

*ECOLE DOCTORALE*  
*SCIENCES POUR L'INGÉNIEUR DE CLERMONT-FERRAND*

**Thèse**

Présentée par

**ABIDELAH Anis**

Ingénieur Génie Civil – U.S.T.O. – Algérie

Pour obtenir le grade de :

**DOCTEUR D'UNIVERSITÉ**  
**SPÉCIALITÉ : GÉNIE CIVIL**

**Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques**  
**-Approche numérique et validation expérimentale-**

Soutenue publiquement le 22/10/2009, devant le jury composé de :

Messieurs	A. Khelil	Rapporteur
	M. Mimoune	Rapporteur
	J. Averseng	Examineur
	J. Bujnak	Examineur
	J.P. Muzeau	Examineur
	A. Bouchaïr	Directeur de thèse (France)
	D. Kerdal	Directeur de thèse (Algérie)



## Avant propos

Le travail de thèse présenté dans ce mémoire a été mené en cotutelle entre le Laboratoire de Mécanique et Ingénieries de l'Université Blaise Pascal (Clermont-Ferrand) et la Faculté de Génie Civil de l'Université des Science et de la technologie d'Oran (Algérie). Comme tout travail de recherche, il fut instructif et passionnant, tout en étant constitué de tâches souvent ardues et décourageantes. Je tiens donc à remercier les personnes qui m'ont apporté leur soutien et permis ainsi de mener à terme ce travail.

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à M. Abdelhamid BOUCHAÏR, Professeur à Polytech' Clermont-Ferrand et M. Djamel KERDAL, Professeur à l'Université des Sciences et de la Technologie d'Oran (Algérie) qui m'ont fait l'honneur de diriger ce travail. Ils ont été les personnes qui m'ont initié au travail de recherche. A travers nos discussions, souvent longues mais toujours fructueuses, ils m'ont amené à avoir un regard critique sur un nombre de phénomènes, qui paraissaient souvent être des évidences. Ce n'est qu'avec le recul qu'à présent je comprends que c'est justement ce travail de réflexion qui est la base de tout savoir. Je tiens à leur assurer de mon profond respect et sympathie.

Je tiens également à remercier M. Jean Pierre MUZEAU, Professeur à Polytech' Clermont-Ferrand, d'avoir présidé mon jury de thèse.

Je remercie Monsieur Abdelouahab KHELIL Professeur à l'IUT Nancy Brabois et Monsieur Mostefa MIMOUNE, Professeur à l'Université de Constantine (Algérie), pour avoir accepté de rapporter ce travail. Je tiens à les remercier pour le temps qu'ils ont consacré à cette tâche ainsi que pour les fructueuses remarques qui ont permis d'améliorer ce mémoire.

Je remercie Monsieur Julien AVERSENG, Maître de conférences à l'IUT de Nimes, pour sa disponibilité, ses conseils et son soutien moral qu'il n'a cessé de m'apporter.

J'exprime aussi ma sincère reconnaissance à Monsieur Jan BUJNAK, Professeur et Recteur de l'Université de Zilina, d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Ma reconnaissance va plus généralement à l'ensemble des personnels techniques du Laboratoire de Mécanique et Ingénieries (Hall d'essais Génie Civil), en mentionnant le rôle particulièrement actif au plan technique de Messieurs Francisco, Jérôme et Philippe.

Je souhaite exprimer ma sympathie à toutes les personnes que j'ai côtoyées au LaMI ainsi qu'à l'Université d'Oran, pour avoir, très agréablement rythmé ces années de thèse.

Enfin, je remercie mes parents, ma famille et mes proches pour leur soutien et leurs encouragements, sans lesquels je n'aurais jamais pu arriver au bout de mes projets.



## Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire porte sur le comportement des assemblages métalliques boulonnés avec platine d'about.

La première partie à caractère expérimentale, décrit deux séries d'essais sur des assemblages métalliques avec platine d'about boulonnée sous chargement monotone réalisés au Laboratoire de Mécanique et Ingénieries (LaMI), Université Blaise Pascal (Clermont-Ferrand). Ces deux séries concernent des assemblages de type poteau-poutre ou poutre-poutre. Au total huit types d'assemblages avec différentes configurations géométriques ont été testés pour évaluer leur résistance, leur rigidité et leur capacité de rotation. Les paramètres étudiés sont les caractéristiques dimensionnelles de la platine d'about (débordante ou non débordante) et le renfort de la platine d'about. Les résultats obtenus ont permis de caractériser le comportement non linéaire d'assemblages métalliques avec platines d'about boulonnées et d'analyser la contribution de certaines composantes à la rotation globale.

La deuxième partie est consacrée au développement d'un modèle numérique tridimensionnel non linéaire avec des éléments volumiques à 8 nœuds à l'aide du logiciel d'éléments finis CAST3M. Le modèle permet de suivre le comportement réel des assemblages avec platine d'about boulonnée jusqu'à la ruine. Il tient compte des non linéarités matérielles et géométriques (contact, plasticité, grands déplacements). Pour valider le modèle numérique, ses résultats sont comparés à ceux issus de l'expérimentation. Aussi, pour garder un aspect applicatif au modèle développé, ses résultats sont confrontés aux formulations analytiques de l'Eurocode 3. Le modèle a permis d'analyser l'évolution des champs de contraintes et de la plasticité dans différentes zones de l'assemblage. Il a permis aussi de confirmer les observations expérimentales concernant l'influence du raidisseur de platine sur le mécanisme de transfert des efforts à travers son extrémité. Une étude paramétrique sur l'influence, de la position des raidisseurs de la platine d'about et de la rigidité du poteau, sur le comportement global de l'assemblage est effectuée.

Dans la troisième partie, l'influence de la flexion du boulon sur le comportement des tronçons en té, qui représentent la zone tendue de l'assemblage, est analysée en utilisant un modèle éléments finis 3D. Comme pour le modèle d'assemblages, celui développé pour les tronçons en té tient compte des non linéarités matérielles et géométriques. Une étude paramétrique est menée pour évaluer les effets de paramètres tels que la dimension du tronçon en té, la rigidité de la rondelle, la position du boulon et l'épaisseur de la semelle sur le comportement des tronçons en té et en particulier la flexion du boulon. Un regard particulier est porté à l'influence du moment fléchissant sur le comportement du boulon, habituellement considéré sollicité en traction seule.

**Mots clés :** Assemblage, Raidisseur, Semi-rigidité, Analyse non-linéaire, Modélisation éléments finis, Tronçon en té, Boulon, Interaction M/N.



## Abstract

The research presented in this thesis deals with the behaviour of steel bolted endplate connections.

The first part, with experimental character, describes two series of tests on endplate connections realized at the Laboratoire de Mécanique et Ingénierie (LaMI), Blaise Pascal University (Clermont-Ferrand). These two series concern connections of beam-to-column or beam-to-beam types. Thus, eight specimens of connections, with various geometrical configurations, were tested to estimate the resistance, the rigidity and the rotation capacity. The studied parameters are the dimensional characteristics of the endplate (flush or extended) and its reinforcement. The results obtained allowed the characterization of the nonlinear behavior of bolted steel connections with endplates and the analysis of the contribution of some components on the global rotation of the connection.

The second part is dedicated to the development of a non linear three-dimensional numerical model using finite element software CAST3M. The model allows following the real behavior of the endplate connection up to failure. It takes into account the material and geometrical non linearity (contact, plasticity, large displacements). To validate the numerical model, its results are compared with those from the experiment. So, to keep a practical aspect to the developed model, its results are confronted with the analytical formulations of Eurocode 3. The model allowed the analysis of the evolution of the stresses and the plasticity in various zones of the connection. It confirmed the experimental observations concerning the influence of the endplate stiffener on the mechanism of transfer of loads through its extremity. A parametric study is done to analyze the influence of the position of the endplate stiffener and the column stiffness on the global behavior of the connection.

In the third part, the influence of the bolt bending on the behavior of the T-stubs, which represent the tension zone of the connection, is analyzed using a 3D finite elements model. As for the model of the connections, the model developed for the T-stubs takes into account the material and the geometrical non linearity. A parametrical study is done to estimate the effects of parameters such as the dimension of the T-stub, the rigidity of the washer, the position of the bolt and the thickness of the flange on the behavior of the T-stub and in particular the bending of the bolt. A particular look is carried on the influence of the bending moment on the behavior of the bolt, usually considered loaded only in tension.

**Key words:** Connection, Stiffener, Semi-rigidity, Non-linear analysis, Finite elements modeling, T-stub model, Bolt, Interaction M/N.





# Sommaire

Avant propos	
Résumé	
Abstract	
Sommaire	
Liste des figures	10
Liste des tables	25
Introduction générale	17
<b>Chapitre I : Etude bibliographique</b>	
1- Introduction	25
2- Définitions	25
3- Configurations d'assemblages poutre-poteau	26
3.1 Assemblages poutre-poteau par platine d'about	27
3.2 Assemblage poteau-poutre par cornière d'âme et ou de semelle	28
3.3 Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux	28
4- Caractérisation du comportement des assemblages	29
5- Classification des assemblages métalliques	31
5.1 Classification des assemblages en rigidité	31
5.2 Classification des assemblages par la résistance	32
5.3 Classification des assemblages par capacité de rotation	32
6- Modélisation des assemblages en vue de l'analyse globale des structures	33
7- Modélisation des courbes Moment-Rotation	34
8- Renforcement d'assemblages	35
9- Comportement d'assemblages par platine d'about boulonnée	37
9.1 Etudes expérimentales des assemblages	38
9.1.1 Assemblages non renforcés	38
9.1.2 Assemblages renforcés par raidisseur de platine	42
9.2 Modèles éléments finis	46
9.2.1 Modélisation bidimensionnelle des assemblages	46
9.2.2 Modélisation tridimensionnelle des assemblages	48
9.3 Approche analytique de calcul des assemblages selon l'EC3	53
9.3.1 Présentation de la méthode des composantes	53
9.3.2 Identification des composantes	54
9.3.3 Evaluation des caractéristiques des assemblages	56
10- Comportement de la zone tendue d'assemblage (tronçon en té)	61
10.1 Fonctionnement du tronçon en té	61
10.2 Modèle théorique du tronçon en té	62

10.2.1	Résistance du tronçon en té	62
10.2.2	Rigidité du tronçon en té	64
10.2.3	Longueur efficace du tronçon en té	65
10.3	Modélisation de la zone tendue d'un assemblage métallique	65
11-	Conclusion	69
<b>Chapitre II - Etude expérimentale d'assemblages poteau-poutre et poutre-poutre</b>		
1-	Introduction	73
2-	Assemblage poteau-poutre	73
2.1	Description des assemblages	73
2.2	Propriétés mécaniques des matériaux des essais	75
2.3	Dispositif d'essai	76
2.4	Dispositif de mesures et calcul des rotations	77
2.5	Procédure de chargement	80
2.6	Approche analytique de calcul des assemblages selon l'EC3	81
2.7	Résultats d'essais	81
2.7.1	Observation et modes de ruine d'essais	81
2.7.2	Description générale du comportement des spécimens	82
3-	Assemblage poutre-poutre avec platine d'about boulonnée	92
3.1	Description des assemblages	92
3.2	Propriétés mécaniques	93
3.3	Dispositif d'essai	93
3.4	Dispositifs de mesure	94
3.5	Modes de ruine	94
3.6	Description générale du comportement des spécimens	94
3.7	Confrontation du modèle EC3 avec l'expérience	96
3.8	Efforts dans les boulons	97
4-	Conclusions	99
<b>Chapitre III - Modélisation numérique et validation par rapport aux essais</b>		
1-	Introduction	103
2-	Description du modèle éléments finis (assemblages poteau-poutre)	103
3-	Résultats d'essais numériques	105
3.1	Assemblage poteau-poutre	105
3.1.1	Validation du modèle	105
3.1.2	Déformées des assemblages	107
3.1.3	Déformée de la platine d'about	108
3.1.4	Répartition des contraintes dans les boulons	110
3.1.5	Répartition des contraintes dans la platine d'about	114

3.2	Etude paramétrique	116
3.2.1	Assemblage avec platine non débordante (poteau indéformable)	116
3.2.2	Assemblage avec platine débordante (position du raidisseur)	119
3.3	Assemblage poutre-poutre	124
3.3.1	Description du modèle éléments finis d'assemblages	124
3.3.2	Résultats de calculs numériques d'assemblages poutre-poutre	125
4-	Conclusions	129
<b>Chapitre IV - Analyse numérique : zone tendue et interaction M/N boulons</b>		
1-	Introduction	133
2-	Développement d'une modélisation numérique du tronçon en té	134
2.1	Approche Analytique	136
2.2	Force de levier (résultante, répartition et position) et force dans le boulon	137
2.3	Evolution des zones de plasticité	139
3-	Etude du boulon (sous M/N)	140
3.1	Efforts sollicitants dans le boulon	140
3.2	Courbe d'Interaction M / N du boulon	142
4-	Analyse de l'influence de la géométrie du tronçon en té	143
4.1	Influence de la dimension $l_{eff}$ du tronçon en té	143
4.2	Influence de l'effort de levier	146
4.3	Effet de la position des boulons	147
4.4	Etude de la variation de l'épaisseur de la semelle du tronçon en té	149
4.4.1	Effet de la variation d'épaisseur de semelle (courbes force-déplacement)	149
4.4.2	Effet de la force de levier sur le comportement du tronçon en té	150
4.4.3	Effet de l'épaisseur de semelle du tronçon sur la déformation du boulon	151
5-	Conclusions	152
	Conclusion générale et perspectives	153
	Références bibliographiques	159
<b>Annexes</b>		
	Annexe A - Liste des composantes couvertes par l'EC3	169
	Annexe B - Formulation utilisée par l'EC3	171
	Annexe C - Caractéristiques des assemblages testés	174
	Annexe D - Exemple de calcul d'assemblage selon l'EC3	179
	Annexe E - Longueur efficace (semelle de poteau et platine d'about) selon l'EC3	189

## Liste des figures

### Chapitre I

- Figure I-1 : Configurations d'assemblages dans le plan
- Figure I-2 : Définition de la zone d'attache et de l'assemblage (assemblage poteau-poutre)
- Figure I-3 : Différents types d'assemblages dans une structure métallique
- Figure I-4 : Assemblage poteau poutre par platine d'about boulonnée
- Figure I-5 : Exemple d'assemblage tridimensionnel
- Figure I-6 : Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles
- Figure I-7 : Assemblage de continuité de poutre
- Figure I-8 : Assemblage de continuité de poteau
- Figure I-9 : Comportement des assemblages métalliques
- Figure I-10 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique
- Figure I-11 : Limites de classification de rigidité
- Figure I-12 : Limites de classification en résistance
- Figure I-13 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation
- Figure I-14 : Modélisation d'un assemblage [Jaspart 1998]
- Figure I-15 : Idéalisations de courbes Moment-Rotation de l'assemblage
- Figure I-16 : Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3
- Figure I-17 : Assemblages avec raidisseurs de platine d'about débordante
- Figure I-18 : Types d'assemblage
- Figure I-19 : Dispositif d'essai
- Figure I-20 : Diagramme d'interaction M/N (différentes composantes de l'assemblage)
- Figure I-21 : Diagramme d'interaction M/N (différentes caractéristiques de courbe M- $\Phi$ )
- Figure I-22 : Modèle analytique d'assemblage poteau-poutre (interaction M/N)
- Figure I-23 : Montage d'essai d'assemblage par platine d'about [Coelho 2006]
- Figure I-24 : Déformée du tronçon en té de l'assemblage et la flexion du boulon
- Figure I-25 : Mesure de la séparation des platines d'abouts [Mazroi 1990]
- Figure I-26 : Détail de la platine d'about testée [Seradj 1997]
- Figure I-27 : Essai d'assemblage par platine d'about raidie [Shi 2007]
- Figure I-28 : Déformées des assemblages testés
- Figure I-29 : Géométrie des raidisseurs de platine d'about boulonnée
- Figure I-30 : Modèles éléments finis 2D [Jenkins 1986]
- Figure I-31 : Courbes M- $\Phi$  (comparaison essais et MEF) [Jenkins 1986]
- Figure I-32 : Courbes M- $\Phi$  (comparaison essais et MEF) [Bahaari 1994]
- Figure I-33 : Courbes M- $\Phi$  (comparaison essais et MEF) [Bahaari 1997]
- Figure I-34 : Types d'assemblages modélisés [Bahaari 2000]
- Figure I-35 : Modélisation de la précontrainte [Choi 1996b]

Figure I-36 : Courbes M- $\phi$  (comparaison essais et MEF) [Bursi 1998]  
 Figure I-37 : Composantes de base de l'assemblage par platine d'about boulonnée  
 Figure I-38 : Comportement d'une composante  
 Figure I-39 : Approche EC3 pour le calcul de la rigidité initiale d'un assemblage poutre poteau par platine d'about boulonnée  
 Figure I-40: Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonné  
 Figure I-41 : Mécanisme de levier dans un tronçon en té  
 Figure I-42 : Mode de ruine du tronçon en té  
 Figure I-43 : Répartition des moments dans un tronçon en té  
 Figure I-44 : Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme individuel)  
 Figure I-45 : Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme de groupe)  
 Figure I-46 : Modèle Bursi et Jaspart [Bursi 1997] - maillage et courbes force-déplacement  
 Figure I-47 : Modèle MEF [Mistakidis 1996] - maillage et courbes force-déplacement  
 Figure I-49 : Modèle MEF [Wanzek 1999] - maillage et courbes force-déplacement

## **Chapitre II**

Figure II-1 : Configuration des différents spécimens testés  
 Figure II-2 : Caractéristiques des assemblages  
 Figure II-3 : Position des boulons par rapport à la platine d'about  
 Figure II-4 : Courbe de traction de la platine d'about  
 Figure II-5 : Montage d'essai  
 Figure II-6 : Vue de l'assemblage en vraie grandeur  
 Figure II-7 : Configuration des différents spécimens testés  
 Figure II-8: Instrumentation des spécimens testés  
 Figure II-9 : Assemblage de référence (position des cibles)  
 Figure II-10 : Ruine des assemblages poteau-poutre  
 Figure II-11 : Vue prise par caméra de l'assemblage FS1  
 Figure II-12 : Comparaison des courbes Moment-Rotation (différentes techniques de mesure)  
 Figure II-13 : Paramètres principaux de la courbe Moment-Rotation (M- $\Phi$ ) : Essai FS1  
 Figure II-14 : Courbes Moment-Rotation des assemblages testés  
 Figure II-15 : Courbe Moment-Rotation des composants de l'assemblage FS1  
 Figure II-16 : Courbe Moment-Rotation des composants de l'assemblage FS2  
 Figure II-17 : Courbe Moment-Rotation des composants de l'assemblage FS3  
 Figure II-18 : Courbe Moment-Rotation des composants de l'assemblage FS4  
 Figure II-19 : Comparaison des courbes Moment-Rotation entre l'expérience et l'EC3  
 Figure II-20 : Boulon muni de jauge axiale de déformation  
 Figure II-21 : Effort dans le boulon en fonction du moment de l'assemblage FS1  
 Figure II-22 : Effort dans le boulon en fonction du moment de l'assemblage FS2

Figure II-23 : Effort dans le boulon en fonction du moment de l'assemblage FS3  
Figure II-24 : Effort dans le boulon en fonction du moment de l'assemblage FS4  
Figure II-25 : Flexion des boulons dans les assemblages  
Figure II-26 : Configurations des différents spécimens  
Figure II-27 : Montage d'essai (assemblage poutre-poutre)  
Figure II-28 : Vue de l'assemblage en vraie grandeur  
Figure II-29 : Points de mesure des spécimens testés  
Figure II-30 : Modes de ruines des différents assemblages poutre-poutre  
Figure II-31 : Courbes Moment-Rotation des assemblages poutre-poutre  
Figure II-32 : Comparaison des courbes Moment-Rotation (essais/EC3)  
Figure II-33 : Effort dans le boulon en fonction du moment appliqué (assemblage FS5)  
Figure II-34: Effort dans le boulon en fonction du moment appliqué (assemblage FS7)  
Figure II-35 : Effort dans le boulon en fonction du moment de l'assemblage FS8

### **Chapitre III**

Figure III-1: Configuration d'assemblage modélisé  
Figure III-2 : Maillage des assemblages (vue 3D)  
Figure III-3 : Maillage du boulon d'assemblage  
Figure III-4 : Conditions aux limites  
Figure III-5 : Courbes Moment-Rotation (assemblages poteau-poutre)  
Figure III-6 : Déformées des assemblages poutre-poteau (essais/modèle)  
Figure III-7 : Evolution des déplacements de la platine d'about des assemblages  
Figure III-8: Position des boulons (FS1)  
Figure III-9 : Evolution des contraintes dans les boulons de l'assemblage FS1  
Figure III-10: Répartition des contraintes de von Misès dans les boulons de l'assemblage FS1  
Figure- III-11 : Position des boulons  
Figure III-12 : Evolution des contraintes dans les boulons (assemblages FS2 et FS3)  
Figure III-13 : Répartition des contraintes dans les boulons (assemblages FS2 et FS3)  
Figure III-14: Identification des boulons assemblage FS4  
Figure III-15 : Evolution des contraintes dans les boulons de l'assemblage FS4  
Figure III-16: Répartition des contraintes de von Misès dans la platine d'about de FS4  
Figure III-17 : Courbe Moment-Rotation  
Figure III-18 : Déformée de l'assemblage avec poteau rigide  
Figure III-19 : Evolution des déplacements de la platine d'about (poteau rigide)  
Figure III-20 : Evolution des contraintes dans les boulons (poteau rigide)  
Figure III-21 : Répartition des contraintes de von Misès dans la platine d'about (poteau rigide)  
Figure III-22 : Configuration des assemblages

Figure III-23 : Courbes Moment-Rotation des assemblages  
 Figure III-24 : Déformées des assemblages (modèle numérique)  
 Figure III-25: Déplacements de la platine d'about (assemblages avec poteau rigide)  
 Figure III-26: Configuration d'assemblage modélisé  
 Figure III-27 : Maillage des assemblages (vue 3D)  
 Figure III-28 Conditions aux limites  
 Figure III-29 : Courbe Moment-Rotation des assemblages poutre-poutre  
 Figure III-30 : Déformée de l'assemblage poutre-poutre  
 Figure III-31: Evolution des contraintes dans les boulons (assemblage FS5)  
 Figure III-32 : Contraintes de von Misès dans les boulons (assemblage FS5)  
 Figure III-33 : Déformée de la platine d'about des assemblages FS6 et FS7  
 Figure III-34 : Contraintes de von Misès (platine d'about d'assemblages poutre-poutre)

## **Chapitre IV**

Figure IV-1: Assemblage poteau poutre (A) et définition du tronçon en té (B)  
 Figure IV-2: Déformation du tronçon en té (A) et flexion du boulon (B) [Ciutina 2003]  
 Figure IV-3 : Géométrie du tronçon en té  
 Figure IV-4 : Lois de comportement des éléments (tronçon et boulon)  
 Figure IV-5 : Maillages des tronçons étudiés  
 Figure IV-6 : Déplacement imposé  
 Figure IV-7 : Courbes force-déplacement (modèle numérique et essais)  
 Figure IV-8: Evolution du rapport  $[B/F]$  et  $[Q/F]$  en fonction de F  
 Figure IV-9 : Evolution de la position de l'effort de levier (Q) en fonction de F  
 Figure IV-10: Répartition des contraintes de pression sous le tronçon T1  
 Figure IV-11 : Répartition des contraintes de pression sous le tronçon T2  
 Figure IV-12: Déformée de la semelle du tronçon en té  
 Figure IV-13: Répartition des contraintes de von Mises sous la semelle du T1 et T2  
 Figure IV-14: Points « de mesure » des contraintes dans le boulon (C1 et C2)  
 Figure IV-15 : Evolution des contraintes dans le boulon  
 Figure IV-16 : Contraintes de traction et de flexion dans le boulon  
 Figure IV-17: Répartition des contraintes dans le boulon  
 Figure IV-18: Interaction M/N à l'état limite Plastique du boulon M12  
 Figure IV-19: Evolution des contraintes dans le boulon pour différentes valeurs de  $l_{eff}$   
 Figure IV-20 : Variation des contraintes de Von Misès des tronçons en té (Boulon M12)  
 Figure IV-21 : Evolution des zones de plasticités de la semelle du tronçon en té  
 Figure IV-22 : Force appliquée fonction du déplacement  
 Figure IV-23 : Force de levier fonction de la force appliquée

Figure IV-24 : Force dans le boulon fonction de la force appliquée  
Figure IV-25: a) Déformée du tronçon en té T1 b) courbure du boulon  
Figure IV-26: Géométrie du té  
Figure IV-27 : Variation de la position du boulon  
Figure IV-28 : Force appliquée en fonction du déplacement (différentes positions de boulon)  
Figure IV-29 : Force de levier fonction de la force appliquée  
Figure IV-30: Force dans le boulon fonction de la force appliquée  
Figure IV-31 : Variation de la contrainte dans le boulon  
Figure IV-32: Variation de l'épaisseur de la semelle du tronçon en té  
Figure IV-33: Force appliquée fonction des déplacements (différentes épaisseurs de tronçons)  
Figure IV-34 : Forces de levier fonction des forces appliquées (différentes épaisseurs)  
Figure IV-35 : Répartition des contraintes dans le boulon M12  
Figure IV-36: Evolution de la position de la résultante de Q en fonction de la force appliquée



## Liste des Tables

### Chapitre I

Tableau I-1 : Hypothèses d'assemblage et d'analyse globale de la structure

### Chapitre II

Tableau II-1: Caractéristiques géométriques des éléments de l'assemblage (mm)

Tableau II-2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux de l'assemblage

Tableau II-3 : Caractéristiques calculées de la résistance et de la rigidité des assemblages

Tableau II-4 : Paramètres principaux des courbes Moment-Rotation (essais FS1 à FS4)

Tableau II-5 : Valeurs théoriques et expérimentales (résistance et rigidité des assemblages)

Tableau II-6 : Forces de pré-serrage dans les boulons (kN)

Tableau II-7: Paramètres principaux des courbes Moment-Rotation

Tableau II-8 : Résistance et rigidité d'assemblages poutre-poutre (essais et EC3)

Tableau II-9 : Forces dues au serrage des boulons (kN)

### Chapitre III

Tableau III-1 : Principaux résultats de la comparaison modèle-expérience

Tableau III-2 : Paramètres de la courbe moment rotation

Tableau III-3 : Caractéristiques d'assemblages (raidisseurs et rigidité de poteau)

### Chapitre IV

Tableau IV-1: Caractéristiques géométriques et mécaniques des tronçons en té

Tableau IV-2 : Résistance des tronçons en té (valeurs analytiques et numériques) (kN)

Tableau IV-3: Rigidités initiales et Résistances plastiques des tronçons en té



## **Introduction générale**



## Introduction générale

Les assemblages de structures en acier permettent d'assurer la continuité entre les éléments, tels que les poteaux et les poutres. Ces assemblages, qui constituent des zones de discontinuité, ont une influence sur le comportement global de la structure. La caractérisation du comportement des assemblages n'est pas aisée à cause de leur complexité géométrique et mécanique. Cette complexité résulte du nombre d'éléments intermédiaires utilisés (boulons, platine, cornière...) ainsi que des formes géométriques variées et des propriétés matérielles différentes. Elle engendre de fortes discontinuités et conduit à un comportement global non linéaire de l'assemblage.

Traditionnellement, les assemblages sont considérés rigides ou articulés. En réalité, les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une rotation relative des pièces assemblées. La prise en compte de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans l'approche de calcul des structures. Ce concept qui permet d'approcher le comportement réel des assemblages dans l'analyse des structures offre une très grande souplesse dans le choix des assemblages et du dimensionnement.

Selon l'Eurocode 3 (EC3), la caractérisation de la loi moment-rotation qui traduit le comportement de l'assemblage soumis à un moment fléchissant, peut se faire par la raideur initiale, le moment résistant et la capacité de rotation. Ainsi, la méthode des composantes développée pour la caractérisation du comportement des assemblages est proposée dans l'EC3. Cette méthode considère que l'assemblage est constitué d'un ensemble de composantes élémentaires et permet de fournir les données nécessaires à l'utilisation du nouveau concept de semi-rigidité introduit dans le calcul des structures.

La construction métallique utilise principalement deux types d'assemblages : les assemblages soudés et les assemblages boulonnés. Les assemblages boulonnés par platine d'about sont largement utilisés dans les structures métalliques [Trahair 2007, Owens 1989, Kulak 1987]. En général, ces assemblages boulonnés par platine d'about ont des configurations géométriques variées du fait de la variation du nombre de rangées de boulons, de l'espacement des boulons, des dimensions de la platine d'about qui peut-être débordante ou non débordante, de la présence des raidisseurs, des dimensions des poteaux et des poutres, de la force de précontrainte dans les boulons, des propriétés mécaniques de l'acier et des surfaces de contact. Ces détails de conception entraînent des variations des caractéristiques de l'assemblage et affectent leur comportement, ce qui rend leur analyse extrêmement complexes.

Bien que dans la dernière décennie, plusieurs travaux de recherches expérimentales, analytiques et numériques ont été effectués pour étudier l'influence des détails d'assemblages sur leur comportement, ils ne fournissent, dans certains cas, que des informations limitées vu le nombre de paramètres à considérer. Parmi ces détails de conception, la présence des raidisseurs de platine d'about dans la zone tendue et comprimée des assemblages métalliques boulonnés dont l'influence peut être considérable. Les essais expérimentaux sur les assemblages boulonnés avec raidisseurs de platine restent limités en nombre et ne permettent donc pas de cerner de façon satisfaisante leur fonctionnement mécanique afin de calibrer une procédure de dimensionnement. En outre, l'EC3 ne donne pas d'indication explicite quant au calcul des caractéristiques mécaniques des parties débordantes de platines avec raidisseurs qui permet d'optimiser la conception de ce type d'assemblages.

Une démarche expérimentale a été entreprise au LaMI (Laboratoire de Mécanique et Ingénieries), Université Blaise Pascal (Clermont-Ferrand). Elle avait pour objectif d'analyser le comportement des assemblages métalliques avec platine d'about boulonnés. Les résultats ont permis d'observer les modes de ruine d'assemblages avec ou sans raidisseurs de platine, d'avoir une base de comparaison avec les valeurs de calcul de l'EC3 et de constituer une base de données expérimentales, avec différentes configurations géométriques d'assemblages, utilisée pour valider les modèles numériques.

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 leur étude par la seule voie expérimentale reste insuffisante et que la voie numérique présente un grand intérêt. L'approche expérimentale qui présente l'avantage de fournir certaines informations utiles au calcul reste coûteuse. Elle est utilisée en complément à l'analyse numérique qui permet d'obtenir des informations détaillées et variées. Nous avons donc développé un modèle numérique par éléments finis, tridimensionnel et non linéaire, pour caractériser le comportement réel des assemblages avec platines d'about boulonnées jusqu'à la ruine. Ceci a permis de modifier certains paramètres afin d'étudier leur influence sur le comportement global, de mieux visualiser et de comprendre certains phénomènes en particulier l'influence des raidisseurs de platine d'about ainsi que d'évaluer le comportement des éléments constituant l'assemblage (boulons, platine d'about ... etc.).

De point de vue du calcul, certains aspects, comme la flexion des boulons dans l'assemblage, ne sont que partiellement développés, ou sont même omis, dans les règlements actuels. Nous observons souvent que les boulons dans les assemblages sont fortement fléchis au moment de la ruine. La zone tendue d'un assemblage boulonné, de type poteau-poutre, constitue sa source majeure de déformabilité. Elle est souvent représentée par un tronçon en té. Chaque rangée de boulons de la zone tendue est remplacée par un tronçon en té en 2D, avec une longueur équivalente calculée sur la base des mécanismes plastiques. Les règles de calcul des assemblages de structures métalliques considèrent que la déformation des tronçons en té est liée d'une part au comportement des boulons sollicités en traction simple et d'autre part, à la déformation de la platine ou de la semelle sollicités en flexion. Un des objectifs de ce travail est d'analyser l'influence de la flexion du boulon sur le dimensionnement des tronçons en té, grâce à l'étude numérique par éléments finis de deux tronçons en té de dimensions différentes. Les modèles numériques tiennent compte des non linéarités matérielles et géométriques (contact, plasticité et grands déplacements).

Ce mémoire comprend quatre chapitres. Ils sont présentés ci-après.

Le chapitre I, à caractère bibliographique, permet de faire une présentation générale des assemblages structuraux. Nous décrivons les différents types d'assemblages boulonnés d'utilisation courante et leurs principales sources de déformabilité. Cette représentation est effectuée du point de vue des caractéristiques géométriques et mécaniques et des modes de transmission des efforts. Nous revenons également sur la classification des assemblages, en particulier selon les critères de résistance et de rigidité ainsi que l'idéalisation des courbes moments-rotation, en s'appuyant principalement sur l'EC3. Aussi, nous présentons quelques techniques de renforcement des assemblages métalliques, et en particulier les raidisseurs de platine qui sont étudiés dans le cadre de cette thèse.

En outre, une étude détaillée sur le comportement non linéaire des assemblages métalliques boulonnés renforcés ou non par des raidisseurs de platine d'about est présentée. Dans un premier temps, nous examinons à partir des résultats expérimentaux et numériques extraits de la littérature le comportement des assemblages en mettant l'accent sur les différents paramètres qui l'influencent. Dans un deuxième temps, nous présentons les formules

principales de calcul de la résistance et de la rigidité initiale des assemblages avec platine d'about. Ces formules seront utiles à la vérification des assemblages métalliques qui seront testés dans le cadre de la thèse.

Le chapitre II présente les assemblages boulonnés testés au LaMI. Les résultats obtenus viennent compléter ceux déjà existants d'une part et permettent d'analyser la rotation de l'assemblage à partir de la déformation de chaque composant, d'autre part. Nous procédons ensuite à la classification des assemblages testés selon les critères de l'EC3.

Le chapitre III est consacré au développement d'un modèle numérique pour simuler le comportement moment-rotation non linéaire des assemblages métalliques. Ce modèle numérique tridimensionnel est développé sur la base d'éléments volumiques à 8 nœuds en utilisant le logiciel d'éléments finis CAST3M. Le modèle tient compte des non linéarités matérielles et géométriques (contact, plasticité, grands déplacements). Les résultats obtenus à partir de l'analyse numérique sont comparés à ceux issus de l'expérimentation pour évaluer le niveau de précision du modèle proposé. Ensuite, ils sont confrontés aux résultats donnés par l'EC3 afin d'apprécier ses démarches de dimensionnement.

Le chapitre IV est consacré à l'étude de l'influence de la flexion du boulon sur le comportement des tronçons en té. Un modèle éléments finis 3D est utilisé pour représenter le comportement d'un tronçon en té. Il tient compte des non linéarités matérielles et géométriques (contact, plasticité, grands déplacements).

Enfin une conclusion générale et des recommandations pour des développements futurs sont présentées.





## **Chapitre I - Etude bibliographique**



## 1- Introduction

Une structure en acier est constituée des profilés en I et/ou en H obtenus par laminage ou reconstitués par soudage. La réalisation de ce type de structure impose de lier ces éléments entre eux par des assemblages. Ces assemblages possèdent des formes multiples liées à la nature des efforts à transmettre mais aussi aux moyens d'attaches utilisés. A l'heure actuelle, il existe principalement deux types d'assemblages : les assemblages soudés et les assemblages boulonnés.

Ces assemblages assurent, en général, la continuité à l'intérieur d'un même élément ou servent de liaison nodale entre les éléments. Ils se caractérisent par de fortes complexités géométrique et mécanique. La complexité géométrique résulte du nombre d'éléments intermédiaires utilisés (boulons, platine, cornière...) et des formes géométriques variées de ces éléments qui engendre de fortes discontinuités. La complexité mécanique provient des matériaux de natures différentes qui constituent les éléments, des jeux dans les trous pour boulons et du contact entre les différents composants de l'assemblage. En outre, le comportement local de ces assemblages affecte de manière directe le comportement global de la structure en acier.

La complexité du comportement des assemblages métalliques nécessite une analyse approfondie. Préalablement à cette analyse, nous présentons les types d'assemblages les plus utilisés et nous insisterons particulièrement sur leurs modèles de comportement en particulier dans le cas des assemblages boulonnés. Nous présentons les classes de rigidité, de résistance et de capacité de rotation de ces assemblages. Nous présentons aussi le mode de transfert des efforts entre les différentes parties de chaque type d'assemblage, les principales sources de déformations, les modes d'assemblages pratiques et les modes de renforcements existants. La méthode de modélisation des assemblages pour l'analyse globale de la structure est décrite.

Nous présentons, dans ce chapitre, une revue générale sur les principales études et recherches expérimentales et numériques consacrées au comportement des assemblages métalliques par platine d'about débordante renforcée ou non par raidisseurs sur la partie débordante. Au niveau des règlements, l'EC3 permet l'évaluation par le calcul des caractéristiques d'assemblages semi-rigides et/ou partiellement résistants. Ses formules principales de calcul de la résistance et de la rigidité initiale des assemblages avec platine d'about sont rappelées. Ces formules seront utiles à la vérification du dimensionnement des assemblages métalliques qui seront testés dans le cadre de la thèse.

Nous présentons aussi certains travaux et résultats concernant la zone tendue d'un assemblage métallique qui constitue une des composantes principales pour le dimensionnement des assemblages.

## 2- Définitions

Une structure comprend des éléments structuraux (poutres et poteaux) et des assemblages. Les éléments structuraux sont classifiés en fonction du type de chargement qu'ils supportent. Ils sont appelés poutres si la flexion est prédominante, poteaux si la charge axiale est prédominante, et poutre-poteau si à la fois la flexion et une charge axiale sont présentes de manière significative. Pour les assemblages, selon le nombre et la position des éléments assemblés entre eux dans le plan, nous définissons des configurations d'assemblages unilatérales (sur un seul côté) ou bilatérales (sur deux côtés) (Figure I-1).

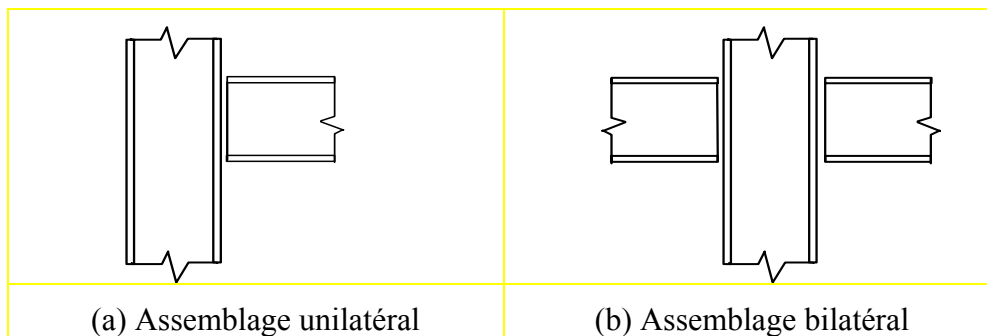


Figure I-1 : Configurations d'assemblages dans le plan

Avant de détailler les différents types d'assemblages, des exemples d'assemblages poutre-poteau sont utilisés à titre d'illustration pour définir les zones d'attaches et d'assemblages (Figure I-2) [Bijlaard 1989, Nethercot 1990].

Une zone d'attache est définie comme l'ensemble des composantes qui fixent mécaniquement les éléments assemblés. Elle comprend la zone où l'action de fixation se produit, par exemple au niveau de l'interface extrémité poutre/poteau dans un assemblage poutre poteau selon l'axe de forte inertie.

Un assemblage comprend l'ensemble constitué de la zone d'attache et de la zone située entre les éléments assemblés.

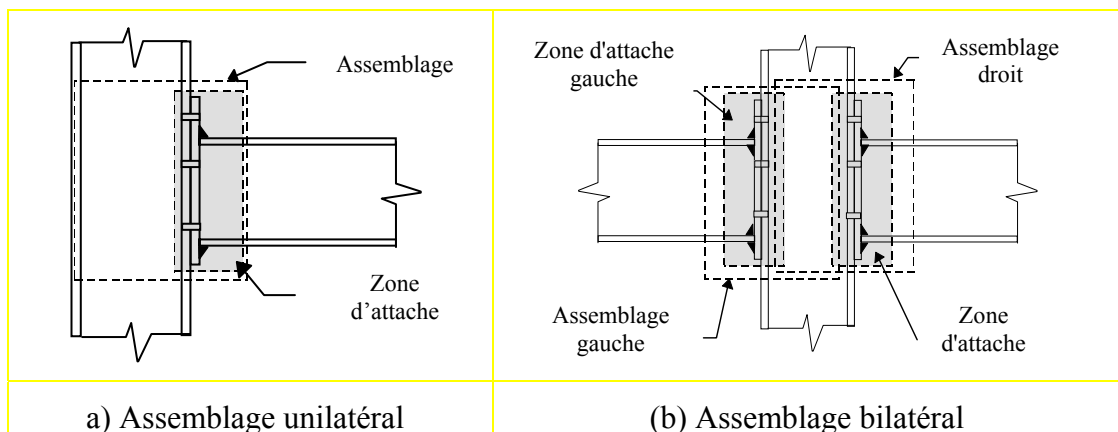


Figure I-2 : Définition de la zone d'attache et de l'assemblage (assemblage poteau-poutre)

### 3- Configurations d'assemblages poutre-poteau

Dans les portiques, les éléments structuraux linéaires (poutres et poteaux) sont attachés à leurs extrémités par des assemblages. Les emplacements possibles de ces assemblages sont présentés sur le schéma de la figure I-3.

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.

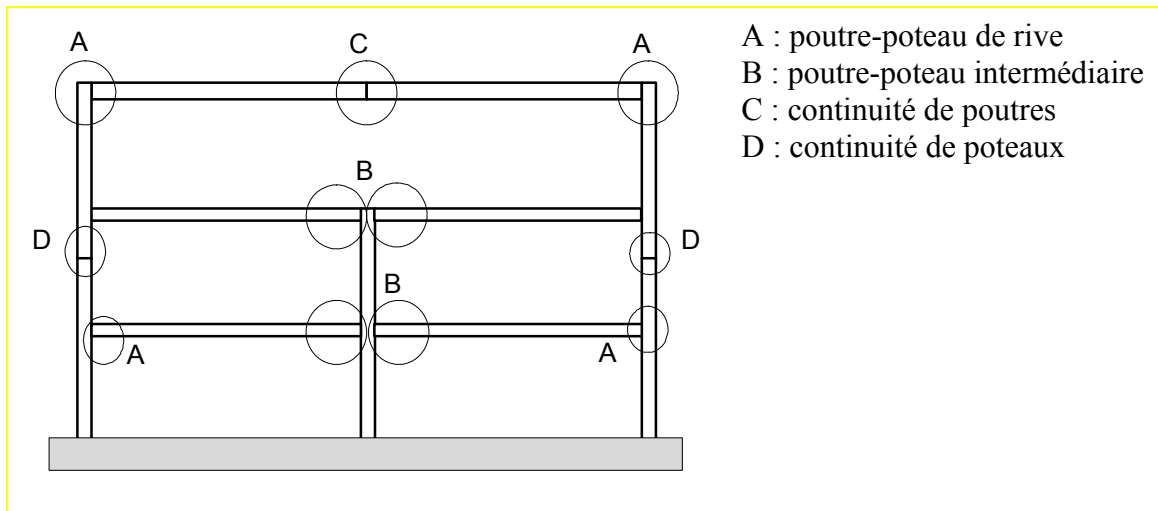


Figure I-3 : Différents types d'assemblages dans une structure métallique

Nous pouvons identifier plusieurs types d'assemblages selon le type de liaison entre les éléments assemblés. Un des plus courants est l'assemblage poutre-poteau. Ce type d'assemblages relie des éléments de directions et de fonctions différentes (Figure I-3). Plusieurs configurations d'assemblages sont possibles :

### 3.1 Assemblages poutre-poteau 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 (Figure I-4). Ils sont utilisés sous réserve de savoir déterminer le degré d'interaction entre les éléments, ce qui suppose de connaître la caractéristique moment-rotation de l'assemblage.

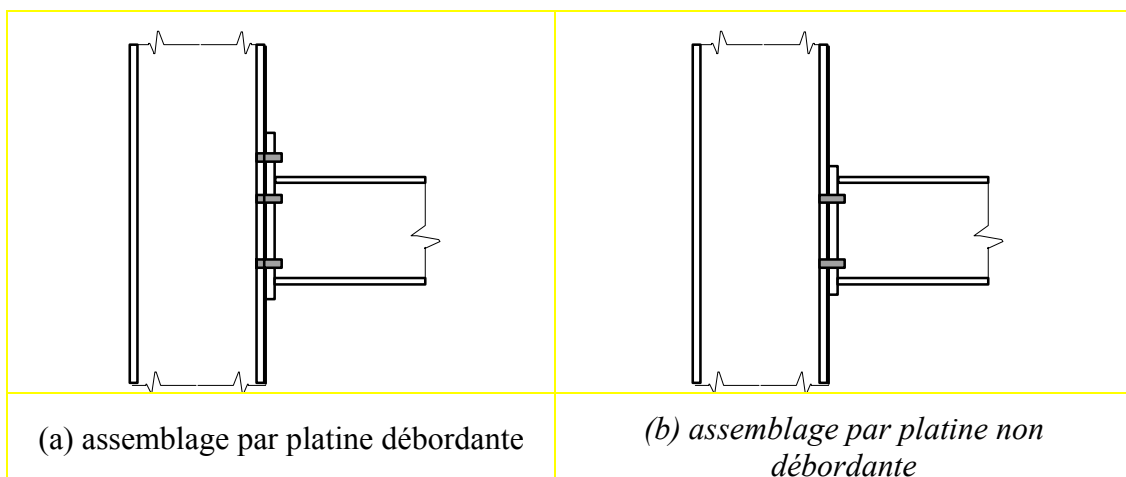


Figure I-4 : Assemblage poteau poutre par platine d'about boulonnée

Il convient de signaler que l'assemblage poteau-poutre peut être tridimensionnel. Il est alors caractérisé par la présence de poutres assemblées sur les semelles et sur l'âme du poteau (Figure I-5). C'est ainsi que nous pouvons trouver des zones d'attache sur l'axe de forte inertie et sur l'axe de faible inertie du poteau.

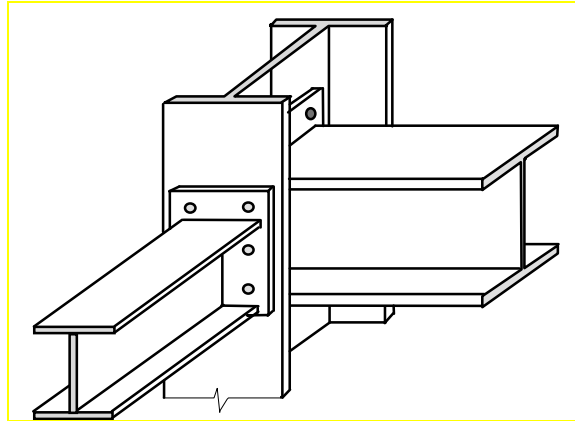


Figure I-5 : Exemple d'assemblage tridimensionnel

### 3.2 Assemblage poteau-poutre par cornière d'âme et ou de semelle

Dans ce type d'assemblages (Figure I-6), les cornières sont boulonnées sur les semelles et les âmes du poteau et de la poutre. L'assemblage de type (a) avec une simple cornière sur l'âme de la poutre est considéré comme articulé. Ce type d'assemblage ne peut transmettre que des efforts tranchants et éventuellement un effort axial de la poutre. Il doit être capable de subir une rotation significative sans développer des valeurs élevées de 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 de types (b) et (c) sont en général semi-rigides.

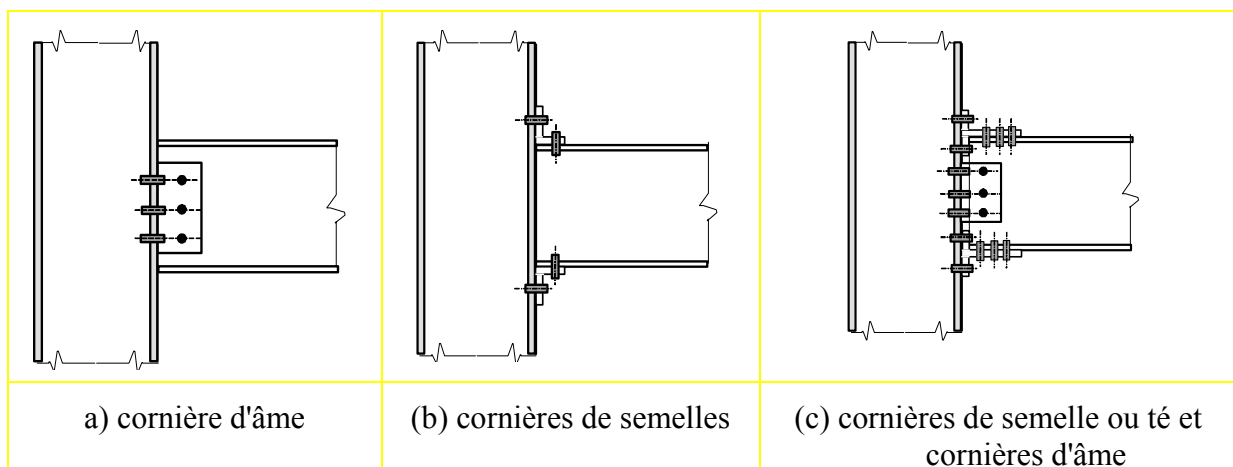
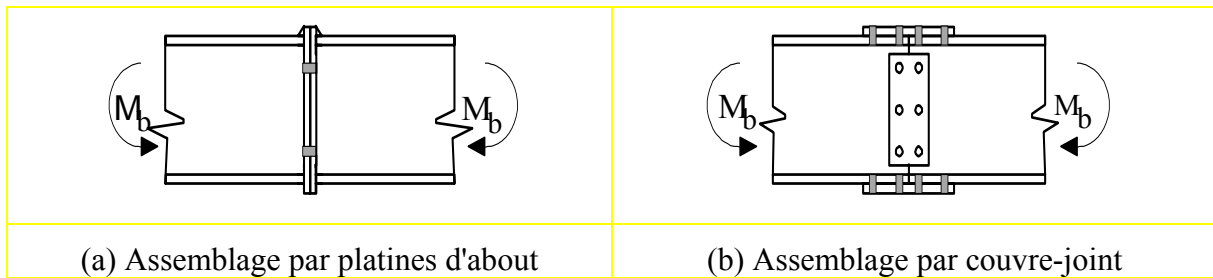


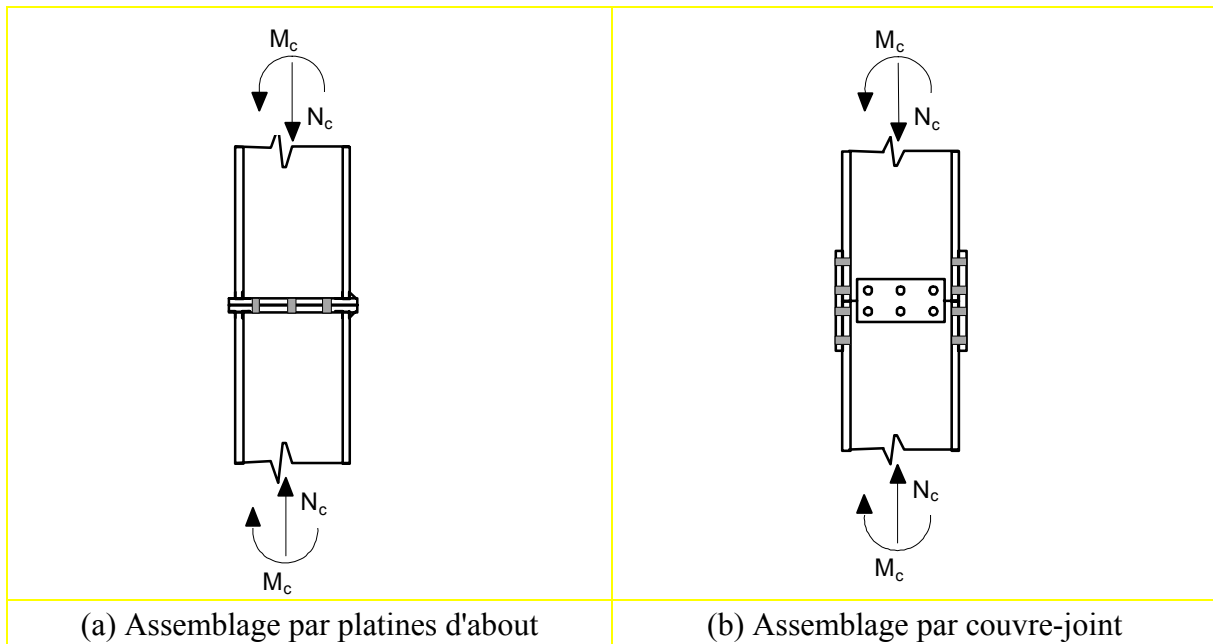
Figure I-6 : Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles

### 3.3 Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux

Les figures (I-7a) et (I-8a) montrent des assemblages avec platines d'about qui assurent la continuité de poutres ou de poteaux. Les platines peuvent être débordantes ou non. Une alternative à l'utilisation de platines d'about fait appel aux assemblages par couvre-joint (Figures I-7b et I-8b) avec des zones d'attaches boulonnées réalisées sur les âmes et les semelles des poutres.



*Figure I-7 : Assemblage de continuité de poutre*



*Figure I-8 : Assemblage de continuité de poteau*

Dans ce mémoire, il sera question essentiellement d'assemblages poteau-poutre et poutre-poutre boulonnées par platine d'about.

#### 4- Caractérisation du comportement des assemblages

Lors de l'analyse structurale, les assemblages entre les éléments structuraux sont traditionnellement modélisés comme rigides ou articulés. Les nœuds articulés ne transmettent aucun moment de flexion et n'empêchent pas la rotation des éléments assemblés. Quant aux nœuds rigides, ils interdisent toute rotation relative entre les éléments assemblés et assurent ainsi la transmission intégrale des efforts appliqués [Jaspart 2000]. Toutefois, le comportement réel des assemblages est situé entre les deux cas extrêmes, généralement supposés rigides ou articulés. Les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une certaine rotation relative des pièces assemblées [Trahair 2007, Owens 1989, Kulak 1987, Attiogbe1991, Chen 1991 et Chen 2000]. L'acceptation de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans les approches de calcul et de dimensionnement des structures (EC3 1993). Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement (Figure I-9). Il est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau.

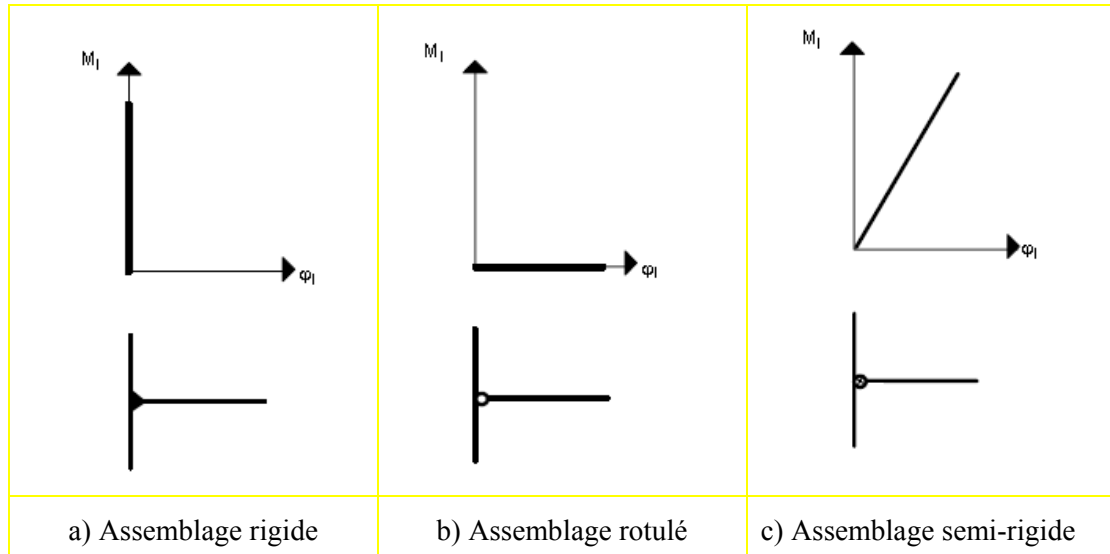


Figure I-9 : Comportement des assemblages métalliques

La rigidité  $S_j$  de ce ressort caractérise la rigidité en rotation de l'assemblage soumis à un moment fléchissant. Une rigidité  $S_j$  nulle (ou très petite) correspond à un assemblage simple (rotulé) qui ne transmet pas de moment fléchissant de la poutre au poteau. Au contraire, une rigidité  $S_j$  infiniment grande (très grande) correspond à un assemblage continu (rigide).

Selon l'EC3, le comportement mécanique d'un assemblage est caractérisé par trois caractéristiques principales à savoir : le moment résistant ( $M_{j,Rd}$ ), la rigidité ( $S_{j,ini}$  ou  $S_j$ ) et la capacité de rotation ( $\Phi_{cd}$ ). Ces caractéristiques sont obtenues à partir de la courbe moment-rotation représentée dans la figure I-10.

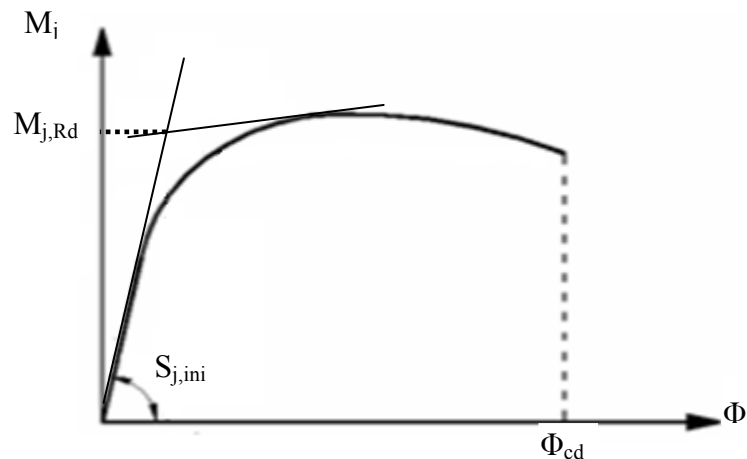


Figure I-10 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique

Il a été démontré [AISC 1986, Colson 1992] que l'introduction du concept d'assemblage semi-rigide dans les ossatures permettait par un calcul plus précis et plus réaliste, d'effectuer une vérification plus sûre des critères de dimensionnement de l'ossature et d'aboutir à une configuration structurale moins coûteuse.



Les propriétés de la loi moment-rotation d'un assemblage peuvent être théoriquement définies selon l'EC3 par une classification en rigidité, résistance et capacité de rotation de ces assemblages.

## 5- Classification des assemblages métalliques

Selon l'EC3, les assemblages doivent être modélisés en vue d'une analyse globale de la structure. Le type de modélisation des assemblages à adopter dépend de la classification en termes de rigidité (rigide, semi-rigide et articulé), de résistance (résistance complète ou partielle) et de capacité de rotation. Les critères de cette classification sont décrits ci-dessous.

### 5.1 Classification des assemblages en rigidité

La rigidité initiale d'un assemblage qui caractérise sa réponse élastique peut influencer d'une manière significative la réponse en déformation de la structure entière. L'EC3 offre une classification pratique des assemblages du point de vue de leur rigidité initiale. Il permet de classer les assemblages en trois grandes catégories selon leur rigidité (Figure I-11) : articulé, rigide ou semi-rigide.

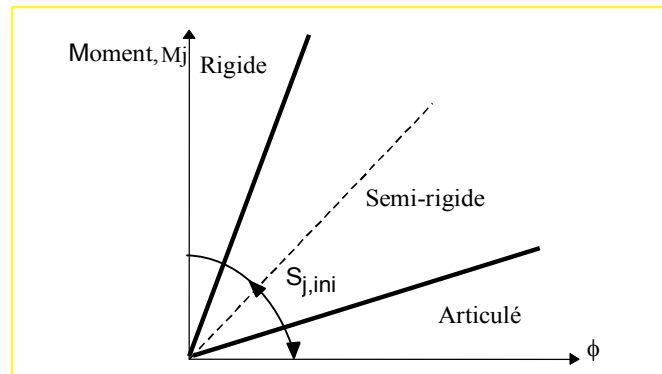


Figure I-11 : Limites de classification de rigidité

En outre, l'EC3 permet un calcul analytique de la rigidité à l'aide de la méthode des composantes. Cette méthode suppose que chaque composante est représentée par un ressort qui travaille en compression ou traction, avec une rigidité propre. Pour obtenir la rigidité globale de l'assemblage, ces ressorts sont groupés en série ou en parallèle selon le type d'assemblage concerné.

Les limites de la rigidité sont déterminées de manière à permettre une comparaison directe avec la rigidité de l'assemblage, quel que soit le type d'idéalisation utilisé dans l'analyse. Pour des raisons de simplicité, les limites ont été déterminées de manière à permettre une comparaison directe entre la rigidité initiale de calcul de l'assemblage et la rigidité de la poutre assemblée qui dépend de son moment d'inertie de flexion ( $E.I_b$ ) et de sa longueur ( $L_b$ ). Les valeurs limites de rigidité sont les suivantes:

- L'assemblage est considéré comme rigide si  $S_{j,ini} \geq \frac{8.E.I_b}{L_b}$  Ossatures contreventées

$S_{j,ini} \geq \frac{25.E.I_b}{L_b}$  Ossatures non contreventées

- L'assemblage est considéré comme articulé si  $S_{j,ini} < \frac{0,5.E.I_b}{L_b}$

Le cas intermédiaire est considéré comme assemblage semi-rigide.

## 5.2 Classification des assemblages par la résistance

La classification par la résistance fait apparaître les notions d'assemblage à résistance complète, à résistance partielle ou articulé (Figure I-12) :

- Un assemblage à résistance complète possède une résistance plus grande que la résistance des éléments structuraux assemblés. Autrement dit, une éventuelle rotule plastique se formera plutôt dans les éléments structuraux (poutre, poteau).
- Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage à pleine résistance.
- Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire.

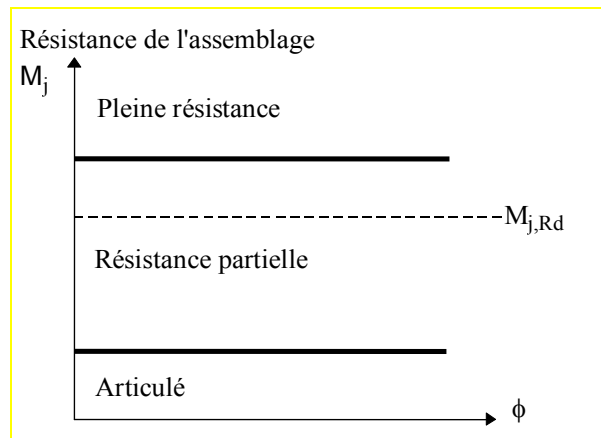


Figure I-12 : Limites de classification en résistance

La classification en résistance est plutôt utile pour l'analyse rigide-plastique de structure dans laquelle la procédure se réfère à la formation des rotules plastiques.

L'assemblage doit posséder une ductilité suffisante qui assure sa déformation lors de la formation de la rotule plastique. Même un assemblage à résistance complète, dont la résistance est inférieure à 1,2 fois celle de la poutre attachée, doit posséder une ductilité suffisante nécessaire, au cas où, pour des raisons de sur-résistance (over-strength), la rotule se formerait dans l'assemblage. En effet, si le matériau des éléments attachés a des résistances beaucoup plus élevées que les valeurs nominales, le calcul conduit alors à la sous-estimation de la résistance des éléments structuraux assemblés (poutre, poteau) et donc à l'éventuelle formation, en réalité, de la rotule plastique dans l'assemblage alors qu'on l'attend dans la poutre, par exemple.

## 5.3 Classification des assemblages par capacité de rotation

Les assemblages peuvent être classifiés en fonction de leur ductilité ou capacité de rotation. Cette classification constitue une mesure de leur aptitude à résister à une rupture fragile ou à instabilité locale prématurée. Une application pratique de cette classification des assemblages consiste à vérifier si une analyse globale plastique peut être conduite jusqu'à la formation d'un mécanisme d'effondrement plastique dans la structure pouvant impliquer des rotules plastiques dans certains assemblages. Certains auteurs [Gomes 1998, Da Silva 2002, Jaspert 2000] ont classifié les assemblages selon leur capacité de rotation qui dépend de la

rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre. Trois classes ont été définies à savoir: ductile, semi-ductile et fragile (Figure I-13).

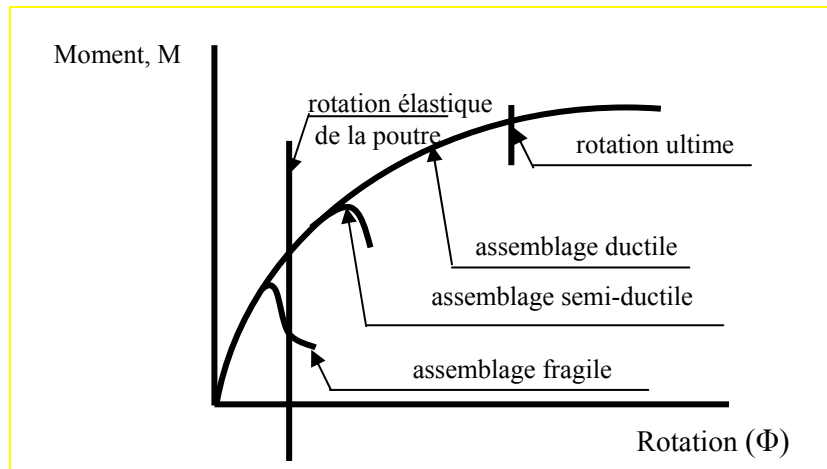


Figure I-13 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation

Un comportement fragile est caractérisé par une rupture, avec une rotation limitée, généralement sans déformation plastique. Le comportement ductile est caractérisé par une non-linéarité bien distinguée de la courbe moment-rotation avec un plateau étendu avant la rupture. Ce plateau indique généralement l'apparition de déformations plastiques. La semi-ductilité se situe entre les comportements fragile et ductile.

## 6- Modélisation des assemblages en vue de l'analyse globale des structures

Le comportement des assemblages affecte le comportement global des structures. La prise en compte du comportement des assemblages permet d'avoir différents types de modèles de structures à savoir les structures simples, continues et semi-continues correspondant respectivement aux modèles d'assemblages articulés, rigides et semi-rigides.

Actuellement, dans la pratique courante, les assemblages sont considérés dans le calcul des structures comme rigides ou articulés. A cet effet, ils doivent être calculés pour satisfaire les classifications des assemblages rigides ou articulés. Réellement, les assemblages sont semi-rigides. Ils peuvent être modélisés sous forme de ressorts en spirale présentant des relations moment-rotation pouvant aller du type linéaire élastique au type non linéaire qui tient compte de la capacité de rotation (Figure I-14). L'utilisation d'un modèle d'analyse globale de la structure linéaire élastique impose une modélisation linéaire élastique des assemblages. Pour l'analyse élastique parfaitement plastique, un modèle d'assemblage bilinéaire est nécessaire. Par conséquent, le type d'analyse de la structure utilisé a un effet direct sur le degré de complexité du modèle d'assemblage à considérer, particulièrement lorsqu'une analyse plastique est utilisée et que la formation de rotules dans les assemblages est autorisée.

Dans le cas d'une analyse globale élastique de la structure, seules les caractéristiques de rigidité sont utilisées pour la modélisation des assemblages. Dans le cas d'une analyse rigide plastique, la caractéristique principale est la résistance. Dans tous les autres cas, ce sont à la fois les caractéristiques de rigidité et de résistance qui gouvernent la manière dont il convient de modéliser les assemblages. Ces possibilités sont illustrées dans le tableau I-1.

Analyse globale	Types d'assemblages utilisés		
Elastique	Articulation	Rigide	Semi-rigide
Rigide- plastique	Articulation	Résistance complète	Résistance partielle
Elastique plastique	Articulation	Rigide et résistance complète	- Semi rigide et résistance partielle - Semi rigide et résistance totale - Rigide et résistance partielle
Modélisation de structure	Simple	Continue	Semi-continue

Tableau I-1 : Hypothèses d'assemblage et d'analyse globale de la structure

En vue d'une analyse globale de la structure, trois types de calcul peuvent être effectués. Ils sont liés à la classification de l'assemblage : un assemblage rigide assure la continuité des moments de la liaison, un assemblage semi-rigide assure seulement une continuité partielle et un assemblage articulé n'assure pas de continuité entre les éléments.

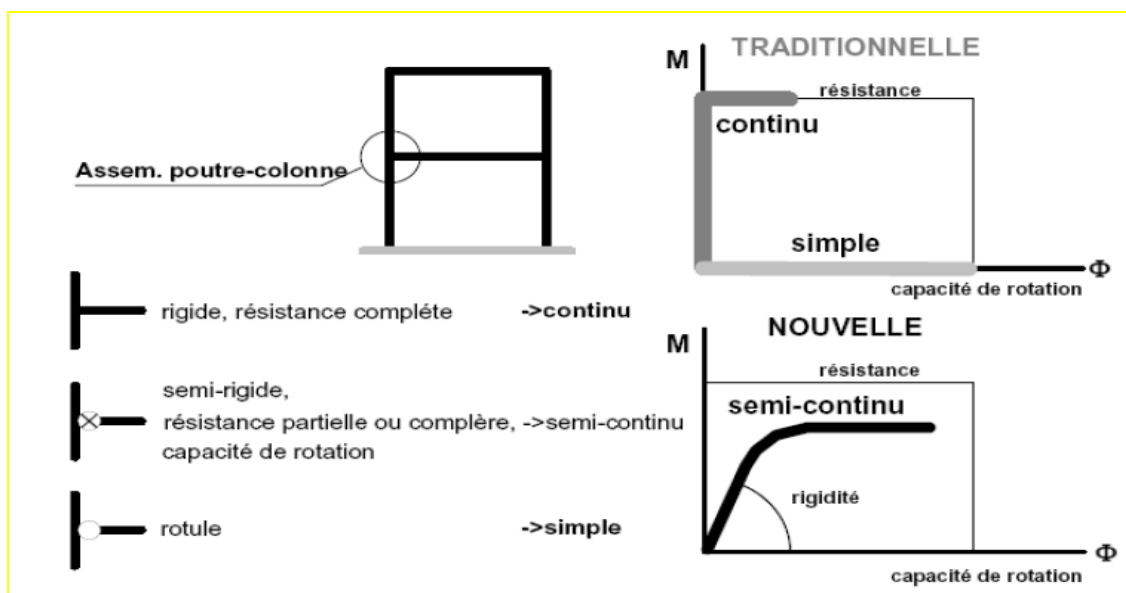


Figure I-14 : Modélisation d'un assemblage [Jaspart 1998]

Les assemblages rigide et articulé sont les cas conventionnels qui conduisent à un calcul simple mais les assemblages réels sont situés entre ces deux cas. Ainsi, pour une analyse élastique-plastique globale de la structure, l'assemblage peut être représenté par un ressort flexionnel [Jaspart 1998] qui tient compte de ses sources de déformabilité.

## 7- Modélisation des courbes Moment-Rotation

Le comportement moment-rotation des assemblages est généralement décrit à l'aide d'une courbe non-linéaire (Figure I-15d). Cependant, l'utilisation de ce type de courbes demande des programmes d'analyse de structures sophistiqués. Afin de permettre un calcul simple des structures, les courbes moment-rotation des assemblages peuvent être idéalisées, selon l'EC3, par des modèles tri linéaires, bilinéaires ou linéaires. Le choix d'une idéalisation est lié à la méthode d'analyse utilisée et aux outils de calcul disponibles : analyse élastique, analyse rigide-plastique ou analyse élastique-plastique (Figure I-15). Cependant, l'idéalisation bilinéaire est la solution la plus utilisée.

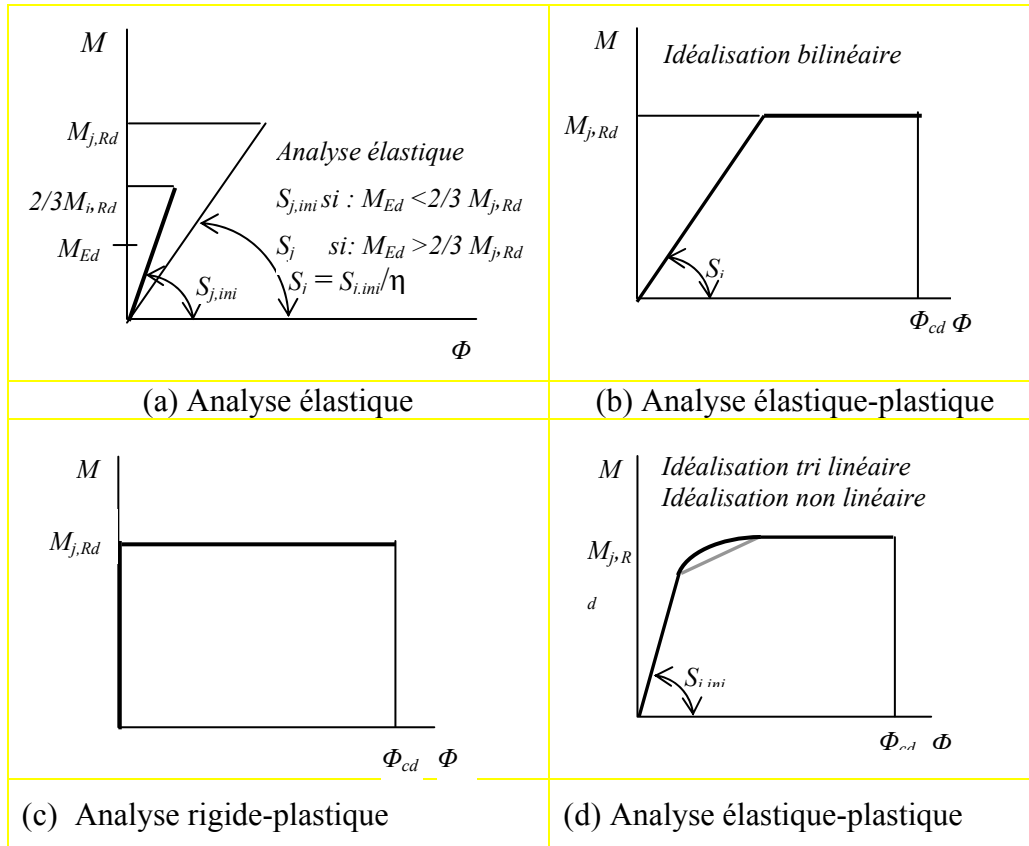


Figure I-15 : Idéalisations de courbes Moment-Rotation de l'assemblage

Il est à signaler que  $\eta$  est le coefficient de modification de la rigidité ( $\eta = 2$  pour les assemblages poutre-poteau). Il permet de déterminer la rigidité sécante qui correspond au moment résistant de l'assemblage à partir de sa rigidité initiale.

