proposé par Gentili et al [55].

La méthode de l'EC3 qui sera exposée dans le paragraphe suivant est une méthode hybride combinant les modèles analytiques et de calcul mécanique.

II.4.6. Calcul des assemblages selon la méthode des composantes de l'EC3

Cette approche s'appuie exclusivement sur la méthode des composantes de l'EN 1993-1-8 [1] qui considère un assemblage comme un ensemble de composantes individuelles [14]. L'application de cette méthode impose de passer par trois étapes essentielles. Premièrement, l'identification des composantes, c'est à dire la détermination des composantes contribuant à la réponse globale de l'assemblage et intervenant en compression, traction et cisaillement. La deuxième étape de cette méthode est la détermination des propriétés mécaniques des composantes de l'assemblage, pour lesquels chaque composante est représentée par un ressort ayant sa propre loi de comportements [14]. C'est-à-dire la caractérisation de la réponse de chaque ressort à travers un modèle de type force-déplacement. Finalement, en assemblant les composants, il existe un seul élément équivalent dans lequel les caractéristiques $F-\Delta$ sont utilisées pour établir une courbe de moment-rotation. Il y a lieu de noter que la méthode des composantes est suffisamment générale pour couvrir les assemblages les plus courants [14].

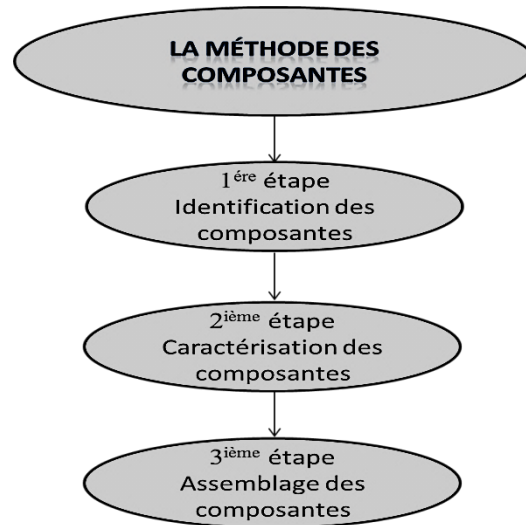


Fig. II.15. Etapes de la méthode des composantes.

Des hypothèses sont à respecter pour la distribution des efforts internes dans les composantes de chaque assemblage [14]:

- Les efforts internes sont en équilibre avec les efforts appliqués ;
- Chaque composante est capable de résister aux efforts internes ;

- La déformation due à la distribution d'efforts est supposée ne pas dépasser la capacité de chaque composante (boulons, soudure,...) ;
- La distribution doit être réaliste au regard des distributions de rigidités.

II.4.6.1. Caractérisation des assemblages

La loi de calcul moment-rotation d'un assemblage dépend des propriétés de ses composants de base. Les assemblages poutre-poteau peuvent être constitués par un certain nombre des composantes suivantes :

- panneau d'âme de poteau en cisaillement ;
- âme de poteau comprimée ;
- âme de poteau tendue ;
- semelle de poteau fléchie ;
- platine d'about fléchie ;
- cornière de semelle fléchie ;
- semelle et âme de poutre comprimées ;
- âme de poutre tendue ;
- platine tendue ou comprimée ;
- raidisseurs de semelle et d'âme de poteaux ;
- boulons tendus ;
- boulons en cisaillement ;
- boulons en pression diamétrale.

La méthode des composantes de la version EN 1993 de l'EC3 partie 1-8 [1] considère un assemblage comme un ensemble de composantes élémentaires individuelles. Cette méthode est basée sur les travaux publiés au début des années 80 par Zoetemeijer [3] et dont les étapes de calcul peuvent se résumer comme suit :

- distribution des efforts internes à travers les composantes de l'assemblage ;
- évaluation de la résistance et la rigidité de chaque composante en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises ;

- combinaison des caractéristiques des composantes de l'assemblage pour obtenir la rigidité et la résistance de l'assemblage entier.

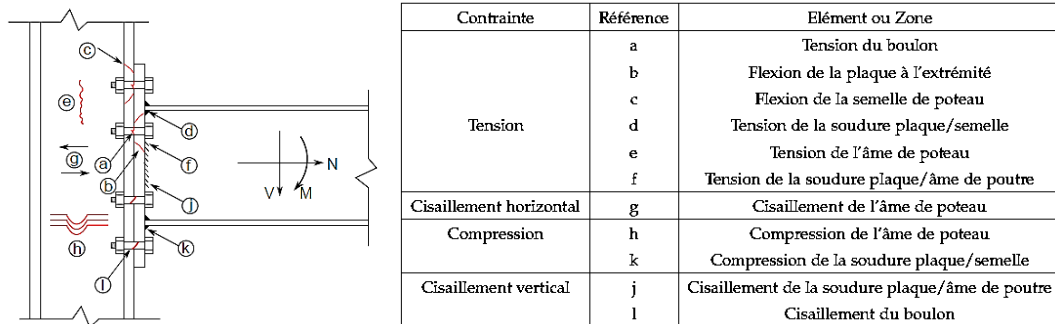


Fig. II.16. Les composantes d'un assemblage [1].

Le comportement réel de chaque composante est représenté par une courbe force-déplacement de type non linéaire. La non linéarité est due à divers effets tels que la plasticité, le contact entre les différents éléments et l'effet de membrane. Cependant, la version EN 1993-1-8 de l'EC3 [1] recommande, pour les calculs pratiques, l'utilisation d'un diagramme bilinéaire, pour la caractérisation de chaque composante de l'assemblage, défini par trois paramètres :

- la résistance du calcul ;
- la rigidité k ;
- la capacité de déformation.

La liste des composantes de bases des assemblages couvertes par l'EN 1993-1-8 [1] avec la référence aux règles d'application qu'il convient d'utiliser pour l'évaluation de leurs propriétés structurales sont données dans le tableau 6.1 de cette norme.

De façon similaire, la courbe moment-rotation de l'assemblage, pour les calculs pratiques, est de type bilinéaire et définie par les trois paramètres suivants :

- la rigidité en rotation initiale $S_{j,ini}$;
- le moment résistant $M_{j,Rd}$;
- la capacité de rotation ϕ_{cd} .

II.4.6.1.1. Moment résistant de calcul des assemblages poutre-poteau

le moment de calcul transmis par l'assemblage $M_{j,Ed}$ doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1 \quad \text{si} \quad N_{Ed} \leq 0.05 N_{j,Rd} \quad (\text{II.10})$$

où

N_{Ed} est l'effort axial éventuel coexistant dans la barre assemblée ;

$N_{j,Rd}$ est la résistance plastique de calcul à l'effort axial de sa section transversale.

Si l'effort normal N_{Ed} exercé dans la poutre attachée excède 5 % de la résistance de calcul, $N_{pl,Rd}$, la méthode suivante, plaçant du côté de la sécurité, peut être utilisée :

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1 \quad (\text{II.11})$$

où

- $M_{j,Rd}$ représente le moment résistant de l'assemblage, en supposant l'absence d'effort normal ;
- $N_{j,Rd}$ représente l'effort normal résistant de calcul de l'assemblage, en supposant l'absence de moment appliqué.

Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ d'un assemblage poutre-poteau avec attache boulonnée par platine d'about peut être déterminé, en considérant une distribution plastique des efforts internes, par la formule :

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (\text{II.12})$$

où

- $F_{tr,Rd}$ est la résistance de calcul à la traction efficace de la rangée de boulons r ;
- h_r est la distance entre la rangée de boulons r et le centre de compression ;
- r est le numéro de rangée de boulons, les rangées de boulons sont numérotées en partant de la rangée de boulons la plus éloignée du centre de compression.

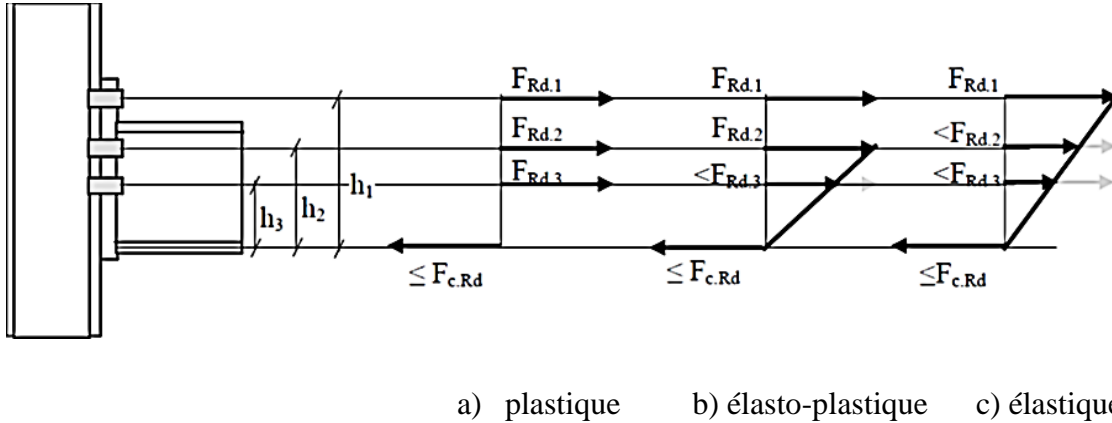


Fig. II.17. Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonné.

II.4.6.1.2. Résistance des composantes d'assemblage

- **Panneau d'âme de poteau en cisaillement**

Pour un assemblage unilatéral, ou pour un assemblage bilatéral où les hauteurs de poutres sont similaires, la résistance de calcul plastique au cisaillement $V_{wp,Rd}$ d'un panneau d'âme de poteau non raidi soumis à un effort tranchant de calcul $V_{wp,Ed}$, est déterminée au moyen de l'expression :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9f_{y,wc}A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad (II.13)$$

A_{vc} : est l'aire de cisaillement du poteau.

- **L'âme de poteau comprimée transversalement**

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (II.14)$$

où

ω est un coefficient réducteur prenant en compte l'interaction avec le cisaillement dans le panneau d'âme du poteau (EN1993-1-8 Tableau 6.3);

$b_{eff,c,wc}$: est une largeur efficace de l'âme du poteau comprimée, pour une attache boulonnée par platine d'about :

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad (II.15)$$

s_p est la longueur obtenue par diffusion à 45° dans la platine d'about (au moins t_p et, sous réserve que la longueur de la platine d'about au-delà de la semelle soit suffisante, jusqu'à $2t_p$).

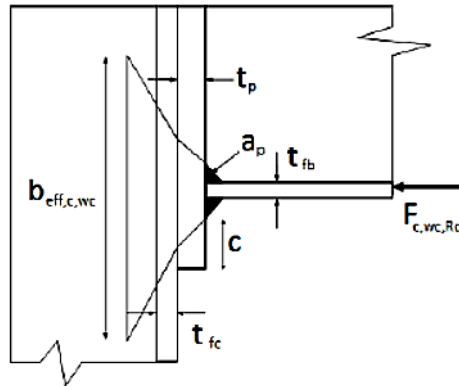


Fig. II.18. Largeur efficace de l'âme du poteau en compression.

ρ Est le coefficient réducteur pour le voilement de la plaque :

$$\begin{aligned} - \text{ si } \bar{\lambda}_p \leq 0.72 : & \quad \rho = 1 \\ - \text{ si } \bar{\lambda}_p > 0.72 : & \quad \rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0.2)}{\bar{\lambda}_p^2} \end{aligned}$$

$\bar{\lambda}_p$ Représente l'élancement de plaque :

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff},c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} \quad (\text{II.16})$$

- pour un poteau en I ou H laminé : $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c)$
- pour un poteau soudé en I ou H : $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2} a_c)$

k_{wc} est un coefficient réducteur :

- lorsque $\sigma_{\text{com,Ed}} \leq 0.7f_{y,wc}$ $k_{wc} = 1$
- lorsque $\sigma_{\text{com,Ed}} > 0.7f_{y,wc}$ $k_{wc} = 1.7 - \sigma_{\text{com,Ed}}/f_{y,wc}$

$\sigma_{\text{com,Ed}}$ étant la contrainte de compression longitudinale maximale résultant de l'effort normal et du moment fléchissant dans le poteau (à proximité immédiate du congé âme-semelle pour un profil laminé ou du pied de la soudure pour un profil soudé).

Généralement, le coefficient réducteur k_{wc} est égal à 1,0 et aucune réduction n'est nécessaire. Il peut par conséquent être omis dans les calculs préliminaires lorsque la contrainte longitudinale est inconnue, et vérifié ultérieurement.

• **L'âme de poteau tendue transversalement**

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{II.17})$$

où

ω est un coefficient réducteur prenant en compte l'interaction avec le cisaillement dans le panneau d'âme du poteau (Tableau 6.3 de l'EN1993-1-8) en remplaçant la valeur de $b_{\text{eff},c,wc}$ par $b_{\text{eff},t,wc}$;

Pour une attache boulonnée, la largeur efficace $b_{\text{eff},t,wc}$ d'une âme de poteau tendue est égale à la longueur efficace du tronçon en T équivalent représentant la semelle de poteau définie dans la figure de la clause 6.2.6.4.1 de l'EN 1993-1-8 [1]:

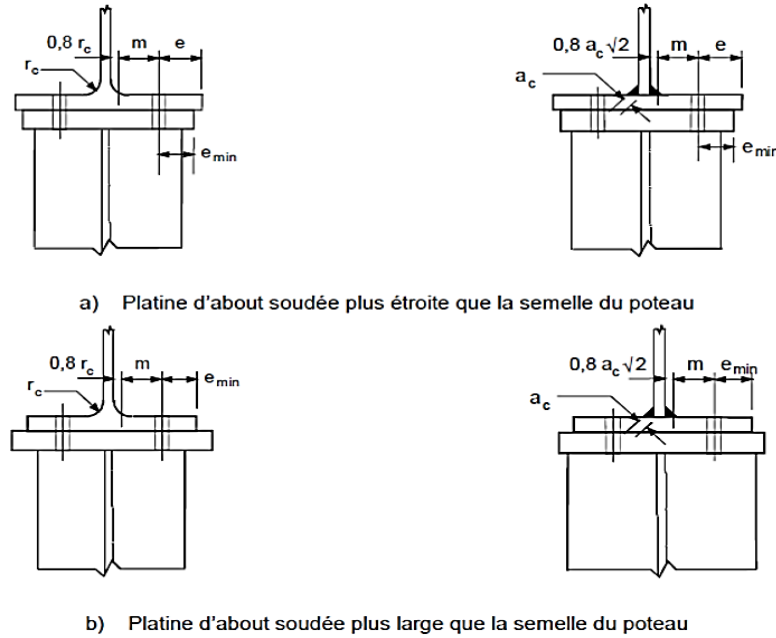


Fig. II.19. Longueur efficace d'âme de poteau tendue.

- **Semelle de poteau fléchie transversalement**

Dans les attaches boulonnées, un tronçon en T équivalent tendu peut être utilisé pour modéliser la résistance des composants de base suivants :

- semelle de poteau fléchie ;
- platine d'about fléchie ;
- cornière de semelle fléchie ;
- platine d'assise fléchie sous l'effet de la traction.

Le tronçon en Té peut être considéré comme un assemblage élémentaire unique ou comme une partie d'une configuration plus complexe. Considérons un tronçon en T soumis à un effort de traction $2F$ sur l'âme du tronçon. Au niveau de la déformée flexionnelle des semelles, les boulons jouent le rôle de pivot ce qui provoque, en réaction, l'apparition d'un effort de compression (Q) aux bords extérieurs des semelles, appelé effort de levier. Par équilibre, l'effort de traction dans les boulons vaut $F_b = F + Q$. Les effets de levier sont implicitement pris en compte dans la détermination de la résistance de calcul à la traction conformément au Tableau 6.2 de l'EN 1993-1-8 [1].

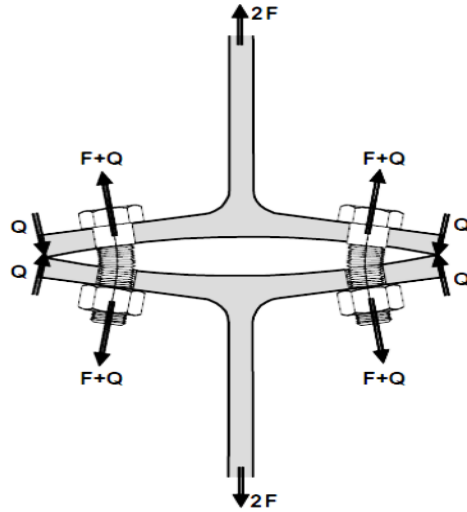


Fig. II.20. Effet de levier.

L'EN 1993-1-8 [1] définit 3 modes de ruine dont l'occurrence dépend du rapport des résistances de la semelle du tronçon en flexion et des boulons en traction.

- **Mode 1** : La semelle du tronçon en T est le composant critique qui se plastifie en flexion en double courbure. Les lignes de plastification se forment au niveau des rangées de boulons et à la naissance des congés de raccordement.
- **Mode 2** : La semelle du tronçon en T se plastifie et les boulons atteignent la ruine pour la même charge.
- **Mode 3** : Les boulons sont les composants critiques et la résistance est celle des boulons à la traction. La rigidité importante des semelles du tronçon en T conduit à la séparation des plats sans apparition d'effort de levier.

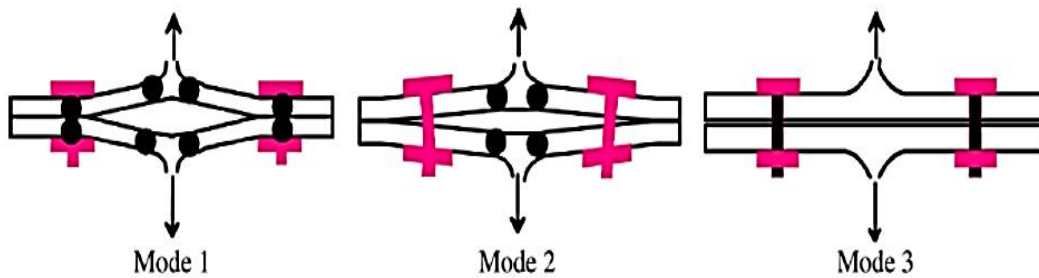


Fig. II.21. Modes de ruine du tronçon en T équivalent.

Pour le calcul de la résistance du tronçon en T, l'EN 1993-1-8 [1] § 6.2.4 (Tableau 6.2) propose les formules suivantes pour chaque mode de ruine :

- Mode de ruine 1 :

- (Formule simplifiée)
$$F_{T,Rd,1} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (II.18)$$

- (Formule alternative)
$$F_{T,Rd,1} = \frac{(32n - 2d_w)M_p + 16nM_{bp}}{8mn - d_w(m + n)} \quad (II.19)$$

- Mode de ruine 2 :

$$F_{T,Rd,2} = \frac{M_p + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} \quad (II.20)$$

- Mode de ruine 3 :

$$F_{T,Rd,3} = \sum B_{t,Rd} \quad (II.21)$$

Avec
$$M_{pl,1,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} \quad (II.22)$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} \quad (II.23)$$

$$n = e_{min} < 1.25m \quad (II.24)$$

t_f : épaisseur de semelle d'un tronçon en T équivalent ($t_f = t_{fc}$ ou $t_f = t_p$) ;

d_w : diamètre d de la rondelle, de la tête du boulon ou de l'écrou selon la partie qui est en contact avec la semelle de la rondelle, de la tête du boulon ou de l'écrou selon la partie qui est en contact avec la semelle ;

$F_{t,Rd}$: résistance de calcul en traction d'un boulon : $F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$;

$\sum F_{t,Rd}$: somme de $F_{t,Rd}$ pour tous les boulons dans le tronçon en T ;

A_s aire résistante en traction du boulon ;

$\gamma_{M2} = 1.25$ coefficient partiel pour les boulons ;

$\gamma_{M0} = 1.00$ coefficient partiel pour la résistance des sections

La longueur efficace l_{eff} du tronçon en T équivaut est définie selon les schémas des lignes de plastification des différentes rangées de boulons, prises séparément lorsque la distance entre les rangées de boulons est importante ou en groupe lorsque les rangées de boulons sont proches. Les lignes de plastification peuvent être circulaires ou non circulaires.

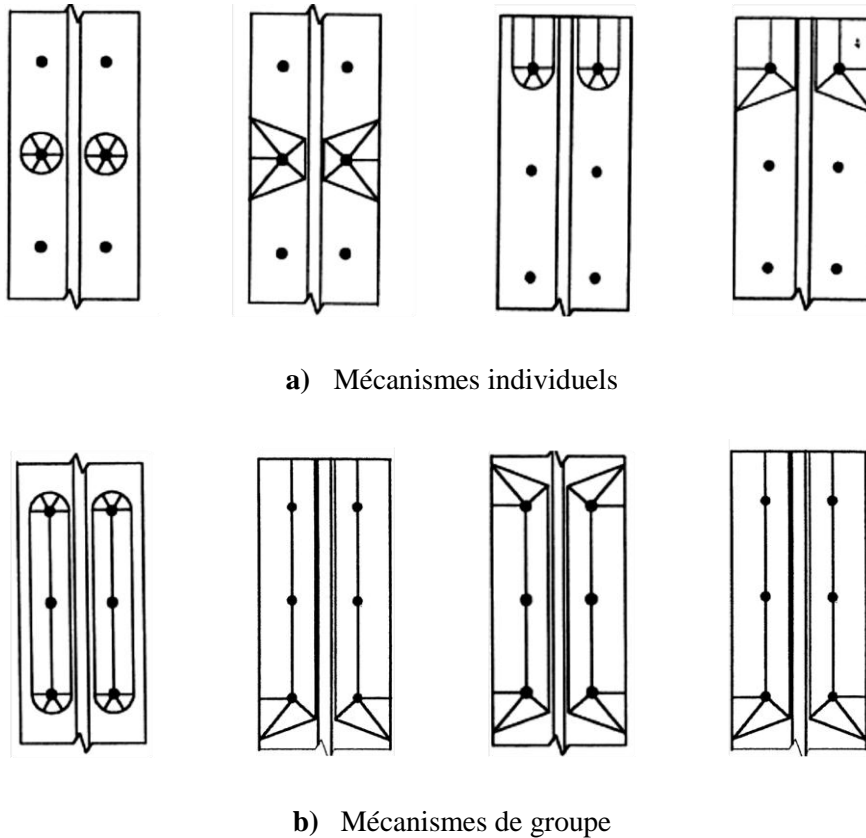


Fig. II.22. Schémas des lignes de plastification des tronçons en T [1].

Les longueurs efficaces des semelles non raidies et raidies ainsi que de la platine d'about sont définies respectivement dans tableaux 6.4, 6.5 et 6.6 de l'EN 1993-1-8.

La résistance à considérer est celle donnée par la valeur minimale de ruine des trois modes

$$F_{Rd} = \min \{ F_{T,Rd,1}, F_{T,Rd,2}, F_{T,Rd,3} \}$$

Lorsque des effets de levier ne peuvent pas apparaître, il convient que la résistance de calcul à la traction $F_{T,Rd}$ d'une semelle de tronçon en T soit prise égale à la plus petite des valeurs pour les deux modes de ruine possibles selon Tableau 6.2 de l'EN 1993-1-8.

- **Semelle et âme de poutre comprimées**

La résistance de calcul à la compression de la semelle et de l'âme de poutre combinées est donnée par l'expression suivante :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fb})} \quad (II.25)$$

Où

- h représente la hauteur de la poutre attaché ;
- $M_{c,Rd}$ représente le moment résistant de calcul de la section transversale de poutre, réduit si nécessaire pour tenir compte du cisaillement, voir l'EN 1993-1-1 ;
- t_{fb} représente l'épaisseur de semelle de la poutre attachée.

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les méthodes utilisées pour caractériser les différents types d'assemblages et plus particulièrement les assemblages boulonnés. Outre les essais expérimentaux, les simulations numériques sont devenues un outil incontournable pour étudier le comportement des différents types d'assemblages utilisés dans le domaine de la construction métallique. Dans ce contexte des modèles numériques proposés par plusieurs auteurs dans la littérature ont donné des résultats comparables à ceux obtenus par les essais expérimentaux. Pour obtenir des résultats fiables, les assemblages sont discrétisés à l'aide d'éléments finis volumiques à 8 ou 20 nœuds. Les

techniques d'intégration réduite peuvent réduire le temps de calcul sans altérer de façon significative la précision des résultats. Les logiciels utilisés doivent permettre d'effectuer un calcul non linéaire pour tenir compte des problèmes liés aux grands déplacements et/ou grandes déformation (non linéarité géométrique) ainsi que la plasticité (non linéarité matérielle) et le contact entre les différentes composantes de l'assemblage. Ces outils seront utilisés dans les chapitres suivants afin de simuler le comportement des assemblages lorsque les poutres comportent de larges ouvertures ou les poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales lorsqu'elles sont liées aux poteaux par des assemblages semi-rigides. La méthode des composantes de l'EN 1993-1-8 [1] sera utilisée pour évaluer la rigidité et la résistance des assemblages boulonnés par platine d'about.

Références

- [1] EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1–8: Design of joints, The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, 2005.
- [2] Hamide. M. , " Modélisation numérique du soudage à l'arc des aciers ".thèse de doctorat, École nationale supérieur des mines de paris, 2008.
- [3] Zoetemeijer. P., " Summary of the research on bolted beam-to-column connections " . Steven Laboratory, Delft Report No. 6-85-M., 1983.
- [4] Zandonini. R., Zanon. P., " Experimental Analysis of End Plate Connections ". Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength & Design, R. Bjorhovde, J. Brozzetti, and A. Colson, Eds. London: Elsevier Applied Science, 1988.
- [5] Bernuzzi. C., Zandonini. R., Zanon. P., " Rotational Behaviour of End Plate Connections ". Costruzioni Metalliche, vol n° 2, pp: 3–32, 1991.
- [6] Aggarwal. H., " Comparative tests on endplate beam-to-column connections ". Journal of Constructional Steel Research. Vol. 30, pp: 151-175. 1994.
- [7] Aribert. J. M., Lachal. A. , Dinga O. N., " Modélisation du comportement d'assemblages métalliques semi rigides de types poutre poteau boulonnés par platine d'extrémité ". Construction Métallique, N° 1, 22 pages. 1999.
- [8] Wald. F., Švarc. M. , " Experiments with end plate joints subject to moment and normal force ". Prague, 2001.
- [9] Coelho. G. A.M, Bijlaard F.S.K., Gresnigt. N., Simões. D.L., " Experimental assessment of the behaviour of bolted T-stub connections made up of welded plates ". Journal of Constructional Steel Research, vol. 60, no. 2, pp: 269–311, 2004.
- [10] Coelho. G. A.M, Bijlaard. F.S.K, Simões D. L., " Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections ". Engineering Structures, vol. 26, no. 9, pp: 1185–1206, 2004.

- [11] Coelho. G. A.M., Bijlaard. F.S.K., " Experimental behaviour of high strength steel end-plate connections ". Journal of Constructional Steel Research, vol n°63(9), pp: 1228–1240, 2007.
- [12] Shiming. C., Gang. D., " Influence of initial imperfection on the behaviour of extended bolted end-plate connections for portal frames ". Journal of Constructional Steel Research, vol n° 63, pp:211–220. 2007.
- [13] Cabrero. J.M., Bayo. E., " The semi-rigid behaviour of three-dimensional steel beam-to-column joints subjected to proportional loading. Part I. Experimental evaluation ". Journal of Constructional Steel Research, vol. 63, no. 9, pp: 1241–1253. 2007.
- [14] Abidelah. A., Bouchair. A., Kerdal. D.E., " Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners ". J Constr Steel Res, vol n°76, pp:13–27. 2012.
- [15] Gary. S. P. , Alain. N., Luis. B., Shyam. K. , " Experimental testing and simulation of bolted beam-column connections having thick extended endplates and multiple bolts per row ". Engineering Structures vol,59.pp : 434–447,2014.
- [16] Ioana C. M., " Analyse non linéaire des assemblages poutre-poteau avec platine d'about boulonnée ". Thèse de doctorat (en Roumanie). 2017.
- [17] Bose. S.K., McNeice. C.M., Sherbourne. A.N. , " Column Webs in Steel Beam to Column Connections. Part I: Formulation and Verification ". Computers and Structures, vol. 2, pp: 253–272, 1972.
- [18] Bahaari. M. R., Sherbourne. A. N., " Computer Modeling of An Extended End-Plate Bolted Connection ", Computers and Structures, Vol. 52, N° 5, pp: 879-893. 1994.
- [19] Jenkins. W. L., Tong. C. S. , Prescott A.T., " Moment transmitting endplate connections in steel construction and a proposed basis for flush endplate design ". the structural engineering journal, Vol. 64 A, N° 5, pp: 121-132. 1996.

[20] Krishnamurthy. N, Graddy. D.E., " Correlation Between 2- and 3-Dimensional Finite Element Analysis of Steel Bolted End-Plate Connections ". Computers and Structures, vol. 6, pp:381–389, 1976.

[21] Kukreti. A.K., Murray. T.M., Abolmaali. A., " End-Plate Connection Moment-Rotation Relationship ". Journal of the Constructional Steel Research, vol. 8, pp:137–157, 1987.

[22] Sherbourne. A.N., Bahaari. M.R. , " 3D Simulation of End-Plate Bolted Connections ". Journal of Structural Engineering, vol. 120, no. 11, pp:3122–3136, 1996.

[23] Choi. C.K., Chung. G.T., " Refined Three-Dimensional Finite Element Model for End-Plate Connection ". Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 122, no. 11, pp:1307–1316, 1996.

[24] Swanson. J.A., Kokan. D.S., Leon. R.T., " Advanced finite element modeling of bolted T stub connection components ". J Constructional Steel Res; vol n°58, pp:1015–1031. 2002.

[25] Maggi. Y.I., Gonçalves. R.M., Leon. R.T., Ribeiro. L.F.L., " Parametric analysis of steel bolted end plate connections using finite element modelling ". J Constructional Steel Res; vol n°61, pp: 689–708. 2005.

[26] Gebbeken. N., Rothert. H., Binder. B., " the numerical analysis of end plate connections ", Journal of Constructional Steel Research ,vol n° 30,pp:177–196. 1994.

[27] Tagawa. H., Gurel. S., " Application of steel channels as stiffeners in bolted moment connections ". Journal of Constructional Steel Research; 61(12): pp:1650–1671. 2005.

[28] Díaz. C., Martí P., Victoria M. and Querin O., " Review on the modelling of joint behaviour in steel frames ", Journal of Constructional Steel Research ,vol n°67,pp: 741–758. 2011.

[29] Mohamadi-shooreh. M.R., Mofid. M., " Parametric analyses on the initial stiffness of flush end-plate splice connections using FEM ". Journal of Constructional Steel Research;65(3),2008.

- [30] Shaker. F.M.F., Elrahman. W.M.A., " Analytical Behavior of Steel Pre-tensioned Bolted Connections with Flushed and Extended End Plates under Bending ". World Applied Sciences Journal, vol. 30, no. 6, pp: 673–684, 2014.
- [31] Shaker. F.M.F., Elrahman. W.M.A., " Behavior of flush and extended end-plate beam-to-column joints under bending and axial force ". World Applied Sciences Journal, vol. 30, no. 6, pp:685–695, 2014.
- [32] Dessouki. A.K., Youssef. A.H., Ibrahim. M.M., " Behavior of I-Beam Bolted Extended End-Plate Moment Connections ". Ain Shams Engineering Journal, vol.n° 4, pp: 685–699, 2013.
- [33] Raafat. E .S .I., Shamel. F. A., Khalifa A.M., Mohamed. Y.M., " Numerical Study on Ultimate Behavior of Bolted End Plate Steel Connections ". Latin American Journal of Solids and Structures, vol.n° 13, pp:1-22, 2016.
- [34] Kishi N, Chen WP. " Moment–rotation relations of semi-rigid connections with angles ". Journal of Structural Engineering; vol n°116(7),pp:1813–1834,1987.
- [35] Chen. W.F., Kishi. N., Matsuoka. K.G., Nomachi. S.G., " Moment–rotation relation of top and seat angle with double web angle connections ". In: Connections in steel structures: behaviour, strength and design. London: Elsevier Applied Science; 1988.
- [36] Chen. W.F., Kishi. N., Matsuoka. K.G., Nomachi. S.G., " Moment–rotation relation of single double web angle connections ". In: Connections in steel structures: behaviour, strength and design. London: Elsevier Applied Science; 1988.
- [37] Diaz. C., Martí. P., Victoria. M., Querin. O. M., " Review on the modelling of joint behaviour in steel frames ". Journal of Constructional Steel Research, vol n°67(11), pp:741–758, 2011.
- [38] Yee.K.L., Melchers. R.E., " Moment–rotation curves for bolted connections ". Journal of Structural Engineering; vol n°112,pp:615–635,1986.

- [39] Ioana. C. M., " Research on analysis and design philosophy of the connections in steel structures ". C60 International Conference, 7-9 November 2013, Cluj-Napoca, ROMANIA.
- [40] Ioana. C. M., Roxana BÂLC, " Finite Element Analysis of an Extended End-plate Connection Using the T-stub Approach ". ICNAAM 2014, Rhodes, Greece.
- [41] Ioana. C. M., Tudor. P., Roxana B., " Analiza comportării îmbinărilor grindă-stâlp cu placă de capăt extinsă. Numeric vs. Experimental ". Construiește cu STEEL - A 14-A CONFERINȚĂ NAȚIONALĂ DE CONSTRUCȚII METALICE, 19-20 Noiembrie 2015, Cluj-Napoca, România.
- [42] Frye. M.J., Morris. G.A., " Analysis of flexibly connected steel frames ". Canadian Journal of Civil Engineering; vol n°2(3), pp:280–291, 1975.
- [43] Krishnamurthy. N., " Fresh look at bolted end-plate behaviour and design ", Engineering Journal; vol n°15(2),pp:39–49. 1978.
- [44] Abolmaali. A., Matthys. J.H., Farooqi. M., Choi. Y., " Development of moment–rotation model equations for flush end-plate connections ". Journal of Constructional SteelResearch; vol n°61, pp:1595–1612, 2005.
- [45] Richard. R.M., Abbot.t B.J., " Versatile elastic–plastic stress–strain formula ". Journal of the Engineering Mechanics Division, vol n° 101, pp:511–515. 1975.
- [46] Kishi. N., Chen. W.F., " Moment–rotation semi-rigid connections ". Structural Engineering journal .vol n°116, 1990.
- [47] Kishi. N. , Chen. W.F., NOMACHI. S. G., " Moment–rotation relation of top and seat angle connections ", Structural Engineering Report No CESTR 87-4. School of Civil Engineering, Purdue University, 1987.
- [48] Wales, M W and Rossow, E C . " Coupled moment-axial force behaviour in bolted joints ". Struct. Division ASCE, Vol n°109 (4) , pp: 1250-1266. 1983.

- [49] Kennedy, D. J. L., Hafez, M. A., " A study of end plate connections for steel beams ". Canadian Journal of Civil Engineering, vol n° 11(2), pp:139–149. 1984.
- [50] Pucinotti. R. " Top-and-seat and web angle connections: prediction via mechanical model ". Journal of Constructional Steel Research; vol n°57,pp: 661–694, 2001.
- [51] Simões da Silva L, Girão Coelho AM. " An analytical evaluation of the response of steel joints under bending and axial force ". Computers & Structures; vol n°79,pp:873–881, 2001.
- [52] Lin .X.G. and Hamamoto. N. , " Prediction of initial stiffness of semi-rigid steel beam-to-column connections with bolts and angles ". Conference paper on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [53] Lemonis M. E. Gantes C. J., " Mechanical modeling of the nonlinear response of beam-to-column joints ". Journal of Constructional Steel Research, vol n°65,pp: 879-890, 2009.
- [54] Ihaddoudène .A.N.T. Saidani M. Chemrouk. M., " Mechanical model for the analysis of steel frames with semi rigid joints ". Journal of Constructional Steel Research. vol n°65,pp: 631-640.2009.
- [55] Gentili .F. Costa .R. Simões da Silva.L. " Development of a simplified model for Joints in steel Structure ". 9° Congresso Nacional de Mecânica Experimental Aveiro, 15-17 de Out. 2014.
- [56] Bahaz. A., Amara. S. , Zaidi. A. , Jaspard. J.P. " Étude paramétrique sur le comportement des assemblages poteau-poutre semi-rigides ". 13TH Arab Structural Engineering Conference, University of Blida, Algeria, December 2015.

**CHAPITRE III. REVUE DE LA LITTÉRATURE SUR LES POUTRES
AJOURÉES**

III.1. Introduction	56
III.2. Aperçu sur les poutres avec ouvertures dans l'âme	57
III.2.1. Poutres ajourées	57
III.2.2. Poutres avec ouverture d'âme isolée	58
III.3. Modes de ruine	59
III.3.1. Ruines en flexion ou par cisaillement.....	59
III.3.2. Ruine par déversement élastique	60
III.3.3. Ruine par flexion Vierendeel	61
III.3.4. Flambement du montant d'âme par cisaillement horizontal ou par compression.....	61
III.3.5. Rupture de la soudure du montant intermédiaire.....	62
III.3.6. Voilement local du Té comprimé	63
III.4. Études expérimentales	63
III.5. Études numériques.....	72
III.6. Conclusion	79
Références.....	81

REVUE DE LA LITTÉRATURE SUR LES POUTRES AJOURÉES

III.1. Introduction

Dans un projet, il est nécessaire de prévoir des installations techniques des réseaux, telles que les réseaux d'assainissement, les gaines de climatisation, les réseaux d'électricité et les réseaux de communication. Habituellement, les éléments constitutifs de ces réseaux sont disposés dans la zone inférieure des poutres avec leurs supports, et sont ensuite dissimulés par un faux plafond. L'espace non utilisé d'un étage pour accueillir l'installation est considérable par rapport à la hauteur totale du bâtiment. Donc la nécessité de projeter des ouvertures dans l'âme de la poutre devient très importante.

Plusieurs méthodes dans la littérature sont élaborées dans le but d'étudier les poutres ajourées. Les méthodes expérimentales, les méthodes numériques et les méthodes analytiques s'inscrivent dans l'objectif d'identifier et d'établir les exigences nécessaires pour prédire le comportement des poutres en acier avec ouvertures dans l'âme. L'objectif de ce chapitre est donc de faire une synthèse bibliographique sur les méthodes utilisées pour analyser les poutres ajourées.



Fig. III. 1. Réseaux au travers des ouvertures des poutres avec ouvertures dans l'âme [1]

III.2. Aperçu sur les poutres avec ouvertures dans l'âme

III.2.1. Poutres ajourées

Les poutres ajourées sont obtenues à partir de profilés en acier laminés, généralement en I ou en H, découpés longitudinalement. Après le découpage, les moitiés obtenues sont soudées après un déplacement d'une certaine longueur, ce qui donne des poutres de hauteur supérieure au profil d'origine, de même poids, avec plusieurs ouvertures et avec un moment de flexion plus grand et une rigidité supérieure aux profils d'origine. La Fig. III. 2 décrit le processus de fabrication des poutres ajourées.



a) Découpage

b) Décalage

c) Soudage

Fig. III. 2. Processus de fabrication des poutres ajourées

Avec le processus de découpage, on peut avoir plusieurs formes géométriques, comme on peut le constater à la Fig. III.3. Les poutres alvéolaires, dont les ouvertures sont à nid d'abeilles ou polygonales [2]. Les progrès technologiques incorporés dans les machines à commande numérique informatisées ont permis de réduire le temps de fabrication et la création de plusieurs modèles de découpage, couramment appelés poutres cellulaires, à ouvertures circulaires.

Récemment, ArcelorMital a développé une poutrelle Cellulaire architecturale caractérisée par de plus grandes ouvertures en forme d'œil baptisée poutre Angelina [3].

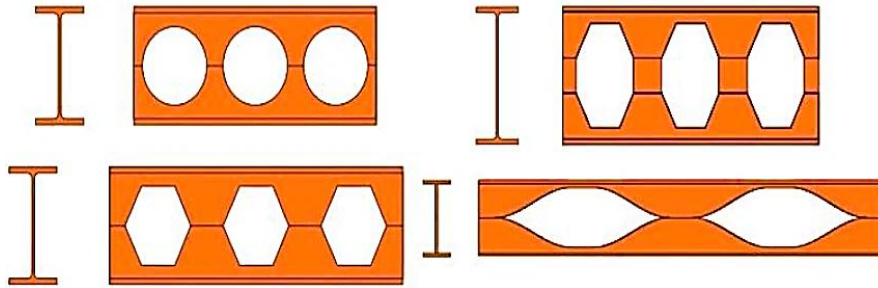


Fig. III. 3. Géométrie des poutres ajourées alvéolaires et cellulaires [3]

III.2.2. Poutres avec ouverture d'âme isolée

Pour les ouvertures d'âme isolées, elle couvre les ouvertures qui sont soit concentriques soit excentriques par rapport à l'axe de l'âme, de forme rectangulaire ou circulaire, et avec ou sans raidisseur. Les cas comportant ou non des raidisseurs d'âme transversaux intermédiaires sont également inclus [4]. Les poutres avec ouvertures isolées de formes rectangulaires sont relativement courantes dans le domaine de la construction. Elles permettent de faire passer des gaines techniques et des équipements dans des zones limitées des planchers. Les larges ouvertures ont en règle générale des dimensions comprises entre 30 et 75% de la hauteur de la poutre [1]. Pour les poutres reconstituées soudées, il est courant de découper des ouvertures aux emplacements nécessaires et de préférence avec un espacement suffisant pour éviter les effets de l'interaction entre les ouvertures [2].



Fig. III. 4. Poutres munies d'ouvertures isolées de formes variées [2]

III.3. Modes de ruine

La présence d'ouvertures dans l'âme, joue un rôle important dans la modification des modes de rupture observés dans les poutres à âme pleine ce qui permet l'apparition de nouveaux modes de ruine [1]. Les modes de ruine des poutres ajourées sont associés à la hauteur et à l'épaisseur d'âme, à la géométrie des ouvertures et au type de charge (répartie ou concentrée) sollicitant la poutre. Les principaux modes de ruine suivants ont été observés lors des essais sur les poutres à âme ajourée ou à ouverture d'âme isolée [5] :

a) modes de ruine globales : ces modes de ruines sont similaires à ceux observés dans les poutres à âmes pleines :

- ruine en flexion de la section perforée;
- ruine par cisaillement global de la section perforée
- déversement élastique;

b) modes de ruines locaux provoqués par la présence des ouvertures dans les âmes des poutres :

- ruine par flexion Vierendeel ;
- flambement par cisaillement horizontal ou par compression du montant d'âme ;
- rupture de la soudure du montant intermédiaire par cisaillement horizontal ;
- voilement local du Té comprimé ;

III.3.1. Ruines en flexion ou par cisaillement

Ce mode de ruine global se produit dans les sections perforées sollicités essentiellement en flexion ou à l'effort tranchant. C'est le cas de la section médiane d'une poutre soumise à une charge uniformément répartie dans le cas d'une ruine en flexion. Dans le cas d'une ouverture disposée dans la zone d'appui ou au droit d'une charge ponctuelle ; Dans ce cas la plastification survient par l'apparition de deux rotules plastiques dans les Té supérieur et inférieur, comme il est illustré sur la Fig. III.5.

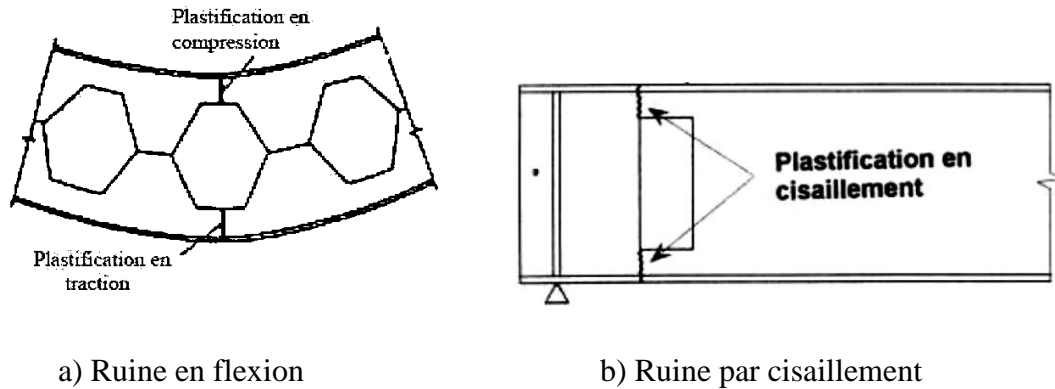


Fig. III. 5. Mécanismes de ruine en flexion et par cisaillement

III.3.2. Ruine par déversement élastique

Ce mode de ruine est un mode d'instabilité global qui peut affecter les semelles comprimées des poutres, à âmes pleines ou ajourées, sans maintiens latéraux adéquats,. Les travaux de Nethercot et Kerdal [6] ont conclu que les ouvertures d'âme ont peu d'effets sur le déversement des poutres ajourées. De ce fait, ils ont conclu que la charge critique de déversement peut être évaluée à l'aide des méthodes applicables aux poutres à âme pleine en considérant une section adéquate de l'âme. La Fig. III.6 illustre le déversement d'une poutre cellulaire testée par Zirakian [7].