Dans une analyse élastique-plastique, l'EC3 propose une courbe de comportement global  $M-\Phi$  constituée de trois parties. La première partie représente le comportement élastique en considérant les valeurs du moment inférieures à  $2/3 M_{j,Rd}$ . La deuxième partie de la courbe représente le comportement non linéaire jusqu'à la valeur du moment résistant  $M_{j,Rd}$ . Dans la troisième partie, un palier plastique est considéré. La deuxième partie non linéaire de la courbe  $M-\Phi$ , comprise entre  $2/3 M_{j,Rd}$  et  $M_{j,Rd}$  est définie à partir de la rigidité sécante  $S_j$  par l'équation (I-1) [Jaspart 1998].

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{(1,5M / M_{j,Rd})^{2.7}} \phi \quad (\text{Eq. I-1})$$

Ainsi, l'évaluation de la rigidité initiale et du moment résistant, sans écrouissage, permet de déterminer la courbe moment-rotation de l'assemblage par platine d'about.

## 8- Renforcement d'assemblages

L'assemblage par platine d'about est largement utilisé dans les structures métalliques et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication [Trahair 2007, Owens 1989, Kulak 1987]. Toutefois, ces assemblages sont extrêmement complexes dans leur analyse et comportement structural particulièrement quand ils sont soumis à des efforts très

importants. Il convient donc d'être particulièrement vigilant sur les détails de conception des assemblages car c'est en cet endroit que se concentrent toutes les difficultés par suite de la présence de pièces intermédiaires. De surcroît, ces zones à brusque changement de géométrie induisent des efforts localisés et des concentrations de contraintes. Ainsi, des ajustements peuvent être faits à un assemblage par platine d'about simple pour répondre aux exigences de différentes situations [Moore 1983]. Par exemple, des raidisseurs de platine d'about peuvent être ajoutés pour augmenter la rigidité de la platine et/ou sa résistance tout en réduisant son épaisseur. Trois moyens de renforcement sont actuellement couverts dans l'EC3: les raidisseurs transversaux de poteau, les contre-plaques et les doublures d'âme.

**Les raidisseurs transversaux de poteau** : ils sont soudés, au niveau des semelles en zones tendue et comprimée du poteau (Figure I-16a), pour augmenter la rigidité et la résistance de l'âme du poteau en traction et en compression et de la semelle du poteau en flexion. Des raidisseurs diagonaux peuvent être utilisés pour améliorer la résistance de l'âme du poteau en cisaillement (Figure I-16b), en combinaison avec les raidisseurs transversaux.

**Les renforcements par contre-plaques** : ce sont des platines boulonnées contre la semelle du poteau en recouvrant au moins deux rangées de boulons dans la zone tendue de l'assemblage (Figure I-16 c). Elles permettent d'augmenter la résistance de la semelle du poteau pour certains modes de ruine ainsi que la rigidité dans certains cas, comme en présence de la précontrainte [Al-khatib, 2003] [Al-khatib et Bouchaïr, 2007]. Dans l'EC3, seule la partie résistance est considérée.

**Les doublures d'âme** : une doublure d'âme, soudée sur tout son pourtour (Figure 1-16d) est utilisée pour augmenter la résistance de l'âme du poteau vis-à-vis de la traction, de la compression et du cisaillement. Dans le cas où la largeur de la doublure est très grande, des boulons sont nécessaires pour la solidariser à l'âme du poteau.

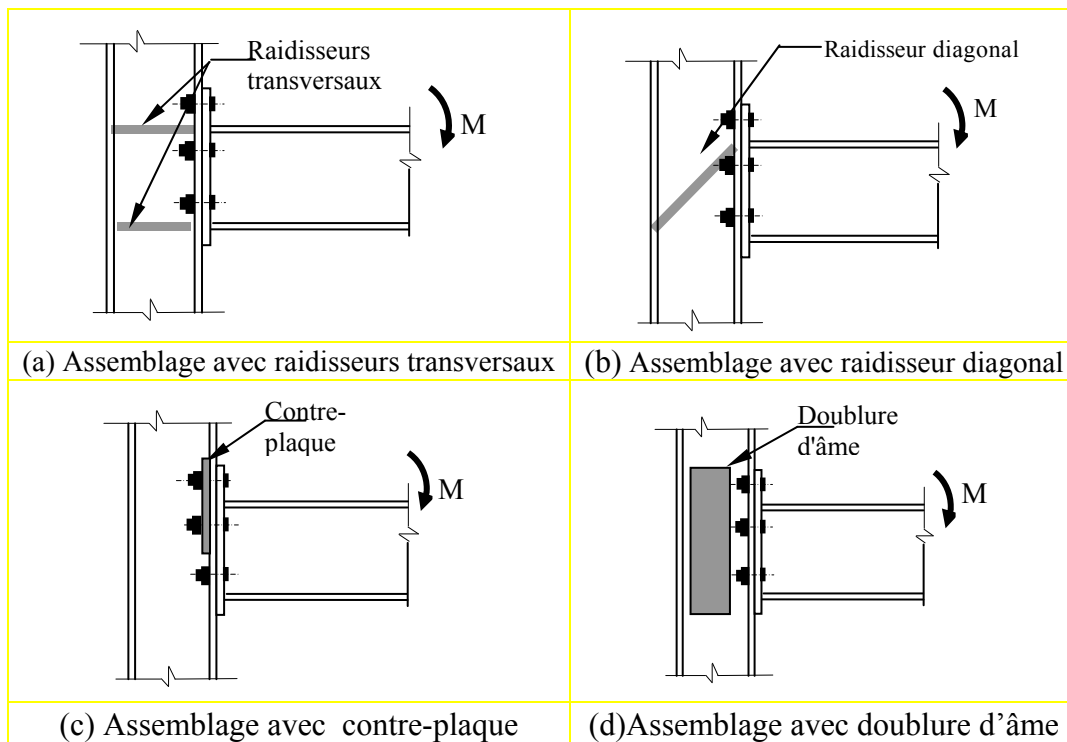


Figure I-16 : Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3

Durant la dernière décennie, de nombreuses recherches expérimentales, analytiques et numériques ont été entreprises afin de mieux maîtriser le comportement d'assemblages de

conceptions existantes ou nouvelles. L'assemblage avec raidisseurs de platine d'about débordante est relativement courant en France dans les continuités de poutre ou les liaisons poteau-poutre (Figure I-17). Ces raidisseurs sont sous forme d'un plat de gousset soudé entre la semelle de la poutre et la platine d'about pour raidir la partie prolongée de la platine d'about et assurer la continuité de l'âme de la poutre. Ce procédé est aussi répandu aux États-Unis et au Japon surtout après les séismes de Northridge (USA, 1994) et Hyokogen-Nanbu (Japon, 1995) tout en respectant en partie les traditions de conception et de fabrication des assemblages de ces mêmes pays [Ciutina 2003].

Ces raidisseurs peuvent être utilisés dans les zones tendue et comprimée de l'assemblage, simultanément ou de façon séparée. La présence de ces raidisseurs peut modifier la distribution des efforts et par conséquent le mode de déformation et de ruine de l'assemblage [Mimoune 2003]. Cependant, l'EC3 et le code algérien [CCM97 1998] ne donnent aucune indication quant à la façon dont les composants de l'assemblage se déforment et ne fournissent pas d'aide pour améliorer la conception de ce type d'assemblages. Dans le cadre de cette étude, un programme de recherche expérimental et numérique est réalisé pour améliorer la compréhension du comportement des assemblages avec raidisseurs de platine d'about.

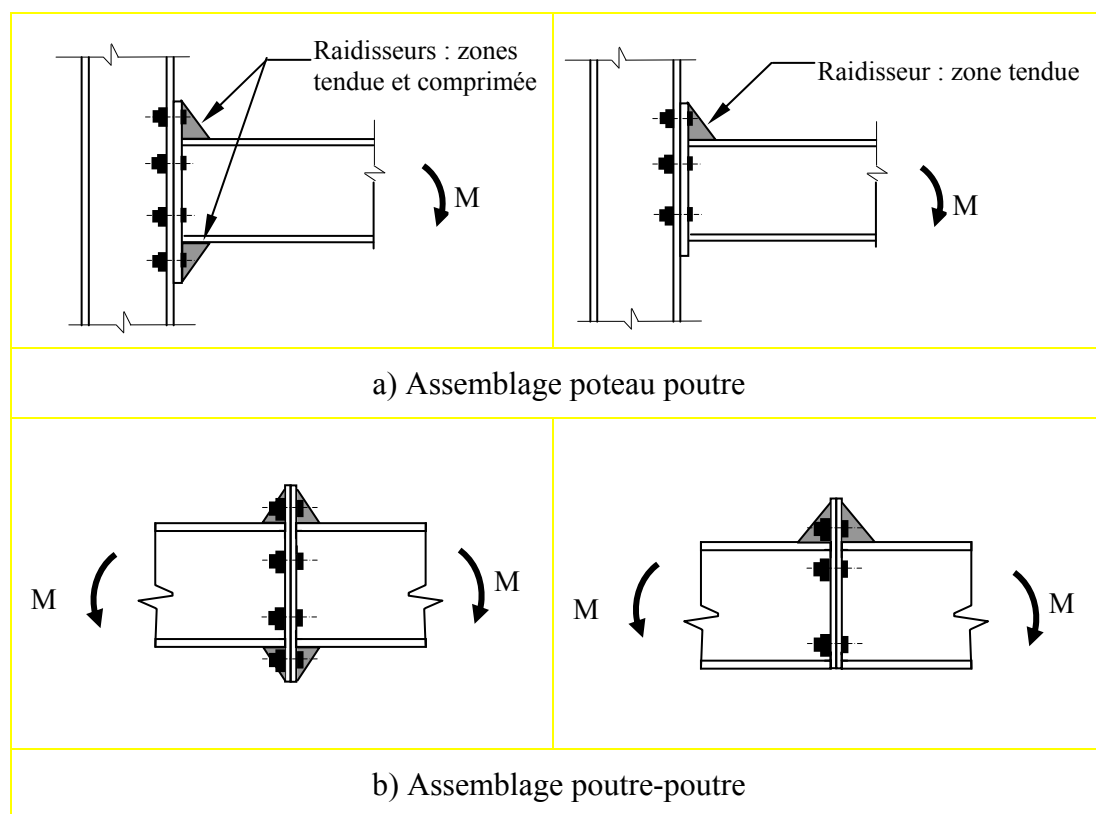


Figure I-17 : Assemblages avec raidisseurs de platine d'about débordante

## 9- Comportement d'assemblages par platine d'about boulonnée

L'analyse globale des structures, intégrant le comportement des assemblages, nécessite la connaissance de leurs courbes de comportement moment-rotation. Ces courbes moment-rotation sont déterminées, en général, en s'appuyant sur trois catégories de méthodes [Faella 2000]. Celles-ci concernent les approches expérimentales, les simulations numériques et les modèles analytiques. Les travaux expérimentaux permettent d'étudier le comportement de

l'assemblage à l'échelle réelle, les approches numériques permettent d'analyser le comportement de l'assemblage par des modèles éléments finis plus ou moins sophistiqués et les méthodes analytiques abordent le comportement de l'assemblage sous une analyse plus souvent théorique, parfois empirique. Les méthodes analytiques sont les plus utilisés pour un dimensionnement pratique de structure.

Une revue générale sur les principales études et recherches expérimentales, numériques et analytiques consacrées aux comportements des assemblages métalliques par platine d'about débordante renforcés ou non par des raidisseurs sur la partie débordante de la platine d'about est présentée.

## **9.1 Etudes expérimentales des assemblages**

### **9.1.1 Assemblages non renforcés**

Plusieurs campagnes expérimentales ont été menées sur des assemblages en faisant varier l'épaisseur de la platine d'about pour étudier son influence sur la loi globale moment-rotation. Dans ce contexte, deux configurations d'assemblages ont été étudiées [Bernuzzi 1991, Zoetemeijer 1983, Jenkins 1996]. Dans la première, le dispositif expérimental est constitué d'une poutre et d'une platine connectée à une platine très épaisse qui représente un poteau rigide [Bernuzzi 1991]. Dans la deuxième, une configuration d'assemblage bilatéral est considérée et le poteau est renforcé ou non par deux raidisseurs au niveau des semelles tendue et comprimée de la poutre [Zoetemeijer 1983, Jenkins 1996]. Dans les deux cas, les courbes moment-rotation ont montré l'influence de l'épaisseur de la platine d'about sur la rigidité et la résistance de l'assemblage.

Dans le même esprit, une étude expérimentale pour valider la norme brésilienne pour différentes épaisseurs de la platine d'about et du diamètre du boulon a été menée [Ribeiro 1998]. Cette campagne a permis d'examiner la validité des modèles de calcul existants dans la norme brésilienne pour déterminer la rigidité et la résistance d'assemblages dans le cas de poutres et de poteaux formés de profilés reconstitués soudés. Ils ont évalué la baisse de la contribution de la platine d'about à la rotation de l'assemblage avec l'augmentation de son épaisseur.

Deux campagnes expérimentales ont été réalisées sur des assemblages bilatéraux de configurations géométriques différentes et des tronçons en té connectés à une semelle du poteau pour faire le lien entre le tronçon en té et l'assemblage entier [Zoetemeijer 1974, Packer 1977]. Les auteurs ont montré que la zone tendue de l'assemblage peut être représentée par un tronçon en té isolé car celui-ci permet de reproduire de manière satisfaisante le développement des déformations plastiques dans cette zone. Ils ont aussi montré comment déterminer la charge ultime en utilisant la méthode des lignes plastiques en se basant sur les observations expérimentales de formation des lignes plastiques dues à la flexion de la semelle du poteau et de la platine d'about.

Une campagne expérimentale pour comparer le comportement des assemblages par platine d'about débordante ou non débordante a été effectuée par Aggarwal [Aggarwal 1994] qui a réalisé douze essais dont quatre sur des assemblages par platine non débordante, quatre par platine débordante d'un seul côté et quatre par platine débordante sur les deux côtés. Dans cette étude, des paramètres comme l'épaisseur de la platine d'about (16 et 20 mm) et le diamètre du boulon (M16 et M20) ont été variés en gardant les mêmes profilés du poteau et de la poutre (UC 203x203x46 et 203x133x25 UB). A titre de comparaison, les auteurs ont montré que les assemblages par platines d'about débordantes possèdent des capacités de rotation comparables à celles obtenues avec platines non débordantes. Toutefois, les moments résistants des assemblages avec platines débordantes sont plus élevés. De plus, la présence



d'une rangée de boulons, dans la partie débordante de la platine, en dessous de la semelle comprimée de la poutre n'a pas d'influence significative sur le comportement global de l'assemblage.

Une comparaison de la résistance et de la rigidité de trois types d'assemblages unilatéraux d'utilisation courante en construction métallique est effectuée [Janss 1987]. Il s'agit d'assemblages par platine d'about, par cornières d'âme et par cornières de semelles (figure I-18). Le dispositif d'essai est présenté sur la figure I-19. Les auteurs ont montré que l'assemblage par platine d'about donne une rigidité et une résistance plus élevées en comparaison avec d'autres assemblages testés. L'effort de compression dans le poteau n'affecte pas le cisaillement de l'assemblage pour des contraintes inférieures à 130 MPa (de l'ordre de  $0,5f_y$ ). Par contre, il influence la déformation par flexion de la semelle du poteau qui se traduit par une diminution de la phase linéaire du comportement  $M-\Phi$ , alors que la rigidité initiale de l'assemblage est faiblement affectée par cet effort de compression  $N$ .

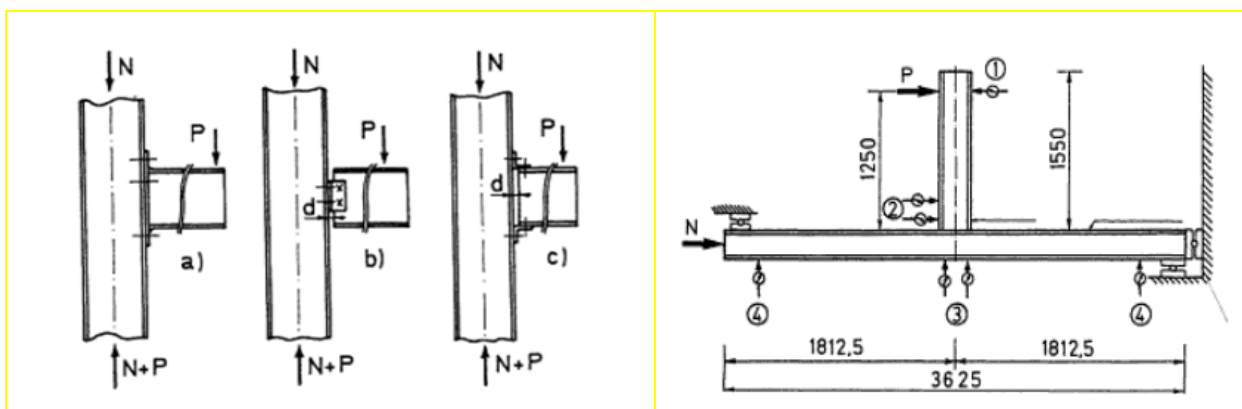


Figure I-18 : Types d'assemblage

Figure I-19 : Dispositif d'essai

La caractérisation de la rigidité initiale des assemblages poteau-poutre était le but principal de la recherche effectuée par Davison [Davison 1987 a, Davison 1987 b]. Les auteurs ont fait plusieurs essais sur des assemblages avec platines d'about de différentes épaisseurs en gardant les dimensions des poteaux et des poutres identiques. Les auteurs ont conclu que la rigidité initiale dépend de l'épaisseur de la platine d'about.

Un programme expérimental a été réalisé à l'université de Coimbra sur des assemblages poteau-poutre par platine d'about débordante boulonnée soumis à une combinaison de moment de flexion et de force axiale de compression ou de traction [De Lima 2004]. Au total, sept assemblages ont été testés. Les profilés des poteaux et poutres sont respectivement HEB240 et IPE240 avec une nuance d'acier S275. L'épaisseur de la platine est égale à 15 mm pour les sept assemblages. Les boulons utilisés sont des M20-10.9. Plusieurs combinaisons de chargement sont considérées. Dans le premier essai, EE1 seulement un moment de flexion est appliqué. Pour les autres essais, (EE2, EE3, EE4, EE5, EE6 et EE7), une combinaison d'un moment de flexion constant et d'un effort axial de traction ou de compression avec une intensité variable de -10%, -20%, -7%, -15%, +10% ou +20%, par rapport à la résistance plastique de la poutre. Les auteurs ont conclu que les courbes moment-rotation pour tous les essais indiquent que la force axiale affecte de manière significative le comportement des assemblages. Toutefois, le moment résistant maximal de l'assemblage est obtenu pour l'essai EE2 dont le chargement appliqué est un moment de flexion et un effort axial de compression correspondant à -10% de l'effort normal résistant de la poutre. Le composant critique de tous les assemblages testés en zone de compression est la

semelle de la poutre et en zone de traction la platine d'about. Ceci est cohérent avec les prévisions basées sur la méthode des composantes de l'EC3. Les auteurs ont noté que pour de faibles rapports N/M, toutes les rangées de boulons sont sollicitées en traction et l'axe neutre est situé au milieu de la section de la poutre. Par contre, pour de grands rapports N/M, ils ont relevés une inversion des efforts dans les boulons. Les figures I-20 et I-21 récapitulent, pour chaque essai, un diagramme d'interaction M/N pour toutes les composantes de l'assemblage ainsi que les caractéristiques principales de la courbe Moment–Rotation de l'assemblage. Malheureusement, la ruine des assemblages n'a pas été atteinte pendant les essais. Un modèle analytique pour caractériser le comportement des assemblages soumis à la combinaison d'efforts M/N basé sur la méthode des composantes est développé en se basant sur les critères de l'EC3 (Figure I-22).

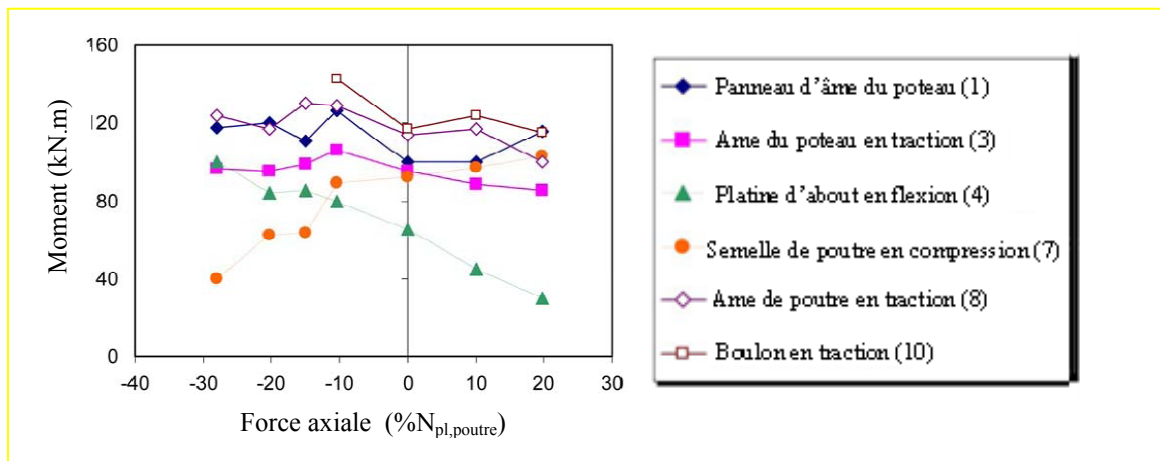


Figure I-20 : Diagramme d'interaction M/N pour les différentes composantes de l'assemblage

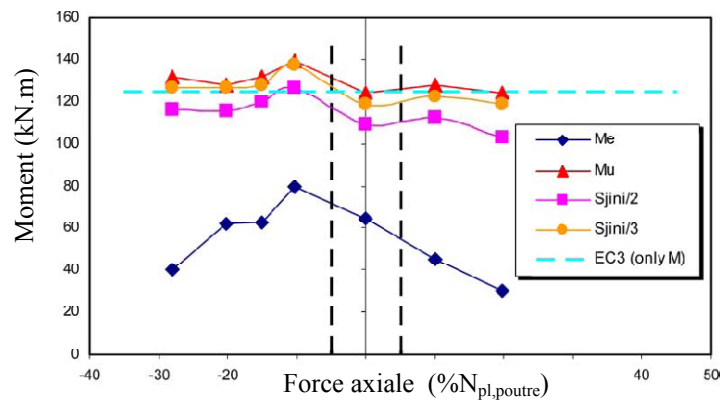


Figure I-21 : Diagramme d'interaction M/N pour différentes caractéristiques de la courbe M- $\Phi$

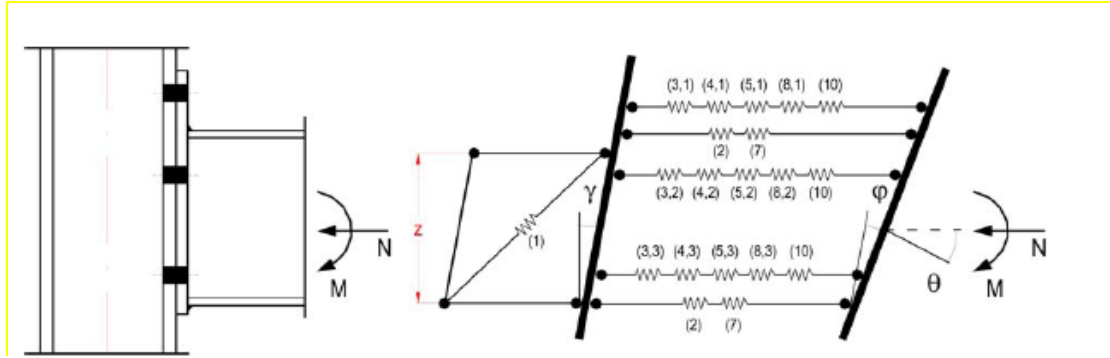


Figure I-22 : Modèle analytique d'assemblage poteau-poutre (interaction M/N)

Une recherche expérimentale a été entreprise par Coelho [Coelho 2006] sur des assemblages poteau-poutre avec platine d'about boulonnée. Deux nuances d'acier, S690 et S235, sont utilisées pour la platine d'about. Les poteaux HE300A et poutres HE340M ont la même nuance S355. Différentes épaisseurs de platine sont considérées. Les boulons sont des M24 de classe 12.9 ou 8.8. Le montage d'essai est présenté à la figure I-23. A partir des assemblages testés, les auteurs ont montré que l'idéalisation de la zone tendue de l'assemblage par un tronçon en té adopté dans l'EC3 donne des résultats précis de résistance et de rigidité, même en utilisant des aciers de haute résistance (HSS). Cependant, pour l'assemblage entier avec platine en acier à haute résistance, les procédures de calcul selon l'EC3 représentent de façon satisfaisante la rigidité initiale de l'assemblage, mais surestiment les moments résistants. Les auteurs recommandent l'utilisation des boulons de classe 8.8 car les boulons de classe 10.9 ont une ductilité très limitée ce qui limite la déformation de l'assemblage. Ceci est particulièrement vrai pour les assemblages avec platines d'extrémité débordantes où la ruine des boulons se produit par une rotation excessive près de la tête (figure I-24).

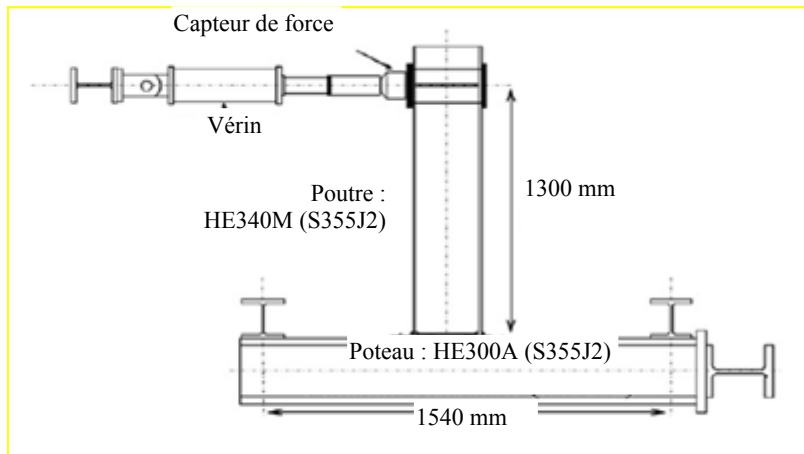


Figure I-23: Montage d'essai d'assemblage par platine d'about [Coelho 2006]

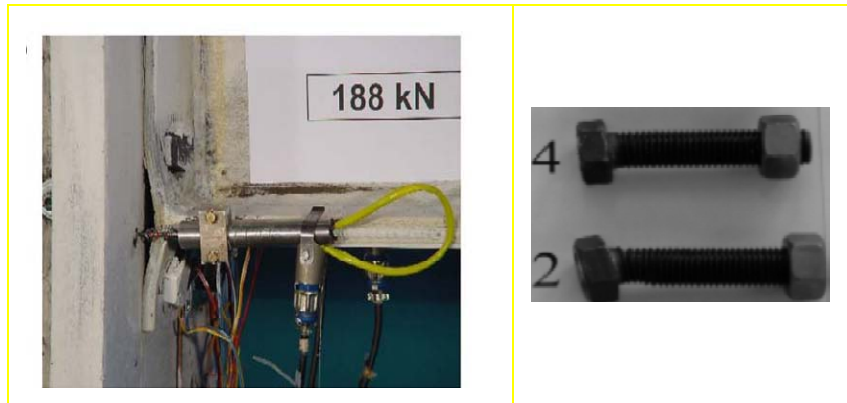


Figure I-24 : Déformée du tronçon en té de l'assemblage et la flexion du boulon

### 9.1.2 Assemblages renforcés par raidisseur de platine

Deux séries d'essais, sous chargement cyclique, d'assemblages poteau-poutre par platines d'about raidies, attachées au poteau par quatre rangées de boulons, sont réalisés dans le but de montrer l'influence du renforcement par des raidisseurs de platine sur le comportement [Ghobarah 1990, Korol 1990, Ghobarah 1992]. Au total, onze assemblages ont été testés. Les auteurs ont conclu que les assemblages avec raidisseurs de platines d'about présentaient un meilleur comportement par rapport aux assemblages non raidies en particulier en terme de moment résistant dans les régions où l'intensité sismique est élevée. De même, pour un assemblage avec platine d'about non raidie de résistance égal à  $M_p$ , l'ajout d'un raidisseur de platine d'about raidie permet d'avoir un moment résistant supérieur ou égal à  $1,3 M_p$ , où  $M_p$  est le moment plastique de la poutre à condition que la zone comprimée ne limite pas la résistance de l'assemblage. Ces raidisseurs peuvent limiter les déformations de la platine d'about dans la partie débordante et empêcher la concentration des contraintes dans la platine d'about, au niveau de la semelle tendue de la poutre. Ils ont également recommandé l'utilisation de poteaux raidis pour éviter les ruines en zone comprimée.

Trois groupes d'assemblages poteau-poutre et poutre-poutre par platine d'about raidie boulonnée par huit rangées de boulons sous chargement monotone ont été examinés par Mazroi [Mazroi 1990]. Les spécimens dans un groupe concernent seulement des assemblages poteau-poutre de rive (configuration unilatérale). Les spécimens dans les deux autres groupes concernent des assemblages poteau-poutre de configuration bilatérale et des assemblages poutre-poutre (Figure I-25). Certains assemblages ont été renforcés par raidisseurs dans les zones tendues et comprimées du poteau et d'autres ont eu des raidisseurs seulement dans la zone comprimée du poteau. La platine d'about a la même largeur que la semelle de la poutre pour tous les essais. Ces essais ont confirmé que le raidisseur dans la zone tendue améliore la rigidité et le moment résistant de l'assemblage.

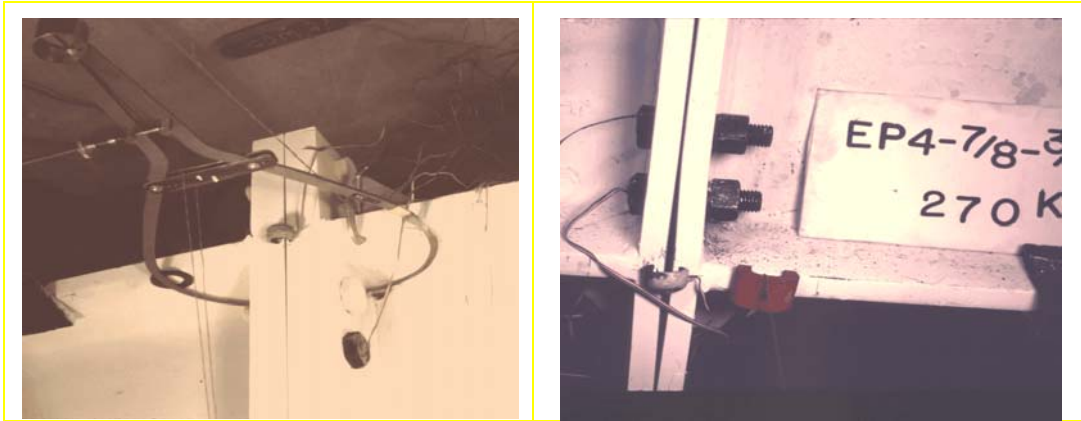


Figure I-25 : Mesure de la séparation des platines d'abouts [Mazroi 1990]

Trois essais sur assemblages par platines d'about débordantes boulonnées par quatre rangées de boulons ont été réalisés [Tsai 1990]. Les auteurs ont précisé que le renforcement des assemblages par raidisseurs de platine d'about et l'utilisation de boulons plus résistants peut améliorer de manière significative le comportement de ces assemblages sous chargement cyclique en augmentant leur capacité de résistance plastique et en diminuant l'effort de levier. Les auteurs ont constaté que le procédé de dimensionnement, des assemblages de platine d'about soumis au chargement monotone, proposé par le règlement américain (AISC 1986) était satisfaisant bien que dans certains cas des ruines d'assemblage par ruptures de boulons se soient produites. Ils ont donc proposé de conserver les règles existantes mais d'augmenter le diamètre des boulons par un facteur de 1,6.

Six essais d'assemblages poteau-poutre avec platine d'about débordante raidie boulonnée par quatre rangées de boulons sous chargement statique et cyclique ont été testés par Seradj [Seradj 1997]. Dans cette étude, pour tous les spécimens, seule l'épaisseur de la platine d'about a été changée, alors que les autres dimensions géométriques ont été maintenues constantes. Les détails de la platine d'about testée sont présentés à la figure I-26. Il convient de noter que la platine d'about est plus large que la poutre. Il a été constaté que ce type d'assemblage pourrait agir en tant qu'assemblage entièrement rigide ou semi-rigide dépendant principalement de l'épaisseur de la platine d'about et du diamètre des boulons. Les platines minces favorisent le comportement semi-rigide. Par conséquent, il est possible de concevoir un assemblage qui possède une ductilité suffisante en choisissant une platine d'about relativement mince et des boulons de plus grands diamètres.

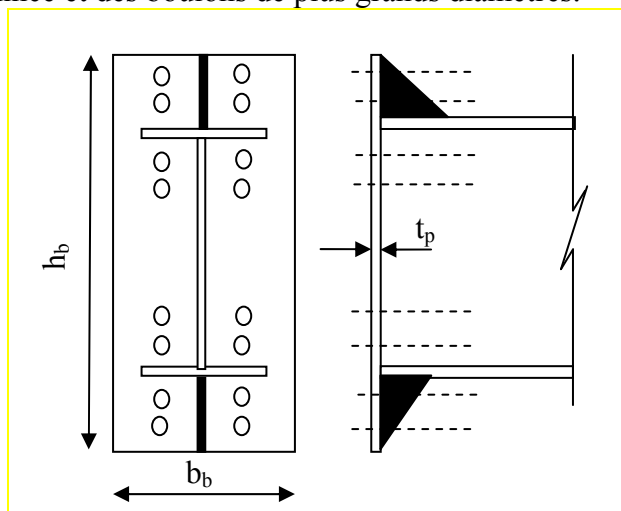


Figure I-26 : Détail de la platine d'about testée [Seradj 1997]

Une recherche expérimentale sur 15 assemblages par platine d'about subissant une charge cyclique est effectuée [Adey 2000] afin d'évaluer l'importance de certains paramètres de conception. Les paramètres sous investigation sont les dimensions de la poutre, la configuration de l'emplacement des boulons, l'épaisseur de la platine d'about, le processus de soudage et la préparation pour la soudure. Parmi les 15 spécimens, onze sont conçus de façon à favoriser la ruine au niveau de la platine d'about, alors que les quatre autres sont conçus afin d'atteindre la capacité du moment plastique de la poutre. Les auteurs ont conclu que l'utilisation des raidisseurs de platine d'about augmente le moment résistant de l'assemblage, la capacité de rotation aussi bien que la capacité de dissipation d'énergie. Une augmentation de l'épaisseur de la platine d'about permet une augmentation du moment résistant de l'assemblage. En outre, la flexion des boulons est observée sur tous les spécimens testés.

Une série de huit spécimens d'assemblages par platine d'about débordante boulonnée a été examinée sous chargements cycliques [Shi 2007a, Shi 2007b]. La figure I-27 montre le dispositif d'essai utilisé par les auteurs. Les paramètres étudiés étaient l'épaisseur de la platine d'about, le diamètre des boulons, le renfort de la platine d'about débordante, le renfort du poteau, le type de platine d'about débordante ou non et l'effet du cisaillement du panneau d'âme du poteau (Figure I-27). Les résultats indiquent que les assemblages avec platine d'about débordante présentent une plus grande rigidité, une plus grande ductilité et une grande capacité de dissipation d'énergie. Ce type d'assemblage présente une alternative de conception sous sollicitation sismique. Les auteurs ont conclu que les assemblages par platine d'about, sans raidisseurs de poteau, ont montré des caractéristiques mécaniques plus faibles que celles des assemblages renforcés. Ainsi l'utilisation des raidisseurs de poteau dans les assemblages est recommandée de point de vue conception sismique. L'utilisation de platines d'about débordantes et raidies peut augmenter le moment résistant de l'assemblage, sa capacité de rotation et sa capacité de dissipation d'énergie. Ces raidisseurs peuvent empêcher que la déformation inélastique soit concentrée dans les racines de la prolongation de la platine d'about et transformer le mode de déformation de la platine d'about débordante d'une flexion uni-axiale à une flexion bi-axiale ce qui minimiserait ses déformations (Figure I-28). Un modèle analytique, validé par des résultats expérimentaux, décrivant le comportement moment-rotation de ce type d'assemblage a été proposé par les auteurs.

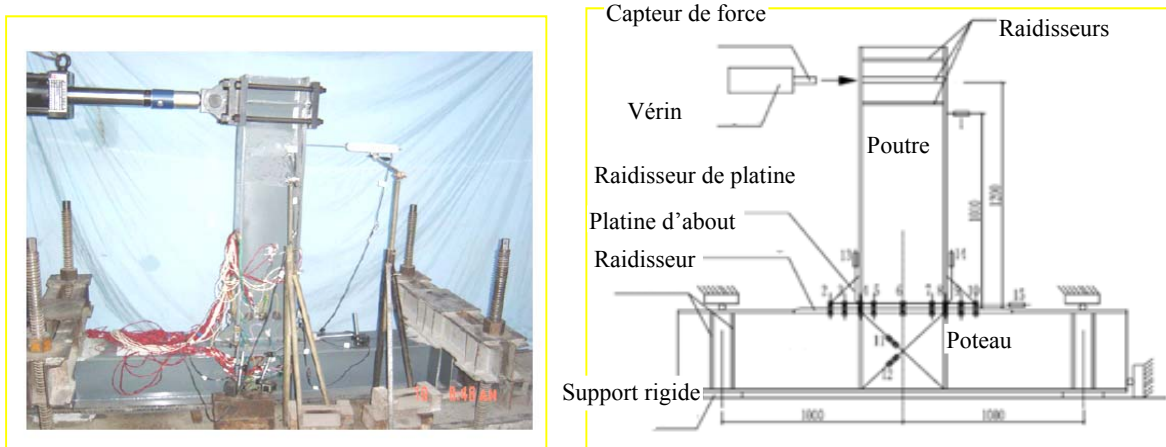


Figure I-27 : Essai d'assemblage par platine d'about raidie [Shi 2007]



Figure I-28: Déformées des assemblages testés

Des recommandations sur le dimensionnement des raidisseurs de platine d'about sont proposées dans le document AISC [AISC 2005]. Elles considèrent que le raidisseur qui renforce la platine d'about agit comme une partie continue de l'âme de la poutre qui permet de transférer une partie de la force de traction de la semelle de la poutre vers la platine d'about et puis aux boulons de l'assemblage. Pour assurer un transfert favorable de la charge, des détails de la géométrie du raidisseur de la platine d'about est à prendre en considération. La figure I-29 illustre la disposition recommandée de la géométrie du renfort de la platine d'about.

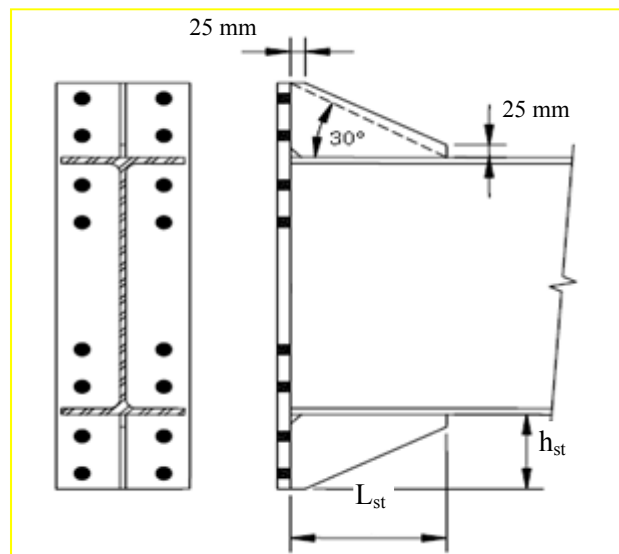


Figure I-29 : Géométrie des raidisseurs de platine d'about boulonnée

- La longueur minimum de renfort est:

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ} \quad (\text{Eq. I-2})$$

Avec :

$L_{st}$  : Dimension du raidisseur soudé sur la semelle de la poutre ;  
 $h_{st}$  : Dimension du raidisseur soudé sur la platine.

- L'épaisseur du renfort est :

$$t_{st} > t_{wb} \left( \frac{f_{yb}}{f_{ys}} \right) \quad (\text{Eq. I-3})$$

Avec :

$t_{wb}$  : Epaisseur de l'âme de la poutre ;

$f_{yb}$  : Limite élastique de la poutre ;

$f_{ys}$  : Limite élastique du raidisseur.

- Pour faciliter la soudure du renfort, les raidisseurs au niveau de la semelle de la poutre et au niveau externe de la platine d'about devraient être aplatis approximativement de 25 mm.
- Les raidisseurs devraient être coupés à l'intersection entre la semelle de la poutre et la platine d'about afin d'éviter la concentration des contraintes à ce niveau.
- Pour fournir un chemin cohérent de transfert de la charge dans l'assemblage, avec platine d'about raidie, le raidisseur de la platine doit avoir une limite d'élasticité plus importante que l'âme de la poutre. Cependant, lorsque les raidisseurs de la platine d'about ont les mêmes résistances que l'âme de la poutre, l'épaisseur des raidisseurs devrait être supérieure ou égale à l'épaisseur de l'âme de la poutre.

Aucune recommandation n'est donnée pour les dimensions limites (maximale et minimale) des raidisseurs de platine d'about.

## 9.2 Modèles éléments finis

Plusieurs études ont été réalisées dans le domaine de la modélisation par éléments finis d'assemblages poteau-poutre et poutre-poutre chargés symétriquement, en 2D et 3D. La comparaison entre le comportement réel de l'assemblage et celui obtenu par la modélisation a été souvent abordé en se basant sur les courbes moment-rotation.

### 9.2.1 Modélisation bidimensionnelle des assemblages

Un modèle d'assemblage bidimensionnel en utilisant des éléments de plaque en calcul élasto-plastique a été développé par Jenkins et al. [Jenkins1986]. Les auteurs ont supposé que la déformation majeure de l'assemblage est due à la flexion de la platine d'about car la semelle du poteau était épaisse et raidie, ce qui limite sa déformation. Ainsi, dans l'analyse, seule la platine d'about est considérée comme une plaque avec des conditions aux limites spécifiques le long du profilé de la poutre. Les boulons dans la zone tendue sont modélisés par des conditions de compatibilité au niveau de leurs positions sur la platine en négligeant les boulons dans la zone comprimée (Figure I-30). La moitié de l'éprouvette est modélisée en raison de la symétrie par rapport aux plans passant par les âmes de la poutre et du poteau. La poutre et le poteau utilisés sont respectivement des profilés (305 x 165 x 54 UB) et (254 x 254 x 132 UC). Les boulons sont des M20 de classe 8.8 non précontraints. L'épaisseur de la platine d'about varie de 12 à 25 mm.



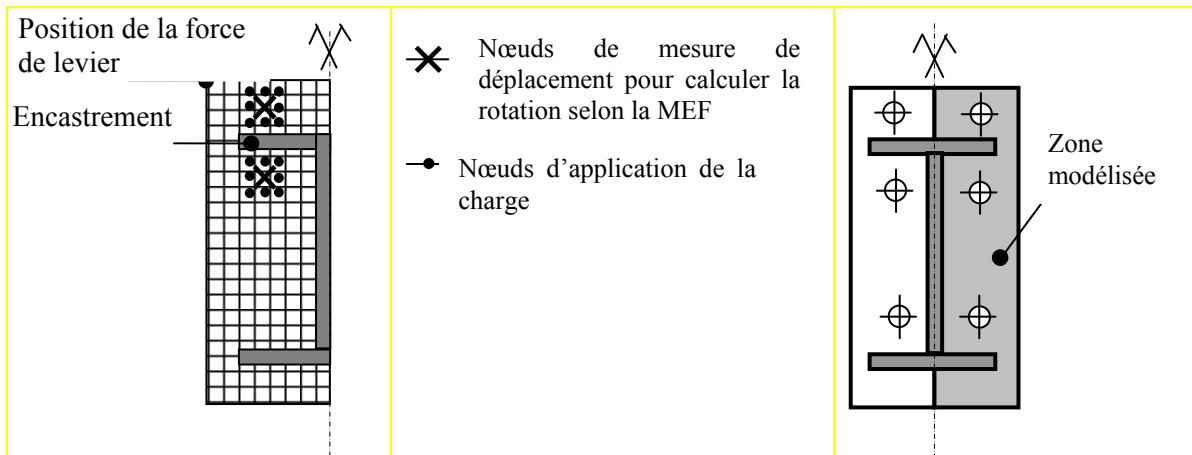


Figure I-30: Modèles éléments finis 2D [Jenkins1986]

Cette analyse par éléments finis est utilisée pour déterminer la courbe moment-rotation de l'assemblage avant de la comparer avec les résultats expérimentaux. La courbe moment-rotation est obtenue numériquement en mesurant le déplacement au centre des boulons. Ensuite, ce déplacement est transformé en rotation de l'assemblage autour de la semelle comprimée de la poutre. Les courbes moment-rotation ainsi obtenues sont toujours situées en dessous des courbes expérimentales (Figure I-31). Nous pouvons noter que la nature de ce type d'éléments finis et le type de modélisation choisie nécessite une simplification importante des conditions aux limites, des boulons et du chargement ce qui nuit à l'efficacité du modèle.

Une modélisation d'assemblages par platine d'about boulonnée avec quatre rangées en utilisant des éléments finis en contraintes planes est élaborée par Bahaari et al. [Bahaari 1994] en utilisant le logiciel d'éléments finis ANSYS. L'assemblage est modélisé dans le plan passant par les âmes de la poutre et du poteau. Toutes les dimensions réelles sont prises en compte dans ce plan. L'épaisseur des éléments est choisie égale à la largeur réelle dans la direction transversale. Le moment appliqué à la poutre est remplacé par une force distribuée uniformément sur les semelles et linéairement sur l'âme. Des éléments d'interface sont utilisés pour modéliser le contact entre la platine d'about et la semelle de la poutre. Une loi de comportement bilinéaire est utilisée dans la modélisation des matériaux de la poutre, du poteau et de la platine d'about. Cependant, une loi de comportement tri-linéaire est considérée pour la modélisation des boulons. Chaque boulon dans la zone tendue de l'assemblage est représenté par plusieurs barres. Pour valider le modèle, les courbes moment-rotation de certains assemblages sont comparées avec celles obtenues par les essais expérimentaux testés par Jenkins [Jenkins 1986]. Dans les données expérimentales et numériques, la rotation est donnée par le rapport entre le déplacement horizontal de la platine d'about au niveau de la semelle tendue de la poutre et la distance verticale entre les demi-épaisseurs des semelles de la poutre. Les courbes moment-rotation expérimentales et numériques sont tracées pour différentes valeurs d'épaisseur de la platine d'about (12, 15, 20 et 25mm). On peut remarquer que la courbe numérique est loin de la courbe expérimentale pour les assemblages avec une platine d'about mince ou épaisse (Figure I-32).

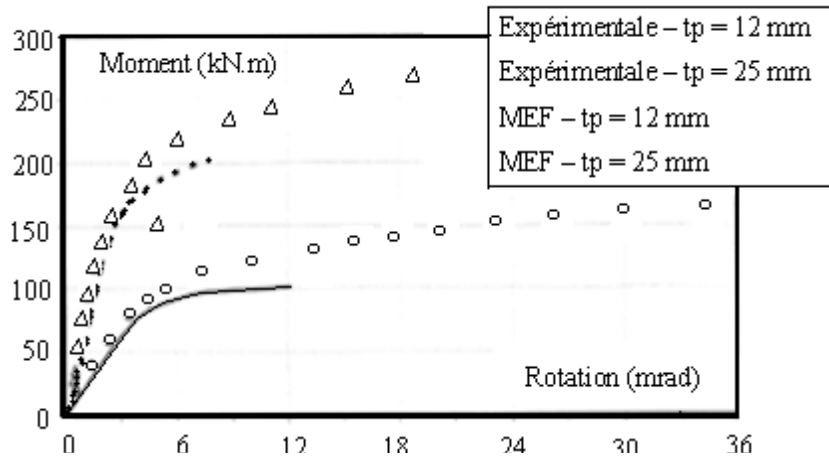


Figure I-31 : Courbes  $M-\Phi$  (comparaison essais et MEF) [Jenkins 1986]

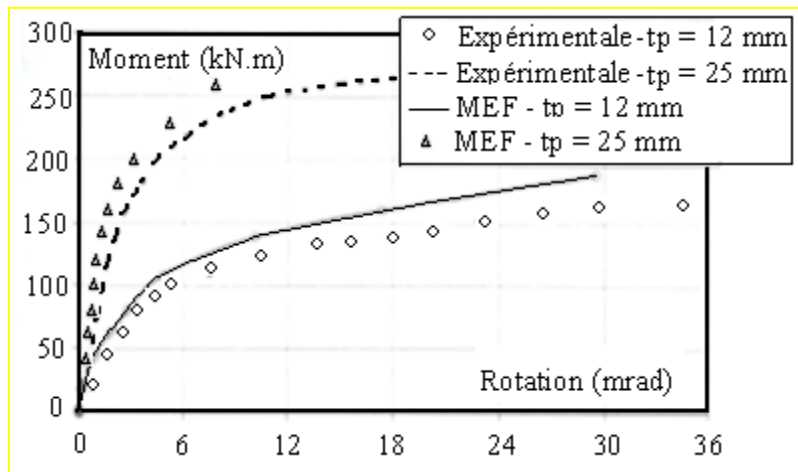


Figure I-32 : Courbes  $M-\Phi$  (comparaison essais et MEF) [Bahaari 1994]

En effet, dans le modèle 2D, le déplacement est supposé constant le long de la troisième dimension et la position réelle des boulons dans la troisième dimension n'est pas prise en compte. De plus, la flexibilité autour de l'axe vertical n'est pas considérée.

### 9.2.2 Modélisation tridimensionnelle des assemblages

En continuité du modèle 2D [Bahaari 1994], un modèle 3D [Bahaari 1997] est proposé en se basant sur le logiciel ANSYS. Il concerne des assemblages par platine d'about non raidie boulonnée avec quatre rangées de boulons et dont les résultats expérimentaux sont disponibles [Jenkins1986]. Des éléments de coques ont été utilisés pour modéliser l'âme et la semelle de la poutre, la platine d'about, l'âme, la semelle et les raidisseurs du poteau. La tête du boulon et l'écrou, considérés en liaison parfaite avec la platine d'about et la semelle du poteau, sont modélisés par des éléments volumiques iso-paramétriques à huit nœuds. La tige du boulon est modélisée par six éléments de barre reliant ensemble les nœuds de la tête du boulon et de l'écrou. Des éléments de contact sont utilisés pour modéliser le contact entre la semelle du poteau et la platine d'about. Pour la modélisation des assemblages avec boulons précontraints, la précontrainte dans les boulons a été modélisée par des déformations initiales dans les éléments de barre représentant la tige du boulon.

Deux types de non linéarité sont considérés, une non linéarité matérielle due à la plasticité et une non linéarité géométrique due à l'évolution de la zone du contact entre la platine d'about et la semelle du poteau. Un moment de flexion pur est introduit par une contrainte de pression uniforme sur l'épaisseur des semelles de la poutre et linéairement distribuée sur l'âme. Des conditions de symétrie sont définies pour les nœuds le long de l'âme du poteau ainsi que dans le plan passant par les demi-épaisseurs des âmes de la poutre et du poteau. L'épaisseur de la platine d'about est le seul paramètre variable : 12 à 25 mm avec des boulons non précontraints. Des raidisseurs d'âme du poteau sont utilisés au niveau des semelles de la poutre.

Les courbes moment-rotation obtenues par l'analyse numérique sont en bon accord avec celles données par les essais pour des platines d'extrémité minces (12 et 15 mm). Par contre, avec l'augmentation de l'épaisseur de la platine (20 et 25 mm), l'écart entre les courbes numériques et expérimentales augmente. Les auteurs ont expliqué ce phénomène par l'allongement excessif de la tige du boulon, car la contribution du boulon à la rotation totale devient plus significative avec l'augmentation de l'épaisseur de la platine d'about et la plasticité dans les épaisseurs qui n'est pas considérée dans cette analyse (Figure I-33). Les auteurs ont conclu aussi que le pré-chargement des boulons n'affecte pas la force dans les boulons ainsi que l'effet de levier en phase finale. Cependant, la taille des boulons a un effet significatif sur la force de levier.

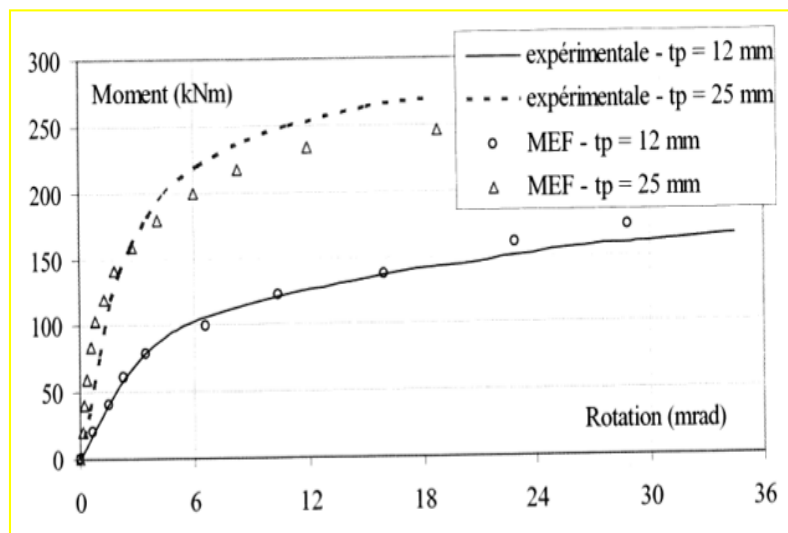


Figure I-33 : Courbes  $M-\Phi$  (comparaison essais et MEF) [Bahaari 1997]

Les mêmes auteurs [Bahaari 2000] ont présenté les résultats du comportement des assemblages par platine d'about débordante non raidie boulonnées par huit rangées de boulons en utilisant le modèle numérique 3D avec différentes configurations en utilisant le logiciel ANSYS (Figure I-34). Dans une des configurations, les huit boulons ont été placés dans deux rangées : un au-dessus et l'autre au-dessous de la semelle de la poutre. Dans l'autre configuration, une rangée avec quatre boulons a été placée au-dessus de la semelle de la poutre, alors que deux rangées de boulons sont placées au-dessous la semelle de la poutre. Les auteurs ont constaté que l'assemblage de la deuxième configuration présente une rigidité initiale légèrement plus grande comparée à la première configuration. Cependant, ces deux assemblages présentent les mêmes résistances finales.

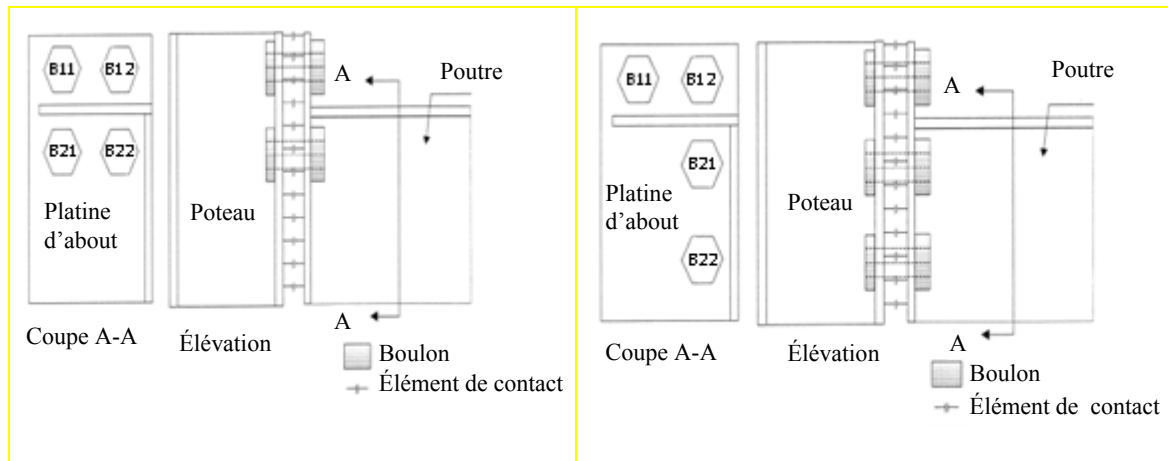


Figure I-34 : Types d'assemblages modélisés [Bahaari 2000]

Des assemblages ont été modélisés [Bursi 1994] en utilisant des éléments volumiques à 20 nœuds de formulations quadratiques en considérant une seule couche dans l'épaisseur qui varie entre 12 et 20 mm. Les modèles numériques sont validés par des résultats trouvés dans la littérature [Bernuzzi 1991]. Des éléments de contact frottant ont été utilisés entre la platine d'about et la semelle du poteau avec un coefficient de frottement ( $\mu = 0,25$ ). Des éléments de poutre à deux nœuds ont été utilisés pour modéliser les boulons. Les auteurs ont modélisé seulement la zone locale de l'assemblage (platine et boulons) et une partie de la poutre sur une faible longueur. La contribution du poteau est totalement négligée en considérant que la platine d'about est connectée à une fondation très rigide. La rangée de boulons dans la zone comprimée est aussi négligée. Les forces de précontraintes sont introduites dans les boulons tendus en tant que contraintes initiales. De plus, des forces nodales équivalentes à une pression uniforme sont appliquées sur les semelles de la poutre pour introduire le moment de flexion. La comparaison entre les courbes expérimentales et celles issues de la modélisation montre que le modèle donne des résultats satisfaisants en terme de raideur initiale. Par contre, une différence considérable existe dans la phase plastique de comportement.

Dans le but d'analyser le comportement élasto-plastique des assemblages par platine d'about non raidie débordante boulonnée par quatre rangés de boulons, un modèle éléments finis en utilisant le logiciel ADINA (ADINA Engineering, 1984) est développé par Choi et al. [Choi 1996a, Choi 1996b]. Des éléments volumiques, non conformes, à 8 nœuds ont été utilisés. La précontrainte dans les boulons et les formes réelles de leurs tiges, de la tête et de l'écrou sont prises en compte dans la modélisation. Des éléments de contact sont utilisés pour simuler l'interaction entre la platine d'about et la semelle du poteau. Les résultats de la modélisation sont comparés avec les essais trouvés dans la littérature [Beall 1991]. En raison de l'effet de précontrainte dans les boulons, il est supposé que la tête du boulon et l'écrou sont en liaison parfaite avec la platine d'about et la semelle du poteau respectivement. Aucune liaison n'est réalisée entre les nœuds de la tige du boulon et du trou. Dans les assemblages par platine d'about, la précontrainte dans les boulons comprime la platine d'about et la semelle du poteau. Pour simuler ce phénomène, les auteurs ont appliqué une force égale à 0,7 fois la résistance ultime des boulons au niveau de la tête du boulon et de l'écrou ce qui ne permet pas de modéliser réellement la fore de précontrainte car seulement une partie de cette force passe par la tige (Figure I-35). Les courbes moment-rotation obtenues numériquement sont proches des courbes expérimentales pour un maillage dense. Elles montrent également un effet significatif des raidisseurs. En outre, une distribution de la pression de contact entre la platine d'about et la semelle du poteau ainsi que la déformée de la platine d'about, sont présentées

graphiquement. Cette étude a indiqué que le modèle peut simuler le comportement réel des assemblages de platine d'about.

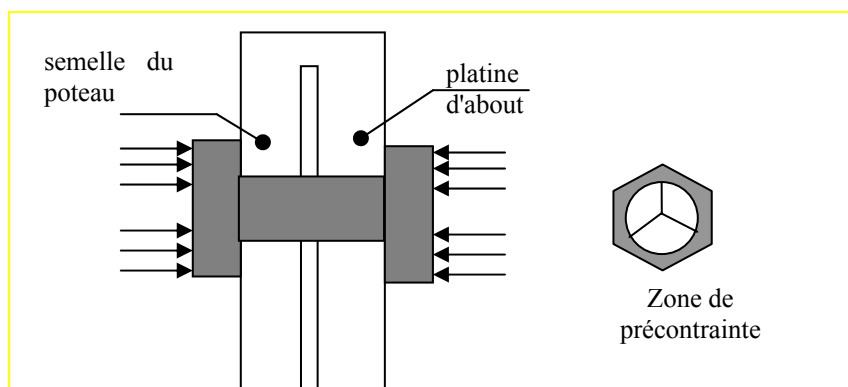


Figure I-35 : Modélisation de la précontrainte [Choi 1996b]

Dans le but d'améliorer le modèle élaboré par Bursi [Bursi 1994], les mêmes auteurs proposent un nouveau modèle numérique d'assemblage poteau-poutre par platine d'about non raidie boulonnée avec huit rangées de boulons sous chargement statique [Bursi 1997, Bursi 1998]. Les auteurs ont utilisé des éléments volumiques à 8 nœuds (éléments C3D8 et C3D8I du code d'éléments finis ABAQUS). En plus, ils ont adopté dans l'épaisseur de la platine trois couches au lieu d'une seule. En outre, une partie de la poutre a été ajoutée au modèle (Figure I-36). Des éléments de contact, basés sur la notion de multiplicateurs de Lagrange, sont utilisés pour modéliser l'interaction entre la platine d'about et la semelle du poteau. Les termes de multiplicateur de Lagrange adoptés dans l'analyse sont traités comme des variables complémentaires et cela conduit à une matrice de rigidité de plus grande taille.

Les courbes moment-rotation ont montré que le modèle construit par des éléments de type (C3D8I - éléments solides non conformes aux éléments volumiques à 8 nœuds) se rapproche avec une bonne précision de la courbe moment-rotation expérimentale pour une platine d'about relativement mince (épaisseur 12 mm). Par contre, les résultats numériques sont moins précis pour une platine épaisse (25 mm). Ils s'éloignent des résultats expérimentaux, et en particulier dans la zone de transition entre la phase élastique et la phase plastique de comportement. La simulation effectuée par des éléments de type C3D8 (éléments solides 8 nœuds) montre leur inadéquation pour reproduire les phénomènes mécaniques dominés par la flexion. Comme prévu, ces éléments surestiment les caractéristiques de l'assemblage.

Un modèle numérique pour décrire le comportement des assemblages de continuité de poutre (IPE 300) avec une platine d'about d'épaisseur égale à 20mm est développé par Stankiewics [Stankiewics 1997]. L'auteur a utilisé des éléments finis volumiques à 8 et 20 nœuds pour la modélisation des éléments de l'assemblage. Le moment de flexion est introduit par des contraintes de pressions uniformément distribuées sur les semelles de la poutre. Les courbes moment-rotation montrent que les éléments volumiques à huit nœuds sont beaucoup plus rigides que les éléments à 20 nœuds. Cependant, l'absence d'une comparaison directe avec les essais ne permet pas de juger de la qualité de la modélisation.

Un modèle numérique par éléments finis (2D et 3D) est développé par Gebbeken [Gebbeken 1994] afin d'étudier le comportement d'assemblages par platine d'about non raidie. En outre, une étude paramétrique est effectuée en ce qui concerne les divers paramètres géométriques afin de déterminer leurs influences sur le comportement des assemblages. Concernant le modèle bidimensionnel, les lois de comportement des matériaux utilisés sont

représentées par une courbe bilinéaire. Le frottement entre la semelle du poteau et la plaque d'about a été négligé. Une différence importante est observée, entre les résultats de la modélisation et les essais, en particulier pour la résistance de l'assemblage. Par contre, le modèle 3D reproduit de façon précise le comportement réel des assemblages lorsque des éléments volumiques sont utilisés. Les auteurs ont conclu que l'effet du contact doit être pris en compte dans la modélisation des assemblages afin de fournir des résultats précis.

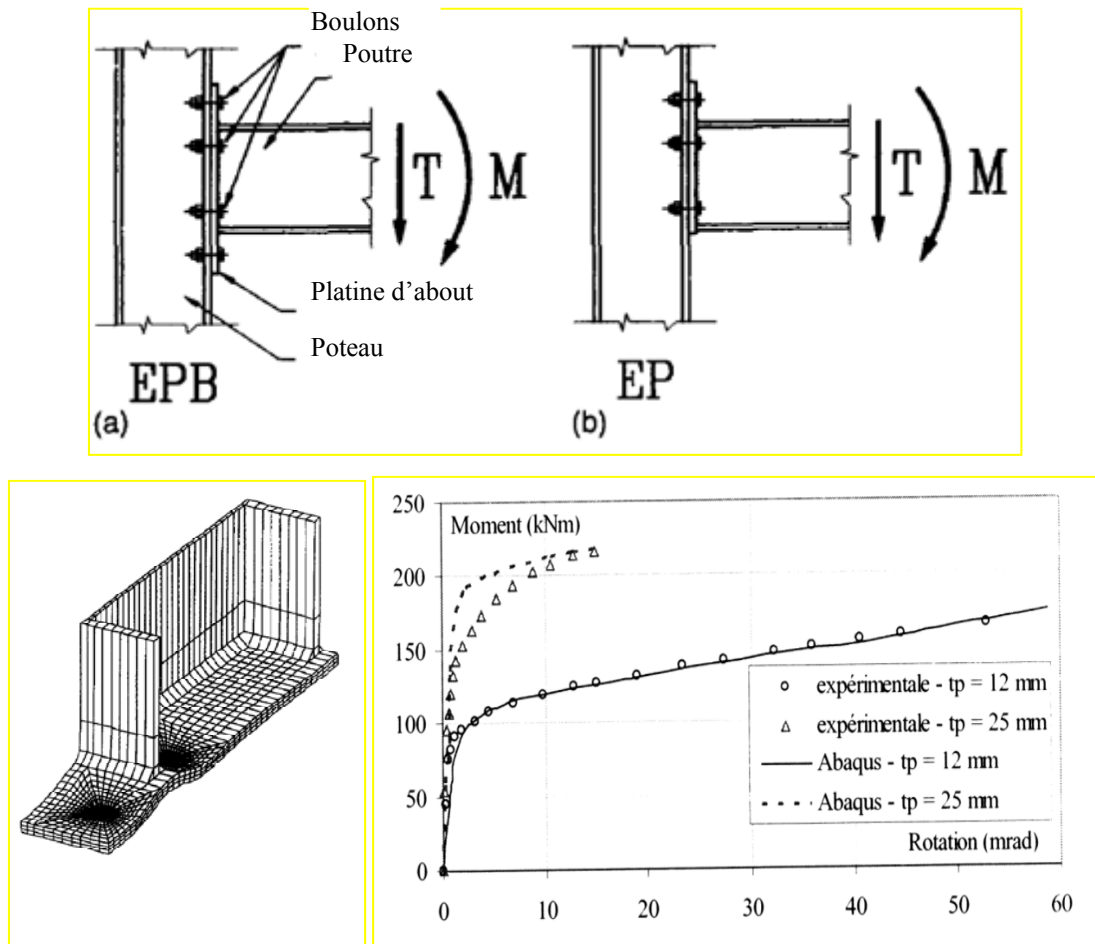


Figure I-36 : Courbes  $M-\phi$  (comparaison essais et MEF) [Bursi 1998]

Une modélisation d'un assemblage par platine d'about boulonnée, utilisant des éléments volumiques à huit nœuds pour tous les composants de l'assemblage, est menée par Wanzek [Wanzek 1999]. Elle considère que la semelle du poteau est une fondation rigide, ce qui permet de représenter les sources de déformation de la platine et des boulons. La validation du modèle 3D est basée sur les essais issus de la bibliographie [Bernuzzi 1991]. Le moment de flexion est appliqué de deux façons : dans la première, une distribution de contraintes uniforme est appliquée sur les semelles de la poutre et dans la deuxième, une force ponctuelle est appliquée à l'extrémité de la poutre. Dans le premier cas, un moment pur est introduit ce qui ne mobilise pas le contact entre la tige de boulon et la platine d'about. Cependant, la distance entre l'introduction des contraintes et la platine d'about doit être assez grande pour éviter les interactions avec les contraintes dans la poutre, près de la platine d'about. Dans l'autre cas, l'application d'une force ponctuelle verticale, à l'extrémité de la poutre, génère des déplacements qui nécessitent une gestion du contact entre la tige de boulon

et la platine d'about. Cela nécessite d'apporter une attention spéciale à la condition de contact entre la tige de boulon et le trou. Une discrétisation très fine est utilisée en considérant deux couches dans l'épaisseur de la platine d'about. Il est montré dans un exemple que la différence entre les deux cas concernant l'application de la charge extérieure, n'est pas significative sur les courbes moment-rotation. Par contre, le modèle sous-estime généralement les résultats des essais.

Un modèle éléments finis 3D est développé pour simuler le comportement des assemblages poteau-poutre et poutre-poutre avec platine d'about raidie boulonnée avec huit rangées de boulons [Kukreti 1987, Kukreti 1989, Kukreti 1990, Kukreti 2006]. Le modèle est testé sous chargement statique ou cyclique. La non-linéarité matérielle et géométrique est considérée dans ce modèle. Les lois de comportement des matériaux utilisés dans le modèle sont idéalisées comme des courbes tri-linéaires. Au total, onze spécimens de trois catégories ont été analysés: quatre spécimens d'assemblage poutre-poutre comprenant seulement un coté de la poutre et soumis au chargement statique, trois spécimens d'assemblage poutre-poutre comprenant seulement un coté de la poutre mais soumis au chargement cyclique et quatre spécimens comprenant le quart de l'assemblage poteau-poutre soumis au chargement statique dont le paramètre modifié est l'épaisseur de la platine. Le modèle est validé par les résultats trouvés dans la littérature [Seradj 1997, Mazroi 1990, Tsai 1990]. Les lois moment-rotation issues du calcul numérique ont une bonne concordance avec les résultats expérimentaux. En se basant sur cette étude la méthode de calcul de ce type d'assemblage, par platine d'about raidie boulonnée avec huit rangées de boulons, développé et modélisé par Kukreti et al. est donnée dans le manuel d'AISC pour la construction en acier [AISC 1989].

Shi [Shi 2007] a élaboré un modèle éléments finis dans le but de simuler et d'analyser le comportement mécanique de différents types d'assemblages poteau-poutre avec platines d'about débordantes ou non. Au total, huit assemblages sont testés numériquement et expérimentalement. Les paramètres étudiés sont l'épaisseur de la platine d'about, les raidisseurs de la platine et du poteau et le diamètre des boulons. Le chargement considéré pour cette étude est statique monotone. Les courbes moment-rotation obtenues par éléments finis sont comparées aux courbes expérimentales, ce qui montre une bonne concordance entre elles. Le modèle numérique validé est utilisé pour une analyse paramétrique concernant le contact entre la platine d'about et la semelle du poteau, le comportement de la platine d'about et l'influence de la force de précontrainte des boulons.

### **9.3 Approche analytique de calcul des assemblages selon l'EC3**

Cette approche s'appuie exclusivement sur la méthode des composantes de l'EC3 qui considère un assemblage comme un ensemble de composantes individuelles. Chaque composante est représentée par un ressort ayant sa propre loi de comportement. Les composantes sont ensuite associées en série ou en parallèle selon la configuration géométrique de l'assemblage, en respectant les compatibilités de déformation. Cette association permet d'aboutir à un comportement en terme de courbe moment-rotation de l'assemblage. La méthode des composantes est suffisamment générale pour couvrir les assemblages les plus courants. L'EC3 adopte un certain nombre d'hypothèses simplificatrices en vue de calculer le moment résistant et la rigidité d'un assemblage.

#### **9.3.1 Présentation de la méthode des composantes**

La méthode des composantes considère un assemblage quelconque comme un ensemble de composantes élémentaires individuelles.

Le concept fondamental, sur lequel est basée cette méthode se décompose selon les étapes suivantes :

- Identification de toutes les composantes élémentaires de l'assemblage ;
- Evaluation des caractéristiques (résistance et rigidité) de ces composantes ;
- Association des composantes pour obtenir la résistance et la rigidité de l'assemblage entier et ( $\Phi_{cd}$  éventuellement).

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

- 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.

### 9.3.2 Identification des composantes

Pour un assemblage par platine d'about débordante boulonnée soumis à la flexion (Figure I-37), les composantes de base qui peuvent être identifiées selon le type de sollicitations qu'elles subissent sont les suivantes :

- Zone comprimée : Ame de poteau, semelle et âme de poutre ;
- Zone tendue : Ame de poteau, boulons et âme de poutre en traction, semelle de poteau et platine d'about en flexion ;
- Zone de cisaillement : Panneau d'âme de poteau.

Chacune de ces composantes élémentaires possède sa propre résistance et rigidité en traction, en compression ou en cisaillement. Cependant, l'âme du poteau est soumise à une combinaison d'efforts de compression, de traction et de cisaillement. Cette combinaison de plusieurs composants au sein du même élément d'assemblage peut, de toute évidence, conduire à des interactions de contraintes susceptibles de diminuer la résistance des composants élémentaires.

L'application de la méthode des composantes exige une connaissance suffisante du comportement des composantes élémentaires. La liste des composantes couvertes par l'EC 3 est donnée dans le tableau A-1 de l'annexe A. La combinaison de ces composantes permet de couvrir plusieurs configurations d'assemblages, telles que les assemblages poutre-poteau et les assemblages de continuité de poutres fléchies.



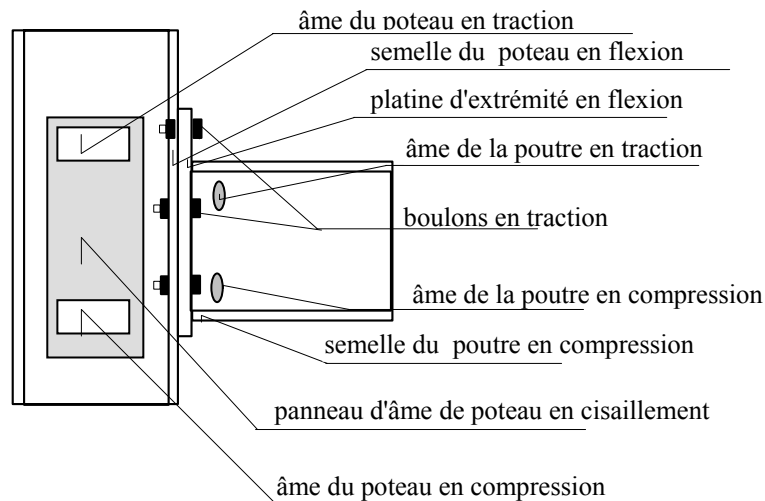


Figure I-37 : Composantes de base de l'assemblage par platine d'about boulonnée

Le comportement réel de chaque composante est représenté par une courbe force-déplacement de type non linéaire (Figure I-38 a). La non linéarité est due à divers effets tels que la plasticité, le contact entre les différents éléments et l'effet de membrane. Ce comportement peut être simplifié par un modèle tri-linéaire ou bilinéaire (Figure I-38b). Dans ce dernier cas, les paramètres du modèle sont : la résistance du calcul  $F_{Rd}$ , la rigidité  $k$  et la capacité de déformation  $\delta_{cd}$ . Ces paramètres peuvent être calculés à partir des dimensions des composantes et des propriétés matérielles.

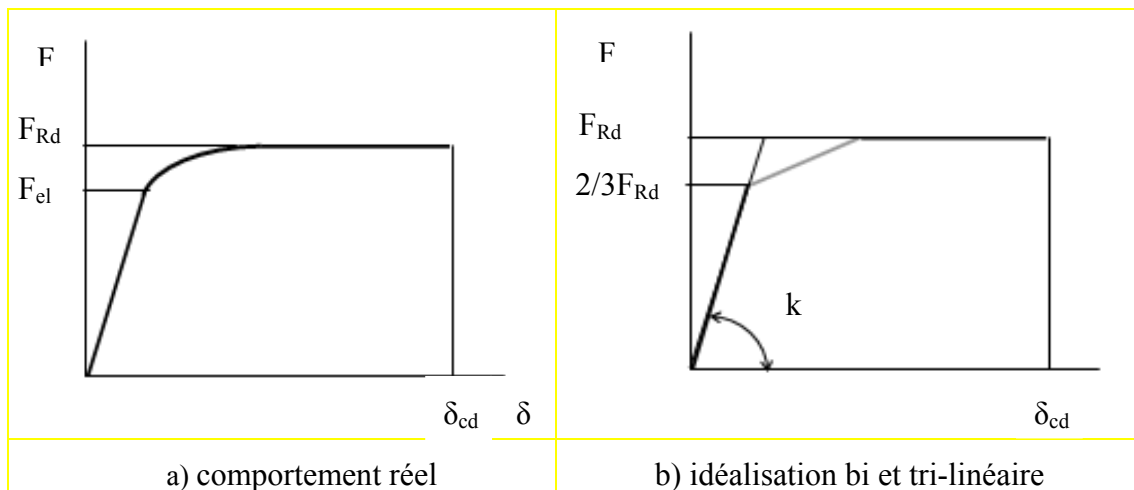


Figure I-38 : Comportement d'une composante

Dans les applications pratiques, pour établir la courbe entière moment-rotation de l'assemblage, le concepteur n'a besoin que de la rigidité initiale et du moment résistant en flexion de l'assemblage. Ces deux paramètres peuvent être facilement obtenus en associant les composantes décrites par le modèle bilinéaire qui est d'utilisation courante.

### 9.3.3 Evaluation des caractéristiques des assemblages

Dans l'EC3, trois caractéristiques principales sont à retenir pour caractériser l'assemblage semi-rigide. Ce sont la rigidité initiale, le moment résistant de calcul et la capacité de rotation. Ces caractéristiques permettent au concepteur de déterminer la caractéristique moment-rotation de calcul de l'assemblage quel que soit le type d'analyse globale effectuée.

#### 9.3.3.1 Calcul de la rigidité initiale

La rigidité en rotation des assemblages soumis à la flexion constitue une caractéristique importante de leur comportement. Elle correspond à la rigidité de l'assemblage au tout début du chargement. Pour évaluer cette rigidité, nous prenons l'exemple d'un assemblage poutre-poteau par platine d'about boulonnée (figure I-39). Le comportement de chaque rangée de boulons ( $i$ ) cumule les contributions des composantes qui dépendent du nombre de boulons en traction et de la position de chaque rangée. Ces composantes sont : l'âme du poteau en traction, la semelle du poteau en flexion, la platine d'about en flexion et les boulons en traction avec leurs coefficients de rigidité ( $k_i$ ) associés en série (Figure I-39a) [Brown 2001]. Le déplacement  $\delta$  est calculé en utilisant le coefficient de rigidité  $k_i$  :

$$\delta_i = \frac{F_i}{k_i E} \quad (\text{Eq. I-4})$$

Avec:  $F$  la force dans la composante,  $k_i$  le coefficient de rigidité et  $E$  le module d'élasticité de l'acier.

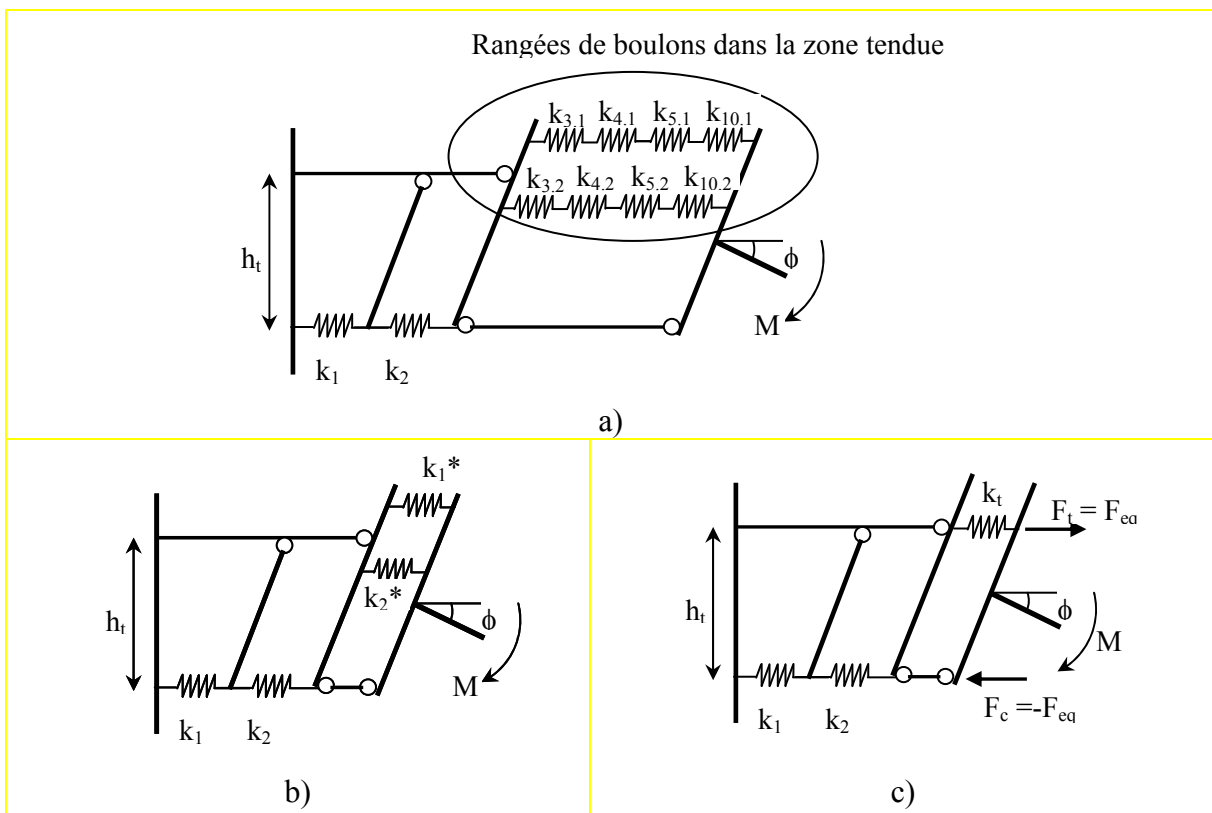


Figure I-39 : Approche EC3 pour le calcul de la rigidité initiale d'un assemblage poutre - poteau par platine d'about boulonnée

Pour chaque rangée de boulon en traction, les coefficients de rigidité de diverses composantes constituant cette rangée peuvent être regroupés pour n'avoir qu'un seul coefficient de rigidité  $k_i^*$  par rangée de boulon (Figure I-39 b) ; nous en déduisons pour chaque rangée de boulon :

$$k_i^* = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,i}} + \frac{1}{k_{4,i}} + \frac{1}{k_{5,i}} + \frac{1}{k_{10,i}}} \quad (\text{Eq. I-5})$$

Où :  $k_{3,i}, k_{4,i}, k_{5,i}$  et  $k_{10,i}$  sont respectivement les rigidités de l'âme du poteau en traction, de la semelle du poteau en flexion, de la platine d'about en flexion et des boulons en traction.

Dans le cas où plusieurs rangées sont tendues simultanément dans un assemblage, les rigidités équivalentes de toutes les rangées tendues sont regroupées en parallèle de façon que, dans la formule I-4 de la rigidité initiale, on n'introduit qu'un seul coefficient de rigidité équivalente (Figure I-39 c).

$$k_t = \frac{\sum_{i=1}^n k_i^* h_i}{h_t} \quad (\text{Eq. I-6})$$

où :

$k_i^*$  : est la rigidité efficace de la rangée  $i$  de boulons ;

$h_i$  : est la distance entre le centre de compression et la rangée  $i$  de boulons.

En supposant que le centre de compression est situé au centre de la semelle comprimée de la poutre et en tenant compte de la position de chaque rangée de boulons ( $h_i$ ), le bras de levier équivalent ( $h_t$ ) est défini par :

$$h_t = \frac{\sum_{i=1}^n k_i^* h_i^2}{\sum_{i=1}^n k_i^* h_i} \quad (\text{Eq. I-7})$$

Finalement, la contribution de toutes les composantes est obtenue par la combinaison des rigidités des deux premières composantes (âme du poteau en cisaillement et âme du poteau en compression) avec les composantes dépendant des rangées de boulons ( $k_t$ ). En considérant que la position du ressort final est située au niveau du centre de traction défini par le bras de levier ( $h_t$ ), la rigidité en rotation  $k_\phi$  du ressort pour l'assemblage entier est obtenue par la formule suivante :

$$k_\phi = \frac{h_t^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_t}} \quad (\text{Eq. I-8})$$

Il convient de signaler que le coefficient de rigidité  $k_2$ , qui représente l'âme comprimée du poteau, prend une valeur infinie en présence d'un raidisseur transversal d'âme comprimée. Par contre, le coefficient de rigidité  $k_1$  qui traduit le cisaillement du panneau d'âme dépend de la configuration de l'assemblage et des conditions du chargement (chargement symétrique ou non).

L'équation I-7 permet d'obtenir la rigidité initiale  $S_{j,ini}$  de l'assemblage comme étant égale à :

$$S_{j,ini} = E k_{\phi} \quad (\text{Eq. I-9})$$

La somme des efforts de traction dans les boulons de la zone tendue et l'effort de compression dans la zone comprimée de l'assemblage sont égaux et de signes opposés lorsque l'assemblage est sollicité en flexion sans effort normal. Ainsi, le moment transmis par l'assemblage est équivalent statiquement à deux forces  $\pm F_{eq}$  ( $F_{eq} = F_t$  et  $-F_{eq} = F_c$ ) telles que:

$$M = F_{eq} h_t \quad (\text{Eq. I-10})$$

Par ailleurs, la rotation de l'assemblage due à la flexion est donnée par :

$$\phi = \frac{\Delta_t - \Delta_c}{h_t} \quad (\text{Eq. I-11})$$

Avec :

$\Delta_t$  Allongement du ressort unique de rigidité  $k_t$  ;

$\Delta_c$  Raccourcissement du ressort  $k_c$  représentant la zone comprimée de l'âme du poteau.

Les relations force-déplacement des deux ressorts, de rigidités équivalentes  $k_t$  (zone tendue) et  $k_2$  (zone comprimée), sont données par les relations suivantes :

$$F_t = k_t E \Delta_t \quad (\text{Eq. I-12})$$

$$F_c = k_2 E \Delta_c \quad (\text{Eq. I-13})$$

A noter que les déformations associées à la semelle et l'âme de la poutre en compression et l'âme de la poutre en traction sont supposées être incluses dans la déformation de la poutre. Elles ne contribuent donc pas à la flexibilité de la zone d'attache de l'assemblage.

En fonction du rapport de rigidité en rotation non dimensionnel  $K = (S_{j,ini}) / (EI_b / L_b)$ , l'assemblage poutre-poteau peut être classé comme étant rigide, semi-rigide ou articulé. Il est considéré semi-rigide pour des valeurs de  $K$  situées dans les intervalles suivants :

$$0,5 \leq K \leq 25 \quad \text{pour les structures non contreventées}$$

$$0,5 \leq K \leq 8 \quad \text{pour les structures contreventées}$$

Avec :  $L_b$  et  $I_b$  sont la longueur et l'inertie de la poutre, respectivement.

### 9.3.3.2 Calcul du moment résistant

Le moment résistant correspond au moment maximum que peut supporter l'assemblage. Pour déterminer le moment résistant de l'assemblage poutre-poteau par platine d'about boulonnée, nous identifions les trois zones suivantes :

- La zone tendue de l'assemblage qui est directement affectée par la flexion de la plaque d'extrémité, la flexion de la semelle du poteau, la traction des boulons, la traction de l'âme du poteau et la traction de l'âme de la poutre ;
- La zone comprimée de l'assemblage qui comprend l'âme du poteau et l'âme et la semelle de la poutre ;

- La zone cisailée de l'âme du poteau.

Selon la capacité de déformation des rangées de boulons, une distribution plastique des efforts internes peut être considérée (Figure I-40a). Dans ce cas, le moment résistant en flexion de l'assemblage  $M_{Rd}$  est calculé par la formule suivante :

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^{n_b} h_i F_{Rd,i} \quad (\text{Eq. I-14})$$

Avec :

$F_{Rd,i}$  : Résistance de la rangée de boulons ( $i$ ) soumise à la traction ;

$n_b$  : Nombre de rangées de boulons en traction ;

$h_i$  : Distance de la rangée de boulons ( $i$ ) du centre de compression situé au milieu de l'épaisseur de la semelle comprimée de la poutre.

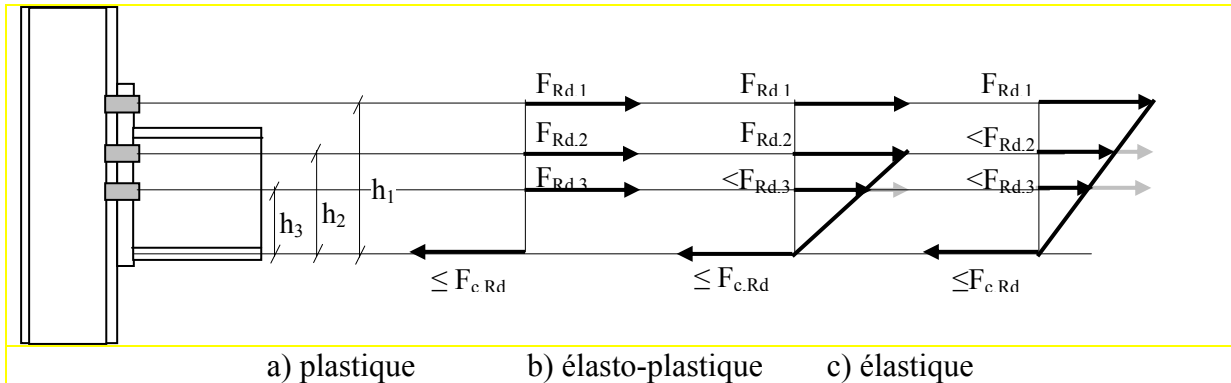


Figure I-40: Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonné

Dans la procédure d'évaluation de la résistance de chaque rangée de boulons, la première rangée à considérer est la plus éloignée du centre de compression. Les autres rangées, qui sont progressivement de plus en plus proches du centre de compression, sont successivement analysées.

En général, la résistance de la rangée de boulons ( $i$ ) est donnée par la valeur minimum de la résistance des composantes de base en considérant aussi le comportement de groupe des boulons constitué de la rangée de boulons ( $i$ ) et les autres rangées dont la distance au centre de compression est plus grande que  $h_i$ .

Le moment résistant de calcul peut être limité par la résistance de la semelle de la poutre en compression ou l'âme du poteau en compression. Une vérification de celle-ci doit être effectuée sur la base de la formule suivante:

$$\sum_{j=1}^m F_j = F_{c,Rd} \quad (\text{Eq. I-15})$$

Avec :  $m$  : Indice de la dernière rangée supposée soumise à un effort de traction ;

$F_j$  : Effort de traction dans la rangée de boulon  $j$  ;

$F_{c,Rd}$  : Résistance de calcul de la semelle comprimée de la poutre.

L'EC3 fournit des formules d'évaluation de la résistance de chacune des composantes. Ces formules sont rappelées dans l'annexe B de ce mémoire. En résumé, suivant le schéma de

fonctionnement de l'assemblage par platine d'about boulonnée, le calcul du moment résistant se déroulera selon les 5 étapes suivantes :

- a) Déterminer les efforts de traction admissibles pour les différentes rangées de boulons en considérant les composantes associées à la rangée ;
- b) Adopter un type de diagramme de répartition des efforts entre les rangées de boulons (Figure I-40). Une distribution plastique est souvent considérée mais une distribution élastique ou élasto-plastique doit être utilisée si la capacité de déformation d'une rangée au moins est limitée. Avec une distribution élastique, la résistance de l'assemblage est limitée par la rangée la plus éloignée du centre de compression. Dans ce cas, le moment résistant de l'assemblage est donné par l'expression suivante [Bourrier 1996].

$$M_{Rd} = \frac{F_{Rd}}{h_1} \sum h_t^2 \quad \text{avec} \quad F_{Rd} = 2B_{t,Rd} \quad (\text{Eq. I-16})$$

Où  $B_{t,Rd}$  est la résistance de calcul du boulon en traction.

Dans le cas où la distribution plastique des efforts est limitée, en raison du manque de capacité de déformation d'une rangée de boulons ( $m$ ) qui atteint sa résistance de calcul ( $F_{Rd,k} > 2B_{t,Rd}$ ), une distribution élasto-plastique peut être utilisée. Dans ce cas, nous considérons que les efforts dans les rangées inférieures à la rangée ( $m$ ) sont distribués linéairement en fonction de leur distance au centre de compression. Le moment résistant est donné par l'expression suivante [Bourrier 1996] :

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^k F_{Rd,i} h_i + \frac{F_{Rd,k}}{h_k} \sum_{j=m}^n h_j^2 \quad (\text{Eq. I-17})$$

Avec :  $n$  : Nombre total de rangées de boulons ;

$m$  : Rangée dont la capacité de déformation est insuffisante.

- c) Vérifier que la zone comprimée de la poutre présente une résistance suffisante pour équilibrer la somme des efforts de traction admissibles dans les boulons ;
- d) Effectuer une vérification similaire en ce qui concerne la résistance de l'âme du poteau;
- e) Etablir le moment résistant de l'assemblage comme étant la somme des résistances en traction admises dans chaque rangée de boulons par la distance de ces rangées au centre de compression situé au milieu de la semelle comprimée de la poutre.

L'évaluation de la résistance en traction des différentes rangées de boulons est effectuée en considérant des tronçons en té équivalents. Ainsi, trois modes de ruine sont possibles et nous pouvons associer à chacun d'eux une résistance en traction; qui dépend de la longueur efficace  $L_{eff}$  du tronçon. Pour en définir la valeur, l'EC3 fait référence à plusieurs schémas de plastification possibles en considérant la résistance en traction du tronçon correspondant au mode de ruine le plus défavorable. Cela sera détaillé dans les paragraphes suivants.

Suivant la valeur du moment résistant du calcul  $M_{Rd}$ , l'assemblage poutre-poteau peut être considéré à résistance totale, à résistance partielle ou articulé. Il est considéré à résistance partielle pour des valeurs de  $M_{Rd}$  situées dans les intervalles suivants :

$$0,25M_{b,pl,Rd} < M_{Rd} < M_{b,pl,Rd} \quad (\text{Eq. I-18})$$

Où  $M_{b,pl,Rd}$  est le moment résistant de calcul de la poutre.

### 9.3.3.3 Détermination de la capacité de rotation

L'EC3 ne propose pas de formule permettant de calculer la capacité de rotation des assemblages boulonnés. Cependant, le règlement stipule que dans un assemblage par platine d'about boulonnée, la capacité de rotation est suffisante pour une analyse plastique si le moment résistant de l'assemblage est piloté par la résistance de la semelle du poteau en flexion dont l'épaisseur  $t$  doit satisfaire la condition suivante :

$$t \leq 0.36d \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad (\text{Eq. I-19})$$

Avec :  $d$  : Diamètre nominal du boulon ;

$f_{ub}$  : Résistance ultime du boulon en traction ;

$f_y$  : Limite d'élasticité.

Si la résistance de calcul de cet assemblage est au moins égale 1,2 fois la résistance plastique de calcul de la poutre, il n'est pas nécessaire de vérifier sa capacité de rotation. Dans le cas d'un assemblage à résistance partielle, la capacité de rotation ne doit pas être inférieure à celle nécessaire pour permettre le développement de toutes les rotules plastiques.

## 10-Comportement de la zone tendue d'assemblage (tronçon en té)

Une des composantes principales d'un assemblage boulonné avec platine débordante de type poteau-poutre est le tronçon en té qui représente la zone tendue. Ce tronçon en té peut être considéré comme un assemblage élémentaire unique ou comme une partie d'une configuration plus complexe.

### 10.1 Fonctionnement du tronçon en té

La déformation du tronçon en té est d'une part liée au comportement des boulons sollicités en traction et d'autre part, à l'état de déformation de la semelle ou de la platine sollicitée en flexion. Une caractéristique importante du comportement des tronçons en té est le développement de forces de levier sous la semelle. Ces forces secondaires, qui sont introduites dans les boulons en plus de la traction directe, peuvent provoquer une ruine prématurée. Une illustration du mécanisme de levier dans un tronçon en té est présentée dans la (Figure I-41). Pour une force  $F$  appliquée sur l'âme du tronçon, des forces de levier  $Q$  se développent en raison de la flexion de la semelle.

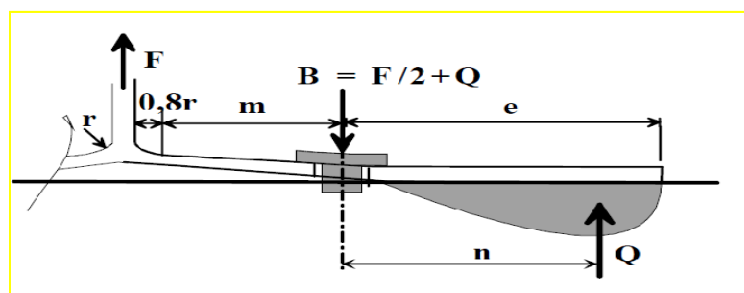


Figure I-41 : Mécanisme de levier dans un tronçon en té

Selon l'EC3 :  $n/m = 1,25$  où ( $n$ ) est a priori inconnue.

$Q$  : Force de levier = amplification de la traction (boulons).

L'équation de l'équilibre statique des forces verticales montre que la force  $B$  dans un boulon est égale à :

$$B = \left( \frac{F}{2} + Q \right) \quad (\text{Eq. I-20})$$

## 10.2 Modèle théorique du tronçon en té

L'aspect théorique du comportement du tronçon en té comme élément indépendant de l'assemblage a été largement étudié [Zoetemeijer 1974, Packer 1977, Mann 1979, Piluso 2001, Al-khatab 2003]. En conséquence, la réponse globale en terme de loi force-déplacement est bien définie dans le domaine élastique et plastique et des règles de calcul ont été déterminées dans ce sens. Ainsi, les trois modes de ruines, définis selon l'EC3, envisagés dépendent du rapport des résistances de la semelle du tronçon en flexion et des boulons en traction. Ces trois modes de ruine sont caractérisés par la ruine de la platine par formation d'un mécanisme plastique (mode 1), la ruine mixte de la platine et des boulons (mode 2) ou la ruine des boulons (mode 3) (voir figure I-42).

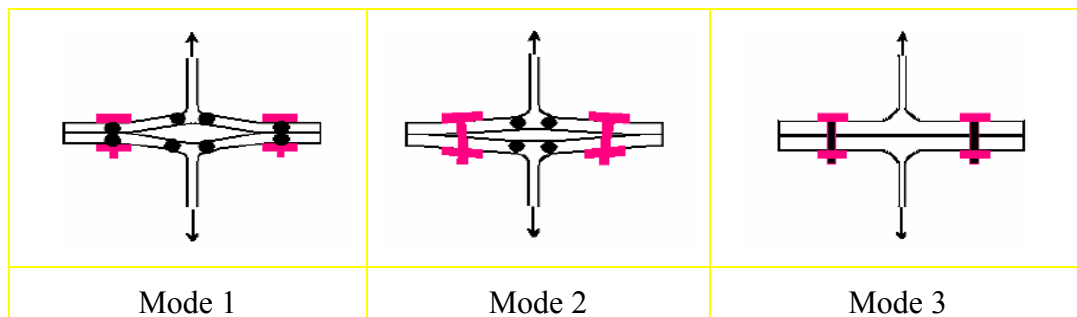


Figure I-42 : Mode de ruine du tronçon en té

Le mode 1 : correspond à la ruine du tronçon en té par formation d'un mécanisme plastique, avant que la ruine des boulons ne soit atteinte. Les lignes de plastification se forment au niveau des rangées de boulons et à la naissance des congés de raccordement.

Le mode 2 : se rapporte à l'atteinte de la résistance des boulons alors que les lignes de plastification se sont déjà développées à la naissance du congé de raccordement entre la semelle et l'âme du tronçon.

Le mode 3 : s'apparente à la ruine des boulons. La rigidité importante des semelles du tronçon en té conduit à la séparation des plats sans apparition d'effort de levier.

### 10.2.1 Résistance du tronçon en té

La résistance à considérer est celle donnée par la valeur minimale de ruine des trois modes  $F_{Rd} = \min(F_{T,Rd,1}, F_{T,Rd,2}, F_{T,Rd,3})$ . Celles-ci sont données par les équations (Eq. I-21-24):

Mode 1 :

$$\text{(Formule simplifiée)} \quad F_{T,Rd,1} = \frac{4M_p + 2M_{bp}}{m} \quad (\text{Eq. I-21})$$

$$\text{(Formule alternative)} \quad F_{T,Rd,1} = \frac{(32n - 2d_w)M_p + 16nM_{bp}}{8mn - d_w(m + n)} \quad (\text{Eq. I-22})$$

Mode 2 :



$$F_{T,Rd,2} = \frac{M_p + n \sum B_{t,Rd}}{m + n} \quad (\text{Eq. I-23})$$

Mode 3 :

$$F_{T,Rd} = \sum B_{t,Rd} \quad (\text{Eq. I-24})$$

Où  $M_{pl}$  et  $M_{bp}$  sont les moments plastiques de la semelle et de la contre-plaque, respectivement. Ils sont calculés en utilisant la valeur de la longueur efficace.

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0.25 \sum l_{eff,1} * (t_f)^2 * f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{Eq. I-25})$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0.25 \sum l_{eff,2} * (t_f)^2 * f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{Eq. I-26})$$

$$M_{bp,Rd} = \frac{0.25 \sum l_{eff,1} * (t_{bp})^2 * f_{y,bp}}{\gamma_{m0}} \quad (\text{Eq. I-27})$$

$f_{y,bp}$  : Limite d'élasticité des contre-plaques ;

$t_{bp}$  : Epaisseur des contre-plaques ;

$F_{t,Rd}$  : Résistance à la traction d'un boulon ;

$$e_w = \frac{d_w}{4}$$

$d_w$  : Diamètre de la rondelle, de la tête du boulon ou de l'écrou selon la partie qui est en contact avec la semelle.

$B_{t,Rd}$  : Résistance en traction de tous les boulons dans le tronçon en té.

Dans les modes 1 et 2, la déformation de la semelle du tronçon en té conduit à l'apparition de l'effort de levier dont la position dépend de la rigidité des boulons tendus et de la semelle fléchi. Par contre, la rigidité importante de la semelle dans le troisième mode conduit à une répartition des efforts sans apparition des efforts de levier (Figure I-43). En réalité, les têtes des boulons, les écrous et les rondelles possèdent des diamètres non négligeables et les efforts transmis à la semelle sont répartis sur une certaine zone du contact entre le boulon et la semelle (Figure I-43b). Cet effet est traduit dans l'EC3 sous la forme d'une forme alternative d'évaluation de la résistance plastique de la semelle. Cette formule est basée sur l'hypothèse d'une distribution uniforme de contraintes sous la tête du boulon, de l'écrou ou de la rondelle (Faella 1989). Dans ce cas, la résistance du tronçon en té en mode 1, doit être modifiée en intégrant l'effet de ( $n$  et  $d_w$ ) (Eq. I-22). Nous retrouvons la charge de ruine des tronçons seuls en mode 1 si nous posons  $M_{bp} = 0$  dans les formules qui donnent la résistance des tronçons en té renforcés par contre-plaque.

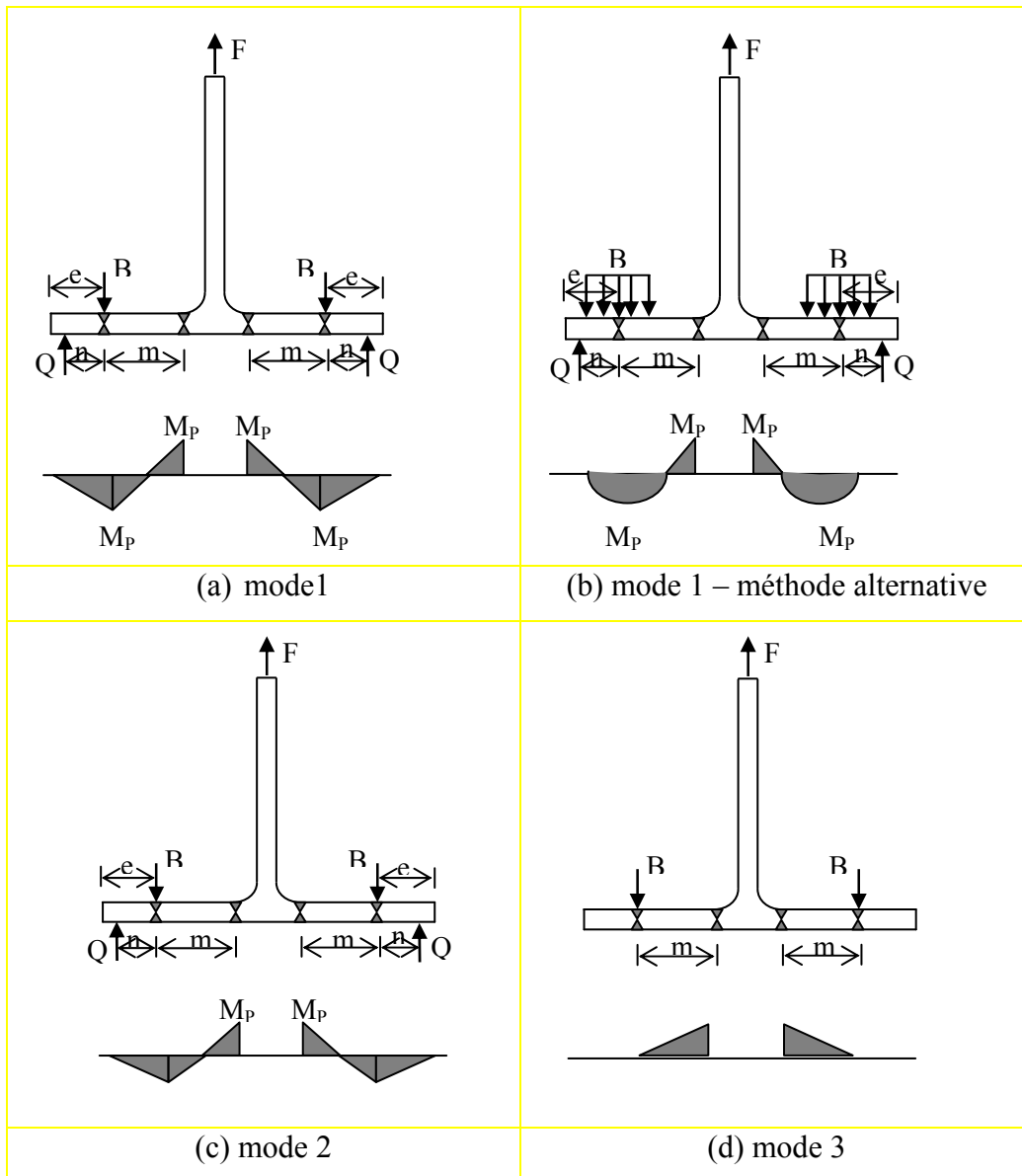


Figure I-43 : Réparation des moments dans un tronçon en té

L'avantage de cette procédure est de fournir le mode de ruine associé qui permettrait d'éviter les modes de ruine fragiles :

- Le premier mode de ruine s'accompagne d'une déformation plastique importante de la semelle. Ce mode ductile est donc recherché.
- Le deuxième mode de ruine se caractérise par une capacité de déformation variable d'un tronçon à l'autre. Il est intermédiaire.
- Le troisième mode de ruine est fragile car il correspond à la ruine brutale des boulons. Il est donc à éviter.

### 10.2.2 Rigidité du tronçon en té

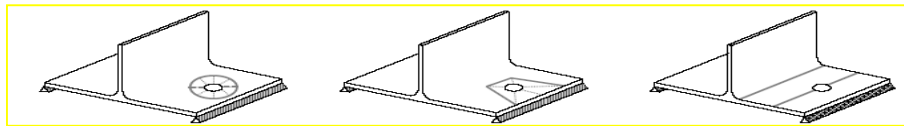
Selon l'EC3, pour calculer la rigidité initiale du tronçon en té d'une seule rangée de boulons, nous devons cumuler la contribution de la semelle du poteau (1<sup>er</sup> tronçon), de la platine d'about (2<sup>ème</sup> tronçon) et des boulons avec leurs coefficients de rigidité associés en série. Nous en déduisons alors la rigidité de la rangée de boulons de la façon suivante :

$$K_{mi} = \frac{E}{\left[ \frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_b} \right]} \quad (\text{Eq. I-28})$$

Où  $K_f$ ,  $K_p$  et  $K_b$  sont les rigidités de la semelle du poteau, de la platine d'about et des boulons.

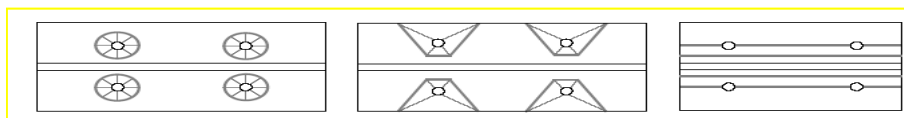
### 10.2.3 Longueur efficace du tronçon en té

L'équivalence entre le tronçon en té et la zone tendue d'un assemblage métallique se traduit par la détermination d'une longueur équivalente dite longueur efficace et noté  $L_{eff}$ . Cette longueur 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 (Figure I-44) ou en groupe lorsque les rangées de boulons sont proches (Figure I-45) (Zoetemeijer 1974). Il est à signaler que la longueur efficace d'un tronçon en té équivalent est une longueur théorique et ne comprend pas nécessairement la longueur physique de la composante de base qu'il représente. Les valeurs à adopter pour la longueur efficace dépendent de la configuration de l'assemblage et de la disposition des trous. L'EC3 propose des valeurs de  $L_{eff}$  pour la plupart des cas rencontrés dans la pratique avec leurs schémas correspondants de ruine.

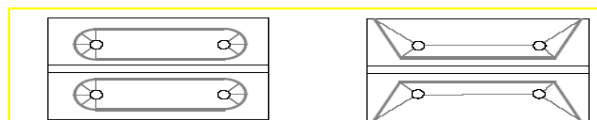


(a) mécanisme circulaire (b) mécanisme non circulaire (c) mécanisme poutre

Figure I-44 : Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme individuel)



(a) mécanisme circulaire (b) mécanisme non circulaire (c) mécanisme poutre



(d) mécanisme circulaire (e) mécanisme non circulaire

Figure I-45 : Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme de groupe)

Les tableaux qui donnent la longueur efficace du tronçon en té pour différents mécanismes de ruine sont donnés dans l'annexe E de ce mémoire.

### 10.3 Modélisation de la zone tendue d'un assemblage métallique

Les tronçons en té ont fait l'objet de plusieurs travaux de recherche expérimentaux [Agerskov 1976, Jaspert 1994, Gebbeken 1997, Leon 1998, Swanson 1999, Faella 1998, Piluso 2001, Mimoune 2003, Piluso 2008, Bouchaïr 2008]. Cependant, ces études expérimentales ne fournissent dans certains cas que des informations limitées, notamment, en ce qui concerne l'évolution des efforts de levier, des efforts de contact et des zones de plastification en cours de chargement. Par conséquent, la méthode des éléments finis

représente un outil efficace qui permet d'approfondir les connaissances dans ce domaine et de fournir le complément nécessaire pour calibrer l'approche actuelle de l'EC3. Ainsi, au cours des dix dernières années, la modélisation des tronçons en té seuls par la méthode des éléments finis a fait l'objet de plusieurs travaux de recherches dans les différents laboratoires. C'est ainsi que dans le cadre du groupe de travail simulation numérique du projet de recherche européen COST C1 "Civil Engineering Structural Connections", cette tâche a été proposée comme référence pour modéliser les assemblages métalliques boulonnés. Jaspert a fourni les données expérimentales nécessaires pour ces simulations [Jaspert 1994]. D'autres études [Bursi 1995, Bursi 1997, Bursi 1998] ont développé et calibré un modèle numérique tridimensionnel par éléments finis d'un tronçon en té, nommé T1, appartenant à un assemblage boulonné par platine d'about débordante (Figure I-46) pour simuler sa réponse globale force-déplacement (F- $\Delta$ ). Ils concluent que :

- La prise en compte de la loi de traction définissant toutes les caractéristiques réelles ne montre pas une différence significative par rapport à celle dite courbe conventionnelle. Cela signifie que les zones soumises aux grandes déformations dans un tronçon en té sont limitées.
- La réponse globale n'est pas affectée par les conditions de frottement entre la tête de boulon et la semelle du tronçon (boulon précontraint ou non).
- Il existe une bonne corrélation entre la courbe expérimentale et la courbe issue de la simulation numérique. Par contre, une différence entre les deux courbes dans la phase ultime est observée.
- La forme de la tête du boulon n'a pas une grande influence sur la réponse globale (forme polygonale ou représentation à l'aide de poutres disposées en étoile).

Gomes et al. [Gomes 1995] ont mis en application un modèle numérique tridimensionnel pour simuler le comportement force-déplacement du tronçon T1 testé à l'université de Liège en utilisant des éléments coques. Le modèle tient compte de l'évaluation des effets du second ordre et du comportement non-linéaire des matériaux. Une différence importante entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux en terme de force-déplacement est observée.

Mistakidis et al. ont proposé un modèle numérique bidimensionnel en utilisant la méthode des éléments finis afin de décrire le comportement du tronçon en té [Mistakidis 1996, Mistakidis 1997]. Les éléments en contraintes planes ont été utilisés dans la modélisation avec prise en compte de la troisième dimension (Figure I-47). Les options de calcul incluent la plasticité et les grands déplacements en tenant compte du contact unilatéral non frottant entre la tête du boulon et la semelle et entre la semelle et la fondation. Les caractéristiques mécaniques nominales pour le boulon et le tronçon ont été utilisées. Deux cas sont examinés : sans précontrainte et avec précontrainte de 60,7 kN. Les courbes force-déplacement pour ces deux cas montrent un saut imprévu pour un certain niveau de chargement (Figure I-47). Les auteurs ont expliqué ce phénomène par la grande déformation des éléments dans la zone de contact entre la tige du boulon et la semelle du tronçon et par l'absence des rondelles entre la tête du boulon et la semelle. Les courbes ont aussi montré que la rigidité initiale obtenue numériquement est plus importante que celle obtenue expérimentalement. Nous relevons une faible différence entre les deux courbes numériques représentant les deux cas étudiés (précontrainte et sans précontrainte). Par contre, nous notons une différence considérable en terme de rigidité initiale entre les deux courbes expérimentales représentant les cas étudiés.

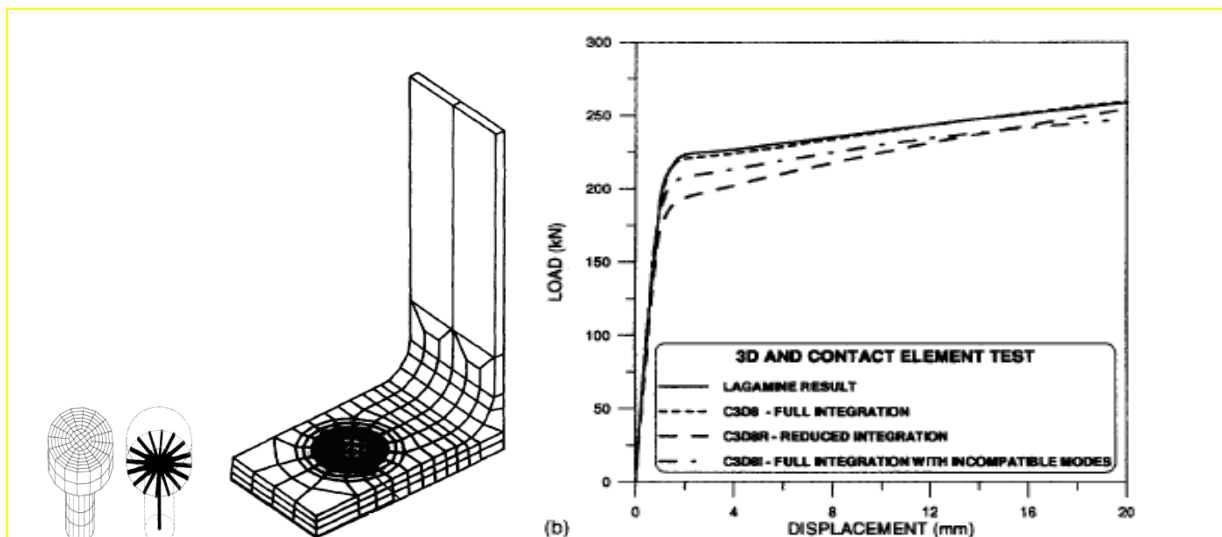


Figure I-46 : Modèle Bursi et Jaspart [Bursi 1997] - maillage et courbes force-déplacement

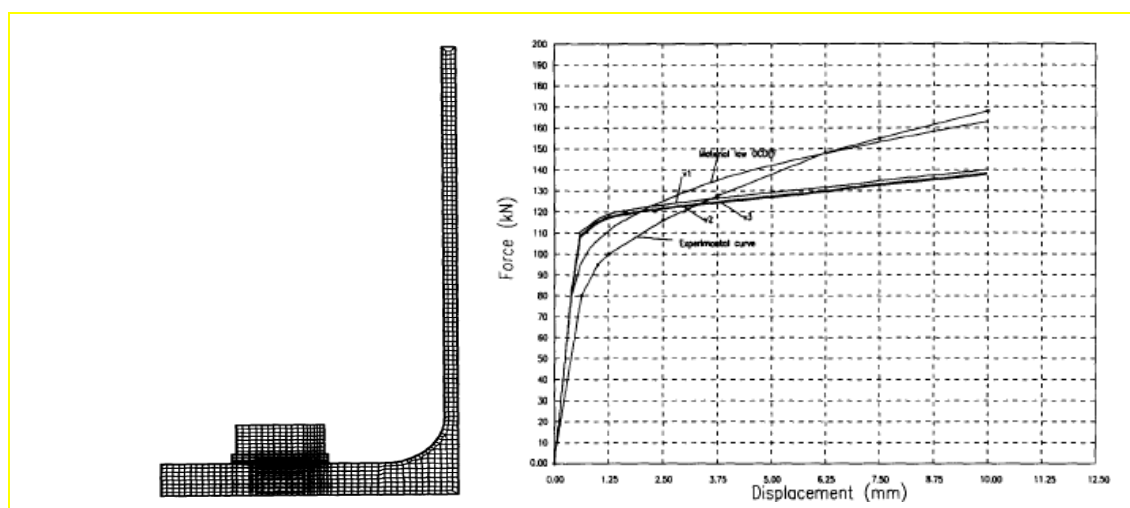


Figure I-47 : Modèle MEF [Mistakidis 1996] - maillage et courbes force-déplacement

[Zajdel 1997] a également effectué une analyse numérique tridimensionnelle du comportement de la zone tendue d'un assemblage semi-rigide poteau-poutre, boulonné par platine d'about en utilisant le logiciel éléments finis DIANA. La démarche retenue se décompose en deux parties : la première partie concerne la modélisation d'un boulon par deux approches en 2D et 3D en traction uniaxiale afin de tenir compte de sa loi de comportement dans la modélisation du tronçon en T. La capacité de traction du boulon est pilotée par des forces concentrées. L'auteur a conclu que le comportement global du boulon est principalement influencé par sa limite ultime. La comparaison entre les deux approches 2D et 3D montre que le modèle 3D se rapproche mieux du comportement réel du boulon en traction avec une rigidité initiale bien estimée.

La deuxième partie concerne la modélisation d'un tronçon en té testé expérimentalement [Bursi 1997]. Une comparaison entre les résultats numériques et les résultats trouvés dans la littérature (résultats expérimentaux, numériques et l'estimation proposée par l'EC3) est effectuée. L'auteur conclue qu'il n'y a pas de différence remarquable entre les résultats numérique issus d'une modélisation tenant compte d'un boulon complet non symétrique (tête, tige, rondelles, écrou) (modèle [Zajdel 1997]) et ceux introduisant une simplification en considérant que le boulon est symétrique et en prenant en compte la

longueur équivalente proposée par Agerskov's (modèle Bursi\_Jaspart). Par contre, une différence de rigidité initiale est remarquée entre les deux courbes numériques (Busri, Zajdel) où le modèle de Bursi [Bursi 1997] est plus rigide que modèle Zajdel [Zajdel 1997]. Cette différence est interprétée par le fait que le modèle de Zajdel prend en compte la modélisation de la partie fileté de la tige (cylindre de diamètre moins importante que celle de la partie lisse de la tige = diamètre de la section résistante).

[Gebben 1994] proposent une modélisation bi et tridimensionnelle d'un tronçon en té avec une certaine dissymétrie par rapport à l'axe du boulon dans la 3<sup>ème</sup> dimension. Les résultats numériques sont représentés sur la courbe moment-rotation. Ces courbes montrent une bonne corrélation entre les résultats numériques et ceux obtenus expérimentalement dans le domaine élastique. Par contre, une rigidité surestimée dans la zone de transition où l'assemblage commence à se plastifier. Pour le modèle (2D), Les résultats numériques sont représentés sous la forme d'une courbe force-déplacement. Celle-ci montre que le modèle numérique est plus rigide que le modèle expérimental d'une part et que la différence observée entre les deux courbes numériques pour les deux options de calcul concernant la surface de contact entre la tête du boulon et la semelle est relativement faible.

[Wanzek 1999] ont modélisé en trois dimensions un tronçon en té appartenant à la zone tendue d'un assemblage métallique semi-rigide de type poutre-poteau, boulonné, par platine d'about en utilisant des éléments volumiques. Les résultats numériques en terme de force déplacement sont comparés aux résultats expérimentaux obtenus à Munich [Gebben 1997]. Une bonne concordance entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux est observée. Une étude paramétrique de sensibilité du tronçon en té à différentes caractéristiques matérielles et géométriques (resserrages dans le boulon ainsi que sa géométrie) a été effectuée. L'analyse numérique a montré que la réserve de la capacité de déformation ainsi que la résistance ultime dépendent des différentes caractéristiques du matériau, des conditions de contact, de la précontrainte dans le boulon et de la forme géométrique de la tête du boulon. D'autres résultats expérimentaux ont été pris en compte pour le calibrage du modèle (par exemple mesures des contraintes dans le boulon).

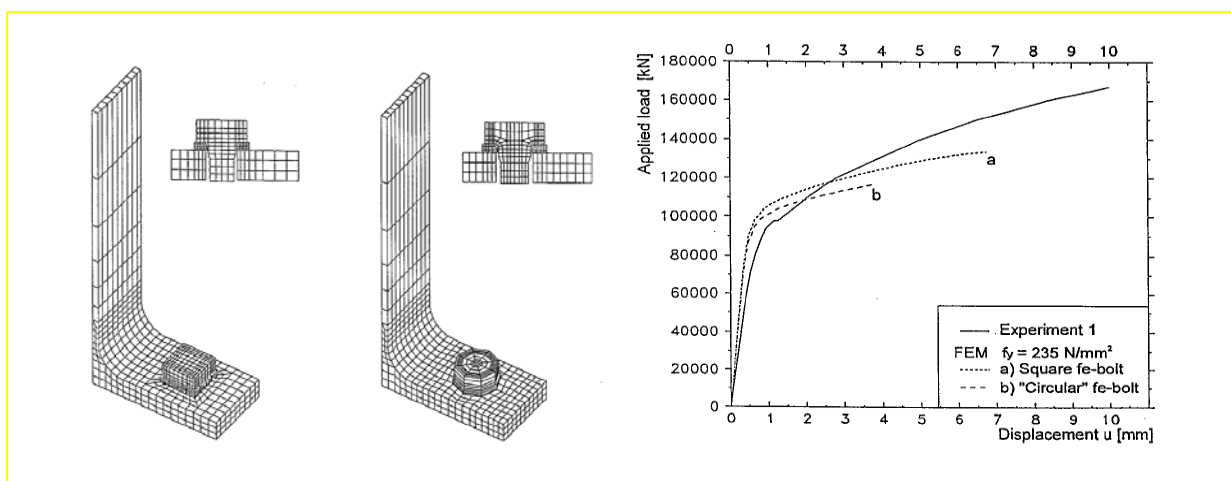


Figure I-49 : Modèle MEF [Wanzek 1999] - maillage et courbes force-déplacement

[Swanson 1999, Swanson 2002] ont réalisé des essais sur plusieurs tronçons en té et ont proposé un modèle numérique bi et tridimensionnel en éléments finis pour compléter leur recherche. La critique principale à leur approche se situe dans le fait d'utiliser les propriétés matérielles nominales au lieu des propriétés réelles. Les auteurs ont exploré beaucoup de dispositifs du modèle tronçon en té, comme réponse de boulon et effet de levier. Ils ont

présenté les conclusions tirées de l'analyse numérique, cependant, ils n'ont pas élargi leur analyse pour présenter l'influence de ces paramètres sur le comportement du tronçon en té.

Plus récemment, [Al-khatab 2007] ont analysé numériquement le comportement des tronçons en té qui représentent la zone tendue d'un assemblage par platine d'about, avec et sans contre-plaque. Les modèles présentés sont un modèle bidimensionnel avec des éléments quadratiques en contrainte plane et un modèle tridimensionnel avec des éléments volumiques. Le code éléments finis utilisé est CAST3M. Les auteurs ont montré que l'apport des contre-plaques en terme de résistance est très important. Par contre, l'apport en rigidité est moindre. Cependant, cet apport devient très significatif pour des tronçons souples et quand les contre-plaques sont suffisamment épaisses.

## 11-Conclusion

Dans ce chapitre à caractère bibliographique, on peut relever quelques aspects importants pour la caractérisation du comportement des assemblages avec platine d'about raidie. La recherche expérimentale sur les assemblages avec platine d'about débordante raidie par des raidisseurs de platine rapportée jusqu'ici est limitée et peu d'informations sont données pour ce type d'assemblage. Toutefois, ces études ont démontré que les assemblages avec platine d'about raidie ont de meilleures caractéristiques mécaniques (rigidité, ductilité, résistance et capacité de dissipation d'énergie) que ceux avec platine d'about non raidies. Ces raidisseurs peuvent limiter les déformations de la platine d'about dans la partie débordante et empêcher la concentration des contraintes dans la platine d'about au niveau de la semelle tendue de la poutre. Les résultats relevés dans la bibliographie indiquent que les assemblages avec platine d'about débordante raidie présentent une bonne solution dans le cas de sollicitation sismique.

Cependant, des points importants restent à étudier et ils sont résumés ci-après :

- La disposition et les dimensions des raidisseurs des platines d'about ;
- Le comportement des assemblages et leurs éléments constitutifs (poteau, platine, poutre et boulon) en présence des raidisseurs de platine d'about ;
- L'influence des raidisseurs de la platine d'about, situés dans la zone de compression, sur le comportement de l'assemblage ;
- L'influence de la résistance de la zone de compression sur le comportement des assemblages avec platine d'about raidie ;
- Le comportement des boulons (efforts sollicitants) en particulier dans la zone tendue en présence des raidisseurs de platine.

Les modèles en contraintes planes ne sont pas suffisants pour bien représenter le comportement des assemblages par platine d'about boulonnée car le problème est tridimensionnel. De ce fait, des simplifications importantes ont été considérées pour représenter la tête de boulon et l'écrou qui contribuent de façon importante à la rigidité et à la résistance de l'assemblage. Cependant, à partir de l'analyse des résultats présentés, il semble utile de considérer une modélisation tridimensionnelle utilisant des éléments volumiques.

Enfin, la recherche bibliographique a permis de constater l'intérêt de connaître la façon dont les composants de l'assemblage se déforment en présence des raidisseurs de platine. A cet effet, il est intéressant de développer des formules normalisées pour le calcul des assemblages de platine d'about en tenant compte des raidisseurs de platine. En effet, l'EC3 n'est pas explicite sur le calcul de ce type d'assemblage.





## **Chapitre II - Etude expérimentale d'assemblages poteau-poutre et poutre-poutre avec platine d'about boulonnée**



## 1- Introduction

L'étude expérimentale développée à l'Université Blaise Pascal (Clermont-Ferrand, France) avait pour objectif d'analyser le comportement non linéaire d'assemblages métalliques avec platines d'about boulonnées. Elle a permis d'observer les modes de ruine d'assemblages comportant ou non des raidisseurs sur la partie débordante de la platine d'about. Ces résultats expérimentaux sont comparés avec les valeurs de calcul de l'EC3 pour évaluer les performances des formules utilisées. Ils sont utilisés pour constituer une base de données expérimentales couvrant différentes configurations géométriques d'assemblages qui sera utilisée pour calibrer et valider le modèle numérique développé dans le chapitre suivant.

Deux séries d'essais sur des assemblages métalliques avec platine d'about boulonnée sous chargement monotone sont réalisés dans le but d'évaluer leur résistance, leur rigidité et leur capacité de rotation. La première série d'essai concerne les assemblages poutre-poteau alors que la deuxième série d'essai concerne les assemblages poutre-poutre. Au total huit types d'assemblages sont testés. Les paramètres étudiés sont les caractéristiques dimensionnelles de la platine d'about (débordante ou non débordante) et le renfort de la platine d'about.

Pour les assemblages de type poteau-poutre, le poteau est choisi suffisamment faible pour développer une ruine de l'âme du poteau en zone comprimée et de sa semelle en zone tendue. Ainsi, les poutres qui ont subi de faibles déformations sont utilisées par la suite pour des essais d'assemblages poutre-poutre. Ceci nous permet, d'une part, de tester une variété d'assemblages dont un des objectifs est la validation du modèle numérique, et d'autre part d'analyser l'effet des phénomènes d'instabilité liés au voilement de l'âme du poteau sur le comportement des assemblages avec platine d'about raidie.

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats globaux d'essais d'assemblages métalliques.

## 2- Assemblage poteau-poutre

### 2.1 Description des assemblages

Quatre types d'assemblages métalliques poteau-poutre boulonnées avec platines d'about débordantes ou non débordantes, avec ou sans raidisseurs de platine, sont testés. La figure II-1 montre les schémas détaillés des assemblages des différents spécimens. Le premier type (FS1) est un assemblage par platine d'about non débordante avec trois rangées de boulons. Le deuxième type (FS2) est un assemblage par platine d'about débordante dans sa zone tendue. Le troisième type (FS3) est un assemblage de géométrie identique à celui de l'assemblage FS2, avec la présence d'un raidisseur de platine dans la zone tendue. Le quatrième type (FS4) est un assemblage par platine d'about débordante sur les deux cotés. De plus, deux raidisseurs de platine sont utilisés dans les zones tendue et comprimée de l'assemblage.

Pour tous les assemblages testés, la même géométrie est utilisée pour le poteau (HEA120), la poutre (IPE240) et les boulons (M16 de classe 8.8). Pour l'ensemble des essais, 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). A partir des caractéristiques géométriques, on peut observer que le spécimen FS2 peut être considéré comme spécimen de référence et tous les autres spécimens changent un ou deux paramètres en comparaison avec l'assemblage FS2. L'annexe C donne la configuration précise des assemblages avec leurs dimensions.

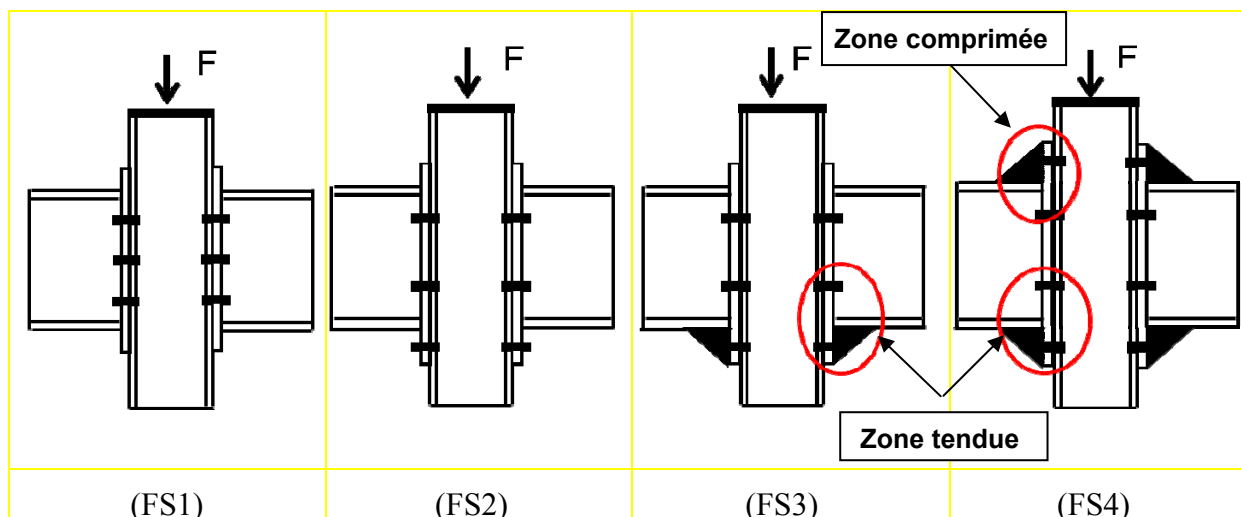


Figure II-1 : Configuration des différents spécimens testés

La géométrie réelle des divers éléments de l'assemblage a été mesurée et enregistrée avant de commencer l'essai. Pour les divers spécimens la géométrie de l'assemblage est représentée sur la figure II-2. Les dimensions réelles des profils et des platines d'abouts de l'assemblage sont récapitulés dans le tableau II-1. La position des boulons par rapport à la platine d'about est présentée sur la figure II-3.

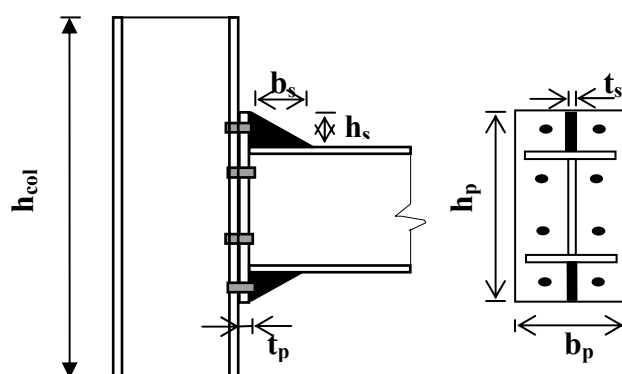


Figure II-2 : Caractéristiques des assemblages

Poteau						Poutre					
$h_c$	$b_c$	$t_{fc}$	$t_{wc}$	$r$	$h_{col}$	$h_b$	$b_b$	$t_{wb}$	$t_{fb}$	$r$	$l_b$
114	120	8	5	12	510	240	120	6,20	9,8	15	2000

Test	Platine d'about	Raidisseur de platine	Nombre Boulons	Platine d'about			Raidisseur		
				$b_p$	$h_p$	$t_p$	$b_s$	$h_s$	$t_s$
FS1	Non	Non	6	150	285	15	-	-	-
FS2	Débordante	Non	6	150	340	15	-	-	-
FS3	Débordante	Oui	6	150	340	15	75	80	10
FS4	Débordante	Oui	8	150	410	15	75	80	10

Tableau II-1: Caractéristiques géométriques des éléments de l'assemblage (mm)

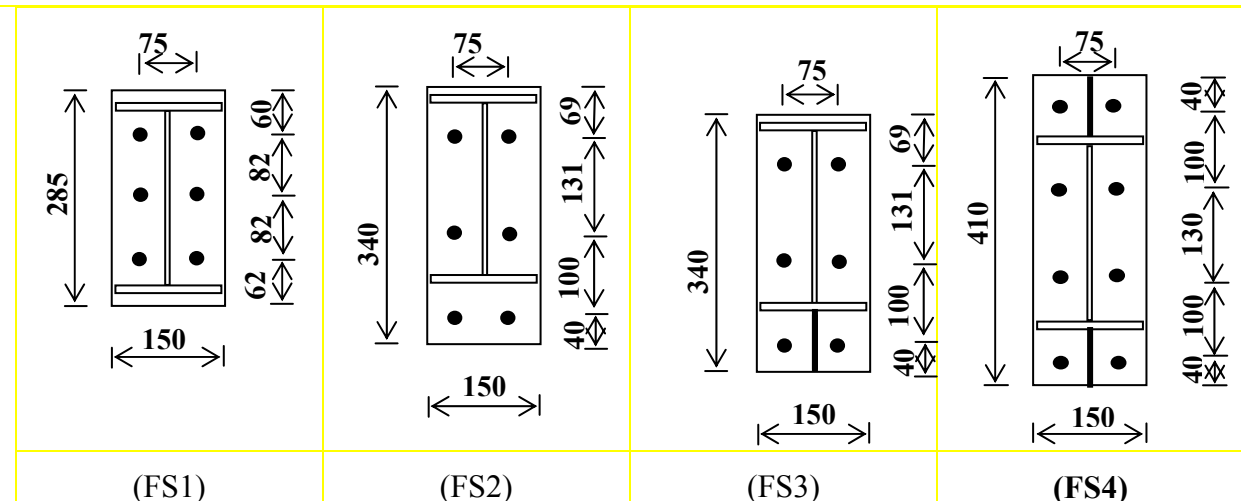


Figure II-3 : Position des boulons par rapport à la platine d'about

## 2.2 Propriétés mécaniques des matériaux des essais

La nuance d'acier utilisée pour les poutres, les poteaux, les platines et les raidisseurs de platine d'about est S235. Les caractéristiques mécaniques réelles des aciers (tableau II-2), sont obtenues à partir d'éprouvettes prélevées dans l'âme et la semelle des profilés métalliques, dans la platine d'about et dans le raidisseur. Deux boulons usinés ont été testés en traction pour déterminer les propriétés mécaniques de leurs matériaux.

Élément		Limite d'élasticité $f_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Résistance ultime $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Allongement A [%]
Poutre	âme	343	456	27,0
	semelle	356	480	33,5
Poteau	âme	345	456	27,0
	semelle	368	435	33,5
Platine		310	464	27,0
Raidisseur		343	456	27,0
Boulon		893	1010	5,0

Tableau II-2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux de l'assemblage

Comme on peut le constater dans le tableau II-2 de manière générale les résistances mesurées restent supérieures aux valeurs nominales. La déformation maximale à l'extérieur du palier plastique est égale à environ dix fois la déformation élastique, ce qui autorise à dire que les aciers utilisés ont un comportement ductile. A titre d'illustration, on donne à la figure II-4 une courbe de traction de l'acier de la platine d'about.

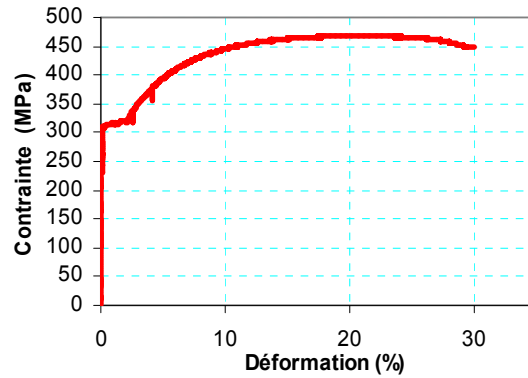


Figure II-4 : Courbe de traction de la platine d'about

### 2.3 Dispositif d'essai

L'essai d'assemblages poteau-poutre est réalisé 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. Pour des raisons pratiques, les éprouvettes ont été chargées en position inversée. Un croquis d'un spécimen typique d'assemblage est montré dans la figure II-5.

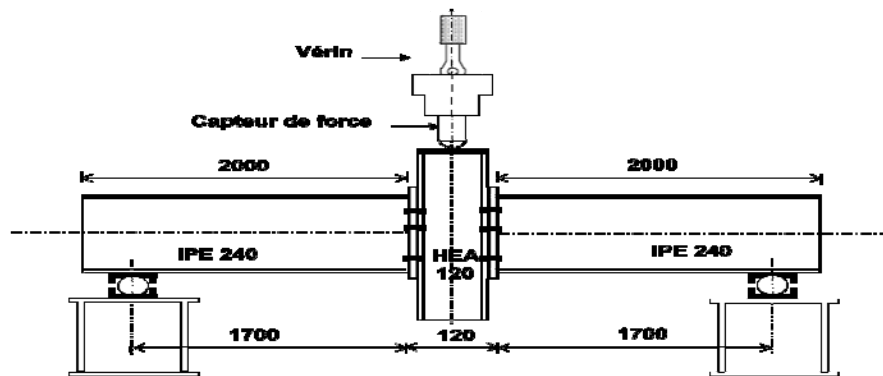


Figure II-5 : Montage d'essai



Figure II-6 : Vue de l'assemblage en vraie grandeur

Le système d'appui est assuré par deux articulations mécaniques situées aux extrémités des poutres, tandis que la charge est appliquée sur la partie supérieure du poteau. Un dispositif de maintien latéral est présent pour éviter le déversement des poutres. Le

Le système de mise en charge se compose d'un vérin piloté par un dispositif électronique. Les mesures sont enregistrées de façon continue. Dans le cas présent, les essais ont été menés en contrôlant les déplacements afin de pouvoir suivre les parties descendantes sur les courbes force-déplacement.

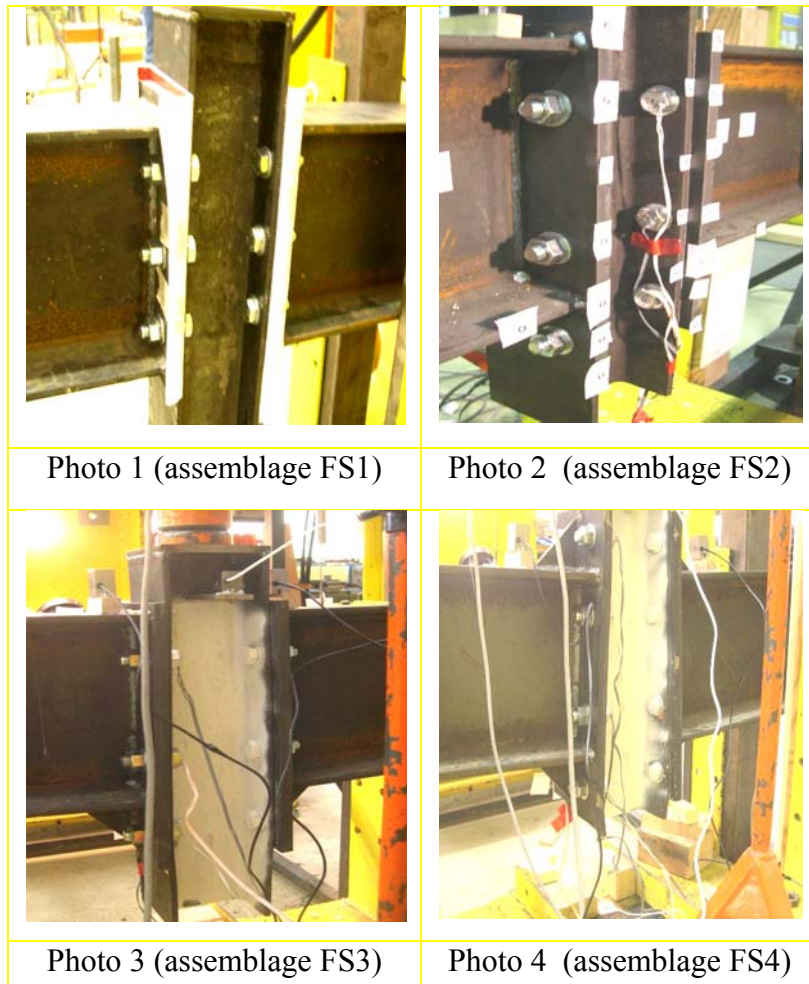


Figure II-7 : Configuration des différents spécimens testés

## 2.4 Dispositif de mesures et calcul des rotations

Les moyens de mesure utilisés sont constitués de dispositifs de mesures traditionnelles (inclinomètres, capteurs de forces, capteurs de déplacements). La figure II-8 montre le dispositif général de mesure des déplacements et des rotations pour les différents essais. Plusieurs boulons ont été équipés de jauges de déformations placées dans leurs tiges et étalonnés individuellement. Ils permettent de mesurer l'effort de traction dans chaque boulon et de suivre ainsi l'évolution de ces efforts de traction sur la hauteur de l'assemblage. En outre, ces jauges de déformation permettent la mesure de la précontrainte dans les boulons. De plus, un système de mesure sans contact constitué de deux caméras est utilisé pour mesurer les déplacements des cibles tout au long de l'essai. Les mesures des déplacements des cibles dans les trois directions sont visualisables sous forme de vue 3D ou de courbes temporelles. L'avantage de cette technique est qu'elle permet de mettre un grand nombre de points de mesure sans coût supplémentaire avec la possibilité de suivre le déplacement en 3D, ce qui n'est pas le cas des moyens traditionnels cités ci-dessus.

Ainsi, deux types d'instrumentation ont été utilisés. On distingue les mesures globales destinées à déduire les courbes moment-rotation des assemblages ainsi que leurs rigidités et résistances et des mesures locales destinées à obtenir des informations sur les mécanismes de transfert d'effort de la poutre vers le poteau. Ces mesures sont effectuées à partir des instruments suivants :

- Capteur de force pour mesurer la force appliquée ;
- Capteurs de déplacements de type LVDT pour mesurer le déplacement au voisinage du nœud et au milieu de la poutre ;
- Inclinomètres pour mesurer la rotation de la poutre près du nœud en vue de déduire les courbes moment-rotation et estimer la déformation du panneau d'âme ;
- Jauges de déformations dans les boulons ;
- Mesures sans contact à l'aide de deux caméras (déplacements de cibles).