Fig. III. 6. Déformée hors plan d'une poutre cellulaire après déversement [7]

III.3.3. Ruine par flexion Vierendeel

La flexion Vierendeel est due au transfert de l'effort tranchant à travers une ouverture qui induit une flexion locale. La ruine liée à la flexion Vierendeel survient par la formation de quatre rotules aux extrémités des Té supérieur et inférieur comme il est illustré sur la Fig. III.7. Ce mode de ruine peut survenir à proximité des ouvertures de grande hauteur ou très rapprochées [2].

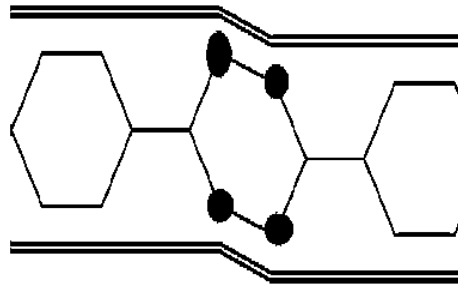


Fig. III. 7. Ruine par flexion Vierendeel

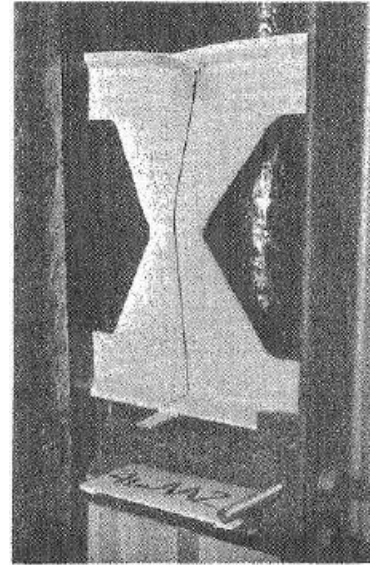
III.3.4. Flambement du montant d'âme par cisaillement horizontal ou par compression

Sous l'effet de la flexion locale induite par le cisaillement longitudinal, les montants, risquent de subir des déformées hors plan à double courbure dans la hauteur (Fig. III.8a). Cette instabilité s'apparente surtout à un phénomène de voilement local et/ou de déversement local, mais l'usage, veut que l'on parle globalement de «flambement» du montant [9]. La résistance du montant au flambement par cisaillement dépend de plusieurs paramètres : l'espacement des ouvertures, l'élançement de l'ouverture, la nuance de l'acier et enfin la symétrie ou dissymétrie de la section.

Le flambement du montant d'âme sous compression est susceptible de se produire au droit des charges concentrées et des réactions d'appui (Fig. III.8b). Contrairement au voilement par cisaillement, le flambement du montant d'âme sous compression se manifeste seulement par un déplacement latéral et non par une torsion.



a) Par cisaillement [9]



b) Par compression [10]

Fig. III. 8. Flambement des montants d'âme [9]

III.3.5. Rupture de la soudure du montant intermédiaire

L'effort longitudinal de cisaillement est susceptible de produire la rupture de la soudure à mi-hauteur du montant d'âme (Fig. III.9). Cette ruine peut survenir lorsque l'épaisseur de l'âme ou la largeur du montant d'âme est faible.

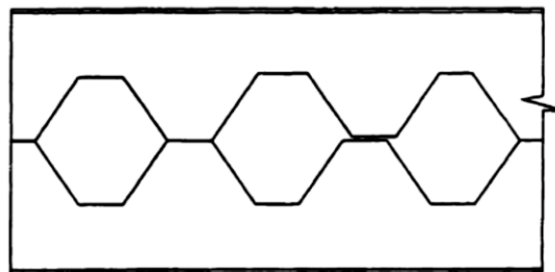


Fig. III. 9. Ruine par rupture de la soudure du montant intermédiaire [11]

III.3.6. Voilement local du Té comprimé

Le voilement local est plus à même de se produire au niveau de la membrure supérieure comprimée par flexions globale et Vierendeel dans le cas d'ouvertures non raidies à faible élancement h/l (Fig. III.10). Plusieurs facteurs affectent la stabilité locale de la membrure comprimée et de ce fait la résistance à la compression des sections en Té le long de cette membrure [1].

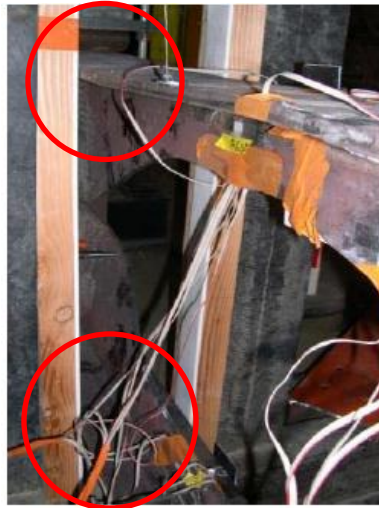


Fig. III. 10. Voilement local du Té comprimé

III.4. Études expérimentales

Dans ce paragraphe, nous présentons les études expérimentales du comportement mécaniques des poutres ajourées les plus récentes publiées dans la littérature et qui peuvent servir pour la validation des modèles numériques.

Zirakian et Showkati [7] ont testé 6 poutres ajourées simplement appuyées dans le but d'étudier le comportement des poutres avec des ouvertures hexagonales vis-à-vis le déversement latéral. Les éprouvettes testées ont été fabriquées à partir des deux profilés IPE12 et IPE14 conformément à la norme allemande Estahl Standard [2]. Une charge concentrée est appliquée au milieu de la poutre par un vérin hydraulique par l'intermédiaire d'un cube en acier non-déformable disposé sur la partie supérieure de la poutre. Quatre maintiens latéraux ont été utilisés le long de la poutre pour éviter tous

mouvements latéraux durant le déroulement des essais. Le dispositif d'essai est représenté par la Fig. III.11.

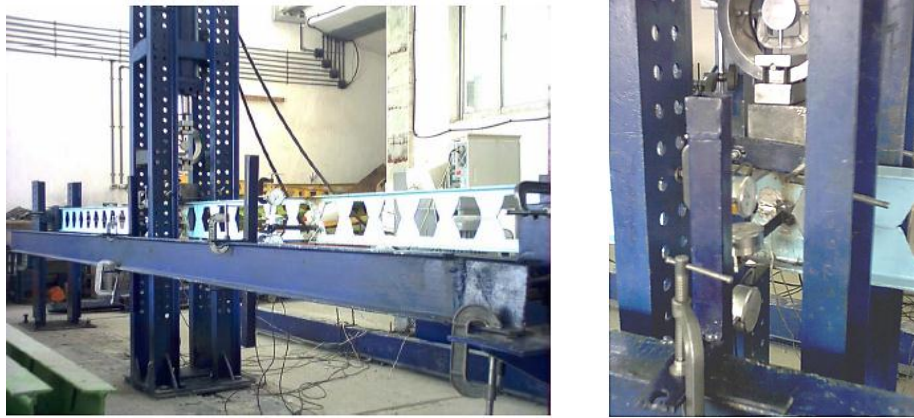


Fig. III. 11. Dispositif d'essai utilisé par Zirakian et Showkati [7]

Comme prévu, toutes les poutres alvéolaires testées ont subi un déversement avec distorsion de l'âme et a été démontré à travers les courbes charge-flèche et charge-déformation aux endroits où les instruments de mesure ont été disposés. Cependant, les auteurs n'ont pas considéré les charges maximales enregistrées aux essais comme étant les charges critiques, mais plutôt celles déterminées à partir des techniques d'interpolation linéaire de Southwell et Massey [2]. Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux obtenus par les théories existantes sur le déversement élastique ou inélastique, notamment celle proposé par Trahair [8].

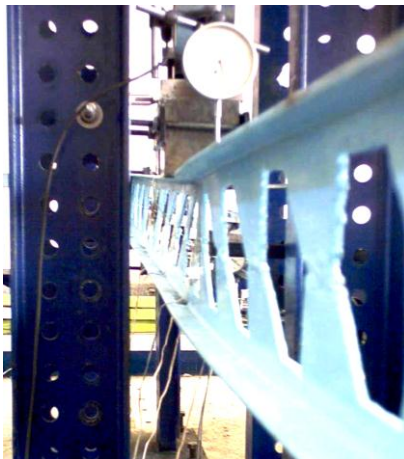


Fig. III. 12. Déversement avec distorsion de l'âme [7]

Tsavdaridis et D'mello [12] ont effectué une étude expérimentale sur le comportement de 7 poutres cellulaires avec des formes d'ouvertures innovantes qui diffèrent légèrement de la forme circulaire. Les ouvertures d'âme de deux poutres testées ont la forme circulaire les cinq autres présentent diverses formes d'ouvertures. Les poutres testées sont fabriquées à partir d'oxycoupage de profilés UB457 × 152 × 52 de nuance S355. Elles ont une portée de 1,7 m. Les ouvertures ont un diamètre égal à 0,7 de la hauteur de la poutre. Les poutres ont été testées sous chargement monotone croissant en flexion 3 points jusqu'à la ruine. L'application de la charge est contrôlée en déplacement jusqu'à la ruine. Les auteurs concluent que la forme des ouvertures influe de manière significative sur le mode de ruine et qu'il n'était pas possible de généraliser les comportements pour ces diverses formes à celui de l'ouverture rectangulaire.

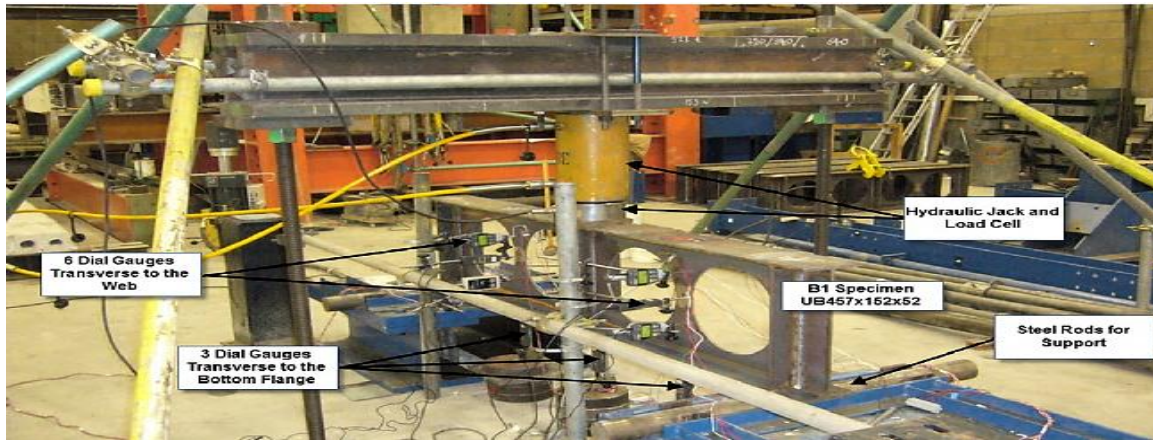


Fig. III. 13. Dispositif d'essai et de mesure utilisés par Tsavdaridis et D'mello [6]

Durif et al [13] ont réalisés des essais sur trois poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales. Dans le but d'obtenir 3 modes de ruine différents, trois configurations d'ouvertures correspondant à des ouvertures standard, petite et large ont été adoptées. Les limites élastiques de chaque poutre ont aussi été choisies afin de provoquer un mode de ruine plutôt qu'un autre. Les défauts de planéité de chaque montant intermédiaire ont été mesurés pour les introduire dans le modèle numérique. Les essais ont permis d'observer les modes de ruine suivants. Pour les poutres à grandes ouvertures, la ruine survient par flexion Vierendeel comme pour les ouvertures rectangulaires. Dans les d'ouvertures plus petites, le mode de ruine combine à la fois un voilement local et une plastification de certaines zones autour de l'ouverture. Ces essais seront exposés avec

plus de détail dans le chapitre V pour valider le modèle numérique utilisée dans cette étude.



Fig. III. 14. Dispositif d'essai et de mesure utilisé par Durif et al [13]

Erdal et Saka [14] ont testé, à la flexion 3 points, 3 séries de poutres cellulaires à ouvertures circulaires. Le dispositif d'essai et les instruments de mesure sont représentés dans la Fig. III.15. Chacun des profilés laminés NPI_CB_240, NPI_CB_260 et NPI_CB_280 a été utilisé pour fabriquer les 4 poutres cellulaires de chaque série qui ont toutes une portée de 3m. Les poutres cellulaires testées, ont été dimensionnées de façon optimale en considérant des charges bien déterminées conformément aux normes britanniques BS 5950 [15]. L'objectif de cette recherche était de déterminer la capacité portante des poutres et d'observer les modes de ruine pour valider le modèle numérique proposé par les auteurs. Les poutres de la première série comportent chacune 8 ouvertures. Les deux poutres de la première série ont péri par déversement à cause de l'absence de maintiens latéraux. Les deux autres poutres de la première série, maintenues latéralement, ont péri par flambement du montant d'âme dû certainement au faible espacement entre les ouvertures. Les poutres de la deuxième série comportent chacune 7 ouvertures. Parce que la charge ponctuelle est appliquée au niveau de l'axe vertical de la quatrième ouverture, la ruine des quatre poutres s'est produite par cisaillement des montants et par flexion Vierendeel. Les poutres de la troisième série comportent 6 ouvertures. Les résultats de ces essais ont permis à leurs auteurs de calibrer un modèle

numérique capable de prédire la charge ultime et la courbe charge-flèche des poutres cellulaires à ouvertures circulaires.

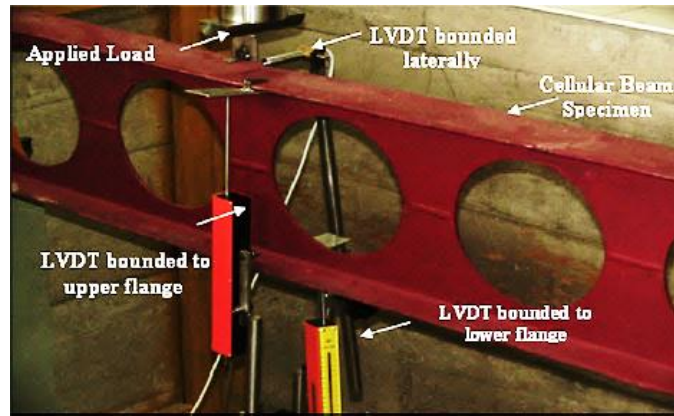


Fig. III. 15. Dispositif d'essai et de mesure utilisés par Erdal et Saka [14]

Des études expérimentales ont été menées par SONCK et al [16] afin d'étudier l'influence des contraintes résiduelles sur le comportement des poutres ajourées avec ouvertures circulaires ou hexagonales. Quatre poutres alvéolaires et deux poutres cellulaires à ouvertures circulaires élaborées à partir du profilé de base IPE 160 en acier S275 ont été testés. Trois configurations géométriques ont été utilisées ; chacune d'elle décrit la géométrie de deux poutres identiques. Avant l'opération d'oxycoupage des tronçons de 1m des 6 profilés de base utilisés ont été découpés afin de déterminer la répartition des contraintes initiales résiduelles. Le procédé de fabrication de la poutre cellulaire utilisé dans cette étude diffère de la méthode conventionnelle qui consiste à pratiquer une double découpe dans l'âme par oxycoupage avant le décalage et le soudage des deux moitiés obtenus. Le procédé différent consiste, en premier lieu, à fabriquer la poutre alvéolaire par la méthode conventionnelle, puis réaliser à partir des ouvertures hexagonales les ouvertures circulaires. Les contraintes résiduelles ont été mesurées au niveau des semelles de 6 profilés de base (dénommés PS), de deux poutres ajourées après oxycoupage (AC) et 7 poutres ajourées (AW). Aucune influence du dressage à froid n'a été observée sur les contraintes résiduelles. L'opération du dressage à froid consiste à rendre rectiligne un profile en I qui s'est courbé autour de son axe d'inertie faible lors de son refroidissement après sortie du laminoir. Cependant, les contraintes résiduelles mesurées dans les profilés de base sont similaires, ce qui montre qu'ils proviennent du

même lot. L'opération d'oxycoupage affecte peu les contraintes résiduelles au niveau des semelles, mais affecte de façon significative les contraintes résiduelles au niveau du montant d'âme où il a été observé des contraintes de traction élevées près des lignes d'oxycoupage. Les mesures effectuées sur les poutres une fois le processus de fabrication complété a montré une augmentation des contraintes résiduelles dans la semelle comprimée, ce qui peut réduire la résistance au déversement de la poutre ajourée. Ces contraintes ont davantage augmenté lorsque le processus différent de fabrication a été utilisé.



Fig. III. 16. Processus de fabrication différent des poutres cellulaires [16]

Morkhade et al [17] ont mené une campagne d'essais expérimentaux sur 5 poutres ajourées avec ouvertures circulaires et 2 poutres ajourées avec ouvertures rectangulaires. Le but visé par ces essais était d'obtenir les courbes charge-flèche à mi- portée des poutres jusqu'à la ruine. Les poutres ajourées testées ont été soumises à une charge concentrée monotone croissante appliquée à mi- portée. Les résultats des essais ont par la suite été comparés aux résultats de simulations numériques réalisés à l'aide du code de calcul ANSYS.

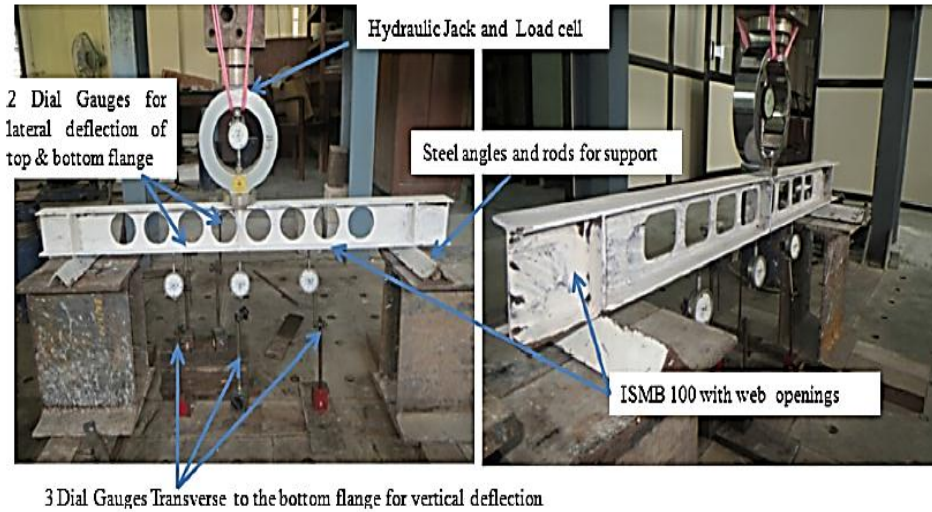


Fig. III. 17. Dispositifs d’essai et de mesure utilisée par Morkhade et al [17]

Les résultats expérimentaux ont montré clairement que l’augmentation de la surface totale des ouvertures entraîne une diminution significative de la résistance ultime des poutres. Les poutres ajourées avec ouvertures circulaires ont péri par flambement du montant d’âme, tandis que celles avec des ouvertures rectangulaires ont la ruine est survenue par flexion Vierendeel comme il est illustré sur la Fig. III.18. La semelle de la poutre cellulaire n°5 a subi une légère déformée latérale.



a) Flambement des montants d’âme



b) Flexion Vierendeel

Fig. III. 18. Modes de ruine des poutres testées [17]

Zaher et al [18] ont réalisé Un programme expérimental comprenant quatre poutres cellulaires courbes. L’une des poutres testées est à âme pleine, les 3 autres sont des poutres cellulaires avec des ouvertures circulaires. Le rapport du diamètre de l’ouverture

à la hauteur hors tout de l'âme vaut 0.67. Trois des poutres testées, y compris celle à âme pleine, ont une portée de 2.59 m, la quatrième poutre testée à une portée de à 2.19 m. Le but de ces essais est l'étude des effets des ouvertures d'âme, de l'ouverture et de l'angle au centre de l'arc sur le comportement jusqu'à la ruine des poutres cellulaires courbes. Les poutres testées sont articulées à leurs deux extrémités, et soumises à une charge concentrée verticale à mi-portée. Ces essais ont abouti aux conclusions suivantes. Les poutres cellulaires courbes ont une résistance inférieure à celle de la poutre courbe à âme pleine. L'augmentation de l'angle au centre de la fibre moyenne de la poutre cellulaire courbe entraîne une augmentation de sa résistance ultime. Par ailleurs, la réduction de la portée des poutres cellulaires courbes est inversement proportionnelle à la résistance ultime des poutres. Les résultats des essais ont été utilisés pour calibrer le modèle numérique proposé dans cette étude.

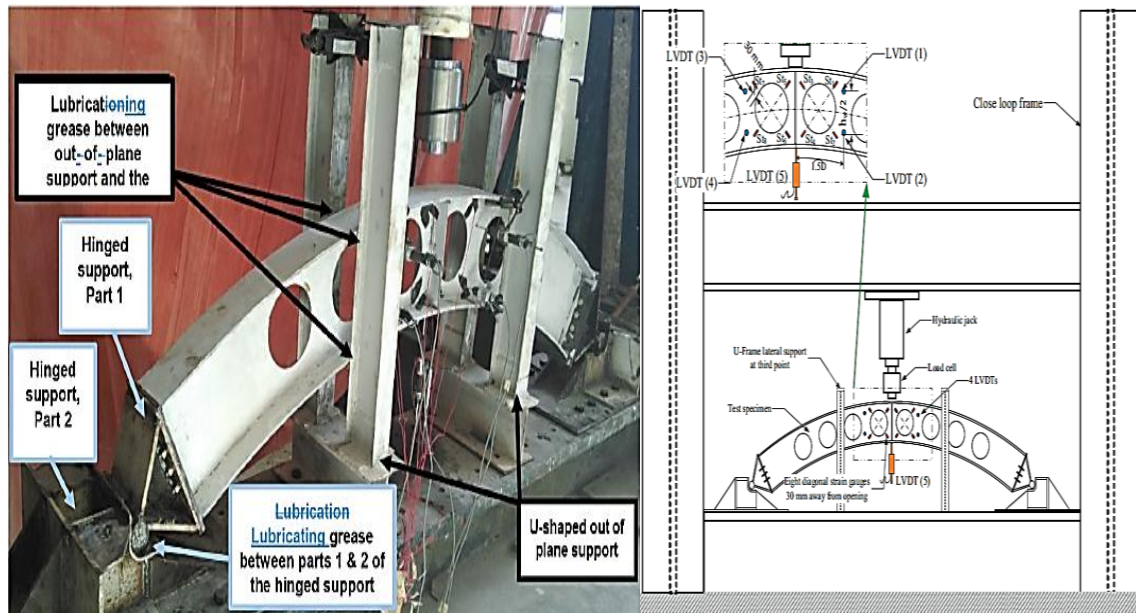


Fig. III. 19. Dispositif d'essai et de mesure utilisé par Zaher et al [18]

Feng et al [19] ont réalisé des essais sur un total de 12 poutres cellulaires à ouvertures circulaires fabriquées à partir de poutrelles en H en aciers à haute résistance. Les aciers utilisés ont une limite d'élasticité égale à 550 et 690 MPa. Les poutres sont constituées de deux profilés de base le profilé H125×225×6×6 et H210×210×6×6 selon

la norme américaine AISC 360-16 [20]. Les poutres cellulaires testées élaborées à partir du profilé à aile étroite H125 ont une portée de 2.65 m et celles élaborées à partir du profilé à large aile H210 ont une portée de 2.3 m. Les ouvertures circulaires ont un diamètre égale au 3/10 de la hauteur hors- tout de l'âme. Les poutres testées ont été sollicitées avec deux modes de flexion (flexion 3 et 4 points) comme il est illustré sur la Fig. III.20. L'objectif de ces essais est d'étudier le comportement en flexion des poutres munies d'ouvertures d'âme élaborées en acier à haute résistance en fonction du ratio hauteur hors-tout de l'âme (h)/épaisseur de l'âme (t_w) et le nombre d'ouvertures d'âmes. Les résultats des essais sont constitués des modes de ruine, des courbes charge-flèche à mi- portée, les charges ultimes et la répartition des déformations relatives dans la section médiane perforée. Les résultats de ces essais ont montré que les charges ultimes ainsi que les courbures correspondantes des poutres cellulaires sollicitées à un moment variable (flexion 3 points) sont supérieurs à ceux des poutres cellulaires sollicitées essentiellement à un moment constant (flexion 4 points). La ruine de toutes les poutres est survenue par voilement local (Fig. III.21) ainsi qu'un déversement en flexion de la semelle supérieure empêchant donc la plastification de la section perforée.



a) Flexion trois points

b) Flexion 4 points

Fig. III. 20. Dispositifs d'essais de flexion [19]

Les résultats expérimentaux ont été comparés à ceux obtenus par les méthodes proposées dans les codes nationaux d'un certain nombre de pays.



Fig. III. 21. Voilement locale de la semelle supérieure d'une poutre testée [19]

III.5. Études numériques

Depuis la dernière décennie du 20^{ème} siècle, les simulations numériques sont de plus en plus utilisées pour reproduire les résultats expérimentaux obtenus en termes de charge ultime, modes de ruine et des courbes charge-flèche. Selon la forme des ouvertures et les modes de ruine étudiés, on peut classer les modèles numériques proposés en deux grandes catégories :

- modélisation d'une ouverture isolée ou d'un montant d'âme pour l'étude des modes de ruine locaux (flexion Vierendeel, flambement des montants d'âme etc.) ;
- modélisation de la poutre globale pour étudier les modes de ruine globaux (flexion, déversement etc.) et/ou locaux.

Les modèles numériques proposés dans la littérature utilisent en général des éléments quadrangulaires, parfois triangulaires, de type coque. L'étude du comportement des poutres ajourées en acier à l'état de ruine impose de prendre en compte des lois de comportement du matériau acier (non linéarité matérielle) et/ou des grands déplacements (non linéarité géométrique). Le matériau acier est modélisé à l'aide d'une loi de comportement de type élasto-plastique parfait, bilinéaire ou tri-linéaire et suit le critère de von Mises. Pour représenter la géométrie imparfaite des poutres ou pour provoquer des modes de ruine par instabilité (flambement des montants d'âme, déversement élastique etc.), la géométrie du modèle est introduite avec une déformée initiale

(imperfection géométrique). La méthode souvent utilisée consiste à réaliser une analyse linéaire de flambement puis adopter la déformée du 1^{er} mode comme déformée initiale. Les déplacements nodaux étant normalisés, on les multiplie par une valeur appropriée qui est l'amplitude. Plusieurs valeurs de l'amplitude ont été proposées [9, 2, 26, 27, 1, 12]

Redwood et Zaarour [21] furent parmi les premiers à proposer un modèle numérique développé pour prédire la résistance du montant d'âme vis-à-vis du flambement par cisaillement. Le modèle numérique comprend le montant d'âme et les Tés supérieurs et inférieurs situés au voisinage immédiat de l'ouverture (Fig. III.22). Des conditions aux limites appropriées et les efforts globaux sont appliquées aux extrémités du modèle. Les efforts globaux sont distribués entre les Tés supérieur et inférieur. Les analyses de flambage non linéaires ont été effectuées à l'aide du logiciel Aster.

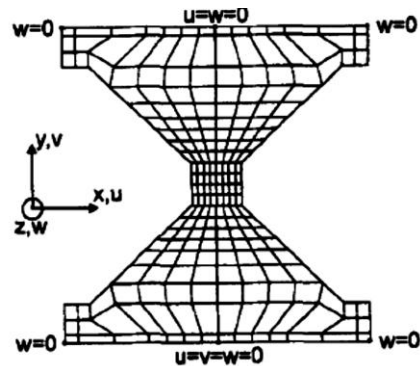


Fig. III. 22. Modélisation du montant d'âme [21]

Les résultats des simulations numériques ont montré une bonne corrélation avec ceux des essais obtenus sur des poutres alvéolaires, qui ont péri par flambement des montants d'âme, testées par Zaarour et Redwood [21] en terme de charge ultime.

Un modèle numérique similaire à celui proposé par Zaarour et Redwood [21] a été développé par Tsavdaridis et D'Mello [22] pour étudier la résistance au flambement par cisaillement des montants d'âme ainsi que celle de la résistance à la flexion Vierendeel des poutres cellulaires avec diverses formes d'ouvertures circulaires. Les résultats de ces simulations ont permis aux auteurs de proposer une méthode analytique, basée sur le modèle champs de compression, pour déterminer la résistance au flambement par cisaillement des montants d'âme.

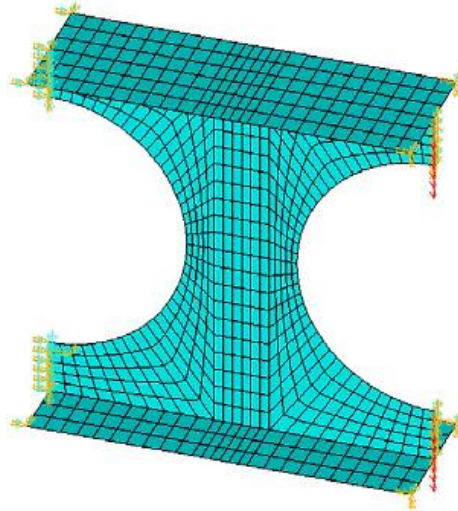


Fig. III. 23. Modélisation du montant d'âme [22]

Durif [23] a réalisé un modèle éléments finis 3D non linéaire, à l'aide du logiciel CAST3M, pour modéliser les modes de ruine qui ont été observés durant les essais qui les a mené sur 10 quarts d'ouvertures sinusoïdales isolés soumis à la flexion et au cisaillement. Le modèle numérique prend en compte les non linéarités géométrique et matérielle. Le maillage, le chargement et les conditions aux limites sont illustrés sur la Fig. III.26. Après validation en termes des courbes force-déplacement, charges ultimes et modes de ruine, une étude paramétrique, de diverses configurations géométriques d'ouvertures avec ou sans raidisseurs transversaux au niveau des montants, a permis de développer un modèle analytique pour prédire la résistance locale d'un quart d'ouverture.

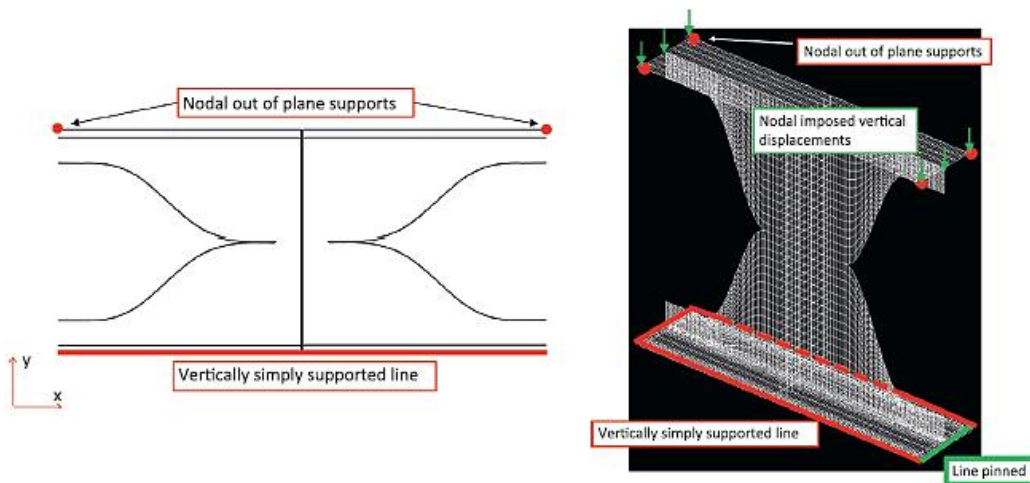


Fig. III. 24. Conditions aux limites, chargement et Maillage [23]

Wang et al [24] ont effectué des études numériques sur la résistance à la flexion Vierendeel de poutres ajourées ayant une nouvelle forme d'ouvertures variant un peu de la forme hexagonale et ayant des congés de raccordement (Fig. III.25a). L'élaboration de ces poutres cellulaires ne nécessite qu'une ligne d'oxycoupage au lieu de deux lignes nécessaire pour fabriquer les poutres cellulaires à ouvertures circulaires.

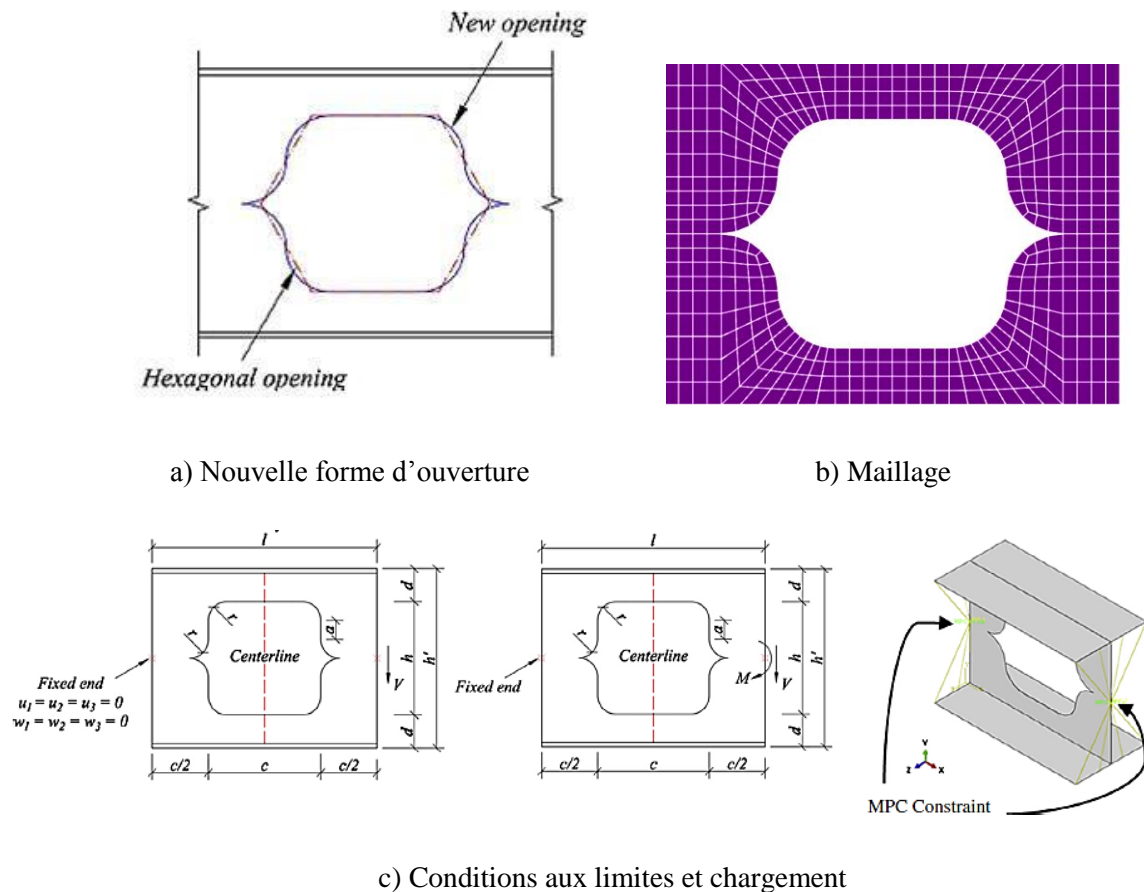


Fig. III. 25. Modélisation d'une poutre ajourée avec une nouvelle forme d'ouverture [24].

Les conditions aux limites et les efforts externes (M et V), constitué d'une ouverture isolée et deux demi-montants, sont contrôlées par deux nœuds maitres situés à mi-hauteur des extrémités du modèle comme il est illustré sur la Fig. III.25c. Le tronçon considéré est modélisé comme une console encastré à une extrémité et soumise l'autre extrémité à un effort V dans une première phase puis d'un moment M dans une deuxième phase. La loi de comportement adopté pour l'acier est de type élasto-plastique parfait. Les résultats numériques sont exprimés en termes de courbes d'interaction M-V.

En se basant sur les résultats des études paramétriques, Wang et al [24] ont proposé une formule d'interaction M-V pour les poutres cellulaires avec cette nouvelle forme d'ouverture. La comparaison entre les résultats obtenus de la formule d'interaction proposée et ceux des simulations numériques a montré qu'ils sont concordants. Cette étude a aussi montré que les poutres cellulaires avec cette nouvelle forme d'ouvertures possèdent une résistance à la flexion Vierendeel supérieure à celles des poutres ajourées avec ouvertures circulaires, rectangulaires ou hexagonale. Une autre étude numérique par Wang et al a aussi montré que la résistance au flambage des montants d'âme des poutres cellulaires avec cette nouvelle forme d'ouverture est supérieure à celle des poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou oblongues. À noter que dans cette étude une déformée initiale ayant la forme de celle du 1^{er} mode de flambage a été considérée, sans que les auteurs ne donnent des précisions sur la valeur de l'amplitude maximale qu'ils ont adopté. Une formule empirique, basée sur le modèle du champ de compression, a été proposée pour déterminer la résistance au cisaillement des montants d'âme.

Mohebkah [25] a mené des simulations numériques sur des poutres alvéolaires soumises à différents cas de charges pour étudier l'influence de la rigidité des maintiens latéraux sur la résistance au déversement inélastique des poutres alvéolaires. Les simulations ont été effectuées à l'aide du logiciel COSMOS/M. Cette étude ne prend en compte que la non linéarité matérielle. Des éléments de type "ressort" ont été utilisés pour modéliser les maintiens latéraux. Les poutres étudiées sont soumises à un gradient de moment de flexion (flexion pure). Des couples ont été appliqués aux extrémités des poutres pour éviter toute plastification locale de l'âme de la poutre (Fig. III.26b).

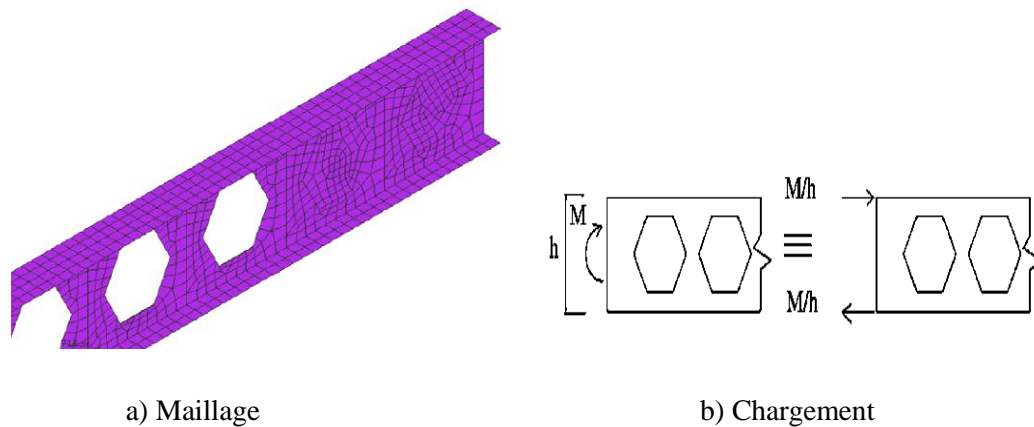


Fig. III. 26. Modèle numérique de Mohebkhah [25]

À l'issue de cette étude, Mohebkhah [25] a proposé une formule approchée pour déterminer la rigidité optimale du maintien latéral à adopter.

Sweedan [26] a réalisé des simulations numériques 3D pour étudier le déversement élastique avec distorsion de l'âme des poutres ajourées à ouvertures circulaires ou hexagonales. Les simulations ont été effectuées à l'aide du logiciel ANSYS. Une multitude de dimensions de la section transversale, de portées et de configurations d'ouvertures et de chargement a été considérée. Les moments critiques de déversement ont été déterminés par une analyse de flambage linéaire. Les résultats des simulations numériques ont montré que le facteur d'ajustement au déversement C_b , pour des diagrammes de moment non uniformes, est très influencé par les élancements des parois de la poutre, de la portée ainsi que de la configuration des ouvertures (forme, taille et espacement). Une approche simple a été proposée pour prédire les coefficients d'ajustement des poutres ajourées.

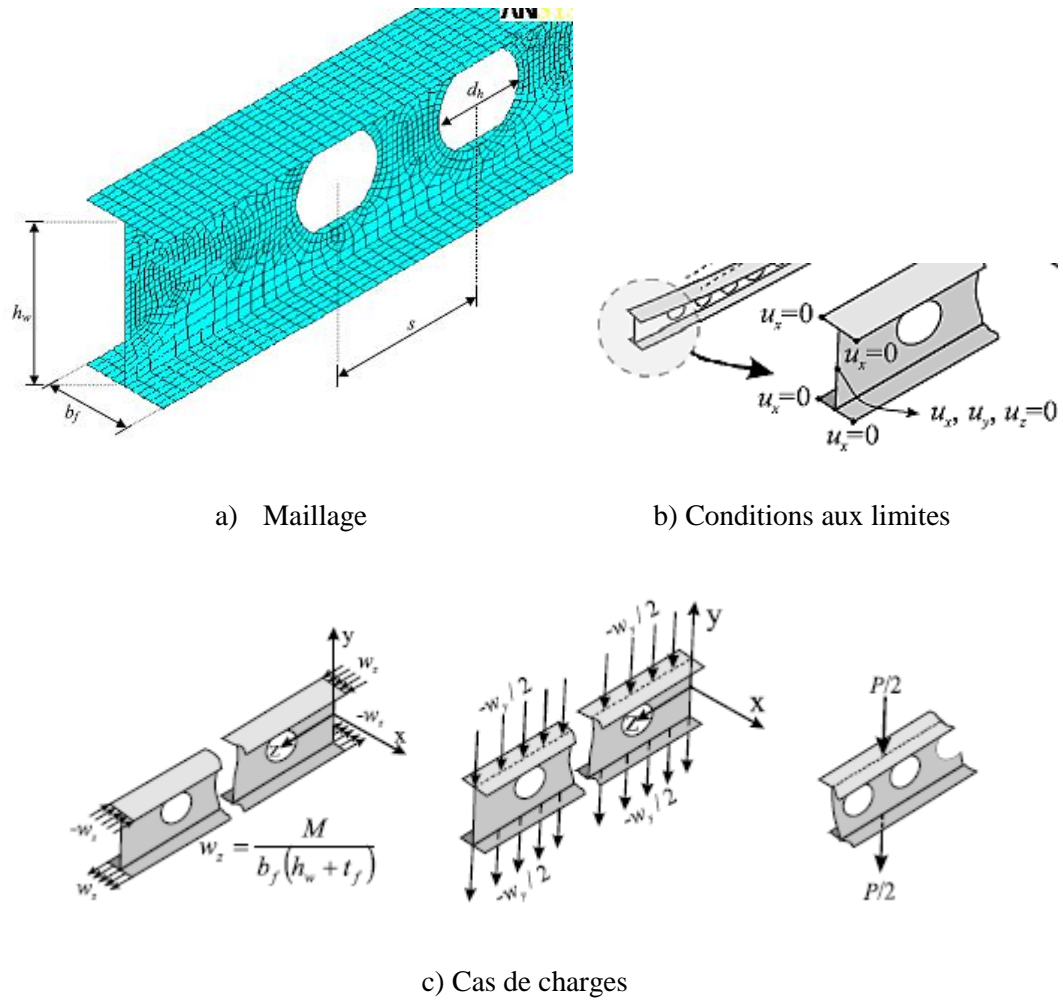


Fig. III. 27. Modèle numérique de Sweedan [26]

Ellobody [27] a développé un modèle éléments finis 3D non linéaire, à l'aide du logiciel Abaqus, qui tient compte des non linéarités géométriques et matérielles ainsi que des imperfections géométriques initiales et des contraintes résiduelles. L'objet de ce modèle est d'étudier le comportement des poutres cellulaires en acier conventionnel ou à haute résistance avec une attention particulière pour les poutres dont la ruine survient par interaction entre deux modes de flambage différents. Les contraintes résiduelles ont été introduites dans le modèle numérique comme des contraintes initiales avant l'application du chargement. Une étude paramétrique a été menée sur 120 poutres en faisant varier les dimensions de la section transversale et la portée des poutres cellulaires ainsi que la nuance d'acier. Les résultats de cette étude ont montré que la charge ultime diminue manière significative lorsque la ruine survient par interaction entre la distorsion de l'âme

et le flambage du montant. Par ailleurs, l'utilisation des aciers à haute résistance augmente de façon significative la capacité portante de poutres cellulaires élancées.