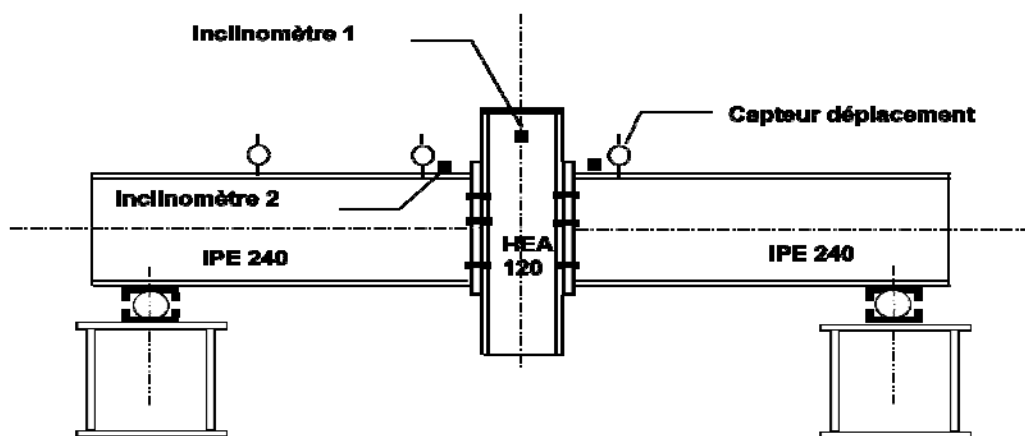


Figure II-8: Instrumentation des spécimens testés

Comme on l'a déjà mentionné, la courbe moment-rotation est la courbe caractéristique principale d'un assemblage poutre poteau. Le moment fléchissant sollicitant l'assemblage, défini au droit de la liaison poutre-poteau, a été calculé, en se basant sur le schéma statique simple de l'essai (figure II-8), en partant de la réaction  $R$  aux appuis et de la longueur  $L$  entre l'axe d'appui et l'axe du poteau, soit :

$$M = \frac{R}{(L - (h/2))} \quad (\text{Eq. II-1})$$

Où :  $h$  est la hauteur de la section du poteau ( $h = 114$  mm) et ( $L - (h/2) = 1800$  mm).

Il est à signaler que la réaction  $R$  est déduite à partir de la force appliquée par le vérin.

### a) Rotation globale de l'assemblage

La rotation globale (RG) d'un assemblage est définie comme la rotation qui cumule les déformations de tous les composants de base correspondant à une configuration d'assemblage. Dans notre cas, la rotation globale est calculée à partir de 3 méthodes à savoir :

#### a.1) Inclinomètre

Cette rotation globale est obtenue par la différence entre les valeurs des rotations absolues  $I_2$  et  $I_1$  données respectivement par les inclinomètres (2) et (1).

$$\phi(RG) = I_2 - I_1 \quad [\text{mrad}] \quad (\text{Eq. II-3})$$



La disposition des inclinomètres (1) et (2) est montrée sur la figure II-6.

### **a.2) Capteurs de déplacements**

La rotation globale en se basant sur la flèche [Jaspart 1997] est déterminée en utilisant une formule (Eq. II-4) qui tient compte de l'énergie de cisaillement de la poutre.

$$\phi(RG) = \left( \delta - \frac{Fl^3}{6E_b I_b} - \frac{F}{2Gh_b t_{wb}} \right) \frac{1}{L} \quad [mrad] \quad (\text{Eq. II-4})$$

Où :  $\delta$  est la différence entre la flèche mesurée sous le poteau (dans l'axe de la charge appliquée) et celle mesurée sous les appuis.

$\frac{Fl^3}{6E_b I_b}$  et  $\frac{F}{2Gh_b t_{wb}}$  sont les flèches élastiques au droit de l'assemblage dues, respectivement, à la flexion et à l'effort tranchant dans les poutres sous l'effet de la charge appliquée ( $F$ ).

### **a.3) Mesure sans contact**

La disposition des cibles, à partir de laquelle on a déterminé les déplacements des composants pour chaque assemblage, est donnée sur la figure II-9. Ces déplacements permettent la détermination de la rotation globale de l'assemblage ainsi que ses composants (âme du poteau, platine, poutre) qui sont difficiles à obtenir par les méthodes expérimentales classiques. La rotation globale de l'assemblage est donnée par l'expression :

$$\phi_s = \phi_{wc} + \phi_p + \phi_b \quad (\text{Eq. II-5})$$

Où  $\phi_{wc}$ ,  $\phi_p$  et  $\phi_b$  sont les rotations dues aux déformations de l'âme du poteau sur sa demi-hauteur, de la platine et de la zone participante de la poutre.

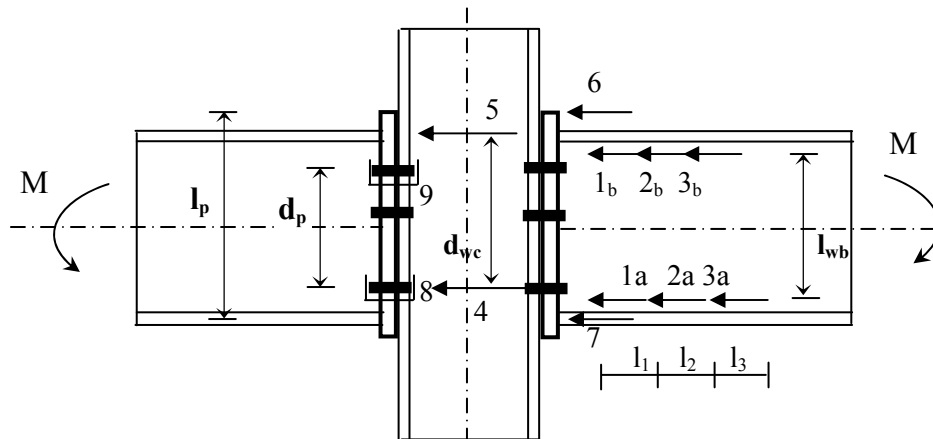


Figure II-9 : Assemblage de référence (position des cibles)

Ces mesures des déplacements permettent la détermination de la rotation globale de l'assemblage ainsi que ses composants (âme du poteau, platine, poutre) qui sont difficiles à obtenir par les méthodes expérimentales classiques.

#### **a.3.1) Rotation due à la déformation de l'âme du poteau**

A partir des cibles (4) et (5), on a mesuré le déplacement relatif entre les extrémités de la partie droite de l'âme du poteau et la rotation, due à la déformation de l'âme du poteau sur sa demi-hauteur, est donnée par l'équation II-6.

$$\phi_{wc} = \left( \frac{\delta_4 - \delta_5}{2 d_{wc}} \right) \quad (\text{Eq. II-6})$$

### a.3.2) Rotation due à la déformation de la platine

A partir des cibles (6) et (7) situées selon l'épaisseur de la platine, on mesure le déplacement relatif entre la face extérieure de la semelle du poteau et la platine qui permet le calcul de la rotation due à la déformation de la platine.

$$\phi_p = \left( \frac{\delta_6 - \delta_7}{l_p} \right) \quad (\text{Eq. II-7})$$

A noter que cette expression ne peut permettre qu'une évaluation approximative de la rotation de la platine ; celle-ci ne restant pas plane après déformation.

### a.3.3) Rotation due à la déformation de la zone participante de la poutre

Par zone participante de la poutre, on définit la partie de la poutre dont la déformation est susceptible de contribuer à la rotation de l'assemblage. La rotation de cette zone a pu être évaluée à partir des cibles de (1a) à (3b), d'où :

$$\phi_b = \sum \left( \frac{\delta_{(ia)} - \delta_{(ib)}}{l_{wb}} - \frac{M_i l_i}{E_b I_b} \right) \quad (\text{Eq. II-8})$$

Où  $\frac{M_i l_i}{E_b I_b}$  est la rotation élastique du segment  $l_i$  de la poutre.

En revanche, la rotation de la platine (semelle du poteau et boulon) est obtenue à partir des cibles (8) et (9) (Figure II-9).

$$\phi_p = \left( \frac{\delta_8 - \delta_9}{d_p} \right) \quad (\text{Eq. II-9})$$

Il convient de rappeler que les différents déplacements  $\delta$  qui figurent dans les expressions précédentes, représentent des mesures algébriques.

## 2.5 Procédure de chargement

Pour tous les assemblages, les mesures commencent avant le serrage des boulons en utilisant une clé ordinaire. Ce serrage est mesuré pour connaître les forces de précontrainte dans les boulons. Par la suite, un chargement croissant monotone est appliqué sur les assemblages avec un contrôle en déplacement. Deux paliers et cycles de charge-décharge ont été réalisés pour certains niveaux de charge. Le premier cycle de chargement est effectué à environ 2/3 de la charge de ruine prévue  $M_{j,Rd}$  (qui correspond au moment résistant plastique de l'assemblage). Suite au déchargement, un rechargement en déplacement imposé est effectué. La première phase des essais correspondant au comportement élastique de l'assemblage a été effectuée avec une vitesse de chargement lente. Dans une deuxième phase, correspondant au comportement non linéaire de l'assemblage, les essais sont réalisés avec une vitesse double de celle de la phase élastique et ce jusqu'à la ruine.

## 2.6 Approche analytique de calcul des assemblages selon l'EC3

Avant de présenter les résultats des essais, on donne les caractéristiques des assemblages calculées selon l'EC3, telles que le moment résistant et la rigidité (tableau II-3). Les détails des calculs sont donnés pour un cas en annexe D. Le moment résistant a été calculé en utilisant les caractéristiques géométriques et mécaniques mesurées des différents matériaux, en prenant égaux à 1 les coefficients partiels de sécurité. De la même façon la rigidité initiale a été calculée avec les caractéristiques géométriques mesurées. Pour chaque type d'assemblage, la courbe moment-rotation est déterminée.

Spécimen	$M_{j,Rd}^{(th)}$ [kN.m]	$S_{j,ini}^{(th)}$ [kN.m/rad]	$M_{b,pl,Rd}^{(th)}$ [kN.m]	$\bar{m} = \frac{M_{j,Rd}}{M_{b,pl,Rd}}$
FS1	21	9344	87,8	0,34
FS2	33	18336	87,8	0,37
FS3	33	18336	87,8	0,37
FS4	53	22613	87,8	0,60

Tableau II-3 : Caractéristiques calculées de la résistance et de la rigidité des assemblages

On peut remarquer (tableau II-3) que tous les assemblages ont des moments résistants inférieurs à ceux de la poutre. De la sorte, on peut s'attendre à ce que la dissipation de l'énergie soit bien localisée dans l'assemblage et plus précisément dans la semelle et l'âme du poteau. Les assemblages sont classés comme des assemblages semi-rigides à résistance partielle  $0,25 M_{\text{pleine-résistance}} < M_{j,Rd} < M_{\text{pleine-résistance}}$ . La ruine pour toutes les rangées est pilotée par le tronçon en té en flexion représentant la semelle du poteau et l'âme du poteau en compression (voir annexe D). Le mode de ruine du tronçon est le mode 1 qui permet une redistribution plastique des efforts dans l'assemblage. Il est à mentionner que les moments résistants des assemblages FS2 et FS3 ont les mêmes valeurs, malgré la présence du raidisseur de platine d'about au niveau de la zone tendue de l'assemblage FS3. Ceci est dû à la limitation de la résistance de l'assemblage par la déformation de la semelle du poteau qui est la composante la plus faible selon les calculs à l'EC3. Cependant, on note une augmentation de la résistance de la composante du tronçon en flexion de la platine de 5% en présence du raidisseur.

## 2.7 Résultats d'essais

### 2.7.1 Observation et modes de ruine d'essais

D'une manière générale, on a observé au cours des essais que les assemblages testés ont péri par l'instabilité locale de l'âme du poteau en zone comprimée et par la flexion de la semelle du poteau en zone tendue. Le mécanisme de ruine est caractérisé essentiellement par la flexion de la semelle du poteau au niveau de la partie tendue de l'assemblage et la déformation de l'âme du poteau par voilement local au niveau de la partie comprimée (figure III-10).

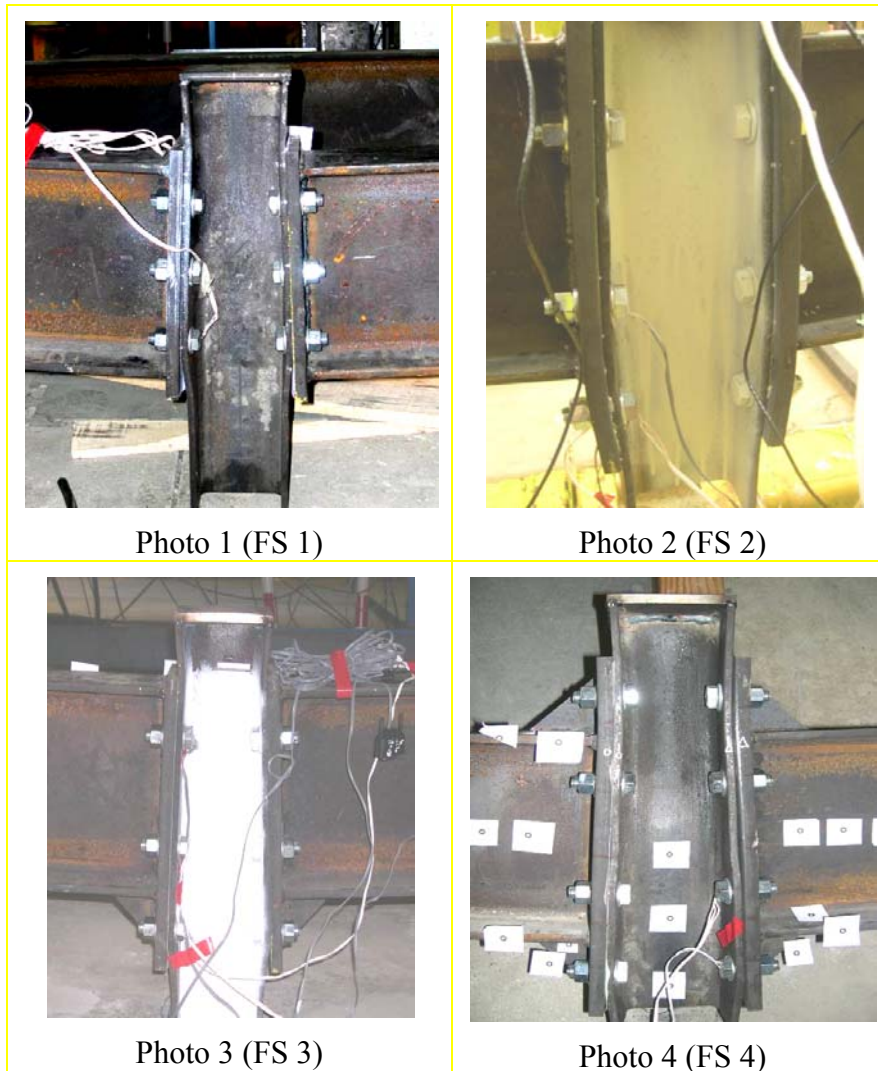


Figure II-10 : Ruine des assemblages poteau-poutre

## 2.7.2 Description générale du comportement des spécimens

### 2.7.2.1 Courbes Moment-Rotation

Les résultats d'essais, en terme de courbes moment-rotation globales ( $M-\Phi_{RG}$ ), des quatre assemblages poteau-poutre (FS1, FS2, FS3 et FS4) avec platine d'about boulonnée sont obtenues à l'aide de différents instruments de mesures à savoir (inclinomètre, flèche et camera) (voir partie 2.4.1). En ce qui concernant les mesures par caméra, on présente à la figure II-11 les positions des cibles avant et après essai de l'assemblage FS1 à titre d'exemple.

Ces courbes moment-rotation sont données sur la figure II-12. A partir de cette figure, on constate qu'il y'a une bonne concordance entre les différents résultats obtenus par les trois modes de mesures. Il est à signaler qu'aucun déplacement vertical entre la platine et la semelle du poteau n'est observée pour les différents assemblages. En outre, le processus de déchargement et de rechargement n'affecte pas le comportement des assemblages (Figure II-12a). Les courbes moment-rotation des quatre assemblages (Figure II-12) présentent une non-linéarité due au développement de la plasticité des matériaux (profilés, plaque, boulon,...). A partir des courbes moment-rotation, des parties linéaire et non linéaire sont observées.

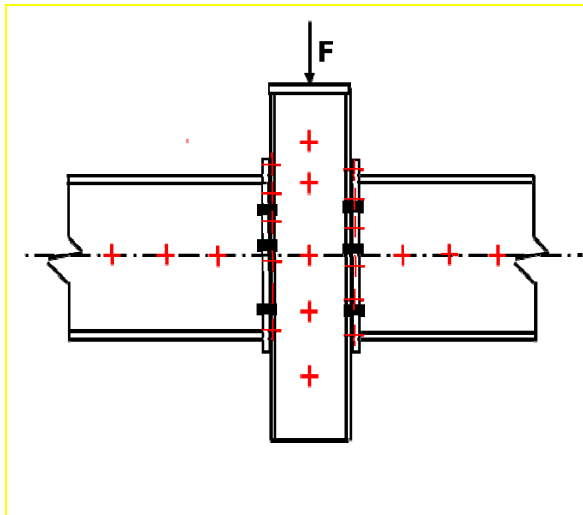


Photo 1 : Position des cibles avant essai

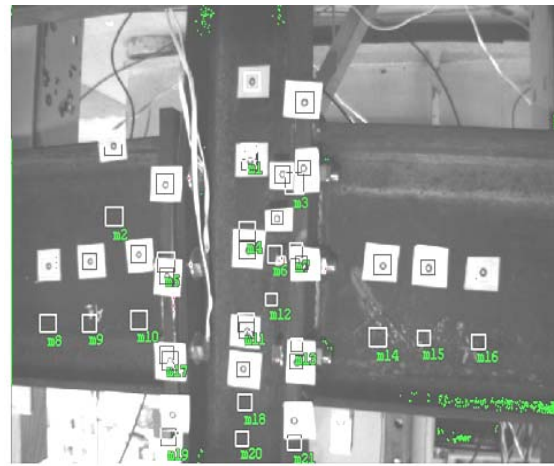


Photo 2 : Position des cibles après essai

Figure II-11 : Vue prise par caméra de l'assemblage FS1

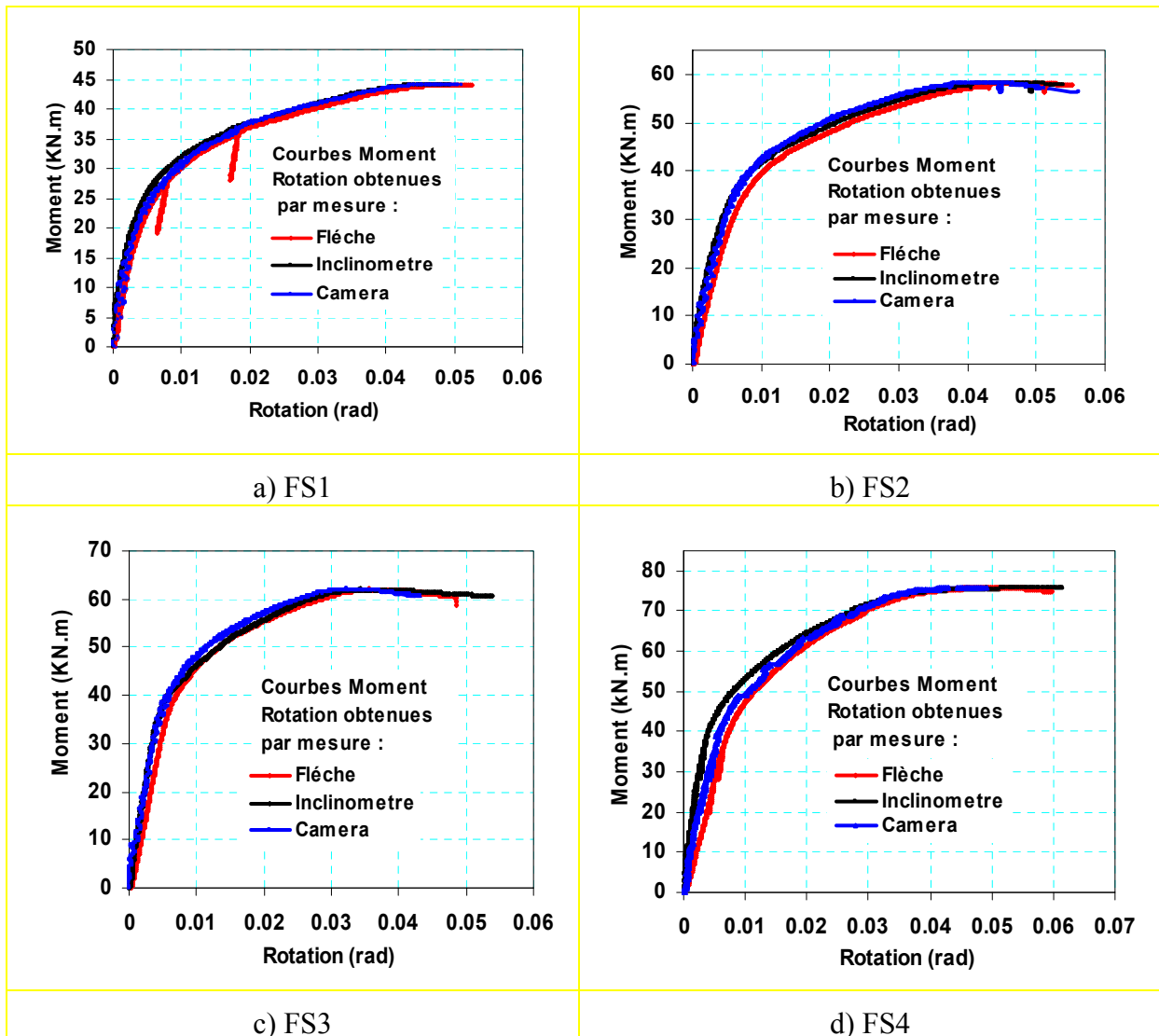


Figure II-12 : Comparaison des courbes Moment-Rotation (différentes techniques de mesure)

La première partie de la courbe correspond à la phase du comportement élastique entre l'origine et le point où les premières plastifications se produisent. La deuxième partie, non rectiligne, est due à la non-linéarité de comportement dans l'assemblage, avec des plastifications plus ou moins prononcées dans les composants les plus faibles. La rigidité  $S_{j,ini}$  de la première partie de la courbe, représente un paramètre important du comportement de l'assemblage dans la mesure où il peut influencer le comportement structural global. La courbe tend à devenir horizontale et représente le plein développement des plastifications dans l'assemblage. Cela se traduit par des plastifications successives dans ses divers composants.

### 2.7.2.2 Paramètres principaux des courbes Moment-Rotation

Une courbe moment-rotation est caractérisée par les paramètres principaux suivants [Coelho 2004] : la rigidité initiale ( $S_{j,ini}$ ), la rigidité post-limite ( $S_{j,p-l}$ ), le moment de résistance plastique ( $M_p$ ) correspondant au point d'intersection de deux lignes obtenues par la rigidité initiale et la rigidité post-limite, la capacité de rotation ( $\phi_{cd}$ ), le moment de flexion maximal ( $M_u$ ) et sa rotation correspondante ( $\phi_u$ ) et la zone de transition entre la rigidité initiale  $\phi_0$  et la rigidité post-limite  $\phi_{p1}$  avec sa frontière inférieure  $M_0$  et sa frontière supérieure  $M_{p1}$ . La ductilité d'un assemblage est une propriété qui reflète la longueur du plateau de rendement de la courbe moment-rotation de l'assemblage; cette propriété est définie par un coefficient  $\psi_j = \phi_{cd} / \phi_p$ . D'autres auteurs [Kuhlmann 1998, DaSilva 2002] proposent de définir la ductilité comme la différence entre la valeur de rotation correspondant au moment de résistance plastique ( $\phi_p$ ) et la capacité de rotation totale ( $\phi_{cd}$ ). Ces paramètres sont illustrés sur la courbe moment-rotation de l'assemblage FS1 (figure II-13).

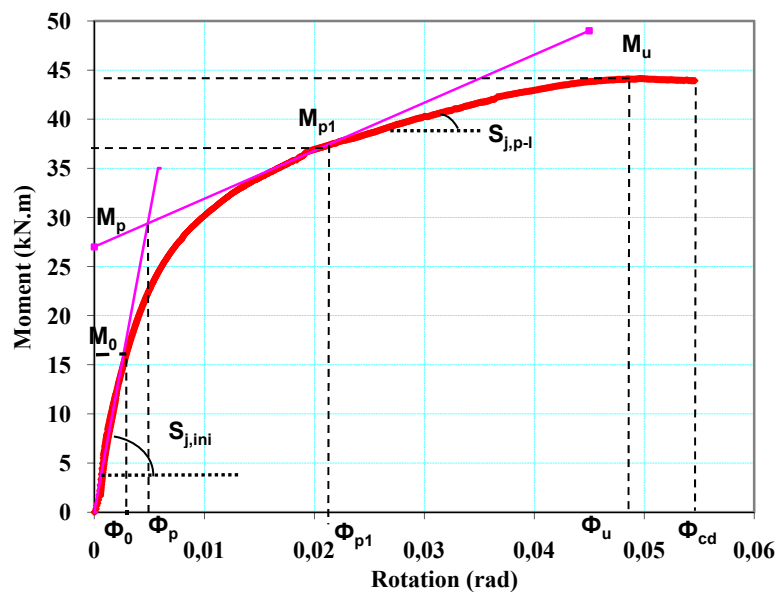


Figure II-13 : Paramètres principaux de la courbe Moment-Rotation ( $M-\Phi$ ) : Essai FS1

Les paramètres principaux caractérisant le comportement moment-rotation des assemblages (FS1, FS2, FS3 et FS4), déterminés à partir des courbes moment-rotation, et obtenus à partir de la flèche sont résumés dans le tableau II-4. La rotation globale, mesurée à partir de la flèche sous le poteau, est retenue pour la suite car elle prend certainement mieux

en compte la déformation de tous les éléments de l'assemblage (Dinga 1998). Il est à signaler que la rigidité initiale des assemblages testés est déterminée pour un niveau de charge entre 10% et 40% de  $M_p$  afin d'éviter le jeu initial.

Spécimen	Résistance (kNm)				Rigidité (kNm /rad)		Rotation (mrad)					Ductilité
	$M_0$	$M_p$	$M_{pl}$	$M_u$	$S_{j,ini}$	$S_{j,p-l}$	$\Phi_0$	$\Phi_p$	$\Phi_{pl}$	$\Phi_u$	$\Phi_{Cd}$	$\Psi_{j1}$
FS1	16	29	38	44	3169	488	3	5	23	49	55	11
FS2	26	40	53	58	6131	631	7	4,9	27	49	59	12
FS3	25	46	59	63	6991	696	4	6,5	26	36	49	7,5
FS4	38	56	71	77	5599	708	7	10	32	50	62	6,2

Tableau II-4 : Paramètres principaux des courbes Moment-Rotation (essais FS1 à FS4)

L'analyse des résultats d'essais montre que les spécimens ont des comportements quasi-linéaires pour des valeurs de moment inférieures à  $M_0$  (figure II-14). Ainsi, la rigidité initiale des assemblages ( $S_{j,ini}$ ) est définie comme la tangente de la courbe moment-rotation jusqu'à cette valeur de moment. A partir des valeurs des rigidités initiales (tableau II-4), les quatre assemblages testés sont classifiés comme des assemblages semi-rigides. Il est à noter que la portée de la poutre attachée ( $L_b$ ) est prise égale à 20 fois la hauteur de la poutre conformément à une valeur couramment adoptée dans les bâtiments en acier (Aribert 1999). A partir des résistances ( $M_p$ ) des quatre spécimens (tableau II-4), les assemblages sont classifiés comme des assemblages à résistance partielle.

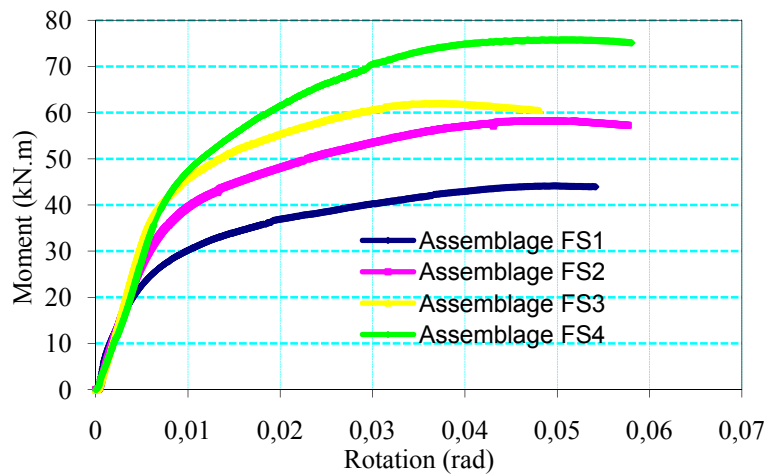


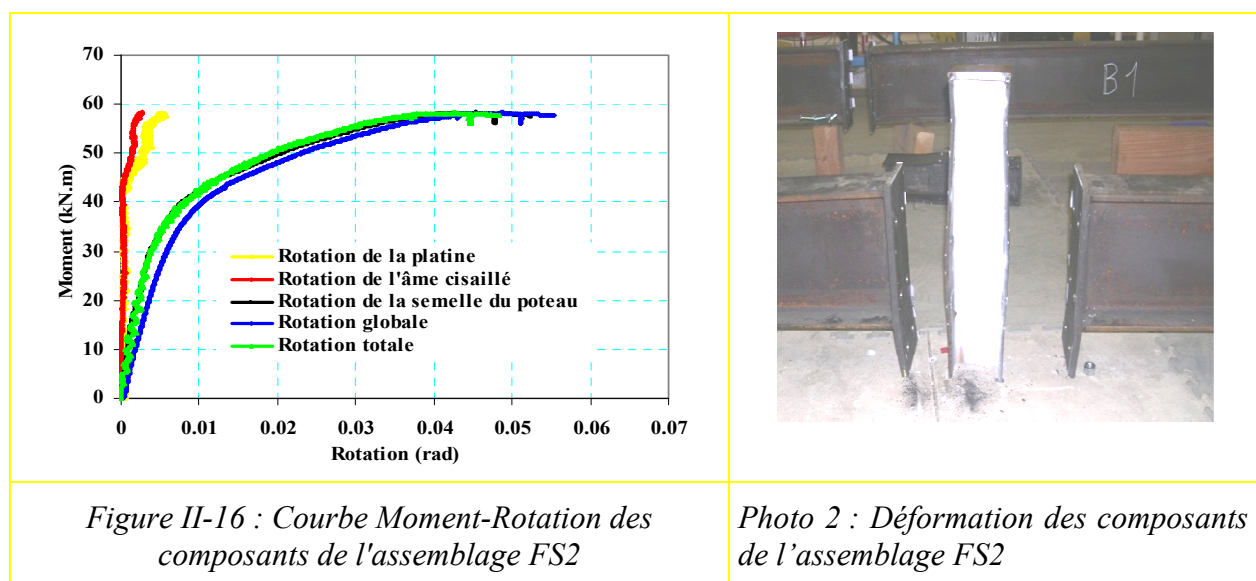
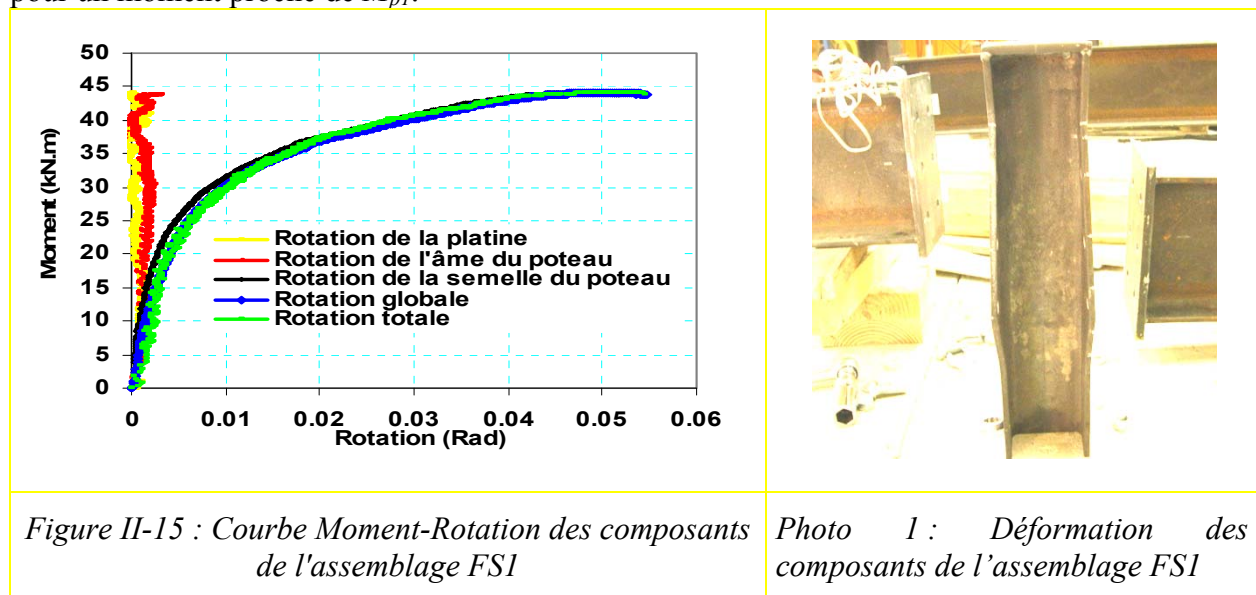
Figure II-14 : Courbes Moment-Rotation des assemblages testés

La comparaison entre les essais FS2 et FS3 montre que la présence du raidisseur de platine d'about permet une augmentation remarquable du moment résistant et de la rigidité initiale avec un gain de résistance de 15 % et une rigidité initiale de 14 %. Toutefois, on remarque que la ductilité de l'assemblage FS2 est supérieure à celle de l'assemblage FS3 (1,6 fois). Ainsi, la présence des raidisseurs de platine d'about provoque la diminution de la ductilité de l'assemblage. On peut apprécier que la courbe globale de l'assemblage FS4 et son moment de résistance sont situés au dessus des spécimens FS1, FS2 et FS3. Cependant, sa rigidité, presque identique à celle de l'assemblage FS2, est diminuée de 19 % par rapport à l'assemblage FS3. Les assemblages testés présentent un comportement ductile car ils sont caractérisés par une non linéarité claire de la courbe moment-rotation avec un plateau étendu. Les rotations ultimes obtenues des assemblages testés sont généralement supérieures à 25mrad. Souvent, cette valeur peut être considérée comme suffisante pour permettre une analyse globale plastique de la structure [Coelho 2004]. En outre, on remarque que le moment

résistant de la poutre attachée est toujours supérieur au moment résistant de l'assemblage. Elle représente seulement un tiers de celui de la poutre attachée pour l'essai FS1 et deux tiers pour l'essai FS4.

### 2.7.2.3 Courbes Moment-Rotation des composants des assemblages

On présente sur les figures II-15 à II-18, les courbes moment-rotation correspondant aux différents composants des assemblages poteau-poutre (FS1, FS2, FS3 et FS4). Ces composants concernent la platine d'about, l'âme du poteau et la semelle du poteau. La comparaison entre les rotations mesurées des composants montre que la rotation due à la déformation de la semelle du poteau est incontestablement prédominante. En plus, on constate que la rotation globale et la rotation locale sont assez proches. On remarque aussi, une certaine déformation par flexion de la platine d'about dans la partie tendue pour un moment supérieur à  $M_p$  pour les essais FS2 et FS3 correspondant respectivement à 40 kNm et 46 kNm. Par contre, pour l'essai FS4 la déformation de la platine dans la partie tendue est observée pour un moment proche de  $M_{p1}$ .





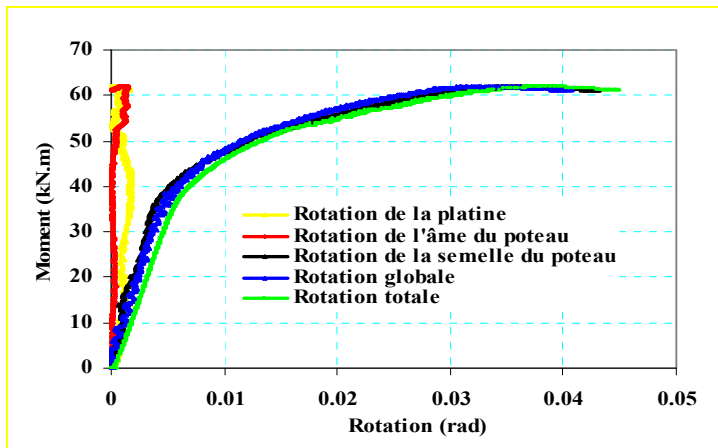


Figure II-17 : Courbe Moment-Rotation des composants de l'assemblage FS3



Photo 3 : Déformation des composants de l'assemblage FS3

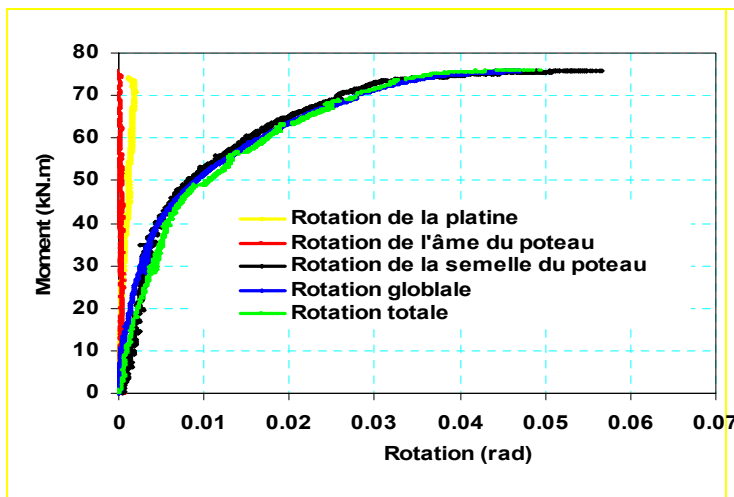


Figure II-18 : Courbe Moment-Rotation des composants de l'assemblage FS4



Photo 4 : Déformation des composants de l'assemblage FS4

#### 2.7.2.4 Confrontation du modèle EC3 avec l'expérience

Les essais expérimentaux permettent de vérifier la validité des modèles de calcul théorique. La comparaison entre la courbe moment-rotation déduite de l'EC3 avec celle obtenue expérimentalement est illustrée sur la figure II-19. Le moment résistant selon l'EC3, noté  $M_{j,Rd}^{(th)}$ , a été calculé avec les caractéristiques géométriques et mécaniques mesurées des différents matériaux, en prenant les valeurs des coefficients partiels de sécurité égaux à 1. De la même façon la rigidité initiale  $S_{j,ini}^{(th)}$  a été calculée, conformément à l'équation I-8, avec les caractéristiques géométriques mesurées ; on sait qu'elle doit être interprétée comme une rigidité sécante correspondant  $2/3M_{j,Rd}$  pour permettre une comparaison aussi objective que possible. Toutefois, comme simplification la rigidité en rotation peut être prise égale  $S_{j,ini}^{(th)}/\mu$  dans l'analyse, pour toutes les valeurs du moment supérieure à  $2/3M_{j,Rd}$ . Avec  $\mu$  coefficient de modification de la rigidité pris égal à 2.

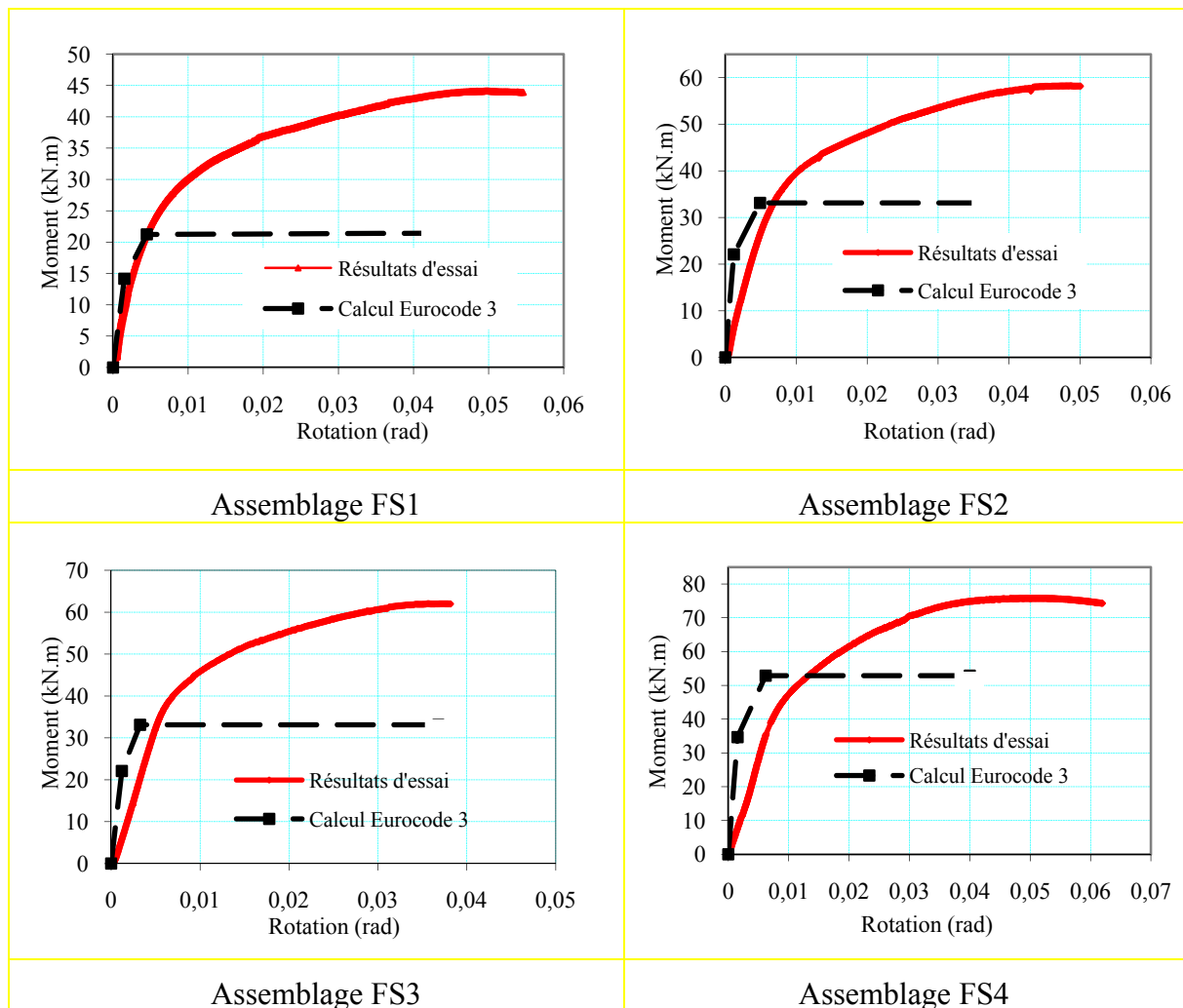


Figure II-19 : Comparaison des courbes Moment-Rotation entre l'expérience et l'EC3

Cette comparaison permet de constater que la courbe donnée par l'EC3 fait apparaître une rigidité initiale beaucoup plus grande par rapport à la rigidité obtenue expérimentalement pour les quatre assemblages (FS1, FS2, FS3 et FS4). Ainsi, l'EC3 surestime la rigidité initiale des assemblages. D'autre part, les résultats obtenus montrent que les moments résistants déduits du calcul EC3 restent inférieurs à ceux obtenus expérimentalement pour les quatre assemblages. Ainsi, on peut noter que :

- La rigidité initiale donnée par le modèle analytique (EC3) est plus élevée que celle donnée par les mesures expérimentales (tableau II-5). En effet, pour les quatre essais, la moyenne du rapport des rigidités théoriques et expérimentales ( $S_{j,ini}^{(th)} / S_{j,ini}^{(exp)}$ ) est de 3,15.
- En ce qui concerne le moment résistant, pour les quatre essais, la moyenne du rapport des moments résistants théoriques et expérimentaux ( $M_{j,Rd}^{(th)} / M_p$ ) est de 0,79.
- En ce qui concerne la capacité de rotation, il est difficile de porter une appréciation dans la mesure où dans l'EC3, la capacité de rotation d'un assemblage n'a pas été définie de façon très précise jusqu'à maintenant.

Ainsi, le modèle proposé par l'EC3 n'est pas totalement représentatif du comportement global réel des assemblages. C'est à dire qu'il n'intègre pas (ou pas suffisamment) d'autre aspect relatifs à la déformation de l'assemblage comme la flexion des

boulons [Mimoune 2003] et le phénomène de l'écroûissage [Dinga 1998]. Aussi, on constate que la présence des raidisseurs n'a pas influencé les valeurs de la résistance et la rigidité initiale de l'assemblage FS3 selon l'EC3. Par contre, les résultats expérimentaux montrent une certaine différence des rigidités initiales et des résistances entre l'essai FS2 et FS3. Ceci s'explique par le fait que la semelle du poteau a limité l'augmentation de la résistance de l'assemblage, malgré une augmentation de la résistance du tronçon en flexion de la platine de 5 % en présence du raidisseur selon l'EC3.

Spécimen	$S_{j,ini}^{(th)}$ [kNm/rad]	$S_{j,ini}^{(exp)}$ [kNm/rad]	$M_{j,Rd}^{(th)}$ [kNm]	$M_p$ [kNm]	$\frac{M_{j,Rd}^{(th)}}{M_p}$	$\frac{S_{j,ini}^{(th)}}{S_{j,ini}^{(exp)}}$
FS1	9344	3169	21	29	0,72	2,94
FS2	18336	6131	33	40	0,83	2,9
FS3	18336	6991	33	46	0,72	2,6
FS4	22614	5599	52	56	0,93	4,03
Moyenne					0,79	3,15
Ecart type					0,09	0,61

Tableau II-5 : Valeurs théoriques et expérimentales (résistance et rigidité des assemblages)

### 2.7.2.5 Efforts dans les boulons

Une partie des boulons utilisés dans les assemblages poteau-poutre ont été équipés de jauges de déformations afin de mesurer leurs efforts en cours d'essai en intégrant la précontrainte partielle introduite lors du serrage de montage. Ces mesures sont utilisées pour calibrer le modèle éléments finis. La tige du boulon munie de jauge de déformation est représentée sur la figure II-20. Un trou est percé à travers la tête et débouchant sur une partie filetée du boulon dans l'axe de la vis. La jauge, placée au fond du trou, est liée par un fil de raccordement et couverte de résine pour la protection. Les évolutions des efforts dans les boulons en fonction du moment appliqué à l'assemblage sont présentées en considérant l'état initial. Celui-ci intègre la mesure des forces de pré-serrage (tableau II-6).

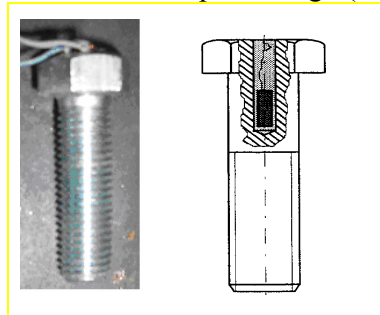


Figure II-20 : Boulon muni de jauge axiale de déformation

Spécimen	B1	B2	B3
FS1	17,9	17,7	21,3
FS2	22	17,3	22,1
FS3	28,5	21,6	20,6
FS4	15,0	13,5	13

Tableau II-6 : Forces de pré-serrage dans les boulons (kN)

Les efforts dans les boulons produits par les moments appliqués, durant l'essai, sont montrés sur les figures III-21 à III-24. Concernant l'essai FS1, on remarque que pour un moment appliqué inférieur à la résistance ( $M_p = 29$  kNm) de l'assemblage, l'effort dans les boulons de la rangée 1 (B1) et de la rangée 2 (B2) sont presque les mêmes. Au delà du moment  $M_{p1}$  correspondant à 40 kNm, l'effort maximal de traction apparaît dans le boulon B1 alors que celui de B2 se développe graduellement. Aussi, on remarque que pour le moment  $M_u = 44$  kNm, l'effort dans les boulons (B1) atteint 80-85 % de leur résistance ultime et ils fonctionnent donc dans le domaine élastique. Les boulons de la rangée 3 (B3) sont très peu sollicités en phase ultime. Ainsi, tous les boulons ont continué à fonctionner en dessous de leurs capacités résistantes et la déformation des assemblages est régie fondamentalement par la ruine de la semelle du poteau.

Concernant les assemblages par platine d'about débordante (essais FS2 et FS3), on constate pour l'assemblage FS2 qu'un boulon intérieur est soumis à davantage d'effort qu'un boulon extérieur, ce qui confirme la validité des formules données dans l'EC3. Par contre, il est intéressant de noter que pour l'essai FS3, avec platine d'about raidie, les boulons situés de part et d'autre de la semelle tendue reprennent des efforts avec des différences très faibles que celles sans raidisseur, en particulier pour un niveau de chargement inférieur à  $M_p$ . Ceci est dû à la présence du raidisseur de platine d'about qui assure la continuité de l'âme de la poutre et raidit la partie débordante de la platine. Ainsi le transfert de l'effort est dans les boulons B1 et B2. L'effort maximal dans les boulons de la rangée intérieure atteint 95 % de sa résistance ultime indiquée dans le tableau II-2 pour l'assemblage FS2. Par contre, c'est le boulon de la rangée extérieure qui atteint sa résistance ultime pour l'assemblage FS3.

Concernant l'essai FS4, on remarque que les boulons de la rangée externe (rangée 1) subissent plus d'efforts que les boulons de la rangée interne (rangée 2) et cela depuis le début de chargement. En outre, on remarque que l'effort maximal dans les boulons de la rangée externe atteint 100 % de leur résistance ultime alors que les boulons de la première rangée interne (près de la semelle de la poutre tendue) atteignent 60 % de leur résistance ultime. Par contre, les boulons de la rangée 3 reprennent des efforts faibles (6 % de leur capacité ultime). Il est à signaler que les valeurs négatives des efforts dans les boulons au niveau de la zone de compression signifient que ces boulons sont déchargés.

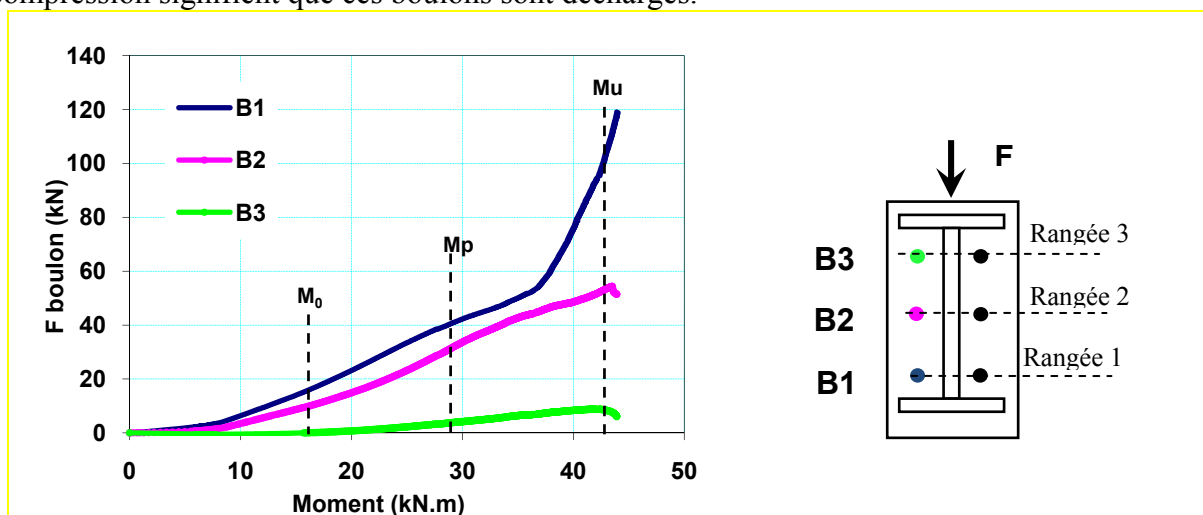


Figure II-21 : Effort dans le boulon en fonction du moment de l'assemblage FS1

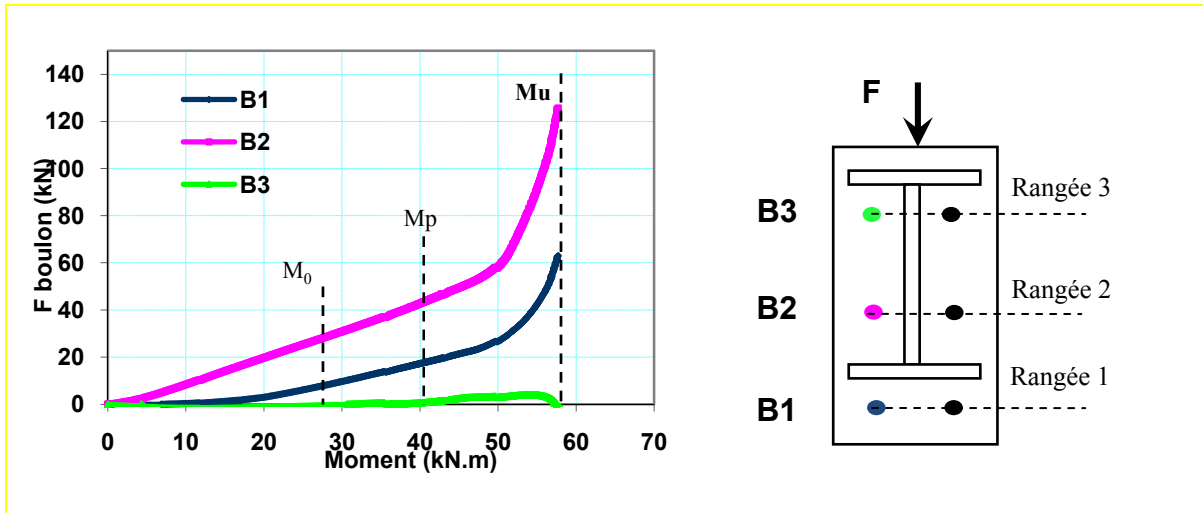


Figure II-22 : Effort dans le boulon en fonction du moment de l'assemblage FS2

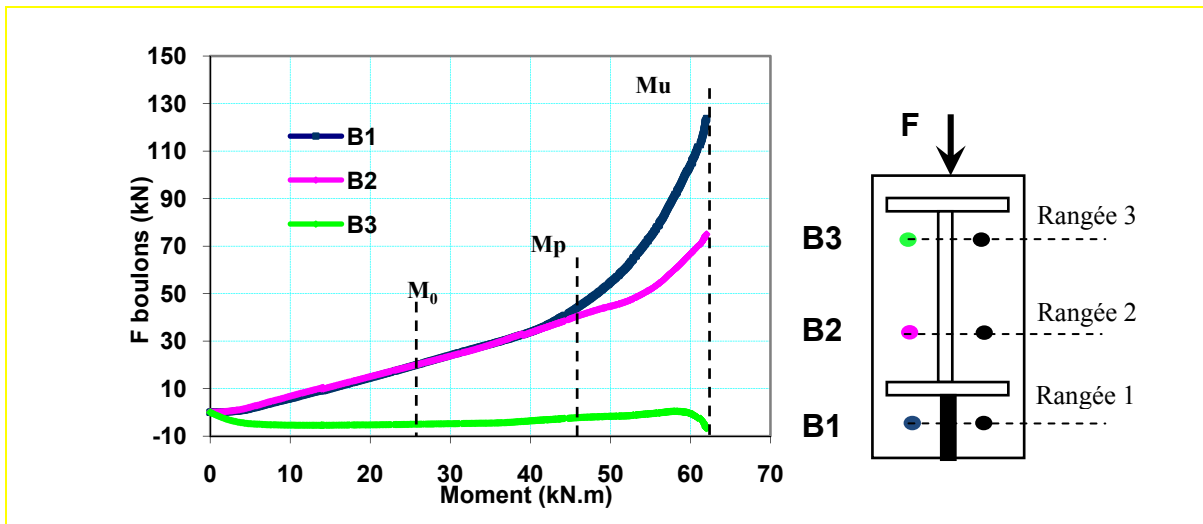


Figure II-23 : Effort dans le boulon en fonction du moment de l'assemblage FS3

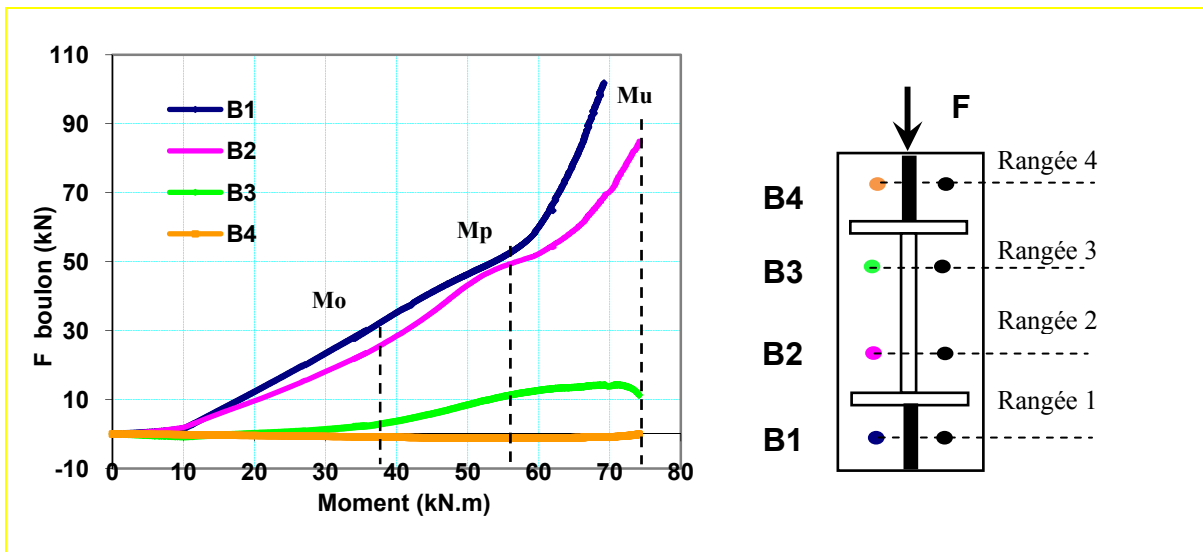


Figure II-24 : Effort dans le boulon en fonction du moment de l'assemblage FS4

Pour tous les assemblages testés, après démontage et décharge complète, les boulons présentent des formes fléchies (Figure II-25). Ainsi, les boulons subissent un moment fléchissant en plus de l'effort normal de traction pour lequel ils sont calculés. Cet aspect est développé dans le chapitre 4.

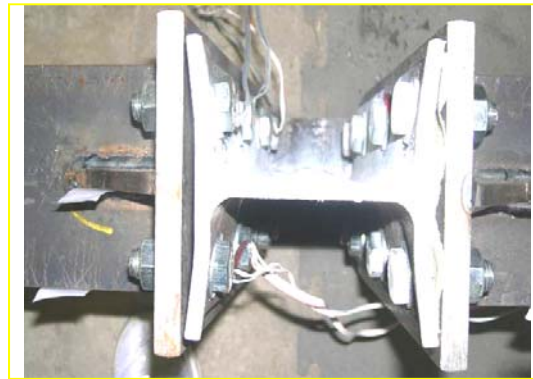


Figure II-25 : Flexion des boulons dans les assemblages

### 3- Assemblage poutre-poutre avec platine d'about boulonnée

#### 3.1 Description des assemblages

La seconde série d'essais s'intéresse aux assemblages de continuité de poutre. Ce sont les mêmes éprouvettes de la première campagne qui sont reprises pour ces essais (figure II-26 et annexe C). Le premier spécimen (FS5) est un assemblage par platine d'about non débordante avec trois rangées de boulons. Le deuxième et le troisième spécimen (FS6, FS7) sont des assemblages par platine d'about débordante de même géométrie avec deux rangés de boulons près de la semelle tendue de la poutre et une seule rangée de boulons au-dessus de la semelle comprimée. La différence entre ces deux assemblages est la présence des raidisseurs de platine d'about dans la partie tendue du troisième spécimen. Le quatrième spécimen (FS8) est un assemblage par platine d'about débordante sur les deux côtés avec deux rangés de boulons près de la semelle tendue de la poutre et deux près de la semelle comprimée. De plus, deux raidisseurs de platine sont utilisés dans les parties tendue et comprimée de l'assemblage. Pour tous les assemblages testés, la géométrie de la poutre et des boulons est identique. Les poutres utilisées dans les essais sont constituées par des profilés en IPE240. L'assemblage entre les éléments est réalisé par des boulons M16 de classe 8.8.

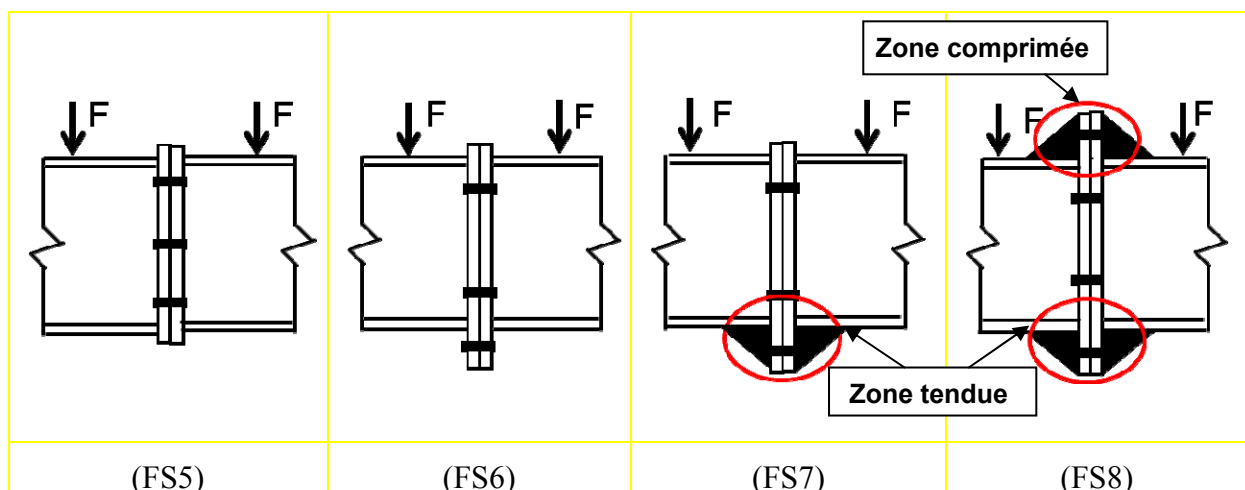


Figure II-26 : Configurations des différents spécimens

Les dimensions réelles des divers éléments de l'assemblage ont été mesurées avant de commencer l'essai (tableau II-7). La position des boulons par rapport à la platine d'about est présentée sur la figure II-3. (Voir partie 2.1).

### 3.2 Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques des éléments de l'assemblage (poutre, platine, raidisseurs de platine et boulons) sont décrites dans le tableau II-2. (Voir partie 2.2)

### 3.3 Dispositif d'essai

Les essais sont réalisés en flexion 4 points (figure II-27). Ainsi, l'assemblage est soumis à un moment fléchissant pur. 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 à différents niveaux de chargement.

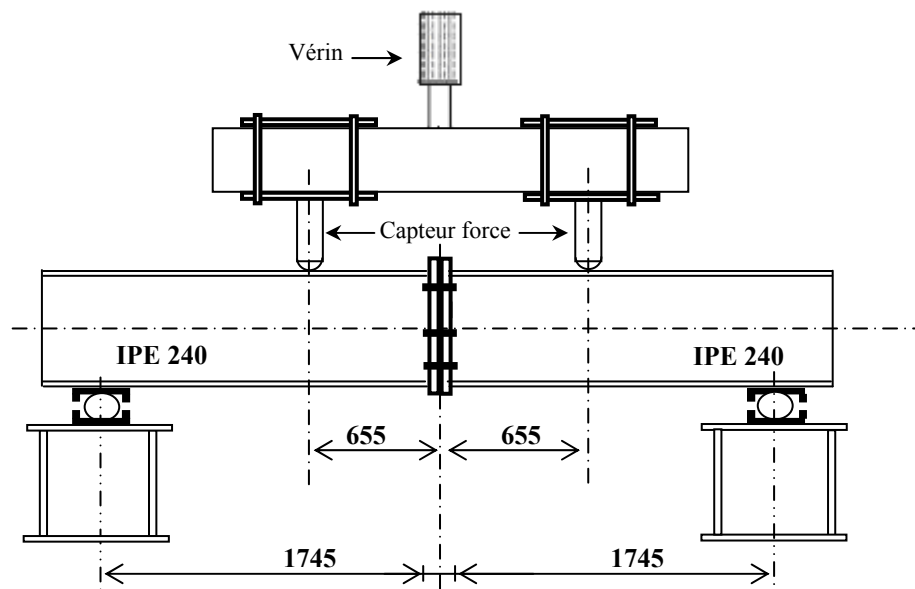


Figure II-27 : Montage d'essai (assemblage poutre-poutre)



Figure II-28 : Vue de l'assemblage en vraie grandeur

Le système d'appui est le même utilisé pour les assemblages poteau-poutre (voir partie 2.3).

### 3.4 Dispositifs de mesure

Les moyens de mesure utilisés dans les essais d'assemblages de continuité de poutres (figure II-29) sont les mêmes que ceux des assemblages poteau-poutre.

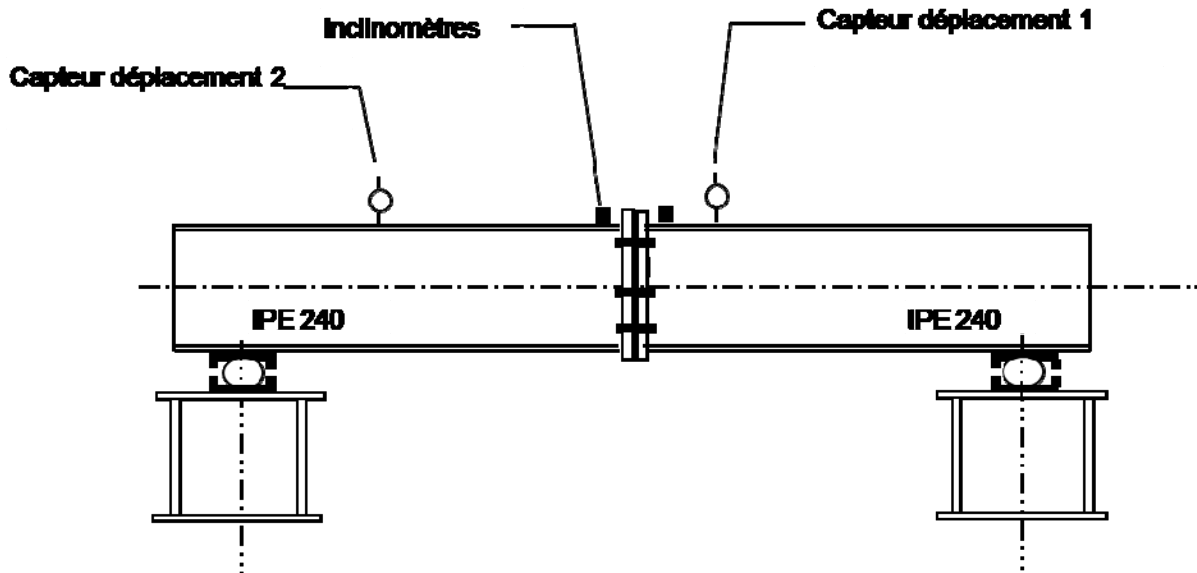
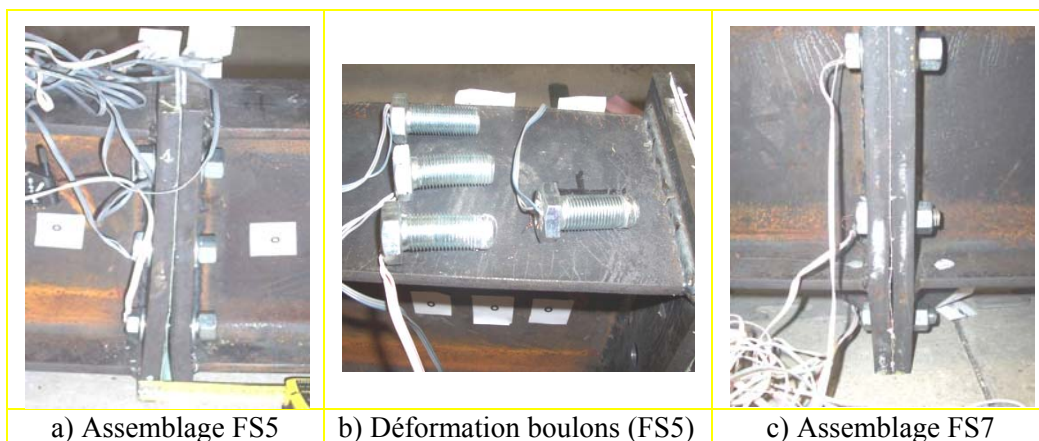


Figure II-29 : Points de mesure des spécimens testés

### 3.5 Modes de ruine

On a observé au cours des essais que les assemblages testés ont péri par la flexion de la platine d'about au niveau de la zone tendue de l'assemblage. Cependant, pour l'essai FS5 une ruine des boulons s'est produite au niveau du filetage des écrous et de la tige car la longueur de prise de la tige filetée dans l'écrou n'était pas suffisante.



a) Assemblage FS5

b) Déformation boulons (FS5)

c) Assemblage FS7

Figure II-30 : Modes de ruines des différents assemblages poutre-poutre

### 3.6 Description générale du comportement des spécimens

Les courbes moment-rotation globale  $\Phi_{RG}$ , des assemblages poutre-poutre, obtenues par différentes techniques de mesure (inclinomètre et caméra) sont données sur la figure II-31. On observe une bonne concordance entre les courbes obtenues par les deux modes de mesure.



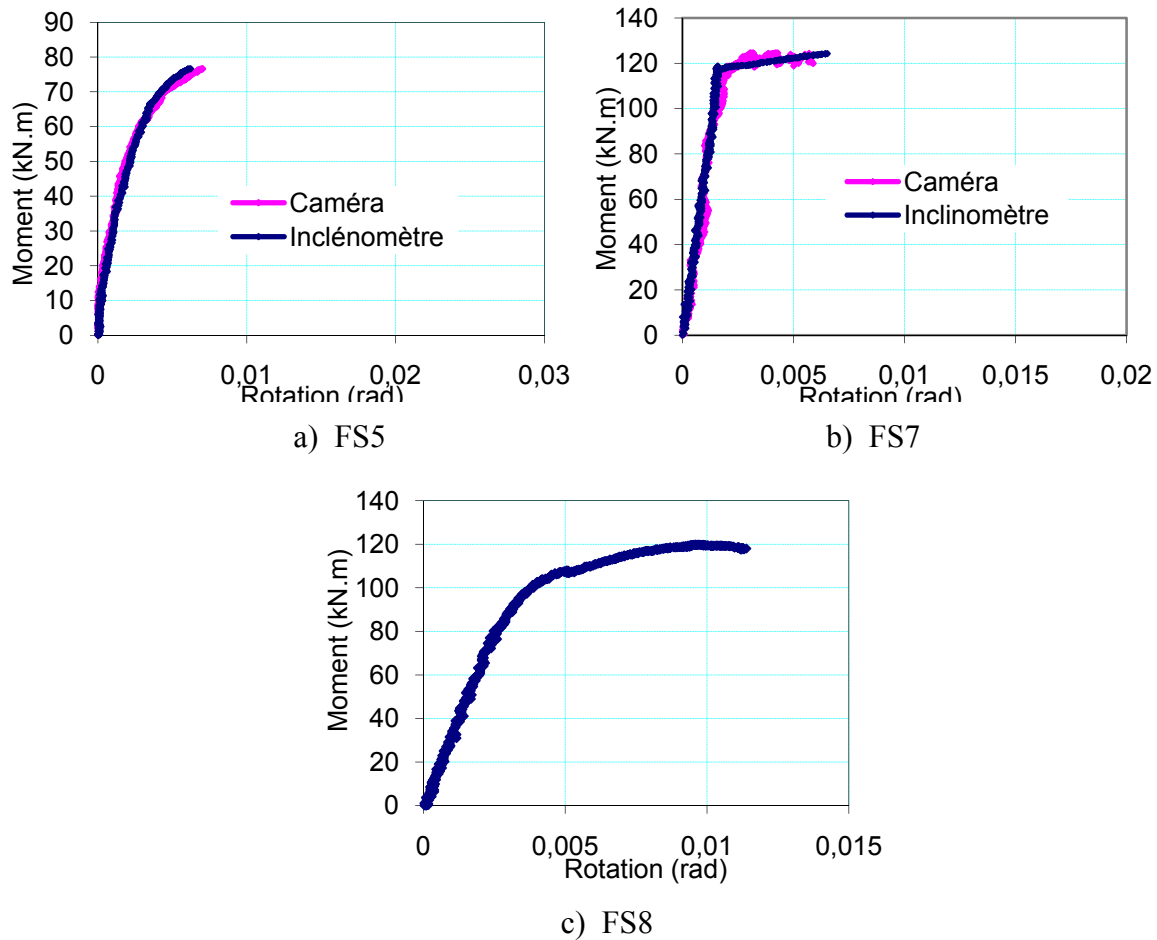


Figure II-31 : Courbes Moment-Rotation des assemblages poutre-poutre

Spécimen	Résistance (kN.m)				Rigidité (kNm/rad)		Rotation (mrad)					Ductilité
	$M_0$	$M_p$	$M_{pl}$	$M_u$	$S_{j,ini}$	$S_{j,p-l}$	$\Phi_0$	$\Phi_p$	$\Phi_{pl}$	$\Phi_u$	$\Phi_{Cd}$	$\Psi_{j1}$
FS5	23	65	72	78	26086	4235	1	2	5	6	/	/
FS7	/	115	/	120	64900	/	/	6,5	/	7	7	7,5
FS8	80	100	103	120	31746	12293	2,5	3,3	4,0	10	11	7,7

Tableau II-7: Paramètres principaux des courbes Moment-Rotation

A partir des figures (II-31 a, b, c) qui représentent les courbes moment-rotation des trois spécimens, on note une différence de comportement des assemblages testés. Concernant l'assemblage FS5, le mode de ruine a débuté par la plastification en flexion de la platine d'about. A l'atteinte d'un chargement  $M_u$  correspondant à 78 kNm, il s'est produit une rupture du filetage d'écrou des boulons de la première rangée accompagnée d'une chute du moment. Cette ruine s'explique par le fait que les boulons utilisés dans cet assemblage avaient une longueur courte par rapport aux boulons utilisés dans les assemblages poteau-poutre.