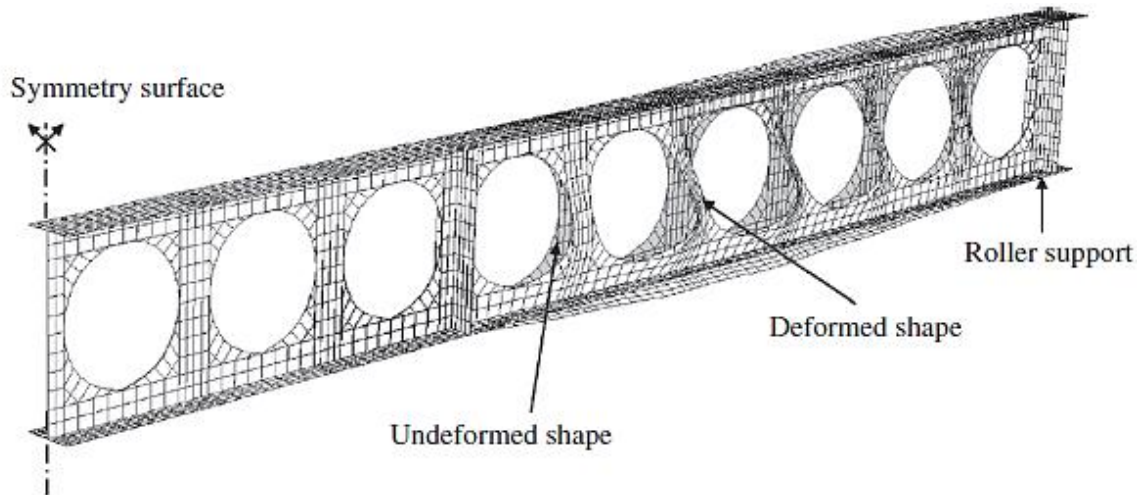


Fig. III. 28. Déformée initiale issue du 1^{er} mode de flambage [27]

III.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'état de l'art sur les études expérimentales et numériques qui ont été mis en œuvre pour caractériser le comportement des poutres ajourées jusqu'à la ruine. La résistance de ce type de poutres dépend essentiellement des modes de ruine. À cet effet, les essais expérimentaux ont mis en évidence deux types de modes de ruine. Le premier type concerne les modes de ruine locaux qui sont liés à une plastification excessive ou une instabilité autour de la zone d'ouverture. Le deuxième type de modes de ruine concerne les modes de ruine globaux qui affectent l'ensemble de la poutre. Le mode de ruine probable dépend de l'élancement des parois de la poutre leur portée et notamment de la géométrie, la forme et l'espacement des ouvertures d'âme. À cet effet, plusieurs auteurs ont essayé d'utiliser de nouvelles formes d'ouvertures afin d'améliorer les performances de ce type de poutres. Les conditions de charge, les conditions aux appuis, la présence ou non de maintiens latéraux ou la distance entre ces maintiens peuvent aussi influencer le comportement et les modes de ruine des poutres ajourées comme c'est le cas des poutres à âme pleines.

Les essais expérimentaux étant difficile à mettre en œuvre et très coûteux, on leur préfère désormais les simulations numériques. Plusieurs études publiées dans la littérature ont montré qu'il était possible de reproduire le comportement des poutres ajourées et la majorité des modes de ruine. Les modèles numériques locaux permettent de prédire les modes de ruine autour des ouvertures. Les modèles numériques globaux permettent de prédire un certain nombre de modes de ruine locaux et globaux. Dans la suite de cette thèse, nous allons utiliser certains des principes de simulation exposés dans ce chapitre pour modéliser des poutres cellulaires liés aux poteaux par des assemblages par platine d'extrémité boulonné.

Références

- [1] Durif. S." Comportement mécanique des poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales -développement d'un modèle analytique adapté-". Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal – Clermont II, France, 2012.
- [2] Soltani. M.R. " modélisation numérique du comportement des Poutres métalliques avec des ouvertures dans l'âme. Thèse de doctorat, université de Mantouri de Constantine, Algérie, 2012.
- [3] ACB+ Design software, ArcelorMital. www.arcelormittal.com/sections
- [4] Eurocode 3 : Design of steel structures - Annexe N : Openings in webs. ENV 1993-1-1 : 1992/A2. European Committee for Standardisation.
- [5] Kerdal. D., Nethercot. D.A., "Failure modes for castellated beams", Journal of Constructional steel Research; vol n°4, pp: 295–315, 1984.
- [6] Nethercot. D.A., Kerdal, D., "Lateral-torsional buckling of castellated beams". The Structural Engineers, vol n°60 B(3), pp :53–61,1982.
- [7] Zirakian. T., Showkati. H. " Distortional buckling of castellated beams". Journal of Constructional Steel Research. Vol n° 62, pp: 863–871, 2006.
- [8] Trahair. N.S. "Deformations of geometrically imperfect beams". J Struct Div, ASCE ; vol n°95 (ST7),pp:1475–1496, 1969.
- [9] Bitar D., Martin P.O., Galéa Y., Demarco T., " Poutres cellulaires acier et mixtes : Partie 1 Proposition d'un modèle pour la résistance des montants". CTICM n°1, 2006.
- [10] Okubo. T. ,Nethercot. D.A, "Web post strength in castellated steel beams". Proceedings Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol n° 79, pp: 533-557, 1985.
- [11] Demirdjian. S., "Stability of castellated beam webs". M.Eng. Thesis. Department of Civil Engineering and Applied Mechanics. McGill University, 1999.
- [12] Tsavdaridis. 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, vol n° 67, pp: 1605–1620, 2011.

- [13] Durif, S., Bouchair, A., Vassart, O., "Experimental tests and numerical modeling of cellular beams with sinusoidal openings", *Journal of Constructional Steel Research*, vol n°82 (1), pp:72–87, 2013.
- [14] Erdal. F. , Saka. M.P. , " Ultimate load carrying capacity of optimally designed steel cellular beams", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol n° 80, pp:355-368, 2013.
- [15] British Standards, BS 5950. "Structural use of steelworks in building. Part 1. Code of Practice for design in simple and continuous construction, hot rolled sections". London, U.K: British Standard Institution; 2000.
- [16] Sonck. D, Belis. J., " Experimental investigation of residual stresses in steel cellular and castellated members", *Journal of Construction and Building Materials*, vol n° 54, pp: 512-519,2014.
- [17] Morkhade. S. G., Gupta L. M., "An experimental and parametric study on steel beams with web openings", *Int J Adv Struct Eng* ,vol n°7, pp:249–260,2015.
- [18] Zaher .O.F, Yossef. N.M, El-Boghdadi. M.H, Dabaon. M.A. , "Structural behaviour of arched steel beams with cellular openings", *Journal of Constructional Steel Research*, vol n°148 ,pp :756–767,2018.
- [19] Feng. R, Zhan. H, Meng. S, Zhud. J., " Experiments on H-shaped high-strength steel beams with perforated web",*Engineering Structures* ,vol n°177,pp: 374–394, 2018.
- [20] American National Standard (AISC360-16). Specification for structural steel buildings. Illinois, USA: American Institute of Steel Construction Chicago; 2016.
- [21] Zaarour. W. , Redwood. R. G., " Web buckling in thin webbed castellated beams", *Journal of the Structural Division ASCE*, vol n° 122 (8), pp: 860-866, 1996.
- [22] Tsavdaridis. K.D., D’mello. C., " Web buckling study of the behaviour and strength of perforated steel beams with different novel web openings shapes", *Journal of Constructional Steel Research*, vol n°67, pp:1605-1620, 2011.
- [23] Durif, S., Bouchair, A., Vassart, O., " Experimental and numerical investigation on web-post specimen from cellular beams with sinusoidal openings", *Engineering Structures* , vol n°59 , pp:587–598, 2014.

[24] Wang. P, Ma. Q, Wang. X. "Investigation on Vierendeel mechanism failure of castellated steel beams with fillet corner web openings". Engineering Structures, Vol n°74 , pp: 44–51,2014.

[25] Mohebkah. A., Showkati. H., "Bracing requirements for inelastic castellated beams", Journal of Constructional Steel Research, vol n° 61,pp: 1373–1386, 2005.

[26] Sweedan. A.M.I., "Elastic lateral stability of I-shaped cellular steel beams", Journal of Constructional Steel Research, vol n° 67,pp:151–163, 2011.

[27] Ellobody. E., "Nonlinear analysis of cellular steel beams under combined buckling modes". Thin-Walled Structures, vol n°52, pp:66–79, 2012.

CHAPITRE IV. OUTILS DE MODÉLISATION NUMÉRIQUE NON LINÉAIRE

IV.1. Introduction..... 85

IV.2. Non linéarités..... 85

 IV.2.1. La Non- linéarité matérielle 86

 IV.2.1.1. Formulation de la loi élasto-plastique 86

 IV.2.1.2. Critères de plasticité 89

 IV.2.1.3. Écrouissage..... 92

 IV.2.1.4. Lois d'écoulement 95

 IV.2.2. La Non- linéarité géométrique..... 96

IV.3. Schémas de résolutions 100

 IV.3.1. Schémas implicites 100

 IV.3.2. Schémas explicite 101

IV.4. Interactions entre surfaces..... 103

 IV.4.1. Le contact 103

 IV.4.1.1. Présentation du problème de contact..... 104

 IV.4.1.2. Méthode de pénalisation..... 105

 IV.4.1.3. Méthode des multiplicateurs de Lagrange 107

 IV.4.1.4. Méthode du Lagrangien augmenté..... 107

 IV.4.2. Le frottement 109

 IV.4.2.1. Modélisation du frottement 110

 IV.4.2.1.1. Modèle de Coulomb 110

 IV.4.2.1.2. Modèle de Tresca..... 111

IV.5. Conclusion 112

Références..... 114

CHAPITRE IV. OUTILS DE MODÉLISATION NUMÉRIQUE NON LINÉAIRE

IV.1. Introduction

Les modèles mathématiques permettant la représentation des phénomènes physiques complexes utilisent très souvent des systèmes d'équations aux dérivées partielles (EDP) non linéaires dont on ne connaît pas la solution analytique en général. La résolution numérique de ces problèmes est devenue aujourd'hui une solution incontournable pour décrire ces phénomènes. Selon la nature des problèmes, les simulations numériques sont menées seules ou en parallèle avec l'expérimentation. Pour résoudre des problèmes concrets issus des recherches dans les domaines de l'industrie on a souvent recours à la méthode des éléments finis pour passer d'un problème continu régi par EDP à un problème approché discret.

Ce chapitre a pour but de présenter les non linéarités considérées dans cette étude ainsi que les schémas de résolution numériques d'un système non-linéaires.

IV.2. Non linéarités

Depuis l'utilisation de la méthode des éléments finis dans le calcul non-linéaire, la simulation numérique nécessite une description très fine des phénomènes physiques et mécaniques rencontrés pendant les différentes phases du procédé [1].

La nécessité de la résolution du problème de non-linéarité avec ses trois types matérielle, géométrique et de contact, a pour but d'évaluer le comportement des structures jusqu'à la ruine. Chaque type des non-linéarités ayant ses caractéristiques appropriées qui le distingue des autres. En effet, il faut comprendre la circonstance de ces trois variétés pour assurer l'intégralité du comportement non-linéaire réel possible dans la simulation numérique des structures.

IV.2.1. La Non- linéarité matérielle

Dans la mécanique des structures, la non-linéarité est associée directement aux caractéristiques du comportement mécanique du matériau utilisé, ainsi qu'à l'existence des facteurs géométriques liés à la forme et la déformation de la structure. En effet, les structures construites à partir de matériaux ductiles tels que l'acier ont généralement une réserve de résistance au-delà de la limite élastique, qui dépend de nombreux facteurs tels que la forme de leur section transversale. Pour ces raisons, aujourd'hui, la conception et la vérification de la sécurité des structures doit prendre en compte plusieurs aspects du comportement non-linéaire des structures, qui sont incorporés dans les réglementations de structures modernes.

IV.2.1.1. Formulation de la loi élasto-plastique

Lorsqu'un matériau est soumis à un chargement quelconque, les contraintes et les déformations évoluent. Si le niveau de contrainte atteint est supérieur à une limite ou un point dit la limite élastique, des déformations irréversibles se produiront dans le matériau, c'est-à-dire que le matériau deviendra élasto-plastique.

Le comportement élasto-plastique est défini pour modéliser un comportement réversible bilinéaire, ce comportement est caractérisé par [2] :

- L'existence d'un domaine d'élasticité où le comportement du matériau est élastique linéaire tant que les contraintes n'atteignent pas la limite d'élasticité.
- La limite d'élasticité peut être atteinte, mais en aucun cas dépassée. Quand elle est atteinte, des déformations plastiques sont susceptibles d'apparaître ou d'évoluer sous l'effet d'évolutions ultérieures du chargement.
- La création ou l'évolution des déformations plastiques s'accompagne d'énergie dissipée en chaleur, et le comportement est irréversible (un cycle charge-décharge hors du domaine d'élasticité produit un état final présentant des déformations et des contraintes résiduelles).

Le comportement élasto-plastique des matériaux peut être représenté, de façon simplifiée, à partir d'un essai uniaxial de traction simple. La courbe contrainte-déformation obtenue dans un essai de traction uniaxial normalisé sur une éprouvette d'un acier comporte trois branches.

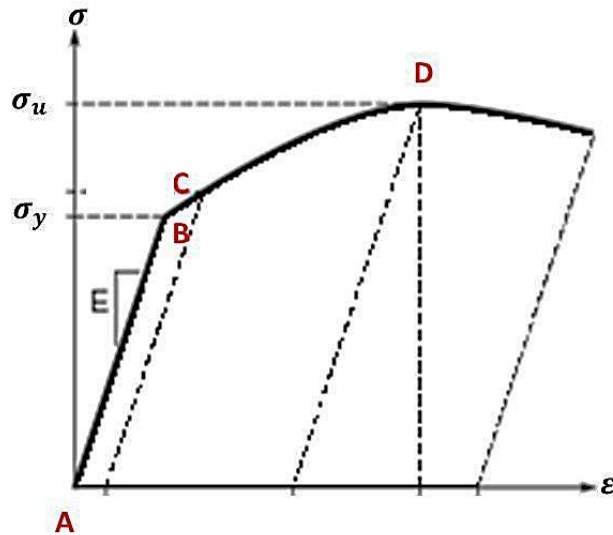


Fig. IV. 1. Diagramme de contrainte-déformation.

Le premier palier représente un comportement élastique linéaire où les contraintes sont proportionnelles aux déformations (allongement AB). La section suivante correspond à une courbe qui représente un comportement élastique non linéaire (branche BC). Cela signifie que, bien que les contraintes et les déformations ne soient pas proportionnelles, la suppression de la charge restaure l'état initial non déformé. Dans cette phase, les équations de la théorie de l'élasticité ne sont pas applicables et par conséquent, la variation du module d'élasticité doit être considérée. La troisième branche (CD) présente un écrouissage positif où les contraintes et les déformations sont nettement irréversibles.

Dans le cas d'une sollicitation uniaxiale, il est possible de mettre en évidence la décomposition du comportement en une partie élastique et une partie plastique, le seuil de plasticité dans ce cas est exprimé par un niveau de contrainte (σ_y) [3]. L'hypothèse fondamentale des modèles élasto-plastiques est la décomposition de la déformation totale

ε_t en une partie élastique (réversible) ε_e et une partie plastique (irréversible) ε_p . Dans sa forme la plus générale, cette formulation s'écrit [4] :

$$\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (IV.1)$$

Généralement, pour les métaux les déformations plastiques apparaissent seulement pour certains états de contrainte. Cette condition est traduite par le critère de plasticité au moyen de la fonction de charge (f) qui dépend du tenseur des contraintes de Cauchy (σ) et de l'état d'écrouissage [5]:

✓ Le comportement est élastique si :

$$f < 0 \quad \text{ou} \quad f = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma} : \dot{\sigma} \leq 0 \quad (IV.2)$$

✓ Le comportement est élasto-plastique si :

$$f = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma} : \dot{\sigma} > 0 \quad (IV.3)$$

Lorsque la fonction de charge $f(\sigma) = 0$, cela correspond à un état de contrainte situé sur la surface de charge, $f(\sigma) < 0$ correspond à l'intérieur de la surface et $f(\sigma) > 0$ correspond à l'extérieur de la surface [3]. La fonction de charge $f(\sigma) > 0$ est un état de contrainte impossible sauf en cas d'écrouissage [4].

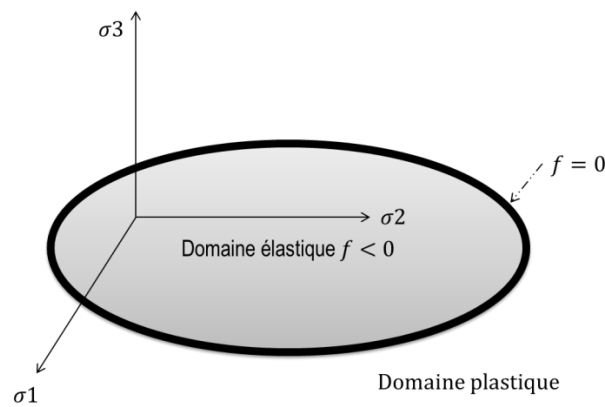


Fig. IV. 2. Domaine élastique et de la surface de charge dans l'espace des contraintes principales.

IV.2.1.2. Critères de plasticité

Le but de la théorie de la plasticité est de fournir un principe capable de décrire le comportement de la relation contrainte-déformation pour les matériaux qui présentent une réponse élasto-plastique lorsqu'ils sont soumis à une charge externe.

Pour décrire le comportement plastique, il est nécessaire de préciser :

- Un critère de plasticité exprimant une relation entre les composantes de contrainte dans le domaine plastique ;
- Une règle d'écoulement associée exprimant la relation entre les composantes de la vitesse de déformation et de la contrainte ;
- Un état d'écrouissage décrivant l'évolution de la contrainte d'écoulement initiale au cours du chargement [6].

La fonction de charge est une caractéristique physique intrinsèque de l'élément de matière, il est donc naturel de considérer f comme fonction du tenseur $\underline{\underline{\sigma}}$; $f(\underline{\underline{\sigma}})$

IV.2.1.2.1. Critères isotropes

Pour les matériaux isotropes, la fonction de charge f s'exprime en fonction de $\underline{\underline{\sigma}}$, de façons équivalentes :

- Soit comme une fonction symétrique des contraintes principales ;
- Soit comme une fonction des invariants de σ ;
- Soit, compte tenu des relations entre les invariants de σ et ceux du déviateur des contraintes s , ils sont construits à partir du premier invariant I_1 de σ ou des invariants J_2 et J_3 du tenseur des contraintes déviatoriques S .

L'expression de f est indépendante de l'orientation de l'élément de matière dans l'espace et elle est intrinsèque au matériau [7]. En ce qui concerne les critères de plasticité développés pour les métaux, on distingue généralement les deux critères isotropes de Tresca et de von Mises [5].

- **Critère de Tresca**

Ce critère, publié par Tresca en 1864 [7], est basé sur des résultats expérimentaux, et émet l'hypothèse que la déformation plastique à un point matériel se produit chaque fois que la contrainte de cisaillement maximale atteint une certaine valeur limite.

Si les contraintes principales sont σ_1 , σ_2 et σ_3 , avec $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. La contrainte de cisaillement maximale est donnée par la formule suivante [8]:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (IV.4)$$

Le critère de Tresca peut être écrit sous la forme suivante :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = c \quad (IV.5)$$

Où « C » est une constante universelle du métal considéré [8].

- **Critère de von Mises**

Le prisme hexagonal représentant le critère de Tresca est une surface discontinue possédant six expressions analytiques distinctes. Cette discontinuité entraîne des difficultés mathématiques évidentes dans l'application du critère. Le critère décrit par von Mises établi en 1913 considère l'ellipse circonscrite au critère de Tresca (Figure III.3). Comme le critère de Tresca, le critère de von Mises considère que l'écoulement plastique est insensible à la pression hydrostatique, il est défini dans un repère de contrainte orthonormé quelconque par l'expression suivante [4]:

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2)]} \leq \sigma_y \quad (IV.6)$$

où σ_y est la limite élastique en traction simple. Transformé dans l'espace des contraintes principales, le critère s'écrit [4]:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2\sigma_y^2 \quad (IV.7)$$

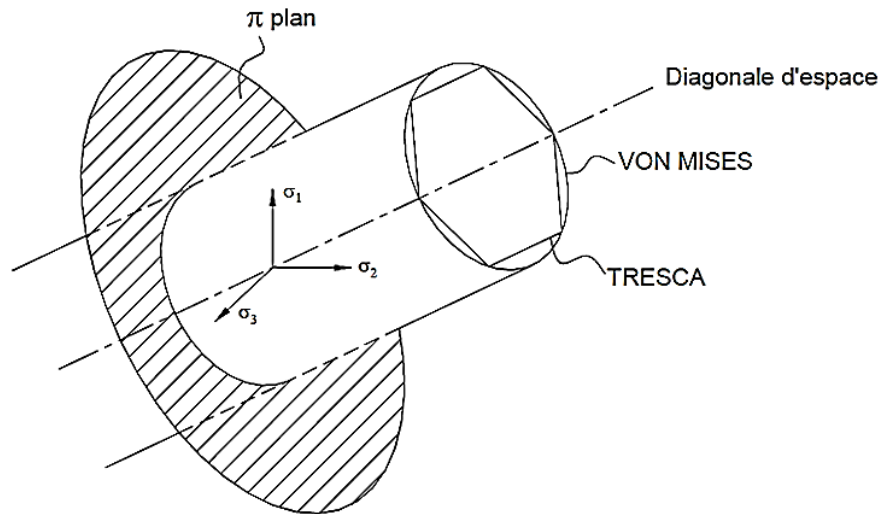


Fig. IV. 3. Représentation géométrique des critères de plasticité de Tresca et de von Mises dans le système spatial des contraintes principales [8]

IV.2.1.2.2. Critères anisotropes

Les matériaux ayant des propriétés mécaniques dépendant de l'orientation du repère sont classés comme matériaux anisotropes. L'anisotropie est influencée par plusieurs facteurs, tels que la structure cristallographique, la teneur en éléments d'alliage et la nature des traitements thermiques et mécaniques auxquels le matériau a déjà été soumis.

L'utilisation de matériaux anisotropes dans les processus industriels a motivé le développement de critères de plasticité permettant la description de l'anisotropie de ces matériaux. Ces critères permettent une explication plus précise des défauts résultant de la déformation plastique des matériaux anisotropes, lorsqu'ils sont appliqués dans des analyses par MEF.

En 1948, Hill est le premier à avoir proposé un critère qui rend compte de l'anisotropie initiale des matériaux et plus particulièrement des matériaux métalliques [4]. Le critère de Hill [9] est un critère largement utilisé comme un moyen de représenter l'anisotropie planaire. Bien que ce soit un critère spécialement utilisé pour décrire les phénomènes de plasticité anisotrope des aciers, leur simplicité et facilité d'application à

tout état de contrainte. Le critère proposé est une extension du critère de von Mises, qui s'exprime dans le repère orthotrope x, y, z par :

$$2F(\sigma_{ij}) = F(\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + G(\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + 2(L\sigma_{yz}^2 + M\sigma_{xz}^2 + N\sigma_{xy}^2) = 1 \quad (IV.8)$$

Les paramètres F, G, H, L, M et N sont les constantes du matériau que l'on peut obtenir expérimentalement, σ_{ii} et σ_{ij} sont les composantes du tenseur du Cauchy.

D'autres critères de plasticité pour les matériaux anisotropes ont été développés par Tsai-Wu [10], Hosford [11], Barlat et al [12], Dorel et al [13].

IV.2.1.3. Écrouissage

L'écrouissage est établi sous les conditions matérielles pour qu'un nouveau écoulement plastique se produise après que le matériau atteint l'état plastique. Cette règle résulte du fait que la surface d'écoulement subit des changements constants à mesure que le régime plastique évolue. Quand il est établi qu'il n'y a pas de durcissement du matériau au cours de l'évolution de la déformation plastique, le paramètre de durcissement du matériau est nul ($k=0$), le matériau est dit parfaitement plastique. Dans cette condition, la limite d'écoulement du matériau ainsi que sa surface d'écoulement sont normales.

En général, le phénomène d'écrouissage est défini comme suit: écrouissage isotrope, écrouissage cinématique et écrouissage mixte.

IV.2.1.3.1. Écrouissage isotrope

L'hypothèse de l'écrouissage isotrope considère que la surface d'écoulement du matériau subit une expansion pendant l'écoulement plastique, sans modification ni de sa forme de la position de son centre. La figure IV.4 représente le durcissement isotrope non linéaire d'un matériau dans l'espace des contraintes.

La fonction de charge peut être exprimée sous la forme générale [14] :

$$f = f(\sigma_{ij}, \chi_j) \quad (IV.9)$$

où les termes σ_{ij} sont les composantes du tenseur des contraintes et les termes x_j sont les forces thermodynamiques associées à l'écroutissage. L'écroutissage isotrope est décrit par la fonction f suivante [15] :

$$f = F(\sigma_{ij}) - (R + R_0) \quad (IV.10)$$

où R_0 représente la taille initiale de la surface et R est un paramètre scalaire mesurant la taille du domaine. [14].

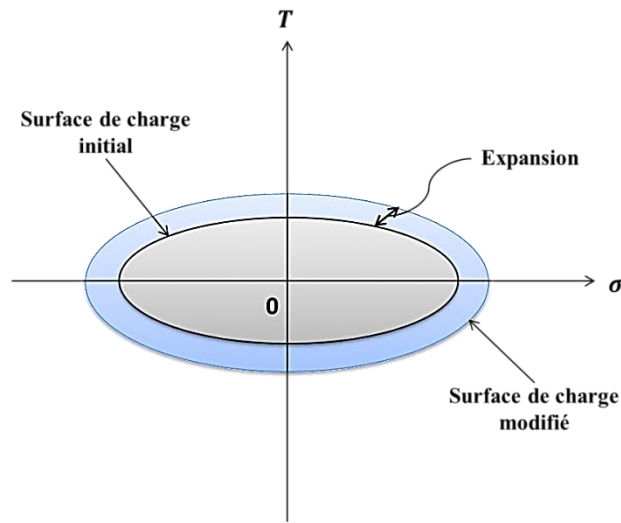


Fig. IV. 4. Représentation de l'écroutissage isotrope.

IV.2.1.3.2. Écroutissage cinématique

L'écroutissage cinématique décrit une translation de la surface de charge sans modification de sa taille ni de sa forme. Ce modèle a été initialement proposé par Prager [15]. La figure IV.5 illustre ce modèle d'écroutissage.

Pour l'écroutissage cinématique la fonction f devienne [14]:

$$f = \varphi(\sigma_{ij} - x_{ij}) - R_0 \quad (IV.11)$$

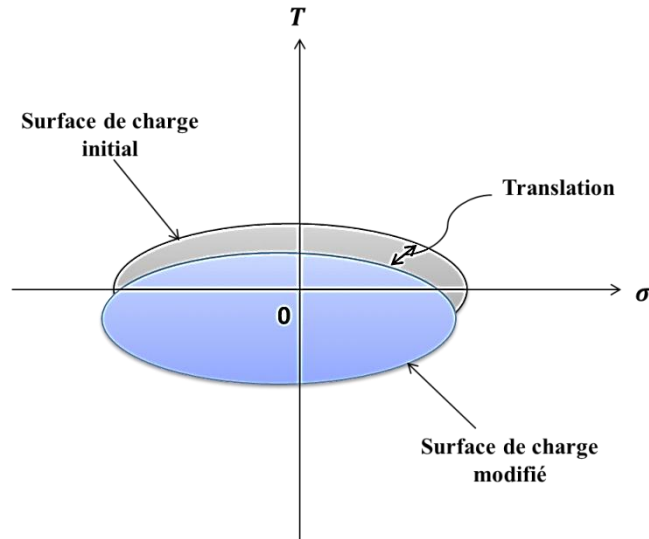


Fig. IV. 5. Représentation de l'écrouissage cinématique.

IV.2.1.3.3. Écrouissage mixte

L'écrouissage mixte est une combinaison des deux écrouissages isotrope et cinématique. La surface de charge subit simultanément une expansion et une translation [7]. La figure IV.6 présente l'écrouissage mixte.

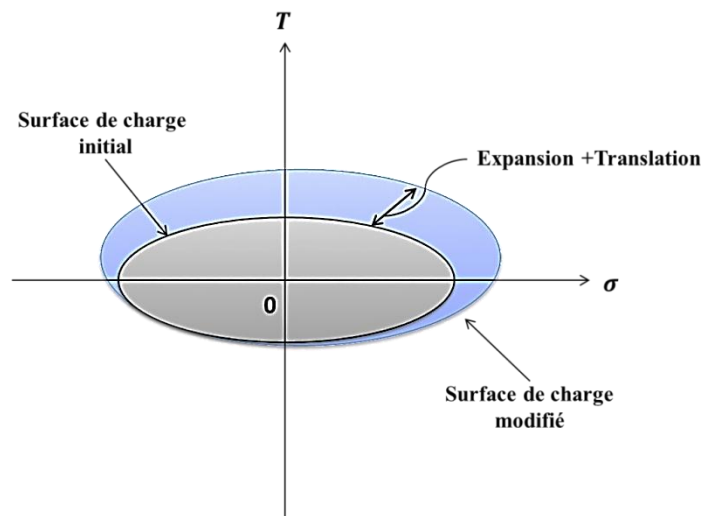


Fig. IV. 6. Représentation de l'écrouissage mixte.

IV.2.1.4. Lois d'écoulement

La loi de l'écoulement plastique d'un matériau établit la direction et la vitesse d'évolution de la déformation plastique. La direction de l'écoulement est donnée par une dérivée par rapport au tenseur des contraintes appelée fonction d'écoulement. Cette direction d'écoulement est également connue sous le nom de vecteur d'écoulement plastique.

IV.2.1.4.1. Lois d'écoulement associé par la normalité

Les observations expérimentales indiquent que la condition de normalité est une hypothèse acceptable pour les métaux [7]. La règle de normalité indique que le vecteur représentant le taux de déformation plastique $\underline{\dot{\epsilon}}^p$ a une direction normale à la surface de rupture $f(\underline{\sigma})=0$ dans les régions déformables. On peut écrire, en général, que :

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}} \quad (IV.12)$$

Où $\lambda=0$ est appelé un multiplicateur plastique. Cette équation est appelée loi d'écoulement associée parce qu'elle est associée à la surface de rupture du matériau. La surface de rupture coïncide avec la surface du potentiel plastique, et est représentée à la figure III.7.

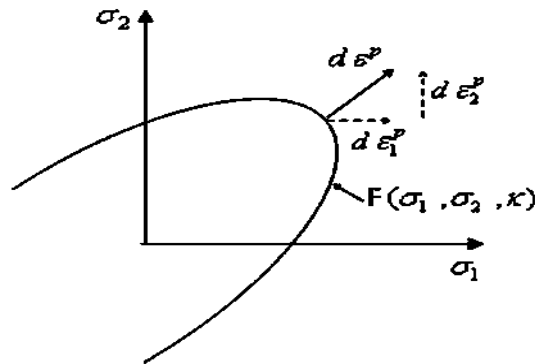


Fig. IV. 7. Représentation de la règle de normalité [12].

I.V.2.1.4.2. Principe du travail maximal [7]

Le principe du travail maximal de Hill [9] stipule que pour une variation de la déformation plastique $d\varepsilon^p$ réel donné, le travail des contraintes réelles $\underline{\underline{\sigma}}$ est supérieur au travail de tout autre tenseur de contraintes admissible $\underline{\underline{\sigma}}^*$ associé à $d\varepsilon^p$. Il s'écrit :

$$\left(\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\sigma}}^*\right) \otimes d\varepsilon^p \succ 0 \quad (\text{IV.13})$$

Il n'est pas vérifié pour tous les matériaux, en particulier pour les sols. Il a des conséquences importantes concernant la direction d'écoulement plastique, la forme de la surface de charge.

IV.2.2. La Non- linéarité géométrique

Cette non-linéarité est due aux déplacements même de la structure. En effet, lorsque ces déplacements deviennent importants, l'équilibre ne peut plus être décrit dans la configuration initiale non déformée (déformation au premier ordre des déplacements) mais doit être étudiée dans la configuration déformée (déformation au second ordre des déplacements). Au sein de cette catégorie, on peut distinguer les grands déplacements et les rotations modérées, d'une part et les grands déplacements et les grandes rotations d'autre part [16]. Dans ce cas, les effets non linéaires sont associés aux équations d'équilibre qui tiennent compte de la configuration déformée et des relations déformation-déplacement.

La formulation de l'analyse géométrique non linéaire des structures a ses fondements théoriques dans l'élasticité non linéaire de la mécanique des solides. La non-linéarité géométrique apparaît dans la théorie de l'élasticité à la fois dans les équations d'équilibre écrites à l'aide des configurations déformées du corps et dans les relations déformation-déplacement, qui incluent des termes non linéaires dans les déplacements et leurs dérivées.

IV.2.2.1. Description de la non-linéarité géométrique

Dans cette partie, nous allons examiner la procédure pour tracer le chemin d'équilibre d'un solide au court du temps. Le schéma fondamental est illustré à la figure IV.8. Sa configuration initiale, déchargée, (configuration Γ_0), peut être définie en fonction du repère de coordonnées global, "XOY", ou en fonction du repère de coordonnées local, "xoy". Considérant qu'après l'application progressive de la charge, le système passe de la configuration Γ_0 à la configuration Γ_t . Plusieurs variables ont été déjà déterminées dans cette dernière configuration, le changement de volume et la position du point M.

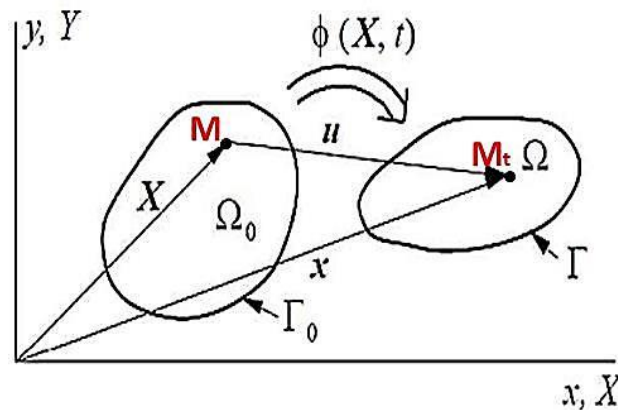


Fig. IV. 8. Déformations au court du temps.

Lors de la déformation d'un solide, les configurations successives occupées par celui-ci étant distinctes, il est essentiel de préciser dans quelle configuration l'écriture des équations d'équilibre et le calcul des déformations et des contraintes sont effectués [4].

Il y a deux façons de décrire le mouvement d'un point matériel P, la description lagrangienne et la description eulérienne [17]. Pour l'analyse des structures, la formulation lagrangienne est la plus communément utilisée.

IV.2.2.1.1. Description lagrangienne

La description lagrangienne a été utilisée initialement par Turner et Argyris [18] et l'ont appliqué aux barres, poutres, plaques et coques et ceci de manière intuitive. Il s'agissait de calculer une matrice de rigidité incrémentale sur la position déformée en tenant compte des termes quadratiques du tenseur de déformations. Par augmentation

progressive de la sollicitation, on obtenait donc et de manière incrémentale la réponse non linéaire de la structure [17]. Dans la formulation lagrangienne, les coordonnées des points matériels liées à la structure non déformée (configuration 0) ou à une structure de référence (t -configuration).

- **La description lagrangienne totale**

La description lagrangienne est appelée totale si on effectue le calcul par rapport à la configuration initiale non déformée [18], c'est-à-dire, dans la description lagrangienne totale (D.L.T), toutes les variables (les valeurs statiques et cinématiques) sont liées dans le temps ($\Delta t+t$) à la configuration initiale (non déformée) de la structure.

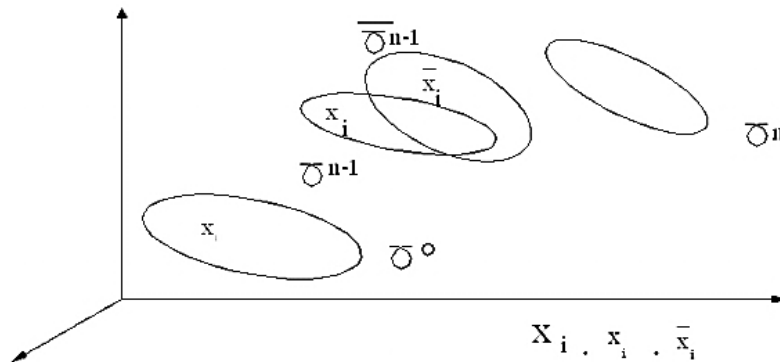


Fig. IV. 9. Configuration d'un corps en mouvement [18].

- **La description lagrangienne actualisée**

D'un autre côté, La description lagrangienne est appelée actualisées si on effectue le calcul par rapport à la configuration voisine [18], c'est à dire dans la description lagrangienne actualisée (DLA), toutes les variables statiques et cinématiques sont liées à la dernière configuration de l'équilibre de la structure.

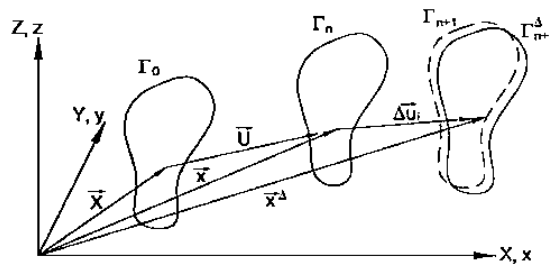


Fig. IV. 10. Description lagrangienne actualisée [8].

- **La description lagrangienne actualisée approchée**

La troisième description notée D.L.A.A, proche de la D.L.A peut-être définie si on prend comme référence une configuration très proche de la configuration voisine et obtenue après un mouvement de corps rigide de la configuration de référence (non - déformé). Dans ce cas la configuration actuelle inconnue γ^{n-1} est remplacée par la configuration $\bar{\gamma}^{n-1}$ qui est beaucoup plus simple à manipuler car elle est connue et non déformé. Il faut préciser enfin que pour ces trois descriptions lagrangiennes, le système d'axes de référence utilisé est fixe et commun aux trois. Ainsi, les coordonnées d'une même particule sont notées dans le même système d'axe par X_i sur γ^0 , par X_i sur γ^{n-1} , par \bar{X}_i sur $\bar{\gamma}^{n-1}$ [18].

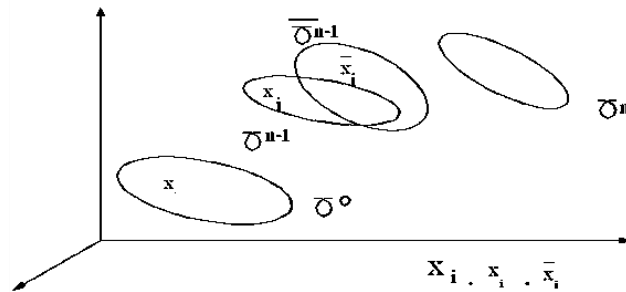


Fig. IV. 11. Configuration d'un corps en mouvement [18].

Généralement, les descriptions D.L.T, D.L.A et D.L.A.A sont utilisées dans l'analyse incrémentale non linéaire des structures. Lorsqu'elles sont développées de manière cohérente, les deux formulations génèrent des matrices de raideur globale et des vecteurs de forces identiques.

IV.2.2.1.2. La description eulérienne

la description Eulérienne ne cherche pas à repérer les particules au cours du temps relativement à une configuration initiale [7], mais elle consiste à prendre à chaque instant la configuration actuelle comme configuration de référence pour décrire l'évolution infinitésimale entre t et $(t+\Delta t)$, c'est-à-dire le système de coordonnées est attaché à la configuration déformée [4]. Il convient également de prendre en compte la conservation de la matière, ce qui est le cas en mécanique des fluides et en aéro - acoustique pour lesquels la description eulérienne est souvent mieux adaptée [7].

IV.3. Schémas de résolutions

IV.3.1. Schémas implicites

L'approche de résolution standard des problèmes non-linéaires par éléments finis a été la formulation implicite itérative dans laquelle les équations d'équilibre entre les forces externes (P) et internes (I) sont résolues d'une manière itérative jusqu'à convergence [19].

$$P - I = 0 \quad (IV.14)$$

Les schémas implicites sont devenus des outils importants pour l'étude de phénomènes multi-échelles décrits par les équations de dérivé partiels non linéaires [20]. Les deux méthodes principales pour la résolution implicite sont la méthode incrémentale itérative de Newton-Raphson et la méthode de longueur d'arc connue aussi sous le nom de méthode de « Riks » pour les analyses de voilement et de post-bifurcation. Pour ces deux méthodes, la matrice de rigidité tangente globale du système est calculée à chaque pas d'analyse et des itérations successives sont faites afin de respecter le critère de convergence. Ce dernier peut être basé sur les forces, les déplacements ou la combinaison des deux [19].

Pour le cas de la méthode Newton-Raphson, l'algorithme cherche l'incrément de déplacement ΔU , étant donné l'incrément de force ΔP dans le cas de pilotage en force. Dans le cas de pilotage en déplacement, c'est l'incrément de force qui devient l'inconnue. Tel que montré à la figure IV.12, le pilotage en charge est incapable de dépasser le pic. Au-delà de ce point, il faut utiliser le pilotage en déplacement ou la méthode d'arc. Pour la méthode de longueur d'arc, les incréments de déplacement et de force sont les inconnues à trouver, étant donné un incrément de longueur d'arc $\Delta \lambda$ (pouvant être positif ou négatif) [19].

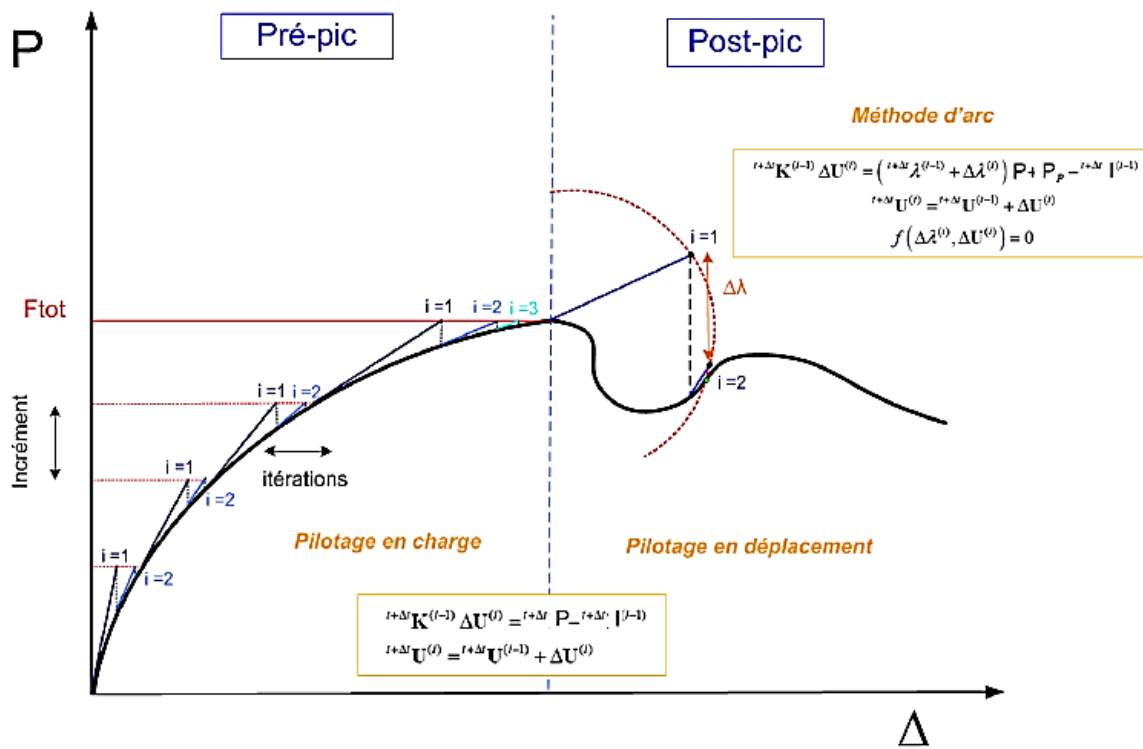


Fig. IV. 12. Méthodes de résolution utilisant la formulation implicite [19]

IV.3.2. Schémas explicite

Les premières applications de l'approche explicite ont été développées dans des domaines autres que ceux du génie civil. Au cours de l'année 1992, Rebelo et al [21] sont les premiers qui ont exploité l'application de l'approche explicite dans le domaine des métaux en génie mécanique. Ils ont utilisé des schémas d'intégration explicites pour résoudre des problèmes complexes incluant les non-linéarités géométriques, matérielles et de contact [19].