Pour les assemblages FS7 et FS8, la ruine débute par la plastification en flexion de la platine d'about dans la zone tendue et la déformation se trouve ainsi localisée. En outre, les assemblages poutre-poutre présentent une faible ductilité en rotation. Enfin, il est à signaler que les résultats de l'essai FS6 ne sont pas disponibles en raison d'un problème d'enregistrement des données.

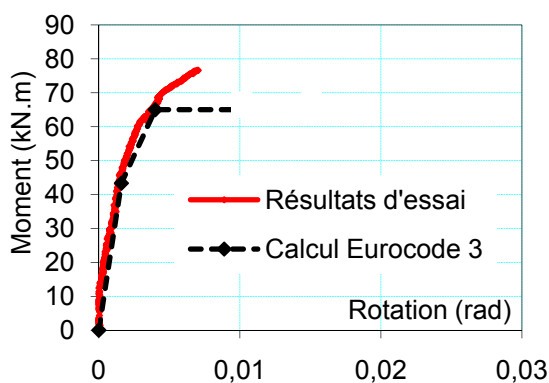
### 3.7 Confrontation du modèle EC3 avec l'expérience

Les essais représentent la démarche la plus probante pour vérifier la validité des modèles. La comparaison entre les courbes moment-rotation déduites de l'EC3 et celles obtenues expérimentalement est illustrée sur la figure II-32. Le moment résistant selon l'EC3, noté  $M_{j,Rd}^{(th)}$ , a été calculé avec les caractéristiques géométriques et mécaniques mesurées, en prenant les valeurs des coefficients partiels de sécurité égaux à 1. De la même façon la rigidité initiale  $S_{j,ini}^{(th)}$  a été calculée, selon l'EC3, avec les caractéristiques géométriques mesurées. D'après les calculs effectués selon l'EC3, la résistance de l'assemblage est limitée par la déformation du tronçon en té de la platine d'about.

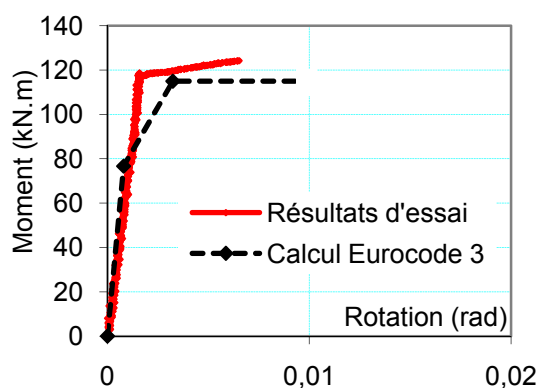
A partir des figures (II-32 a,b,c), on peut observer pour tous les assemblages poutre-poutre une surestimation de la rigidité initiale, si on compare la rigidité  $S_{j,ini}^{(EC3)}$  avec celle  $S_{j,ini}^{(exp)}$ . Les valeurs comparatives données au tableau II-8 montrent que la rigidité calculée  $S_{j,ini}^{(EC3)}$  est presque 1,5 fois plus élevée que la rigidité expérimentale  $S_{j,ini}^{(exp)}$  pour les deux assemblages (FS7 et FS8). En outre, en ce qui concerne la résistance des assemblages un écart entre les résultats théoriques et les résultats expérimentaux est observé pour les trois assemblages.

Test ID	$S_{j,ini}^{(EC3)}$ [kNm/rad]	$S_{j,ini}^{(exp)}$ [kNm/rad]	$M_{j,Rd}^{(EC3)}$ [kNm]	$M_p$ [kNm]	$\frac{M_{j,Rd}^{(EC3)}}{M_p}$	$\frac{S_{j,ini}^{(EC3)}}{S_{j,ini}^{(exp)}}$
FS5	29086	26086	46,7	65	0,71	1,11
FS7	95820	64900	64	115	0,55	1,47
FS8	56251	31746	77,5	100	0,77	1,77
Moyenne					0,68	1,45
Ecart type					0,11	0,32

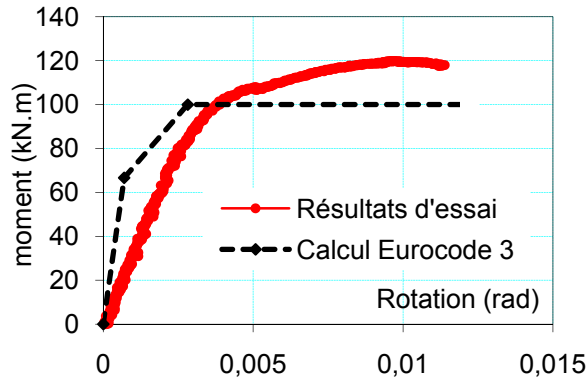
Tableau II-8 : Résistance et rigidité d'assemblages poutre-poutre (essais et EC3)



a) FS5



b) FS7



c) FS8

Figure II-32 : Comparaison des courbes Moment-Rotation (essais/EC3)

### 3.8 Efforts dans les boulons

A titre d'indication, on donne dans le tableau II-9 les valeurs mesurées des forces de serrage dans les boulons équipés de jauges de déformations.

Spécimen	B1	B2	B3
FS5	14,9	13,7	18,2
FS7	16,3	14,5	20,1
FS8	10,7	15,5	10,5

Tableau II-9 : Forces dues au serrage des boulons (kN)

Les évolutions des forces dans les boulons en fonction du chargement appliqué dans les trois assemblages testés sont présentées sur les figures II-33 à II-35. Pour l'assemblage FS5, on remarque une évolution très rapide des efforts dans les boulons de la rangée 1 par rapport aux rangées 2 et 3. Ainsi, pour un moment appliqué égal à  $M_p$ , les boulons de la rangée 1 sont les plus sollicités et atteignent leur résistance ultime à ce niveau de chargement. Les boulons de la rangée 2 atteignent seulement 10 à 15 % de leur résistance ultime. Alors que les boulons de la troisième rangée sont très peu sollicités en phase ultime de l'assemblage, car ils se trouvent en zone comprimée.

Il est à noter, pour les assemblages FS7 et FS8 avec platine débordante et raidie, que les boulons situés de part et d'autre de la semelle tendue reprennent les mêmes efforts depuis le début du chargement.

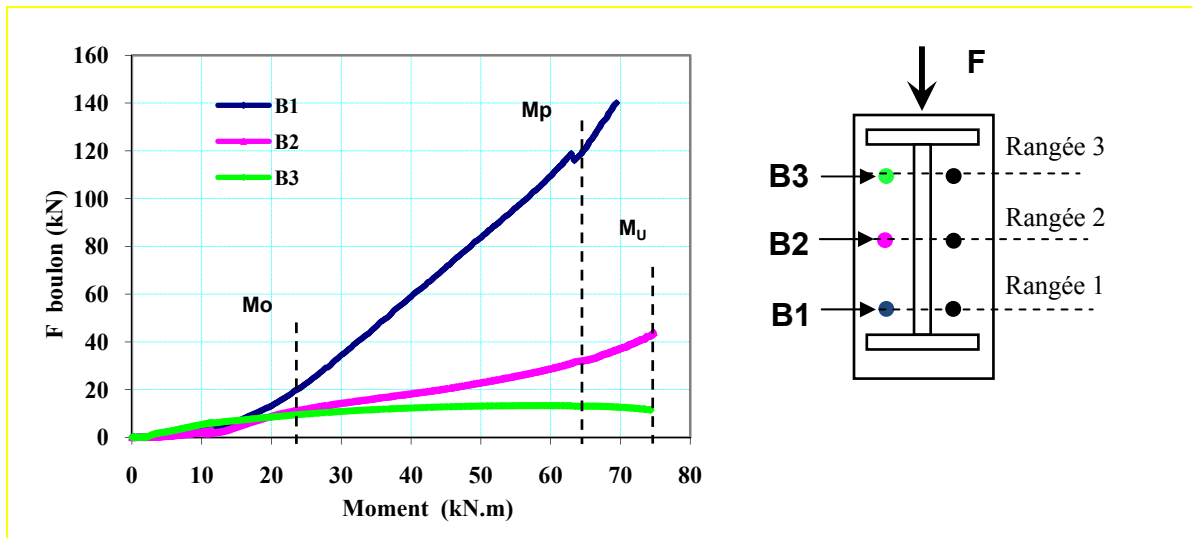


Figure II-33 : Effort dans le boulon en fonction du moment appliqué (assemblage FS5)

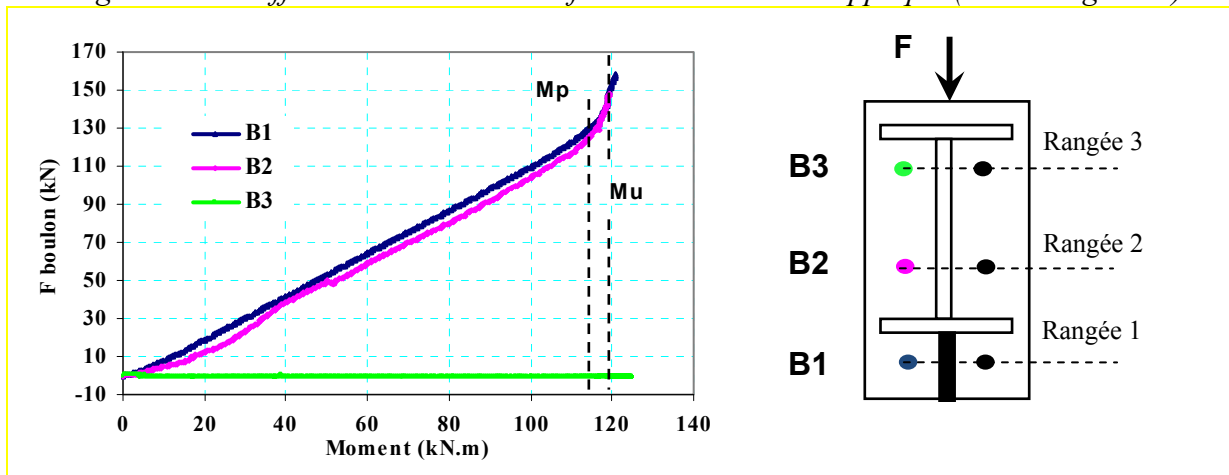


Figure II-34: Effort dans le boulon en fonction du moment appliqué (assemblage FS7)

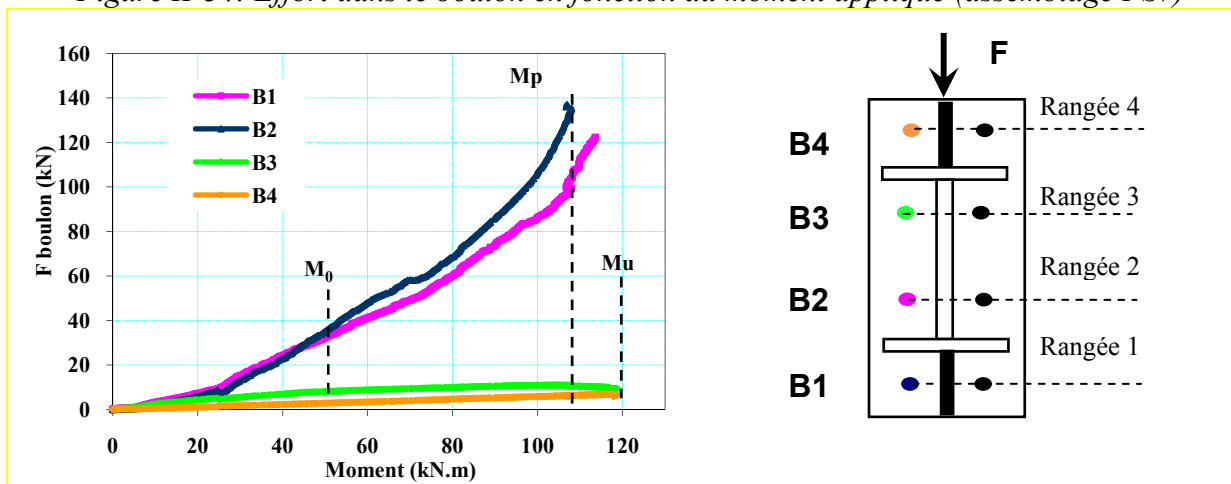


Figure II-35 : Effort dans le boulon en fonction du moment de l'assemblage FS8

## 4- Conclusions

Le mécanisme de ruine, des quatre assemblages poteau-poutre testés, est caractérisé essentiellement par la flexion de la semelle du poteau au niveau de la partie tendue de l'assemblage et la déformation de l'âme du poteau par voilement local au niveau de la partie comprimée. Les assemblages de continuité poutre-poutre ont péri par la flexion de la platine d'about au niveau de la partie tendue.

La présence du raidisseur de platine d'about permet une augmentation remarquable du moment résistant et de la rigidité initiale par rapport à un assemblage non raidi mais avec une diminution de la ductilité. Toutefois, les rotations ultimes obtenues pour les assemblages poteau-poutre testés sont généralement supérieures à 25 mrad. Cette valeur peut être considérée comme suffisante pour permettre une analyse globale plastique de la structure.

La présence des raidisseurs de platine d'about influe de manière importante sur la répartition des efforts dans les boulons. Ainsi, dans un assemblage avec platine d'about débordante non raidie, le boulon intérieur est soumis à davantage d'effort qu'un boulon extérieur. Par contre, il est à noter qu'avec la présence des raidisseurs sur la platine d'about raidie, les efforts repris par les boulons des rangées intérieure et extérieure sont pratiquement identiques en particulier pour un niveau de chargement inférieur à  $M_p$ . Ceci est dû au fait que le raidisseur de platine assure la continuité de l'âme de la poutre et raidit la partie débordante de la platine.



## **Chapitre III - Modélisation numérique et validation par rapport aux essais**





## 1- Introduction

Ce chapitre est consacré au développement de modèles numériques, en éléments finis non linéaire, permettant de simuler et d'analyser le comportement mécanique des assemblages métalliques jusqu'à la ruine. Ces modèles concernent les assemblages poteau-poutre et poutre-poutre boulonnés avec platine d'about et s'appuient sur les conclusions de l'étude bibliographique (chapitre 1). Les modèles numériques développés sont appliqués aux assemblages testés dans le cadre de la présente thèse (chapitre 2).

Les courbes moment-rotation obtenues à partir des modèles numériques sont comparées à celles issues des essais pour vérifier et calibrer l'approche proposée. Une fois les modèles validés, ils sont employés pour simuler la déformée des assemblages, la déformée latérale de la platine d'extrémité ainsi que l'évolution des efforts dans les boulons. Les modèles fournissent également certains résultats difficiles à mesurer pendant l'essai, tels que la répartition des contraintes dans les boulons et dans la platine d'about. Ces informations fournissent une base de données pour développer les modèles mécaniques des assemblages conformes à la méthode des composantes proposée par l'EC3.

Les modèles numériques validés sont employés pour analyser l'influence de certains paramètres sur le comportement global des assemblages. Ils permettent aussi de visualiser et de comprendre certains phénomènes en particulier l'influence de la rigidité du poteau sur le comportement de l'assemblage ainsi que l'apport des raidisseurs de platine d'about dans la zone tendue et comprimée de l'assemblage.

## 2- Description du modèle éléments finis (assemblages poteau-poutre)

L'assemblage est composé de la poutre, du poteau, de la platine et des boulons. En raison de la symétrie, seule la moitié de l'assemblage est modélisée. Ainsi, l'assemblage modélisé inclut la semelle du poteau, la moitié de l'âme du poteau coupée le long de la section, les raidisseurs de platine d'about, les écrous de boulon et les boulons (Figure III-1). Ces parties de l'assemblage sont modélisées à l'aide d'éléments volumiques iso-paramétriques hexaédriques à 8 nœuds nommés CUB8 dans le code CAST3M [Fleuret 1996].

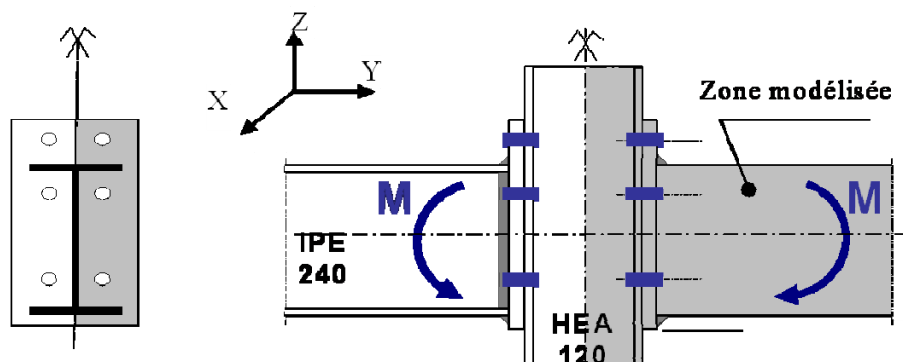


Figure III-1: Configuration d'assemblage modélisé

La figure III-2 donne un aperçu du maillage 3D des quatre assemblages métalliques. La densité du maillage au milieu de la poutre et aux extrémités des poteaux est moins importante. Elle est augmentée au niveau de la zone proche de la platine d'about.

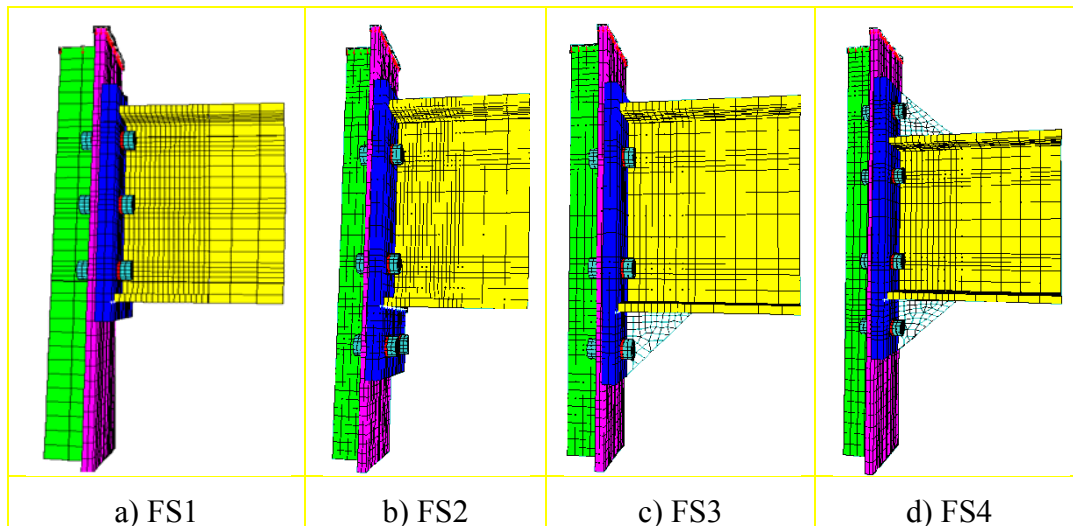


Figure III-2 : Maillage des assemblages (vue 3D)

Les boulons sont des composants importants dans un assemblage métallique et leur modélisation doit être faite avec une grande précision. Dans notre modèle, le boulon est constitué d'une vis à tête et un écrou. La vis à tête est modélisée par une tige de forme cylindrique de diamètre constant égal à celui de la partie non filetée. La tête du boulon est modélisée par un cylindre plein ayant une épaisseur égale à l'épaisseur de la tête du boulon. L'écrou et la rondelle sont modélisés par des anneaux (figure III-3). La longueur de la partie lisse de la tige du boulon est égale à la somme des épaisseurs de la platine d'about, de la semelle du poteau et des deux rondelles ainsi que de celle de l'écrou.

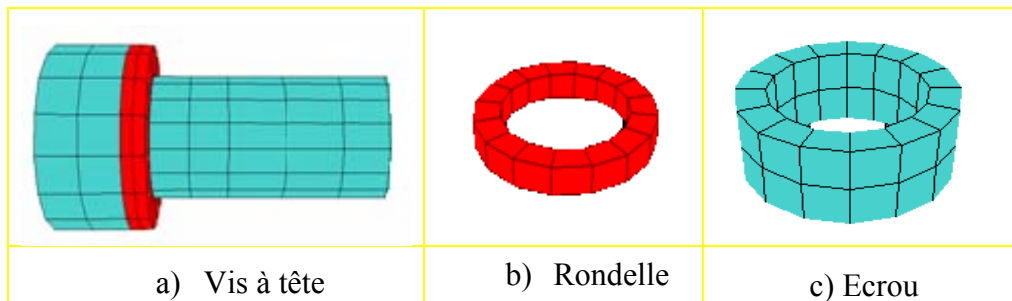


Figure III-3 : Maillage du boulon d'assemblage

Le modèle est caractérisé par un comportement élasto-plastique des matériaux et prend en compte la non-linéarité générée par le contact, la plasticité et les grands déplacements. La platine d'about et la semelle du poteau sont modélisées de telle façon à ce qu'il existe une concordance entre leurs nœuds respectifs afin de tenir compte du contact entre chaque paire de nœuds voisins. Les conditions aux limites considérées dans les modèles sont un blocage des déplacements selon la direction Y dans le plan ZOY, un blocage des déplacements selon la direction X dans le plan ZOY ainsi qu'un contact sans frottement entre la platine d'about et la semelle du poteau (figure III-4). Le problème de contact se traduit par l'utilisation de conditions d'appuis unilatérales caractérisées par la possibilité de décollement. Cette fonction est basée sur la technique des multiplicateurs de Lagrange. Dans le but de réduire les plans du contact nous considérons que les boulons sont en liaison parfaite avec la platine d'about et/ou la semelle du poteau. Le chargement produisant le moment de flexion de l'assemblage est réalisé par déplacement imposé appliqué sur cette partie supérieure du poteau (chargement surfacique). Les lois de comportement des matériaux utilisés dans la modélisation sont celles obtenues expérimentalement.

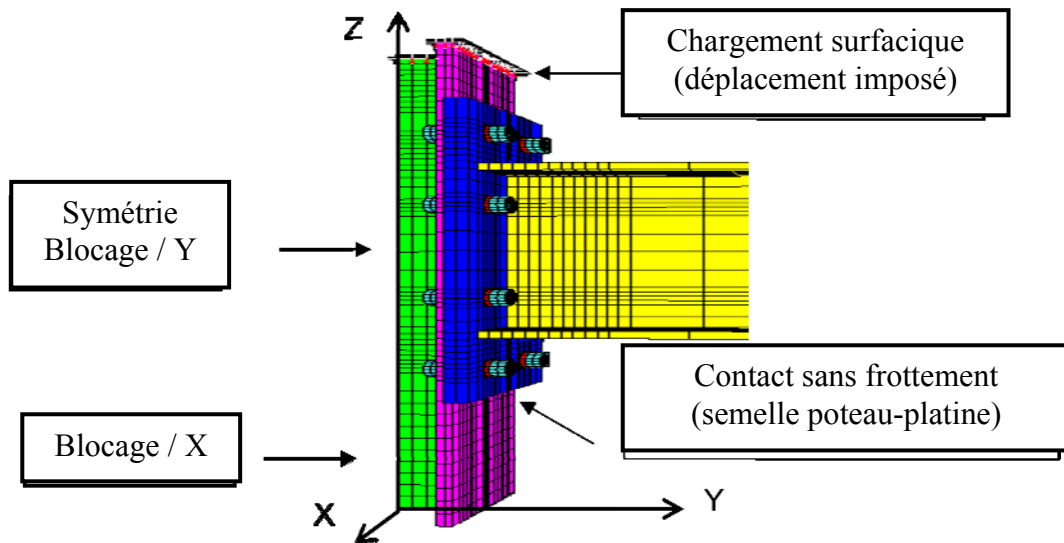


Figure III-4 : Conditions aux limites

### 3- Résultats d'essais numériques

#### 3.1 Assemblage poteau-poutre

Dans l'analyse des résultats, nous présentons, tout d'abord, les courbes moment-rotation ( $M-\phi$ ) globales qui vont servir à la validation du modèle numériques 3D à travers une comparaison avec les courbes expérimentales. Ensuite, nous allons analyser les déformées des assemblages obtenus numériquement qu'on compare avec les résultats expérimentaux. Nous allons nous intéresser aussi à la déformée de la platine d'about, à la répartition des contraintes dans les boulons ainsi que dans la platine d'about.

Une étude paramétrique portant sur l'influence d'une part de la rigidité du poteau et d'autre part de la position des raidisseurs de la platine d'about sur le comportement des assemblages nous permettra de tirer certaines conclusions et recommandations relatives aux assemblages poteau-poutre.

##### 3.1.1 Validation du modèle

Pour valider le modèle non linéaire, les résultats de la modélisation sont comparés aux résultats expérimentaux disponibles en termes de courbes moment-rotation. Avec les mêmes définitions de la rotation retenues dans les essais expérimentaux, la rotation de l'assemblage au niveau des semelles tendue et comprimée de la poutre est considérée. Les courbes moment-rotation issues de la modélisation et celle trouvée expérimentalement pour les quatre assemblages sont montrées sur la figure III-5 et les principaux résultats sont regroupés au tableau III-1.

En général sur l'ensemble des essais, ces courbes montrent que les modèles numériques donnent de résultats satisfaisants aussi bien dans le domaine élastique que dans le domaine plastique du comportement. Par rapport aux caractéristiques du comportement moment-rotation de l'assemblage, à savoir moment résistant, la rigidité initiale et la capacité de rotation on peut faire les commentaires suivants :

L'évaluation de la rigidité initiale donnée par le modèle numérique est très proche de la valeur expérimentale (tableau III-1). En effet, sur les quatre essais, la moyenne du rapport des rigidités expérimentales et numériques ( $S_{j,ini}^{(exp)} / S_{j,ini}^{(num)}$ ) est de 0,92.

- La simulation adoptée est très satisfaisante en ce qui concerne le moment résistant. En effet, sur les quatre essais, la moyenne du rapport des moments résistants expérimentaux et numériques ( $M_{j,Rd}^{(exp)}/M_{j,Rd}^{num}$ ) est de 0,98.
- En ce qui concerna la capacité de rotation des assemblages, le modèle numérique fournit des résultats qui estiment de manière satisfaisante les rotations mesurées.

Ainsi, les résultats obtenus montrent que le modèle éléments finis 3D développé constitue un outil très performant pour l'étude des assemblages métalliques.

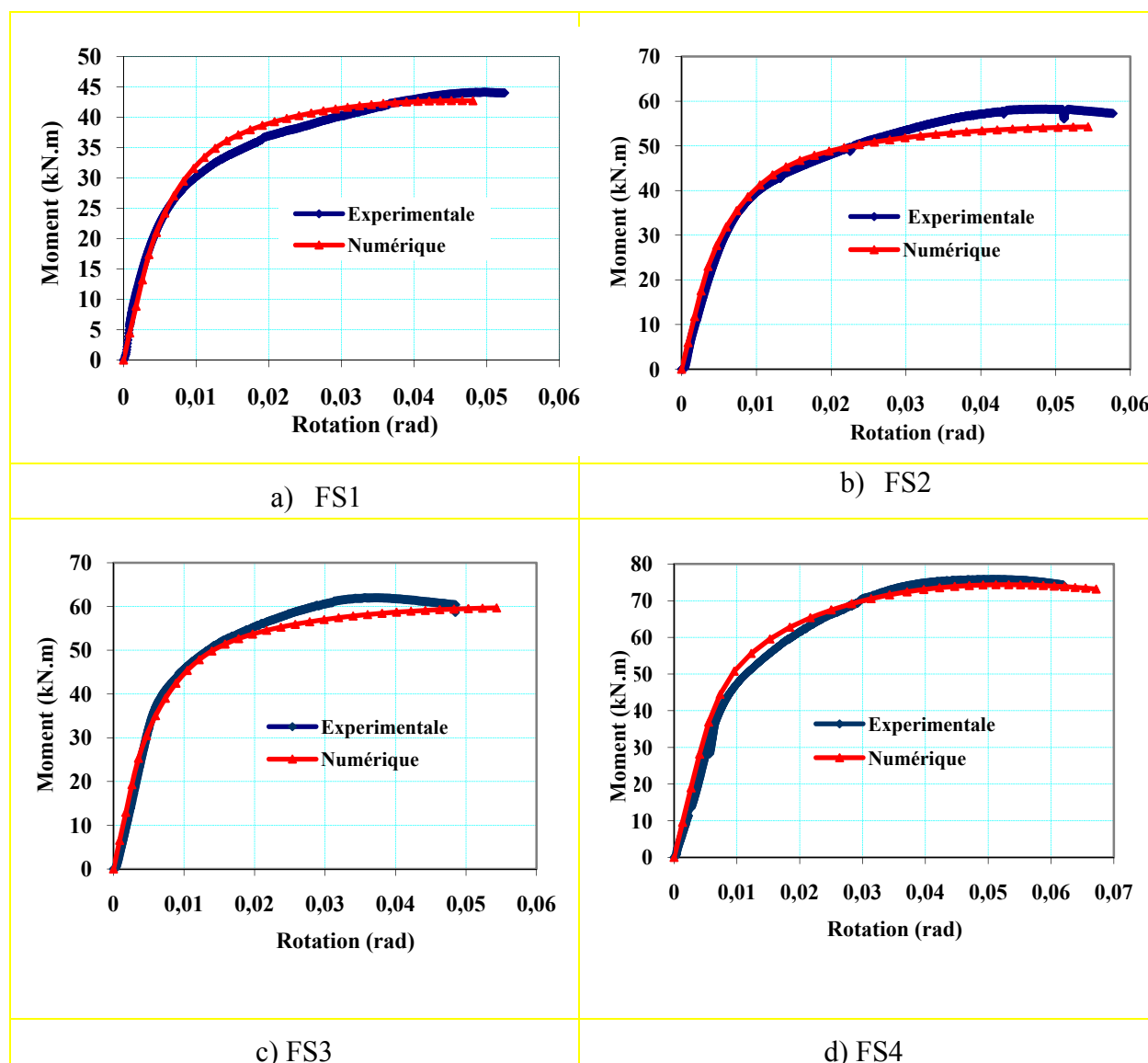


Figure III-5 : Courbes Moment-Rotation (assemblages poteau-poutre)

Spécimen	$S_{j,ini}^{(num)}$	$S_{j,ini}^{(exp)}$	$M_{j,Rd}^{(num)}$	$M_{j,Rd}^{(exp)}$	$\frac{M_{j,Rd}^{(exp)}}{M_{j,Rd}^{(num)}}$	$\frac{S_{j,ini}^{(exp)}}{S_{j,ini}^{(num)}}$
	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm]	[kNm]		
FS1	5114	3169	31	29	0,93	0,62
FS2	5916	6131	46	40	0,87	1,04
FS3	7147	6991	48	46	0,95	0,98
FS4	6069	5599	60	56	0,93	0,92
Moyenne					0,98	0,92
Ecart type					0,038	0,18

Tableau III-1 : Principaux résultats de la comparaison modèle-expérience

### 3.1.2 Déformées des assemblages

Les déformées des assemblages poteau-poutre issues de la simulation numérique reproduisent celles des essais (Figure III-6). Ces déformées sont données pour le moment maximal atteint lors de l'essai ( $M_u$ ).

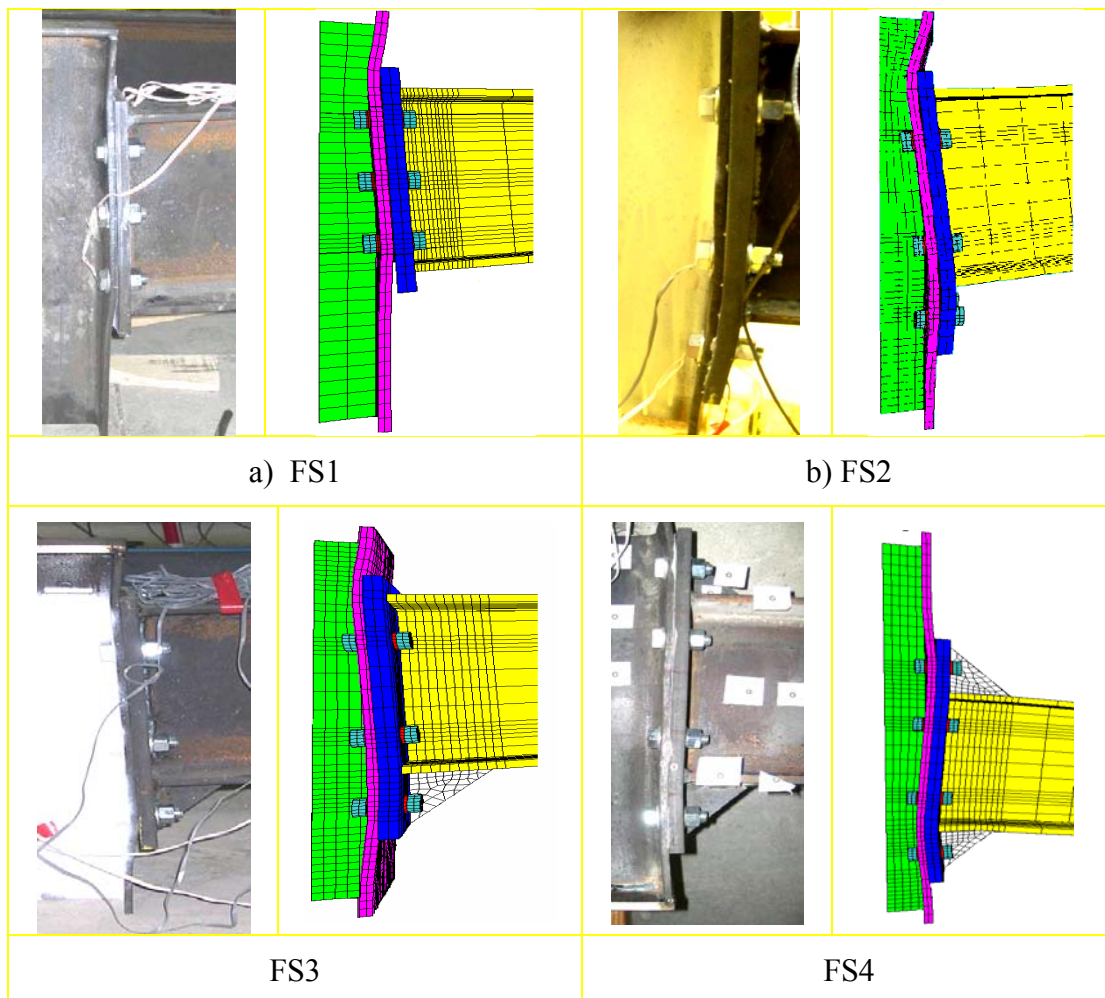


Figure III-6 : Déformées des assemblages poteau-poutre (essais/modèle)

La figure III-6 montre que le mécanisme de ruine est caractérisé essentiellement par la flexion de la semelle du poteau au niveau de la partie tendue de l'assemblage. Cette flexion est accompagnée de la déformation de l'âme du poteau par voilement local au niveau de la partie comprimée. Ainsi, les déformations de la zone tendue et comprimée de l'assemblage limitent la résistance de l'assemblage. Ce profil de déformée des assemblages obtenu par la

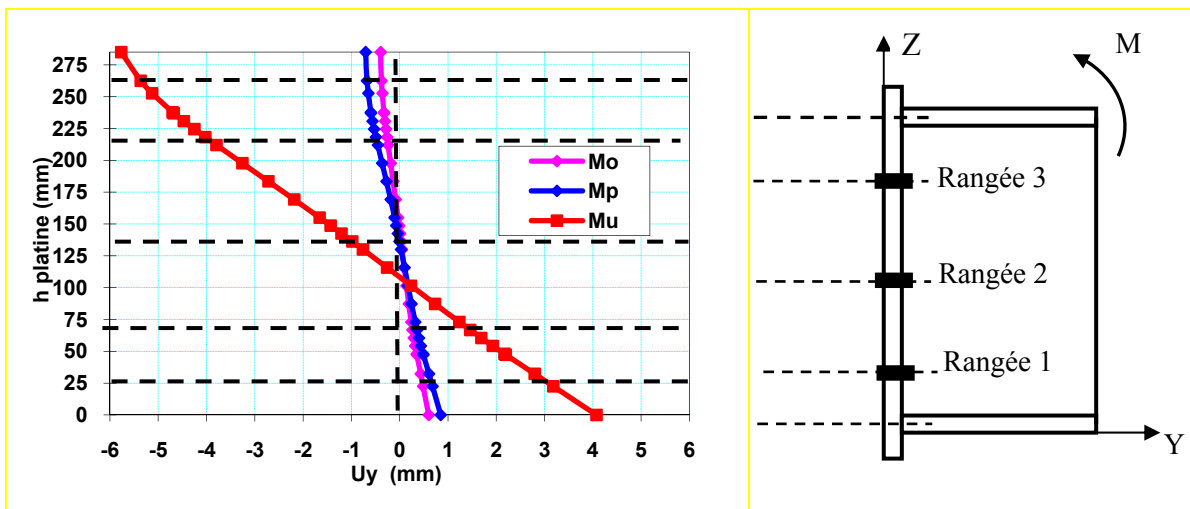
simulation numérique est similaire à celui obtenu expérimentalement. Toutefois, la déformation de l'assemblage avec platine non raidie est relativement plus importante que celle de l'assemblage avec platine raidie.

### 3.1.3 Déformée de la platine d'about

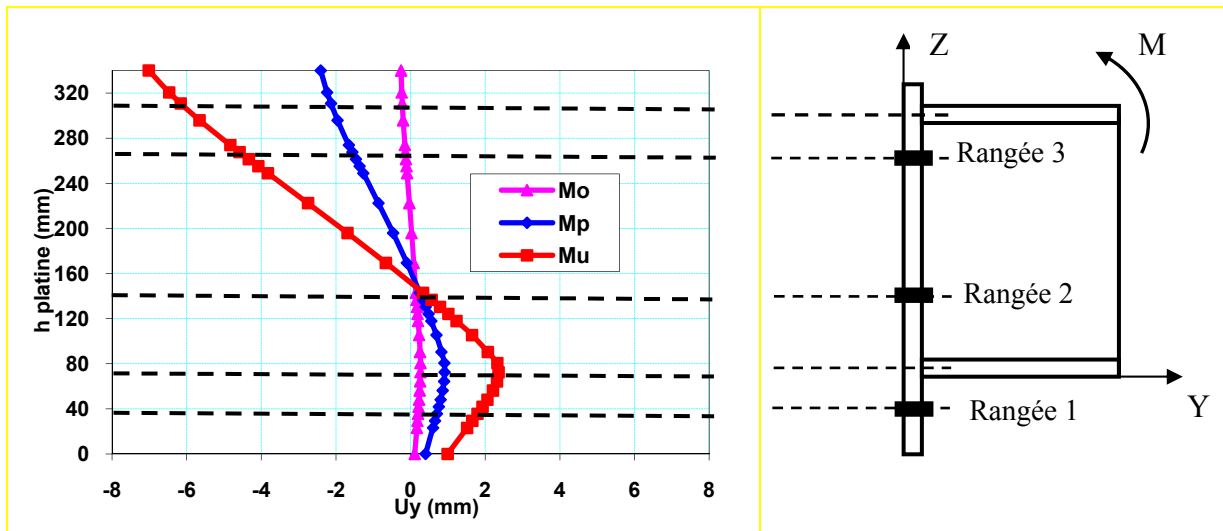
Les déplacements relatifs horizontaux de la platine d'about sont présentés sur la figure III-7, pour différentes valeurs du moment fléchissant ( $M_o$ ,  $M_p$  et  $M_u$ ). Ces déplacements de la platine d'about sont tracés le long de sa hauteur dans le plan Y-Z à ses extrémités définies par ( $x = \pm b_p/2$ ). Il est à noter que la platine peut être considérée attachée aux semelles et à l'âme de la poutre et chargée par les boulons (ou l'inverse). Ainsi, sa déformée est complexe et elle ne peut être représentée par une seule ligne. Cependant, la représentation faite sur un bord a pour objectif de comparer les quatre assemblages entre eux. Il peut être noté à partir de la figure III-7 que le centre de rotation de la platine d'about est autour du centre des groupes de boulons, qui est proche de la ligne centrale de l'assemblage. En outre, on remarque que le déplacement de la platine d'about au niveau de la zone comprimée est plus important qu'au niveau de la zone tendue.

On peut observer que la présence des raidisseurs de platine influe de manière directe sur son mode de déformation. Ainsi, on remarque que le mode de déformation de la platine dans la zone comprimée est pratiquement identique pour les assemblages FS2 et FS3 (figure III-7 b et c). Toutefois, le déplacement de la platine d'about de l'assemblage FS2 est plus important que celui de l'assemblage FS3. Dans la zone tendue, deux modes de déformation différents sont observés. Pour l'assemblage FS2, une déformation importante est observée au niveau de la semelle tendue de la poutre. Ce mode de déformation est prévu par l'EC3. Par contre, l'assemblage FS3 se comporte comme un assemblage avec platine d'about non débordante où la déformation maximale est observée au niveau de l'extrémité de la platine d'about. Ce comportement de la platine d'about est dû à l'effet du raidisseur qui constitue un prolongement de l'âme de la poutre et donne une meilleure résistance de l'assemblage.

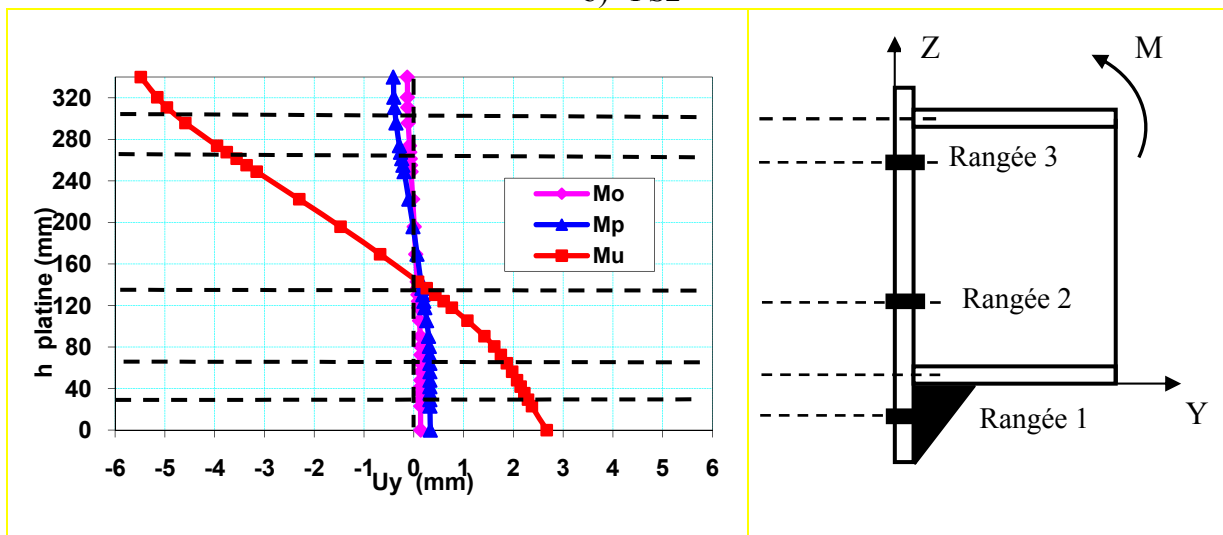
La figure III-7d montre que la présence du raidisseur de platine d'about dans la zone comprimée de l'assemblage concentre la déformation au niveau de la semelle comprimée de la poutre. Ceci se traduit par un déplacement maximal de (6 mm) de cette platine alors que le déplacement à l'extrémité comprimée de la platine est de (3 mm).



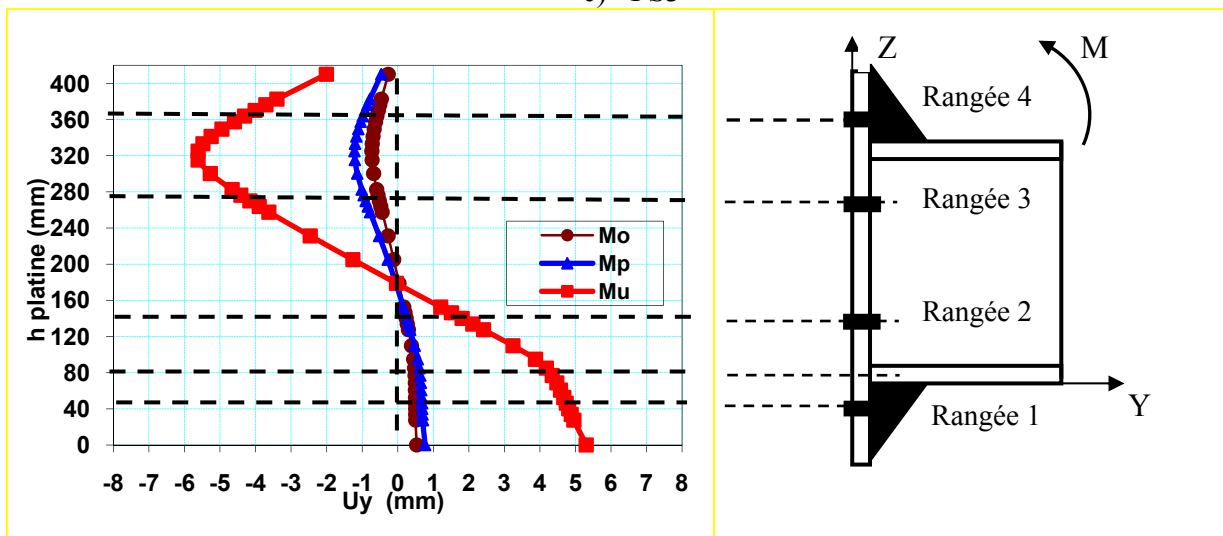
a) FS1



b) FS2



c) FS3



d) FS4

Figure III-7 : Evolution des déplacements de la platine d'about des assemblages

### 3.1.4 Répartition des contraintes dans les boulons

On s'intéresse dans cette partie à la répartition des contraintes normales dans les boulons des quatre assemblages testés (FS1, FS2, FS3, FS4).

#### 3.1.4.1 Assemblage FS1

Les courbes de répartition des contraintes normales, pour les boulons appartenant à différentes rangées, pour différents niveaux de sollicitation, sont présentées sur la figure III-9. La rangée de boulons 1 (B1) est la plus éloignée du centre de compression (figure III-8).

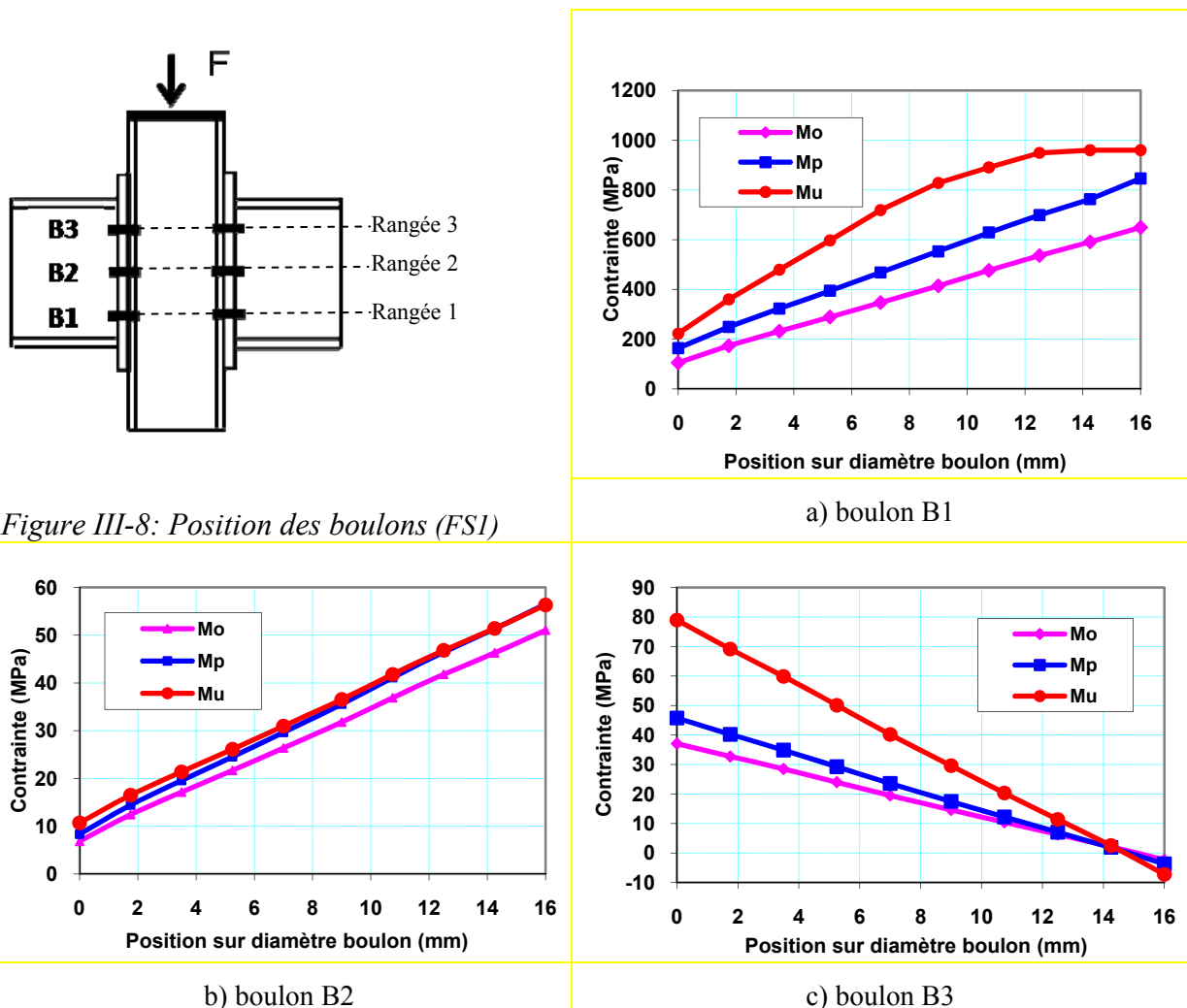


Figure III-9 : Evolution des contraintes dans les boulons de l'assemblage FS1

A l'examen de la figure III-9, on remarque que la contrainte maximale de traction apparaît sur le boulon B1 appartenant à la rangée 1, alors que les boulons de la rangée 2 et de la rangée 3 (B2 et B3) sont moins sollicités. La valeur de la contrainte de traction obtenue numériquement au milieu du diamètre des trois boulons est comparée aux résultats expérimentaux. Cette comparaison présente une bonne concordance pour le boulon B1. Par contre, pour le boulon B2, une différence entre les contraintes de traction obtenues numériquement et expérimentalement est observée. En outre, on remarque que les boulons situés dans la zone comprimée de l'assemblage (rangée 3) ne reprennent aucun effort.

Les répartitions des contraintes dans les sections des boulons issues du calcul numérique montrent une forme trapézoïdale (boulon B1) pour des moments inférieurs à 90 %



de la charge ultime (moment appliqué  $M_{pl}=38\text{kNm}$ ). A mesure que la force extérieure augmente, l'épure des contraintes dans le boulon prend successivement les formes montrées sur la figure III-9 a. Pour un niveau de charge supérieur à  $M_{pl}$ , une distribution élasto-plastique avec plastification d'un seul côté est observée à l'extrémité du boulon. En phase finale, pour une valeur de charge correspondant à la résistance ultime obtenue numériquement, cette plastification s'étend jusqu'à 15% du diamètre du boulon. Les boulons B2 et B3, soumis à des contraintes inférieures à la limite élastique, présentent une répartition de contrainte quasi-linéaires. En outre, on observe un changement de signe des contraintes dans le boulon B3, avec une zone tendue et une zone comprimée, bien marquées. Ces résultats numériques montrent que, dans un assemblage en flexion, le mode de sollicitation des boulons est une combinaison d'un effort normal de traction et d'un moment de flexion. Afin de compléter les informations, on présente à la figure III-10 la répartition des contraintes de von Misès dans les boulons obtenue numériquement. A partir de cette figure on remarque que les boulons B1 sont les plus sollicités (contrainte maximale). Toutefois, ces contraintes ne sont pas uniformes sur le diamètre du boulon ce qui confirme la flexion des boulons.

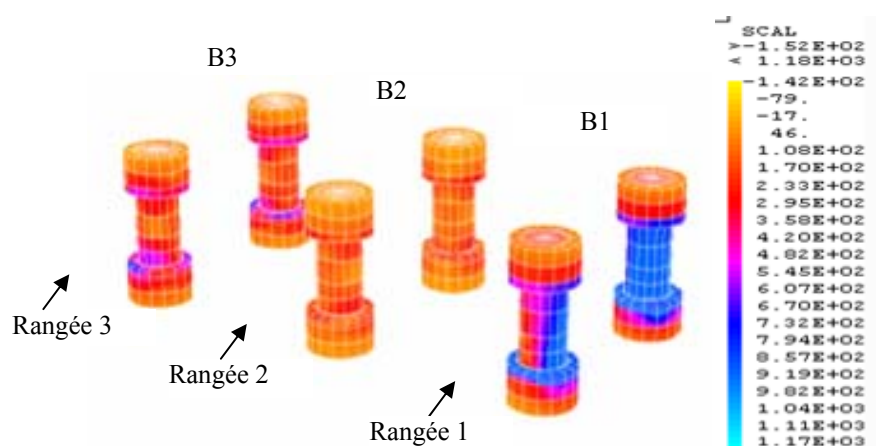


Figure III-10: Répartition des contraintes de von Misès dans les boulons de l'assemblage FS1

### 3.1.4.2 Assemblage avec platine débordante (FS2 et FS3)

On s'intéresse dans cette partie à l'évolution des contraintes dans les boulons appartenant à l'assemblage FS2 et FS3 (figures III-11 et III-12) pour différents niveaux de chargements. A partir des courbes, on remarque que la présence des raidisseurs de platine d'about influe de manière significative sur le comportement des boulons. Concernant l'assemblage FS2, la force de traction du boulon de la rangée 2 est maximale à l'étape initiale de chargement. Avec l'augmentation du moment appliqué, la force de traction du boulon de la rangée 2 atteint sa résistance ultime pour un moment  $M_p=43\text{kNm}$ , alors qu'à ce stade de chargement, le boulon appartenant à la rangée 1 est toujours dans le domaine élastique. Au delà du chargement  $M_p$ , le boulon B1 reprend les moments supplémentaires appliqués à l'assemblage qui à leur tour vont épuiser leur résistance propre de traction. Concernant l'assemblage FS3, les boulons de la rangée 1 se sont révélés être les plus sollicités et ce depuis le début de chargement, contrairement à ce qui a été observé dans l'assemblage FS2 sans raidisseur de platine d'about.

Au fur et à mesure que le moment de flexion augmente, les contraintes dans les boulons de la rangée 2 augmentent. Les boulons de l'assemblage FS3 n'ont pas eu à subir un niveau d'effort les amenant à fonctionner en dehors du domaine élastique. En outre, on

observe un changement de signe des contraintes dans le boulon B3, avec des zones tendue et une zone comprimée bien marquées pour les deux assemblages FS2 et FS3.

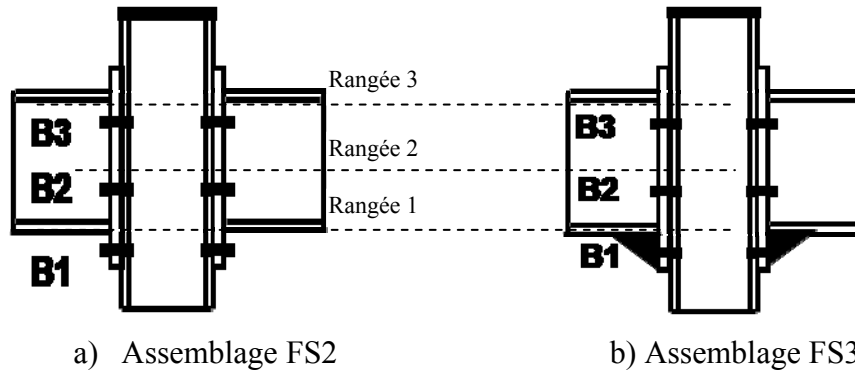
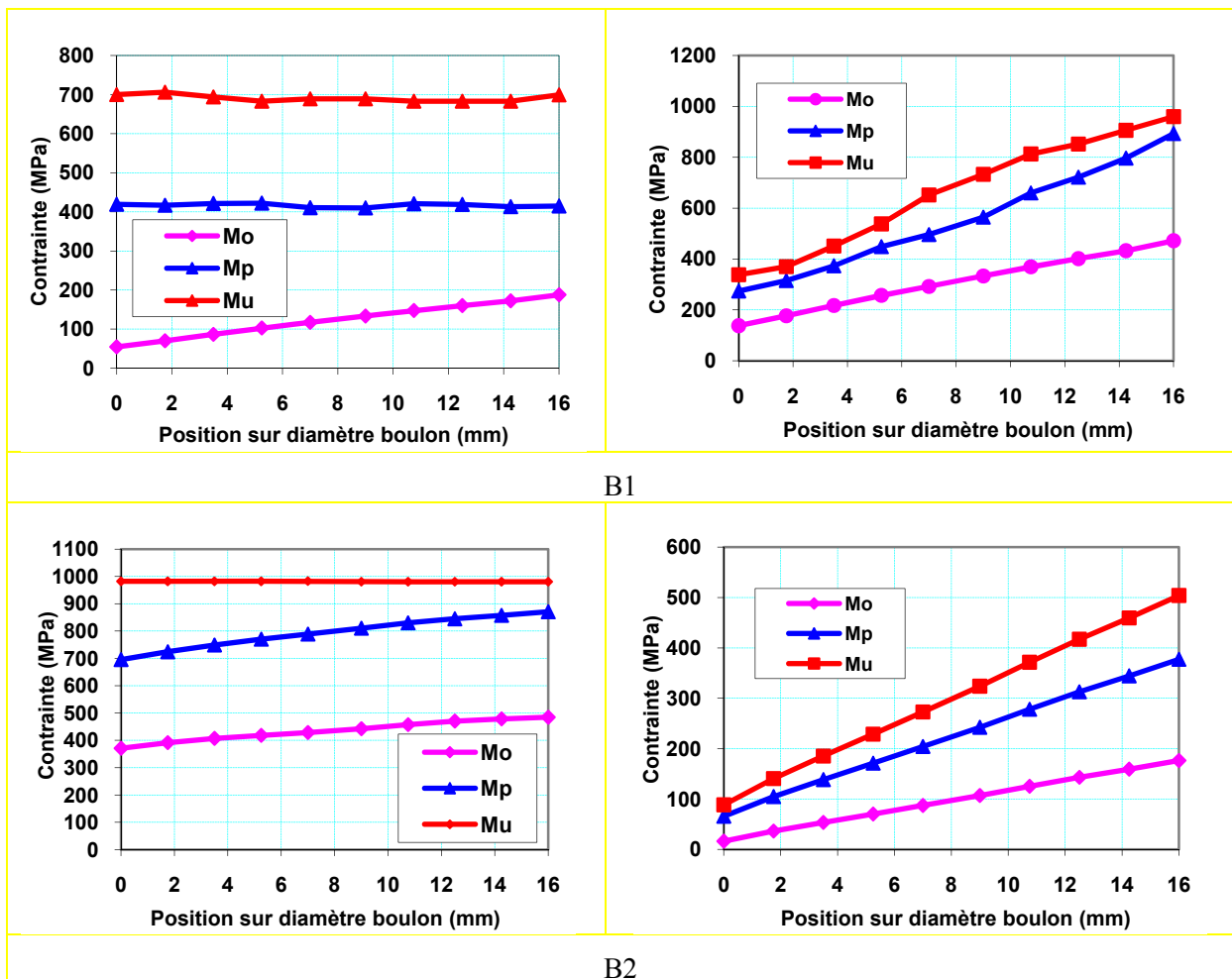


Figure- III-11 : Position des boulons



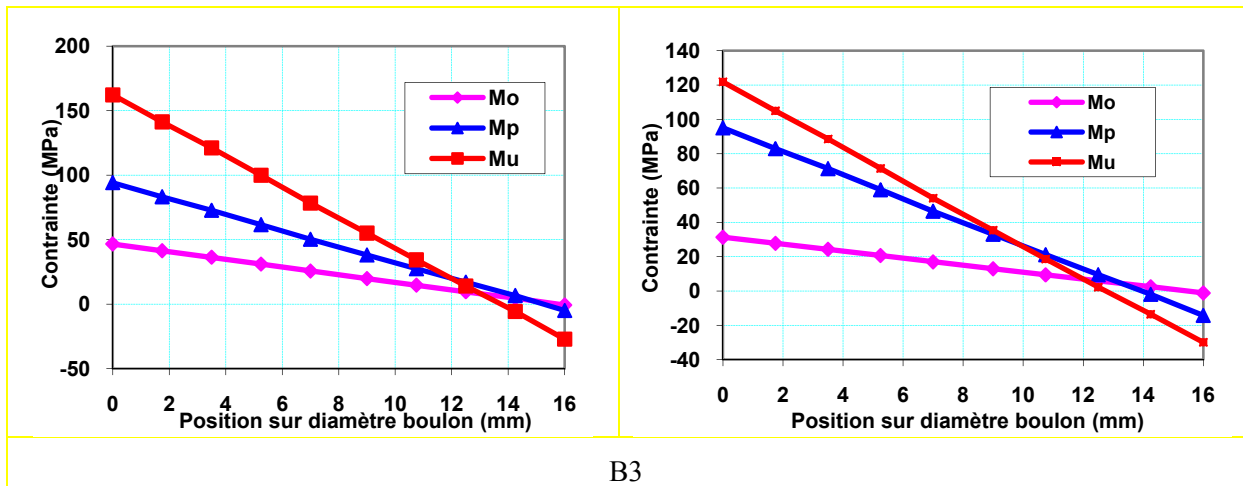


Figure III-12 : Evolution des contraintes dans les boulons (assemblages FS2 et FS3)

La figure III-13 montre la répartition des contraintes de von Misès dans les boulons appartenant aux assemblages FS2 et FS3 pour un moment appliqué égal au moment ultime ( $M_u$ ). A partir de ces figures, on observe une répartition de contrainte non homogène au niveau des différentes sections de boulons.

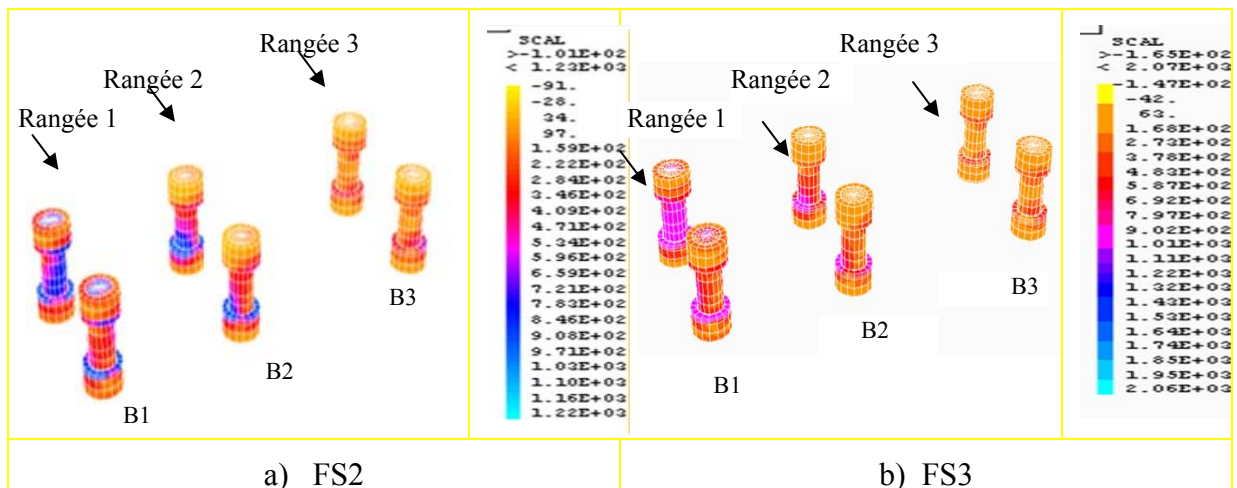


Figure III-13 : Répartition des contraintes dans les boulons (assemblages FS2 et FS3)

### 3.1.4.3 Assemblage FS4

L'évolution des contraintes dans les boulons appartenant à l'assemblage FS4 (figure 14), pour différents niveaux de chargement, est présentée à la figure III-15. On remarque à partir de ces figures que les forces de traction dans les boulons de la rangée 1 et de la rangée 2 en dessous de la semelle tendue de la poutre sont plus élevées par rapport aux boulons des rangées 3 et 4. Toutefois, on remarque que les boulons de la rangée 1 sont plus sollicités par rapport aux boulons de la rangée 2 pour les différentes étapes de chargement. Ces efforts dans les boulons obtenus numériquement sont identiques à ceux obtenus expérimentalement. Avec l'augmentation du moment appliqué, la force de traction de la rangée extérieure de boulon (au dessus de la semelle de la poutre tendue) atteint sa résistance ultime pour un chargement égal à  $M_p$ , alors qu'à ce stade de chargement le boulon appartenant à la rangée 2 est toujours dans

le domaine élastique. Au fur et à mesure que le moment de flexion augmente les contraintes dans les boulons de la rangée 2 augmentent. En outre, on observe un changement de signe des contraintes dans les boulons B3 et B4, avec une zone tendue et une zone comprimée sur le diamètre du boulon.

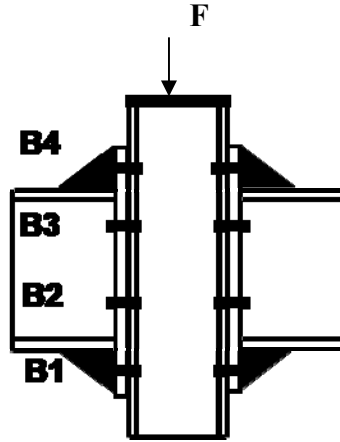


Figure III-14: Identification des boulons assemblage FS4

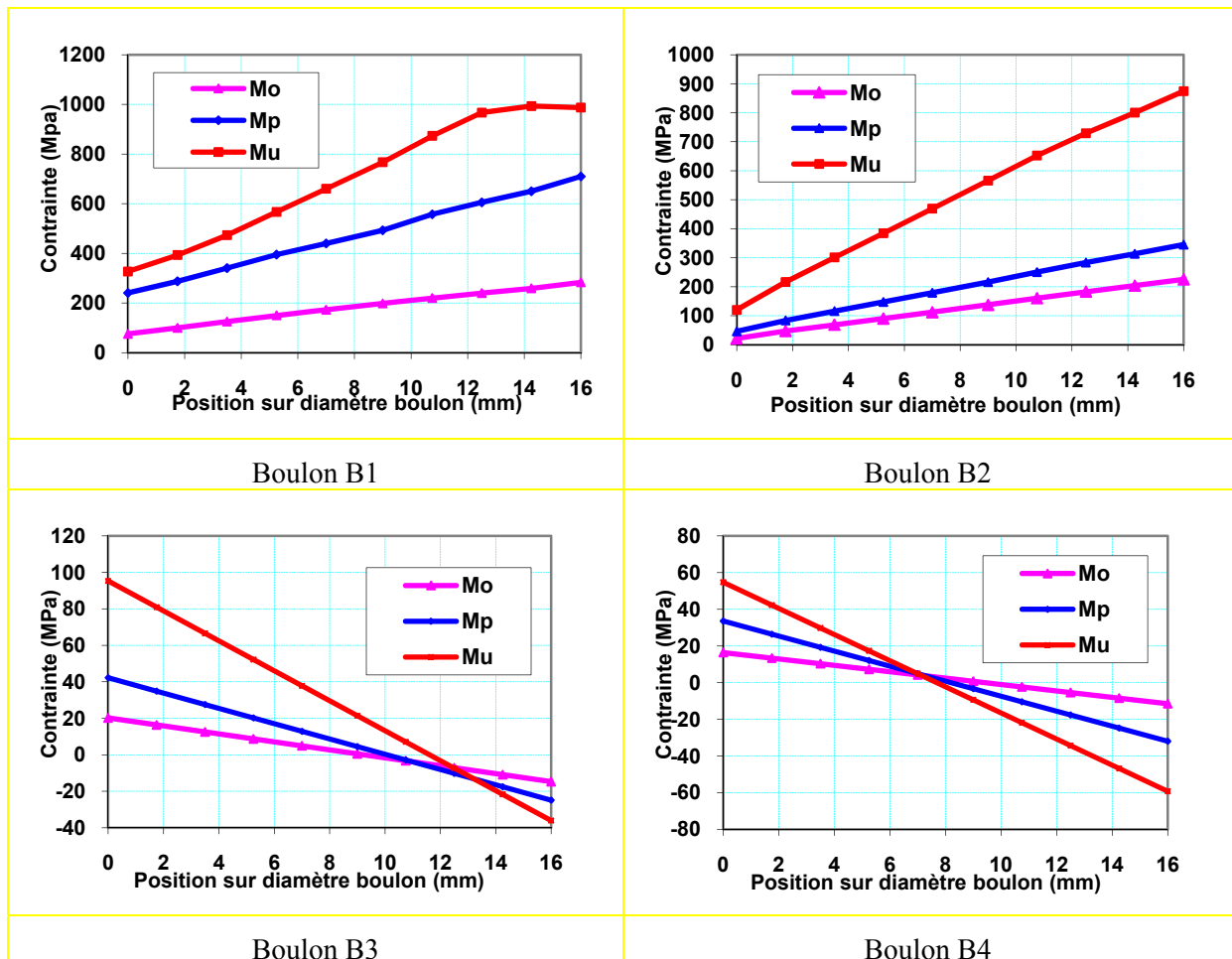


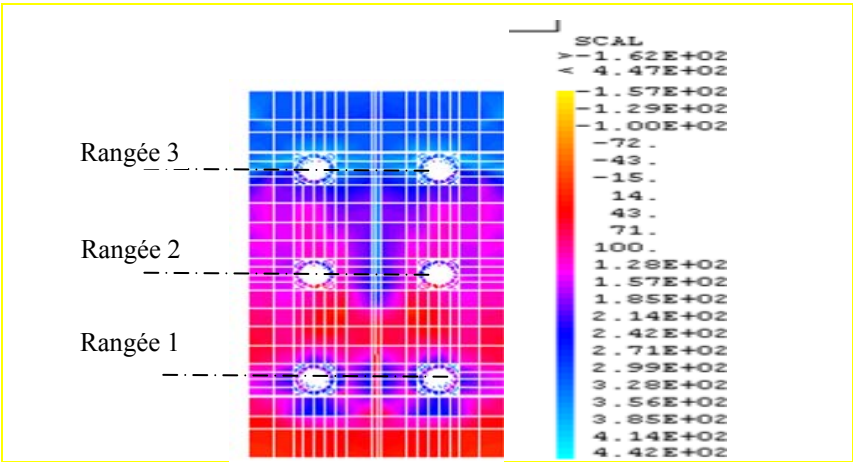
Figure III-15 : Evolution des contraintes dans les boulons de l'assemblage FS4

### 3.1.5 Répartition des contraintes dans la platine d'about

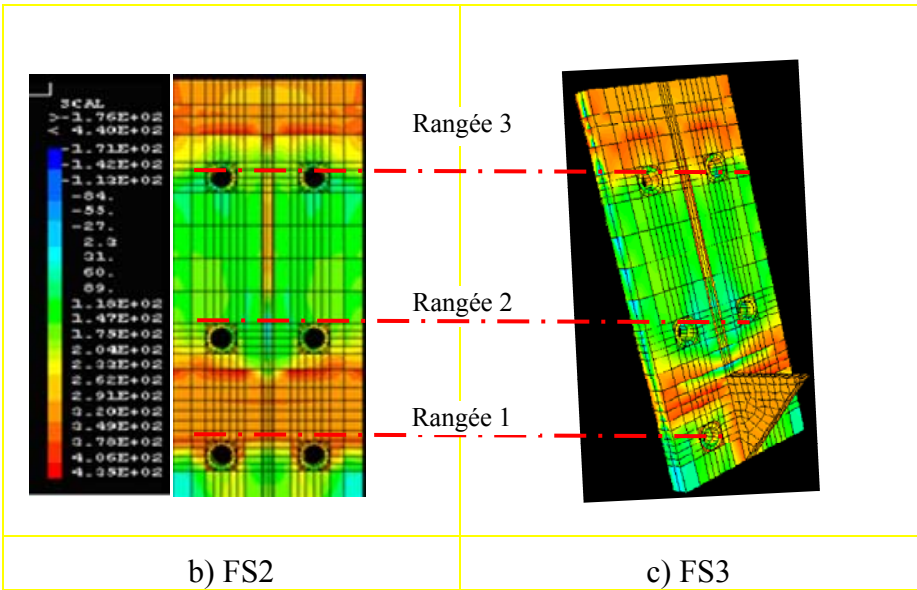
La répartition des contraintes de von Misès dans la platine d'about est obtenue pour un niveau de chargement correspondant au moment ultime ( $M_u$ ). A partir de la figure III-16 a, on

remarque que pour l'assemblage FS1, la concentration des contraintes est localisée au niveau de la partie comprimée de la platine d'about et autour des trous de boulon de la partie tendue de la première rangée de boulon.