L'avantage essentiel de cette approche c'est qu'ils n'ont pas de problèmes de convergence mais nécessitent un temps de calcul important pour obtenir une solution satisfaisante [22], c'est-à-dire l'absence d'itérations au niveau de chaque incrément et du besoin de former et d'inverser la matrice de rigidité globale puisque les forces nodales sont remplacées par des accélérations nodales [19].

La résolution avec ABAQUS/Explicit [19] se fait en avançant explicitement dans le temps et en considérant le système comme dynamique (même si le problème est statique). Le temps est ici un temps virtuel dans le cas d'une analyse quasi-statique ou bien un temps réel dans le cas d'une analyse dynamique. L'équation à résoudre est l'équation usuelle de Newton :

$$M\ddot{u} = P - I \quad (IV.15)$$

\ddot{u} étant le vecteur des accélérations nodales et M la matrice de masse globale.

L'algorithme utilisé par ABAQUS/ Explicit peut être décrit par les étapes suivantes :

Pour chaque incrément de temps t , connaissant les forces externes $P(t)$ et internes $I(t)$, il est possible de calculer les accélérations nodales :

$$\ddot{u}(t) = (M)^{-1}(P(t) - I(t)) \quad (IV.16)$$

En intégrant deux fois cette équation à l'aide de la méthode des différences finies, on retrouve le vecteur des déplacements nodaux :

$$\dot{u}\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = \dot{u}\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right) + \frac{\Delta t(t + \Delta t) + \Delta t(t)}{2} \ddot{u}(t) \quad (IV.17)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t(t + \Delta t)\dot{u}\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) \quad (IV.18)$$

L'étape suivante consiste à calculer l'incrément de déformation $d\varepsilon$ au niveau des éléments, connaissant le taux de déformation $\dot{\varepsilon}$, et puis calculer les contraintes au niveau des éléments en utilisant la loi constitutive du matériau :

$$\sigma(t + \Delta t) = f(\sigma(t), d\varepsilon) \quad (IV.19)$$

Finalement, le nouveau vecteur des forces nodales internes est calculé : $I(t + \Delta t)$. Le processus est ensuite répété pour l'incrément suivant : $t + \Delta t$.

De point de vue vitesse de calcul, l'avantage de l'approche explicite vient du fait de l'absence d'itérations au niveau de chaque incrément et du besoin de former et d'inverser la matrice de rigidité globale puisque les forces nodales sont remplacées par des accélérations nodales.

En synthèse, les méthodes implicites conduisent à résoudre un système linéaire ou non linéaire à chaque pas de temps selon le calcul. Les méthodes explicites conduisent à des systèmes linéaires, elles sont à chaque pas moins coûteuses et plus rapide mais nécessitent des pas de temps très petits pour que la stabilité du schéma soit garantie [2].

IV.4. Interactions entre surfaces

Dans les éléments finis, l'interaction entre deux corps ou plus est configurée lorsqu'il y a pénétration d'un corps dans un autre, c'est-à-dire lorsqu'il y a deux points (ou plus) appartenant à différents corps occupant la même position spatiale. Dans le cas des structures de génie civil, ce défi couvre presque tous les aspects du système structure, à savoir le modèle constitutif structurel, les conditions aux limites, les non linéarités géométriques, etc. Un aspect d'un intérêt particulier est le traitement de l'interface des éléments de la structure. L'un des objectifs de cette recherche est la modélisation du contact en considérant le phénomène de frottement entre la platine et le poteau, boulon/platine, boulon/ poteau.

IV.4.1. Le contact

Le problème des contacts est un sujet pertinent dans la mécanique des solides car il introduit plusieurs fois l'interaction entre les corps, les forces et les déformations locales. Ce problème présente un haut degré de complexité car il traite des phénomènes de non-linéarité géométrique et du matériau, même pour des matériaux considérés avec un comportement élastique linéaire.

Les problèmes de contact sont d'une grande importance dans le domaine de génie civil. Ces problèmes couvrent des éléments particuliers tels que les assemblages dans des structures métalliques. Ces problèmes ont un caractère non linéaire et irréversible et sont difficiles à traiter.

Le développement dans ce domaine a commencé avec Heinrich Hertz en 1882 [23], qui a présenté la solution analytique pour un contact sans frottement de deux corps élastiques elliptiques. L'analyse d'Hertz est encore utilisée aujourd'hui comme base pour des projets dans de nombreuses situations industrielles impliquant un contact élastique.

Depuis lors, ce sujet de recherche a été considérablement développé [23], il reste cependant un problème sensible à cause des nombreuses conditions à satisfaire et l'attention à accorder pour assurer la convergence de la solution avec un temps de calcul raisonnable surtout en 3D [6].

IV.4.1.1. Présentation du problème de contact

Dans le but de présenter le problème de contact, la formulation et la notation développée par Laursen [24,25] et Laursen et al [26] sera utilisée. Considérant deux corps déformables définis par \mathbf{M}_1 , \mathbf{M}_2 et leurs configurations initiales sont respectivement, Ω_1 et Ω_2 (Figure IV.13). Il est établi que les corps ne sont pas en contact à $t=0$ (configuration initiale), ou s'ils sont en contact, aucune force de contact n'est produite. Les configurations suivantes sont données par $\varphi^{(1)} : \Omega^{(1)} \times [0,T]$ dans le système des coordonnées \mathfrak{R}^3 pour Ω_1 et $\varphi^{(2)} : \Omega^{(2)} \times [0,T]$ pour Ω_2 . Du fait du contact physique des deux corps, des forces d'interaction apparaissent pendant l'intervalle de temps $t := [0, T]$. Définir n'importe laquelle de ces configurations au temps φ_t^i , $i = 1,2$. L'extension est faite en tenant compte de chaque paire de corps en contact. Les formulations d'auto-contact (le corps en contact avec lui-même) sont faites de manière similaire.

Les surfaces des contours des corps $\partial\Omega_1$ et $\partial\Omega_2$ sont représentées par $\Gamma^{(1)}$ et $\Gamma^{(2)}$ respectivement, de sorte que les points où le contact peut se produire sont inclus. Les positions actuelles des surfaces sont données par $\gamma^{(i)} = \varphi_t^{(i)}(\Gamma^{(i)})$, $i=1,2$.

Dans la configuration initiale, les points de $\Gamma^{(1)}$ sont représentés par \mathbf{X} et les points de $\Gamma^{(2)}$ par \mathbf{Y} et dans la configuration courante par $x = \varphi_t^{(1)}(X)$ et $y = \varphi_t^{(2)}(Y)$, respectivement.

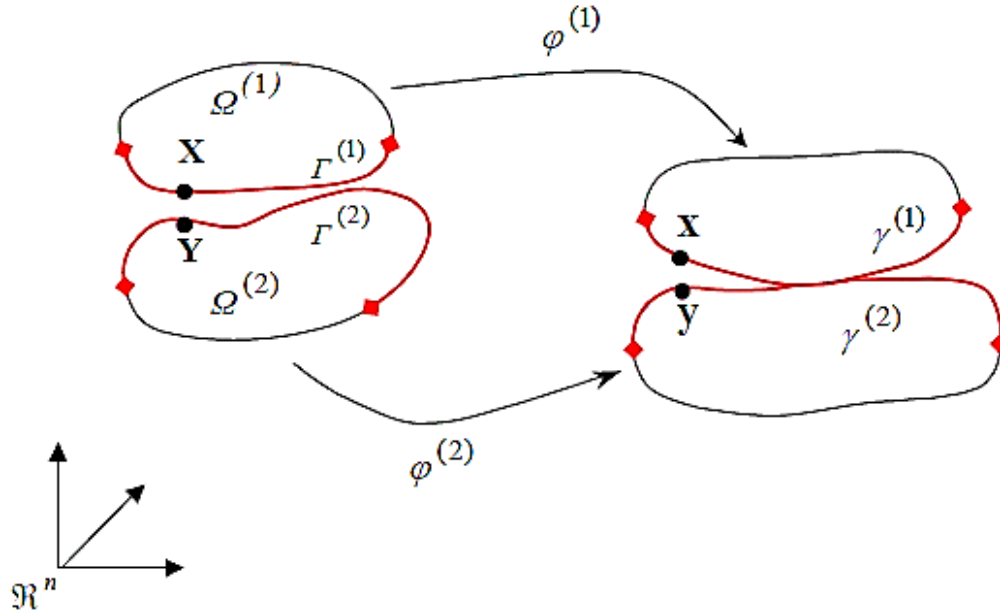


Fig. IV. 13. Présentation des déformations du problème de contact avec frottement.

La surface du contour $\Gamma^{(1)}$ est désignée comme surface esclave ("slave") et $\Gamma^{(2)}$ comme surface maitre ("master"). Pour une configuration donnée, $y = \varphi_t^{(2)}(Y)$ une surface est définie et sur laquelle aucun des points du matériau $X \in \Gamma^{(1)}$ ne peut pénétrer. De la même manière, la restriction peut être faite dans les points $Y \in \Gamma^{(2)}$ par rapport à $\Gamma^{(1)}$.

Pour la résolution du problème de contact, divers types de méthodes sont utilisés. Parmi ces méthodes, on peut citer la méthode de pénalisation, méthode des multiplicateurs de Lagrange et la méthode du lagrangien augmenté.

IV.4.1.2. Méthode de pénalisation

La méthode de pénalisation est parmi les méthodes qui sont couramment utilisées dans les codes éléments finis pour sa grande facilité de programmation [27]. L'étude du problème de contact par cette méthode permet de passer d'un problème d'optimisation sous contraintes à un problème d'optimisation sans contrainte [1].

Cette méthode permet de gérer le contact entre un nœud frontière d'un corps et d'une surface. Une légère pénétration g_t^n du nœud esclave dans la surface maître à l'instant t est autorisée lorsqu'il y a contact.

Il est alors possible de calculer les forces de contact normales (F_t^n) et tangentielles (F_t^t) à l'instant t . Celles-ci sont proportionnelles aux déplacements :

$$\begin{cases} F_t^n = F_{t-\Delta t}^n + K^n g_t^n \\ F_t^t = F_{t-\Delta t}^t + K^t g_t^t \end{cases} \quad (\text{IV.20})$$

Ces forces de contact correspondent aux réactions dues à deux ressorts fictifs introduits entre les entités en contact. K^n et K^t sont les deux coefficients de pénalisation (ou raideur de contact), le premier est suivant la normale et le deuxième suivant la tangentielle à la surface de contact [28].

Cette méthode est facile à mettre en œuvre dans un code d'éléments finis que ce soit avec un schéma d'intégration explicite ou implicite. Contrairement à la méthode des multiplicateurs de Lagrange elle ne nécessite pas l'addition de variables supplémentaires. Le principal désavantage de cette méthode est le choix des coefficients de pénalisation (ou raideur de contact) qui ont une influence directe sur les résultats. En effet, une faible valeur de ce coefficient conduit à de grandes valeurs de pénétration qui ne sont pas acceptables physiquement tandis qu'une valeur élevée de la raideur de contact tend à rigidifier le système et engendre des oscillations et des problèmes de convergence. Il est donc nécessaire de choisir une valeur appropriée pour les coefficients de pénalisation [29]. Une raideur couramment utilisée est celle introduite par :

$$K_c = \alpha \frac{A^2 K^c}{V_e} \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

A : est l'aire de la surface de l'élément en contact ;

V_e : le volume de cet élément ;

K^c : le module de compressibilité ;

α : le facteur d'échelle généralement pris égal à 0.1.

IV.4.1.3. Méthode des multiplicateurs de Lagrange

Cette méthode est utilisée dans les problèmes d'optimisation sous contraintes. Elle consiste à introduire des paramètres supplémentaires dits multiplicateurs de Lagrange. Elle revient, en fait, à introduire des contraintes supplémentaires sur les nœuds en contact dans le système matériel global [1]. Cette méthode permet de respecter la condition de non pénétration et d'éviter les problèmes liés aux choix des coefficients de pénalisation. Par contre elle est plus difficile à mettre en œuvre puisque d'une part elle nécessite l'introduction d'inconnues supplémentaires (multiplicateurs de Lagrange) et d'autre part elle nécessite généralement la définition d'une surface maître et d'une surface esclave. Les conditions de contact sont alors imposées aux nœuds esclaves qui ne doivent pas pénétrer dans le domaine délimité par les surfaces maîtres [29].

La condition cinématique de contact peut s'écrire en un point de contact sous la forme suivante [1]:

$$p = Q_c u_c + \delta = 0 \quad (\text{IV.22})$$

où δ est la pénétration initiale du point de contact, p est la pénétration actuelle liée au déplacement u_c du point de contact par l'intermédiaire d'un opérateur Q . Pour un ensemble de N points de contact cette équation s'écrit d'une manière plus générale sous la forme :

$$P = QU + \Delta \quad (\text{IV.23})$$

IV.4.1.4. Méthode du Lagrangien augmenté

La méthode du lagrangien augmenté présente l'avantage de permettre le respect quasi exact des conditions d'admissibilité sans ajouter des degrés de liberté

supplémentaires [30]. La différence significative de la méthode du lagrangien augmenté par rapport aux deux autres méthodes précédemment présentées est que tous les éléments de l'interface de contact contribuent au travail virtuel du système même si le gap normal est différent de zéro et donc le segment non actif. Ce fait garantit la régularité du potentiel énergétique et la continuité du travail virtuel. Cependant, les éléments de contact inactifs augmentent de façon significative le nombre de conditionnement de la matrice tangente du système. La phase de détection de la zone effective de contact doit être évoquée soigneusement pour une résolution par la méthode du lagrangien augmenté [31].

Pour optimiser la résolution du contact par cette formulation et réduire le conditionnement de la matrice tangente, on va appliquer l'algorithme de la recherche des segments actifs déployé dans la méthode de pénalité. Et pour garder l'avantage de continuité du travail virtuel, les points d'intégration voisins aux points des extrémités sont ajoutés au conditionnement du contact. L'algorithme de résolution détaillé pour la méthode du lagrangien augmenté est présenté dans la figure IV. 14 [31].

Si le résultat converge pour un pas de chargement (n), on garde la valeur du multiplicateur $\lambda_{(n)}^{(k)}$ résultant de ce calcul et on l'utilise comme multiplicateur initial dans l'algorithme d'augmentation du pas de chargement suivant. Cette opération nous épargne des itérations d'augmentation inutiles vu que la valeur exacte du multiplicateur $\lambda_{(k)}^{(n+1)}$ dans le pas de chargement (n+1) sera proche de celle au pas de chargement précédent. En comparant l'algorithme de résolution avec l'approche du Lagrangien augmenté à celui de la formulation par pénalité, on remarque que la convergence du système global dans cette approche n'est pas suffisante pour donner une solution. Il faut que la solution obtenue passe un test de pénétration. Et si ce dernier ne passe pas, on augmente la valeur du multiplicateur de Lagrange utilisée pour la résolution et on recommence le calcul. Avec cette technique, même avec une faible valeur de coefficient de pénalité, on ne risque pas de violer la condition de non pénétration à la fin du pas de chargement. Ce qui n'est pas le cas avec la méthode de pénalité [31].

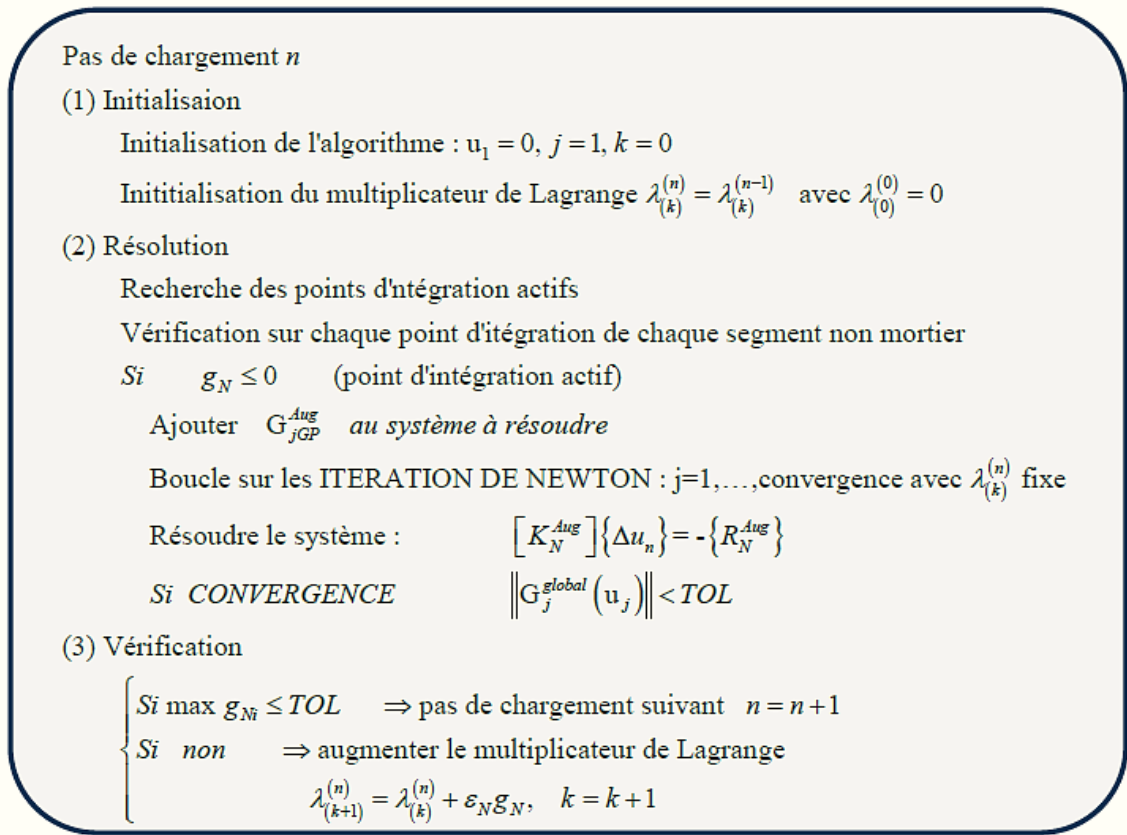


Fig. IV. 14. Algorithme de résolution d'un problème de contact avec la méthode du lagrangien augmenté [31].

IV.4.2. Le frottement

La présence du frottement ajoute des variables au problème de contact mais aussi des instabilités numériques à la résolution. Cette instabilité est issue du passage d'un point de contact dans l'interface d'un statut de non glissement à un statut glissant ou l'inverse. Il en résulte une instabilité numérique qui nécessite un traitement spécifique afin de réduire son influence sur la qualité de convergence du calcul [31]. La modélisation du frottement consiste à établir une relation entre la force de contact tangentielle et la vitesse relative de glissement. Il est difficile de prendre en compte le frottement à cause de la très grande diversité des comportements et de la précision recherchée. Ceci conduit à la formulation de plusieurs modélisations du frottement [30].

Pour généraliser, un modèle de frottement est un modèle mécanique reliant les paramètres qui conditionnent le mécanisme physique du frottement. Les premiers travaux mettaient déjà en évidence une relation entre la composante tangentielle de $\overline{T}_{1/2}$ et sa composante normale. Ces études mettaient aussi en évidence le fait que lors du glissement, la force de frottement est opposée à la vitesse de glissement [32].

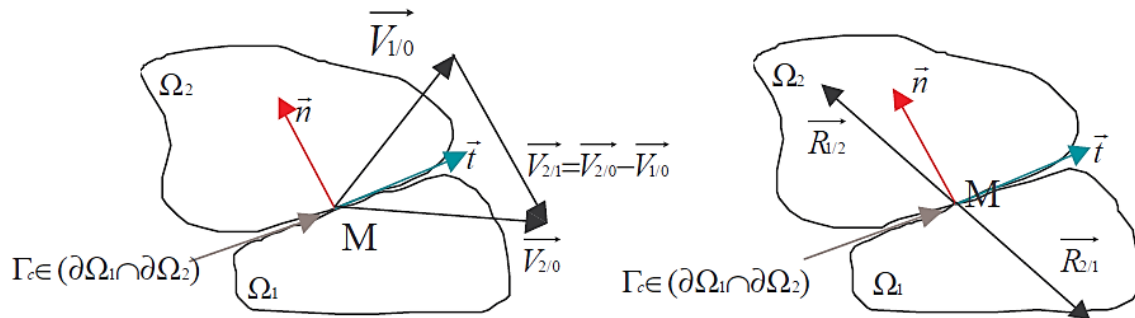


Fig. IV. 15. Décomposition des vitesses et des forces d'interface entre deux solides [32].

IV.4.2.1. Modélisation du frottement

Le frottement dépend de plusieurs paramètres complexes et couplés tels que, la pression, vitesse de glissement, et le temps (le frottement est généralement transitoire). La complexité de la modélisation du frottement à une échelle locale réside dans la difficulté de tenir compte de tous ces paramètres à la fois et de leurs effets sur le contact [33]. Il à noter que le choix de la loi de frottement est lié aux caractéristiques mécaniques des surfaces candidates au contact [30].

IV.4.2.1.1. Modèle de Coulomb

Historiquement, la loi de Coulomb est la première à être proposée. De plus, elle est toujours la plus utilisée. En effet, elle permet de bien représenter le comportement en frottement de nombreux matériaux [30]. Le modèle de Coulomb a été un des premiers modèles à tenir compte de la contrainte de cisaillement τ_c et de la contrainte normale σ_n . Connue sous le nom de la loi de frottement d'Amontons Coulomb, ce modèle s'écrit comme suit [33]:

$$\vec{\tau}_c = -\mu \|\sigma_n\| \frac{\vec{v}_g}{\|\vec{v}_g\|} \quad (\text{IV.24})$$

où \vec{v}_g représente la vitesse relative de glissement non nulle. Le coefficient de frottement μ dépend principalement du couple de matériaux en présence et de la nature physique et microscopique des surfaces en contact. Notons que ce modèle répond à la notion du frottement isotrope, qui consiste à supposer que la contrainte de cisaillement τ_c ne dépend pas de la direction de la vitesse relative de glissement \vec{v}_g [33].

IV.4.2.1.2. Modèle de Tresca

Citons aussi le modèle de frottement de Tresca basé sur la contrainte d'écoulement en cisaillement du matériau et qui ne considère pas la proportionnalité des composantes normale et tangentielle de la résultante des actions de contact. Ce modèle est utilisé lorsque les pressions de contact atteignent des niveaux élevés. L'évolution de la contrainte tangentielle connaît alors une sorte de saturation qui ne permet plus d'écrire la proportionnalité entre les contraintes normale et tangentielle. Dans cette loi le coefficient de frottement est une fonction de la contrainte d'écoulement en cisaillement du matériau. Le domaine d'adhérence est ainsi défini comme l'ensemble des $\vec{T}_{1/2}$ tel que [32]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \|\vec{T}_{T1/2}\| < \mu \Leftrightarrow \vec{T}_{1/2} \text{ se trouve à l'intérieur du cylindre de rayon } \mu \\ \vec{V}_{c2/1} \cdot \vec{t} = 0 \Leftrightarrow \text{vitesse de glissement nulle entre } \Omega_1 \text{ et } \Omega_2 \end{array} \right. \quad (\text{IV.25})$$

Lorsque le coefficient μ est atteint, l'extrémité de la résultante des actions de contact se trouve sur l'extérieur du cylindre de rayon μ quel que soit la charge normale. Si ce seuil est dépassé, le solide glisse sur le plan incliné. La composante tangentielle de la résultante des actions de contact est opposée à celui de la composante tangentielle de la vitesse d glissement [32].

$$\vec{T}_{T1/2} = -\mu \cdot \frac{\vec{V}_{c2/1}}{\|\vec{V}_{c2/1}\|} \quad (\text{IV.26})$$

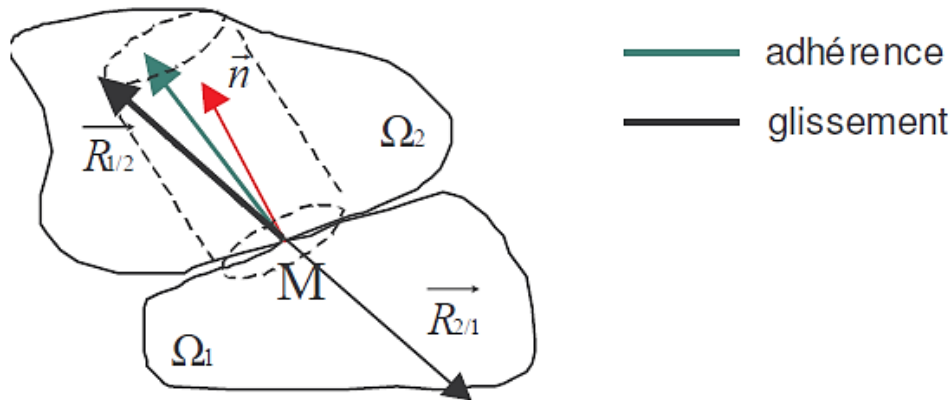


Fig. IV. 16. Illustration du modèle de Tresca [32].

IV.5. Conclusion

Dans ce chapitre bibliographique nous avons décrit les principaux outils nécessaires à la modélisation numérique non-linéaire. Trois points concernant quelques concepts généraux en relation avec cette étude ont été décrits dans ce chapitre.

- 1) Le premier concerne les non linéarités matérielle et géométrique. L'acier étant un matériau ductile, la modélisation ne peut être réalisée sans définir la loi de comportement et le critère de plasticité. En général, on utilise des lois de comportement élasto-plastique bilinéaire ou tri-linéaire. Concernant le critère de plasticité on adopte en général le critère de von Mises ou rarement le critère de Tresca. L'acier étant aussi un matériau relativement souple, les équations d'équilibre ne peuvent s'écrire dans la configuration initiale, mais plutôt dans la configuration déformée. Il existe un certain nombre de formulations pour décrire la géométrie déformée, cependant dans l'analyse des structures on utilise en général soit la formulation lagrangienne totale ou actualisée.
- 2) Le deuxième point concerne les schémas de résolution des systèmes d'équations non linéaires. Il existe deux familles de méthodes : méthodes implicites et méthodes explicites. Dans cette étude on utilise le logiciel Abaqus standard qui utilise les méthodes implicites. Ceci implique qu'on peut utiliser soit la méthode de Newton Raphson si on ne s'intéresse pas au comportement

au-delà de la résistance maximale soit la méthode de longueur d'arc de Ricks dans le cas contraire.

- 3) Le troisième point évoqué dans ce chapitre est une revue des formulations les plus utilisés pour la modélisation numérique du contact entre deux corps. Dans les chapitres 6 et 7, il sera question de définir les conditions de contact et de frottement entre les composants de l'assemblage et choisir une des formulations implémentées dans le logiciel Abaqus pour le modèle numérique.

Références

- [1] ABICHOU. H. , "Simulation de l'emboutissage à froid par une Méthode asymptotique Numérique.", Thèse de doctorat, université de Metz, 2001.
- [2] Craveur. J.C., "Modélisation des éléments finis : Cours et exercices corrigés." ,Livre, 3^{ème} édition, DUNOD, 2008.
- [3] ABDELMOULA. N., "Comportement élasto-plastique incrémental des poudres ductiles : simulation de l'écoulement plastique par la méthode des éléments finis multi-particules", thèse Doctorat, université de Grenoble Alpes, 2016.
- [4] SOLTANI.M. R., "modélisation numérique du comportement des Poutres métalliques avec des ouvertures dans l'âme", thèse Doctorat, université de Constantine, 2012.
- [5] Manach. P.Y., " Lois de comportement et mise en forme des matériaux métalliques ", Mémoire d'Habilitation à Diriger des Recherches, université de Bretagne sud, 2004.
- [6] CHARTREL. B., " Analyse et optimisation des procédés de formage de pièces en alliage de Titane ", thèse Doctorat, université de recherche Paris Sciences et Lettres, 2016.
- [7] BOUTAGOUGA. D., "Analyse non linéaire géométrique et matérielle des coques par un élément quadrilatère avec ddl rotationnel dit: drilling rotation ", thèse Magister, Annaba, 2008.
- [8] Cuong. B. h., " 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 Doctorat, Université de liège, 2008.
- [9] Hill. R., " A theory of the yielding and plastic flow of anisotropic metals", Proceeding of Royal Society, A 193, pp: 281-297, 1948.
- [10] Tsai. S.W., Wu. E.M., " A general theory of strength for anisotropic materials", Journal of Composite Materials, vol n° 5 , pp: 58-80 , 1971.
- [11] Hosford. W. F., " On yield loci of anisotropic cubic metals", Actas da7th North American Metal working Conference, Dearborn, EUA, pp: 191-197. 1979.

- [12] Barlat. F., Lege. D.J., Brem. J.C., " A six-component yield function for anisotropic metals", Int J Plast, vol n° 7, pp:693–712, 1991.
- [13] Banabic. D., Barlat. .F., Cazacu. O., Kuwabara. T., " Advances in anisotropy and formability", international Journal of Material Forming ,vol n° 3, pp: 165-189, 2010.
- [14] Teaca. M., "Caractérisation expérimentale et modélisation de la déformation plastique des tôles métalliques ", thèse Doctorat, université de METZ, 2009.
- [15] Latourte. F., " Identification des paramètres d'une loi élasto-plastique de Prager et calcul de champ de contrainte dans des matériaux hétérogènes", Thèse de Doctorat, Université de Montpellier, 2007.
- [16] ROBERT. F., "contribution à l'analyse non linéaire géométrique et matérielle des ossatures spatiales en génie civil : application aux ouvrages d'art.", Thèse de doctorat, institut national de sciences appliquées de Lyon, 1999.
- [17] Mohamed .G, " introduction à la théorie non linéaire géométrique de la mécanique des structures ", livre, direction de la publication universitaire de Guelma, 2003.
- [18] FETTAR. B. " L'impact de l'analyse non linéaire sur les structures". Mémoire de magister. Université Mohamed Khider – Biskra. 2012.
- [19] Ben Ftima. M., "utilisation de la méthode des éléments finis non-linéaires pour la conception des structures en béton armé : application aux structures massives." ,Thèse de doctorat, université de Montréal, 2013.
- [20] TOUMI. A., "Méthode numérique asynchrone pour la modélisation de phénomènes multi-échelles.", Thèse de doctorat, université de Toulouse, 2016.
- [21] Rebelo, N., Nagtegaal, J. C., Taylor, L. M., et Passman, R., "Comparison of implicit and explicit finite element methods in the simulation of metal forming processes." , Proceedings of the 4th International Conference on Numerical Methods in Industrial Forming Processes - NUMIFORM '92, Valbonne, France. 1992.
- [22] CHATTI .S., "Choix d'un algorithme explicite ou implicite pour la simulation du retour élastique." ,19ème Congrès Français de Mécanique, Marseille, 24-28 août 2009.

- [23] Antaluca. E., "Contribution à l'étude des contacts élasto-plastiques – effet d'un chargement normal et tangentiel – ", thèse Doctorat, L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2005.
- [24] LAURSEN. T. A., " Formulation and Treatment of Frictional of Contact Problems using Finite Elements". (Thesis) SUDAM Report No. 92-6, July1992.
- [25] LAURSEN. T. A., " Computational Contact and Impact Mechanics: Fundamentals of Modeling Interfacial Phenomena in Nonlinear Finite Element Analysis. " , Springer-Verlag Berlim Heidelberg ,2002.
- [26] LAURSEN. T. A., SIMO. J. C., " A Continuum-Based Finite Element Formulation for the Implicit Solution of Multibody, Large Deformation Frictional Contact Problems. ", International Journal for Numerical Methods in Engineering, vol n° 36, pp:3451-3485, 1993.
- [27] Hunek. I., " On a penalty formulation for contact-impact problems. " , Computers and Structures ,vol n°4(8), pp: 193- 203,1993.
- [28] TANG. B., CONVERT. F., " Impact des méthodes de résolution du contact sur le comportement mécanique des structures", 20ème Congrès Français de Mécanique, Besançon, 29 août au 2 septembre 2011.
- [29] LINCK. V., "Modélisation numérique temporelle d'un contact frottant (Mise en évidence d'instabilités locales de contact)– Conséquences tribologiques – ", thèse Doctorat, L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2005.
- [30] BUSSETTA. P., "Modélisation et résolution du problème de contact mécanique", thèse Doctorat, l'université du Québec à Chicoutimi, Canada,2009.
- [31] KALLEL. A., "Une modélisation du contact par l'approche mortier – application à la mise en forme ", thèse Doctorat, Université de Technologie de Compiègne, 2014.
- [32] CHEVALLIER. G., " Étude des vibrations de broutement provoquées par le frottement sec application aux systèmes d'embrayage ", thèse Doctorat, université paris VI, France, 2005.

[33] Bahi. M. S., " Modélisation hybride du frottement local à l'interface outil-copeau en usinage des alliages métalliques", thèse Doctorat, l'École Nationale Supérieure d'Arts et Métiers Spécialité -Sciences de l'Ingénieur -, France, 2010.

CHAPITRE V. MISE EN ŒUVRE NUMÉRIQUE ET VALIDATION

V.1. Introduction	119
V.2. Description des essais de validation des modèles numériques.....	119
V.2.1. Essais sur les assemblages	119
V.2.1.1. Essais de Nogueiro [1]	119
V.2.1.2. Essais d'Abidelah [2]	123
V.2.2. Essais sur les poutres ajourées.....	125
V.2.2.1. Poutres testées par Warren [4]	125
V.2.2.2. Poutres testées par Durif et al [5].....	127
V.3. Simulations numériques	129
V.3.1. Maillage	129
V.3.2. Contact.....	132
V.3.3. Matériaux.....	133
V.3.4. Chargement et condition aux limites	134
V.4. Validation des modèles numériques.....	136
V.5. Conclusion.....	142
Références.....	144

CHAPITRE V. MISE EN ŒUVRE NUMÉRIQUE ET VALIDATION

V.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de développer un modèle numérique capable de simuler aussi fidèlement que possible le comportement des poutres cellulaires liées aux poteaux par différents assemblages boulonnés par platine d'about

Afin de rester fidèle à la philosophie de base prévoyant qu'une simulation doit être validée en comparant les résultats numériques avec ceux issus des essais expérimentaux, nous avons été amené à utiliser des résultats expérimentaux extraits de la littérature. En outre, la revue de la littérature a montré que seules les poutres cellulaires articulées à leurs extrémités ont fait l'objet d'études théoriques, numériques et expérimentales. Dans ce contexte, pour valider le modèle numérique développé dans le cadre de cette étude, nous avons procédé à des comparaisons entre les résultats expérimentaux et numériques relatifs aux courbes moment-rotation des assemblages boulonnés avec platine d'about et aux courbes charge-flèche des poutres cellulaires avec ouvertures d'âme circulaires ou sinusoïdales multiples dans l'âme.

Les essais utilisés dans cette étude sont ceux ayant été effectués par Nogueiro [1] et Abidelah [2] pour les assemblages boulonnés par platine d'about, par Warren [3] pour les poutres cellulaires avec ouvertures circulaires multiples dans l'âme et par Durif [4] pour les poutres cellulaires avec ouvertures sinusoïdales dans l'âme.

V.2. Description des essais de validation des modèles numériques

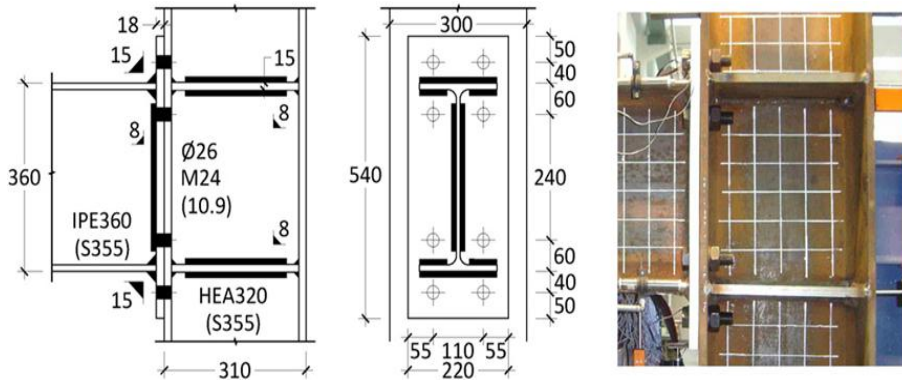
V.2.1. Essais sur les assemblages

V.2.1.1. Essais de Nogueiro [1]

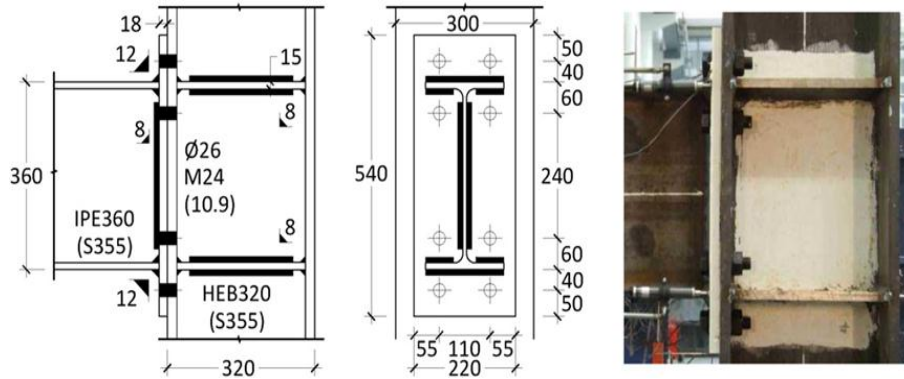
Comme il a été mentionné précédemment, les essais effectués par Nogueiro [1] et Abidelah [2] sont utilisés pour valider les résultats numériques présentés sous forme de courbes moment-rotation.

Trois types d'assemblages par platine d'about d'extrémité de configuration unilatérale ont été testés par Nogueiro [1] au sein du laboratoire d'essais des matériaux et des structures à l'université de Coimbra, Portugal. Les trois spécimens, dénommés J1.1, J3.1 et J4.1, ont des configurations similaires et ne diffèrent que par la section transversale des poteaux et des poutres, comme il est illustré dans la Fig. V.1.

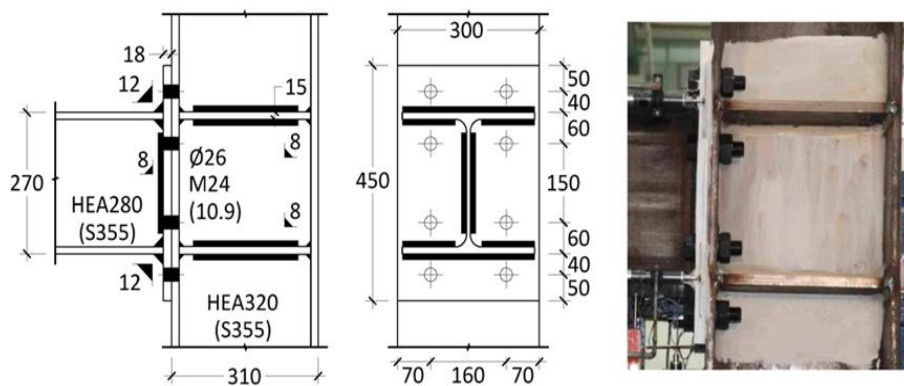
Les platines d'about de tous les assemblages testés ont une épaisseur de 18 mm. Par ailleurs, les liaisons semelle-platine et âme-platine ont été réalisées par des soudures en bout, à pleine pénétration par un double cordon d'angle d'épaisseur moyenne de 6 mm. Tous les poteaux ont une hauteur de 3 m et sont articulés à la base sur des massifs de fondation réalisés en béton. Le long des poteaux le déplacement axial est libre. Des éprouvettes de traction ont été prélevées dans les semelles et les âmes des poutres et des poteaux, dans les raidisseurs et dans la platine d'about pour être testées à la traction uniaxiale (Fig. V.2). Des essais de traction uniaxiale ont aussi été effectués sur un certain nombre de boulons. Le Tableau V.1 donne les valeurs moyennes mesurées de la limite élastique, du module de Young et de la contrainte ultime de l'acier des différentes composantes des spécimens testés. Le Tableau V.2 fournit les valeurs mesurées du module de Young, de la contrainte ultime et la déformation ultime de l'acier des boulons utilisés dans les assemblages testés.



a) Spécimen J1.1



b) Spécimen J3.1



c) Spécimen J4.1

Fig. V. 1. Configuration des assemblages testés par Nogueiro [1]

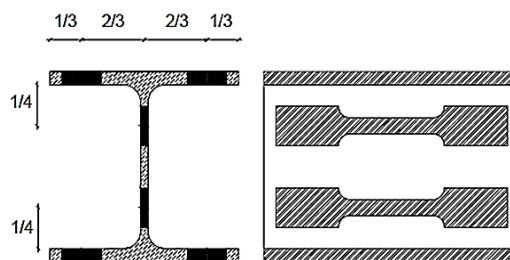


Fig. V. 2. Coupons d'essai de traction [1]

Le chargement monotone est appliqué verticalement à l'extrémité de la poutre à l'aide d'un vérin hydraulique asservi d'une capacité maximale de 100 t. Le chargement est piloté en déplacement. Le dispositif d'essai, illustré dans la Fig. IV.3, est composé d'un mur de réaction (côté gauche), à son sommet, d'une poutre en acier sur laquelle est

fixé le vérin et d'un portique de contreventement afin de limiter les déplacements hors plan des assemblages. Les poteaux sont ancrés à la base à un massif en béton et à la dalle d'essai par des tiges d'ancrage en acier à haute résistance. Des capteurs de déplacement ont été disposés à des emplacements appropriés afin de mesurer les déplacements verticaux et horizontaux et par suite évaluer la rotation globale de l'assemblage à chaque incrément de la charge



Fig. V. 3. Dispositif d'essai [1]

Tableau V.1. Valeurs mesurées des caractéristiques mécaniques de l'acier des composantes des spécimens testés [1]

Profilé	composante	f_{ym} (MPa)	f_y (MPa)	E_m (GPa)	E (GPa)	f_{um} (MPa)	f_u (MPa)
IPE360	Semelle	430	355	206	210	554.2	510
	Âme	448.2	355	213.6	210	552.9	510
HEB320	Semelle	393.9	355	208.8	210	520.7	510
	Âme	398.8	355	216.1	210	521.1	510
HEA280	Semelle	439.7	355	209.4	210	547.7	510
	Âme	461.7	355	210.2	210	575.9	510
	Platine d'about 540×220×20	405.1	355	210.3	210	534	510
	Platine d'about 540×300×20	392.9	355	208.4	210	523	510
	Raidisseurs	286.4	235	205.9	210	451.8	360

Tableau V.2. Valeurs mesurées des caractéristiques mécaniques de l'acier des boulons [1]

Boulon	E(GPa)	f_u (MPa)	ϵ_u
M24 (10.9)	213	1170	0.030

V.2.1.2. Essais d'Abidelah [2]

Quatre configurations d'assemblages bilatéraux poteau-poutre boulonnées par platines d'about ont été testées par Abidelah et al [2] à l'institut de Blaise Pascal, France. Chacun des assemblages testés comporte une poutre IPE 240, un poteau HEA 120, des boulons M16 de classe 8.8 et une platine d'about d'épaisseur égale à 15 mm. Aussi, l'assemblage de la platine avec les semelles et l'âme de la poutre est réalisé par soudure en bout à pleine pénétration par un double cordon d'angle d'épaisseur moyenne égale à 6 mm.