Pour les assemblages avec platine débordante (FS2 et FS3), l'analyse des figures III-16b permet de constater clairement l'effet de la présence du raidisseur sur la répartition des contraintes. En effet, pour l'assemblage FS2 (sans raidisseur de platine), la concentration des contraintes de von Misès est située dans la zone entre les rangées de boulons 1 et 2. Pour l'assemblage FS3, la concentration des contraintes est relevée au voisinage du raidisseur de platine. Le même constat est relevé pour l'assemblage FS4 caractérisé par la présence de raidisseurs dans les parties tendue et comprimée de la platine d'about à savoir une concentration de contraintes dans ces raidisseurs (figure III-16c). Ainsi, nous pouvons conclure que le raidisseur influe sur le comportement de la platine et de l'assemblage en générale.

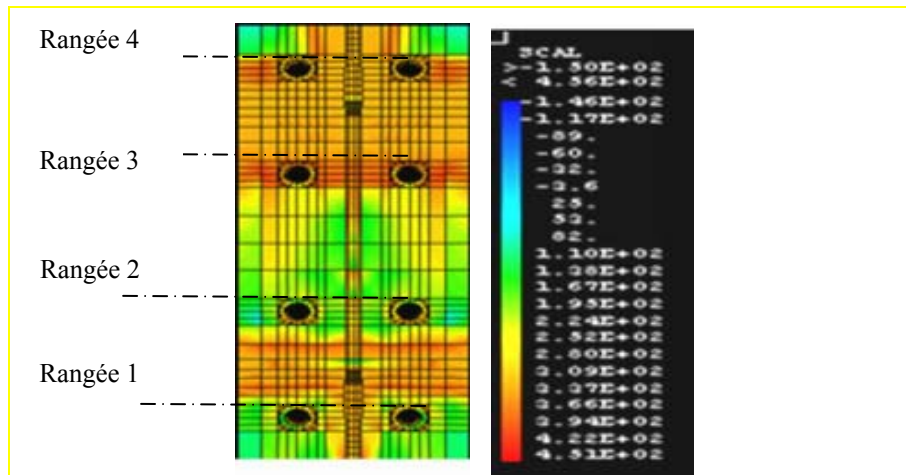


a) FS1



b) FS2

c) FS3



d) FS4

Figure III-16: Répartition des contraintes de von Mises dans la platine d'about de FS4

### 3.2 Etude paramétrique

Afin d'étudier le comportement de diverses configurations d'assemblages, une étude paramétrique portant sur l'effet de la rigidité du poteau et la position des raidisseurs de platine d'about sur le comportement des assemblages est effectuée. Nous présentons dans ce qui suit les résultats numériques obtenus pour le cas d'un assemblage avec platine d'about non débordante en considérant le poteau rigide (indéformable en utilisant un module de Young très grand) ainsi que le cas d'un assemblage avec platine d'about débordante en considérant d'une part le poteau rigide, et d'autre part le poteau flexible tout en faisant varier la position des raidisseurs de platine d'about. Pour illustrer les effets des divers paramètres étudiés nous présentons les courbes moment-rotation, les déformées des assemblages, les déformées des platines d'about ainsi que les répartitions des contraintes dans les boulons et les platines.

#### 3.2.1 Assemblage avec platine non débordante (poteau indéformable)

##### 3.2.1.1 Evolution de la courbe Moment-Rotation

Les courbes moment-rotation obtenues par analyse numérique pour les assemblages avec semelle flexible et rigide sont représentées sur la figure III-17. Le poteau rigide est représenté par un module d'élasticité très grand (âme et semelle).

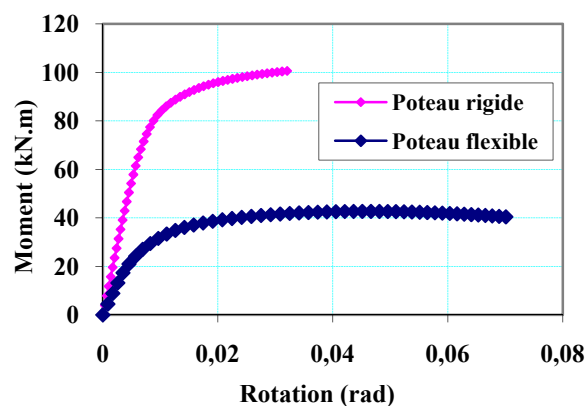


Figure III-17 : Courbe Moment-Rotation

La figure III-17 montre la grande influence de la rigidité du poteau. En effet, celui-ci constituait une source de déformation importante dans l'assemblage. La rigidité initiale de l'assemblage avec poteau rigide augmente de près de 360 % par rapport à l'assemblage avec poteau flexible et la résistance augmente de près de 300 %.. De plus, nous relevons une diminution de la capacité de rotation de l'assemblage avec poteau rigide par rapport à l'assemblage flexible (de l'ordre de 230 %). L'ensemble des résultats relatifs à la rigidité initiale, le moment résistant et la capacité de rotation sont donnés dans le tableau III-2.

Spécimen	$S_{j,ini}^{(num)}$ [kNm / rad]	$M_{j,Rd}^{(num)}$ [kNm]	$\Phi_u^{(num)}$ [rad]
FS1	11548	90	0,07
FS11	3169	29	0,03
Poteau rigide/flexible	3,64	3,10	2,33

Tableau III-2 : Paramètres de la courbe moment rotation

### 3.2.1.2 Déformée de l'assemblage

La figure III-18 montre la déformée de l'assemblage FS1 en considérant la semelle de poteau rigide. Dans ce cas, c'est la platine d'about qui pilote le comportement de l'assemblage. Nous constatons aussi une séparation de la platine d'about par rapport à la semelle du poteau au niveau de la semelle tendue de la poutre.

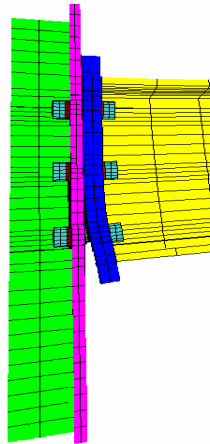


Figure III-18 : Déformée de l'assemblage avec poteau rigide

### 3.2.1.3 Déformée de la platine d'about

Nous traçons les déplacements horizontaux relatifs de la platine d'about pour différents niveaux de chargements (Figure III-19). Ainsi, ce sont les déformations excessives dans la zone de traction qui limitent la résistance de l'assemblage. En outre, nous constatons un décollement important au niveau de la semelle tendue de la poutre qui s'étale sur une distance de près de 155 mm de la hauteur de la platine.

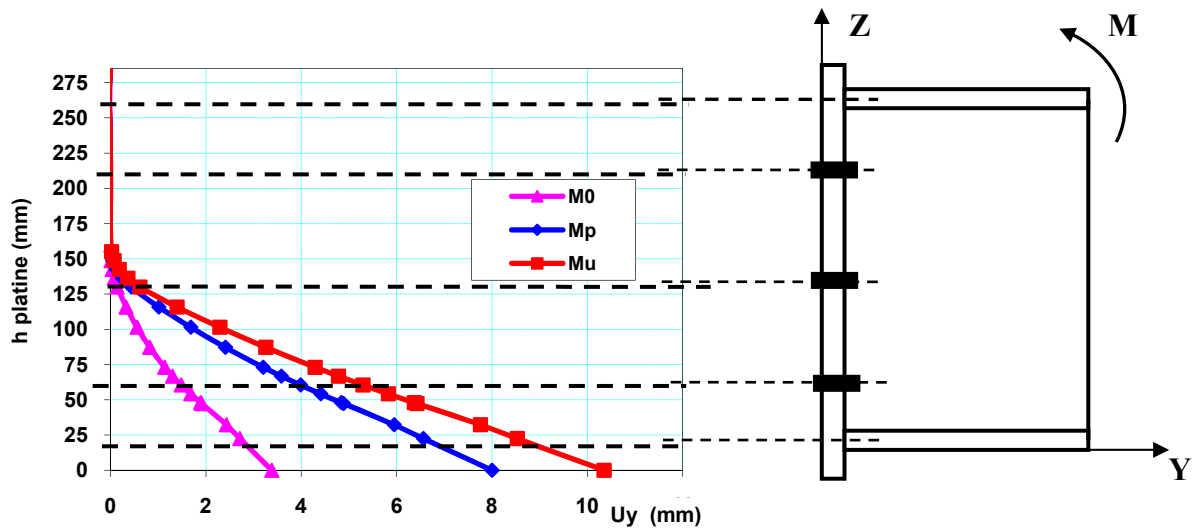
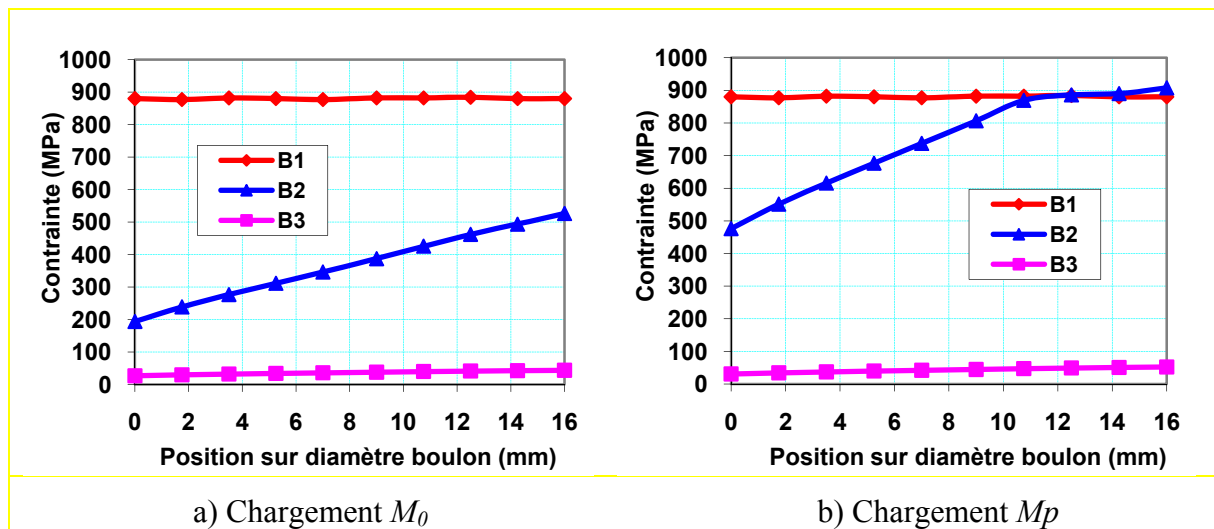


Figure III-19 : Evolution des déplacements de la platine d'about (poteau rigide)

### 3.2.1.4 Répartition des contraintes dans les boulons

Nous présentons sur la figure III-20 la répartition des contraintes dans les boulons appartenant à différentes rangées. La figure III-20a montre que pour un chargement correspondant à  $M_0$ , les boulons de la rangée 1 reprennent un effort de traction maximal et atteignent leur résistance ultime alors que l'effort de traction repris par les rangées 2 et 3 est relativement faible. Pour un niveau de chargement supérieur à  $M_0$ , le moment supplémentaire ( $M-M_0$ ) appliquée est repris par les boulons de la rangée 2 (figure III-20b). Pour un chargement correspondant à  $M_p$ , les boulons de la rangée 2 présentent une plastification de 15% du diamètre du boulon. Pour le moment ultime  $M_u$ , la figure III-20c montre que les boulons de la rangée 2 se plastifient complètement.





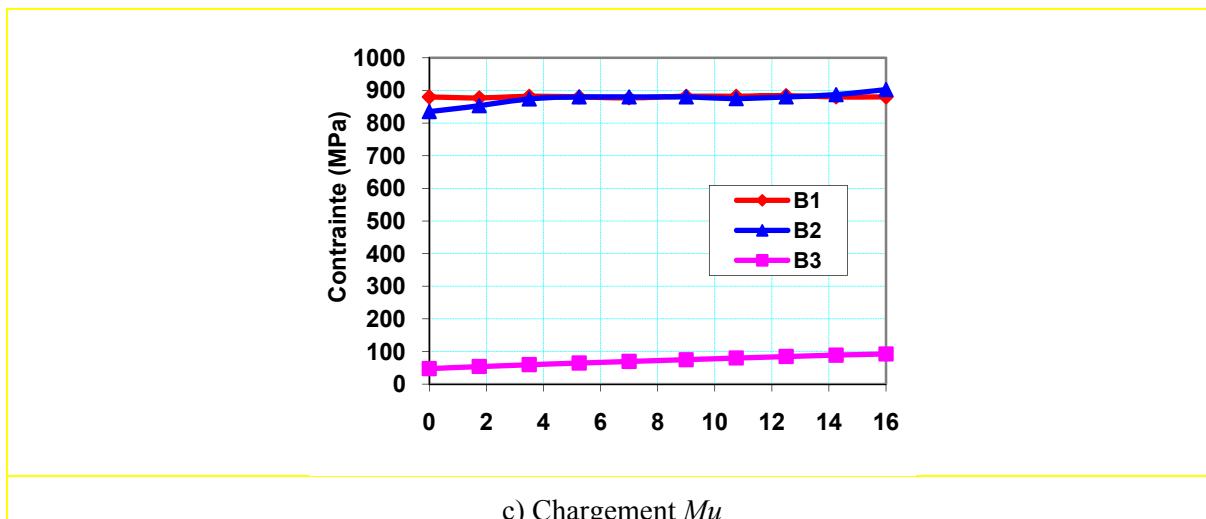


Figure III-20 : Evolution des contraintes dans les boulons (poteau rigide)

### 3.2.1.5 Répartition des contraintes dans la platine d'about

La figure III-21 montre la répartition des contraintes dans la platine d'about appartenant à un assemblage avec semelle de poteau rigide. Nous constatons que la concentration des contraintes est située au niveau de la partie tendue de la platine d'about et au niveau de la semelle de la poutre comprimée contrairement à ce qui a été observé dans le cas de l'assemblage avec semelle de poteau flexible. Ce qui confirme que la position du centre de compression se trouve au niveau de la semelle comprimée de la poutre.

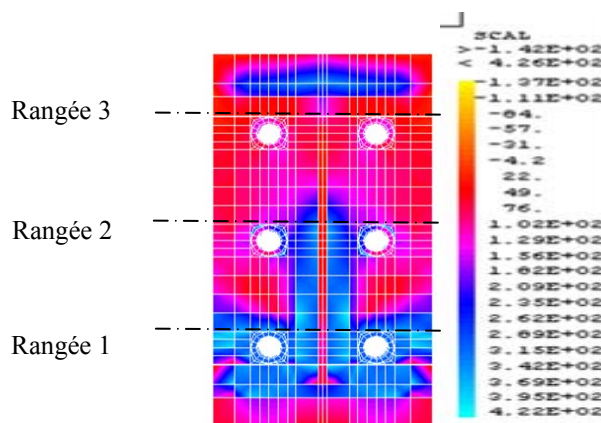


Figure III-21 : Répartition des contraintes de von Misès dans la platine d'about (poteau rigide)

### 3.2.2 Assemblage avec platine débordante (position du raidisseur)

L'assemblage avec platine débordante des deux côtés est considéré avec poteau flexible ou rigide. Un autre paramètre variable est la présence ou non de raidisseurs de platine d'about en zones comprimée et tendue. La figure III-22 illustre les quatre configurations étudiées résumées ci-après :

- 1- Assemblage avec deux raidisseurs de platine (FS4) ;
- 2- Assemblage avec un seul raidisseur en zone comprimée (FS41) ;
- 3- Assemblage avec un seul raidisseur en zone tendue (FS42) ;
- 4- Assemblage sans raidisseur (FS43) ;

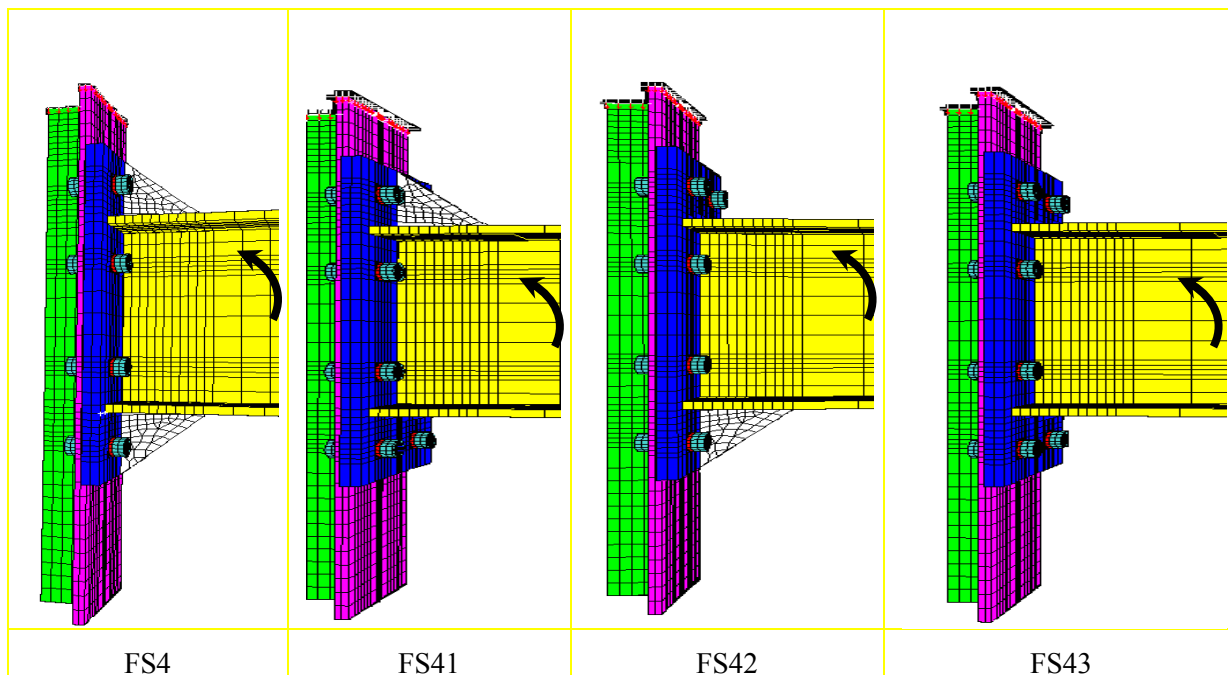


Figure III-22 : Configuration des assemblages

### 3.2.2.1 Courbes Moment-Rotation

Les courbes moment-rotation obtenues numériquement sont présentées sur la figure III-23. Le tableau III-3 récapitule les valeurs des paramètres des assemblages étudiés à savoir le moment résistant, la capacité de rotation et la rigidité initiale.

Pour l'assemblage avec semelle rigide, nous relevons que la présence des raidisseurs de platine d'about dans les zones tendue et comprimée de l'assemblage permet un gain de résistance de 21 % et un gain de rigidité initiale de 25 % par rapport à un assemblage non raidi. En plus, la présence du raidisseur de la platine seulement dans la zone comprimée de l'assemblage joue un rôle important par rapport à la présence du raidisseur seulement dans la zone tendue de l'assemblage. Ainsi, le raidisseur en zone comprimée améliore la résistance en compression de l'âme du poteau (lorsque celle-ci est déformable). Ceci peut être expliqué par le fait que la compression est répartie sur une zone plus grande de l'âme du poteau par rapport au cas où seule la semelle de poutre transmet un effort de compression (compression localisée).

Pour l'assemblage avec semelle flexible, nous notons que la présence des raidisseurs de platine d'about dans la zone tendue et comprimée permet un gain de résistance de 20 % et un gain de 29,6 % dans la rigidité initiale par rapport à un assemblage non raidi. De plus, la présence du raidisseur de platine seulement dans la zone tendue de l'assemblage joue un rôle important par rapport à la présence du raidisseur seulement dans la zone comprimée de l'assemblage contrairement à ce qui a été observé dans le cas des poteaux flexible. Ceci peut être expliqué par le fait qu'avec des raidisseurs en zone tendue, c'est le tronçon en té de cette zone qui est renforcé. Pour la zone comprimée, c'est le centre de compression qui est déplacé en présence du raidisseur de platine. Pour les deux raidisseurs (dans les zones tendue et comprimée) ce sont les deux phénomènes qui sont combinés (bras de levier plus grand et résistance de zone tendue plus grande).

De même que pour le cas d'un assemblage avec platine non débordante, la figure III-23 montre une diminution très importante de la capacité de rotation de l'assemblage avec

semelle rigide. La capacité de rotation passe de 60 mrad pour un assemblage avec poteau flexible à 12 mrad pour un assemblage avec poteau rigide.

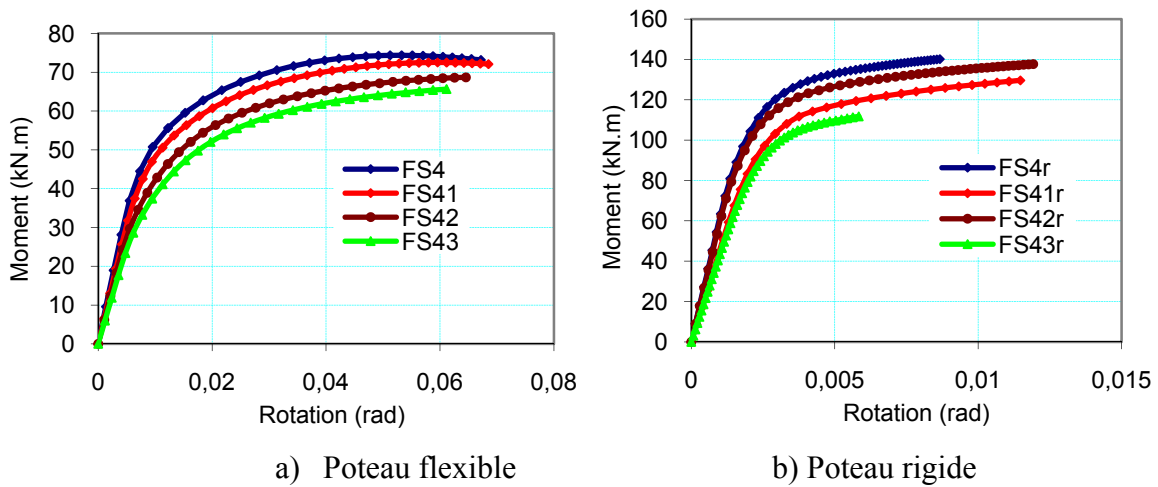


Figure III-23 : Courbes Moment-Rotation des assemblages

	Moment résistant [kNm]	Rigidité initiale [kNm/rad]
FS4	60	6126
FS41	56	6573
FS42	50	5258
FS43	47	4891
FS4r	120	61917
FS41r	108	46058
FS42 r	115	59689
FS43r	100	43564

Tableau III-3 : Caractéristiques d'assemblages (raidisseurs et rigidité de poteau)

### 3.2.2.2 Déformées des assemblages

Nous présentons à la figure III-24 une vue globale des déformées numériques des assemblages, avec des poteaux rigide et flexible. Comme nous pouvons le constater, la rigidité du poteau influe sur la forme de la déformée des assemblages. Ainsi, c'est la platine d'about qui pilote le comportement des assemblages testés. Nous constatons aussi que la présence des raidisseurs influe sur le mode de déformation de la platine d'about. Ainsi, les assemblages avec des raidisseurs dans la zone tendue présentent un grand décollement entre la platine et la semelle du poteau et une absence de l'effet de levier. Par contre, pour les assemblages sans raidisseur dans la zone tendue le décollement est important au niveau de la semelle tendue de la poutre et une déformée, telle qu'un effet de levier peut se développer, est observée.

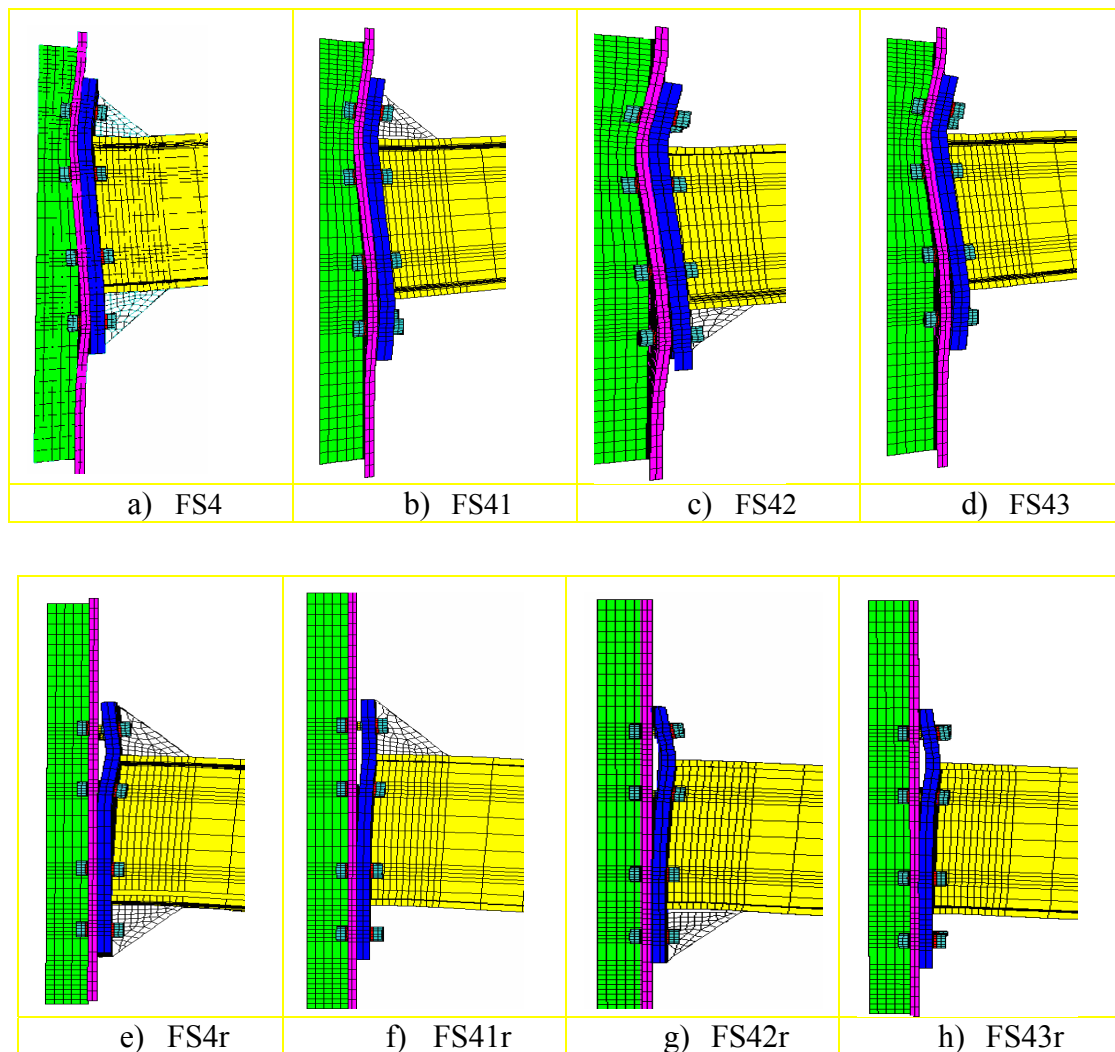
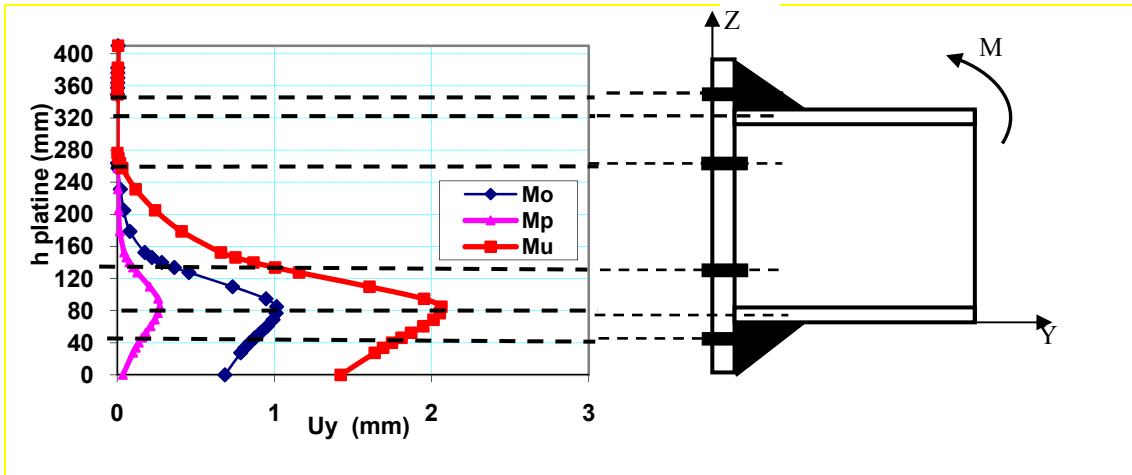


Figure III-24 : Déformées des assemblages (modèle numérique)

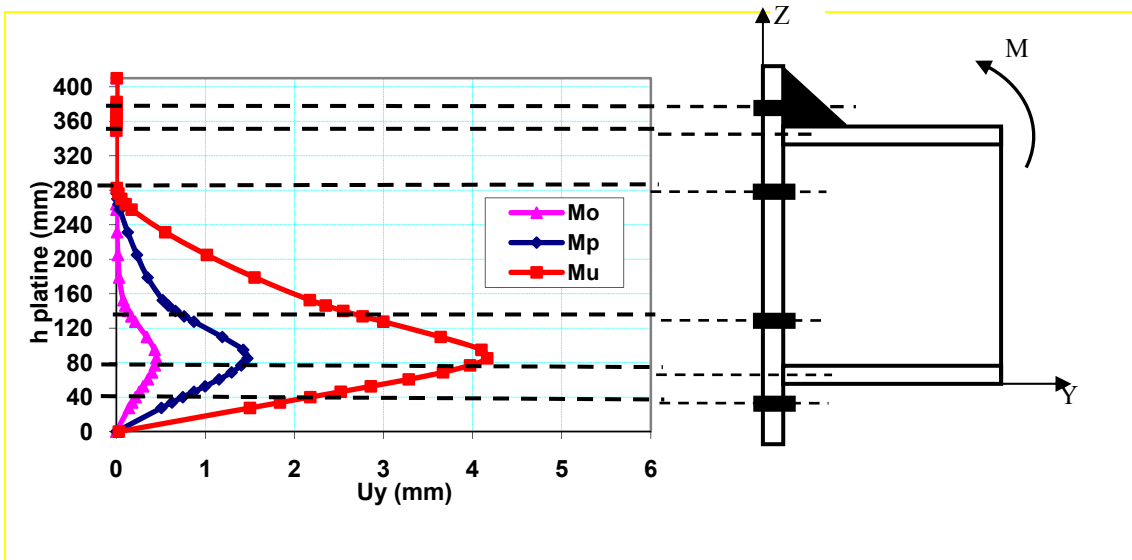
### 3.2.2.3 Déformées des platines d'about

Nous traçons les déplacements horizontaux de la platine d'about appartenant aux 4 assemblages avec poteaux rigides, en fonction de la hauteur de la platine d'about pour différents niveaux de chargement ( $M_0$ ,  $M_p$  et  $M_u$ ) (Figure III-25). Ces courbes montrent que :

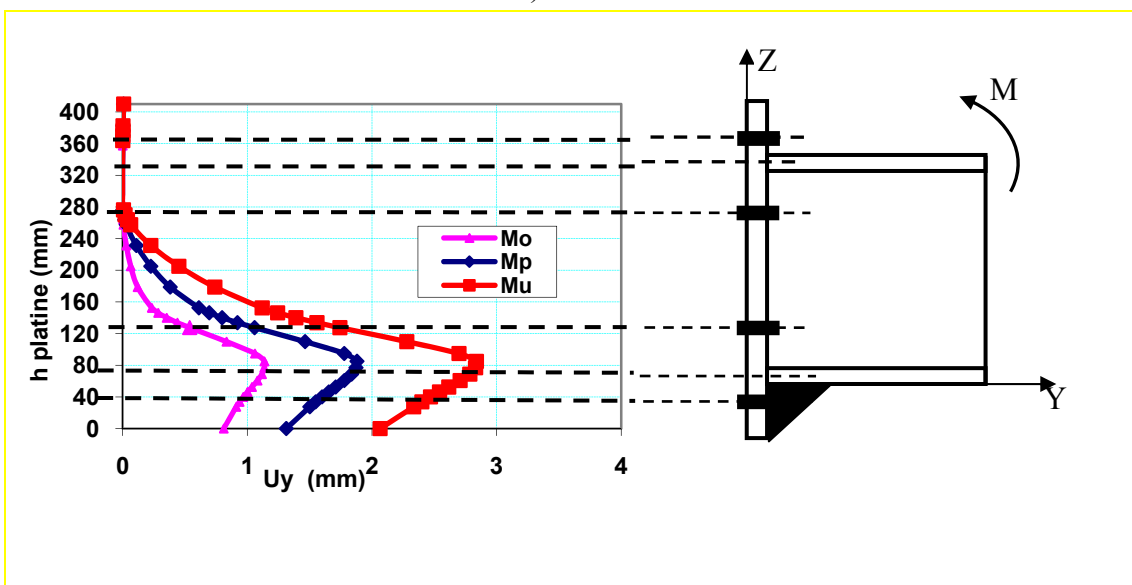
- Les déformées de la platine d'about gardent la même allure.
- Le déplacement maximal des assemblages, pour les différents niveaux de chargement, avec ou sans raidisseurs est situé au niveau de la semelle tendue de la poutre. Toutefois, la présence des raidisseurs dans cette zone permet un déplacement de la platine à son extrémité contrairement aux assemblages sans raidisseurs.
- En présence du raidisseur de platine en zone tendue, un décollement se produit entre la platine et la semelle du poteau.
- Au niveau du centre de compression, un déplacement se développe.



a) FS4r



b) FS41r



c) FS42r

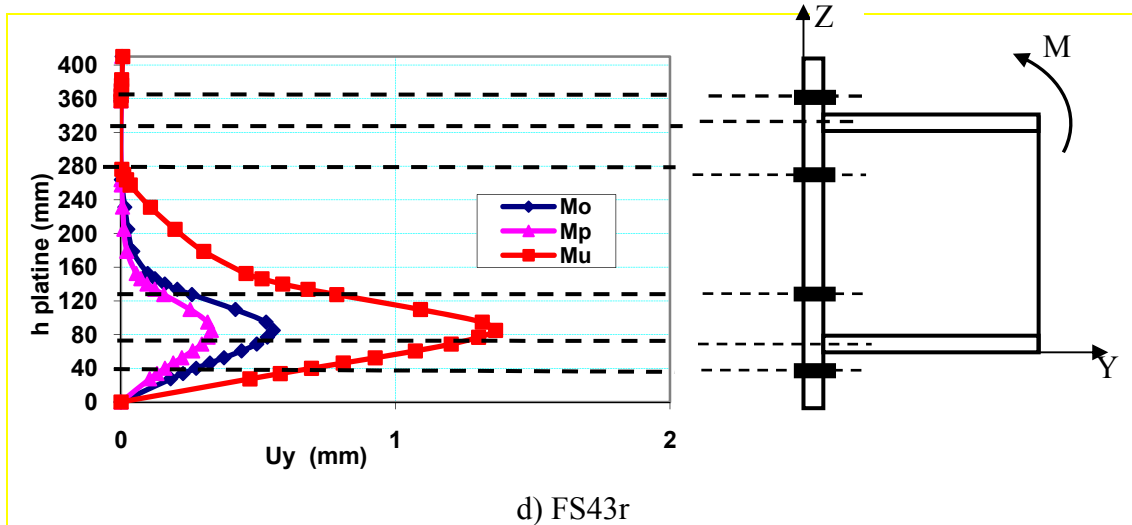


Figure III-25: Déplacements de la platine d'about (assemblages avec poteau rigide)

### 3.3 Assemblage poutre-poutre

#### 3.3.1 Description du modèle éléments finis d'assemblages

Les assemblages étudiés dans cette partie sont identiques aux assemblages poteau-poutre décrit ci-dessus avec une absence de l'élément poteau du système (voir figure III-26). Ainsi, les mêmes maillages et types d'éléments finis pour la modélisation sont adoptés (figure III-27). Les conditions aux limites considérées sont illustrées par la figure II-28.

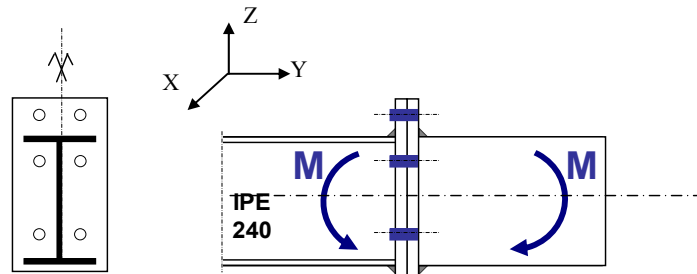


Figure III-26: Configuration d'assemblage modélisé

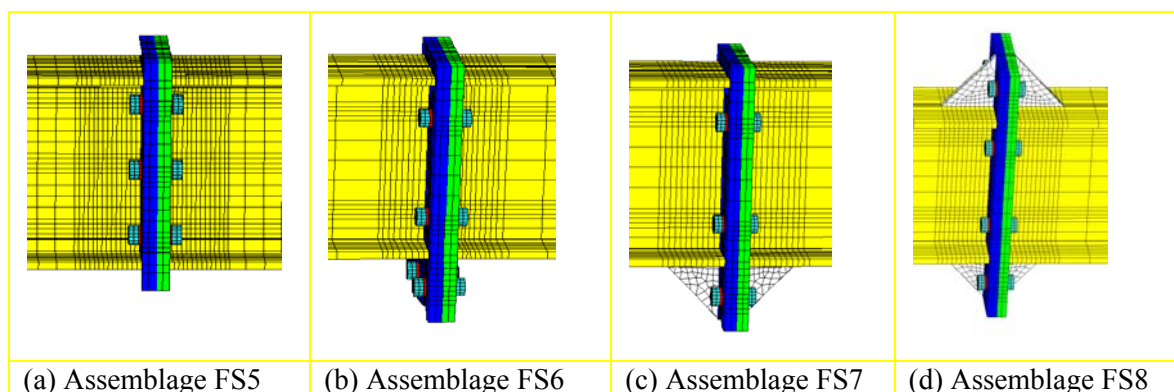


Figure III-27 : Maillage des assemblages (vue 3D)

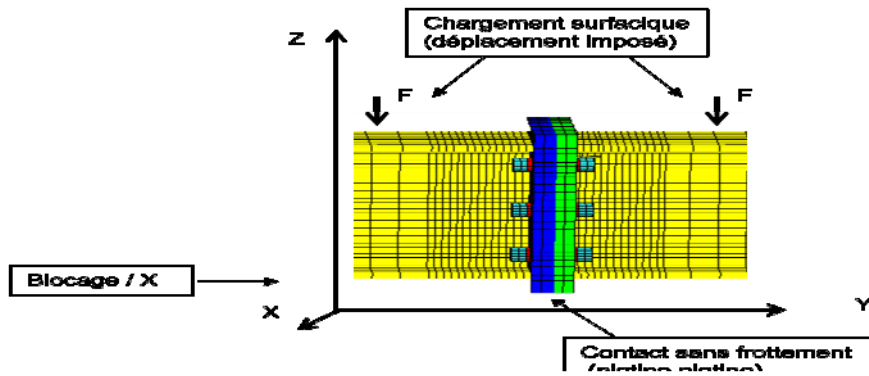


Figure III-28 Conditions aux limites

### 3.3.2 Résultats de calculs numériques d'assemblages poutre-poutre

Dans ce qui suit nous présentons les résultats des courbes moment-rotation ( $M-\phi$ ) globales obtenues numériquement pour les quatre assemblages testés. Nous présentons également les déformées des assemblages, la déformée de la platine d'about et la répartition des contraintes dans les boulons et dans la platine d'about.

#### 3.3.2.1 Courbes Moment-Rotation

Les courbes moment-rotation des assemblages poutre-poutre (FS5, FS6, FS7 et FS8) numériques et expérimentales (figure III-29) montrent que le modèle numérique donne des résultats satisfaisants aussi bien dans le domaine élastique que dans le domaine plastique du comportement. La présence des raidisseurs de platine permet des gains de résistance de 10 % et de rigidité initiale de 29 % par rapport aux platines non raidies.

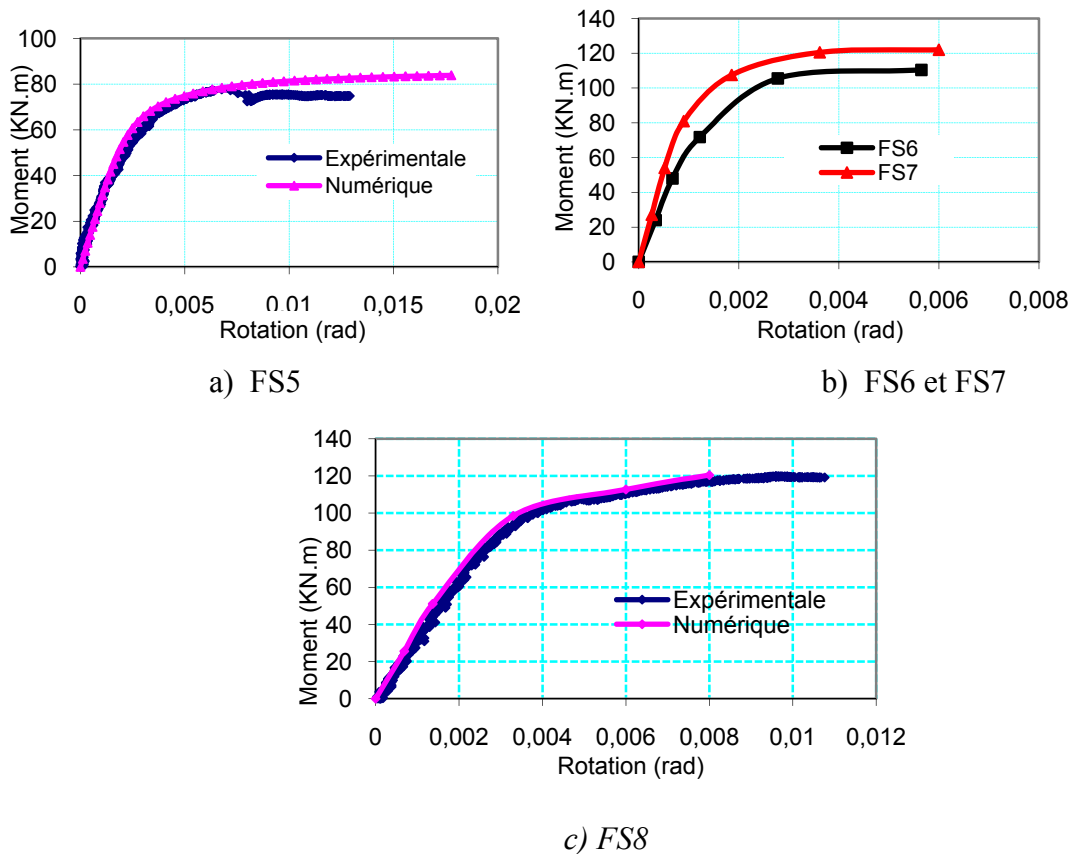


Figure III-29 : Courbe Moment-Rotation des assemblages poutre-poutre

### 3.3.2.2 Déformées des assemblages

Qualitativement, la comparaison des déformées d'assemblages poutre-poutre, obtenues par simulation numérique et observées expérimentalement sous moment ultime ( $M_u$ ), montre une bonne performance du modèle numérique (Figure III-30). Le mécanisme de ruine est caractérisé essentiellement par la flexion de la platine d'about au niveau de la zone tendue pour les quatre assemblages. Toutefois, la déformation de l'assemblage non raidi est relativement plus importante que celle de l'assemblage raidi par platine.

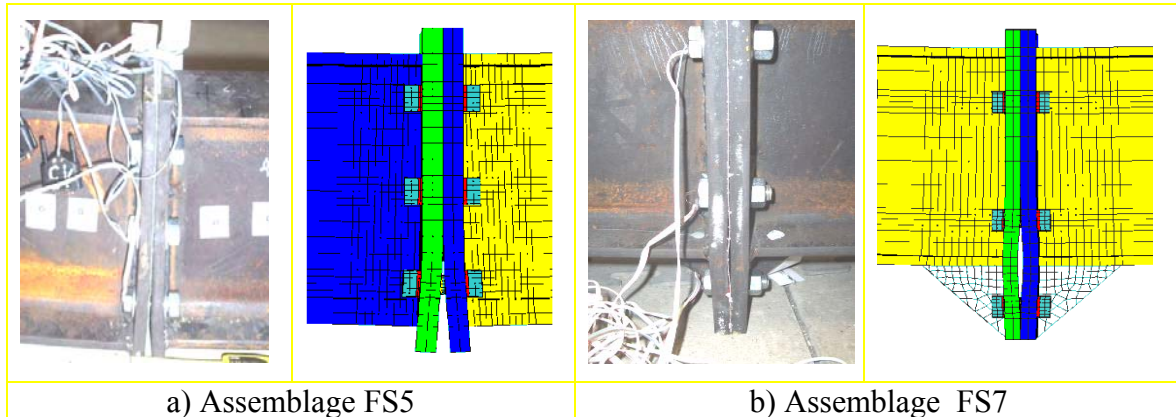
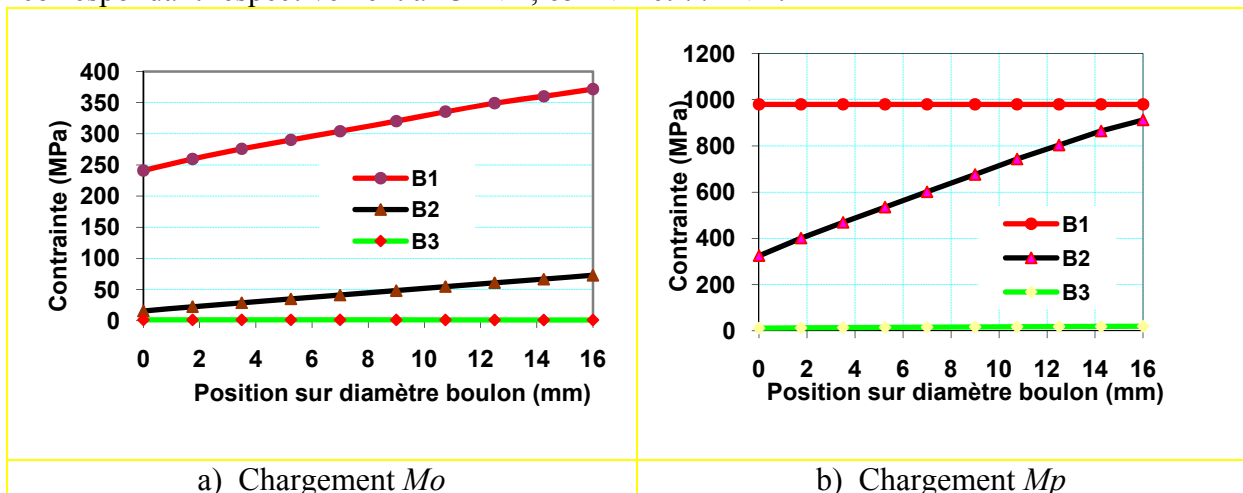


Figure III-30 : Déformée de l'assemblage poutre-poutre

### 3.3.2.3 Répartition des contraintes dans les boulons

Nous nous intéressons particulièrement dans cette partie aux contraintes normales dans les boulons de l'assemblage FS5. Après traitement des données numériques, nous obtenons les courbes de répartition des contraintes normales (figure III-31), pour trois boulons appartenant à différentes rangées, produites par les moments appliqués ( $M_0$ ,  $M_p$  et  $M_u$ ) correspondant respectivement à 23kNm, 65kNm et 77kNm.





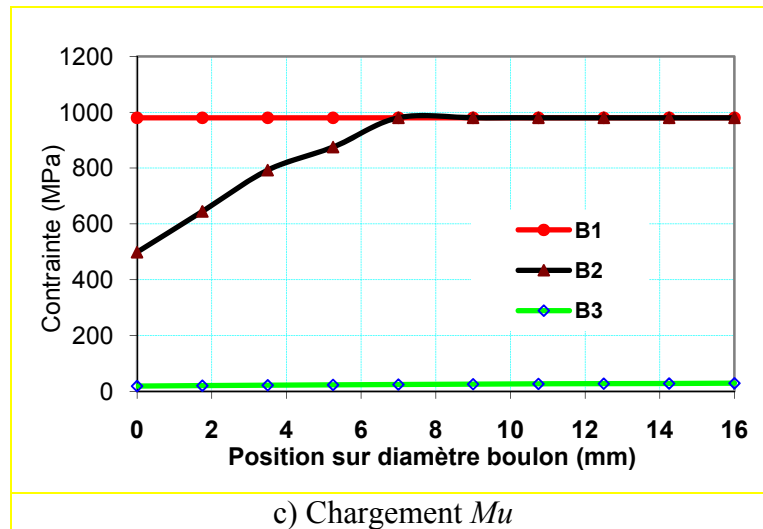


Figure III-31: Evolution des contraintes dans les boulons (assemblage FS5)

La figure III-31 montre que la contrainte maximale de traction pour un chargement correspondant à  $M_0$  apparaît sur le boulon B1, alors que les boulons des rangées 2 et 3 sont moins sollicités (Figure III- 31a). Pour un chargement correspondant à  $M_p$  une plastification sur la totalité du diamètre du boulon est observée au niveau du boulon B1. Par contre, à ce stade de chargement, le boulon B2 est soumis à des contraintes inférieures à la limite élastique (Figure III-31b). Pour un chargement correspondant à  $M_u$ , nous observons une augmentation rapide des contraintes dans le boulon B2 avec une plastification d'un seul côté observée à l'extrémité du boulon. Cette plastification s'étend jusqu'à 50 % du diamètre du boulon. Par contre, les boulons de la rangée 3 présentent des contraintes très faibles. Les contraintes de von Misès (figure III-32) montrent que les boulons de la première rangée sont les plus sollicités. Toutefois, ces contraintes sont uniformes sur le diamètre du boulon B1 et non uniforme sur le boulon B2.

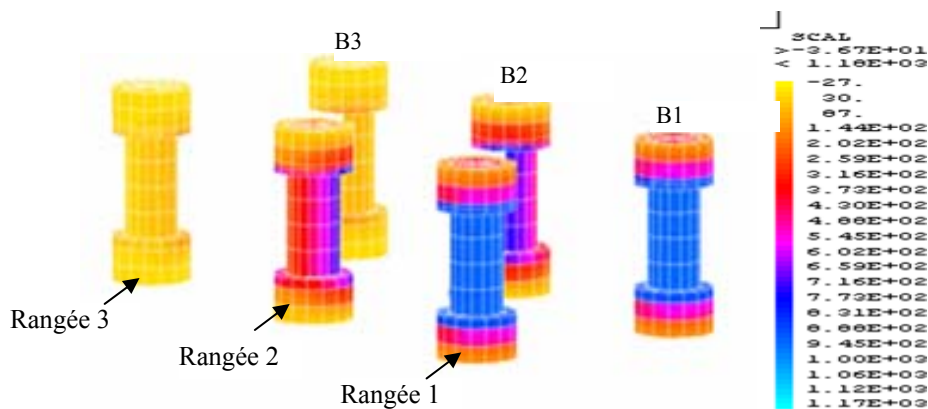


Figure III-32 : Contraintes de von Misès dans les boulons (assemblage FS5)

### 3.3.2.4 Déformée de la platine d'about

Nous nous sommes intéressés dans cette partie à la déformée de la platine d'about représentée par les déplacements horizontaux (figure III-33), pour un niveau de chargement correspondant à  $M_u$ . Pour l'assemblage FS5, nous remarquons (figure III-33a) que le déplacement de la platine reste uniforme sur toute sa largeur avec un maximum à l'extrémité

au niveau de la zone tendue. Pour les assemblages avec platine débordante, le déplacement n'est pas uniforme sur la largeur de la platine en particulier dans la zone tendue.

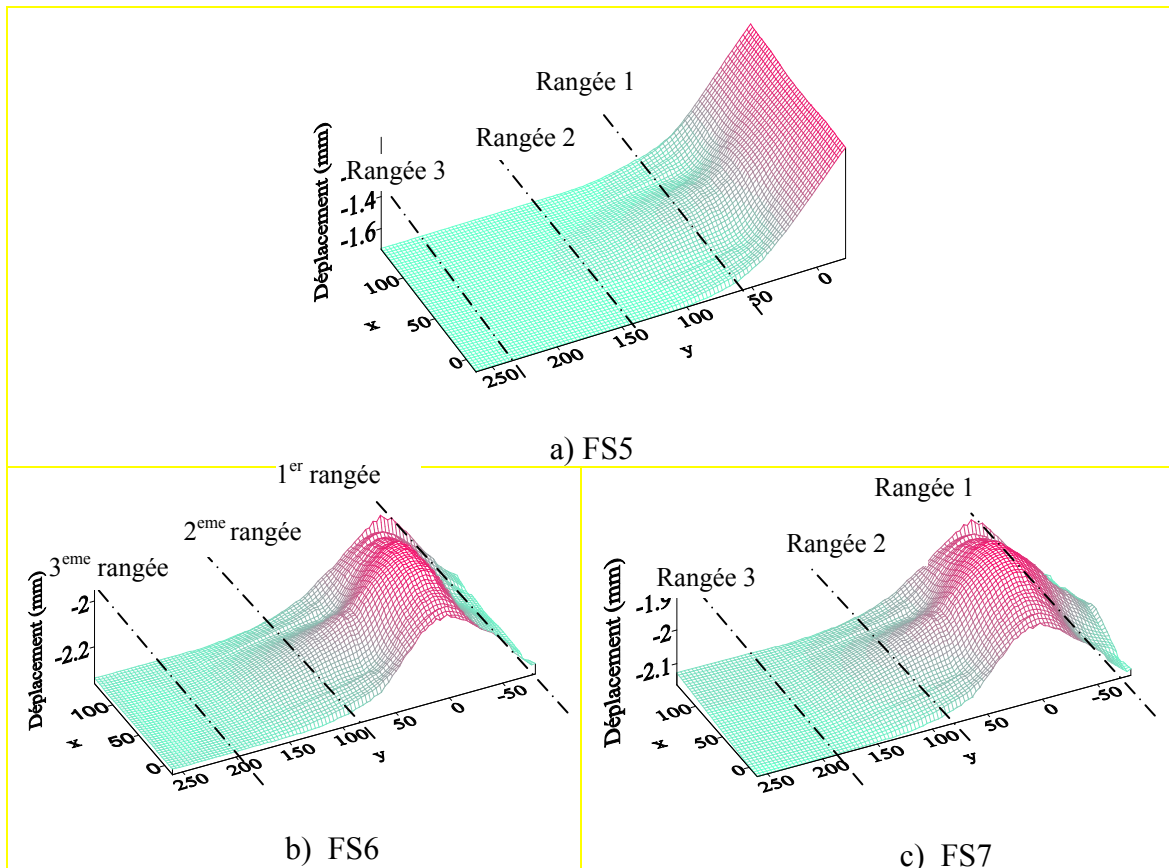


Figure III-33 : Déformée de la platine d'about des assemblages FS6 et FS7

### 3.3.2.5 Répartition des contraintes dans la platine d'about

La figure III-34 montre la répartition des contraintes de von Mises dans la platine d'about pour un moment égal à  $M_u$ . Pour l'assemblage FS5 une concentration des contraintes est observée au niveau de la semelle comprimée de la poutre ce qui confirme que la position du centre de compression se trouve au niveau de la semelle comprimée de la poutre (figure III-34a). Concernant les assemblages avec platine débordante avec et sans raidisseur la figure III-34 (a et b) montre une concentration de contraintes au voisinage du raidisseur de la platine dans la zone tendue de l'assemblage FS7.

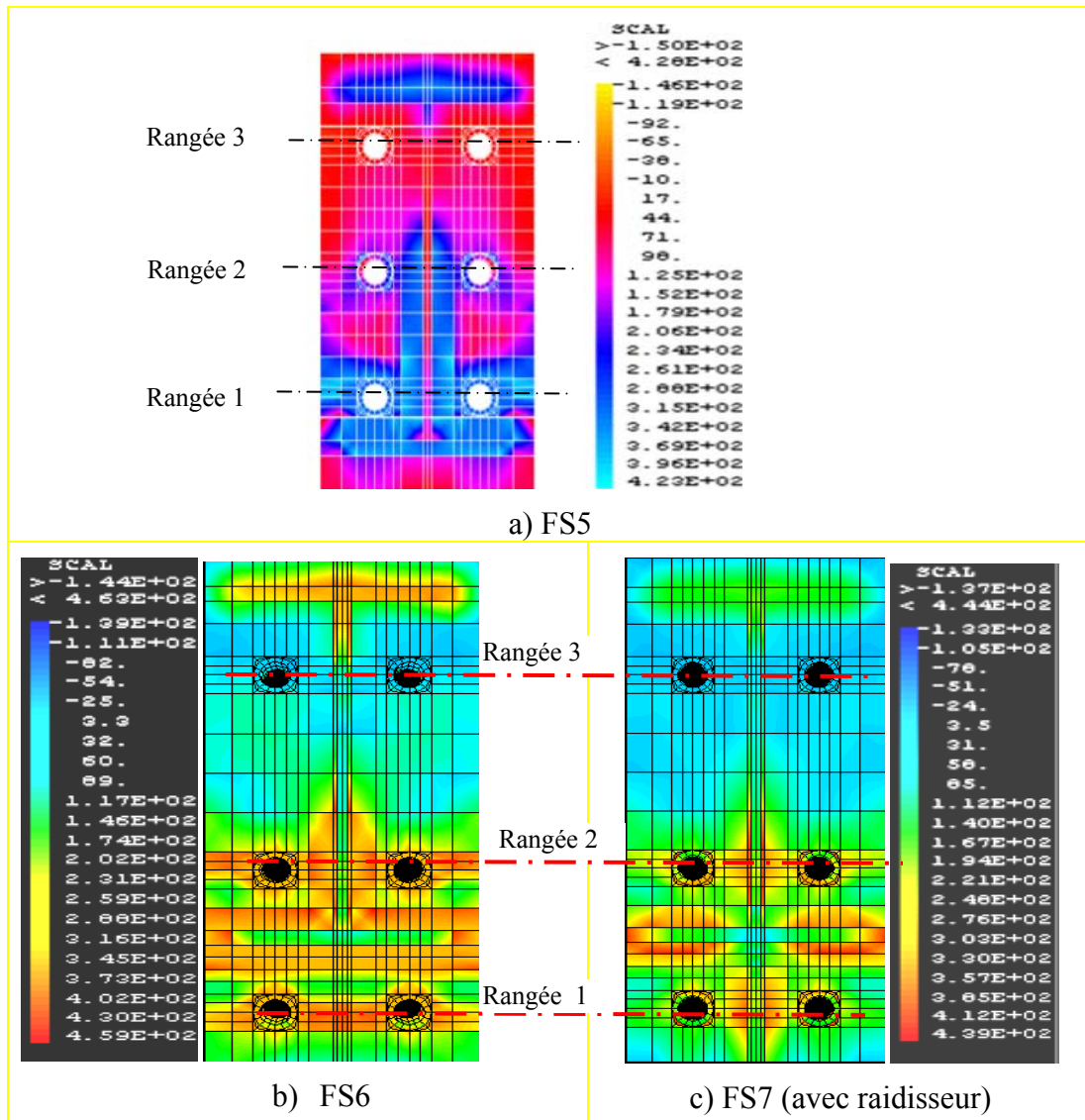


Figure III-34 : Contraintes de von Misès (platine d'about d'assemblages poutre-poutre)

#### 4- Conclusions

D'une façon générale, l'étude comparative effectuée entre le modèle numérique et les essais a démontré que la modélisation numérique représentait de façon satisfaisante le comportement global moment-rotation ainsi que les déformées des assemblages poutre-poteau et poutre-poutre.

L'apport des raidisseurs de platine d'about en termes de résistance et de rigidité est important pour les deux types d'assemblages étudiés (poutre-poteau et poutre-poutre). En outre, la présence des raidisseurs de platine dans les deux cas d'assemblages étudiés, influe de manière importante sur le mode de déformation de la platine. Une déformation importante est observée au niveau de la semelle tendue de la poutre de l'assemblage avec platine d'about débordante non raidie. Par contre, pour l'assemblage avec platine d'about débordante raidie, la déformation maximale est observée au niveau de l'extrémité de la platine et ce dernier.

Pour les assemblages avec poteau flexible, les résultats ont montré que la présence du raidisseur de la platine dans la zone comprimée de l'assemblage joue un rôle plus important que lorsque ce raidisseur est situé dans la zone tendue de l'assemblage. Alors que, pour un

assemblage avec poteau rigide, la présence du raidisseur de platine dans la zone tendue de l'assemblage est plus avantageuse par rapport à la présence de ce raidisseur dans la zone comprimée.

L'analyse de la répartition des contraintes dans les boulons a montré que ces derniers sont soumis en plus de l'effort normal à un moment de flexion non négligeable. Nous présenterons dans le chapitre IV les résultats de l'analyse du comportement de la zone tendue d'un assemblage métallique (tronçon en té) en considérant l'effet du rapport  $M/N$  dans les boulons.

**Chapitre IV - Analyse numérique du comportement de la zone tendue d'un assemblage et effet du rapport M/N dans les boulons**



## 1- Introduction

L'idéalisation de la zone tendue d'un assemblage boulonné avec platine d'about débordante de type poteau-poutre, qui est souvent la source de déformabilité de ce type d'assemblage (Figure IV-1a), par un tronçon en té est largement acceptée comme modèle de calcul [Douty 1965, Eurocode3 1993]. Chaque rangée de boulons de la zone tendue des assemblages est remplacée par une longueur équivalente d'un tronçon en té calculée sur la base des mécanismes plastiques (Figure IV-1. B). Toutes les règles de calcul des assemblages de structures métalliques considèrent que la déformation des tronçons en té est liée d'une part au comportement des boulons sollicités en traction simple et d'autre part, à la déformation de la platine ou de la semelle sollicités en flexion [Jaspart 1991, CECM 1994, Colson 1992]. Cependant, nous observons bien souvent que le boulon d'un assemblage ou d'un tronçon en té se trouve fortement fléchi au moment de la ruine [Douty 1965, Eurocode3 1993, Kato 1973, Nair 1974, Packer 1977]. La figure IV-2 montre la déformée du tronçon en té ainsi que celle du boulon avec sa forme fléchie.

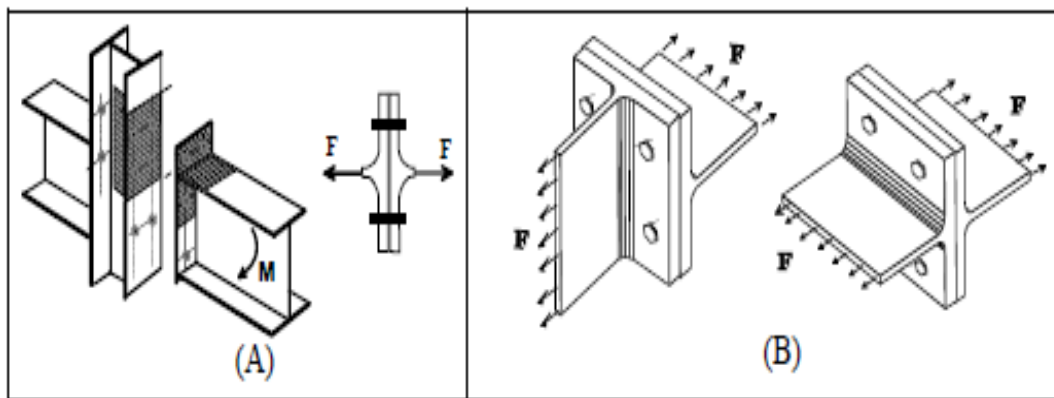


Figure IV-1: Assemblage poteau-poutre (A) et définition du tronçon en té (B)

Dans l'analyse conventionnelle des tronçons en té et des assemblages, les boulons sont considérés soumis uniquement à un effort normal sans moment fléchissant. En outre, le modèle proposé par l'EC3 pour les tronçons en té est bidimensionnel et les effets de la troisième dimension ne sont pris en compte qu'à travers le concept de la longueur efficace qui est basée sur des concepts de résistance plastique. Avec la disponibilité des outils modernes de calcul, il est possible d'adopter et de concevoir des modèles numériques tridimensionnels de tronçons en té qui peuvent prédire le comportement réel de ces tronçons ainsi que celui des boulons d'attaches [Gebeken 1997, SAB 1997, Leon1998, Faella 1998, Swanson 2000, Cruz 2000, Piluso 2001, Mimoune 2003, Bouchaïr 2008, Piluso 2008]. Un des objectifs de ce chapitre est d'analyser l'influence de la flexion du boulon sur le dimensionnement des tronçons en té, grâce à une étude numérique par éléments finis de deux tronçons en té de dimensions différentes. Des éléments volumiques à 20 nœuds sont utilisés dans les modèles numériques validés par des résultats expérimentaux [Girão 2004, Zoetemeijer 1974]. Les modèles tiennent compte des non linéarités matérielles et géométriques (contact, plasticité et grands déplacements).

En outre, nous présentons les résultats d'une étude paramétrique pour quantifier l'effet de divers paramètres tels que la dimension du tronçon en té, la dimension de la rondelle, la position du boulon et l'épaisseur de la semelle sur le comportement et les caractéristiques des tronçons en té en particulier la flexion du boulon.

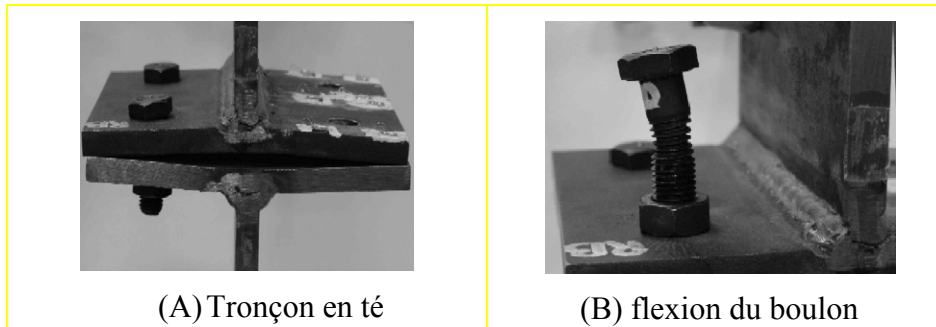


Figure IV-2: Déformation du tronçon en té (A) et flexion du boulon (B) [Ciutina 2003]

## 2- Développement d'une modélisation numérique du tronçon en té

A notre connaissance, il n'existe pas dans la bibliographie de travaux expérimentaux ou de modélisation par éléments finis rapportant une analyse de l'influence de la flexion du boulon sur le comportement des tronçons en té. Dans notre étude, un modèle numérique 3D du tronçon en té est développé en utilisant le logiciel CASTEM 2000 pour analyser l'influence de la rigidité flexionnelle du boulon sur le comportement de deux types de tronçons en té d'assemblage métallique.

Il s'agit de deux tronçons symétriques de géométries différentes nommés (T1 et T2), pour lesquels on dispose de résultats expérimentaux [Swanson 1999, Piluso 2001, Jaspert 1994, Bursi 1995, Bursi 1997, Gebbeken 1997]. Ces tronçons sont obtenus à partir d'un profilé IPE 300 attachés par l'intermédiaire de deux rangées de deux boulons (Figure IV-3). Notre choix s'est fixé sur ces tronçons car ils sont de géométries différentes ce qui permet de cerner l'effet de la position des boulons. Ils sont aussi caractérisés par différentes valeurs du rapport entre la résistance en flexion des semelles et la résistance axiale des boulons. Les caractéristiques géométriques des tronçons en té équivalents sont données dans le tableau IV-1. Les boulons utilisés sont de type M12-8.8 pour le tronçon T1 et de type M16-8.8 pour le tronçon T2. Les éprouvettes ont été conçues de manière à obtenir une ruine de la platine par formation d'un mécanisme plastique (mode de ruine 1) ou une ruine mixte platine boulons (mode de ruine 2) [Jaspert 1991, CECM 1994, Colson 1992].

Les résultats obtenus à partir du modèle numérique sont comparés aux résultats expérimentaux pour vérifier et calibrer l'approche proposée avant d'effectuer les études paramétriques. Le modèle, caractérisé par un comportement élastoplastique des matériaux, prend en compte la non linéarité géométrique provoquée par le contact et les grands déplacements. Les lois de comportement des matériaux utilisées dans le modèle numérique sont obtenues à partir des essais effectués sur des éprouvettes prélevées dans l'acier des boulons et des semelles de tronçons [Coelho 2004, Zoetemeijer 1974]. Elles sont représentées par les courbes conventionnelles contraintes-déformations de la figure IV-4.



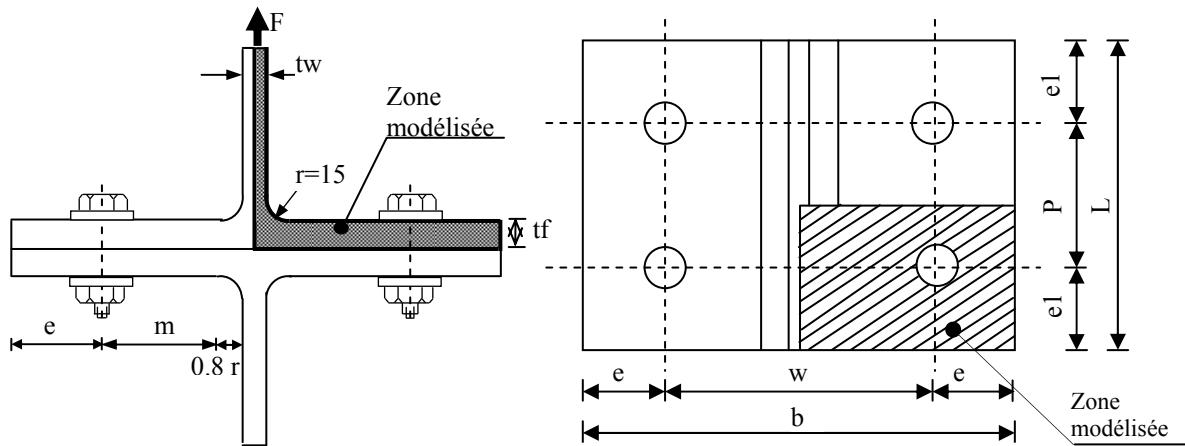


Figure IV-3 : Géométrie du tronçon en té

Té	$f_y$ (MPa)	Boulons	Dimensions [mm]							
			P	$t_f$	W	L	b	e	$e_1$	m
T1	431	M12-8.8, $f_y/f_u = 893/974$	40	10,7	90	80	150	30	20	29,4
T2	270	M16-8.8, $f_y/f_u = 957/1052$	90	10,7	100	210	150	25	60	34,45

Tableau IV-1: Caractéristiques géométriques et mécaniques des tronçons en té

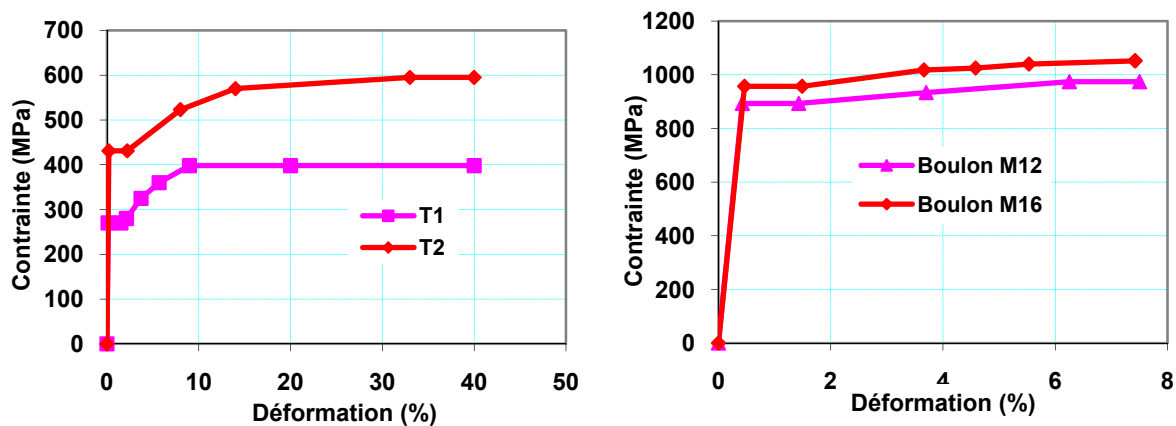


Figure IV-4 : Lois de comportement des éléments (tronçon et boulon)

La figure IV-5 montre le maillage en 3D des deux tronçons en té (T1 et T2). Comme trois plans de symétrie caractérisent les tronçons en té analysés, seul un huitième du spécimen est modélisé. En ce qui concerne le boulon, celui-ci est représenté par une tige de forme cylindrique de diamètre constant égal à celui de la partie non filetée avec une longueur équivalente de manière à prendre en compte l'effet du filetage et de la flexibilité de l'écrou [Agerskov 1976]. Pour les deux tronçons en té, les rondelles utilisées ont les mêmes dimensions que la tête du boulon. Le tronçon, le boulon et la rondelle sont modélisés à l'aide d'éléments volumiques iso-paramétriques hexaédriques à 20 nœuds.

Les conditions aux limites considérées dans les modèles sont un blocage des déplacements dans la direction Y dans le plan ZOY, un blocage des déplacements dans la direction X dans le plan ZOY ainsi qu'un contact sans frottement d'une part entre la rondelle et la partie supérieure de la semelle du tronçon en té et d'autre part, entre la partie inférieure

de la semelle et la fondation. Le problème de contact se traduit par l'utilisation de conditions d'appuis unilatérales caractérisées par la possibilité de décollement. Le chargement est réalisé par déplacement imposé monotone croissant appliqué sur la partie supérieure de l'âme du tronçon (S1) de la figure IV-6.

Le modèle éléments finis est validé sur la base des résultats expérimentaux. Les résultats des différentes simulations sont comparés sur la base des courbes globales force-déplacement. La comparaison entre les résultats obtenus numériquement et les résultats expérimentaux pour les deux tronçons en té étudiés montre que le modèle est fiable (Figure IV-7). La force de résistance ( $F_r$ ) du tronçon en té est déterminée à partir du point qui correspond à l'intersection de deux droites tangentes aux extrémités de la courbe de comportement (Figure IV-7).

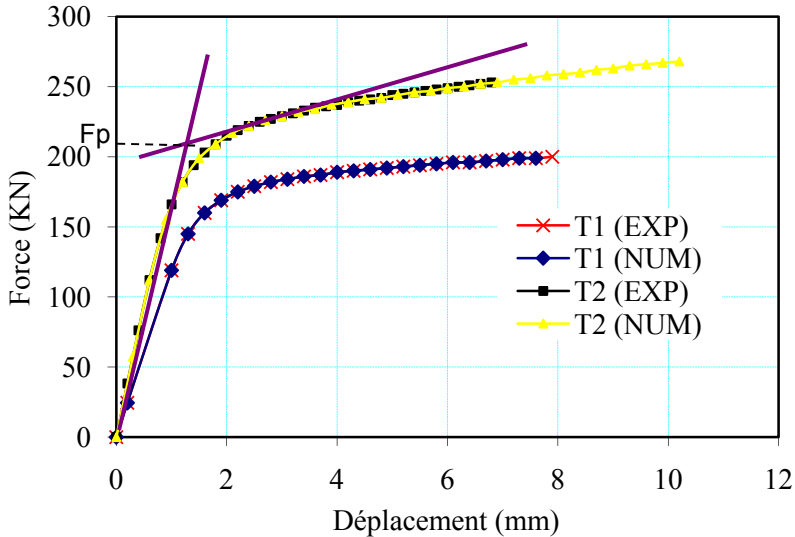
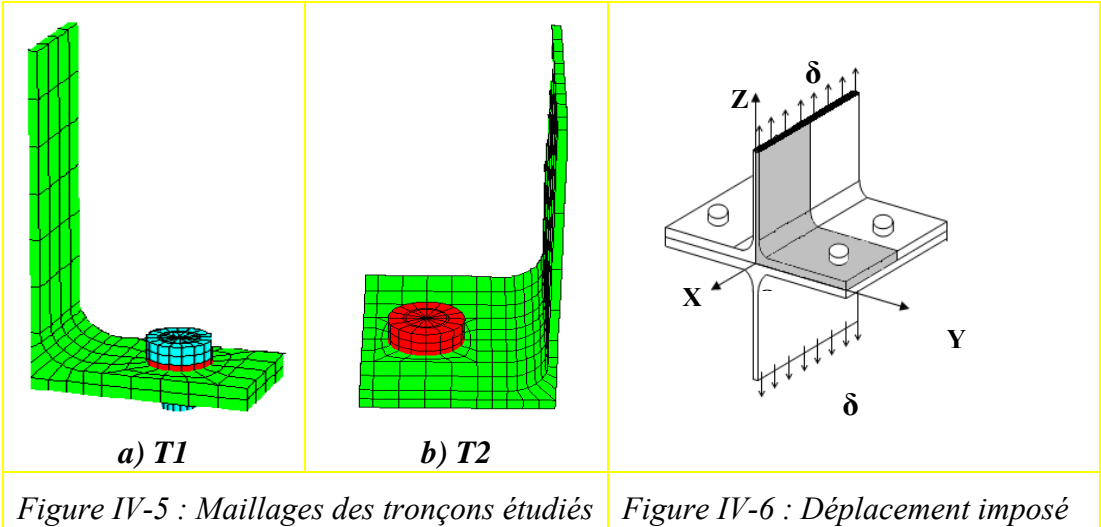


Figure IV-7 : Courbes force-déplacement (modèle numérique et essais)

### 2.1 Approche Analytique

Une comparaison entre les résultats du modèle numérique et les valeurs analytiques obtenues à partir des formules de l'EC3 calculées en utilisant les caractéristiques réelles des matériaux et un coefficient partiel  $\gamma$  égal à 1 est présentée dans le tableau V.2. Nous donnons dans le tableau IV.2 les modes de ruine correspondant à chaque tronçon en té. Les résultats de

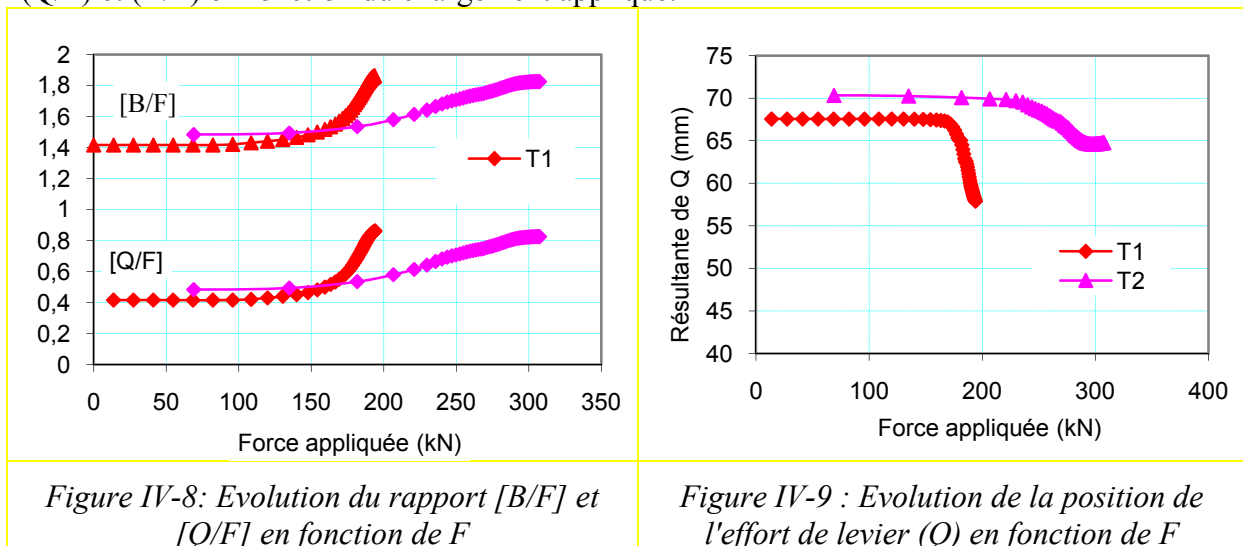
l'EC3 montrent que la ruine des tronçons en té court et long est régie par la flexion de la semelle (mode 1) avec une valeur de résistance égale à 152 kN pour le tronçon court et de 196 kN pour le tronçon long. Les valeurs obtenues à partir des résultats numériques de la courbe force déplacement sont égales à 180 kN pour le tronçon T1 et à 218 kN pour le tronçon T2, ce qui montre que l'EC3 sous estime d'environ 15 % la résistance des tronçons en té.

	Fp (MEF)	Fu_EC3 ( $\gamma=1$ , $f_y$ et $f_u$ = valeur réelle)			
Tronçon en té	Mode 1	Mode1	Mode 2	Mode 3	F-min
T1	180	152	182	296	152
T2	218	196	321	651	196

Tableau IV-2 : Résistance des tronçons en té (valeurs analytiques et numériques) (kN)

## 2.2 Force de levier (résultante, répartition et position) et force dans le boulon

Une des informations les plus importantes dans l'étude du comportement du tronçon en té est la détermination de l'effort dans le boulon (B), de l'effort de levier (Q) ainsi que de la position de sa résultante. Ainsi, nous présentons à la figure IV-8 l'évolution des rapports de la résultante de la force de levier et la force dans les boulons par rapport à la force appliquée ( $Q/F$ ) et  $(B/F)$  en fonction du chargement appliqué.



A partir de la figure IV-8, nous observons que l'influence de la force de levier, présente depuis le début de chargement, devient très importante en phase ultime et ceci pour les deux tronçons T1 et T2. Cette évolution est linéaire pour un niveau de charge de 95,9 kN pour le tronçon T1 et 134,9 kN pour le tronçon T2 correspondant à l'apparition de la première rotule plastique dans la semelle du tronçon au niveau du congé de raccordement et qui augmente de façon exponentielle au delà de cette charge. Cette information sur les pressions de contact fournies par le modèle numérique est très utile et ne peut pas être obtenue à partir des expériences. Il est aussi remarqué que la force de levier dépasse généralement de 40 % la valeur de la charge appliquée et par conséquent génère une force dans le boulon qui dépasse de 140 % la charge appliquée et ceci pour les deux tronçons. Il est aussi remarqué que l'évolution du rapport  $(B/F)$  en fonction du chargement appliqué présente la même tendance d'évolution par rapport à l'évolution de  $(Q/F)$  en fonction du chargement appliqué.

On présente à la figure IV-9, l'évolution de la position de la résultante de la force de levier en fonction de la charge extérieure appliquée pour les tronçons court et long. Nous remarquons que la position de la force de levier en phase élastique est constante. Par contre,

en phase ultime cette position est décalée vers l'intérieur par rapport à l'extrémité de la semelle de façon relativement importante. Ce décalage de la position de la résultante de la force de levier est observé pour un chargement de 169 kN pour le tronçon T1 et 226 kN pour le tronçon T2. Ceci est dû d'une part, à la diminution de la surface de contact entre la surface inférieure de la semelle et la fondation rigide et d'autre part, au déplacement entre les deux surfaces.

Pour mieux cerner l'effet de la force de levier sur le comportement du tronçon en té qui peut être un élément déterminant dans la ruine du tronçon, nous présentons à la figure IV-10 les schémas de l'évolution de la répartition des pressions de contact dues à l'effet de levier sous la semelle du tronçon. Nous remarquons que la répartition des pressions de contact est relativement complexe. Ainsi, la force de levier qui existe depuis le début de chargement présente un contact plus ou moins uniforme sur la largeur de la semelle du tronçon en té (T1). Par contre, le tronçon T2 (Figure IV-11) présente une pression limitée à une zone faible à l'extrémité du tronçon et ceci dès le début de chargement. Cependant au delà d'un chargement de 169 kN pour le tronçon T1 et de 226 kN pour le tronçon T2 la force de levier est concentrée au voisinage du trou de boulon. Ce qui explique le déplacement de la position de la résultante de la force de levier.

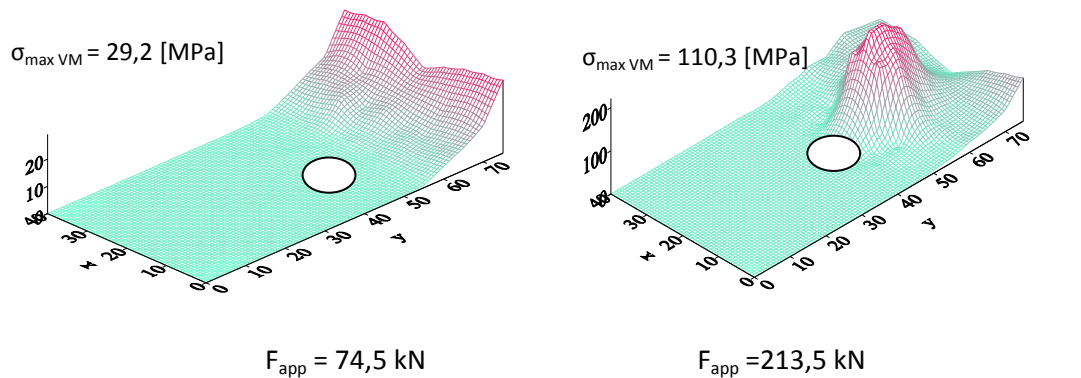


Figure IV-10: Répartition des contraintes de pression sous le tronçon T1

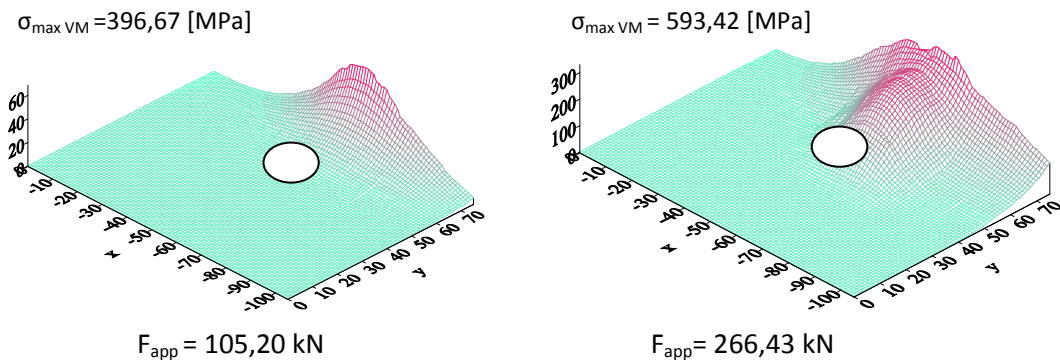


Figure IV-11 : Répartition des contraintes de pression sous le tronçon T2

En plus de la pression de contact, nous présentons (figure IV-12) l'état de déformation de la semelle des tronçons en té (T1 et T2) à partir des simulations numériques. Ces simulations montrent qu'il existe un décollement à l'interface de contact des pièces assemblées et que la forme globale de la déformée de la semelle du T1 présente une double courbure sur sa longueur et une distribution uniforme sur la largeur. Ce résultat est conforme avec le mode de ruine obtenu expérimentalement [Jaspart 1994]. Cependant le tronçon T2

présente une déformée de la semelle relativement complexe avec une zone de contact différente sur la longueur du tronçon.

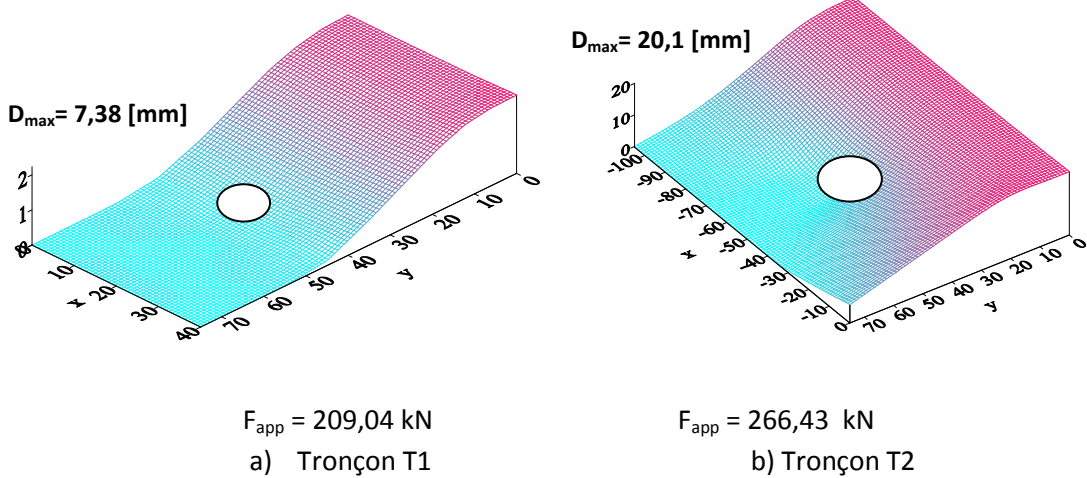


Figure IV-12: Déformée de la semelle du tronçon en té

### 2.3 Evolution des zones de plasticité

L’analyse de l’évolution des zones de plasticité pour un chargement correspondant à 100 % de la charge ultime est présentée à la figure IV-13. A partir des contraintes de von Mises, nous remarquons que les lignes de plastification se forment au niveau de la semelle des tronçons en té (T1 et T2). La première ligne se forme à la naissance des congés de raccordement et la seconde au niveau des rangées de boulons (zone du trou), ce qui est en accord avec les observations expérimentales [Jaspart 1994]. Ce mode correspond au premier mode de ruine défini dans l’EC3. Cependant, étant donnée la non symétrie du tronçon T2 par rapport au plan Y-Z passant par le boulon, la répartition des contraintes n’est pas constante sur la largeur de la semelle du tronçon en té et ceci tout au long de la semelle. Ceci peut être lié au mouvement structural (flexion de la semelle/l’axe Y). A partir des déformations plastiques, nous remarquons que la zone de plastification pour le tronçon T2 est répartie au niveau de la semelle et au voisinage du trou de boulon.

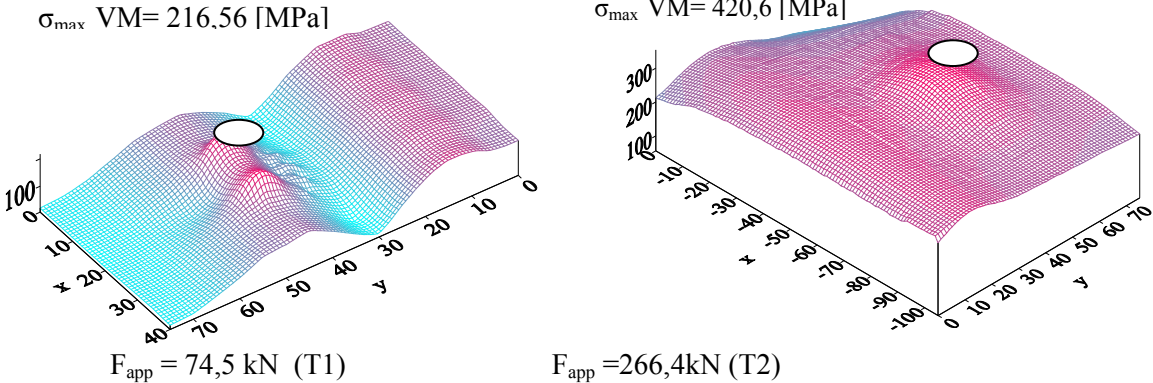


Figure IV-13: Répartition des contraintes de von Mises sous la semelle du T1 et T2

### 3- Etude du boulon (sous M/N)

L'étude concerne le boulon appartenant un tronçon en té. Il s'agit d'évaluer ses efforts sollicitants (M ou M/N) dans des configurations réelles de tronçons en té. Ensuite, pour un boulon donné, il s'agit d'établir une courbe d'interaction M/N qui définit son seuil de résistance plastique sous une sollicitation combinée d'effort normal de traction et de moment fléchissant.

#### 3.1 Efforts sollicitants dans le boulon

En raison de la déformabilité du plat et la présence des efforts de leviers qui ont un effet sur la déformabilité du boulon, une évaluation des contraintes normales dans le boulon est effectuée. La lecture des contraintes normales sur chaque boulon se fait selon une droite reliant les deux points de contrôle (C1 et C2) dans le plan de symétrie YOZ (Figure IV-14). La position de cette droite est éloignée de la tête du boulon afin de ne pas être perturbée par les concentrations de contraintes existant sous la tête de la tige. La figure IV-15 montre la distribution des contraintes normales obtenues numériquement aux points de Gauss dans le boulon pour différents chargements. Le chargement est représenté par le rapport  $\delta F$ , obtenu numériquement, entre des forces appliquées à la résistance du tronçon ( $F_r$ ).

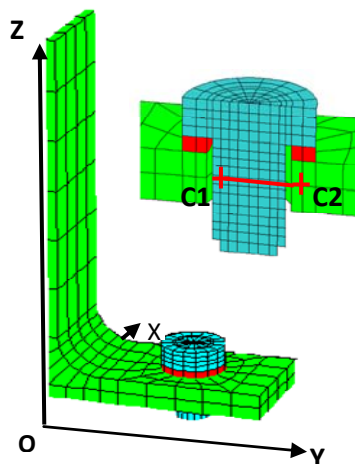
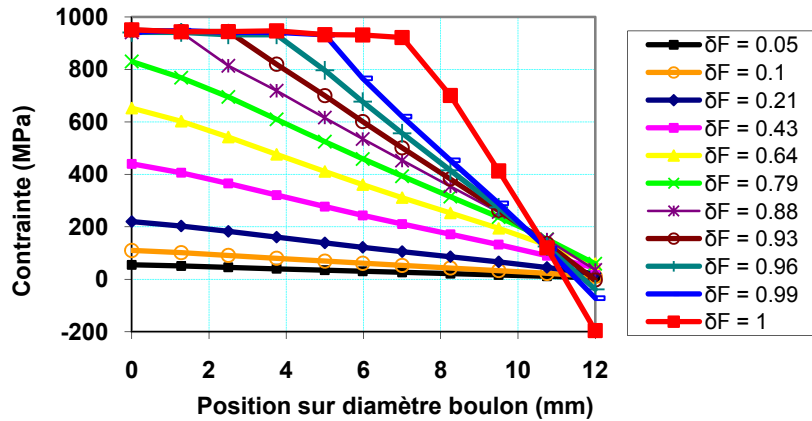


Figure IV-14: Points « de mesure » des contraintes dans le boulon (C1 et C2)

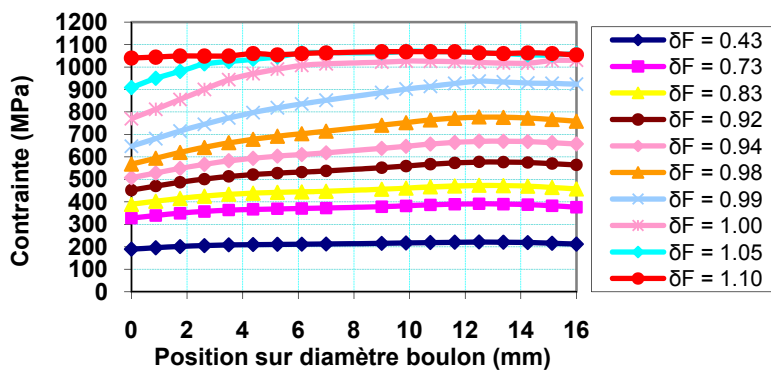
Les résultats numériques obtenus montrent que le diagramme des contraintes dans le boulon appartenant au tronçon court présente une forme trapézoïdale pour des valeurs de  $\delta F$  inférieures à 80 % de la charge de ruine, ce qui correspond à une charge de 144 kN. A mesure que la force extérieure augmente, l'épure des contraintes dans le boulon prend successivement les formes montrées sur la figure IV-15 a. Pour un niveau de charge supérieure à 144 kN une distribution élasto-plastique avec plastification d'un seul côté est observée à l'extrémité du boulon. Au delà d'une charge égale à 180 kN, correspondant à la résistance du tronçon en té ( $F_r$ ) obtenue numériquement, cette plastification s'étend jusqu'à 50 % du diamètre du boulon.

En outre, nous observons un changement de signe des contraintes dans le boulon, avec une zone tendue et une zone comprimée, bien marquée pour le modèle tronçon T1. Par contre, le diagramme des contraintes dans le boulon appartenant au tronçon T2 présente une forme rectangulaire et ceci depuis le début de chargement. Toutefois, une certaine flexion du boulon est observée pour une valeur de chargement appliqué égale à 68 % de la charge ultime numérique. Cette valeur numérique correspond à l'apparition de la première rotule plastique au niveau de la naissance du congé de raccordement. Toutefois, en phase ultime, la répartition

des contraintes dans le boulon est rectangulaire. Ces résultats numériques montrent que le mode de chargement dominant dans un boulon appartenant à un tronçon en té T1 donne lieu à une traction et une flexion, ce qui nous mène à un état d'interaction entre le moment de flexion et l'effort normal. Par contre, dans le cas du boulon appartenant au tronçon T2 son mode dominant de sollicitation est la traction simple.



a) Tronçon T1



b) Tronçon T2

Figure IV-15 : Evolution des contraintes dans le boulon

Afin de distinguer les parts des contraintes dues au moment fléchissant de celles dues à l'effort normal dans le boulon appartenant au tronçon court, nous présentons à la figure IV-16 la répartition des contraintes de traction et de flexion séparément dans le boulon appartenant au tronçon court pour une valeur de  $\delta F = 0,05$  correspondant à un niveau de chargement de 9.8kN. A partir de cette figure, on remarque que la part des contraintes de flexion représente 45 % de la contrainte totale maximale et que la part de la contrainte de traction est égale à 55% de celle-ci. Nous notons que l'effort normal et le moment fléchissant correspondant à ce chargement sont respectivement égaux à 34,04 kN et 6301 kNmm. Ainsi, ces résultats montrent que la flexion des boulons dans le tronçon T1 est présente depuis le début du chargement.

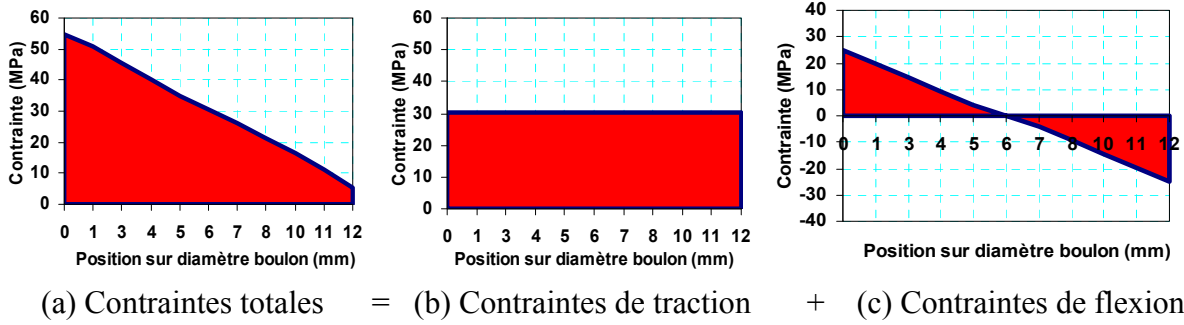


Figure IV-16 : Contraintes de traction et de flexion dans le boulon

### 3.2 Courbe d'Interaction M / N du boulon

Afin de déterminer la courbe d'interaction M/N du boulon (M12) utilisé dans le tronçon T1, un boulon est modélisé séparément. Le chargement est réalisé par déplacement imposé monotone croissant appliqué aux points situés sur la partie supérieure de la tête du boulon notés  $a$  et  $b$ . Le rapport entre les déplacements imposés  $a$  et  $b$  noté  $\alpha$  représentant le facteur de dissymétrie du chargement en déplacement est obtenu selon l'expression  $\alpha = \delta_a/\delta_b$  qui varie de -1 à 1. La figure IV-17 présente la répartition des contraintes dans le boulon à l'état limite plastique.

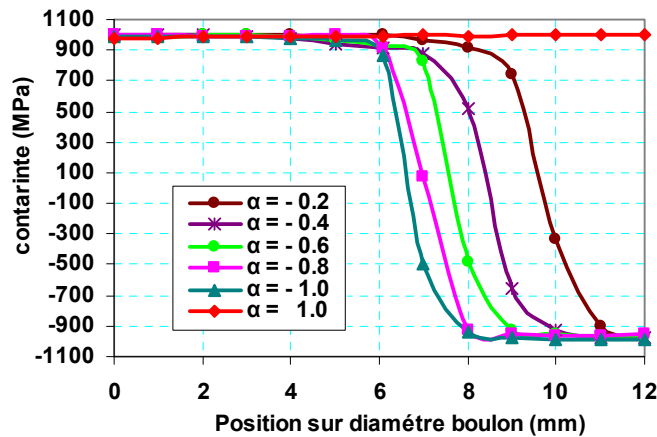


Figure IV-17: Répartition des contraintes dans le boulon

A partir des résultats obtenus nous observons qu'il y a plastification des deux cotés des extrémités du boulon pour des valeurs de  $\alpha$  inférieures à -1, ce qui tend vers une plastification ultime du boulon où le diagramme des contraintes est composé de deux rectangles inégaux. En outre, on note pour le cas  $\alpha=1$  que la répartition des contraintes a une forme rectangulaire, ce qui correspond à un état de traction simple du boulon. En outre, nous notons que les contraintes maximales relevées dans le boulon sont proches de 974 MPa, ce qui correspond à sa contrainte ultime  $f_u$ .

Nous nous limitons ci-après à étudier l'effet de l'effort normal sur la valeur du moment ultime pour différents chargements. Le principe de calcul des valeurs de l'effort normal et du moment fléchissant dans une section de boulon discrétisée en plusieurs éléments finis se base sur la détermination numérique des contraintes normales aux points de Gauss ( $\sigma$ ), la position des points de Gauss par rapport à l'axe neutre ( $y$ ) ainsi que la surface de chaque élément constituant la section du boulon ( $ds$ ). Ces valeurs sont calculées selon les expressions suivantes :  $N = \sum \sigma \cdot ds$  et  $M = \sum \sigma \cdot y \cdot ds$ .



Nous présentons sur la figure IV-18 les courbes d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normal à l'état limite plastique d'un boulon M12 obtenues analytiquement et numériquement. La comparaison entre les résultats numériques et analytiques montre une bonne concordance. En outre, nous remarquons que pour les rapports  $M/M_p$  inférieurs à 20 %, la valeur de  $N/N_p$  reste proche de 1. La section du boulon appartenant au tronçon court garde une réserve de résistance plastique représentée par le rapport  $M/M_p$  de 29 %. Nous pouvons donc supposer, avec un niveau d'erreur négligeable que l'état de plastification qui survient dans le boulon appartenant au tronçon T2 est dû au moment de flexion et à l'effort de traction. Par contre, en ce qui concerne le boulon appartenant au tronçon T2 le rapport de  $M/M_p$  est de l'ordre de 2 % ce qui signifie que le boulon est soumis seulement à la traction.

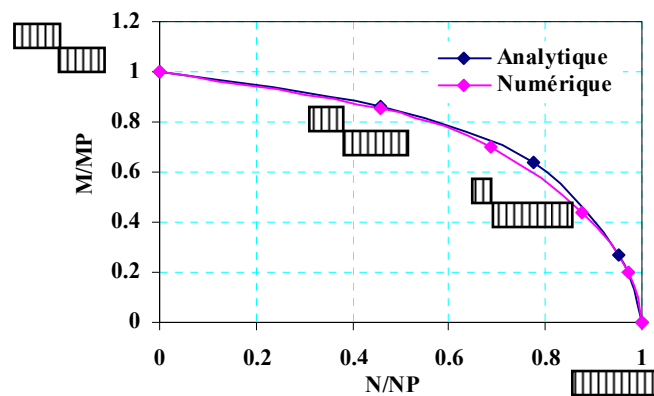


Figure IV-18: Interaction  $M/N$  à l'état limite Plastique du boulon M12

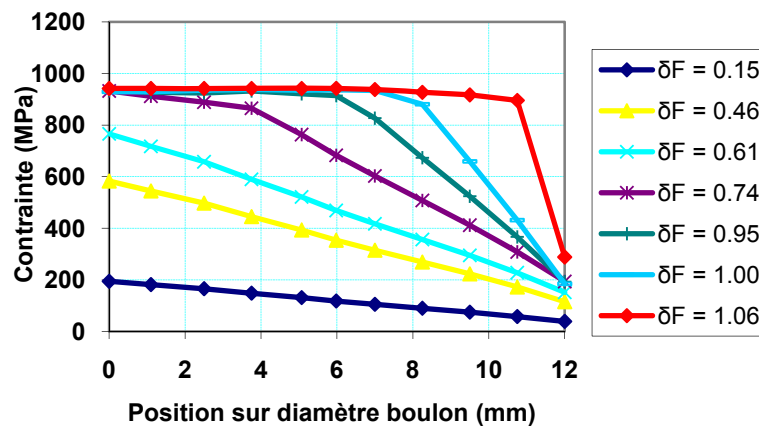
#### 4- Analyse de l'influence de la géométrie du tronçon en té

Nous analysons, sur la base du modèle numérique, l'évolution de la résistance du tronçon en té en fonction des valeurs de ( $m$  et  $e$ ), de l'épaisseur de la semelle ( $t$ ) et de la largeur efficace ( $l_{eff}$ ).

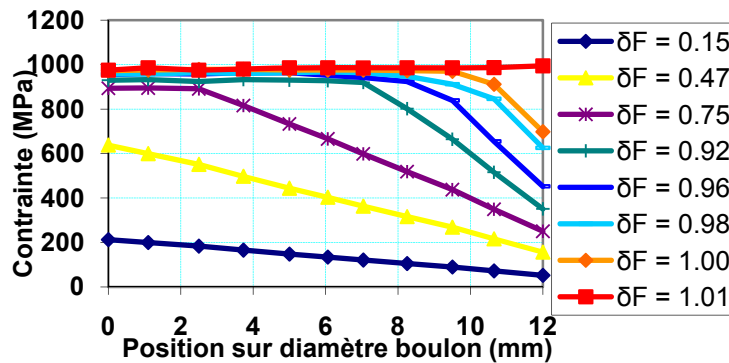
##### 4.1 Influence de la dimension $l_{eff}$ du tronçon en té

Afin d'avoir une idée sur l'influence de la dimension  $l_{eff}$  du tronçon en té sur le comportement du boulon, une analyse paramétrique par élément finis est effectuée. Le modèle développé pour le tronçon té est appliqué pour des dimensions de  $l_{eff}$  différentes. Les valeurs de  $l_{eff}$  des tronçons en té nommés (T3, T4 et T5) sont respectivement 60mm, 80mm et 105mm. Les autres paramètres sont maintenus constants. Nous présentons à la figure IV-19 l'évolution des contraintes normales dans le boulon pour les trois tronçons étudiés pour différents niveaux de chargements où  $\delta F$  représente le rapport entre les forces appliquées et la résistance du tronçon obtenues numériquement. A partir des résultats obtenus, nous remarquons que la dimension du tronçon en té a une incidence importante sur le comportement du boulon. Ainsi, la répartition des contraintes dans le boulon pour  $l_{eff}$  égale à 60mm est de forme triangulaire, ce qui explique que le boulon est sollicité en flexion et en traction. Cependant, nous remarquons qu'une augmentation de  $l_{eff}$  de la semelle du tronçon en té de 25 % conduit à la diminution de la sollicitation flexionnelle dans le boulon de 23 %. Toutefois, nous remarquons que pour une valeur de  $l_{eff}$  égale à 105 mm, la répartition des contraintes dans le boulon est de forme rectangulaire ce qui signifie que le boulon n'est

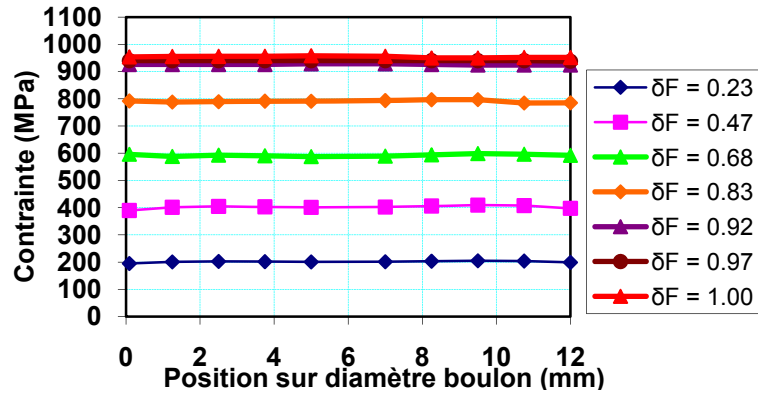
sollicité qu'à la traction simple. La section du boulon appartenant au tronçon avec  $l_{eff} = 105$  mm garde une réserve de résistance plastique représentée par le rapport  $N/N_p = 0,99$  et  $M/M_p = 0,01$ . Ceci est lié au mouvement structural (flexion de la semelle / l'axe Y) du tronçon en té avec  $l_{eff} = 105$  mm [Al-Khatib 2003]. Cette flexion de la semelle du tronçon T5 conduit à un effort élevé réparti au dessous la rondelle conduisant à une traction simple de la tige du boulon où la flexion du boulon est très petite. Par contre, pour le tronçon T1 il y a un effort élevé au dessous de la semelle mais concentré à l'extrémité de la rondelle en contact avec la semelle (Figure IV-20). Afin de confirmer cette hypothèse, nous présentons à la figure IV-22 la répartition des zones de plasticité dans les tronçons en té pour un chargement correspondant à 100 % de la charge ultime et dont le seul paramètre différent est la dimension  $l_{eff}$  qui est respectivement 40mm et 105mm.



a) T3 ( $l_{eff} = 60$  mm)



b) T4 ( $l_{eff} = 80$  mm)



c) T5 ( $l_{eff} = 105$  mm)

Figure IV-19: Evolution des contraintes dans le boulon pour différentes valeurs de  $l_{eff}$

A partir des déformations plastiques des tronçons en té, nous remarquons que deux lignes de plastification se forment au niveau de la semelle du tronçon en té court. La première ligne se forme à la naissance des congés de raccordement et la seconde au niveau des rangées de boulons (zone du trou), ce qui est en accord avec les observations expérimentales. Ce mode correspond au premier mode de ruine défini dans l'EC3. Cependant, étant donné que la dimension de la semelle du tronçon en té de longueur  $l_{eff}$  est égale à 105 mm, la zone de plastification est localisée dans la partie centrale autour du trou de boulon.

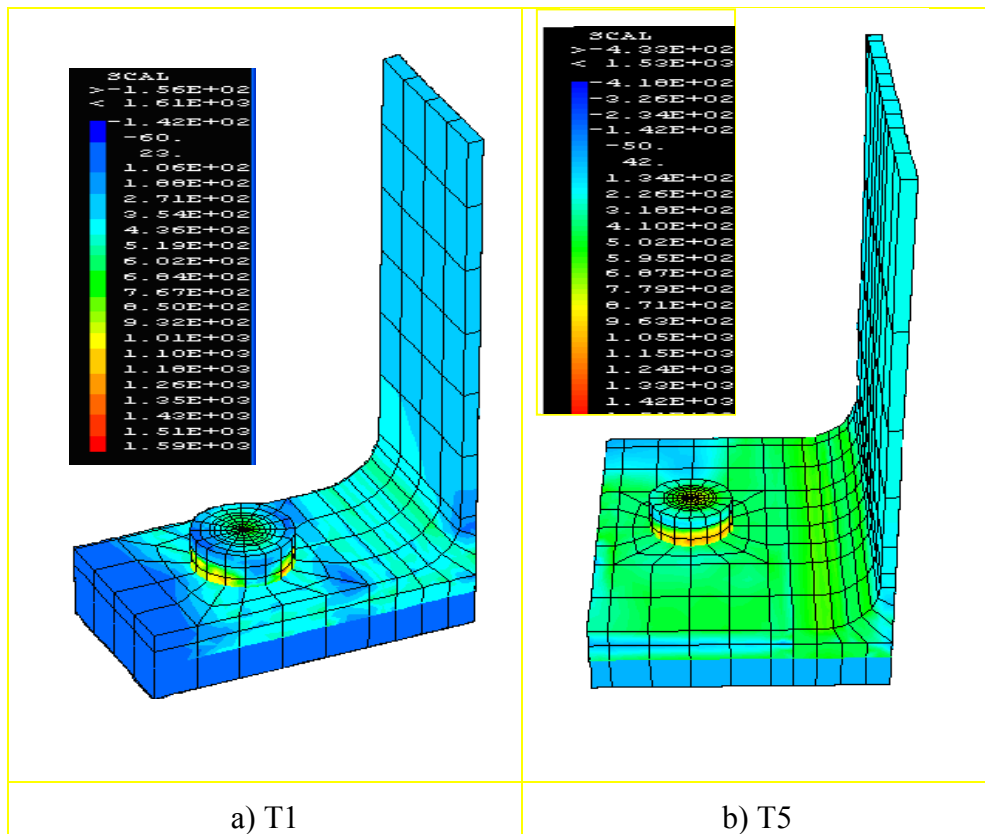
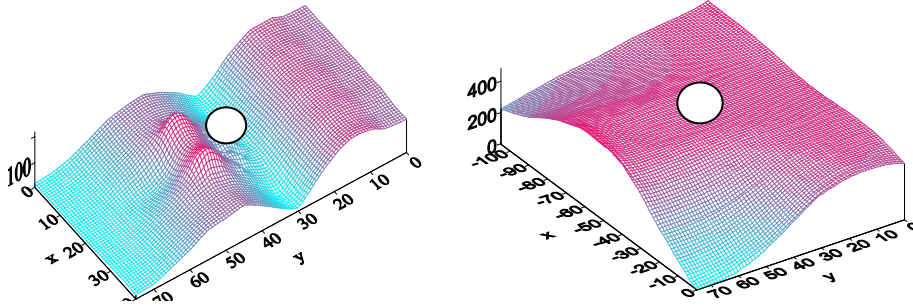


Figure IV-20 : Variation des contraintes de Von Misès des tronçons en té (Boulon M12)



a) T1 ( $l_{eff} = 40$  mm)

b) T5 ( $l_{eff} = 105$  mm)

Figure IV-21 : Evolution des zones de plasticités de la semelle du tronçon en té

## 4.2 Influence de l'effort de levier

Afin d'évaluer l'influence de l'effet de la force de levier sur la flexion des boulons appartenant aux tronçons en té, une comparaison entre les tronçons T1 et T2 pour différents diamètres est effectuée. Deux diamètres de boulons ont été considérés (M16 et M12) en gardant la géométrie des tronçons (T1 et T2) constante. Nous présentons à la figure IV-22 la caractéristique la plus significative décrivant le comportement global du modèle correspondant à la courbe charge- déplacement. Nous constatons que si le diamètre de boulon augmente, la rigidité initiale ainsi que la résistance du tronçon en té s'améliorent considérablement. Ceci est valable aussi bien pour le tronçon T1 que pour le tronçon T2. Toutefois, concernant le tronçon T1 avec boulon M16, comme les boulons sont surdimensionnés, la résistance du tronçon est régie fondamentalement par la déformation de la semelle du tronçon. La figure IV-23 illustre l'évolution de la force de levier en fonction de la force appliquée au tronçon en té. L'analyse de cette figure montre que pour un même diamètre de boulon (M12 ou M16), cette force de levier est plus importante pour le tronçon T1 (boulon sollicité par une combinaison M et N) que le tronçon T2 (boulon sollicité par N) en particulier dans le domaine non linéaire.

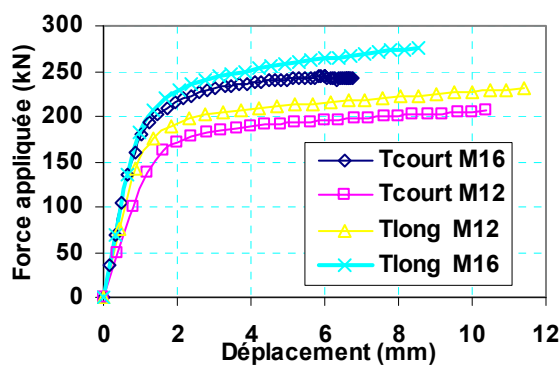


Figure IV-22 : Force appliquée fonction du déplacement

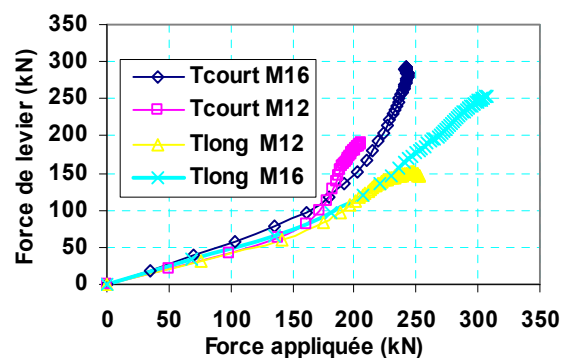


Figure IV-23 : Force de levier fonction de la force appliquée

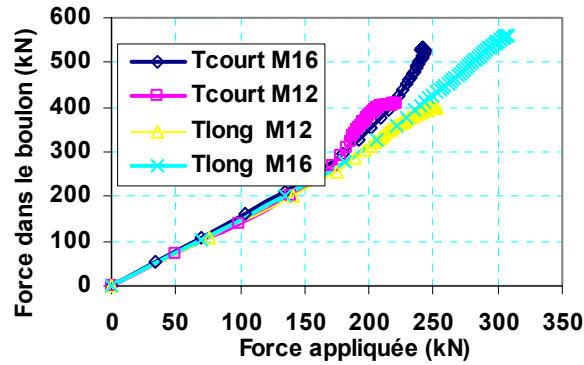


Figure IV-24 : Force dans le boulon fonction de la force appliquée

Nous présentons à la figure IV-25 le modèle déformé du tronçon T1 pour un niveau de chargement  $Fr$  correspondant à 180 kN. A partir de cette figure, nous remarquons que le boulon appartenant au tronçon T1 s'allonge mais également se courbe, à cause d'un effet de levier présent avec les modes 1 et 2 de ruine des tronçons en té, selon les définitions de l'EC3.

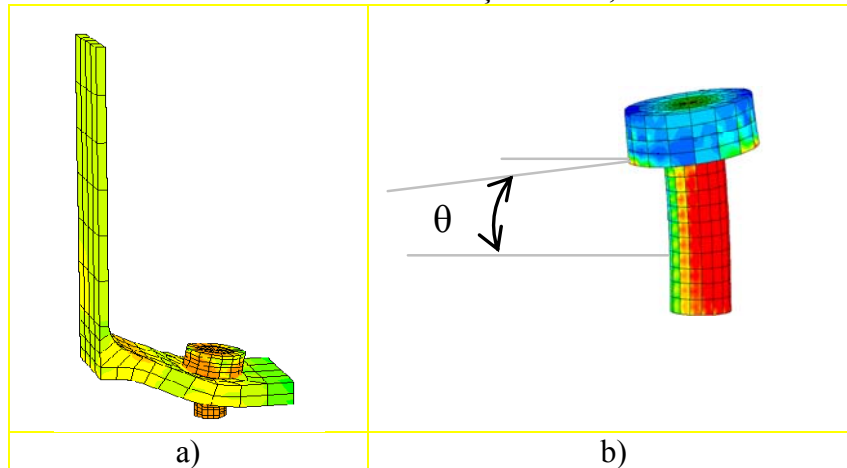


Figure IV-25: a) Déformée du tronçon en té T1 b) courbure du boulon

### 4.3 Effet de la position des boulons

Nous analysons sur la base du modèle numérique, le comportement du tronçon en té T1 en fonction du paramètre géométrique ( $n$ ) qui représente la distance entre l'axe du boulon et l'extrémité du tronçon en té (Figure IV-26). Pour cela, nous faisons varier les distances  $m$  et  $n$  en gardant constantes les dimensions du tronçon en té (figure 27). Cette variation est effectuée en respectant la relation ( $n_{\min} \leq 1,2 d_0$ ) proposée par l'EC3.

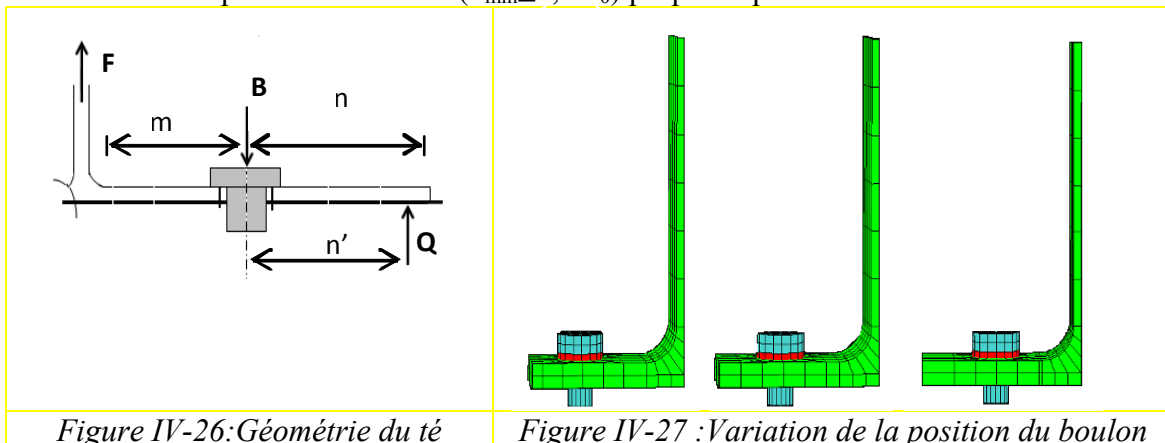


Figure IV-26: Géométrie du té

Figure IV-27 : Variation de la position du boulon

Nous présentons à la figure IV-28 l'évolution de l'effort appliqué dans le tronçon en té en fonction des déplacements en faisant varier le paramètre ( $n$ ). A partir de ces courbes, nous constatons que la position du boulon joue un rôle important dans le comportement des tronçons en té. Ce dernier se traduit en phase élastique par la variation de la rigidité initiale et en phase plastique par la variation de la résistance. D'autre part, les trois courbes présentent les mêmes allures de variation de la force en fonction du déplacement pour différentes distances de  $n$ . Toutefois, on relève que la diminution de la distance  $m$  et, par conséquent, l'augmentation de  $n$ , rend la semelle plus rigide et conduit à l'augmentation de la résistance et de la rigidité du tronçon en té. Par contre, la diminution de la distance  $n$  rend la semelle relativement souple et a pour conséquence de réduire la résistance et la rigidité du tronçon en té.

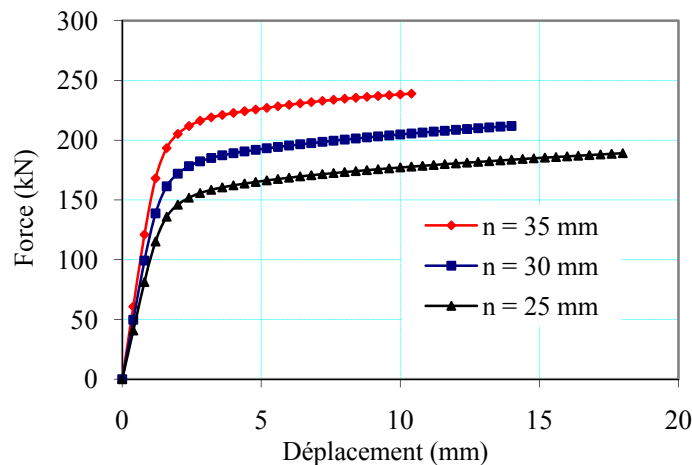


Figure IV-28 : Force appliquée en fonction du déplacement (différentes positions de boulon)

Nous donnons dans le tableau IV-3 les valeurs de la rigidité initiale et de la résistance plastique des différents tronçons en té testés. La comparaison des rigidités initiales et des résistances plastiques des tronçons en té en faisant varier la distance  $n$  montre qu'une diminution de la distance  $n$  de 16 % permet une diminution de la rigidité initiale de 18 % et une diminution de la résistance de 21 %.

n	35 mm	30 mm	25 mm
Rigidité initiale (kN/mm)	151,2	124	101,7
Résistance (kN)	218	180	158

Tableau IV-3: Rigidités initiales et Résistances plastiques des tronçons en té

Pour une meilleure identification de l'effet de la position du boulon sur le comportement du tronçon en té, nous présentons aux figures IV-29 et IV-30 l'évolution des rapports  $[Q/F]$  et  $[B/F]$  en fonction du chargement appliqué. Ces courbes montrent clairement que la part des efforts de levier ainsi que la force de traction dans le boulon dépendent de la position du boulon c'est-à-dire de la distance ( $n$ ). Ainsi, si le tronçon est très rigide, la relation entre la force dans le boulon et la charge appliquée ressemble à celle illustrée sur la figure IV-30, c'est-à-dire un boulon unique chargé par une force extérieure agissant sur une pièce infiniment rigide. Par contre, la diminution de la distance  $n$  rend la semelle relativement souple et conduit d'une part à une réduction de la résistance et de la rigidité du tronçon en té et d'autre part à l'augmentation de la résistance dans le boulon. Il paraît donc, évident que la

sélection de la dimension ( $m$ ) devrait être aussi réduite que possible (suffisamment de jeu pour engager une clé) de façon à minimiser l'effet de levier  $Q$ .

Un autre résultat important est l'effet de la variation de la position du boulon ( $n$ ) sur la capacité de déformation du tronçon et du boulon. Ainsi, nous relevons que la diminution de la valeur de ( $n$ ) conduit à l'augmentation de l'effort de levier. L'augmentation de cette force de levier induit une augmentation de la sollicitation flexionnelle dans le boulon. Ceci est confirmé par la figure IV-31 qui représente la variation des contraintes normales dans le boulon. A partir des résultats numériques, nous remarquons que la répartition des contraintes dans le boulon est de forme triangulaire. Cette forme triangulaire explique l'état de sollicitation en flexion et en traction du boulon.

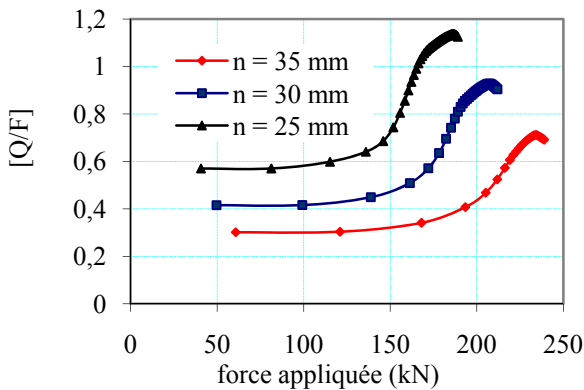


Figure IV-29 : Force de levier fonction de la force appliquée

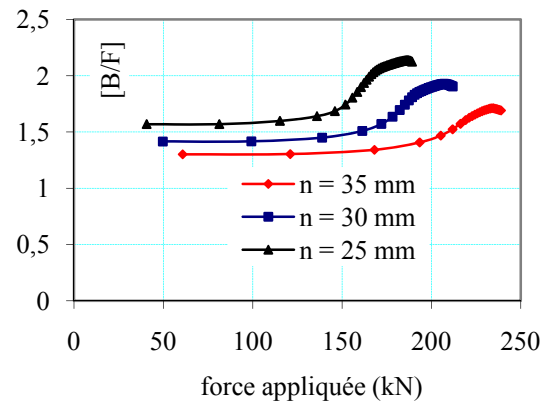
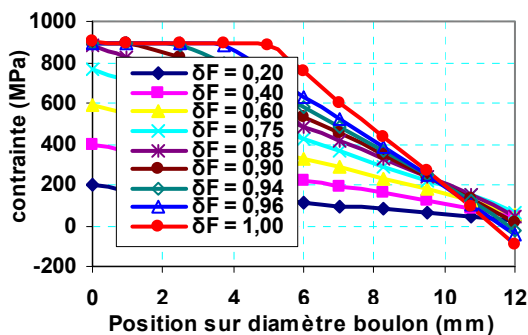
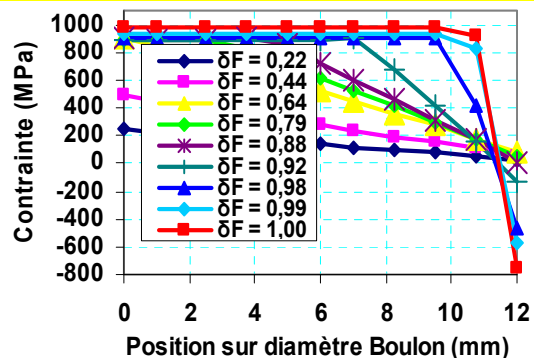


Figure IV-30: Force dans le boulon fonction de la force appliquée



a)  $n = 25$  mm



b)  $n = 35$  mm

Figure IV-31 : Variation de la contrainte dans le boulon

#### 4.4 Etude de la variation de l'épaisseur de la semelle du tronçon en té

##### 4.4.1 Effet de la variation d'épaisseur de semelle (courbes force-déplacement)

La flexion de la platine (semelle du té) est un paramètre déterminant qui peut modifier la distribution des efforts et par conséquent le mode de déformation et de ruine des tronçons en té. Dans cette partie, nous présentons l'influence de l'épaisseur de la semelle du tronçon en té sur son comportement (Figure IV-32). Cette étude est basée sur la comparaison des résultats numériques des efforts appliqués en fonction des déplacements pour différentes épaisseurs de la semelle du tronçon en té T1 et T2 (Figure IV-33).

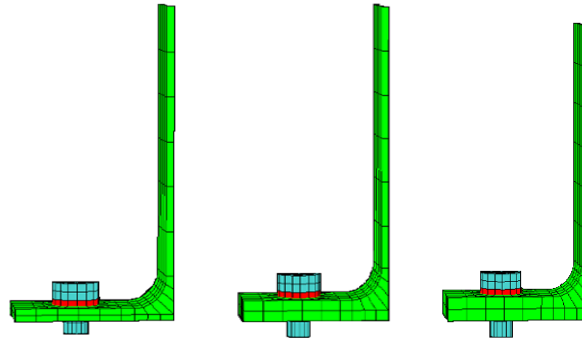


Figure IV-32: Variation de l'épaisseur de la semelle du trouçon en té

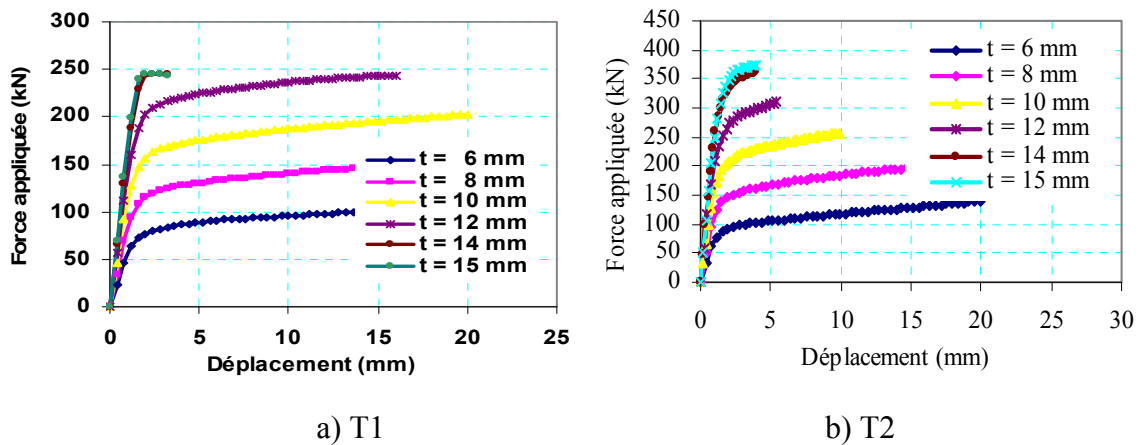


Figure IV-33: Force appliquée fonction des déplacements (différentes épaisseurs de tronçons)

Ces courbes montrent que l'épaisseur de la semelle du trouçon en té a une grande influence sur la courbe (F- $\delta$ ). La résistance de l'assemblage ainsi que la rigidité initiale augmentent avec l'épaisseur de la semelle. En revanche, nous relevons une diminution significative de la capacité de déformation du trouçon en té qui devient moins ductile.

Toutefois, lorsque l'épaisseur de la platine dépasse la valeur de 14 mm, la résistance des tronçons en té devient constante et nous assistons alors à une transmission directe de l'effort appliqué aux boulons [Douty 1965]. Nous remarquons également que les courbes de type Force-Déplacement, pour les platines suffisamment épaisses, présentent un comportement rigide-plastique, alors que la branche élasto-plastique est nettement aplatie pour les assemblages avec platines minces qui sont très flexibles. Ceci s'explique également par le fait que la platine flexible subissant des plastifications importantes, sa ruine intervient toujours par formation de quatre charnières plastiques [Leon 1998].

Il est à signaler que l'EC3 traite la ductilité des tronçons en té par des principes qualitatifs basés sur les contributions principales de la déformation de ces derniers : si la ruine est régie par la plastification totale de la semelle, la ductilité est élevée et c'est le mode 1 de ruine qui se produit. Par contre, lorsque la ruine intervient par la rupture des boulons la ductilité est limitée. Ces règles sont, cependant, insuffisantes pour assurer la ductilité proportionnelle dans les tronçons en té [Gomes 1995].

#### 4.4.2 Effet de la force de levier sur le comportement du trouçon en té

Pour mieux cerner l'effet de la force de levier sur le comportement du trouçon en té qui peut être un élément déterminant dans la ruine du trouçon, nous présentons à la figure IV-



34, les schémas de l'évolution de la répartition des pressions de contact due à l'effet de levier sous la semelle du tronçon.

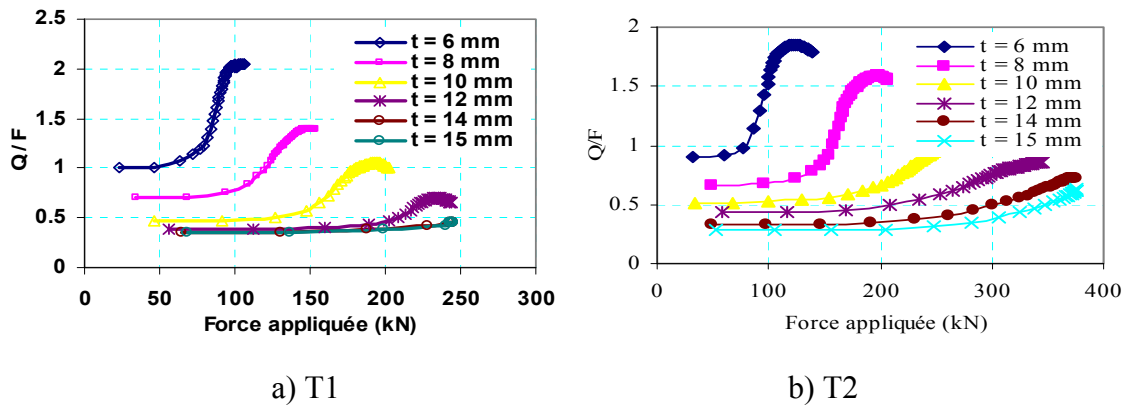


Figure IV-34 : Forces de levier fonction des forces appliquées (différentes épaisseurs)

L'analyse des résultats présentés sur la figure IV-34 indique que la force de levier existe depuis le début de chargement qui traduit indique la présence d'un contact plus au moins uniforme sur la largeur de la semelle du tronçon en té pour une semelle mince ou épaisse. Au delà d'un chargement égal à 68% de la charge ultime, nous relevons que pour les tronçons en té dont la semelle est inférieure à 12mm, la force de levier est concentrée au voisinage du trou de boulon. Ceci explique le déplacement de la position de la résultante de la force de levier vers l'intérieur par rapport à l'extrémité de la semelle.

#### 4.4.3 Effet de l'épaisseur de semelle du tronçon sur la déformation du boulon

Pour connaître l'effet de la variation de l'épaisseur de la semelle du tronçon en té sur la déformation du boulon, nous présentons à la figure IV-35 la variation des contraintes dans le boulon. L'analyse de cette figure montre que, la diminution de l'épaisseur de la semelle du tronçon en té conduit à l'augmentation de la sollicitation flexionnelle dans le boulon pour les deux épaisseurs considérées (6 et 14 mm).

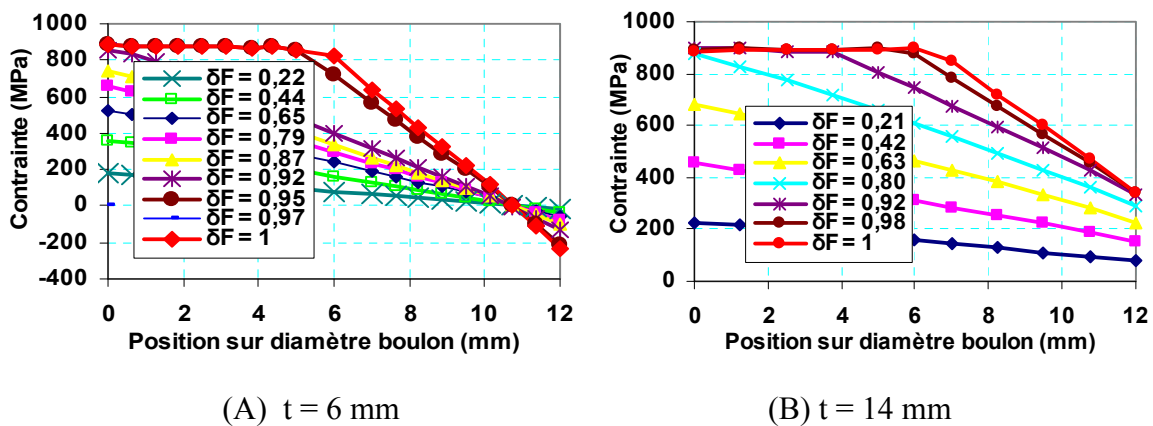


Figure IV-35 : Répartition des contraintes dans le boulon M12

Nous montrons à la figure IV-36, l'évolution de la position de la résultante de l'effort de levier en fonction du chargement appliqué dans le tronçon en té pour différentes valeurs de ( $m$ ).

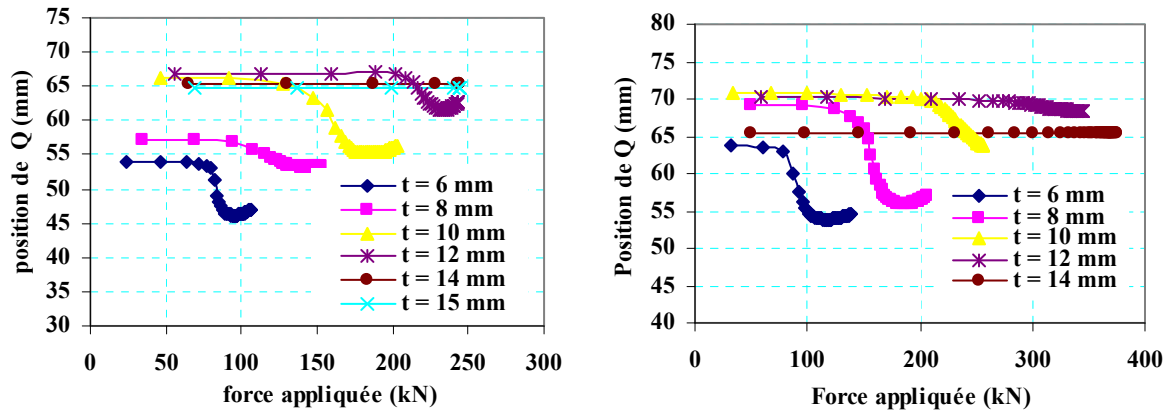


Figure IV-36: Evolution de la position de la résultante de  $Q$  en fonction de la force appliquée

L'analyse de la figure IV-36 montre que la position de la résultante des efforts de levier en phase élastique est relativement identique pour les trois tronçons et ne dépasse pas 4mm pour une translation de 10mm de la position de l'axe du boulon. Cependant, en phase ultime et au delà d'un chargement égal à 68% de la charge correspondant à l'apparition de la première rotule plastique dans la semelle du tronçon au niveau du congé de raccordement, on note un déplacement de la position de la résultante des efforts de levier vers l'extrémité de raccordement du tronçon en té. Cette translation de position de la force de levier est relativement importante pour les trois tronçons.

## 5- Conclusions

Dans cette étude numérique, deux configurations géométriques de tronçons en té ont été modélisées. L'étude multi-échelle du comportement du système correspondant au tronçon en té entier ou composants du tronçon en té (boulon, platine d'about) et la comparaison des résultats avec les valeurs de l'EC3 a permis de faire ressortir les observations données ci-après.

La dimension du tronçon en té ( $l_{eff}$ ) a une incidence importante sur le comportement du boulon, notamment l'aspect relatif à la déformation des boulons par flexion. En effet, la répartition des contraintes dans les boulons appartenant à un tronçon en té court indique que les boulons subissent un phénomène combiné de flexion et de traction. Ceci nous mène à un état d'interaction entre le moment de flexion et l'effort normal ( $M/N$ ) dans le boulon. Par contre, les boulons appartenant au tronçon long ne sont sollicités qu'à la traction simple.

Le modèle proposé par l'EC3 donne une variation simple des efforts de traction dans le boulon en fonction du chargement extérieur alors que bien souvent le boulon d'un assemblage se trouve fortement fléchi au moment de la ruine. Ainsi, le modèle EC3 est satisfaisant que dans le cas des tronçons longs.

La position du boulon joue un rôle important dans le comportement des tronçons en té. La diminution de la distance entre l'axe du boulon et l'extrémité du tronçon en té ( $n$ ) rend la semelle relativement souple et conduit, d'une part, à une réduction de la résistance et de la rigidité du tronçon en té et, d'autre part, à l'augmentation de la résistance dans le boulon. En outre, la diminution de la valeur de ( $n$ ) conduit à une diminution de la sollicitation flexionnelle dans le boulon.

L'épaisseur de la platine d'about (semelle du Té) joue un rôle important dans le mode de déformation du tronçon en té ainsi que le boulon. L'augmentation de cette épaisseur conduit à une augmentation de la résistance et une diminution de la ductilité.

## **Conclusion générale et perspectives**



## Conclusion générale et perspective

Le travail présenté dans ce mémoire est consacré, d'une part, à l'étude des assemblages poutre-poteau et poutre-poutre par platine d'about, et d'autre part, à l'étude des tronçons en té d'assemblage métallique avec boulons soumis à une combinaison moment-effort normal.

Pour les assemblages métalliques avec platine d'about, l'objectif était d'analyser leur comportement non linéaire. L'étude a permis de présenter les modes de ruine observés expérimentalement sur des assemblages comportant ou non des raidisseurs de platine et d'établir une base de données expérimentale qui couvre différentes configurations géométriques d'assemblages. Cette base de données a été ensuite utilisée pour calibrer et valider le modèle numérique élaboré. De plus, elle a permis de donner une vue globale sur l'effet de plusieurs paramètres géométriques et mécaniques tels que la position des raidisseurs de platine sur la rigidité et la résistance des assemblages métalliques.

Pour réaliser les différentes études, trois démarches ont été utilisées :

- une démarche expérimentale, par la réalisation de deux types d'assemblages (poteau-poutre poutre-poutre) avec différentes dimensions de platine d'about pour évaluer la résistance, la rigidité et la capacité de rotation des assemblages ;
- une démarche par modélisation numérique, avec la mise en point d'un modèle par éléments finis permettant de simuler la courbe moment-rotation des assemblages métalliques ainsi que divers paramètres.
- une démarche de validation de modèle numérique, dans laquelle les résultats expérimentaux trouvés sont comparés aux valeurs de calcul de l'EC3 ;

Pour chaque démarche suivie, des conclusions ont été tirées. Ainsi, les principaux résultats relevés à partir de la démarche expérimentale sont données ci-après.

Les assemblages poteau-poutre testés ont péri par instabilité locale de la semelle et de l'âme du poteau. Le mécanisme de ruine est caractérisé par la flexion de la semelle du poteau au niveau de la partie tendue et la déformation de l'âme du poteau par voilement local au niveau de la partie comprimée. Par contre, les assemblages de continuité de poutres ont péri par flexion de la platine d'about.

La présence du raidisseur de platine d'about augmente le moment résistant et la rigidité initiale mais réduit la ductilité de l'assemblage. Les rotations ultimes des assemblages poteau poutre testés ont montré qu'il est possible d'effectuer une analyse globale plastique de la structure.

Dans un assemblage avec platine d'about débordante non raidie, le boulon intérieur est soumis à davantage d'effort qu'un boulon extérieur, ce qui confirme la validité des formules données dans l'EC3. Par contre, pour un assemblage avec platine d'about raidie, les boulons reprennent pratiquement les mêmes efforts.

Les principaux résultats, à partir de l'application de l'EC3, sont donnés ci-après.

Une surévaluation de la rigidité initiale des assemblages ; notamment des assemblages avec platine d'about débordante. Contrairement à l'approche expérimentale, selon l'EC3, la présence des raidisseurs n'a pas d'effet sur les valeurs de la résistance et de la rigidité initiale de l'assemblage avec platine d'about raidie en particulier pour un poteau flexible.

Les principaux résultats relevés à partir de l'approche numérique sont donnés ci-après.

La modélisation numérique élaborée simule de façon satisfaisante le comportement global moment-rotation ainsi que les déformées d'assemblages avec ou sans platine d'about.

La présence des raidisseurs de platine dans l'assemblage influe le mode de déformation de la platine. La déformation importante est observée au niveau de la semelle tendue de la poutre pour l'assemblage avec platine d'about débordante non raidie et au niveau de l'extrémité de la platine pour un assemblage avec platine d'about débordante raidie.

La présence des raidisseurs de la platine dans les zones tendue et comprimée influe de manière directe sur le comportement des assemblages. Elle permet des gains de résistance et de rigidité initiale très importants par rapport à un assemblage non raidi. De plus, la présence du raidisseur de platine dans la zone comprimée seulement de l'assemblage est plus bénéfique par rapport à sa présence dans la zone tendue seulement de l'assemblage.

En plus de ces résultats, nous avons donné une importance particulière à l'analyse numérique des tronçons en té pour mettre en évidence l'influence de la flexion du boulon sur le comportement de ces tronçons en té. Deux configurations géométriques de tronçons en té ont été modélisées pour simuler le comportement des boulons ainsi que les paramètres affectant leur capacité de déformation. Les principaux résultats trouvés sont donnés ci-après.

La dimension du tronçon en té ( $l_{eff}$ ) influe sur le comportement du boulon notamment l'aspect relatif à la déformation par flexion. Les boulons appartenant à un tronçon en té court subissent un phénomène combiné de flexion et de traction alors que les boulons appartenant au tronçon long ne sont sollicités qu'à la traction simple.