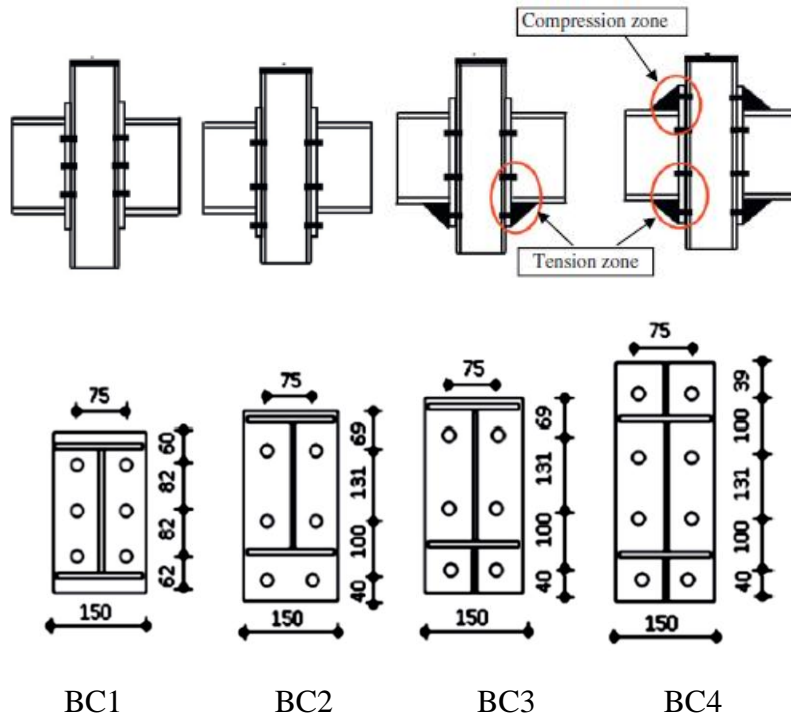


Fig. V. 4. Configurations des assemblages testés par Abidelah et al [2]

Les quatre assemblages testés diffèrent par le type de platine d'about utilisé. L'assemblage dénommé BC1 comporte une platine d'about non débordante.

L'assemblage dénommé BC2 comporte une platine débordante dans la zone sous la semelle de la poutre tendue. La platine d'about de l'assemblage dénommé BC3 a des dimensions similaires à celle de l'assemblage BC2, mais comporte un raidisseur dans la zone sous la semelle de la poutre tendue. La platine d'about de l'assemblage dénommé BC4 est débordante et comporte deux raidisseurs dans les zones tendue et comprimée. Les détails des assemblages testés ainsi que les dimensions réels sont illustrés dans la Fig. IV. 4.

Les propriétés mécaniques réelles de l'acier, de nuance S235, ont été déterminées à partir des essais de traction sur des éprouvettes prélevés sur les composantes principales des assemblages testés. Le Tableau V.3 fournit les valeurs moyennes de la limite élastique, de l'allongement à la rupture et de la contrainte ultime obtenues pour chacune des composantes de l'assemblage.

La charge est appliquée de façon monotone avec des cycles de charge et de décharge jusqu'à la ruine en maintenant la vitesse des déplacements à une valeur constante égale à 0.02 mm/s. Des capteurs de déplacements de type LVDT, deux caméras et deux inclinomètres ont été utilisés pour mesurer en continu les déplacements et les rotations au voisinage de l'assemblage poteau-poutre.

Tableau V. 3. Propriétés mécaniques de l'acier des composantes des assemblages testés

Élément	composante	f_{ym} (MPa)	A(%)	f_{um} (MPa)
Poutre	Semelles	356	33.5	480
	Ame	344	27.0	456
Poteau	Semelles	368	33.5	456
	Ame	345	27.0	435
Platine		310	27.0	464
Raidisseurs		343	27.0	456
Boulons		893	5.0	1010

Le dispositif d'essai comprend aussi un dispositif de maintien latéral des membrures des poutres contre le déversement et de maintien contre la torsion au niveau des appuis. Les dispositifs d'essai et de mesure sont représentés sur la Fig. V. 5.

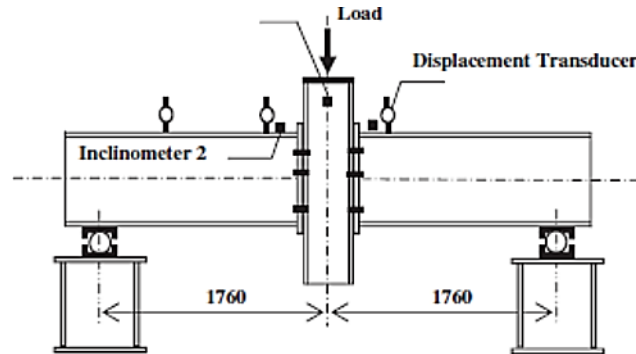


Fig. V. 5. Dispositifs d'essai et de mesure [2]

Seuls les résultats de l'essai sur l'assemblage BC4 ont été utilisés pour valider le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about.

V.2.2. Essais sur les poutres ajourées

Plusieurs programmes expérimentaux visant à étudier le comportement des poutres ajourées simplement appuyées à leurs extrémités ont été publiés dans la littérature. Dans le cadre de cette étude, les résultats des simulations numériques ont été confrontés avec les résultats des essais expérimentaux menés par Warren [4] et Durif [5].

V.2.2.1. Poutres testées par Warren [4]

Les poutres notées 1A, 2A et 2B considérées font partie de huit poutres cellulaires à ouvertures circulaires testés par Warren [4] à l'Université de Natal, Afrique du sud. Ces poutres cellulaires ont été fabriqués à partir de profilés laminés à chaud en I de la série UB 203×133×25. La portée des poutres, l'entraxe ainsi que le diamètre des ouvertures ont été minutieusement choisis de manière à éviter toute ruine prématurée par voilement par cisaillement ou flambement des montants d'âme. Dans le tableau V.4 sont donnés les différents paramètres géométriques des poutres 1A, 2A et 2B.

Tableau V. 4.Caractéristiques géométriques des poutres testées 1 et 2 [4]

Spécimen	H_{tot} (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	a_0^* (mm)	S^{**} (mm)	L (m)
1A	289.9	133.4	7.8	5.8	200	300	3.1
2A	309.3	133.4	7.8	5.8	225	300	3.8
2B	309.3	133.4	7.8	5.8	225	300	5.6

* Diamètre des ouvertures. ** Entraxe des ouvertures

Les propriétés moyennes réelles mesurées à partir des essais de traction uniaxiale sur des éprouvettes prélevées sur les poutres sont données dans le tableau V.5. Un dispositif d'appuis latéraux a été mis en œuvre pour empêcher le déversement des poutres. Les poutres 1A et 2A ont été testées en flexion trois points. La poutre 2B a été testée en flexion quatre points. Chacune des deux charges concentrées est appliquées à une distance de 2.9 m de l'appui qui lui est le plus proche. Les charges ont été appliquées de façon monotone par paliers jusqu'à la ruine par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique contrôlé en force. Le dispositif d'essai de flexion trois points ainsi que les maintiens latéraux sont illustrés dans la Fig. V.6.

Tableau V. 5.Caractéristiques mécaniques de l'acier des poutres testés [4]

Parois de la poutre	f_{ym} (MPa)	E_m (GPa)	f_{um} (MPa)
Semelles	310	200.5	350
Ame	330	201	340

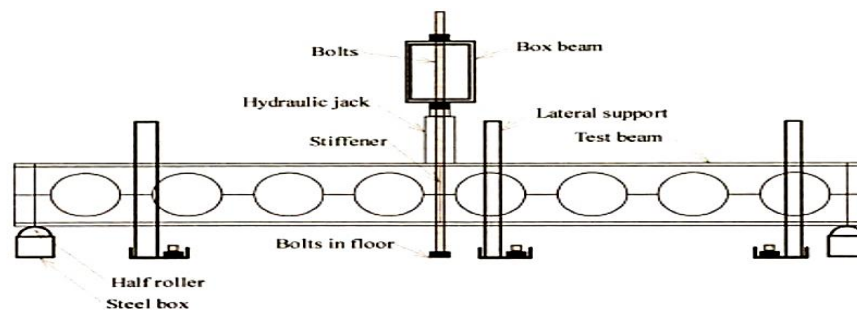


Fig. V. 6. Dispositif d'essai de flexion trois points [4]

V.2.2.2. Poutres testées par Durif et al [5]

Durif et al [5] ont effectué des essais sur trois poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales à grande échelle dénommés AS012, AS016 et AS018, à l'Université Blaise Pascal, France. Les poutres AS012 et AS016 ont été fabriquées à partir d'un profilé IPE 450 tandis que la poutre AS018 a été fabriquée à partir d'un IPE 400. L'acier des poutres AS012 et AS018 est de nuance S460, tandis que celui de la poutre AS016 est de nuance S235. Les dimensions des six ouvertures dans l'âme ont été choisies de manière à obtenir trois modes de ruine différents. Les grandes ouvertures favorisent la plastification de l'acier autour des ouvertures, tandis que le choix de petites ouvertures et un acier de nuance S460 favorise les modes de ruine par instabilité (voilement et flambement des montants, flambement local des Tés comprimés). Les jauges de déformation ont été donc disposées selon les modes de ruine prédit par les études numériques préliminaires. La poutre AS012 est munie d'ouvertures standards, la poutre AS016 est munie de grandes ouvertures et la poutre AS018 est munie de petites ouvertures. La Fig. V.7 et le Tableau V.6 décrivent les paramètres géométriques nominaux des poutres testées.

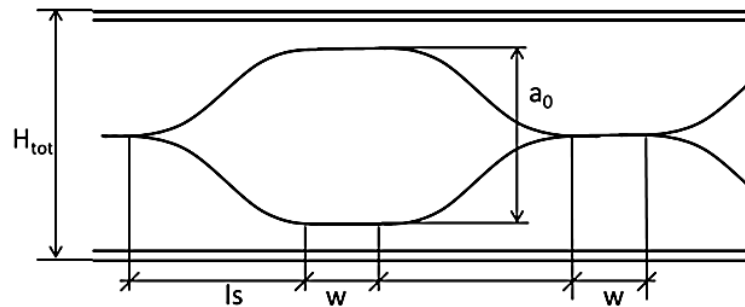


Fig. V. 7. Paramètres géométriques d'une ouverture sinusoïdale

Tableau V. 6. Caractéristiques géométrique des poutres testées [5]

Spécimen	H_{tot}	b_f	t_f	t_w	a_0	I_s	w	Portée
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
AS012	675	190	14,6	9,4	450	638	205	10500
AS016	735	180	14,6	9,4	570	420	350	9750
AS018	507,5	180	13,5	8,6	215	325	202	6700

Les valeurs réelles de caractéristiques mécaniques, déterminées à partir d'essais de traction sur des éprouvettes prélevées dans l'âme des poutres testées, sont résumées dans le tableau V.7. E' étant le module d'écroissage de l'acier considéré par les auteurs comme étant la pente de la droite qui relie le premier point pour lequel l'acier atteint sa limite élastique (f_y) avec le point de limite ultime (f_u). Les essais de traction sur les éprouvettes prélevées sur les poutres testées n'ont pas permis de déterminer de façon précise la valeur du module de Young. Le module de Young a donc été pris égal à 210000 MPa.

Tableau V.7. Valeurs mesurées des caractéristiques matérielles des trois poutres testées [5]

Poutre	f_y (MPa)	E' (GPa)	f_u (MPa)
AS012	499	938,7	624
AS016	320	619	454
AS018	468	847	590

Les poutres ont été testées en flexion 4 points jusqu'à la ruine. Les deux charges appliquées au niveau des montants d'âme intermédiaires sont les réactions d'appui du chevêtre rigide appuyé sur la poutre testée et soumis à l'action du vérin. Le vérin est contrôlé en déplacement. Des maintiens latéraux anti-déversement ponctuels sont localisés aux appuis extrêmes, aux points de chargement et à mi-travée. Le dispositif d'essai ainsi que la localisation des maintiens latéraux sont montrés dans la Fig. V.8.

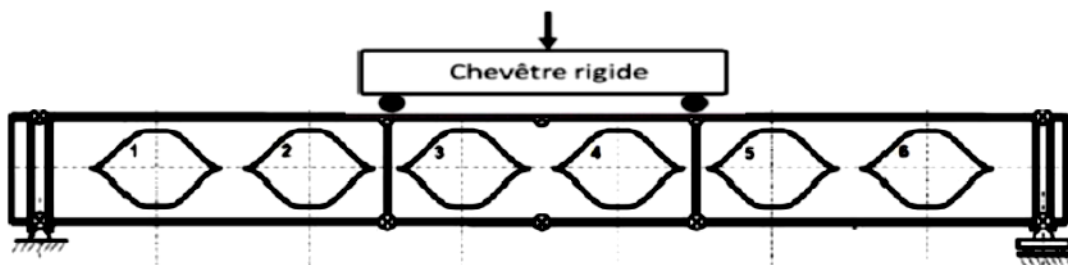


Fig. V. 8. Chargement et position des maintiens anti-déversement [4]

V.3. Simulations numériques

Les simulations numériques pour reproduire le comportement des assemblages et des poutres observé durant les essais, faisant partie des programmes expérimentaux décrits ci-dessus, sont réalisées à l'aide du logiciel éléments Finis Abaqus/Standard version 6.14 [6]. Abaqus est un progiciel très largement utilisé dans divers industries et dans le domaine de la construction pour résoudre des problèmes très variés de la mécanique des structures et de la mécanique des milieux continus. Il permet de mettre en place des comportements des matériaux très complexes et personnalisés allant jusqu'à la définition de critères de rupture. De plus, Abaqus permet de prendre en compte des comportements de contact très complexes qui considèrent les grandes rotations et la friction. Les modèles numériques présentés dans ce paragraphe prennent en compte le couplage de la non-linéarité matérielle due à la plasticité à la non-linéarité géométrique due aux grands déplacements, aux grandes déformations et à l'évolution de la zone de contact entre la platine d'about et la semelle du poteau.

V.3.1. Maillage

Les assemblages et les poutres testées sont modélisés en 3D à l'aide d'éléments solides hexaédriques (briques) à interpolation linéaire C3D8RH (dénomination Abaqus). Ce sont des éléments iso-paramétriques définis par huit nœuds, chaque nœud possède trois degrés de libertés de translation dans les trois directions de l'espace X, Y et Z. Il n'y a pas de degrés de liberté de rotation définis aux nœuds d'un élément volumique. Les hexaèdres sont utilisés pour le maillage des structures de géométries simples et ont la capacité de traiter des problèmes impliquant la plasticité, le contact et les grands déplacements.

Les éléments C3D8RH sont des éléments à intégration réduite et contrôle de hourglass. La méthode d'intégration réduite consiste à prendre un seul point d'intégration de Gauss pour calculer les matrices des raideurs. Le recours aux méthodes de sous-intégration permet de réduire les temps de calcul de façon significative. L'autre objectif de ces méthodes est d'écarter les différents blocages rencontrés dans la mise en œuvre numérique des éléments finis. Cependant, cette sous-intégration n'a pas que des

avantages : elle introduit malheureusement des modes parasites associés à une énergie nulle, qui conduisent à des modes de sablier (Hourglass mode, en anglais), qui vont déformer le maillage d'une façon irréaliste. Ceci est dû à une déficience du rang de la matrice de raideur due à la sous-intégration. On y remédie en rajoutant à la rigidité élémentaire une matrice dite de stabilisation. Des éléments finis ont été développés basés sur la technique dite du champ assumé des déformations ASM (Assumed Strain Method).

Les éléments de type brique ne donnent pas de résultats corrects dans les zones en flexion car s'ils possèdent une bonne raideur en traction-compression, ils sont trop raides en flexion. Pour améliorer la qualité des résultats, la structure doit être discrétisée en un certain nombre de couches dans l'épaisseur.

Pour discrétiser la zone de contact entre la platine d'about et la semelle de poteau, nous avons opté pour un maillage réglé qui consiste à découper la structure en blocs de formes simples maillables en hexaèdres en imposant un nombre d'éléments adéquat sur chacun de ces blocs. Par ailleurs, et dans un souci de simplicité, nous supposons que l'écrou, la tête de boulon et les deux rondelles sont modélisés comme un seul composant. La densité du maillage (nombre et/ou taille moyenne des éléments) et le nombre de couches dans l'épaisseur de chacune des composantes de l'assemblage et des parois de la poutre et du poteau sont déterminés à partir d'études de convergence dans le but de fournir un compromis entre précision des résultats et un temps de calcul raisonnable. Un maillage plus dense est adopté dans les zones susceptibles de subir de fortes concentrations de contraintes (zones d'assemblage et autour des ouvertures des poutres). Ce qui fut réalisé en utilisant quatre couches dans l'épaisseur des éléments solides utilisés pour modéliser les assemblages et trois couches dans l'épaisseur des éléments solides utilisés pour modéliser les poutres cellulaires.

Il faut noter que plusieurs études [6,7,8,9,10,11,12] ont montré qu'il était possible d'obtenir des résultats acceptables en utilisant des éléments de coques, moins coûteux que les éléments volumiques, pour modéliser les poutres cellulaires. Le choix de modéliser les poutres cellulaires avec des éléments volumiques est dicté par le fait que dans le chapitre suivant les poutres seront modélisées en tenant compte de la

configuration des assemblages qui les lient aux poteaux. Des exemples de maillage des assemblages et des poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales sont représentés dans les Fig.s V.9, V.10(a) et V.10(b).

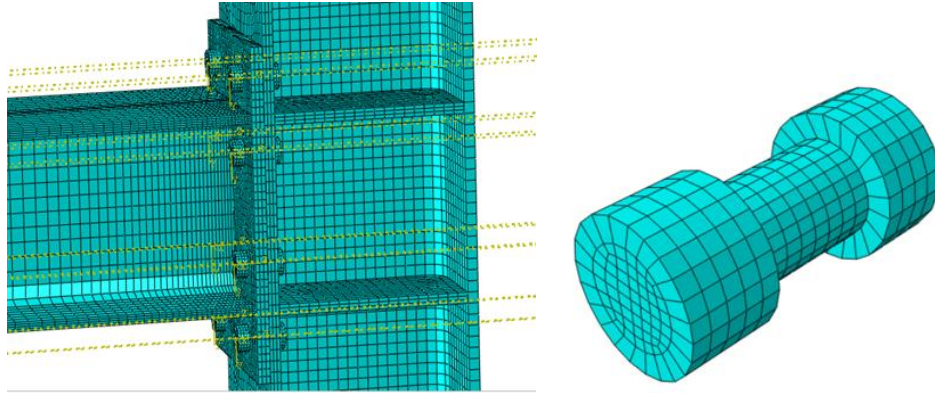
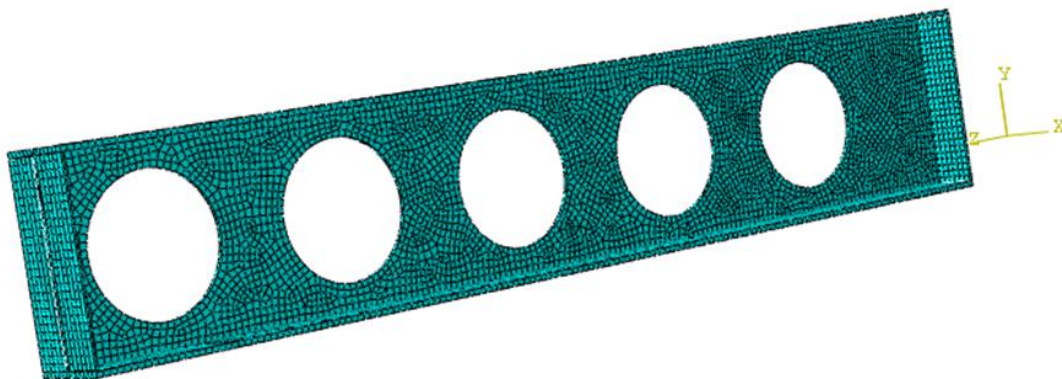
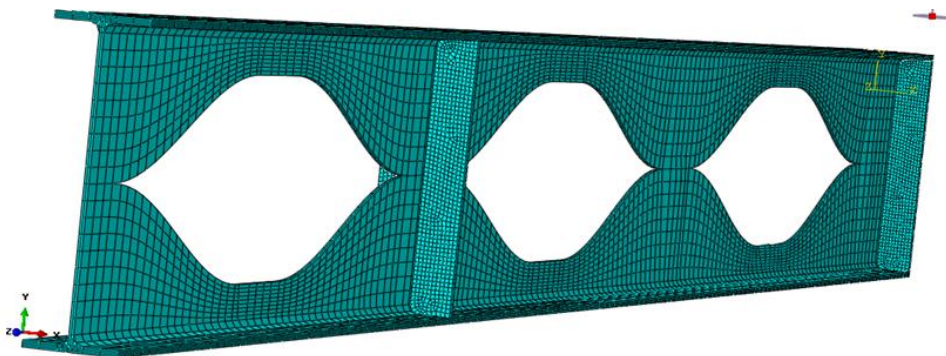


Fig. V. 9. Exemple de maillage d'un assemblage



a) Poutre avec ouvertures circulaires



b) Poutre avec ouvertures sinusoïdale

Fig. V. 10. Maillage par éléments finis des poutres avec ouvertures circulaire et sinusoïdal

V.3.2. Contact

En plus du maillage, les modèles numériques proposés doivent être calibrés en fonction des propriétés non linéaires des surfaces de contact et de la loi spécifique de contrainte-déformation qui décrit la réponse uniaxiale du matériau de chacun des composants des spécimens.

L'interaction entre la semelle du poteau et la face intérieure de la platine d'extrémité a été modélisée en utilisant des éléments 3D de contact surface par surface ayant des comportements tangentiels et normaux. Le contact tangentiel a été défini avec un contact de frottement statique égal à 0,3 en utilisant la formulation de rigidité par pénalité. Le contact normal a été défini avec le module (Hard contact) en utilisant une formulation de Lagrange augmentée. Les régions soudées n'ont pas été explicitement modélisées. Néanmoins, ils ont été modélisés en tant que partie de la poutre ou du matériau de poteau. Le module Tie constraint a été utilisé pour simuler le contact des régions de soudage qui relie l'extrémité de la poutre à la plaque d'extrémité et éventuellement les raidisseurs et le poteau. La tête du boulon, complètement fixée à la tige du boulon, et l'écrou ont été modélisés comme des corps de forme cylindrique. Ils ont été attachés à l'arrière de la platine d'extrémité et le poteau en utilisant le module Tie Constraint.

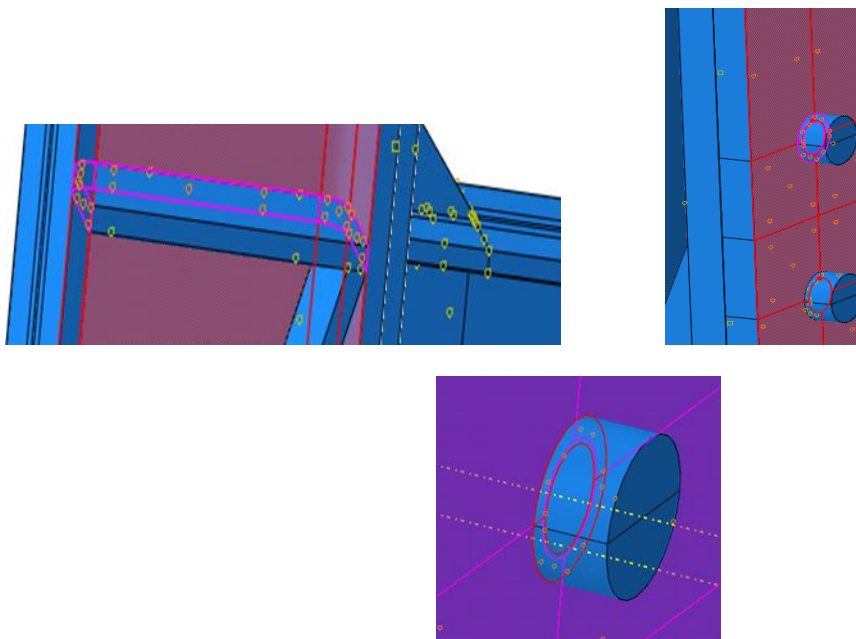


Fig. V. 11. Contact entre les éléments de l'assemblage

On admet aussi que le contact entre la tige du boulon et l'intérieur du trou du boulon a lieu sans jeu et sans frottement.

V.3.3. Lois de comportement des matériaux

La loi de comportement contrainte-déformation adoptée pour l'acier des assemblages et des poutres cellulaires testées est une loi de type tri-linéaire avec deux pentes et un palier (avec écrouissage linéaire) comme il est représenté sur la Fig. (V.12a). Une loi de comportement élasto-plastique (avec écrouissage) a été utilisée pour les boulons à haute résistance comme il est montré sur la Fig. (V.12b). Les points définissant les courbes contrainte-déformation sont tirés à partir des résultats des essais décrits dans les références [1, 2, 4, 5]. Le critère de contrainte de Von Mises a été utilisé conjointement avec la règle d'écoulement associée à Prandtl-Reuss pour déterminer la quantité de déformation plastique incrémentielle. Le logiciel Abaqus impose d'introduire une loi de comportement qui relie la contrainte vraie σ_t à la déformation vraie ε_t pour tenir compte des grandes déformations. Les valeurs vraies sont déterminées à partir des valeurs nominales (apparentes ou de l'ingénieur) σ_n et ε_n à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_t = \sigma_n (1 + \varepsilon_n) \quad (\text{V.1})$$

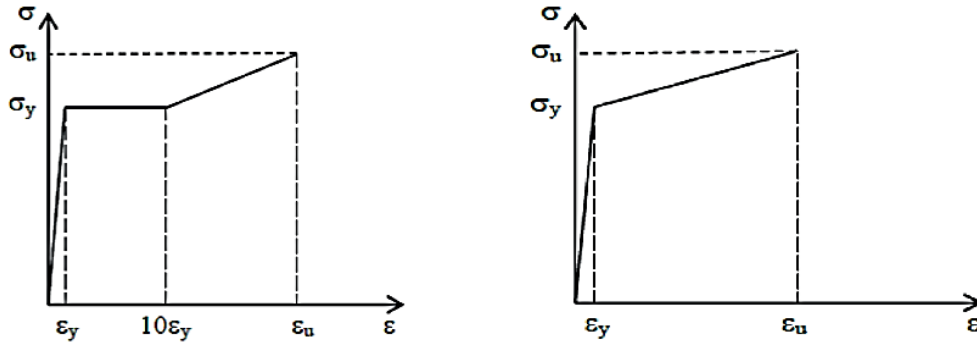
$$\varepsilon_t = \ln(1 + \varepsilon_n) \quad (\text{V.2})$$

ε_n et σ_n sont respectivement la déformation et la contrainte nominales ou de l'ingénieur.

En outre, Abaqus impose d'introduire la déformation et la contrainte plastiques. La déformation plastique vraie est définie par l'équation suivante:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_t - \varepsilon_{te} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E} \quad (\text{V.3})$$

où ε_{te} est la déformation élastique vraie.



a) Poteaux, poutres et platines d’about

b) Boulons

Fig. V. 12. Courbes contraintes-déformation utilisées pour les simulations numériques

V.3.4. Chargement et condition aux limites

Pour les assemblages avec platine d’about, le chargement a été appliqué en deux étapes. Dans la première étape, on introduit les forces de précontrainte générées par le serrage de chaque boulon et qui sont déterminées par la formule suivante [7].

$$F = 0.7 f_{y,b} \times A_s \tag{V.4}$$

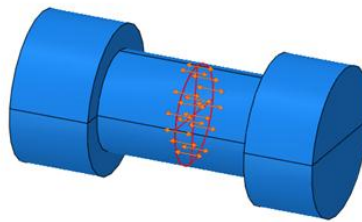


Fig. V. 13. Force de précontrainte

A_s étant la section résistante d’un boulon

Dans la deuxième étape, un chargement contrôlé en déplacement est appliquée à l’extrémité du poteau pour l’assemblage BC1 et une force verticale appliquée à l’extrémité libre de la poutre pour les spécimens J1.1, J3.1 et J4.1. Pour les poutres ajourées simplement appuyées, un chargement monotone contrôlé en force a été appliquée.

V.3.5. Non-linéarité géométrique

Pour tenir compte des grands déplacements (effet P- Δ), la description cinématique des éléments dans l'analyse géométrique non linéaire retenue dans le logiciel Abaqus est basée sur la formulation Lagrangienne actualisée. Au sein de chaque incrément, les équations d'équilibre non linéaires sont résolues par l'approche de Newton-Raphson. Des conditions aux limites proches des conditions expérimentales ont été appliquées.

V.3.6. Calcul de la rotation relative des assemblages

Les valeurs des déplacements horizontaux de la platine d'about enregistrées à chaque incrément de chargement ont été utilisées pour calculer la rotation relative de l'assemblage. La rotation de l'assemblage est calculée par la formule suivante proposée par Augusto et al [8]:

$$\phi_j = \arctan\left(\frac{U_{c1} - U_{c2}}{h_b}\right) - \theta_c \quad (V.5)$$

U_{c1} et U_{c2} sont les déplacements horizontaux aux points de référence C1 et C2 représentés sur la Fig. IV.15.

H_b : est la distance entre les points C1 et C2 ;

θ_c : est la rotation de poteau. (Il est à noter que la rotation du poteau est négligé dans notre travail puisqu'elle très petite).

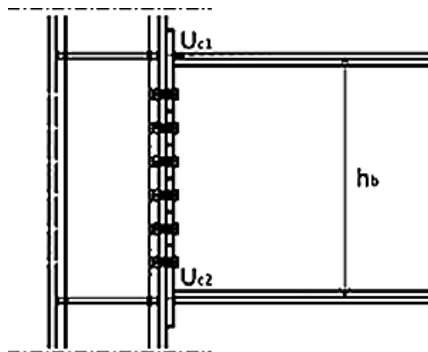
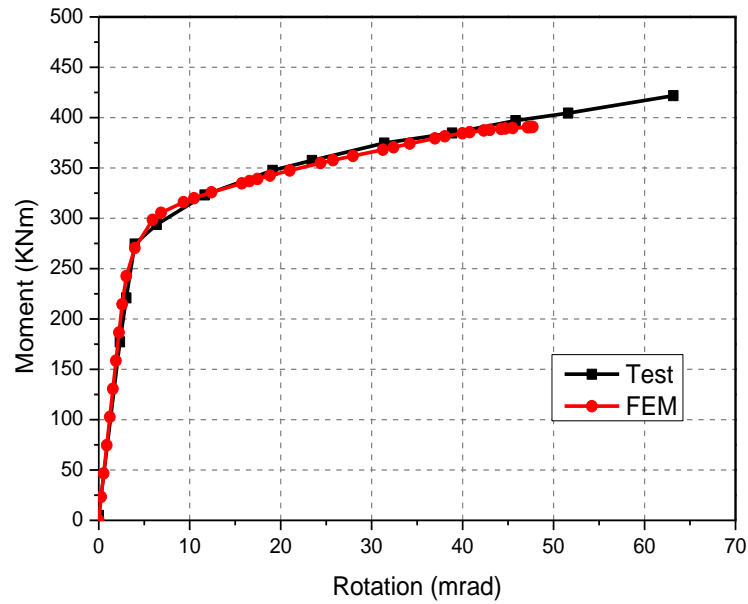


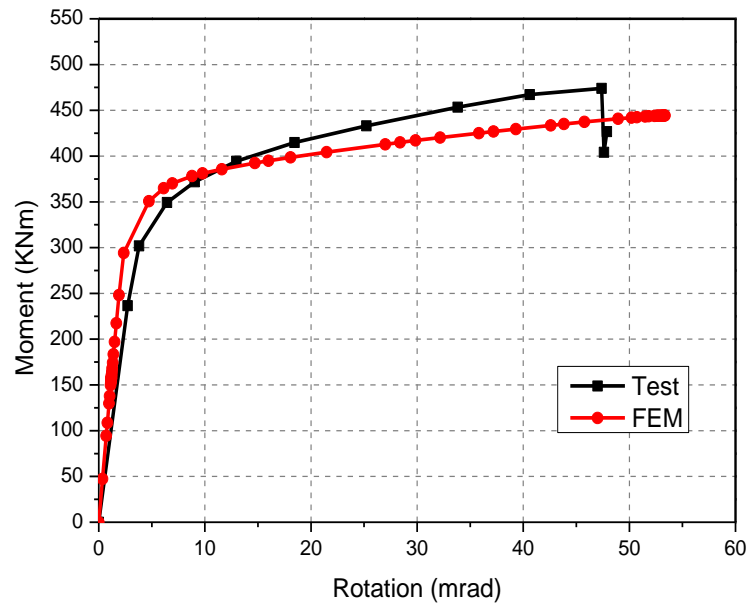
Fig. V. 14. Points de référence utilisés pour le calcul de la rotation relative des assemblages

V.4. Validation des modèles numériques

La Fig. V.15 compare les courbes moment-rotation expérimentales et numériques des assemblages testés.



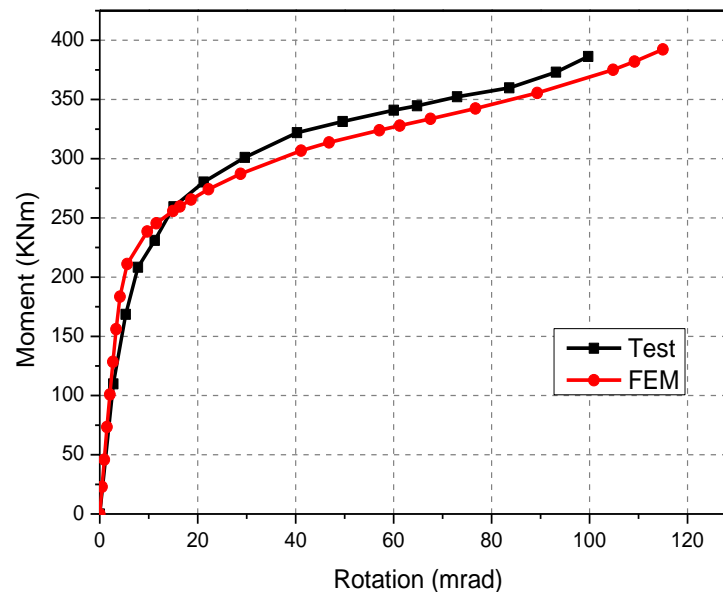
a) Spécimen J1.1



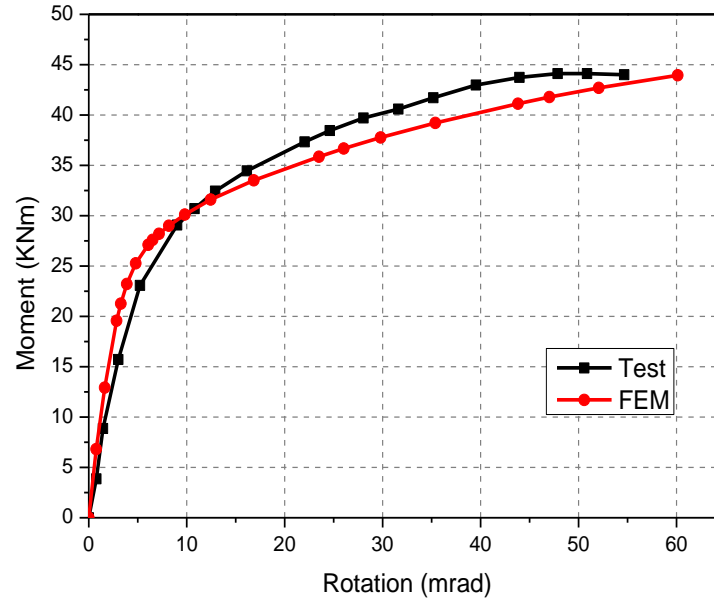
b) Spécimen J3.1

On constate que dans les phases initiales, il y'a une bonne concordance entre les courbes numériques et les courbes expérimentales. On peut donc conclure que le modèle numérique proposé peut prédire avec une précision satisfaisante la rigidité initiale $S_{j,ini}$ des assemblages boulonnés par platine d'about. Cependant, dans cette phase, le modèle numérique conduit en général à un comportement légèrement plus rigide que celui observé durant les essais.

Dans la phase de comportement non linéaire, les courbes expérimentales et numériques sont globalement proches, mais pas aussi proches que celles obtenues dans la phase de comportement linéaire. Pour une valeur de la rotation relative, le moment de flexion expérimental correspondant est légèrement plus élevé que celui prédit par le modèle numérique. Tous les écarts observés entre les courbes des essais et les courbes de modélisation numérique, et principalement dans les phases non linéaire, sont dues aux simplifications du modèle numérique telles que les courbes contrainte-déformation du matériau simplifiées, et à les imperfections géométriques et les contraintes résiduelles qui n'ont pas encore été considérés.



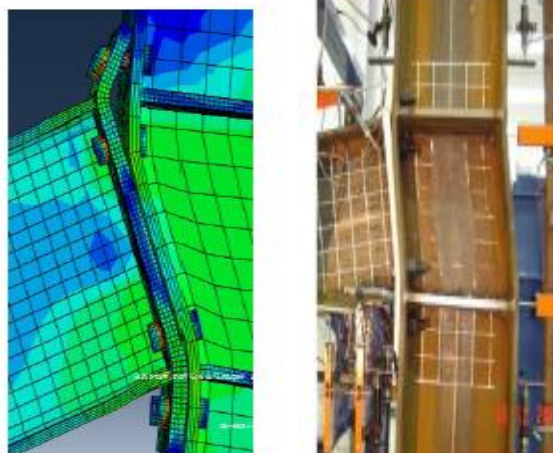
c) Spécimen J4.1



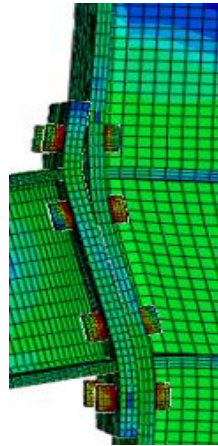
d) Spécimen BC1

Fig. V. 15. Comparaison des courbes moment-rotation numériques et expérimentales

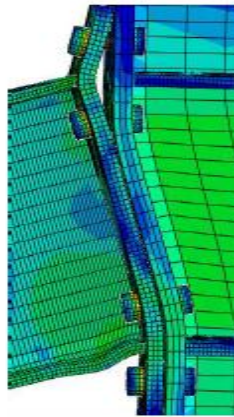
. Néanmoins, les valeurs numériques sont toujours du côté de la sécurité et le moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$ de l'assemblage est prédit avec précision. Cependant, les résultats numériques surestiment légèrement la capacité de rotation des quatre assemblages testés. La Fig.V.16 montre aussi que les modes de ruine des assemblages testés prédits par le modèle numérique sont similaires à ceux observés durant les essais.



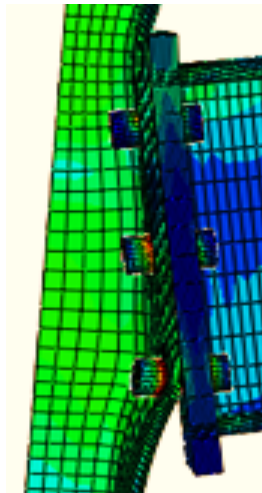
a) Spécimen J1.1



b) Spécimen J3.1



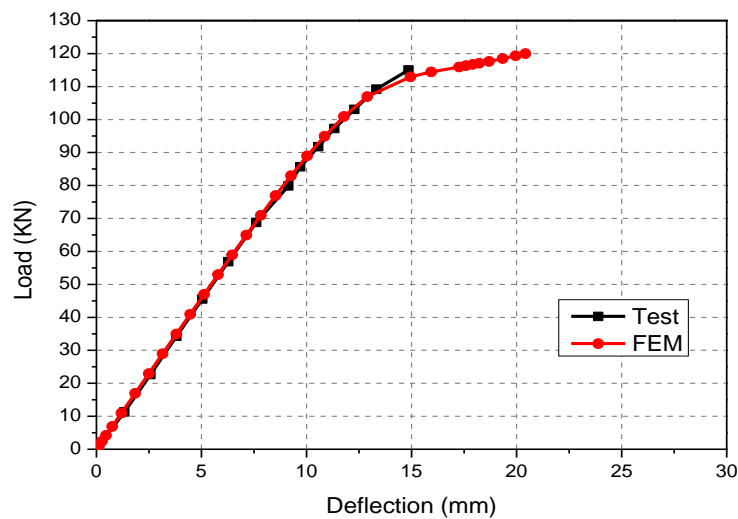
c) Spécimen J4.1



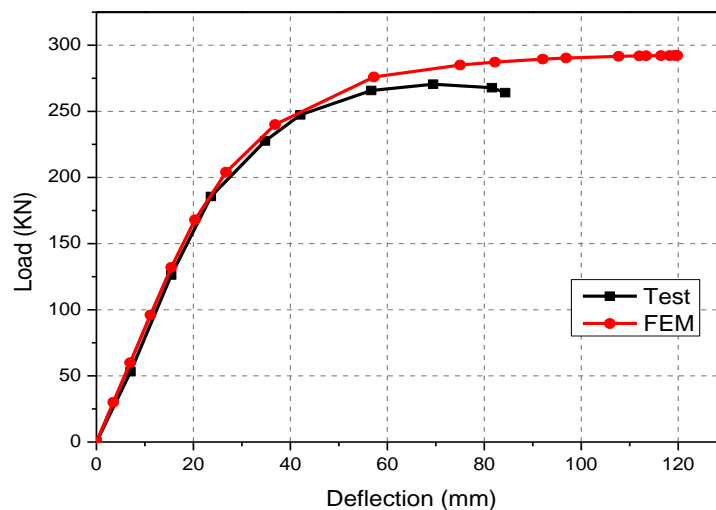
d) Spécimen BC1

Fig. V. 16. Comparaison entre les déformées numériques et expérimentales.

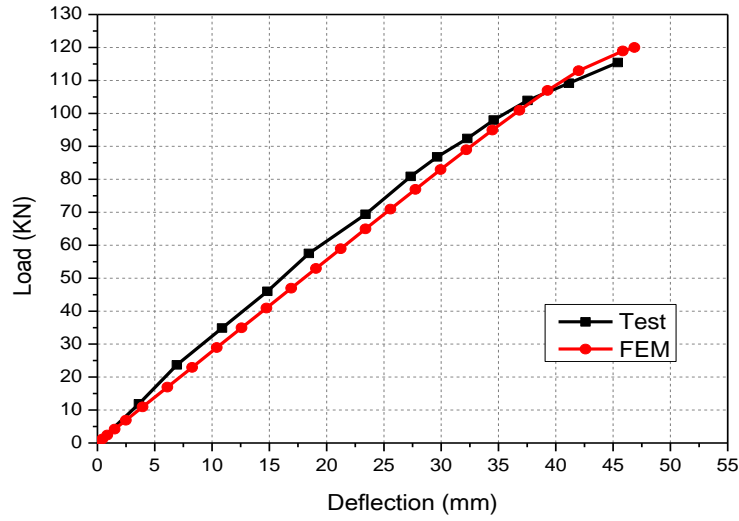
Pour évaluer la précision des résultats du modèle numérique non linéaire des poutres cellulaires testés décrits ci-dessus, les courbes charge flèche issues des simulations numériques sont comparées aux courbes expérimentales, comme illustré à la Fig.V.17. On peut observer que les courbes issues des simulations numériques concordent raisonnablement avec les résultats expérimentaux. La différence notable entre les résultats expérimentaux et numériques est la flèche ultime qui est certainement due aux mêmes simplifications mentionnées précédemment pour les assemblages (voir paragraphe 2 de V.4).



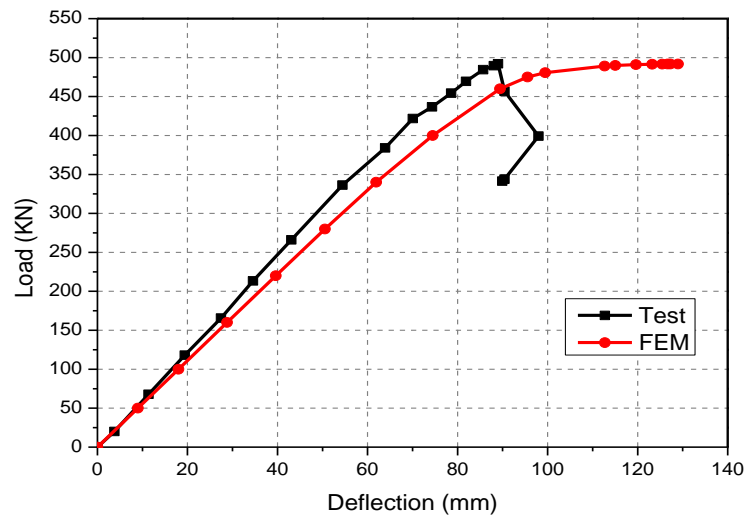
a) Spécimen A1



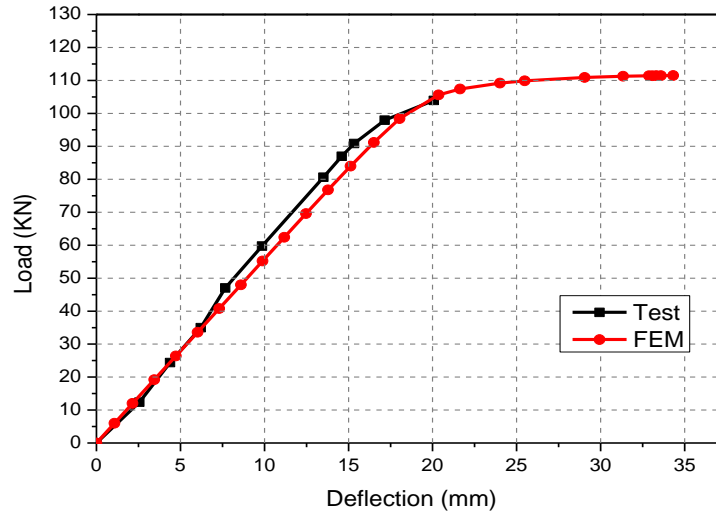
b) Spécimen A2



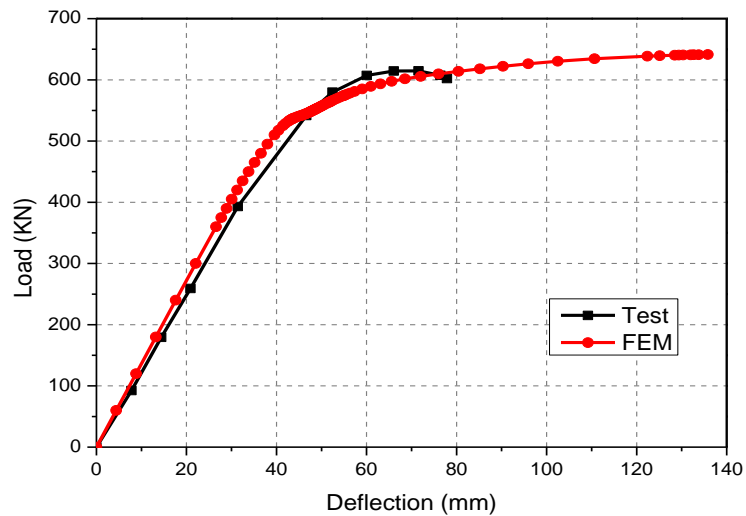
c) Spécimen B2



d) Spécimen AS012



e) Spécimen AS016



f) Spécimen AS018

Fig. V. 17. Comparaison des courbes de charge-flèche expérimentales et numériques

V.5. Conclusion

Dans cette partie nous avons présenté les essais expérimentaux effectués sur 4 assemblages boulonnés par platine d'about et sur six poutres cellulaires simplement appuyées dont les résultats ont été publiés dans la littérature. Les résultats de ces essais ont été utilisés pour valider trois modèles numériques, développés sur Abaqus, pour simuler le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about et des poutres

cellulaires simplement appuyées. La comparaison des résultats numériques et expérimentaux a montré que les modèles numériques proposés peuvent simuler de façon satisfaisante le comportement des assemblages boulonnés et des poutres cellulaires. Dans le chapitre suivant le modèle numérique va être exploité pour étudier l'influence des ouvertures d'âme des poutres sur le comportement des assemblages boulonnés.

Références

- [1] Nogueiro, P., "Comportamento Cíclico de Ligações Metálicas ", "Cyclic Behaviour of Steel Connections", PhD Thesis, University of Coimbra, Portugal, 2009. (in [Portuguese]).
- [2] Abidelah, A., Bouchaïr, A., Kerdal, "Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners", Journal of Constructional Steel Research, vol n°76, pp: 13–27.2012.
- [3] Augusto, H., Da Silva, L.S., Rebelo, C., Castro, J.M., "Characterization of web panel components in double-extended bolted end-plate steel joints ", Journal of Constructional Steel Research, vol n °116 ,pp: 271–293, 2016.
- [4] Warren, J., "Ultimate load and deflection behaviour of cellular beams", MSc thesis, School of Civil Engineering, University of Natal, Durban, South Africa, 2001.
- [5] Durif, S., Bouchaïr, A., Vassart, O., "Experimental tests and numerical modeling of cellular beams with sinusoidal openings", Journal of Constructional Steel Research, vol n° 82 (1), pp: 72–87, 2013.
- [6] ABAQUS User's, Theory and Scripting Manuals, Version 6.12. ABAQUS, Inc., Dassault Systems Simulia Corp., Providence, USA, 2012.
- [7] Bitar. D., Martin. P.O., Galéa. Y., Demarco. T., "Poutres cellulaires acier et mixtes : Partie 1 Proposition d'un modèle pour la résistance des montants", CTICM n°1, 2006.
- [8] Zaarour. W. , Redwood. R. G., "Web buckling in thin webbed castellated beams". Journal of the Structural Division ASCE, vol n° 122 (8), pp: 860-866, 1996.
- [9] Redwood R., Demirdjian. S., "Castellated beam web buckling in shear". Journal of the Structural Division ASCE, vol. 124 No.10, pp: 1202–1207. 1998.

[10] Tsavdaridis. 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, vol n° 67, pp: 1605–1620, 2011.

[11] Ellobody. E., " Nonlinear analysis of cellular steel beams under combined buckling modes". Thin-Walled Structures, vol n° 52, pp:66–79, 2012.

[12] Soltani. M. R., Bouchaïr. A., Mimoune. M., "Nonlinear FE analysis of the ultimate behavior of steel castellated beams". Journal of Constructional Steel Research, vol n° 70, pp: 101-114, 2012.

[13] Coelho G. A.M., Bijlaard. F.S.K., Da silva, S.L., "Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections", Engineering Structures, vol n°26, pp: 1185–1206, 2004.

[14] Madjour, A., Soltani. M.R., Harkati. E., Boutagouga. D., Labed. A., "Effect of web beam openings on the mechanical behaviour of bolted end- plate Connections", 13TH Arab Structural Engineering Conference, University of Blida, Algeria, December 2015.

**CHAPITRE VI. INFLUENCE DES OUVERTURES D'ÂME DES POUTRES SUR
LE COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNÉS**

VI.1.	Introduction	147
VI.2.	Les assemblages poteaux-poutres ajourées dans la littérature	147
VI.3.	Comportement mécanique des assemblages	150
VI. 4.	Description des assemblages étudiés.....	152
VI. 5.	Étude paramétrique	155
VI. 6.	Les modes de ruines	158
VI. 7.	Conclusion.....	160
	Références.....	162

CHAPITRE VI. INFLUENCE DES OUVERTURES D'ÂME DES POUTRES SUR LE COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNÉS

VI.1. Introduction

Suite à la conclusion satisfaisante du chapitre précédent, où nous avons vu comment l'analyse numérique est devenue un outil très important dans les études attentives des structures. Les études effectuées dans la littérature sur les poutres ajourées montrent bien que le comportement mécanique de ces poutres dépend de plusieurs paramètres, en particulier la forme des ouvertures, la position, et les dimensions des ouvertures. Il faut noter que l'insuffisance de connaissance sur le comportement mécanique des assemblages boulonné avec des poutres ajourées, empêche de comprendre l'influence des ouvertures d'âme des poutres sur le comportement des assemblages boulonnés. Après avoir étudié un assemblage boulonné avec poutre à âme pleine, il est logique de faire une étude sur l'effet des ouvertures d'âme de poutre sur le comportement des assemblages. Nous proposons donc de faire une étude du comportement mécanique de l'assemblage poteau-poutre ajourée. Nous nous intéressons de voir et comprendre l'influence des ouvertures d'âme des poutres sur le comportement moment-rotation des assemblages boulonnés. L'effet de la forme (circulaire, sinusoïdale), la position et les dimensions de l'ouverture seront considérés.

VI.2. Les assemblages poteaux-poutres ajourées dans la littérature

Vahid et al [1] sont parmi les premiers à avoir étudié les assemblages poteaux-poutres ajourées à l'aide d'une analyse par la méthode des éléments finis. Ils ont étudié cinq assemblages comportant des poutres ajourées avec ouvertures hexagonales jusqu'à la rupture sous un chargement monotone ou cyclique vertical ou horizontal. Les simulations ont été réalisées à l'aide du logiciel LUSAS. Les effets de la géométrie et de l'emplacement des ouvertures ont été particulièrement étudiés.

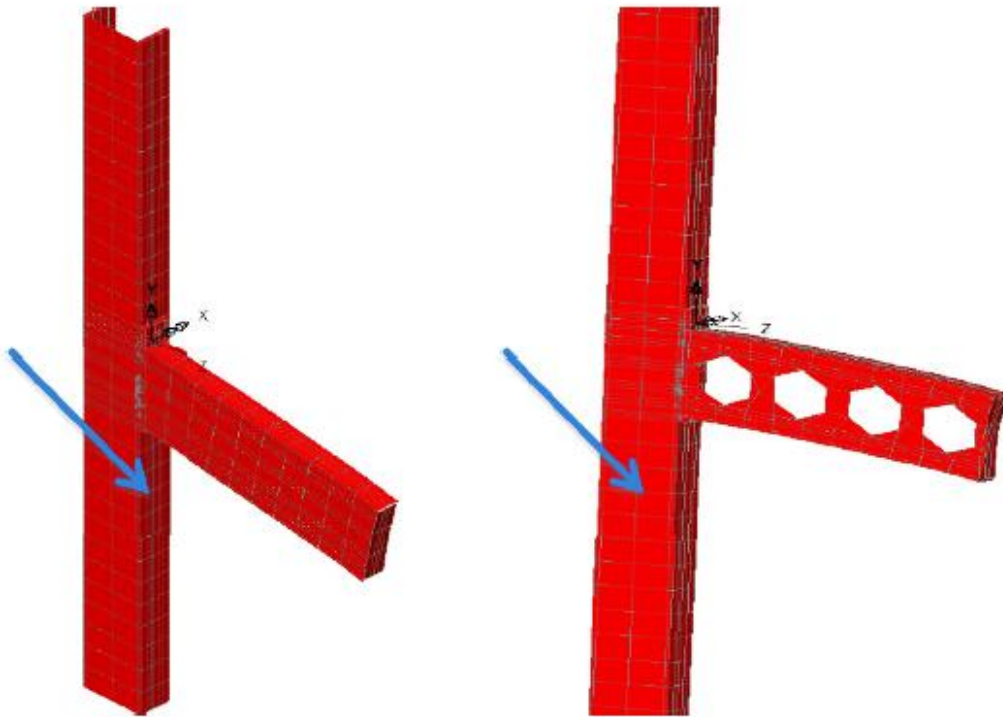


Fig. VI. 1. Modèle numérique de Vahid et al [1]

Tsavidaridis et papadopoulos [2] ont effectué une série de simulations numériques pour étudier le comportement des assemblages poteau-poutre ajourée dont les ouvertures sont circulaires sous chargement cyclique. Le modèle d'éléments finis 3D a été validé par confrontation avec des résultats expérimentaux. L'étude s'est focalisée sur l'interaction entre l'assemblage et les efforts dans les éléments ainsi que les modes de ruines des poutres ajourées (flexion Vierendeel et flambement des montants d'âme). Les paramètres utilisés pour l'étude sont : la distance entre l'ouverture et la face de la semelle du poteau et l'espacement des ouvertures d'âme de la poutre. Cette étude a montré que les assemblages poteaux-poutres ajourées se comportent de manière satisfaisante et offrent de meilleures performances en termes de répartition des contraintes lorsqu'ils sont soumis à un chargement cyclique. Par ailleurs, il a été aussi démontré que le comportement de tels assemblages dépend essentiellement de la distance de la première ouverture à la face de la semelle du poteau.

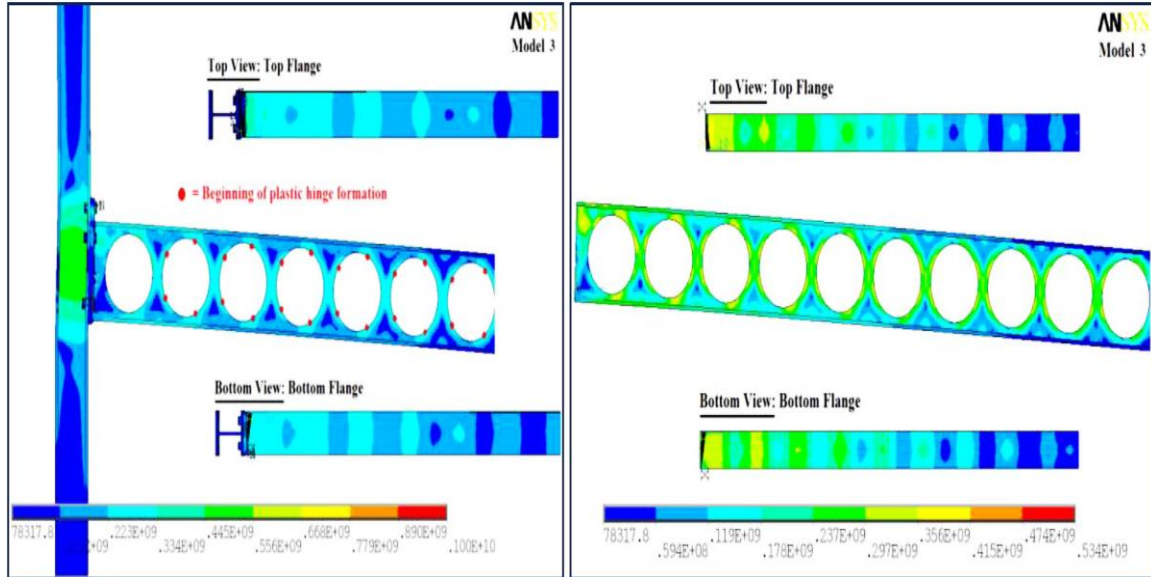


Fig. VI. 2. Champ des contraintes de von mises de Tsavdaridis et papadopoulos [2]

Tsavdaridis a poursuivi ses travaux sur les assemblages poteau-poutre ajourée avec la collaboration de Pilbin et Lau [3] et ont développé des modèles numériques sur les assemblages poteau-poutre ajourée avec platine d'about. Ils ont fourni des résultats sur le comportement de poutres ajourées avec différentes formes d'ouvertures situées à proximité de l'assemblage sous chargement monotone et cyclique. Les poutres cellulaires étudiées sont à ouvertures circulaires ou variant un peu de la forme circulaire ou elliptique verticale comme il est montré sur la figure VI.3. L'étude du comportement des poutres cellulaires avec de nouvelles formes d'ouvertures a fait l'objet de travaux précédents par le même auteur. Ces travaux ont montré que l'utilisation des nouvelles formes d'ouvertures contribue à augmenter la résistance vis-à-vis de la flexion Vierendeel autour des ouvertures et du flambement des montants d'âme. Les simulations numériques ont été effectuées à l'aide du logiciel commercial ANSYS. Les courbes moment-rotation obtenues ont été calibrées par rapport aux résultats expérimentaux publiés dans la littérature. Des études paramétriques ont ensuite été effectuées dans le but d'établir les courbes moment-rotation des assemblages poteaux-poutres ajourées avec de nouvelles formes d'ouvertures et pour évaluer les déformations dans le panneau d'âme du poteau pour différentes tailles et emplacement des ouvertures. Les auteurs ont conclu que les grandes ouvertures dans l'âme des poutres sont capables d'empêcher l'apparition

de déformations plastiques dans le poteau. De plus, ils ont constaté que l'utilisation de petites ouvertures à proximité de la semelle des poteaux provoque des contraintes dans cette dernière similaires à celles obtenues dans le cas où les poutres sont à âme pleine. D'autre part, ils ont démontré que l'utilisation de grandes ouvertures loin de la zone d'assemblage permet de minimiser la concentration des contraintes au voisinage de ces ouvertures.

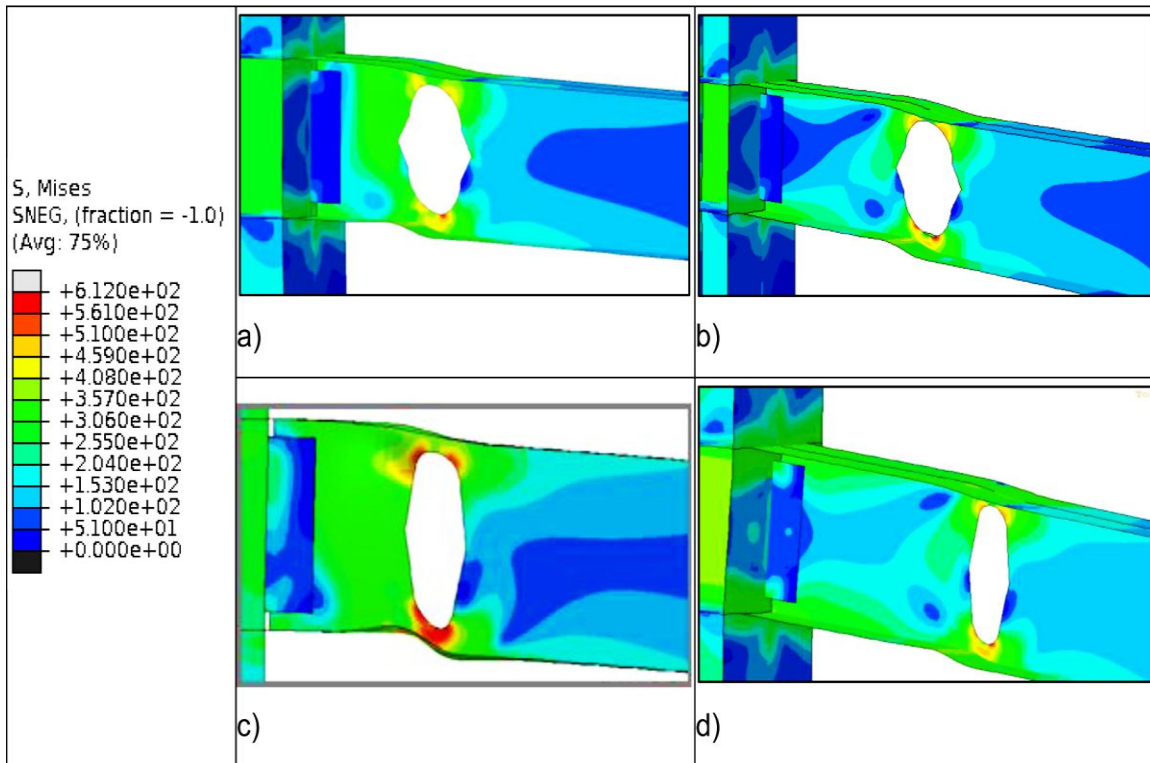


Fig. VI. 3. Champ des contraintes de von mises de Tsavdaridis et al [3]

VI.3. Comportement mécanique des assemblages

Généralement, les assemblages peuvent être associés à l'un des comportements suivants : articulé, rigide ou bien semi-rigide. Le comportement mécanique d'un assemblage poteau-poutre est caractérisé par trois caractéristiques principales à savoir la résistance, la rigidité et la capacité de déformation définies à partir de la courbe moment-rotation relative comme il est représentée dans la figure VI.4.

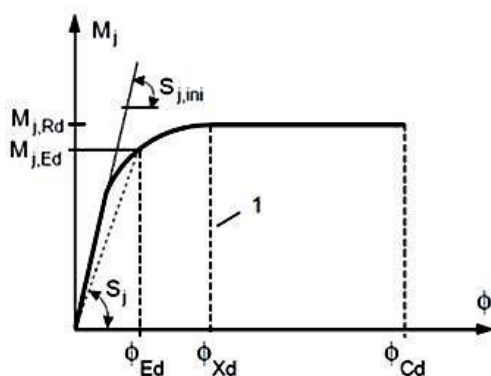
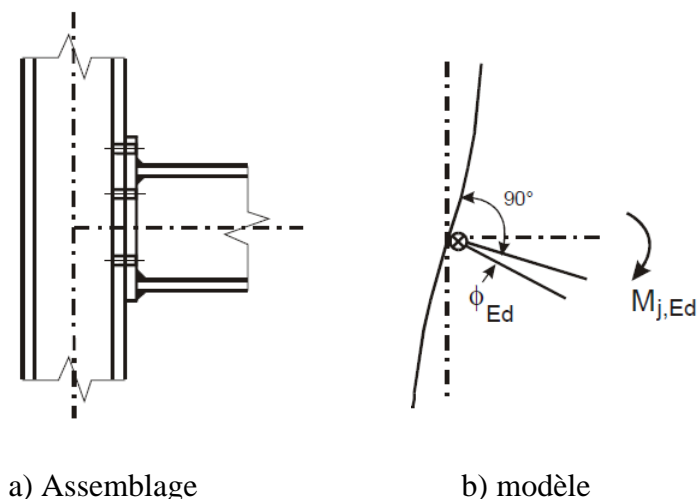


Fig. VI. 4. Courbe de comportement «moment-rotation» d'un assemblage

La capacité de rotation est une mesure de la déformation qui peut être atteinte avant que la ruine, quelque part dans l'assemblage, ne provoque une chute de la résistance flexionnelle.

Cette courbe de comportement fait apparaître les trois caractéristiques suivantes :

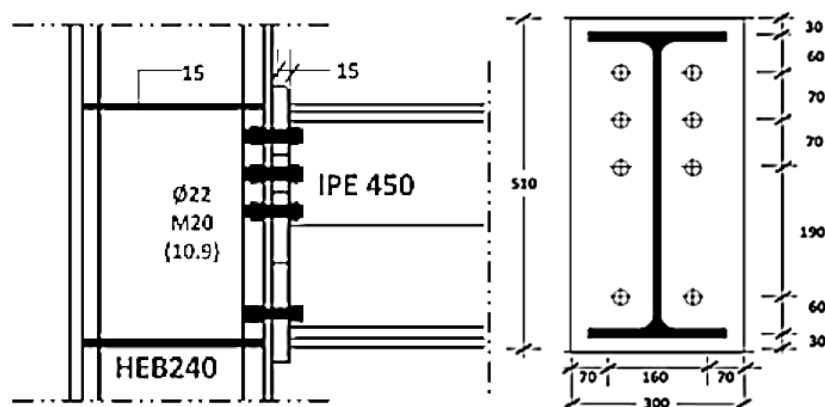
- un moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$;
- la rigidité initiale $S_{j,ini}$, qui est la pente de la partie élastique de la courbe de comportement, ou la rigidité sécante S_j qui relie linéairement le moment transmis $M_{j,Ed}$ et la rotation relative ϕ , tant que $M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$ et $\phi \leq \phi_{Xd}$
- une capacité de rotation ϕ_{cd} au-delà de laquelle le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ n'est plus maintenu.

Les assemblages rigides ne permettent pas la rotation relative des éléments et permettent le transfert des moments, ainsi que les forces axiales et de cisaillement. D'autre part, les assemblages articulés permettent la rotation indépendante de chaque élément, mais ne permettant pas la transmission des moments. Cependant, les assemblages réelles ne sont pas totalement rigides ou articulées, mais plutôt semi-rigides, de sorte que le comportement de la structure dépend fortement des caractéristiques des éléments de l'assemblage.

VI. 4. Description des assemblages étudiés

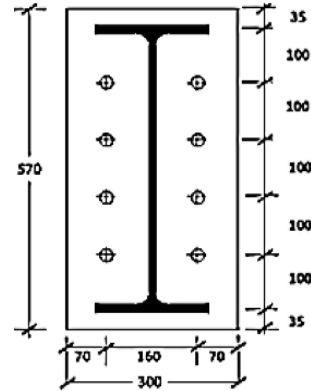
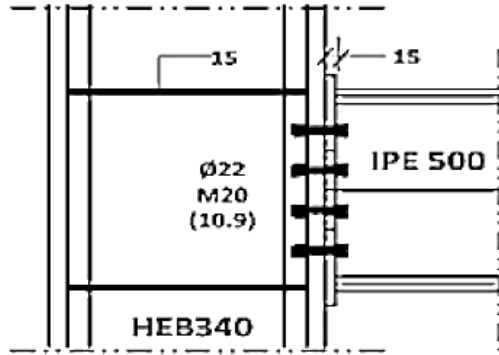
Dans cette partie, le modèle par éléments finis décrits dans le chapitre .V est utilisé pour étudier l'effet des ouvertures circulaires et sinusoïdales dans l'âme des poutres sur les caractéristiques mécaniques des assemblages boulonnées avec platine d'about.

Douze assemblages métalliques par platine d'extrémité ont été analysés. Les quatre assemblages unilatéraux, représentés sur la figure VI.5, comportent des poutres à âme pleines. Chacun de ces assemblages a servi de base pour concevoir deux autres assemblages similaires avec comme seule différence la présence d'une ouverture circulaire ou sinusoïdale dans l'âme des poutres. Seul l'assemblage ASS1 a été testé par Aribert [4]. Les configurations géométriques des assemblages ASS2, ASS3 et ASS4 avec des poutres à âme pleine présentent quelques similitudes avec celles des assemblages testées par Aribert [4] et plus précisément la disposition des boulons.

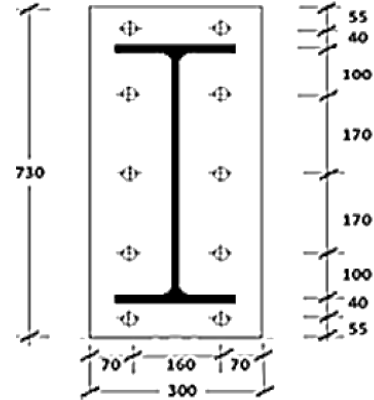
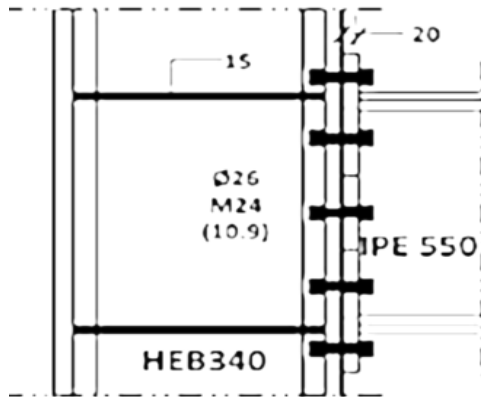


a) ASS 1

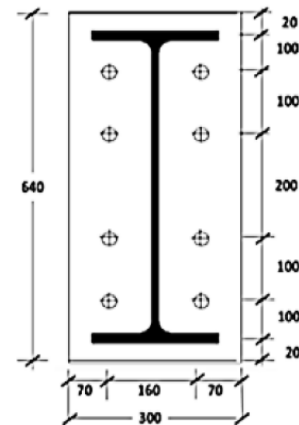
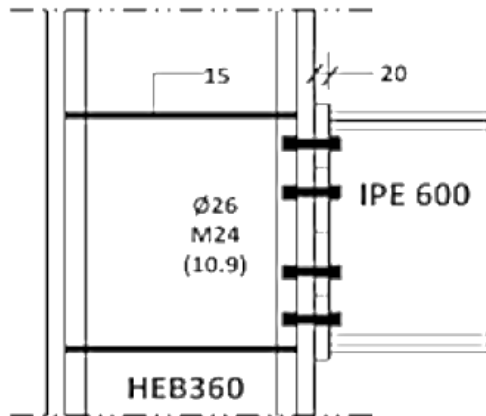
CHAPITRE VI. INFLUENCE DES OUVERTURES D'AME DES POUTRES SUR LE
COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNES



b) ASS 2



c) ASS 3



d) ASS 4

Fig. VI. 5. Configuration géométriques des assemblages

CHAPITRE VI. INFLUENCE DES OUVERTURES D'ÂME DES POUTRES SUR LE COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNES

Les configurations géométriques adoptées pour les ouvertures des poutres respectent les limites préconisées par l'annexe N de l'ENV 1993-1-1 [5], ainsi que les règles de conception des poutres Angelina publiées par ArcelorMital [6]. Les paramètres géométriques des poutres ajourées sont décrits sur la figure VI.6. Il est à noter que nous avons adopté pour les dimensions des ouvertures et l'espacement entre la première ouverture et la face du poteau les valeurs extrêmes dans le but de réduire au maximum la contribution de la poutre à la résistance et à la rigidité des assemblages boulonnés par platine d'about. Ainsi, le diamètre adopté pour les ouvertures circulaires d_0 est de 80% de la hauteur libre (libre entre rayons de congés) de l'âme de la poutre. Tandis que l'espacement entre l'ouverture et la face du poteau vaut 50% du diamètre de l'ouverture (Figure VI.6a). Par ailleurs, la géométrie et la disposition des ouvertures sinusoïdales dans l'âme sont définies comme suit:

- le rapport entre la hauteur d'ouverture a_0 et la hauteur libre de l'âme vaut 0,75.
- la largeur W du montant d'âme intermédiaire est égale à 250 mm.
- la longueur l_s des sinusoïdes a été déterminée à partir des abaques de prédimensionnement établies pour des poutres cellulaires de toiture publiés par ArcelorMital [6].

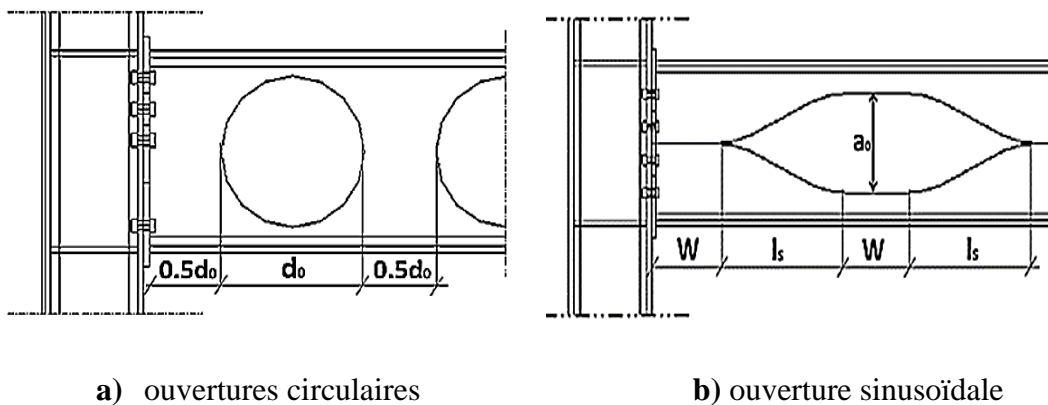


Fig. VI. 6. Paramètres géométriques des ouvertures des poutres

Dans le but de comparer le comportement des assemblages avec des poutres à âme pleines et ceux avec des poutres comportant une ouverture d'âme, une hauteur totale identique a été adoptée pour les deux types de poutre.

CHAPITRE VI. INFLUENCE DES OUVERTURES D'ÂME DES POUTRES SUR LE COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNÉS

Les dimensions des ouvertures des poutres sont données dans le tableau VI.1.

Tableau VI. 1. Dimensions des ouvertures dans l'âme des poutres

Assemblages	d_0	a_0 (mm)	W (mm)	l_s (mm)
ASS1	284.1	275.2	488.8	250
ASS2	319.5	300.8	530.6	250
ASS3	350.7	359.2	611.6	250
ASS4	385.5	359.2	611.6	250

VI. 5. Étude paramétrique

L'étude paramétrique a pour but d'étudier l'impact des ouvertures d'âme de la poutre sur le comportement des assemblages boulonnés avec platine d'about. Dans ce contexte, des simulations numériques des assemblages avec des poutres à âme pleine et ajourées ont été effectués. Des études comparatives ont été conduites sur les assemblages ASS1, ASS2, ASS3 et ASS4 en utilisant la démarche de simulation décrit dans le paragraphe V.3. Les assemblages étudiés possèdent des configurations similaires à celles des spécimens utilisés pour la validation du modèle numérique.

La figure (VI.7) montre les modèles par éléments finis des assemblages dans le cas où les poutres comportent des ouvertures circulaires ou sinusoidales.

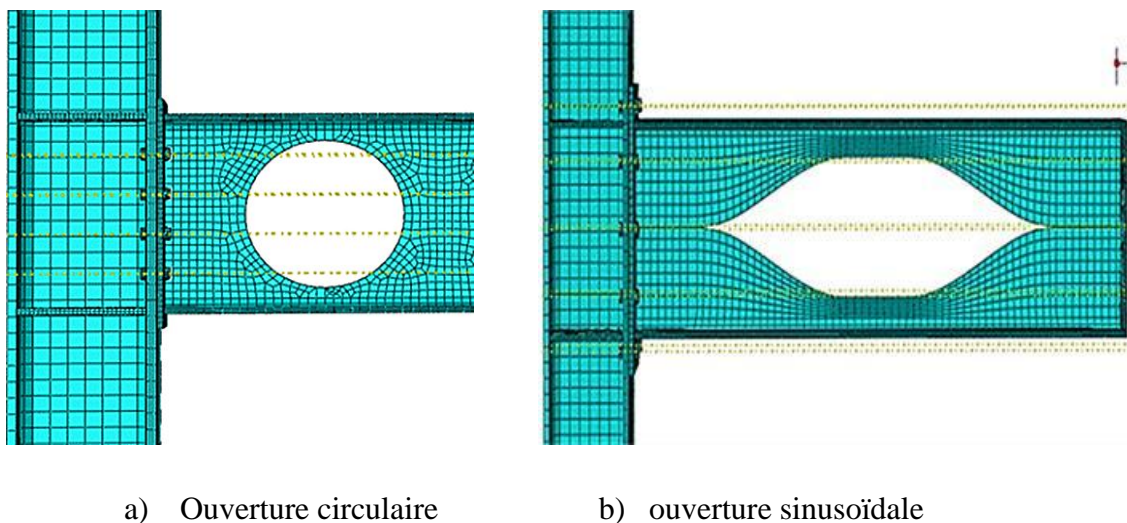
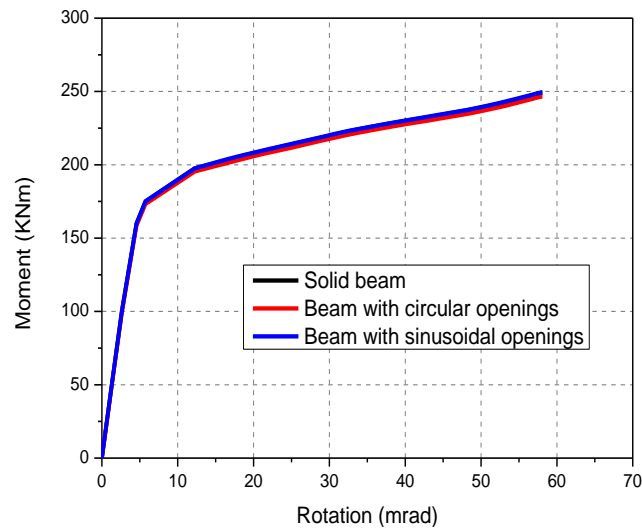


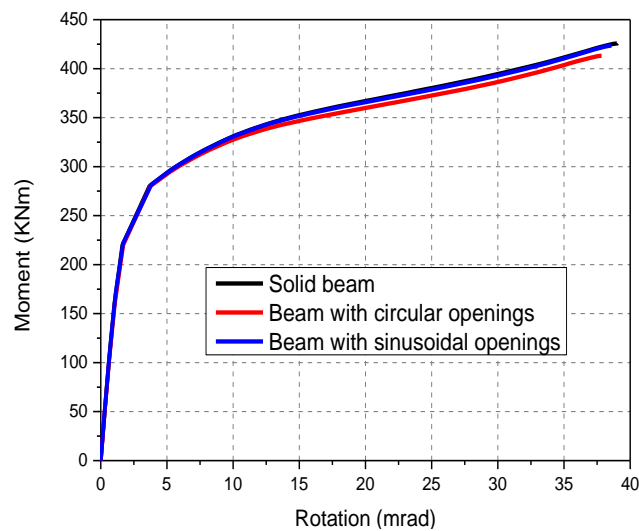
Fig. VI. 7. Maillage des assemblages boulonnés de poteaux avec des poutres à ouvertures d'âmes

CHAPITRE VI. INFLUENCE DES OUVERTURES D'ÂME DES POUTRES SUR LE COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNÉS

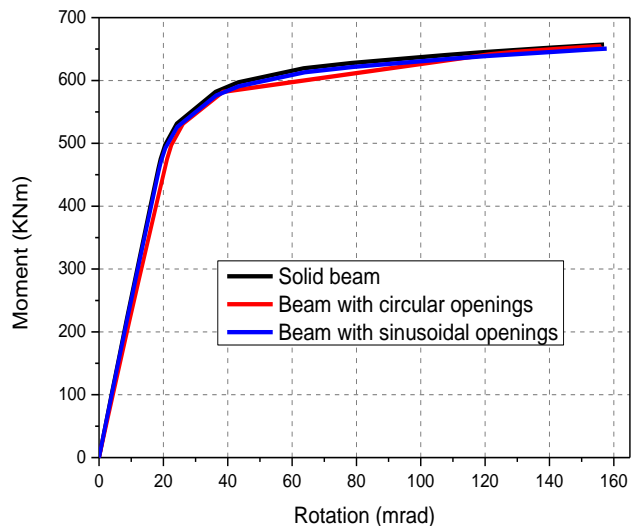
Les courbes moment-rotation représentées sur la figure (VI. 9) montrent que les ouvertures circulaires et sinusoidales disposées dans l'âme des poutres à proximité de la face des poteaux n'ont pas une grande influence sur les caractéristiques des assemblages boulonnés avec platine d'about. Les courbes moments -rotation des assemblages avec des poutres pleines coïncident quasiment avec celles des assemblages avec des poutres à ouvertures d'âmes. Cependant, on observe une légère différence au fur et à mesure qu'on augmente la hauteur de la poutre.



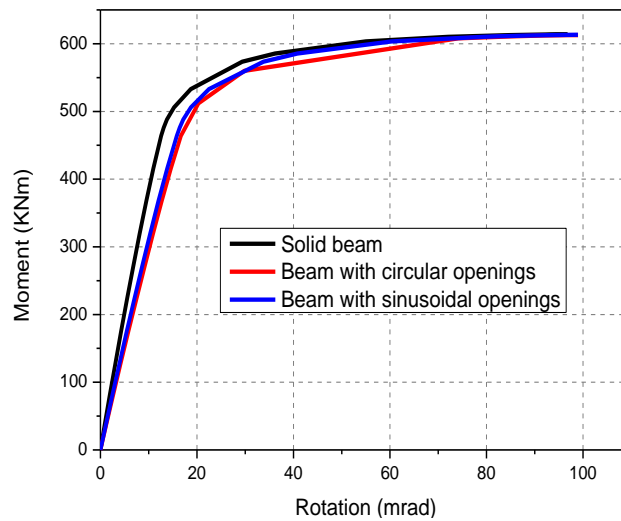
a) ASS 1



b) ASS 2



c) ASS 3



d) ASS 4

Fig. VI. 8. Influence des ouvertures d'âme des poutres sur les courbes moment-rotation des assemblages boulonnés par platine d'about

Les résultats de cette étude montrent donc que la présence des ouvertures d'âme des poutres disposées dans la zone d'assemblage affecte peu le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about.

VI. 6. Les modes de ruines

Les déformations plastiques équivalentes de von Mises (PEEQ dans ABAQUS) déterminées aux points d'intégration ont été utilisées pour prédire les modes de ruine par plastification des assemblages lorsque les poutres comportent des ouvertures circulaires ou sinusoïdales dans l'âme. De manière identique à la contrainte équivalente σ_{eq} , la déformation plastique équivalente ou effective $d\varepsilon$ est une variable scalaire, représentant la quantité de déformation plastique ε_{ij}^p contenue dans le tenseur de déformation. Ce sont des valeurs utilisables souvent pour définir la taille de la surface de rupture des matériaux ductiles isotropes tels que les métaux.

Les programmes de calcul par éléments finis représentent en général le champ de de déformation plastique équivalente par une carte de couleur. Les figures VI. 9. et VI.10. montrent les cartes de déformation plastique équivalente correspondantes à la charge de ruine dans la configuration déformée des assemblages analysés ASS3, ASS4 dans les cas où la poutre est à âme pleine ou munie d'une ouverture circulaire ou sinusoïdale dans l'âme dans la zone d'assemblage avec le poteau. Dans ces figures, la couleur rouge correspond à une plastification. Le bleu correspond à un comportement élastique. Les valeurs des déformations équivalentes, sans grand intérêt, ne servent qu'à prédire le mode de ruine.

La figure VI.9(a) montre que la ruine de l'assemblage ASS3 s'est produite par plastification complète du panneau d'âme ainsi qu'une plastification partielle de la platine d'about dans les zones tendue et comprimée et des boulons tendues. La poutre n'a subi aucune plastification. L'introduction d'ouvertures circulaires ou une grande ouverture sinusoïdale dans l'âme de la poutre entraîne une apparition de zones plastifiées autour de ces ouvertures à l'instar de celles observées dans les poutres ajourées subissant une ruine par flexion Vierendeel (Figures VI.9(b) et (c)). Dans le cas où l'âme de la poutre de l'assemblage ASS3 comporte des ouvertures circulaires, la surface des zones plastifiées dans la platine d'about est légèrement réduite par rapport à celle de la poutre à âme pleine. Les boulons tendus sont aussi moins plastifiés. Par contre le panneau d'âme est toujours entièrement plastifié. Cependant, l'introduction d'une ouverture sinusoïdale dans l'âme de la poutre entraîne une zone plastique plus importante dans cette dernière.

CHAPITRE VI. INFLUENCE DES OUVERTURES D'ÂME DES POUTRES SUR LE COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNES

Par contre, le panneau d'âme du poteau et les boulons tendues ne sont que partiellement plastifiées. La platine d'about ne s'est quasiment pas plastifiée. Le champ des déformations plastiques a subi des changements importants par rapport aux deux cas précédents. Cependant, les changements dus à la présence des ouvertures d'âme dans les poutres n'ont eu aucun impact sur la courbe moment-rotation de l'assemblage.

Dans le cas des assemblages ASS4, la présence des ouvertures circulaires ou sinusoidale dans l'âme de la poutre n'ont pas entraîné des changements notables de la répartition des zones plastiques dans l'assemblage comme il est illustré sur la figure VI.10.

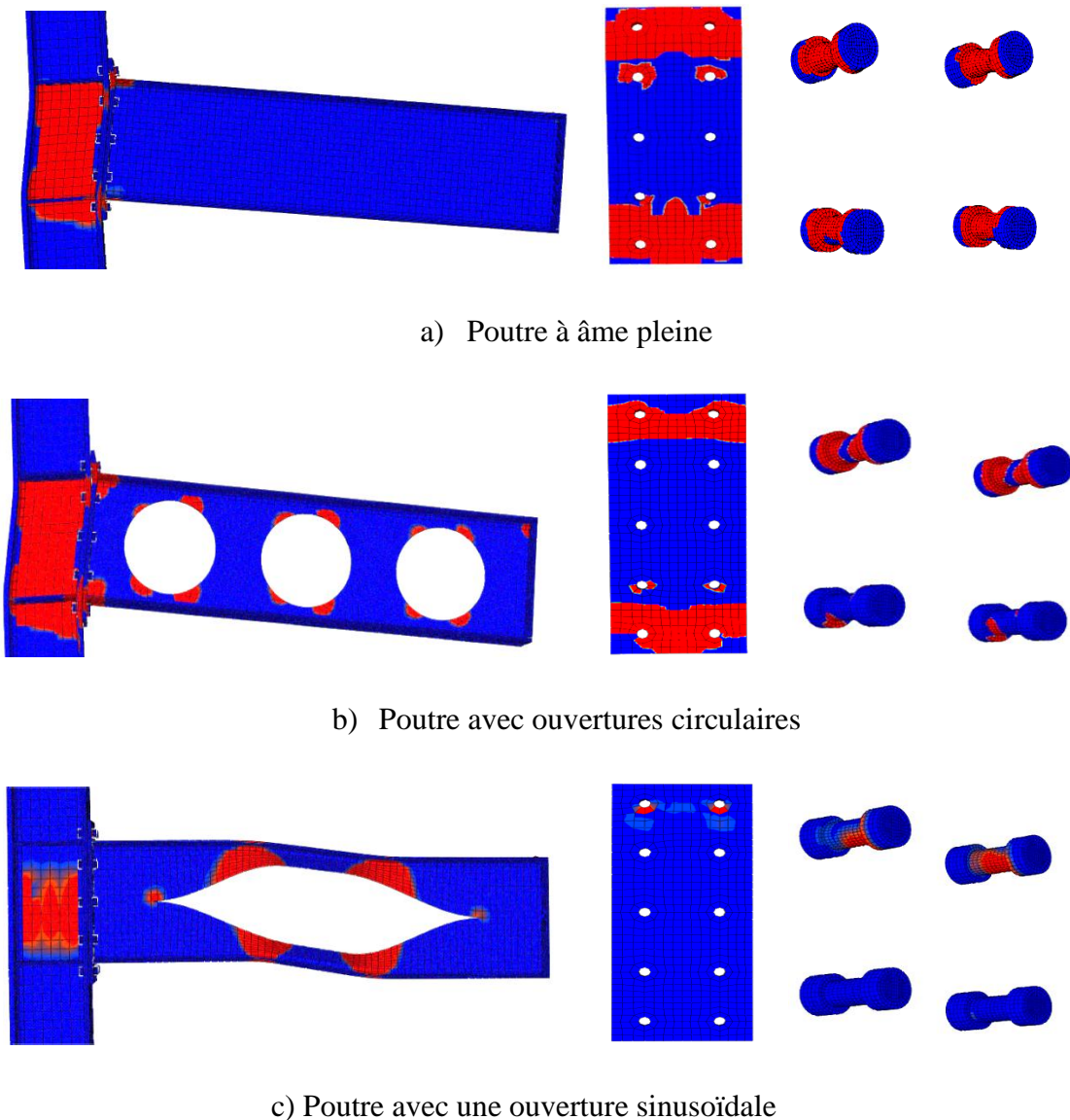


Fig. VI. 9. Carte de déformation plastique équivalente sur les assemblages ASS3 après rupture

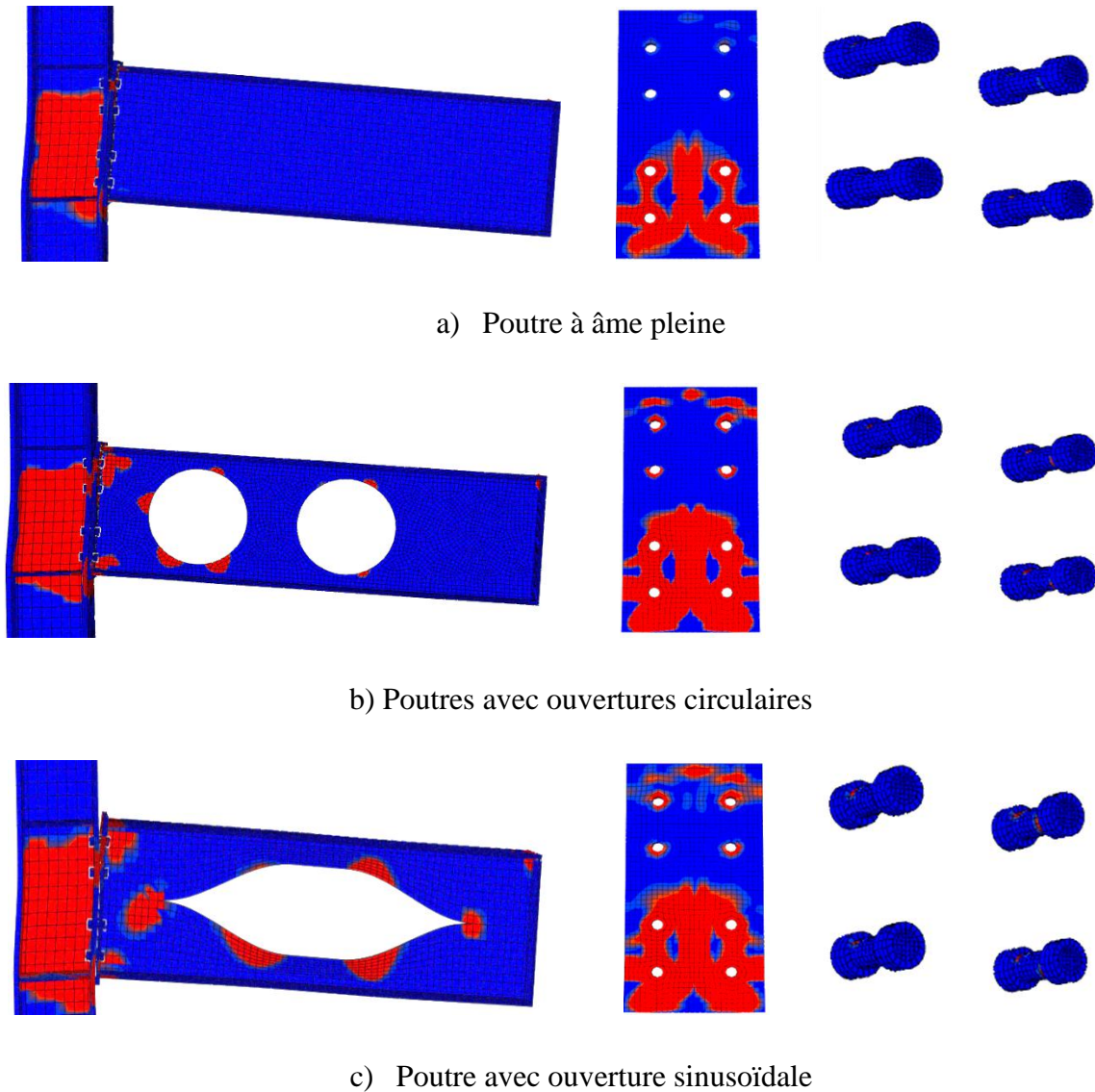


Fig. VI. 10. Carte de déformation plastique équivalente sur les assemblages ASS4 après rupture

VI. 7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié, à partir de simulations numériques, l'influence de la présence d'une ouverture circulaire ou sinusoïdale réalisée dans l'âme de la poutre sur le comportement d'un assemblage boulonné par platine d'about. Les résultats numériques ont montré que des ouvertures circulaires ou sinusoïdales ayant des dimensions maximales et localisées à une distance minimale de la semelle des poteaux dans les limites autorisées par les normes n'affecte pas de manière significative les caractéristiques mécaniques des assemblages obtenues à partir des courbes moment-

CHAPITRE VI. INFLUENCE DES OUVERTURES D'ÂME DES POUTRES SUR LE COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNES

rotation. L'apparition de zones plastifiées dans la poutre autour de l'ouverture, contrairement aux poutres à âmes pleines, n'ont pas réduit de façon significative ni le moment résistant ni la rigidité initiale de l'assemblage boulonné. On peut donc conclure qu'il est possible d'utiliser la méthode de l'EN 1993-1-8 [5] pour déterminer les caractéristiques mécaniques des assemblages boulonnés par platine d'about sans avoir besoin à obturer l'ouverture située dans la zone d'assemblage.

Références

- [1] VAHID S.Z., OSMAN. S. A, KHALIM. A. R., " Monotonic and cyclic loading simulation of structural steelwork beam to column bolted connections with castellated beam", Journal of Engineering Science and Technology ,vol n° 8 (4) , pp: 416 – 427,2013.
- [2] Tsavdaridis. K. D, Papadopoulos. T. " A FE parametric study of RWS beam-to-column bolted connections with cellular beams", Journal of Constructional Steel Research, vol n°116,pp: 92–113,2016.
- [3] Tsavdaridis. K. D, Pilbin.C, Lau.C.K., " FE Parametric Study of RWS/WUF-B Moment Connections with Elliptically-based Beam Web Openings Under Monotonic and Cyclic Loading ", International Journal of Steel Structures ,vol n°17(2), pp: 677-694, 2017.
- [4] Aribert. J.M, Lachal. A., Dinga. O. N. "Modélisation du comportement d'assemblages métalliques semi rigides de types poutre poteau boulonnés par platine d'extrémité". Construction Métallique, vol n° 1, 22 pages, 1999.
- [5] ENV 1993-1-1:1992/A2:1998 Eurocode 3: Part 1.1–Amendment A2, CEN, 1998.
- [6] ACB+ Design software, ArcelorMittal. www.arcelormittal.com/sections.
- [7] "Large web openings for service integration in composite floors". Final Report for ECSC Research Contract 7210-PR-315, 2003 European Commission, EUR 21345, ISBN: 92-79-01723-3, EU Bookshop, Catalogue Number: KI-NA-21345-EN-C, 2006. <https://publications.europa.eu/en/publication-detail/-/publication/a4af7d1a-b375-4aaa-855e-4e4159737fe3>
- [8] Nogueiro. P., "Comportamento Cíclico de Ligações Metálicas ", "Cyclic Behaviour of Steel Connections", PhD Thesis, University of Coimbra, Portugal, 2009, (in [Portuguese]).
- [9] EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1–8: Design of joints, The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC. 2005.

- [10] Augusto. H., Da Silva, L.S., Rebelo. C., Castro. J.M., "Characterization of web panel components in double-extended bolted end-plate steel joints ", Journal of Constructional Steel Research, vol n°116 ,pp: 271–293, 2016.
- [11] Warren. J., "Ultimate load and deflection behaviour of cellular beams", MSc thesis, School of Civil Engineering, University of Natal, Durban, South Africa, 2001.
- [12] Durif. S., Bouchaïr. A., Vassart. O., "Experimental tests and numerical modeling of cellular beams with sinusoidal openings", Journal of Constructional Steel Research, vol n° 82 (1), pp: 72–87, 2013.
- [13] ABAQUS User's, Theory and Scripting Manuals, Version 6.12. ABAQUS, Inc., Dassault Systems Simulia Corp., Providence, USA, 2012.
- [14] Bitar. D., Martin. P.O., Galéa. Y., Demarco. T., "Poutres cellulaires acier et mixtes : Partie 1 Proposition d'un modèle pour la résistance des montants", CTICM n°1, 2006.
- [15] Zaarour. W., Redwood. R. G., "Web buckling in thin webbed castellated beams", Journal of the Structural Division ASCE, vol n° 122 (8), pp: 860-866, 1996.
- [16] Redwood. R., Demirdjian. S., "Castellated beam web buckling in shear", Journal of the Structural Division ASCE, vol n°124 (10), pp: 1202–1207, 1998.
- [17] Tsavdaridis. 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, vol n° 67, pp: 1605–1620, 2011.
- [18] Ellobody. E., "Nonlinear analysis of cellular steel beams under combined buckling modes", Thin-Walled Structures, vol n° 52, pp: 66–79, 2012.
- [19] Soltani. M. R., Bouchaïr. A., Mimoune. M., " Nonlinear FE analysis of the ultimate behavior of steel castellated beams", Journal of Constructional Steel Research, vol n° 70, pp: 101-114, 2012.

**CHAPITRE VI. INFLUENCE DES OUVERTURES D'AME DES POUTRES SUR LE
COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNES**

[20] Abidelah, A., Bouchaïr, A., Kerdal. D.E., "Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners", Journal of Constructional Steel Research, vol n°76, pp. 13–27.2012.

[21] Coelho. G. A.M., Bijlaard. F.S.K., Da silva, S.L., "Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections", Engineering Structures, vol n°26, pp: 1185–1206, 2004.

[22] Madjour. A., Soltani. M.R., Harkati. E., Boutagouga. D., Labed. A., "Effect of web beam openings on the mechanical behaviour of bolted end- plate Connections", 13TH Arab Structural Engineering Conference, University of Blida, Algeria, December 2015.

**CHAPITRE VII. INFLUENCE DES CARACTÉRISTIQUES DES
ASSEMBLAGES SUR LE COMPORTEMENT GLOBAL DES POUTRES
CELLULAIRES**

VII.1.	Introduction.....	166
VII.2.	Analyse globale.....	167
VII.2.1.	Analyse globale élastique.....	168
VII.2.2.	Analyse globale rigide-plastique.....	168
VII.2.3.	Analyse globale élastique parfaitement plastique	169
VII. 3.	Étude numérique	170
VII.4.	Analyse des résultats.....	173
VII.5.	Modes de ruine.....	182
VII.6.	Influence des caractéristiques des assemblages sur la répartition des moments	186
VII.6.1.	Analyse en phase élastique.....	186
VII.6.2.	Analyse à l'état limite ultime	189
VII.6.3.	Répartition des moments à la ruine des poutres cellulaires étudiées	190
VII.7.	Conclusion	193
	Références.....	194

CHAPITRE VII. INFLUENCE DES CARACTÉRISTIQUES DES ASSEMBLAGES SUR LE COMPORTEMENT GLOBAL DES POUTRES CELLULAIRES

VII.1.Introduction

Dans le chapitre VI il a été montré qu'il est possible de simuler le comportement des assemblages boulonnés par platine d'about ainsi que les poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales. Les poutres cellulaires utilisées pour franchir des de moyenne et de grande portée sont conçues pour être articulées. La redistribution des sollicitations due à l'utilisation d'assemblages rigides à pleine résistance ou résistance partielle peut améliorer les performances de ce type de poutre. L'objectif de l'étude présentée dans ce chapitre consiste à comparer le comportement des poutres cellulaires articulées et celles assemblées aux poteaux par diverses configurations d'assemblages par platine d'about en termes de courbe charge-flèche, charge ultime et modes de ruine. Trois types de platines d'about sont considérés : platine partielle, platine non débordante et débordante. En outre, les platines peuvent être raidies ou non. Certaines des configurations des panneaux d'âme de poteau considérées dans cette étude comportent des raidisseurs horizontaux et/ou diagonaux. Les caractéristiques mécaniques des assemblages ont été déterminées à l'aide de la méthode des composantes de l'EN 1993-1-8 [1]. L'influence de la résistance des assemblages sur la répartition des moments à l'état de ruine a aussi été étudiée en utilisant une analyse de type rigide-plastique. Sur la base de cette étude une formule simplifiée a été proposée pour évaluer la charge de ruine des poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales liées aux poteaux par des assemblages avec platine d'about non débordante est soumise à une charge uniformément répartie ou une charge ponctuelle appliquée à mi-travée.

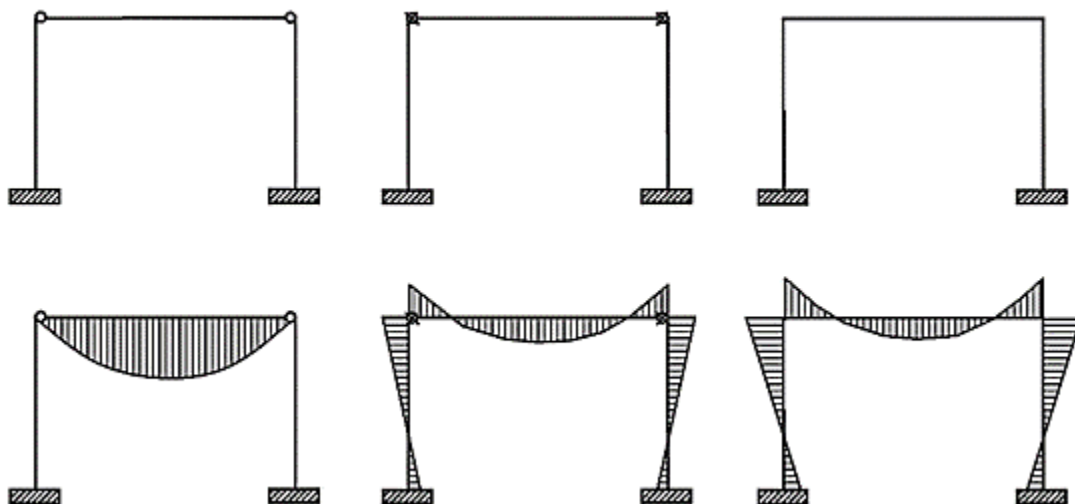
VII.2. Analyse globale

L'analyse globale détermine à l'état limite considéré les déformations et la distribution des sollicitations dans une structure soumise à un ensemble particulier d'actions de calcul, et en particulier les effets maximums qui vont intervenir dans le dimensionnement des sections, des éléments et des assemblages de la structure.

Une analyse globale complète doit prendre en compte les effets du second ordre, les imperfections structurelles, le comportement des assemblages et éventuellement la redistribution plastique des efforts (analyse globale plastique).

La prise en compte des caractéristiques de rigidité de rotation et de rotation des assemblages en vue de l'analyse globale des structures en acier conduit à trois types de modélisations :

- en structure articulé, l'assemblage ne transmet pas de moment fléchissant;
- Continu, le comportement de l'assemblage est sans effets sur l'analyse;
- Semi-continu, dans lequel le comportement de l'assemblage doit obligatoirement être pris en compte dans l'analyse.



a) Assemblages articulés b) Assemblage semi-rigides c) Assemblages rigides

Fig. VII. 1. Répartition élastique des moments fléchissants dans un portique simple.

VII.2.1. Analyse globale élastique

Dans le cas d'une analyse globale élastique, l'EN1993-1-8 [1] propose d'adopter, pour les assemblages semi-rigides, une simplification de la courbe moment-rotation en adoptant l'une des deux lois linéaires représentées dans la Fig. VII.2.

La rigidité initiale $S_{j,ini}$ est utilisée dans l'analyse globale lorsque le moment fléchissant $M_{j,Ed}$ est inférieur au $2/3$ du moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$. Dans le cas contraire, la rigidité S_j est prise égale à $S_{j,ini}/\eta$. $\eta = 2$ pour toutes les attaches utilisées dans les assemblages poutre-poteau.

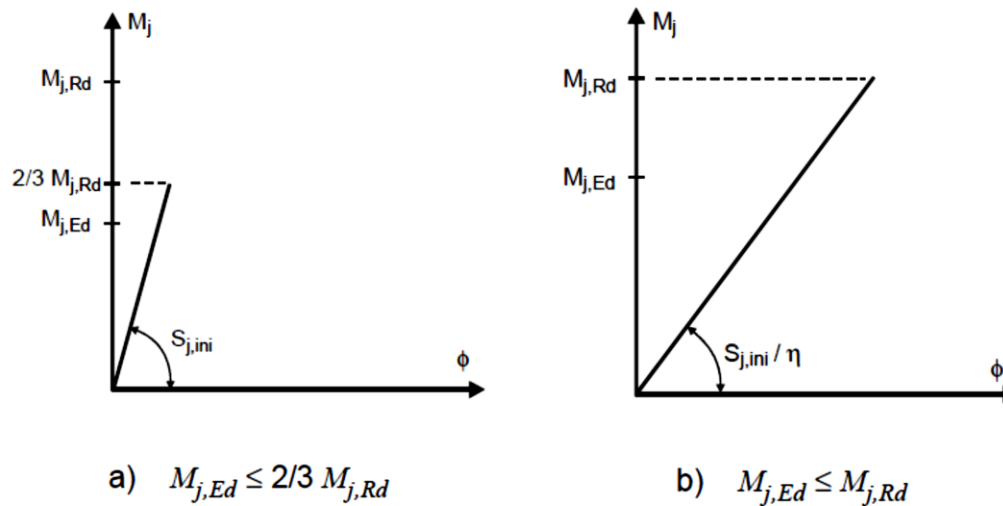


Fig. VII. 2. Loi moment-rotation idéalisée pour une analyse globale élastique.

VII.2.2. Analyse globale rigide-plastique

Dans le cas d'une analyse rigide-plastique, on ne tient compte que des déformations plastiques qui sont concentrées dans les sections dans lesquelles sont susceptibles de se former des rotules plastiques supposées à capacité de rotation infinie. La méthode rigide-plastique n'est donc applicable que si la capacité de rotation des assemblages est supérieure aux rotations calculées par l'analyse et que ceux-ci soit classés comme des assemblages à pleine résistance (Fig. VII.3.).

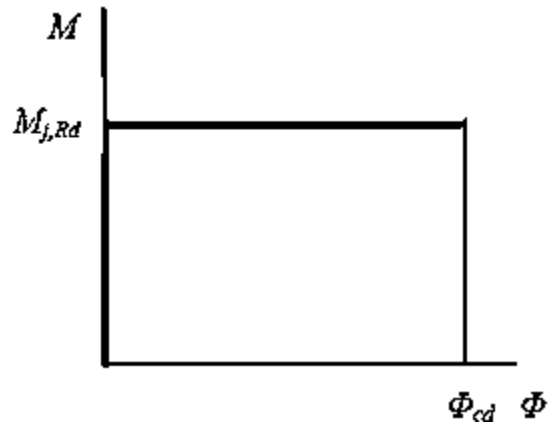


Fig. VII. 3. Loi moment-rotation idéalisée pour une analyse globale rigide-plastique.

VII.2.3. Analyse globale élastique parfaitement plastique

Dans cette analyse, les sections et/ou les assemblages demeurent élastiques jusqu'à ce que le moment plastique résistant soit atteint. Après quoi ils deviennent parfaitement plastiques. Dans le cas de cette analyse, les assemblages doivent être classés selon leur rigidité et leur résistance. Par simplification l'EC3 partie 1.8 [1] propose d'adopter une loi moment-rotation bilinéaire représentée dans la Fig. VII.4.

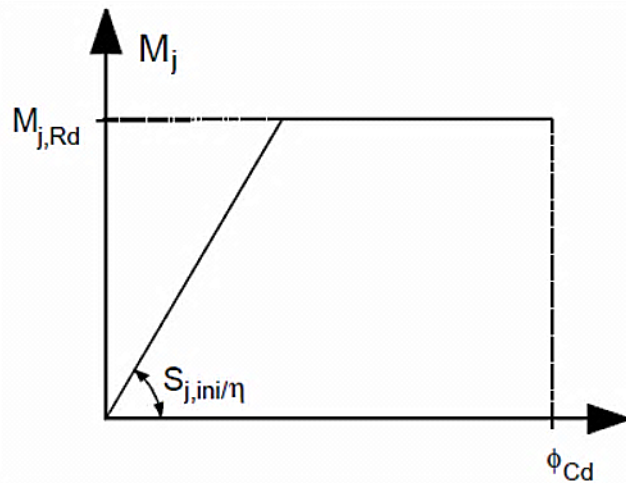


Fig. VII. 4. Loi de calcul moment-rotation bilinéaire simplifiée.

VII. 3. Étude numérique

Les modèles numériques pour la simulation du comportement des assemblages boulonnés par platine d'about et des poutres cellulaires simplement appuyées, décrits dans le chapitre V, sont utilisés pour analyser des poutres cellulaires liées aux poteaux par différentes configurations d'assemblages boulonnés par platine d'about. L'utilisation des assemblages poutre ajourée-poteau par platine d'about, au lieu des assemblages par cornières simples, a pour but d'augmenter les performances des poutres cellulaires et par conséquent augmenter leur domaine de portée. Des simulations numériques ont été effectuées sur un ensemble de soixante-quatre modèles d'assemblage en adoptant différentes configurations d'assemblages poutre-poteau par platine d'about boulonnée. Ceci permet d'obtenir des assemblages avec différentes rigidités et résistances. Quatre types de platine sont considérés : platine partielle, platine non débordante, platine débordante et platine débordante avec raidisseurs. Les platines partielles ont une hauteur égale à la demi-hauteur de celle des platines non débordantes. Chaque platine d'about raidie comporte deux raidisseurs disposés dans les zones tendue et comprimée. Outre les panneaux d'âme non raidies, nous avons considéré des configurations dans lesquels ils sont renforcés avec des raidisseurs horizontaux, aux niveaux des ailes des poutres et/ou avec un raidisseur diagonal. Tous les assemblages comportent deux rangées de boulons. Les boulons HR sont de classe 10.9.

Les différentes configurations d'assemblages considérées ainsi que l'épaisseur de leurs composantes sont mentionnées dans le tableau VII.1.

Les poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales étudiées sont élaborées à partir des profilés parents laminés à chaud IPE 300, IPE 450, IPE500 et IPE 550 en acier S235. Tous les poteaux ont une hauteur égale à 3m. Les caractéristiques géométriques des poutres cellulaires et des poteaux sont rapportées dans le tableau VII.2.

**CHAPITRE VII. INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DES ASSEMBLAGES SUR LE
COMPORTEMENT GLOBAL DES POUTRES CELLULAIRES**

Tableau VII. 1. Propriétés géométriques des composantes des assemblages

Spécimens	Type de platine d'about	Epaisseur			Nb de boulons par rangée	Diamètre des boulons (mm)	
		platine (mm)	Raidisseur de platine (mm)	Raidisseur horizontale (mm)			Raidisseur diagonal (mm)
FPD300	partielle	10	-	-	-	1	M20
FF300	non débord	10	-	-	-	4	M20
FE300	débordante	10	-	-	-	4	M20
FER300	débordante	10	10	-	-	4	M20
FEHD300	débordante	10	-	10	10	4	M20
FEH300	débordante	10	-	10	-	4	M20
FEHDR300	débordante	10	10	10	10	4	M20
SS300	-	-	-	-	-	-	-
FPD450	partielle	15	-	-	-	1	M20
FF450	non-débord	15	-	-	-	4	M20
FE450	débordante	15	-	-	-	4	M20
FER450	débordante	15	15	-	-	4	M20
FEHD450	débordante	15	-	20	20	4	M20
FEH450	débordante	15	-	20	-	4	M20
FEHDR450	débordante	15	15	20	20	4	M20
SS450	-	-	-	-	-	-	-
FPD500	partielle	20	-	-	-	1	M24
FF500	non-débord	20	-	-	-	4	M24
FE500	débordante	20	-	-	-	4	M24
FER500	débordante	20	15	-	-	4	M24
FEHD500	débordante	20	-	20	20	4	M24
FEH500	débordante	20	-	20	-	4	M24
FEHDR500	débordante	20	15	20	20	4	M24
SS500	-	-	-	-	-	-	-
FPD550	partielle	20	-	-	-	1	M24
FF550	non-débord	20	-	-	-	3	M24
FE550	débordante	20	-	-	-	5	M24
FER550	débordante	20	20	-	-	5	M24
FEHD550	débordante	20	-	20	20	5	M24
FEH550	débordante	20	-	20	-	5	M24
FEHDR550	débordante	20	20	20	20	5	M24
SS550	-	-	-	-	-	-	-

**CHAPITRE VII. INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DES ASSEMBLAGES SUR LE
COMPORTEMENT GLOBAL DES POUTRES CELLULAIRES**

Tableau VII. 2. Caractéristiques géométriques des poutres cellulaires

poutre	poteau	L/poutre (m)	ouverture circulaire			ouverture sinusoïdale	
			D	W	a	W	Is
IPE 300	HEA 200	14	350	78.75	417.2	250	691.3
IPE 450	HEB 240	22	475	118.75	677.6	250	1072.2
IPE 500	HEB 340	24	525	131.25	772	250	1204.3
IPE 550	HEB340	24	580	145	772	250	1204.3

Les poutres ajourées, les poteaux et les composantes des assemblages ont été prédimensionnés selon un certain nombre de règles de conception des structures en acier.

Deux cas de chargement ont été considérés: une charge concentrée appliquée à mi-travée et une charge linéique uniformément répartie. Dans Abaqus, il n'est pas possible d'appliquer directement une charge linéique sur une structure modélisée avec des éléments volumiques. La charge linéique a été remplacée par une charge surfacique répartie sur l'épaisseur de l'âme de la poutre. L'intensité de la charge linéique est donc égale à la charge surfacique multipliée par l'épaisseur de l'âme. Les effets des deux charges sont similaires étant donné que l'épaisseur de l'âme est faible par rapport à la longueur chargée. Tous les nœuds à la base du poteau ont été entièrement bloqués afin de simuler l'encastrement. Au sommet du poteau, les translations des nœuds dans les directions x et y sont bloqués. Compte tenu de la symétrie, seule la moitié du portique a été modélisée et par suite, toutes les translations perpendiculaires à ce plan sont empêchées. La Fig. VII. 5 présente le chargement et les conditions aux limites des portiques étudiés.

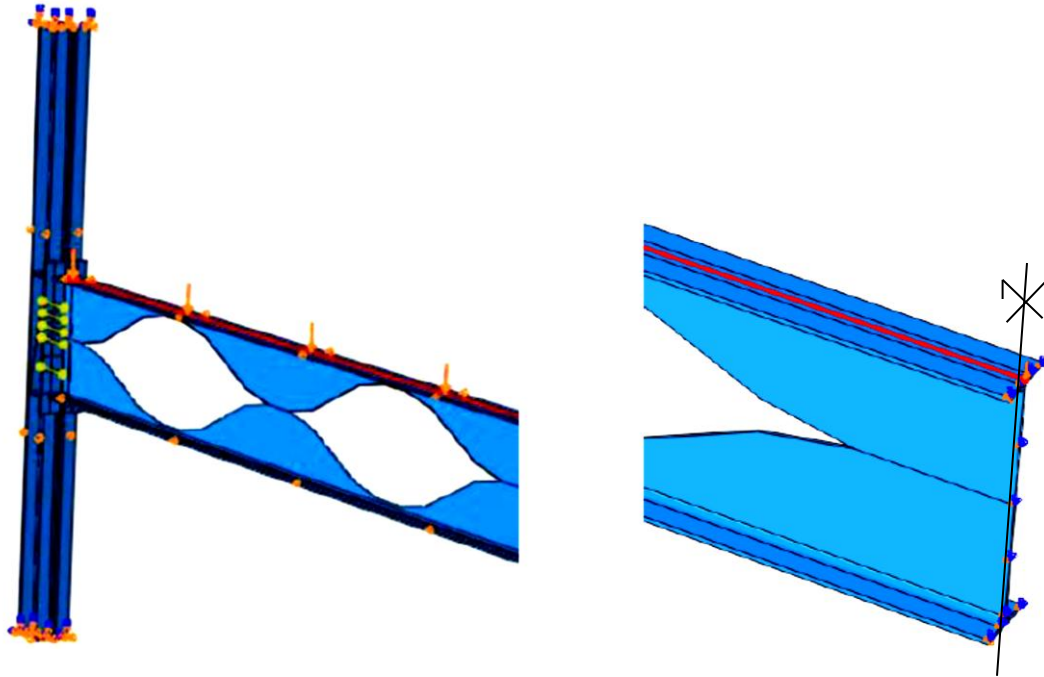
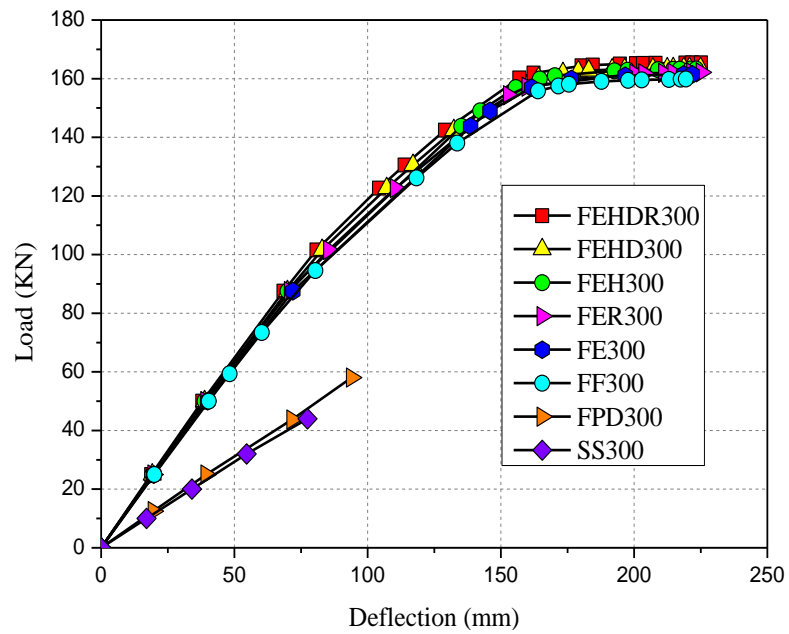


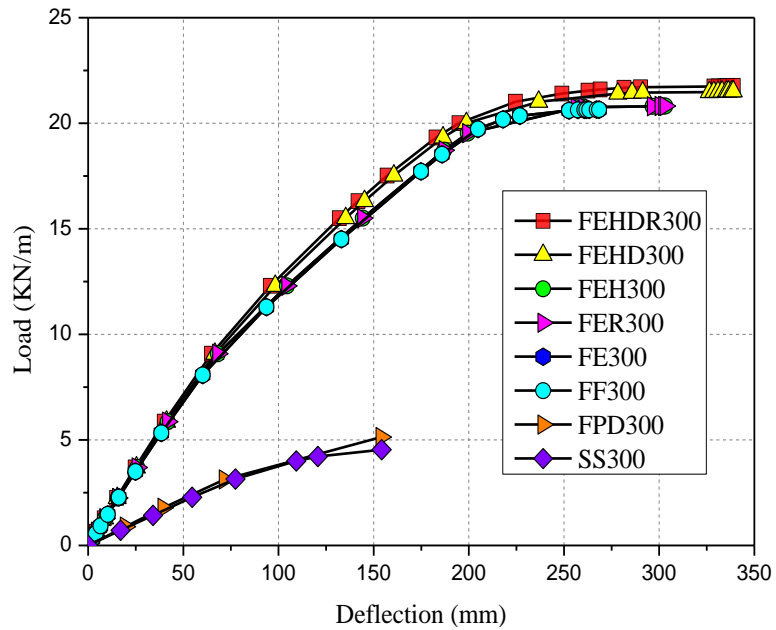
Fig. VII. 5. Chargement et conditions aux limites.

VII.4. Analyse des résultats

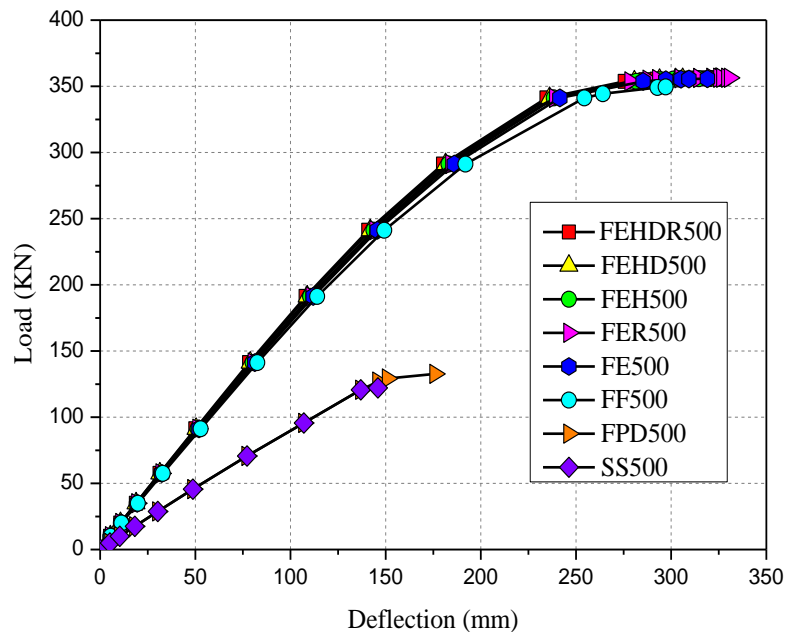
L'analyse des résultats numérique est basée sur la comparaison des courbes charge-flèche des poutres cellulaires obtenues pour les différentes configurations d'assemblages et pour les deux cas de chargement. Les flèches sont évaluées au milieu des travées. . La tendance générale de ces courbes étant similaires, les figures VII. 6. et VII. 7 en présentent quelques exemples. Ces figures permettent de constater la similitude entre les courbes charge-flèche des poutres cellulaires lorsque celles-ci sont liées aux poteaux par un assemblage par platine partielle d'extrémité et celles obtenues dans le cas où elles sont simplement appuyées. En pratique, les assemblages poutre-poteau par platine partielle d'extrémité sont admis articulés. Ce qui valide encore une fois le modèle numérique proposée dans cette étude.



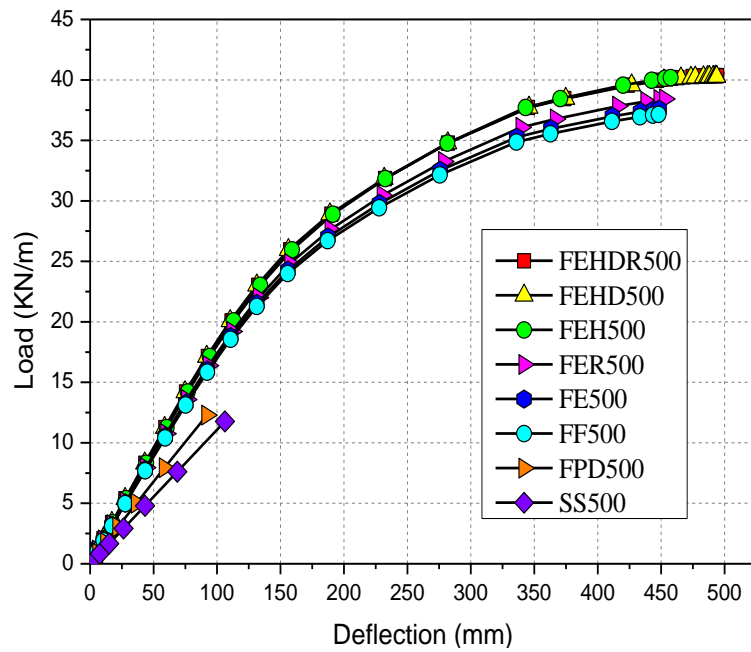
a) IPE 300 – charge concentré



b) IPE 300 – charge répartie

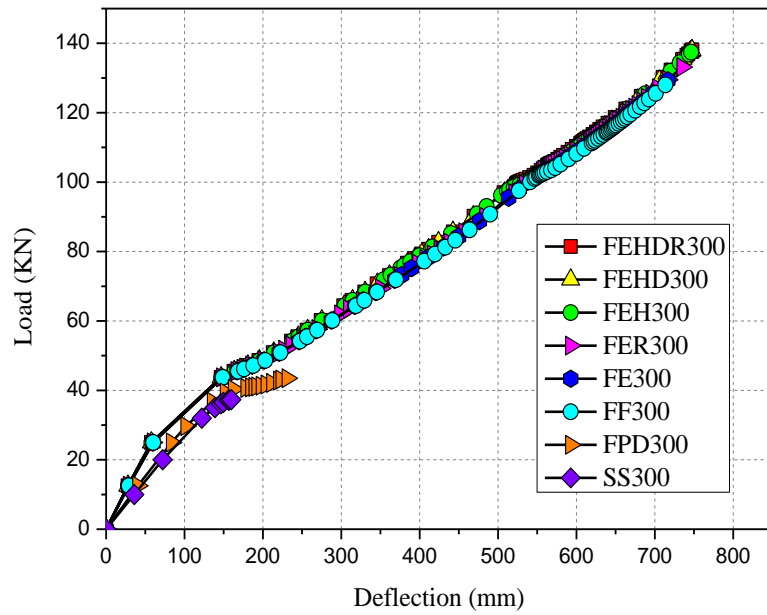


c) IPE 500 – charge concentré

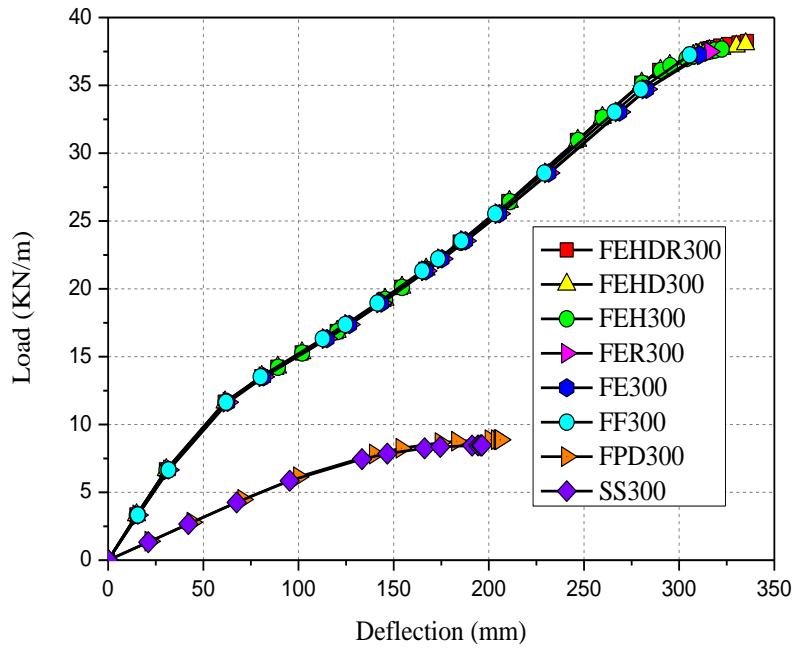


d) IPE 500 – charge répartie

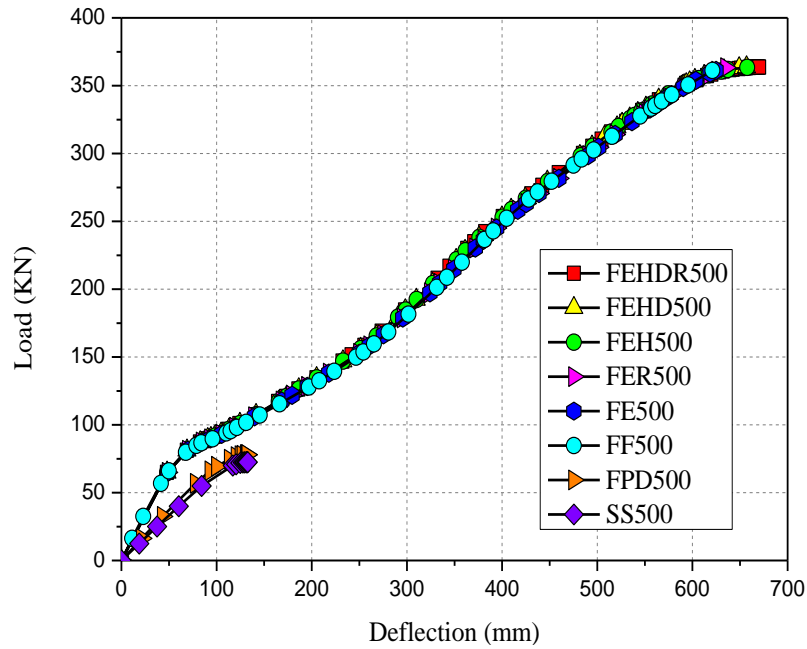
Fig. VII. 6. Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée des poutres cellulaires à ouvertures circulaires pour des configurations différentes d'assemblages poutre-poteau



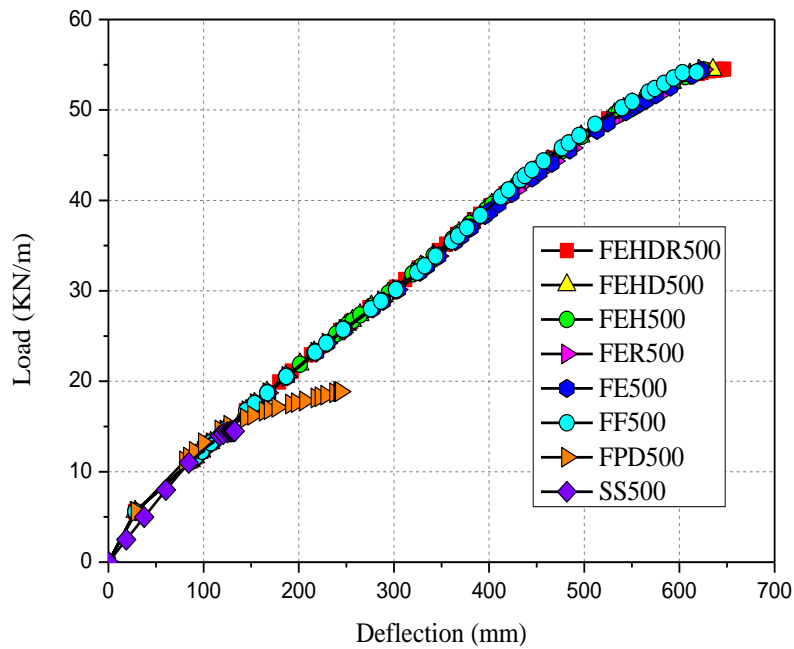
a) IPE 300 – charge concentré



b) IPE 300 – charge répartie



c) IPE 500 – charge concentré

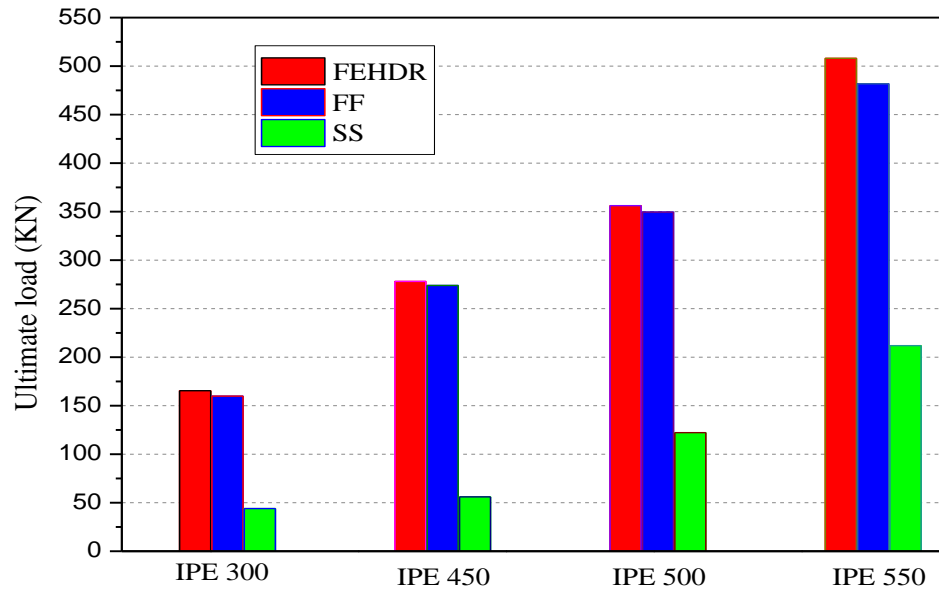


d) IPE 500 – charge répartie

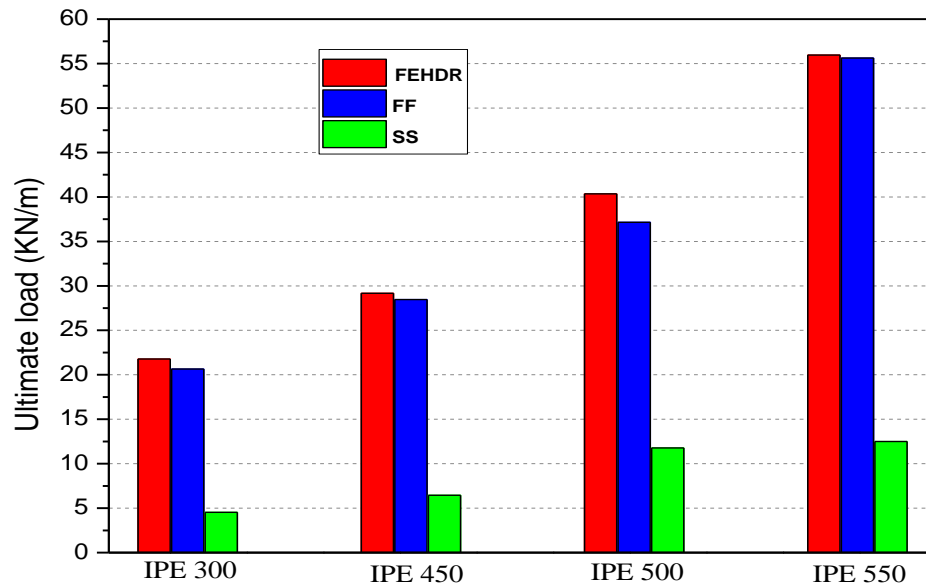
Fig. VII. 7. Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée des poutres cellulaires à ouvertures sinusoidales pour des configurations différentes d'assemblages poutre-poteau

Les courbes charge-flèche montrent aussi que l'utilisation d'assemblages boulonnés par platine débordante ou non débordante augmente la rigidité des poutres cellulaires avec ouvertures circulaires dans la phase linéaire. Seule la rigidité de la poutre à partir du profilé IPE 500 a été peu affectée par l'utilisation d'assemblages boulonnés. Dans le cas des poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales, seule la rigidité de la poutre fabriquée à partir du profilé IPE 300 et soumise à une charge répartie a peu augmenté dans la phase linéaire. Une autre constatation primordiale peut être tirée de ces courbes est que l'utilisation d'une platine d'about débordante avec ou sans raidisseurs et/ou l'ajout de raidisseurs de panneau d'âme n'apporte aucune amélioration notable quant à la rigidité ou à la résistance des poutres cellulaires liées aux poteaux par un assemblage avec platine d'about non débordante. Le remplacement d'un assemblage articulé (assemblage par double cornière ou par platine partielle, par exemple) par un assemblage boulonné avec platine d'extrémité non débordante contribue à augmenter la rigidité et la capacité portante des poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales.

Les histogrammes des figures VII. 8 et VII. 9 comparent entre les valeurs de la charge ultime des poutres cellulaires étudiées pour les différentes conditions d'extrémités suivantes : poutre simplement appuyée (avec la dénomination SS), poutre liée au poteau par un assemblage par platine non débordante (avec la dénomination FF) et poutre liée au poteau par un assemblage par platine débordante raidie et avec des raidisseurs horizontaux et diagonaux du panneau d'âme (avec la dénomination FEHDR). En plus des lettres, le chiffre de la dénomination indique la gamme du profilé parent IPE. Encore une fois nous constatons que l'utilisation d'un assemblage par platine d'about non débordante peut augmenter considérablement la capacité portante des poutres cellulaires sans avoir besoin de raidir la platine d'extrémité ou le panneau d'âme.

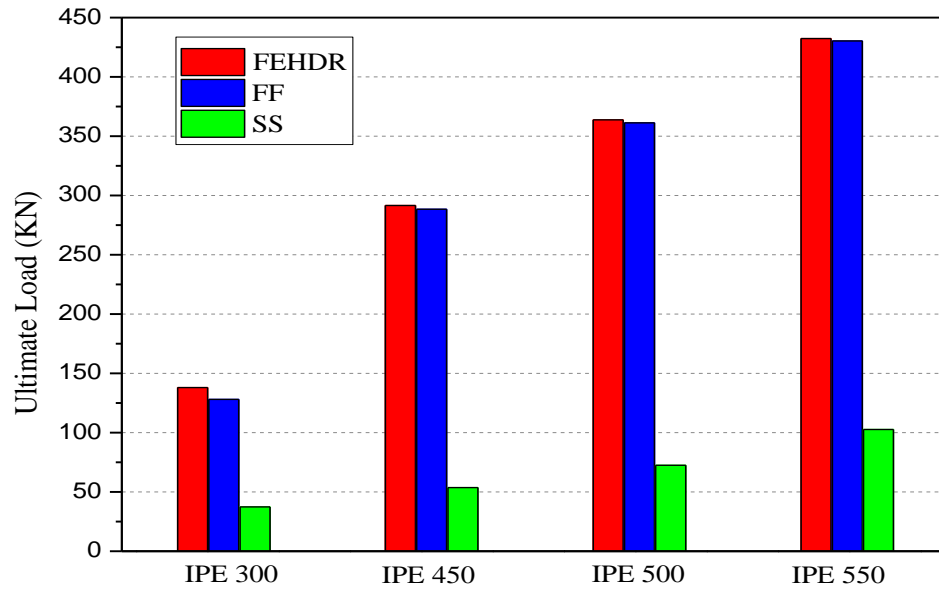


a) Charge concentré

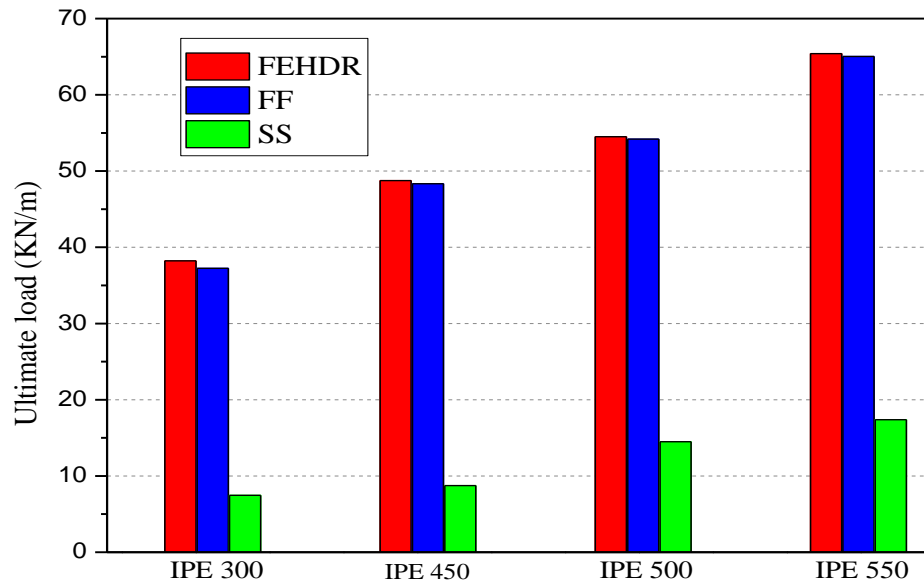


b) Charge répartie

Fig. VII. 8. Comparaison des valeurs de la charge ultime des poutres cellulaires avec ouvertures circulaires pour différents chargement et conditions d'extrémité



a) Charge concentré



b) Charge répartie

Fig. VII. 9. Comparaison des valeurs de la charge ultime des poutres cellulaires avec ouvertures sinusoidales pour différents chargement et conditions d'extrémité

CHAPITRE VII. INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DES ASSEMBLAGES SUR LE COMPORTEMENT GLOBAL DES POUTRES CELLULAIRES

Le pourcentage d'augmentation de la charge de ruine due au remplacement de l'assemblage poutre-poteau articulée par un assemblage boulonné par platine d'about non débordante varie entre les valeurs suivantes :

- 1) 315% à 455% pour les poutres cellulaires avec ouvertures circulaires soumises à une charge uniformément répartie.
- 2) 227% à 489% pour les poutres cellulaires avec ouvertures circulaires soumises à une charge concentrée à mi-portée.
- 3) 374% à 624% pour les poutres cellulaires avec ouvertures sinusoïdales soumises à une charge uniformément répartie.
- 4) 339% à 538% pour les poutres ajourées avec ouvertures sinusoïdales soumises à une charge concentrée à mi- portée.

L'augmentation de la flèche à la charge de rupture varie entre les valeurs suivantes:

- 1) 174% à 642% pour les poutres cellulaires avec ouvertures circulaires soumises à une charge uniformément répartie
- 2) 203% à 393% pour les poutres cellulaires avec ouvertures circulaires soumises à une charge concentrée à mi-portée
- 3) 156% à 466% pour les poutres cellulaires avec ouvertures sinusoïdales soumises à une charge uniformément répartie
- 4) 326% à 468% pour les poutres ajourées avec ouvertures sinusoïdales soumises à une charge concentrée à mi-portée.

Les résultats obtenus ci-dessus montrent également que la forme des ouvertures des poutres cellulaires ainsi que le type de chargement influent considérablement sur le pourcentage d'augmentation de la charge ultime, la rigidité et la flèche maximale des poutres cellulaires lorsqu'elles sont liées aux poteaux par des assemblages par platine d'about non débordante. Cependant, si l'augmentation de la charge ultime est indéniable, ce n'est pas le cas de la rigidité de certaines poutres cellulaires, contrairement à d'autres, dans la zone de comportement linéaire qui n'a pas subi une augmentation considérable. Ce qui rend difficile la détermination de la rigidité de la poutre en fonction de celle de

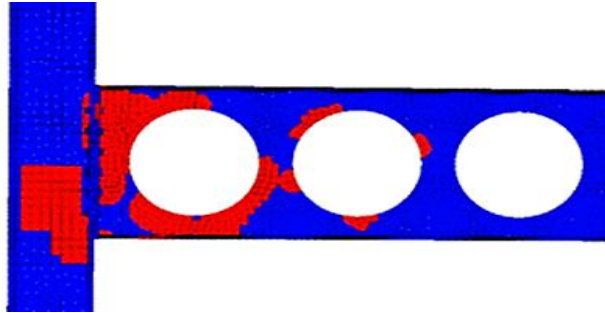
l'assemblage. A noter aussi que si les modes de ruine par instabilité ont été considérés, les pourcentages d'augmentation des charges ultimes et les flèches maximales auraient certainement diminué.

VII.5. Modes de ruine

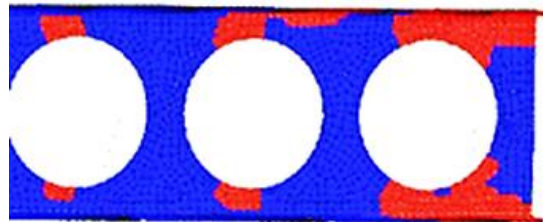
Comme dans le chapitre VI, nous allons utiliser les cartes de déformation plastique équivalente pour déterminer les modes de ruine des poutres cellulaires dénommée FPD500 lorsqu'elles comportent des ouvertures circulaires ou sinusoïdales et soumises à une charge uniformément répartie.

La figure VII. 10a. montre les zones plastifiées lorsque la poutre cellulaire FDP500 comporte des ouvertures circulaires. Nous pouvons constater que la ruine de la poutre s'est produite par plastification autour de la première et la deuxième ouverture ainsi que dans la zone d'assemblage. Le premier montant d'âme a subi une forte plastification due à l'interaction entre l'ouverture d'âme et les composantes d'assemblage. Ceci indique que si l'obstruction de la première ouverture d'âme aurait pu augmenter la capacité portante de la poutre. Nous pouvons aussi observer une interaction limitée entre la première et la deuxième ouverture autour de laquelle s'est formée quatre rotules plastiques (ruine par flexion Vierendeel). Cette interaction se produit lorsque les ouvertures d'âme sont peu espacées. Par ailleurs, dans la zone centrale (Figure VII. 10b), on peut observer une plastification des Tés supérieur et inférieur similaire à celle observée dans les zones des poutres cellulaires simplement appuyées sollicitées essentiellement à la flexion.

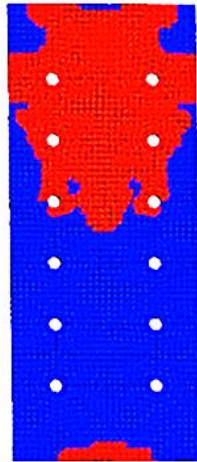
Le panneau d'âme ainsi que la platine d'about sont partiellement plastifiés (Fig. VII. 10c). Les tiges de trois boulons les plus tendus sont entièrement plastifiés comme il est illustré dans la Fig. VII. 10d.



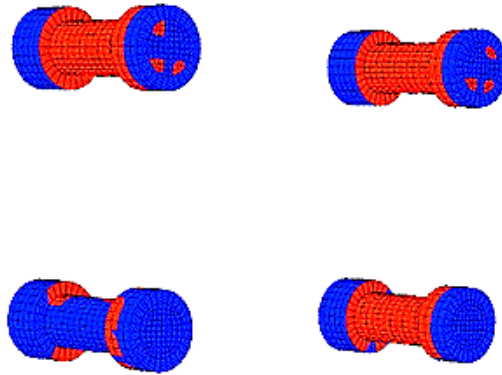
a) Déformé de l'assemblage



b) Déformé de la poutre avec ouvertures circulaires



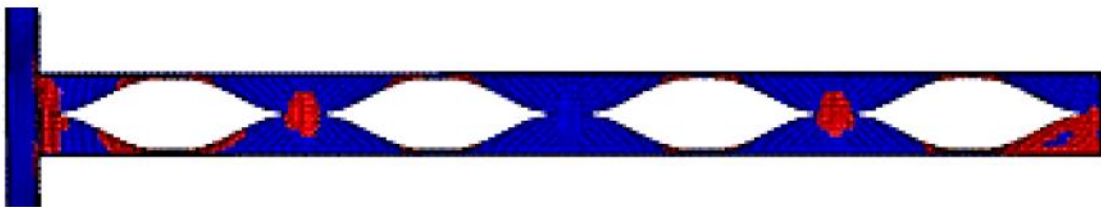
c) Déformé de la platine d'about



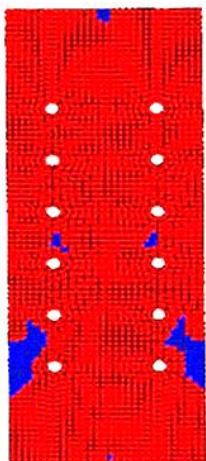
d) Déformé de boulons

Fig. VII. 10. Iso-valeurs des déformations plastiques équivalentes à la ruine dans la poutre FPD500 à ouvertures circulaires.

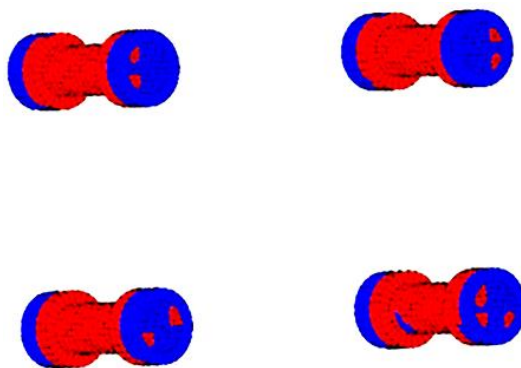
Dans le cas où la poutre FPD500 est munie d'ouvertures sinusoïdales, la figure VII.11a représentant les iso-valeurs des déformations plastiques équivalentes à la charge ultime montre une plastification complète du premier montant d'âme due à l'interaction entre l'ouverture et l'assemblage poteau-poutre. L'apparition de quatre rotules plastiques autour des ouvertures sinusoïdales est liée à la flexion Vierendeel. Ce mécanisme de ruine est susceptible de se produire autour des ouvertures larges. Des zones plastifiées apparaissent aussi à mi-hauteur de certains montants d'âme et qui sont liées à un mode de ruine par cisaillement horizontal. Ce mécanisme est susceptible de se produire autour des ouvertures larges et peu espacées.



a) Déformé de l'assemblage



b) Déformé de la platine d'about



c) Déformé de boulons

Fig. VII. 11. Iso-valeurs des déformations plastiques équivalentes à la ruine dans
la poutre FPD500 à ouvertures sinusoïdales

En outre, les figures VII. 11b et VII. 11.c montrent que la platine d'âme ainsi que les boulons les plus tendus sont complètement plastifiés, ceci est certainement due aux fortes interactions entre la première ouverture et les composants de l'assemblage. Par contre, le panneau d'âme n'a subi aucune plastification, malgré le fait qu'il n'est pas doté de raidisseurs.

On peut donc conclure que la ruine des poutres cellulaires se produit par plastification autour des ouvertures et par plastification complète ou partielle des différentes composantes des assemblages.

VII.6. Influence des caractéristiques des assemblages sur la répartition des moments

VII.6.1. Analyse en phase élastique

La détermination des sollicitations globales aux nœuds d'un portique en acier à nœuds semi-rigides engendrées par les diverses actions peut être effectuée à l'aide de la méthode des déplacements ou la méthode des forces. Il existe deux méthodes pour introduire la semi-rigidité des nœuds dans un calcul numérique des portiques.

La première méthode consiste à élaborer des éléments finis de type assemblage semi-rigide simulant la déformabilité réelle de l'assemblage seule. Cette technique nécessite un temps de calcul relativement important. De plus, l'implémentation de ce type d'élément dans un programme de calcul par éléments finis est très laborieuse.

La deuxième méthode consiste à développer un élément de type "poutre + ressort" réalisé tant pour la poutre plane que pour la poutre spatiale (Fig. VII.12). L'assemblage est représenté par un ressort de longueur nulle dont la loi constitutive peut être non linéaire et n'ayant qu'une rigidité en rotation. Cette méthode est largement employée dans les logiciels de calcul par éléments finis et l'implémentation de ce type d'élément est relativement simple.

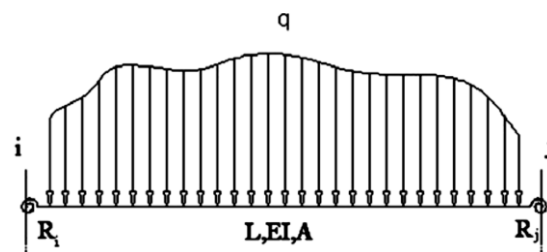


Fig. VII. 12. Élément fini Poutre + ressort

Le coefficient de fixation (fixity factor) est introduit afin de refléter la rigidité relative de la poutre et la rigidité du ressort en rotation. Il est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{RL}} \quad (\text{VII.1})$$

où R est la rigidité du ressort en rotation et EI/L est la rigidité flexionnelle de la poutre.

Le coefficient de fixation varie entre 0 et 1 (0 pour une articulation parfaite et 1 pour une connexion rigide).

Par l'introduction du coefficient de fixation la matrice de rigidité de la poutre est modifiée.

Pour étudier l'influence du comportement d'un nœud semi-rigide sur la répartition du moment élastique, on peut aussi utiliser la méthode dite «beam-line». Le principe de cette méthode consiste à reporter dans un diagramme les rotations aux extrémités en abscisses et les moments sur appuis en ordonnées (Fig. VII.13). Les cas «articulé» et «encastré» fournissent deux bornes, situées respectivement sur les axes du diagramme. Comme nous supposons que le matériau a un comportement élastique linéaire, la droite qui relie ces bornes représente l'ensemble des équilibres possibles de la poutre.

Sur ce même diagramme, nous reportons les courbes représentatives du comportement élastique des nœuds. Son intersection avec la droite précitée fournit le moment de flexion et la rotation sur appui.

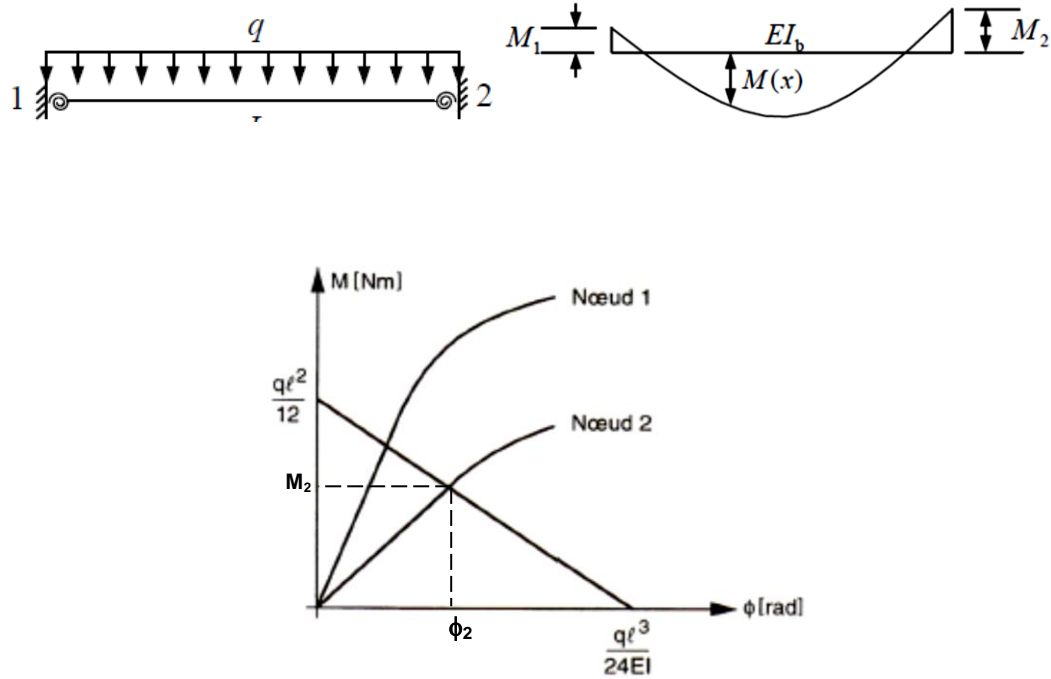


Fig. VII. 13. Analyse élastique d'une poutre avec assemblages semi-rigide

Si nous considérons une poutre symétrique soumise à une charge uniformément chargée, les moments aux assemblages et au centre de la poutre sont déterminés à partir des expressions suivantes :

$$M_1 = M_2 = \frac{qL^2}{12} \times \frac{S_j}{(k_b + S_j)} \quad (\text{VII.2})$$

$$M_B = \frac{qL_B^2}{8} - M_1 \quad (\text{VII.3})$$

où

S_j est la raideur de l'assemblage et $k_B = \frac{2I_B}{L_B}$ la rigidité de la poutre.

On peut remarquer que dans le cas où l'assemblage possède une rigidité de flexion très faible par rapport à celle de la poutre ($S_j \ll K_b$), la poutre se comporte de façon très semblable à une poutre articulée. Par contre lorsque la poutre possède une rigidité de flexion très faible par rapport à celle de l'assemblage ($S_j \gg K_b$), la poutre se comporte de façon semblable à celle d'une poutre encastree.

VII.6.2. Analyse à l'état limite ultime

L'analyse à l'état ultime consiste à déterminer le chargement maximal qu'une structure donnée peut supporter en faisant abstraction de son comportement antérieur. L'effondrement peut se produire en raison de l'apparition d'un nombre suffisant de rotules plastiques (mécanisme) ou suite à la rupture d'une ou plusieurs sections (ductilité insuffisante, voilement local etc.) ou d'un ou plusieurs assemblages. Dans l'analyse rigide-plastique, les déformations élastiques des éléments sont négligées et les déformations plastiques sont supposées être localisées dans les rotules plastiques. Lorsqu'on utilise une analyse rigide-plastique pour un portique à nœuds semi-rigides, c'est le moment résistant de l'assemblage qui influence la distribution des moments plutôt que sa rigidité. La ruine d'une poutre à pleine se produit après la formation de 3 rotules plastiques en section courante et au niveau des assemblages. Le moment de résistance plastique de la poutre $M_{pl,Rd}$ diminue lorsque le moment résistant des assemblages augmente, comme il est représenté sur la Fig. VII.14 pour une poutre à âme pleine.

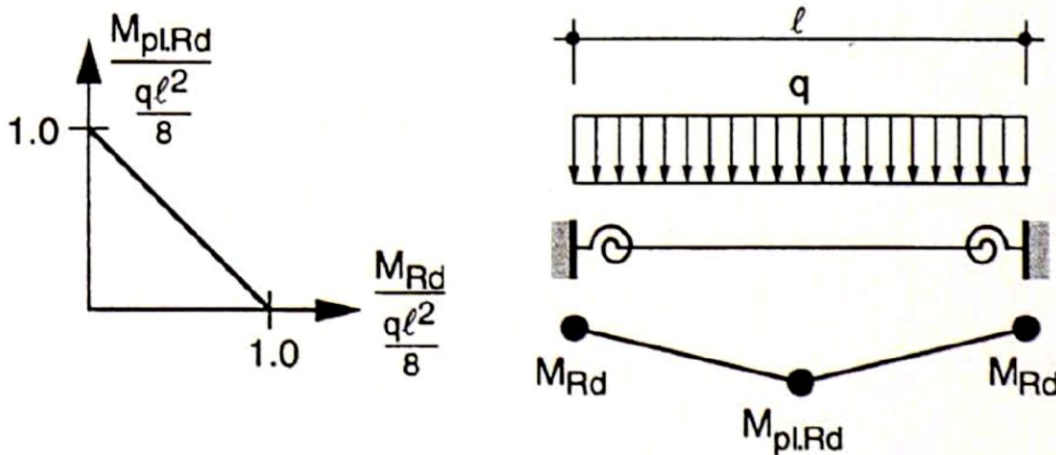


Fig. VII. 14. Influence de la résistance de l'assemblage sur le moment de plastification d'une poutre à âme pleine [19]

VII.6.3. Répartition des moments à la ruine des poutres cellulaires étudiées

Il s'agit dans ce paragraphe de déterminer les moments à mi-travée et d'extrémités à la ruine des poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoidales étudiées dans les paragraphes précédents de ce chapitre. Pour ce faire, nous avons utilisé l'approche rigide-plastique de l'analyse limite. Comme mentionné précédemment, lorsqu'on utilise une analyse rigide plastique, seul le moment résistant de l'assemblage influence la répartition des moments de flexion. La rigidité des assemblages n'a aucune influence. Dans cette étude nous n'avons considéré que les assemblages par platine d'about non débordante, étant donné que les résultats des simulations numériques ont montré que les assemblages par platine débordante avec ou sans raidisseurs n'apportent aucune augmentation de la résistance des poutres. Ceci est dû certainement au fait que si on opte pour des assemblages très résistants, la ruine des poutres se produit par plastification des poutres lorsqu'elles atteignent leur rotation maximale. Les résultats des simulations numériques ont aussi montré qu'à l'état de ruine, les assemblages par platine d'about non débordantes sont partiellement ou complètement plastifiées.

Si on se réfère à l'EN-1993-1-8 [1], les assemblages boulonnés poutre-poteau avec platine d'about possèdent un comportement élastique jusqu'à au moins $\frac{2}{3}$ de son moment résistant M_{Rd} . On peut donc admettre que les moments d'extrémités des poutres étudiées, liées aux poteaux par platine d'about non débordante, M_1 et M_2 sont compris entre $\frac{2}{3}M_{Rd}$ et M_{Rd} . Par ailleurs, pour chaque incrément de la charge, les moments au niveau de l'assemblage et le moment à mi-travée doivent satisfaire la condition d'équilibre suivante :

$$M_1 + M_B = M_0 \tag{VII.4}$$

où

M_0 est le moment positif maximum de la poutre supposée simplement appuyées à ses deux extrémités et soumise au même chargement que la poutre réelle.

**CHAPITRE VII. INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DES ASSEMBLAGES SUR LE
COMPORTEMENT GLOBAL DES POUTRES CELLULAIRES**

- Pour une charge uniformément répartie $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$ Pour (VII.5)

- Pour une charge ponctuelle appliquée au milieu de la poutre $M_0 = \frac{Q_u L}{4}$ (VII.6)

Dans le cadre de cette étude, les charges ultimes q_u et Q_u sont issues des résultats des simulations numériques.

Ainsi, si le moment de flexion transmis par l'assemblage est connu ainsi que la charge ultime, il est possible de déterminer le moment à mi-portée M_B de chaque poutre à partir de la formule suivante:

$$M_B = M_0 - M_1 \quad (VII.7)$$

La répartition des moments est caractérisée par le paramètre λ tel que :

$$\lambda = \frac{M_1}{M_B} \quad (VII.8)$$

Les tableaux VII.3 et VII.4 présentent les valeurs du rapport λ des poutres cellulaires étudiées soumises respectivement à une charge ponctuelle centrée et à une charge uniformément répartie.

Tableau VII. 3. Valeurs du rapport λ évaluées pour les poutres cellulaires étudiées soumises à une charge ponctuelle centrée

Poutre	M_0 (kN.m)	M_{Rd} (kN.m)	M_B (kN.m)		λ	
			$M_0 - 2/3 M_{Rd}$	$M_0 - M_{Rd}$	$2/3 M_{Rd} / M_B$	M_{Rd} / M_B
FF300 (1)	560	86.68	502.21	473.32	0.11	0.15
(2)	480.96	96.88	416.37	384.08	0.15	0.20
FF400 (1)	1506.12	258.24	1333.96	1247.88	0.13	0.17
(2)	1471.25	318.88	1258.66	1152.37	0.17	0.21
FF450 (1)	2009.62	494.55	1679.92		0.20	0.24
(2)	2088	571.66	1515.07		0.22	0.27
FP550 (1)	2886	608.51	2480.32	2277.49	0.16	0.21
(2)	2465	641.64	2037.24	1823.36	0.20	0.26

(1) Poutres cellulaires avec ouvertures circulaires

(2) Poutres cellulaires avec ouvertures sinusoidales.

**CHAPITRE VII. INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DES ASSEMBLAGES SUR LE
COMPORTEMENT GLOBAL DES POUTRES CELLULAIRES**

Tableau VII. 4. Valeurs du rapport λ évaluées pour les poutres cellulaires étudiées soumises à une charge uniformément répartie

Poutre	M_0 (kN.m)	M_{Rd} (kN.m)	M_B (kN.m)		λ	
			$M_0 - 2/3 M_{Rd}$	$M_0 - M_{Rd}$	$2/3 M_{Rd} / M_B$	M_{Rd} / M_B
FF300 (1)	502.25	86.68	444.46	415.57	0.13	0.17
(2)	1058.91	96.88	994.32	962.03	0.06	0.09
FF450 (1)	1721.22	258.24	1549.06	1462.98	0.11	0.15
(2)	2719.14	318.88	2506.55	2400.25	0.08	0.12
FF500 (1)	2455.88	494.55	2126.18	1961.33	0.16	0.20
(2)	3633.12	571.66	3252.01	3061.46	0.12	0.16
FF550 (1)	3600	608.51	3194.32	2991.49	0.13	0.17
(2)	4373.2	641.64	3945.44	3731.56	0.11	0.15

(1) Poutres cellulaires avec ouvertures circulaires

(2) Poutres cellulaires avec ouvertures sinusoidales.

Le logiciel MASTER EC3 Assemblages [20] Acier développé par Autodesk a été utilisé pour évaluer le moment résistant de chaque configuration d'assemblage par platine d'about non débordante suivant la méthode des composantes de l'EN 1993-1-8 [1].

Les valeurs du paramètre λ varient en général entre 10 et 20% selon la forme des ouvertures et le type du chargement. Les valeurs de λ obtenus pour les poutres cellulaires avec ouvertures sinusoidales sont légèrement supérieures à celles obtenues pour les poutres à ouvertures circulaires lorsqu'elles sont soumises à des charges concentrées. A l'inverse, les valeurs maximales du paramètre λ ont été obtenues pour les poutres à ouvertures circulaires lorsqu'on considère des charges uniformément réparties.

Connaissant les valeurs du paramètre λ , on peut évaluer la charge ultime d'une poutre cellulaire à nœuds semi-rigides à partir de l'équation d'équilibre des moments.

- Pour une poutre soumise à une charge uniformément répartie : $q_u = \frac{8(1+\lambda)}{\lambda l^2} M_1$ (VII.9)

- Pour une poutre soumise à une charge concentrée à mi-portée:

$$q_u = \frac{4(1+\lambda)}{\lambda l} M_1 \quad \text{(VII.10)}$$

Le rapport λ est fonction de la résistance de la poutre et celle de l'assemblage lorsqu'on effectue une analyse rigide plastique. Il est aussi fonction des rigidités de la poutre et celle de l'assemblage lorsqu'on effectue une analyse élasto-plastique.

En se basant sur les résultats des simulations numériques de la présente étude, et pour obtenir des charges ultimes du côté de la sécurité, on recommande d'adopter les valeurs suivantes de λ et du moment transmis par l'assemblage :

$\lambda = 0.15$ et $M_1 = M_{Rd}$ pour les poutres cellulaires à ouvertures circulaires.

$\lambda = 0.9$ et $M_1 = M_{Rd}$ pour les poutres cellulaires à ouvertures sinusoïdales.

VII.7. Conclusion

L'objectif de ce chapitre a été d'étudier à travers des simulations numériques l'influence des caractéristiques des assemblages boulonnés par platine d'about sur le comportement de poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales grandeur réelle. Le but de cette étude est de déterminer dans quelles proportions on pourra améliorer les performances de ce type de poutres en remplaçant les assemblages poutre-poteau simples conventionnels par des assemblages continus. Un certain nombre de configurations d'assemblages boulonnés par platine d'about ont été considérées. Les résultats des simulations numériques ont montré que l'utilisation des assemblages boulonnés par platine d'about non débordante augmentera de façon considérable la résistance des poutres cellulaires vis-à-vis de la flexion, flexion Vierendeel et effort tranchant ainsi que leur rigidité. Par ailleurs, l'utilisation de platine débordante raidie ou non ou de raidisseurs horizontaux ou diagonaux du panneau d'âme n'ont eu aucun effet sur la résistance par rapport à celle obtenue avec une platine d'about non débordante. Les résultats numériques ont aussi montré qu'à la ruine les assemblages étaient soit partiellement ou complètement plastifiés. Cette observation a permis d'évaluer les rapports des moments transmis par les assemblages aux moments à mi-travée et par suite proposer deux formules pour estimer la charge ultime des poutres cellulaires à ouvertures circulaires ou sinusoïdales.

Références

- [1] EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints
[Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, 2005.
- [2] Abidelah. A., Bouchaïr. A., Kerdal. D.E, "Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners", Journal of Constructional Steel Research, vol n°76, pp: 13-27.2012.
- [3] ENV 1993-1-1:1992/A2:1998 Eurocode 3: Part 1.1-Amendment A2, CEN, 1998.
- [4] ACB+ Design software, ArcelorMittal. www.arcelormittal.com/sections.
- [5] "Large web openings for service integration in composite floors", Final Report for ECSC Research Contract 7210-PR-315, 2003 European Commission, EUR 21345, ISBN: 92-79-01723-3, EU Bookshop, Catalogue Number: KI-NA-21345-EN-C, 2006.
<https://publications.europa.eu/en/publication-detail/-/publication/a4af7d1a-b375-4aaa-855e-4e4159737fe3>
- [6] Nogueiro, P., "Comportamento Cíclico de Ligações Metálicas ", "Cyclic Behaviour of Steel Connections", PhD Thesis, University of Coimbra, Portugal, 2009. (in [Portuguese]).
- [7] Augusto, H., Da Silva. L.S., Rebelo. C., Castro. J.M., "Characterization of web panel components in double-extended bolted end-plate steel joints ", Journal of Constructional Steel Research, vol n° 116 ,pp: 271-293, 2016.
- [8] Warren. J., "Ultimate load and deflection behaviour of cellular beams", MSc thesis, School of Civil Engineering, University of Natal, Durban, South Africa, 2001.
- [9] Durif. S., Bouchaïr. A., Vassart. O., "Experimental tests and numerical modeling of cellular beams with sinusoidal openings", Journal of Constructional Steel Research, vol n° 82 (1), pp: 72-87, 2013.
- [10] ABAQUS User's, Theory and Scripting Manuals, Version 6.12. ABAQUS, Inc., Dassault Systems Simulia Corp., Providence, USA, 2012.

- [11] Bitar. D., Martin. P.O., Galéa. Y., Demarco. T., "Poutres cellulaires acier et mixtes : Partie 1 Proposition d'un modèle pour la résistance des montants". CTICM n°1, 2006.
- [12] Zaarour. W. , Redwood. R. G., " Web buckling in thin webbed castellated beams", Journal of the Structural Division ASCE, vol n° 122 (8), pp:860-866, 1996.
- [13] Redwood. R., Demirdjian. S., " Castellated beam web buckling in shear". Journal of the Structural Division ASCE, vol n° (10), pp: 1202–1207. 1998.
- [14] Tsavdaridis. 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, vol n° 67, pp: 1605–1620, 2011.
- [15] Ellobody. E., " Nonlinear analysis of cellular steel beams under combined buckling modes", Thin-Walled Structures, vol n° 52, pp: 66–79, 2012.
- [16] Soltani. M. R., Bouchair. A., Mimoune. M., "Nonlinear FE analysis of the ultimate behavior of steel castellated beams", Journal of Constructional Steel Research, vol n° 70, pp:101-114, 2012.
- [17] Girão Coelho, A.M., Bijlaard, F.S.K., Da silva, S.L., "Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections", Engineering Structures, 26, pp: 1185–1206, 2004.
- [18] Madjour. A., Soltani. M.R., Harkati. E., Boutagouga. D., Labed. A., "Effect of web beam openings on the mechanical behaviour of bolted end- plate Connections", 13TH Arab Structural Engineering Conference, University of Blida, Algeria, December 2015.
- [19] Crisinel. M., "Dimensionnement des assemblages mixtes semi-rigides (I) ", <http://www.e-peri>.
- [20] MASTER EC3, Assemblages Acier (Eurocode 3), – BIMware. <https://bimware.com/.../80-master-ec3-assemblages-acier-eurocode->.
- [21] Kaveh. A., Moez. H., " Minimal cycle bases for analysis of frames with semi-rigid joints", Computers and Structures, vol n° 86, pp: 503–510, 2008.

**CHAPITRE VII. INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DES ASSEMBLAGES SUR LE
COMPORTEMENT GLOBAL DES POUTRES CELLULAIRES**

[22] Jaspert. J.P. , de Ville de Goyet. V., "Etude expérimentale et numérique du comportement des structures composées de poutres à assemblages semi-rigides", Construction métallique n°2, 1988.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les poutres ajourées ont fait l'objet de multiples études tant numériques qu'expérimentaux. Cependant, ces études ont toujours considéré que ces poutres sont liées aux poteaux de manière articulées. En d'autres termes, aucune étude n'a été publiée sur le comportement de telles poutres lorsqu'elles sont partiellement encastées sur les poteaux. Ce travail de thèse a porté sur la modélisation des poutres cellulaires avec ouvertures circulaires ou sinusoïdales liées aux poteaux par des assemblages boulonnés par platines d'about. Pour ce faire, nous avons considéré des configurations d'assemblages dits semi-rigides ou partiellement résistants possédant différents rigidité et moment résistant. Dans cette étude l'influence des ouvertures d'âme des poutres sur les caractéristiques des assemblages a été aussi abordée.

Au terme de cette étude, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- Les ouvertures d'âme des poutres circulaires ou sinusoïdales situées à proximité des assemblages poutre-poteau ont peu d'effets sur leurs caractéristiques. Ainsi, Il est possible dans ce cas d'utiliser la méthode de l'EN 1993-1-8 pour déterminer les caractéristiques des assemblages boulonnés par platine d'about applicables lorsque les poutres sont à âmes pleines.

- Les assemblages poteau-poutre par platine partielle peuvent être considérés comme nominalement articulées.

- L'assemblage boulonné par platine d'about non débordante d'une poutre cellulaire avec ouvertures circulaires ou sinusoïdales avec un poteau améliore sensiblement la résistance ultime des poutres et à un degré moindre leur rigidité en flexion comparativement aux poutres avec des attaches nominalement articulées. L'augmentation du taux de résistance ultime dépend de la forme des ouvertures et du chargement. Les valeurs obtenues pour les poutres cellulaires avec ouvertures sinusoïdales sont supérieures à celles obtenues pour les poutres cellulaires avec ouvertures circulaires. À noter que dans les deux cas, nous avons adopté les dimensions et les espacements extrêmes des ouvertures ainsi que la distance entre la première

ouverture et la face du poteau. Il se peut que ces augmentations soient plus importantes si on utilise des configurations géométriques des ouvertures moins sévères. En général, le taux d'augmentation de résistance obtenu avec les charges uniformément répartie est plus élevé comparativement à celui obtenu avec les charges concentrées. Ces taux d'augmentation ne devraient pas être si importants si on considère les modes de ruine par instabilités (flambement des montants d'âme par cisaillement ou par compression, voilement local de la semelle du Té comprimé, déversement).

- L'utilisation d'une platine d'about débordante, de raidisseurs de platine, ou de raidisseur d'âme de poteau n'apporte quasiment aucune amélioration de la résistance ultime ou la rigidité des poutres cellulaires étudiées en flexion comparativement à la platine d'about non débordante. Ceci est certainement dû au fait que la ruine des poutres cellulaires se produit avant que la platine ou les raidisseurs aient développé leur résistance maximale. On peut alors considéré que dans ce cas les assemblages adoptés sont à pleine résistance.

- La ruine des poutres cellulaires étudiées se produit, non seulement par plastification autour des ouvertures, comme c'est le cas des poutres articulées, mais aussi par plastification de la zone d'assemblage soumise à l'effet du moment de flexion et probablement à un degré moindre à l'interaction entre l'ouverture et l'assemblage. Il serait peut être utile de comparer ces résultats avec ceux obtenus avec des poutres à âmes pleines ou avec des ouvertures suffisamment éloignées des assemblages.

- Les poutres cellulaires étudiées peuvent être considérées comme partiellement encastées. Nous avons jugé donc qu'il est utile d'estimer les moments sollicitant les assemblages. Il est clair que la répartition des moments dépend d'une part de la rigidité de la poutre et celle de l'assemblage et d'autre part de la résistance ultime de l'assemblage et celle de l'assemblage. Les résultats numériques ont montré clairement qu'à l'état de ruine les assemblages sont partiellement ou complètement plastifiés. En se référant à l'EN 1993-1-8, on peut admettre que les moments aux extrémités de la poutre varie entre $2M_{j,Rd} / 3$ et $M_{j,Rd}$. En utilisant la méthode rigide plastique, il est facile de déterminer le moment positif à mi-travée à l'état de ruine. Les résultats obtenus ont montré que le rapport entre les moments aux extrémités de la poutre et ceux à mi-travée

dépend de la forme des ouvertures et certainement de leur dimensions ainsi, le type de charge et la valeur du moment au niveau de l'assemblage. D'autres études numériques et expérimentales sont nécessaires pour évaluer à l'aide de formules pratiques les valeurs du paramètre λ en fonction des caractéristiques des poutres cellulaires et des assemblages. De cette manière, la charge ultime de la poutre sera évaluée avec une meilleure précision comparativement à celle proposée dans cette étude.

Au vu des résultats obtenus, nous envisageons les perspectives suivantes afin de mieux cerner le comportement de ces poutres :

- Effectuer des essais pour corroborer les résultats que nous avons obtenus dans cette thèse.
- Introduire des imperfections initiales pour provoquer les modes de ruine par instabilité (voilement des montants d'âme, déversement).
- Effectuer un nombre suffisant de simulations afin d'établir des méthodes pratiques pour évaluer la charge ultime, le moment d'encastrement et la flèche maximale des poutres cellulaires en fonction de la rigidité et du moment résistant de l'assemblage.
- Étudier l'influence de la rigidité du poteau sur le comportement des poutres. Cet effet a été négligé dans cette étude étant donné que nous avons conservé les mêmes dimensions du poteau pour toutes les poutres étudiées.

On peut étendre cette étude en considérant des assemblages par soudage au lieu des assemblages boulonnés par platine d'extrémité.