Le modèle proposé par l'EC3, donne uniquement une variation des efforts de traction simple dans le boulon en fonction du chargement extérieur alors que bien souvent le boulon d'un assemblage se trouve fortement fléchi au moment de la ruine. Ainsi, le modèle EC3 n'est satisfaisant que dans le cas des tronçons court.

Il est indispensable de formuler de nouveaux critères afin d'adapter le modèle numérique au modèle analytique proposé par l'EC3. La modification peut se situer au niveau de la prise en compte de la flexion des boulons dans le calcul analytique.

La position du boulon joue un rôle important dans le comportement des tronçons en té. Ainsi, la diminution de la distance entre l'axe du boulon et l'extrémité du tronçon en té ( $n$ ) rend la semelle relativement souple et conduit à une réduction des résistances et des rigidités du tronçon en té et une augmentation de l'effort de levier. L'augmentation de cette force de levier induit une augmentation de la sollicitation flexionnelle dans le boulon.

Le travail présenté dans ce document laisse un certain nombre de champs ouverts pour la recherche future. Nous pensons notamment à l'extension du modèle MEF présenté dans ce document à des analyses d'assemblages de type poteau-poutre et poutre-poutre soumis à des chargements cycliques. Elargir le modèle élément finis aux assemblages mixtes dont le but est de mettre en évidence et de quantifier le rôle de la dalle, et implicitement de ses composants, les armatures, les goujons connecteurs et la poutre transversale, dans le transfert de moment de flexion de la poutre au poteau. En outre, il serait important de conduire des études sur l'évaluation de capacité de déformation des tronçons renforcés par des raidisseurs ainsi que l'étude du comportement des tronçons seuls ou renforcés par des raidisseurs sous sollicitations cycliques.

## **Références bibliographiques**





## Références bibliographiques

- A -

Adey B.T., Grondin G.Y. and Cheng J.J.R., (2000). "Cyclic loading of end plate moment connections". Canadian Journal of Civil Engineering 27 (4), pp. 683–701.

Agerskov H., (1976). "High-strength bolted connections subject to prying". Journal of the Structural Division, Vo. 102, N° ST1, pp.161–75.

Aggarwal H., (1994). "Comparative tests on endplate beam-to-column connections". Journal of Constructional Steel Research. Vol. 30, pp. 151-175.

American Institute of Steel Construction (AISC), (1986). "Load and resistance factor design specification for structural steel buildings". Chicago.

American Institute of Steel Construction (AISC), (1989). "Allowable stress design specification for structural steel buildings". Chicago.

American Institute of Steel Construction (AISC), (2005). "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications". ANSI/AISC 358-05. An American National Standard.

Al-Khatib. Z. (2003) " « Analyse de comportement des assemblages métalliques renforcés par contre-plaques -Approche numérique et validation expérimentale", Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand.

Al-Khatib Z., Bouchaïr A., (2007). "Analysis of a bolted T-stub strengthened by backing-plates with regard to Eurocode 3 ", Journal of Constructional Steel Research", Vol. 63, pp. 1603–1615.

Aribert J. M., Lachal A. et Dinga O. N., (1999). "Modélisation du comportement d'assemblages métalliques semi rigides de types poutre poteau boulonnés par platine d'extrémité". Construction Métallique, N° 1, 22 pages.

Attigobe E. and Morris G., (1991). "Moment–rotation functions for steel connections". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, N° 6, pp. 1703–1718.

- B -

Bijlaard F.S.K., Nethercot D.A., Stark J.W.B., Tschemmernegg F. and Zoetemeijer P., (1989). "Structural Properties of Semi-rigid Joints in Steel Frames". IABSER Survey, Periodica 2.

Bernuzzi C., Zandonini R. and Zanon P., (1991). "Rotational behaviour of extended end plate." Costruzioni Metalliche, N° 2, 74-103.

Bahaari M. R., and Sherbourne A. N., (1994). "Computer Modeling of An Extended End-Plate Bolted Connection", Computers and Structures, Vol. 52, N° 5, pp. 879-893.

Bahaari M. R. and Sherbourne A. N., (1997). "Finite Element Prediction of End-Plate Bolted Connection Behavior II: Analytic Formulation", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 2, pp. 165-175.

Bahaari M. R. and Sherbourne A. N., (2000). " Behavior of Eight-Bolt Large Capacity Endplate Connections ", Computers and Structures, Vol. 77, No. 3, pp. 315-325.

Bouchaïr A., (2006). Exemples de calcul d'assemblages par platine d'about débordante selon l'EC3 (exercices détaillés et commentés). (SNPAECM), Formation de formateur de BTS, 20-24/03/2006, Saint-Sauves d'Auvergne, 24 p.

Bouchaïr A., Averseng J., Abidelah. A., (2008). " Analysis of the behaviour of stainless steel bolted connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, 2008, pp. 1264-1274.

Bursi O. S. and Leonelli L., (1994). "A finite element model for the rotational behaviour of end plate steel connections", Proc. SSRC Annual Technical Session, Chicago, pp. 163-175.

Bursi O.S. and Jaspart J.P., (1997). "Benchmarks for finite element modelling of bolted steel connections ", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 43 N°1, pp.17- 42.

Bursi O.S and Jaspart J.P. (1997). "Calibration of a finite element model for bolted end plate steel connections", Journal of Constructional Steel Research; 44(3), pp.225-262.

Bursi O.S. and Jaspart J.P., (1998). "Basic issues in the finite element simulation of extended end-plate connections", Computers and Structures, Vol.69, pp.361-382.

Bursi O.S., (1995). "A refined finite element model for T-stub steel connections", COST C1, Numerical simulation group, Doc. C1WD6/95-07.

Brown N. D., Hughes A. F. and Anderson D., 2001. "Prediction of the initial stiffness of ductile end-plate steel connections", Proceeding of the Institution of Civil Engineers, structures & Buildings, Vol. 146, issue 1, pp. 17-29.

Bourrier P. and Brozzetti J., 1996. "Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon EC3 et EC4", APK, édition Eyrolles, Paris.

- C -

Ciutina L. A., (2003). "Assemblage et comportement sismique de portiques en acier et mixtes acier béton : Expérimentation et simulation numérique" Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, pp. 258.

Chen W.F. and Lui F.M., (1991). "Stability design of steel frames", Boca Raton (FL): CRC Press.

Chen W.F., (2000). "Practical analysis for semi-rigid frame design", Singapore, World Scientific.

Chen W.F., Goto Y. and Liew J.Y.R., (1996). "Stability design of semi rigid frames", 2nd edition, New York, John Wiley and Sons.

Colson A and Bojorhovde R., (1992). "Intérêt économique des assemblages semi-rigide", Construction Métallique N° 2, pp. 37-41.

Coelho A. M. G. and Bijlaard F.S.K., (2006). "Experimental behaviour of high strength steel end-plate connections", J. of Constructional Steel Research. Vol. 63, N° 9, pp. 1228-1240.

Choi C. and Chung G., (1996). "Refined Three-Dimensional Finite Element Model for End-Plate Connection", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, N°. 11, pp. 1307-1316.

Choi C. and Chung G., (1996). "A Gap Element for Three-Dimensional Elasto-Plastic Contact Problems", Computers and Structures, Vol. 61, No. 6, pp. 1155- 1167.

Coelho G.A.M., Da Silva S. L. and Bijlaard F.S.K., (2004). "Ductility analysis of bolted extended end-plate beam-to-column connections" In: The third Int. Conf. on steel & composite structures.

CECM, (1994). "Calcul d'ossatures et assemblages : considérations économiques", Construction Métallique N° 1, pp. 45-52.

Colson A. and Borhovde R., (1992). "Intérêt économique des assemblages semi rigide", Construction Métallique, Vol. 29, N° 2, pp. 37-41.

Cruz P.J.S., Calado L. and Da Silva L.S.,(2000). "Characterization of components in steel and composite connections under cyclic loading", Proceedings of the Third International Conf. Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA, Montreal, Canada, pp. 155-163.

Coelho A.M.G., Frans S.K., Bijlaard, Gresnigt N., and Da Silva L.S., (2004). "Experimental assessment of the behaviour of bolted T-stub connections made up of welded Plates ", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, N° pp. 269–311

- D -

De Stefano M. and Astanteh A., (1991). "Axial force displacement behavior of steel double angles", Journal of Constructional Steel Research 20, pp.161–81.

CM66, (1976). " Règles de Calcul des Constructions en Aciers", Etablies par l'ITBTP et le CTICM, Editions Eyrolles.

Da Silva L. S., A. Santiago and Vila Real P., (2002). "Post-limit stiffness and ductility of end-plate beam-to-column steel joints", Computers and Structures 80, pp.515–531.

Davison, J B and Kirby, P A. (1987). "Rotational Stiffness Characteristics of Steel Beam to Column Connections". Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, pp 17-54,

Davison, J B, Kirby, P A and Nethercot, D A. Effect of Lack of Fit on Connection Restraint, Journal of Constructional Steel Research, Vol 8, pp 55-69.

De Lima L.R.O., Da Silva L. S. Da S. Vellasco P.C.G.and De Andrade S.A.L., (2004). "Experimental evaluation of extended endplate beam-to-column joints subjected to bending and axial force", Engineering Structures, Vol. 26, pp. 1333–1347.

Douty RT and Mc Guire W., (1965). "High strength bolted moment connections", Journal of the Structural Division, Vol. 91, N° ST2, pp. 101-128.

Dinga O. N., (1998). "Etude du comportement des assemblages poteau poutre en acier et mixte acier-béton boulonnés par platine d'about ", Thèse de Doctorat, INSA de Rennes.

Da Silva L. S., Santiago A. and Vila Real P., (2002). " Post-limit stiffness and ductility of end plate beam-to-column steel joints", Computer sand Structures, Vol. 80, pp.515–31.

- E -

Eurocode 3, (1993). "Design of steel structures", part 1.1: general rules and rules for buildings, DD ENV 1993-1-1, British Standards Institution, London,

- F -

Faella C., Piluso V. and Rizzano G., (1998). "Experimental analysis of bolted connections: snug versus preloaded bolts". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124 N°7, pp.765–774.

Faella C, Piluso V and Rizzano G., (2000). "Structural steel semirigid connections: Theory, design and software". Boca Raton: CRC Press LLC.

Fleuret J.S., (1996). "CEA Saclay/DRN/DMT/SEMT/LAMS, Prise en main de CASTEM2000", 71 pages.

- G -

Gomes F.C.T., Kuhlmann U., De Matteis G. and Mandarra A., (1998). "Recent developments on classification of joints- COST C1 ", Int. Conf., Liege, Belgium, September (17-19), pp. 10.

Gomes F.C.T., Neves L.F.C., Silva .L.A.P.S. and Simões R.A.D., (1995). "Numerical simulation of a T-stub", Cost C1, Numerical simulation group, Doc. C1WG6/95.

Ghobarah A., Osman A. and Korol R.M., (1990). "Behaviour of extended end-plate connections under cyclic loading", Engineering Structures, Vol. 12, N° 1, pp. 15-27.

Ghobarah A, Korol RM and Osman A., (1992). "Cyclic behaviour of extended endplate joints", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, N° 5, pp. 1333–1353.

Gebbeken, N., Rothert, H., and Binder, B., (1994). "On the Numerical Analysis of Endplate connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 30, No. 2, pp. 177-196.

Gebbeken N., Wanzek T., Petersen C., (1997). "Semi-rigid connections, T-stub model-Report on experimental investigations", Rep. No. 97/2, Institut für Mechanik und Static, Univ. des Bundeswehr München, Munich, Germany.

- H -

Hong K., Yang J.G. and Lee S.K., (2002). "Moment–rotation behavior of double angle connections subjected to shear load", J. of Structural Engineering, Vol. 24, N° 1, pp. 125-132.

- I -

International Standard ISO 898-1:1999 (E), (1999). "Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel-Part 1: bolts, screws and studs", Switzerland.

- J -

Jaspart J.P., (2000). "General report: session on connections", Journal of Constructional Steel Research 55, p.p. 69–89.

Jaspart J.P., (1998). " élément de stabilité des structures de bâtiments métalliques", notes destinées aux étudiants de CUST de Clermont-Ferrand.

Jaspart J.P. (1991). "Etude de la semi rigidité des nœuds poutres colonne et leur influence dans l'étude des structures en acier", Thèse de doctorat, université de liège Belgique.

Jenkins W. L., Tong C. S. and Prescott A.T., (1996). "Moment transmitting endplate connections in steel construction and a proposed basis for flush endplate design the structural engineering", Vol. 64 A, N° 5, pp. 121-132.

Janss J., Jaspart J.P. and Maquoi R., (1987). "Experimental study of the non linear behaviour beam-to column bolted joints"- Connection in steel structure-, edited by R. Bjorhovde and A. colson, Elsevier Applied sciences, pp. 26-32.

Jaspart J.P., (1997). "Contributions to recent advances in the field of steel joints, Column bases and further configurations for beam-to-column joints and beam splices", Aggregation thesis. University of Liege.

Jaspart J.P., (1994). "Numerical simulation of a T-stub – experimental data", COST C1, Numerical simulation group, Doc. C1WD6/94-09.

- K -

Kulak G.L., Fisher J.W. and Struik J.H.A., (1987). "Guide to design criteria for bolted and riveted joints", 2nd edition, New York, John Wiley and Sons.

Korol R.M., Ghobarah A. and Osman A., (1990). "extended end-plate connections under cyclic loading: Behaviour and design", Journal of Constructional Steel Research 16, pp. 25-80.

Kukreti A.R. and Zhou F.,(1987). "Eight-bolt End plate connection and influence on frame behaviour moment rotation relationship", Journal of Constructional Steel Research 8, pp.137-157,.

Kukreti A.R., Murray J.M. and Ghasseimieh M., (1989). "Finite element modelling of large capacity stiffened steel tee-hanger connections", Computers and Structures 32 (2), pp. 409-422.

Kukreti A.R., Ghasseimieh M. and Murray J.M., (1990). "Behaviour and design of large capacity moment end plates", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.116, N° 3, pp. 809-828.

Kukreti A.R. and Zhou F., (2006). "Eight-bolt End plate connection and influence on frame behaviour", Engineering structures, Vol. 28, N° 11, pp. 1483-1493.

Kuhlmann U., Davison J.B. and Kattner M., (1989). "Structural systems and rotation capacity". In: Maquoi R, Editor, Control of the semi rigid behaviour of civil engineering structural connections, Proceedings of the International Conference Liege, Belgium, pp. 167–176.

Kato B. and McGuire W., (1973). "Analysis of T-stub flange-to-column connections". Journal of the Structural Division, Vol. 99, N° ST5, pp. 865–888.

- L -

Leon R. T. and Swanson, J. A., (1998). T-stub Connection Tests, Proceedings of the Structural Engineer's World Congress, San Francisco.

- M -

Mimoune M. and Mimoune F.Z., (2003). "Analyse du comportement des assemblages boulonnés par platine d'about sollicités en traction", Revue Canadienne de Génie Civil, 30 (4), pp. 615-624.

Ministère de l'habitat Algérie, (1998). "Règles de conception et de calcul des structures métalliques CCM 97", D.T.R.-B.C.- 2.44, Éditions O.P.U, Algérie.

Moore D.B. and Sims P.A.C., (1983). "The influence of backing plates on the behaviour of extended end plate connections". Building Research Establishment, N° 179.

Mazroi, A.,(1990). "Moment-Rotation Behaviour of Beam-to-Column End-Plate Connections in Multi-Story Frames", Ph.D. dissertation, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma.

Mistakidis E.S., Baniotopoulos C.C., Bisbos C.D. and Panagiotopoulos P.D.A., (1996). "2-D numerical model for the analysis of steel T-stub connections", COST C1, Numerical simulation group, Doc. C1WD6/96-09.

Mistakidis ES, Baniotopoulos CC, Bisbos CD and Panagiotopoulos P.D.,(1997). "Steel T-stub connections under static loading: an effective 2-D numerical model ", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 44,N° 1-2, pp. 51-67.

- N -

Nethercot D.A. and R. Zandonini, (1990). "Methods of Prediction of Joint Behaviour: Beam-to-Column Connections in Structural Connections: Stability and Strength", Elsevier Applied Science Publishers, Chapter 2, P 22-62, Editor R. Narayanan.

Nair R.S., Birkemoe P.C. and Munse W.H., (1974). " High strength bolts subject to tension and prying", Journal of the Structural Division, Vol.100,N° ST2, pp.351–372.

- O -

Owens, G. W. and Cheal, B. D. (1989), "Comprehensive coverage of several aspects of connection behaviour and design Structural Steelwork" Connections, 1<sup>st</sup> Edition.

- P -

Packer J.A. and Morris L.J., (1977). "A limit state design method for the tension region of bolted beam-to-column connections", The Structural Engineer 55, 10, pp. 446-458.

Piluso V., Faella C. and Rizzano G., (2001). "Ultimate Behaviour of Bolted T-stubs. I-Theoretical Model", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 6, pp. 686-693.

Piluso V., Faella C. and Rizzano G., (2001). "Ultimate Behaviour of Bolted T-stubs, II-Experimental Analysis", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 6, pp. 694-704.

Piluso V. and Rizzano G., (2008), "Experimental analysis and modelling of bolted T-stubs under cyclic loads", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, No 6, pp. 655-669.

- R -

Ribeiro, L. F. L., Goncalves, R. M. and Castilglioni, C. A., (1998). "Beam-to-column end plate connections- An experimental analysis", Journal of Constructional Steel Research, Issue I-3 Vol. 46, Paper No. 304.

RILEM draft recommendation, (1990). "Tension testing of metallic structural materials for determining stress-strain relations under monotonic and uniaxial tensile loading", Materials and Structures, Vol. 3, pp. 35–46.

- S -

Shi Y.J., Chan S.L. and Wong Y.L., (1996). "Modelling for moment–rotation characteristics for end-plate connections". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, N° 11, pp 1300–1306.

Seradj H., (1997). "Ductile End-Plate Connections Utilizing Plate Yielding", MS thesis, School of Civil Engineering and Environmental Science. University of Oklahoma. Norman, Oklahoma.

Shi Y., Shi G. and Wang Y., (2007). "Experimental and theoretical analysis of the moment-rotation behaviour of stiffened extended end-plate connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp. 1279–1293.

Shi Y., Shi G. and Wang Y., (2007). "Behaviour of end-plate moment connections under earthquake loading", *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 703-716

Stankiewics B., (1997). "computer analysis of bolted endplate beam splices", *Int. Conf. New technologies in structural engineering New tech*, IABSE-FIP Lisbon, Portugal, 2-5 July, 4 pages.

Swanson J.A., (1999). "Characterization of the strength, stiffness, and ductility behavior of T-stub connection", PhD Dissertation, Georgia Institute of Technology.

SAC, (1997). "Joint Venture, Protocol, for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connections Tests and Other Experimental Specimens", Report N° SAC/BD-76-02, Sacramento, California, USA.

Swanson J.A. and Leon R.T., (2000). "Bolted steel connections: tests on T-stub components" *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.126, N°1, pp. 50–56.

Swanson J.A. (1999). "Characterization of the strength, stiffness and ductility behavior of T-stub connections" PhD dissertation, Georgia Institute of Technology, Atlanta, USA.

Swanson J.A., Kokan D.S. and Leon R.T., (2002). "Advanced finite element modelling of bolted T-stub connection components". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, pp. 1015-1031.

- T -

Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A. and Gardner L., (2007). "The behaviour and design of steel structures to EC3". 4<sup>th</sup> edition British, London, Spon Press.

Tsai K.C. and Popov E.P., (1990). "Cyclic behaviour of end-plate moment connections", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, N° 11, pp.2917–2930.

- W-

Wanzek T. and Gebbeken N., (1999). "Numerical aspects for the simulation of end plate connections", In: *Numerical simulation of semi-rigid connections by the finite element method* (Ed.: K.S. Viridi), COST C1, Report of working group 6-Numerical simulation, Brussels, 13-31. (In: Chapter 4)

- Z -

Zoetemeijer P., and Munter., (1983). "Proposal for the standardization of extend end plate connections based on test analysis", Report: 6, Delft University of Technology, Department of Civil Engineering, Stevin Laboratory, the Netherlands, pp. 83-23.

Zoetemeijer P., (1974). "A design method for the tension side of statically loaded, bolted beam-to-column connections", *Heron*, 20 (1), pp.1-59.

Zajdel M., (1997). "Numerical analysis of bolted tee-stub connections " TNO Report 97-CON-R-1123.

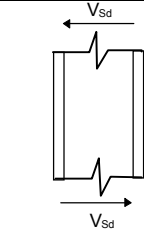
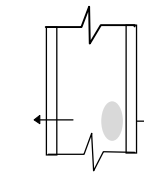
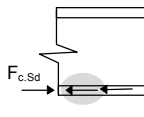
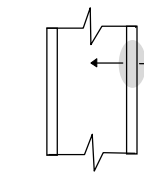
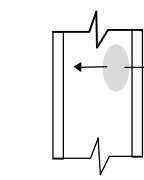
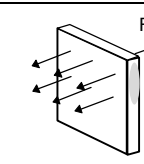
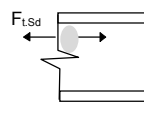
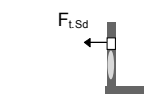




## **ANNEXES**



## Annexe A - Liste des composantes couvertes par l'EC3

N°	Composante	
1	Panneau d'âme de poteau en cisaillement	
2	Ame de poteau en compression	
3	Semelle et âme de poutre en compression	
4	Semelle de poteau en flexion	
5	Ame de poteau en traction	
6	Platine d'extrémité en flexion	
7	Ame de poutre en traction	
8	Cornière de semelle en flexion	

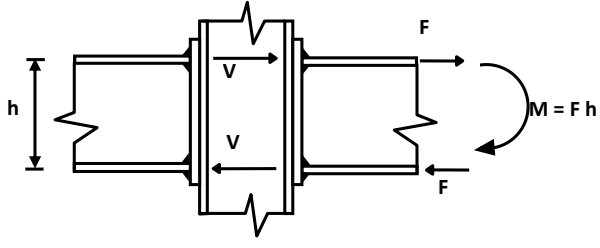
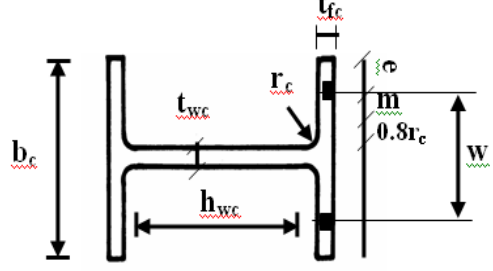
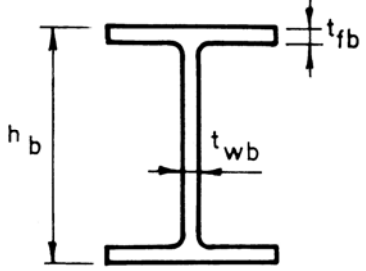
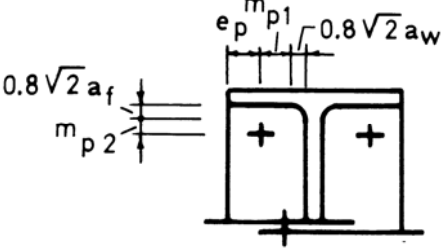
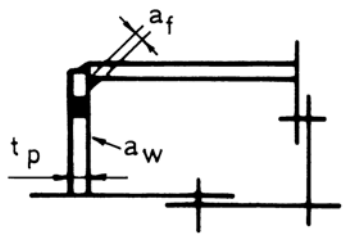
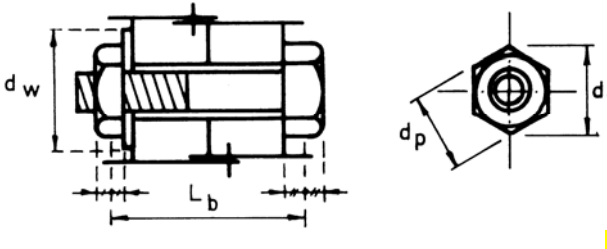
9	Boulons en traction	
10	Boulons en cisaillement	
11	Boulons en pression diamétrale (sur semelle de poutre, semelle de poteau, platine d'extrémité ou cornière)	
12	Plaque en traction ou en compression	

*Tableau A-1: Liste des composantes couvertes par l'EC3*

## Annexe B - Formulation utilisée par l'EC3

Caractéristiques mécaniques : Ame de la poutre :  $f_{ywb}$  ; Semelle de la poutre :  $f_{yfb}$  , Platine d'about :  $f_{yp}$  et  $f_{up}$  ; Boulon :  $f_{ub}$  ; Ame du poteau :  $f_{ywc}$  ; Semelle du poteau :  $f_{yfc}$  ; Pour les profils laminés:  $f_{ywb} = f_{yfb}$  .

Caractéristiques géométriques

<p>Assemblage</p> 	<p>Poteau :</p> 
<p>Poutre</p> 	<p>Platine</p> 
<p>Platine</p> 	<p>Boulon</p> 

	Rigidité	Résistance
1. Ame du poteau en cisaillement	$k_1 = \frac{0,38 A_{wc}}{\beta h}$ $\beta = \frac{V}{F} : \text{ (force de cisaillement âme/ force dans semelle)}$	$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc,Rd}}{\beta}$ <p>avec <math>V_{wc,Rd} = \frac{0,9 A_{vc} f_{ywc}}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}</math></p>
2. Ame du poteau en compression	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,wc} t_{wc}}{h_{wc}}$	$F_{Rd,2} = \eta \rho_c b_{eff,wc} t_{wc} f_{ywc} / \gamma_{M_0}$ <p>avec</p> $\eta = (1,25 - 0,5 \frac{\sigma_n}{f_{ywc}}) \leq 1,0$ $\rho_c = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc,c} / A_{vc})^2}}$ $b_{eff,wc,c} = t_{fb} + 2a_f \sqrt{2} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$ <p><math>\sigma_n</math> : contraintes normales dans l'âme du Poteau au niveau du congé de raccordement</p>
3. Ame du poteau en traction	$k_5 = \frac{0,7 b_{eff,wc,t} t_{wc}}{h_{wc}}$	$F_{Rd,2} = \rho b_{eff,wc,t} t_{wc} f_{ywc} / \gamma_{M_0}$ $\rho_t = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc,t} t_{wc} / A_{vc})^2}}$ $b_{eff,wc,t} = \min[4\pi m; 8m + 2,5e; p + 4m + 1,25]$
4. semelle du poteau en flexion	$k_6 = \frac{0,85 l_{eff,fc,t} t_{fc}^3}{m^3}$	$F_{Rd,6} = \min[F_{fc,Rd,t1} ; F_{fc,Rd,t2}]$ $F_{ep,Rd,1} = \frac{(8n - 2e_w) l_{eff,fc,t} m_{pl,fc}}{2mn - e_w(m+n)}$ $F_{ep,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,fc,t} m_{pl,fc} + 4B_{t,Rd} n}{m+n}$ $n = \min[e ; 1,25m ; (bp - w) / 2]$ $m_{pl,fc} = 0,25 t_{fc}^2 f_{yfc} / \gamma_{M_0}$ $l_{eff,fc,t} = b_{eff,wc,t}$ $e_w = d_w / 4$
5. platine d'about en flexion	$k_7 = \frac{0,85 l_{eff,p,t} t_p^3}{2 m_p^3}$	$F_{Rd,7} = \min [ F_{ep,Rd,1} ; F_{ep,Rd,2} ]$ $F_{ep,Rd,1} = \frac{(8n_p - 2e_w) l_{eff,p,t} m_{pl,p}}{2 m_{p1} n_p e_w (m_{p1} + n_p)}$ $F_{ep,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,p,t} m_{pl,p} + 2 B_{t,Rd} n_p}{m_{p1} + n_p}$

		$n_p = \min [ e_p ; 1,25 m_{p1} ]$ $m_{pl,p} = 0,25 t_p^2 f_{yp} / \gamma_{Mo}$ $e_w = d_w / 4$ $l_{eff,p,t} = \min [ 4\pi m_{p1} ; 8m_p + 2,5e_p ; w + 4m_p + 1,25 ep ; b_p ]$
7. semelle de la poutre en compression	$k_3 = \infty$	$F_{Rd,3} = M_{c,Rd} / (h_b t_{fb})$ $M_{c,Rd} : \text{Moment résistant du calcul de la poutre}$
8. Ame de la poutre en traction	$k_8 = \infty$	$F_{Rd,8} = b_{eff,wb} t_{wb} f_{ywb} / \gamma_{Mo}$ $b_{eff,wb,t} = l_{eff,p,t}$
10. Boulons en traction	$k_4 = 1,6 \frac{A_s}{L_b}$	$F_{Rd,4} = 2 B_{t,Rd} \text{ with } B_{t,Rd} = F_{t,Rd}$ $B_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$
Assemblage	Rigidité initiale $S_{j,ini} = E h^2 / \sum_{i=3,4,7,8} 1/k_i$ Rigidité nominale $S_j = S_{j,ini} / 3$	$F_{Rd} = \min [ F_{Rd,i} ]$ moment de résistance plastique : $M_{Rd} = F_{Rd} h$ moment de résistance élastique : $\frac{2}{3} M_{Rd}$

## Annexe C - Caractéristiques des assemblages testés

Les caractéristiques géométriques des assemblages testés sont données dans cette annexe.

### Assemblage FS1

#### Description et montage d'essai FS1 :

Assemblage métallique par platine d'about non débordante. Le spécimen est constitué d'un poteau en acier de type HEA 120, et une poutre de type IPE 240 à son extrémité est soudée une platine métallique. L'assemblage entre le poteau et la poutre est réalisé par l'intermédiaire de 3 rangées de boulons (6 boulons HR 8.8). La configuration de l'assemblage FS1 est illustrée sur la figure B-2-1. Les caractéristiques géométriques de l'assemblage FS1 sont présentées dans le tableau B-2-1.

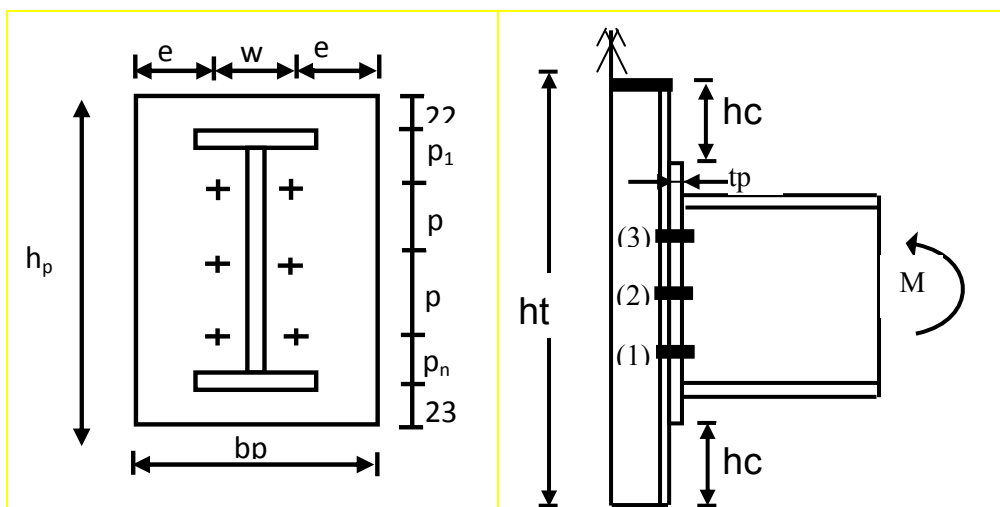


Figure C-1-1 : Configuration de l'assemblage FS1

Poteau HEA120	Poutre IPE 240	Platine	Boulons	autres
hc = 114 mm bc = 120 mm tfc = 8 mm twc = 5 mm rc = 12 mm I <sub>Xc</sub> = 606 cm <sup>4</sup> I <sub>Yc</sub> = 231 cm <sup>4</sup> htc = 510 mm	hb = 240 mm bb = 120 mm tfb = 6.2 mm twb = 6.2 mm rb = 15 mm I <sub>Xb</sub> = 3892 cm <sup>4</sup> I <sub>Yb</sub> = 284 cm <sup>4</sup> L <sub>b</sub> = 2000 mm	hp = 285 mm bp = 150 mm tp = 15 mm	classe 8.8 d = 16 mm	e = 38 mm w = 74 mm p = 82 mm pn = 38 mm p1 = 38 mm hc1 = 150 mm hc2 = 75 mm

Tableau C-1-1 : Caractéristiques géométriques de l'assemblage FS1



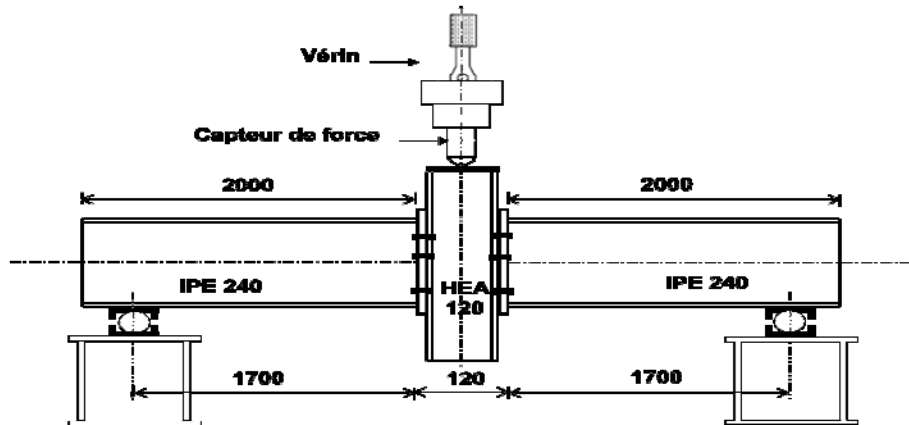


Figure C-1-2 : Montage expérimental de l'assemblage FS1

### Dispositifs de mesures

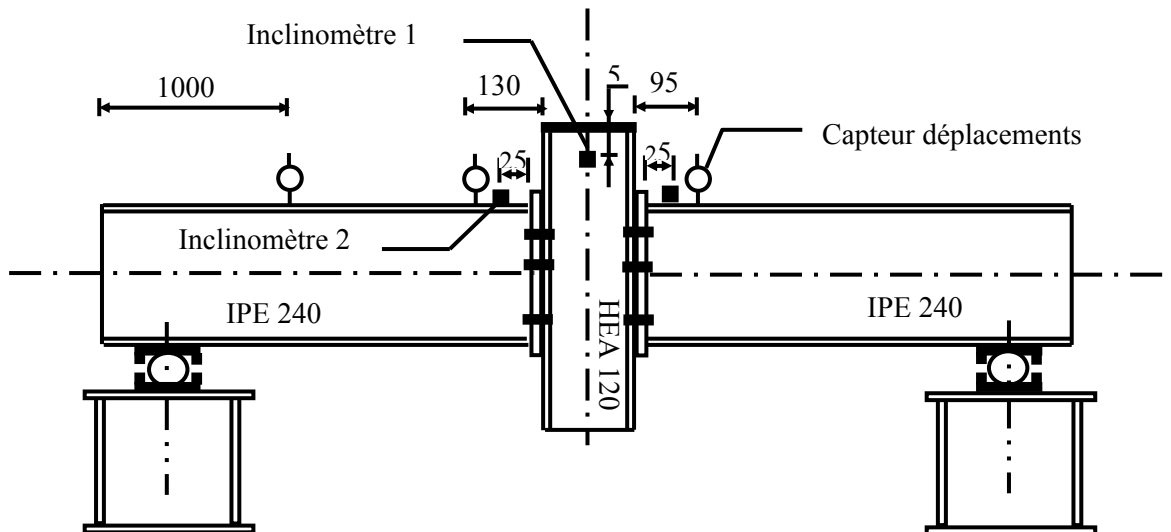


Figure C-1-3 : Dispositif de mesure de l'assemblage FS1

## **Assemblage FS2**

### Description de l'essai FS2 :

Assemblage métallique cruciforme par platine d'about débordante, Le spécimen est constitué d'un poteau en acier de type HEA120, et une poutre de type IPE 240 à son extrémité est soudée une platine métallique. L'assemblage entre le poteau et la poutre est réalisé par l'intermédiaire de 6 boulons HR 8.8. Le chargement appliqué est un chargement monotone croissant. Les caractéristiques géométriques des matériaux utilisés sont présentées dans le tableau C-2-1.

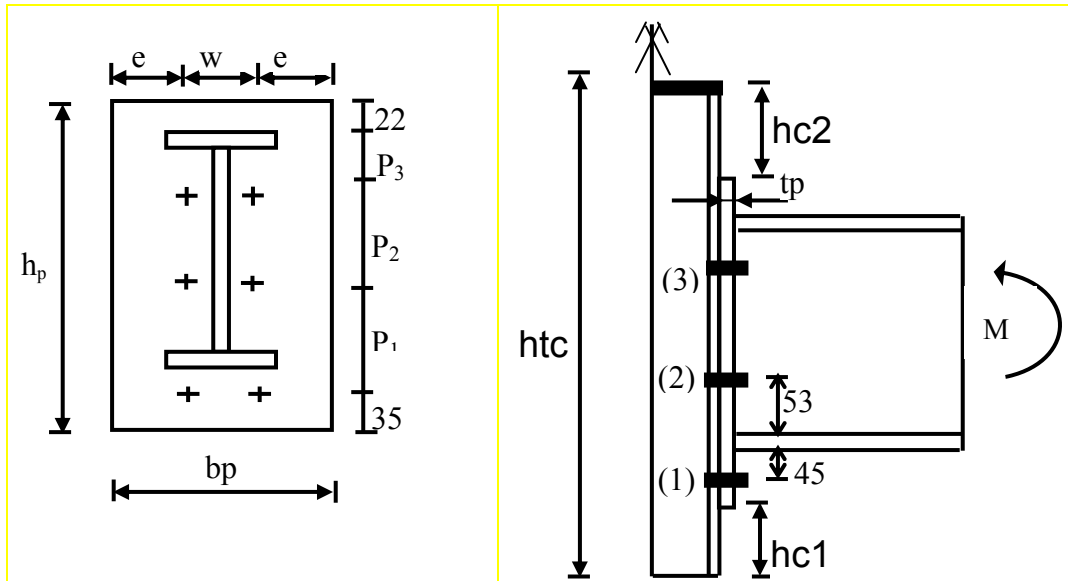


Figure C-2-1 : Configuration de l'assemblage FS2

Poteau HEA120	Poutre IPE 240	Platine	Boulons	autres
hc = 114 mm bc = 120 mm tfc = 8 mm twc = 5 mm rc = 12 mm I <sub>x</sub> c = 606 cm <sup>4</sup> I <sub>y</sub> c = 231 cm <sup>4</sup> htc = 510 mm	hb = 240 mm bb = 120 mm tfb = 6.2 mm twb = 6.2 mm rb = 15 mm I <sub>x</sub> b = 3892 cm <sup>4</sup> I <sub>y</sub> b = 284 cm <sup>4</sup> L <sub>b</sub> = 2000 mm	hp = 340 mm bp = 150 mm tp = 15 mm	classe 8.8 d = 16 mm	e = 38 mm w = 74 mm p1 = 100 mm p2 = 131 mm p3 = 52 mm hc1 = 100 mm hc2 = 72 mm

Tableau C-2-1 : Caractéristiques géométriques de l'assemblage FS2

## Assemblage FS3

### Description de l'essai FS3

Assemblage métallique cruciforme par platine d'about débordante, avec des raidisseurs dans la partie tendue. Le spécimen est constitué d'un poteau en acier de type HEA120, et une poutre de type IPE 240 à son extrémité est soudée une platine métallique. L'assemblage entre le poteau et la poutre est réalisé par l'intermédiaire de 6 boulons HR 8.8. Le chargement appliqué est un chargement monotone croissant. Les caractéristiques géométriques des matériaux utilisés sont présentées dans le tableau C-3-1.

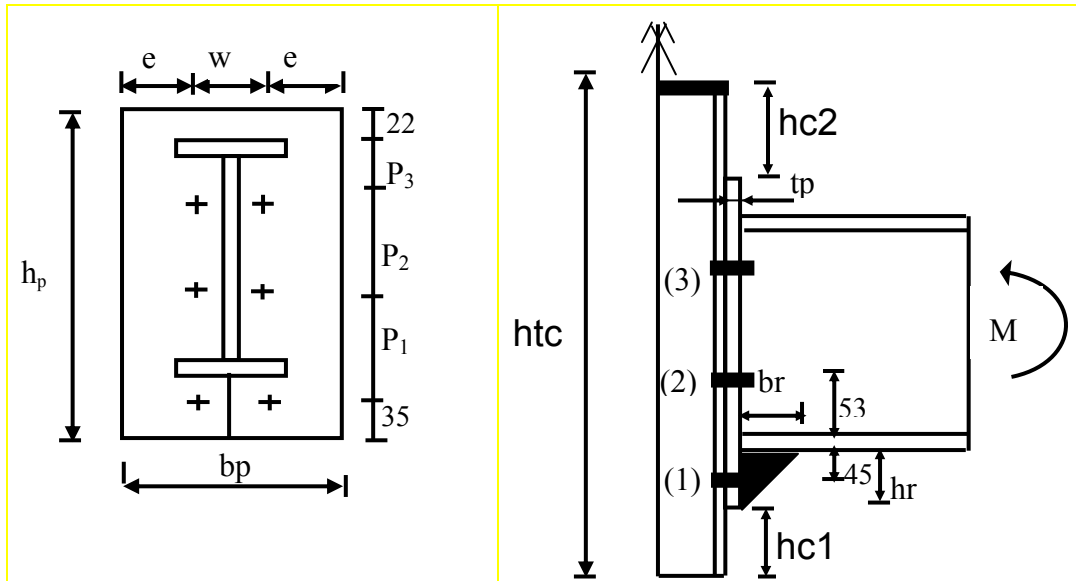


Figure C-3-1 : Configuration de l'assemblage FS3

Poteau HEA120	Poutre IPE 240	Platine	Boulons	autres
hc = 114 mm	hb = 240 mm	hp = 340 mm	classe 8.8	e = 38 mm
bc = 120 mm	bb = 120 mm	bp = 150 mm	d = 16 mm	w = 74 mm
tfc = 8 mm	tfb = 6.2 mm	tp = 15 mm		p1 = 100 mm
twc = 5 mm	twb = 6.2 mm			p2 = 131 mm
rc = 12 mm	rb = 15 mm			p3 = 52 mm
I <sub>Xc</sub> = 606 cm <sup>4</sup>	I <sub>Xb</sub> = 3892 cm <sup>4</sup>			hc1 = 100 mm
I <sub>Yc</sub> = 231 cm <sup>4</sup>	I <sub>Yb</sub> = 284 cm <sup>4</sup>			hc2 = 72 mm
htc = 510 mm	L <sub>b</sub> = 2000 mm			er = 10 mm
				br = 80 mm
				hr = 75 mm

Tableau C-3-1 : Caractéristiques géométriques de l'assemblage FS3

## Assemblage FS4

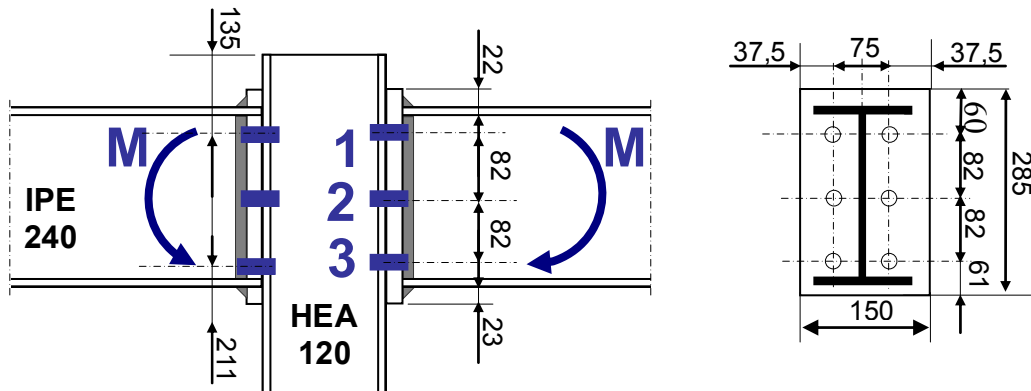
### Description de l'essai FS4 :

Description de l'essai 4 : Assemblage métallique cruciforme par platine d'about débordante, avec des raidisseurs dans la partie tendue et comprimé. Le spécimen est constitué d'un poteau en acier de type HEA120, et une poutre de type IPE 240 à son extrémité est soudé une platine métallique. L'assemblage entre le poteau et la poutre est réalisé par l'intermédiaire de 8 boulons HR 8.8. Le chargement appliqué est un chargement monotone croissant. Les caractéristiques géométriques des matériaux utilisés sont présentées dans le tableau C-4-1.



## Annexe D - Exemple de calcul d'assemblage selon l'EC3

Le calcul analytique a été effectué selon l'EC3 pour tous les assemblages testés. Dans cette annexe, l'exemple du calcul de l'assemblage FS1 est détaillé. La poutre est un IPE 240 attachée à un poteau HEA 120. Le poteau et la poutre sont constitués d'un acier S235 ( $f_u=360$  MPa). Les boulons sont des M16 de classe 8.8 non précontraints. Le diamètre de perçage des trous est  $d_0=18$ mm.



### 1) Caractéristiques des éléments assemblés

Caractéristiques des éléments assemblés :

Poutre : IPE240, S235

$h_b=240$  mm;  $b_b=120$  mm;  $t_{fb}=9,8$  mm;  $t_{wb}=6,2$  mm;  $r = 15$  mm;  $I_y= 3891,6$  cm<sup>4</sup>;  $A= 39,12$  cm<sup>2</sup>;  $A_{vz}=19,1$  cm<sup>2</sup>;  $w_{pl,y}= 366,6$  cm<sup>3</sup>;  $d_b=190,4$  mm

Poteau : HEA120, S235

$h_c=114$  mm;  $b_c=120$  mm;  $t_{fc}=8$  mm;  $t_{wc}=5$  mm;  $r = 12$  mm;  $I_y= 606,2$  cm<sup>4</sup>;

$A= 25,3$  cm<sup>2</sup>;  $A_{vz}=8,5$  cm<sup>2</sup>;  $w_{pl,y}= 119,5$  cm<sup>3</sup>;  $d_c=74$  mm

Platine d'about : S235

$h_p=280$  mm;  $b_p=150$  mm;  $t_p=15$  mm

Boulons : M16, classe 8.8 avec deux rondelles (facultatives)

$f_y=640$  MPa;  $f_u=800$  MPa;  $A_s = 157$  mm<sup>2</sup>

Coefficients partiels de sécurité :  $\gamma_{M0} = 1,0$ ,  $\gamma_{M1} = 1,0$  et  $\gamma_{M2} = 1,25$

### 2) Résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \times 235 \times 850}{1,0 \times \sqrt{3}} = 103,8 \text{ kN}$$

### 3) Résistance âme du poteau comprimée transversalement

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \text{ Mais } F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 0 \text{ et } \omega = 1 \text{ et } b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p$$

$$s = r_c = 12 \text{ mm} \quad \text{et} \quad s_p = t_p + (15 - a_p \sqrt{2}) = 15 + (15 - 5\sqrt{2}) = 22,93 \text{ mm}$$

$$b_{eff,c,wc} = 9,8 + 5 \times 2 \times \sqrt{2} + 5 \times (8 + 12) + 22,93 = 146,87 \text{ mm}$$

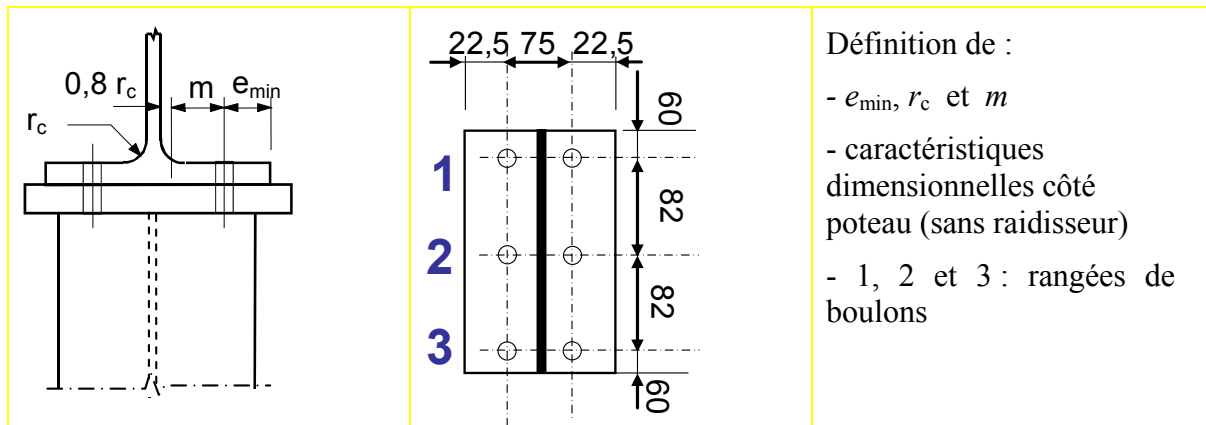
$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{146,87 \times 74 \times 235}{210000 \times (5)^2}} = 0,65 < 0,72$$

$$\rho = 1,0$$

$$\sigma_{com,Ed} < 0,7 f_{y,wc} \Rightarrow k_{wc} = 1$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 146,87 \times 5 \times 235}{1,0} = 172,57 \text{ kN}$$

#### 4) Semelle de poteau fléchi transversalement



#### Calcul des longueurs efficaces (mécanismes individuels)

**Rangée 1 (individuelle)** – rangée d'extrémité:

$$e = e_{min} = 22,5 \text{ mm} ; e_1 = 135 \text{ mm} ; m = \frac{(75 - 5)}{2} - 0,8 \times 12 = 25,4 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi m ; \pi m + 2e_1) = \min(159,51 ; 429,80) = 159,51 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = \min(4m + 1,25e ; 2m + 0,625e + e_1) = \min(129,7 ; 239,86) = 129,7 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc} ; l_{eff,cp}) = 129,7 \text{ mm} \quad \text{et} \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 129,7 \text{ mm}$$

**Rangée 2 (individuelle)** – rangée intérieure :

$$e = e_{min} = 22,5 \text{ mm} ; m = \frac{(75 - 5)}{2} - 0,8 \times 12 = 25,4 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 159,51 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 4m + 1,25e = 129,7 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1} = 129,7 \text{ mm} \quad \text{et} \quad l_{eff,2} = 129,7 \text{ mm}$$

**Rangée 3 (individuelle) – rangée intérieure :**

$$e = e_{\min} = 22,5\text{mm} ; \quad m = \frac{(75-5)}{2} - 0,8 \times 12 = 25,4\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},cp} = 2\pi m = 159,51\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} = 4m + 1,25e = 129,7\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},1} = \min(l_{\text{eff},nc}; l_{\text{eff},cp}) = 129,7\text{mm} \quad \text{et} \quad l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 129,7\text{mm}$$

**Calcul des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)**

**Rangée 1 (dans un mécanisme de groupe) : rangée d'extrémité**

$$e = e_{\min} = 22,5\text{mm} ; e_1 = 135\text{mm} ; m = \frac{(75-5)}{2} - 0,8 \times 12 = 25,4\text{mm} ; p = 82\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},cp} = \min(\pi m + p; 2e_1 + p) = \min(161,7; 204) = 161,7\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},cp} = \pi m + p = 161,75\text{mm} ; \quad l_{\text{eff},nc} = 2m + 0,625e + 0,5p = 105,86\text{mm}$$

**Rangée 2 (dans un mécanisme de groupe) : rangée d'extrémité ou milieu**

$$e = 22,5\text{mm} ; m = 25,4\text{mm} ; p_1 = 82\text{mm} ; p_2 = 82\text{mm}$$

$$\text{Groupe 1-2 : } l_{\text{eff},cp} = \pi m + p = 161,75\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} = 2m + 0,625e + 0,5p = 105,86\text{mm}$$

$$\text{Groupe 2-3 : } l_{\text{eff},cp} = \pi m + p = 161,75\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} = 2m + 0,625e + 0,5p = 105,86\text{mm}$$

$$\text{Groupe 1-2-3 : } l_{\text{eff},cp} = 2p = p_1 + p_2 = 164\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} = p = 0,5(p_1 + p_2) = 82\text{mm}$$

**Rangée 3 (dans un mécanisme de groupe) :**

$$e = 22,5\text{mm} ; m = 25,4\text{mm} ; p_2 = 82\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},cp} = (\pi m + p; 2e_1 + p) = \min(209,75; 504) = 209,75\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} = (2m + 0,625e + 0,5p; e_1 + 0,5p) = \min(105,82; 252) = 105,82\text{mm}$$

**Somme des longueurs efficaces (mécanismes individuels)**

$$l_{\text{eff},nc}(1+2+3) = 129,7 + 129,7 + 129,7 = 389,2\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc}(1+2) = 129,7 + 129,7 = 259,4\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc}(2+3) = 129,7 + 129,7 = 259,4\text{mm}$$

**Somme des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)**

$$l_{\text{eff},nc}(1-2-3) = 105,82 + 82 + 105,82 = 293,64\text{mm}$$

$$l_{eff,nc}(1-2) = 105,86 + 105,86 = 205,72 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc}(2-3) = 105,86 + 105,86 = 211,2 \text{ mm}$$

Les mécanismes de groupe sont déterminants pour (1-2-3), (1-2) et (2-3). Au final, pour le poteau, nous retenons les valeurs suivantes pour chaque rangée (de manière à ne pas dépasser les valeurs de ruine individuelles et de groupe)

**Rangée 1 :**  $l_{eff,nc} = 105,86 \text{ mm}$

**Rangée 2 :**  $l_{eff,nc} = 82 \text{ mm}$

**Rangée 3 :**  $l_{eff,nc} = 105,86 \text{ mm}$

## 5 – Platine d'about fléchie

### Calcul des longueurs efficaces (mécanismes individuels)

**Rangée 1 (individuelle)** – rangée située sous la semelle de la poutre tendue :

$$e = e_{\min} = 22,5 \text{ mm}; m = \frac{(75 - 6,2)}{2} - 0,8 \times 5 \times \sqrt{2} = 28,74 \text{ mm}; w = 75 \text{ mm}; \quad \lambda_1 = 0,56;$$

$$\lambda_2 = 0,43; m_2 = 28,2 - 0,8 \times 5 \times \sqrt{2} = 22,54 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi m; \alpha m) = \min(180,48; 172,44) = 172,44 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc}; l_{eff,cp}) = 172,44 \text{ mm} \text{ et } l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 172,44 \text{ mm}$$

**Rangée 2 (individuelle)** – intermédiaire :

$$e = e_{\min} = 22,5 \text{ mm}; m = 28,74 \text{ mm};$$

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi m; 4m + 1,25e) = \min(180,24; 143,08) = 143,08 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1} = 143,08 \text{ mm} \text{ et } l_{eff,2} = 143,9 \text{ mm}$$

**Rangée 3 (individuelle)** – cas similaire à une rangée proche d'un raidisseur :

$$e = e_{\min} = 22,5 \text{ mm}; m = 28,74 \text{ mm}; m_2 = 29,2 - 0,8 \times 5 \times \sqrt{2} = 23,54 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 180,24 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = \alpha m = 5,25 \times 28,74 = 150,88 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1} = 150,88 \text{ mm} \text{ et } l_{eff,2} = 150,88 \text{ mm}$$

### Calcul des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)

**Rangée 1 (dans un mécanisme de groupe)** : première rangée sous semelle

$$e = e_{\min} = 22,5 \text{ mm}; m = 28,74 \text{ mm}; m_2 = 22,54 \text{ mm}; p = 82 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = \pi m + p = 172,24 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$$

$$l_{eff,nc} = 0,5 \times 82 + 6 \times 28,74 - (2 \times 28,74 + 0,625 \times 22,5) = 141,89 \text{ mm}$$

**Rangée 2 (dans un mécanisme de groupe)** : rangée d'extrémité ou milieu



$$e = 22,5\text{mm} ; m = 28,74\text{mm} ; p_1 = 82\text{ mm} ; p_2 = 82\text{ mm}$$

$$\text{Groupe 1-2 : } l_{\text{eff},cp} = \pi m + p = 172,24\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} = 0,5 p + \alpha m - (2m + 0,625 e) = 141,89\text{mm}$$

$$\text{Groupe 2-3 : } l_{\text{eff},cp} = \pi m + p = 172,24\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} = 2m + 0,625 e + 0,5 p = 112,5\text{mm}$$

$$\text{Groupe 1-2-3 : } l_{\text{eff},cp} = 2 p = p_1 + p_2 = 164\text{ mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} = p = 0,5(p_1 + p_2) = 82\text{ mm}$$

**Rangée 3 (dans un mécanisme de groupe) :** rangée proche d'un raidisseur

$$e = e_{\min} = 22,5\text{mm} ; m = 28,74\text{mm} ; m_2 = 29,54\text{ mm} ; p = 82\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},cp} = \pi m + p = 172,24\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} = 0,5 p + \alpha m - (2m + 0,625 e)$$

$$l_{\text{eff},nc} = 0,5 \times 82 + 5,25 \times 28,74 - (2 \times 28,74 + 0,625 \times 22,5) = 120,3\text{mm}$$

**Somme des longueurs individuelles**

$$l_{\text{eff},nc} (1 + 2) = 172,44 + 143,90 = 316,34\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} (1 + 2 + 3) = 172,44 + 143,90 + 150,88 = 467,22\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} (2 + 3) = 143,90 + 150,88 = 294,78\text{mm}$$

**Somme des longueurs de groupe**

$$l_{\text{eff},nc} (1 - 2) = 141,89 + 141,89 = 283,78\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} (1 - 2 - 3) = 141,89 + 82 + 120,3 = 344,19\text{mm}$$

$$l_{\text{eff},nc} (2 - 3) = 112,5 + 120,3 = 232,8\text{mm}$$

On remarque que le mécanisme de groupe donne une somme des longueurs efficaces plus faible que celui du mécanisme individuel.

Au final, pour la platine d'about, nous retenons les valeurs suivantes :

$$\text{Rangée 1 : } l_{\text{eff},nc} = 141,89\text{mm}$$

$$\text{Rangée 2 : } l_{\text{eff},nc} = 82\text{mm}$$

$$\text{Rangée 3 : } l_{\text{eff},nc} = 120,3\text{mm}$$

**En résumé,** les longueurs efficaces [mm] retenues pour le calcul des résistances de la semelle et de la platine fléchies sont données dans le tableau : ( $l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},2}$ )

rangée	poteau	platine
1	105,86	141,89
2	82	82
3	105,86	120,3

### Calcul des efforts résistants côté poteau

**Rangée 1 :**  $M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 105,86 \times (8)^2 \times 235 / 1,0 = 398,03 \text{ kN} \cdot \text{mm}$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 398,03}{25,4} = 62,68 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 398,03 + 22,5 \times 180,86}{25,4 + 22,5} = 101,57 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 \text{ kN}$$

**Rangée 2 :**  $M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 82 \times (8)^2 \times 235 / 1,0 = 308,32 \text{ kN} \cdot \text{mm}$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 308,32}{25,4} = 48,63 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 308,32 + 22,5 \times 180,86}{25,4 + 22,5} = 97,8 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 \text{ kN}$$

**Rangée 3 :**  $M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 105,86 \times (8)^2 \times 235 / 1,0 = 398,03 \text{ kN} \cdot \text{mm}$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 398,03}{25,4} = 62,68 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 398,03 + 22,5 \times 180,86}{25,4 + 22,5} = 101,57 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 \text{ kN}$$

### Calcul des efforts résistants côté platine

**Rangée 1 :**  $M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 141,89 \times (15)^2 \times 235 / 1,0 = 1875,60 \text{ kN.mm}$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1875,6}{28,74} = 261,04 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 1875,6 + 22,5 \times 180,86}{28,74 + 22,5} = 152,62 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 \text{ kN}$$

**Rangée 2 :**  $M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 82 \times (15)^2 \times 235 / 1,0 = 1083,93 \text{ kN.mm}$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1083,93}{28,74} = 150,86 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 1083,93 + 22,5 \times 180,86}{28,74 + 22,5} = 121,72 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 \text{ kN}$$

**Rangée 3 :**  $M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 120,3 \times (15)^2 \times 235 / 1,0 = 1590,2 \text{ kN.mm}$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1590,2}{28,74} = 221,32 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 1590,2 + 22,5 \times 180,86}{28,74 + 22,5} = 141,48 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 \text{ kN}$$

**En résumé,** les résistances des différentes rangées (tronçons en flexion) sont données dans le tableau [kN]:

rangée	poteau	mode	platine	mode
1	<b>62,68</b>	1	<b>152,62</b>	2
2	<b>48,5</b>	1	<b>121,72</b>	2
3	<b>62,68</b>	1	<b>141,48</b>	2

## 6) Semelle et âme de poutre comprimées

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) = 86,15 \times 10^3 / (240 - 9,8) = 374,24 \text{ kN}$$

$$\text{Car : } M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = w_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = 366,6 \times 10^3 \times 235 / 1,0 = 86,15 \text{ kN.m}$$

### 7) résistance âme du poteau tendue transversalement

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad \omega = 1$$

$$\text{Rangée 1 : } F_{t,wc,Rd} = \frac{1 \times 105,86 \times 5 \times 235}{1,0} = 124,38 \text{ kN}$$

$$\text{Rangée 2 : } F_{t,wc,Rd} = \frac{1 \times 82 \times 5 \times 235}{1,0} = 96,35 \text{ kN}$$

$$\text{Rangée 3 : } F_{t,wc,Rd} = \frac{1 \times 105,86 \times 5 \times 235}{1,0} = 124,38 \text{ kN}$$

### 8) Résistance âme de poutre tendue

$$\text{Rangée 1 : } F_{t,wb,Rd} = \frac{141,89 \times 6,2 \times 235}{1,0} = 206,73 \text{ kN}$$

$$\text{Rangée 2 : } F_{t,wb,Rd} = \frac{82 \times 6,2 \times 235}{1,0} = 119,47 \text{ kN}$$

$$\text{Rangée 3 : } F_{t,wb,Rd} = \frac{120,3 \times 6,2 \times 235}{1,0} = 173,03 \text{ kN}$$

### 9) Réduction éventuelle de la résistance des rangées

$$\sum_r F_{tr,Rd} = 62,68 + 62,68 + 48,5 = 173,86 \text{ kN}$$

Cette valeur dépasse la résistance de l'âme du poteau en compression. Il est donc nécessaire de réduire les résistances des rangées à utiliser dans le calcul du moment résistant de façon à vérifier la résistance de toutes les composantes. Ainsi, les efforts à retenir pour le calcul du moment sont :

$$F_{t1,Rd} = 62,68 \text{ kN}$$

$$F_{t2,Rd} = 48,5 \text{ kN}$$

$$F_{t3,Rd} = 61,39 \text{ kN}$$

### 10) Résistance des soudures (poutre –platine)

Moment de flexion (cordon frontal) = semelle en traction et semelle en compression:

La section résistante pour une semelle est :  $A_w = \sum a \ell_{eff}$

Avec :  $\ell_{eff} = 2b_p - t_w - 2r = 2 \times 120 - 6,2 - 2 \times 15 = 203,8 \text{ mm}$  et  $a = 5 \text{ mm}$

La résistance est à vérifier par les deux conditions suivantes :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad \text{et} \quad \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}$$

$$\beta_w = 0,8 \quad (\text{tableau 4.1}) \quad \text{et} \quad \gamma_{M2} = 1,25$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{F_{Ed}}{A_w} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \quad \text{et} \quad \tau_{\parallel} = 0$$

Ainsi, l'effort maximum à appliquer à chaque semelle ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \Rightarrow F_{w,Rd} = \frac{A_w f_u}{\gamma_{M2} \beta_w \sqrt{2}} = \frac{203,8 \times 5 \times 360}{1,25 \times 0,8 \times \sqrt{2}} = 259,39 \text{ kN}$$

$$\text{Et } \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \Rightarrow F_{w,Rd} = \frac{0,9 A_w f_u \sqrt{2}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 203,8 \times 5 \times 360 \sqrt{2}}{1,25} = 373,5 \text{ kN}$$

$$F_{semelle} = b_b t_{fb} f_y / \gamma_{M0} = 120 \times 9,8 \times 235 = 276,36 \text{ kN}$$

$$k_{3,3} = \frac{0,7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 105,86 \times 5}{74} = 5,00 \text{ mm}$$

Moment résistant si l'on considère la soudure seule :

$$M_{j,Rd} = F_{w,Rd} z = 259,39 \times (240 - 9,8) = 59,7 \text{ kN.m}$$

### Moment résistant de l'assemblage

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} = 190,10 \times 62,68 + 110,1 \times 48,5 + 30,10 \times 61,39 = 19,10 \text{ kN.m}$$

La contribution de la troisième rangée représente 4 % de la résistance totale de l'assemblage en moment. Le moment est réduit par l'effet de groupe pour la rangée 2. Aussi, une autre réduction des efforts est imposée par la résistance de l'âme du poteau en compression. Les autres composantes (cisaillement âme poteau et traction âme poteau et poutre) sont vérifiées.

### Vérification de l'assemblage au cisaillement

Pour vérifier l'assemblage en cisaillement, il est nécessaire de vérifier la résistance de la soudure poutre-platine en considérant que seule la soudure sur l'âme reprend l'effort tranchant. Aussi, il est nécessaire de vérifier les boulons à l'interaction cisaillement-traction comme toutes les rangées participent à la résistance en moment. Les efforts de cisaillement sont supposés répartis uniformément sur les boulons alors que ceux de traction dépendent de l'effort que chaque rangée reprend.

### 3 – rigidité de l'assemblage

Pour un assemblage poutre-poteau boulonné par platine d'about, à configuration bilatérale, deux rangées de boulons ou plus et moments égaux et opposés, les composantes à considérer pour le calcul de la rigidité sont :  $k_2$  et  $k_{eq}$

$$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 146,87 \times 5}{74} = 6,94 \text{ mm}$$

$$k_{3,1} = \frac{0,7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 105,86 \times 5}{74} = 5,00 \text{ mm}$$

$$k_{3,2} = \frac{0,7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 82 \times 5}{74} = 3,87 \text{ mm}$$

$$k_{4,1} = \frac{0,9 l_{eff}^3 t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 105,86 \times 8^3}{(25,4)^3} = 2,97 \text{ mm}$$

$$k_{4,2} = \frac{0,9 l_{eff} t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 82 \times 8^3}{(25,4)^3} = 2,30 mm$$

$$k_{4,3} = \frac{0,9 l_{eff} t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 105,86 \times 8^3}{(25,4)^3} = 2,97 mm$$

$$k_{5,1} = \frac{0,9 l_{eff} t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 141,89 \times 15^3}{(28,74)^3} = 18,15 mm$$

$$k_{5,2} = \frac{0,9 l_{eff} t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 82 \times 15^3}{(28,74)^3} = 10,49 mm$$

$$k_{5,3} = \frac{0,9 l_{eff} t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 120,3 \times 15^3}{(28,74)^3} = 15,39 mm$$

$$k_{10} = \frac{1,6 A_s}{L_b} = \frac{1,6 \times 157}{(15 + 8 + 2 \times 4 + 0,5(10 + 13))} = \frac{251,2}{42,5} = 5,91 mm$$

$$k_{eff,1} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,1}} + \frac{1}{k_{4,1}} + \frac{1}{k_{5,1}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{5} + \frac{1}{2,97} + \frac{1}{18,15} + \frac{1}{5,91}} = 1,31 mm$$

$$k_{eff,2} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,2}} + \frac{1}{k_{4,2}} + \frac{1}{k_{5,2}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{3,87} + \frac{1}{2,30} + \frac{1}{10,49} + \frac{1}{5,91}} = 1,04 mm$$

$$k_{eff,3} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,3}} + \frac{1}{k_{4,3}} + \frac{1}{k_{5,3}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{5} + \frac{1}{2,97} + \frac{1}{15,39} + \frac{1}{5,91}} = 1,29 mm$$

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} = \frac{1,31 \times (1901)^2 + 1,04 \times (1101)^2 + 1,29 \times (4392)^2}{1,31 \times 1901 + 1,04 \times 1101 + 1,29 \times 4392} = \frac{6243605}{420,19} = 148,59 mm$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} = \frac{1,31 \times 190,1 + 1,04 \times 110,1 + 1,29 \times 43,92}{148,07} = \frac{420,93}{148,07} = 2,84 mm$$

$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\sum_i k_i} = \frac{210000 \times (z_{eq})^2}{\frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}} = \frac{210000 \times (148,59)^2}{\frac{1}{6,94} + \frac{1}{2,84}} = 9344,09 kN.m / rd$$

La rigidité sécante  $S_j = S_{j,ini} / 2 = 4572,04 kN.m / rd$

## Annexe E - Longueur efficace (semelle de poteau et platine d'about) selon l'EC3

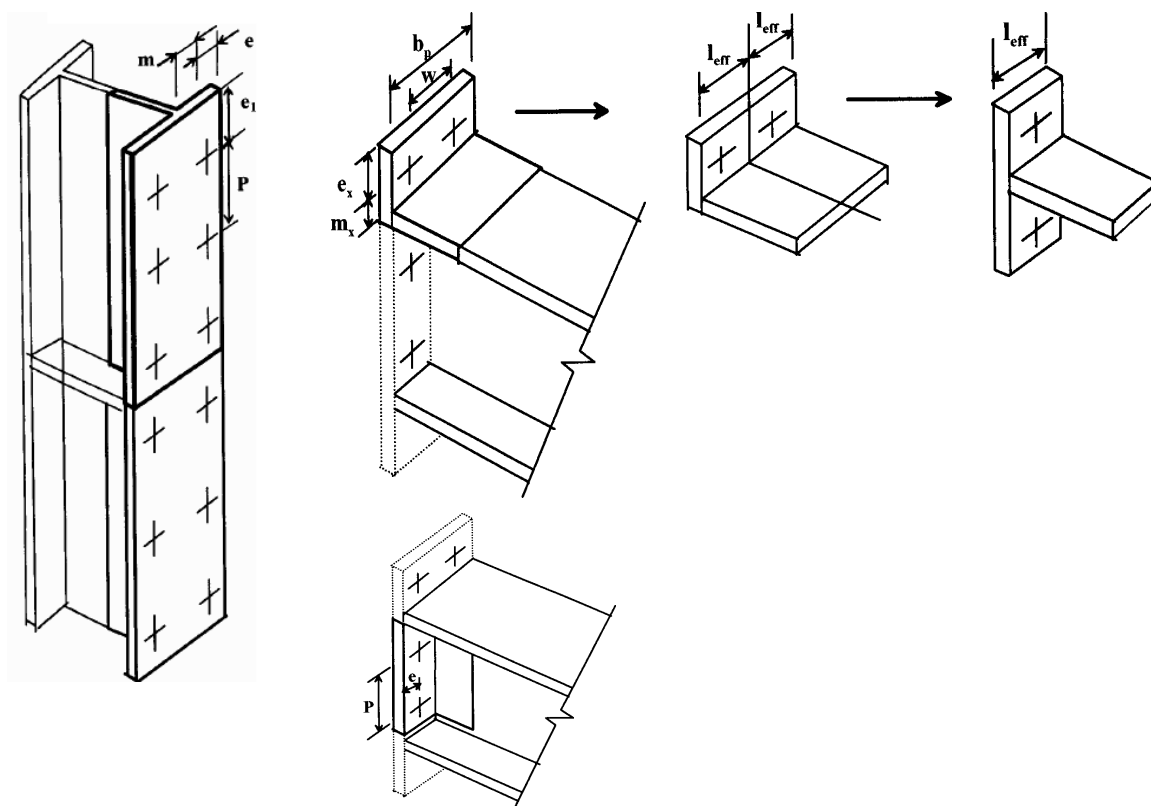


Figure E-1 : Modélisation de l'assemblage avec platine d'about par des tronçons en té - a) semelle du poteau raidi - b) platine d'about débordante

Position de la rangée de boulons	Rangée de boulons considérée individuellement		Rangée de boulons considérée comme une partie de groupes des rangées des boulons	
	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$
Rangée intérieure	$2\pi m$	$4m+1,25e$	$2P$	$P$
Rangée extérieure	La plus petite de : $2\pi m$ $\pi m+2e_1$	La plus petite de : $4m+1,25e$ $2m+0,625e+e_1$	La plus petite de : $\pi m+P$ $2e_1+P$	La plus petite de : $2m+0,625e+0,5P$ $e,+0,5P$
Mode 1	$L_{eff,1} = L_{eff,nc}$ mais $L_{eff,1} \leq L_{eff,cp}$		$\sum L_{eff,1} = \sum L_{eff,nc}$ mais $\sum L_{eff,1} \leq \sum L_{eff,cp}$	
Mode 2	$L_{eff,2} = L_{eff,nc}$		$\sum L_{eff,2} = \sum L_{eff,nc}$	

Tableau E-1 : Valeurs de la longueur efficace de la semelle du poteau non raidi

Position de la Rangée de boulons	Rangée de boulons considérée Individuellement		Rangée de boulons considérée comme une partie de groupes des rangées des boulons	
	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$
Rangée adjacente à un raidisseur	$2\pi m$	$\alpha m$	$\pi m + P$	$0,5 P + \alpha m$ $-(2m + 0,625 e)$
Autre rangée intérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2P$	$P$
Autre rangée extérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + P$	$2m + 0,625e + 0,5P$
Mode 1	$L_{eff,1} = L_{eff,nc}$ mais $L_{eff,1} \leq L_{eff,cp}$		$\sum L_{eff,1} = \sum L_{eff,nc}$ mais $\sum L_{eff,1} \leq \sum L_{eff,cp}$	
Mode 2	$L_{eff,2} = L_{eff,nc}$		$\sum L_{eff,2} = \sum L_{eff,nc}$	

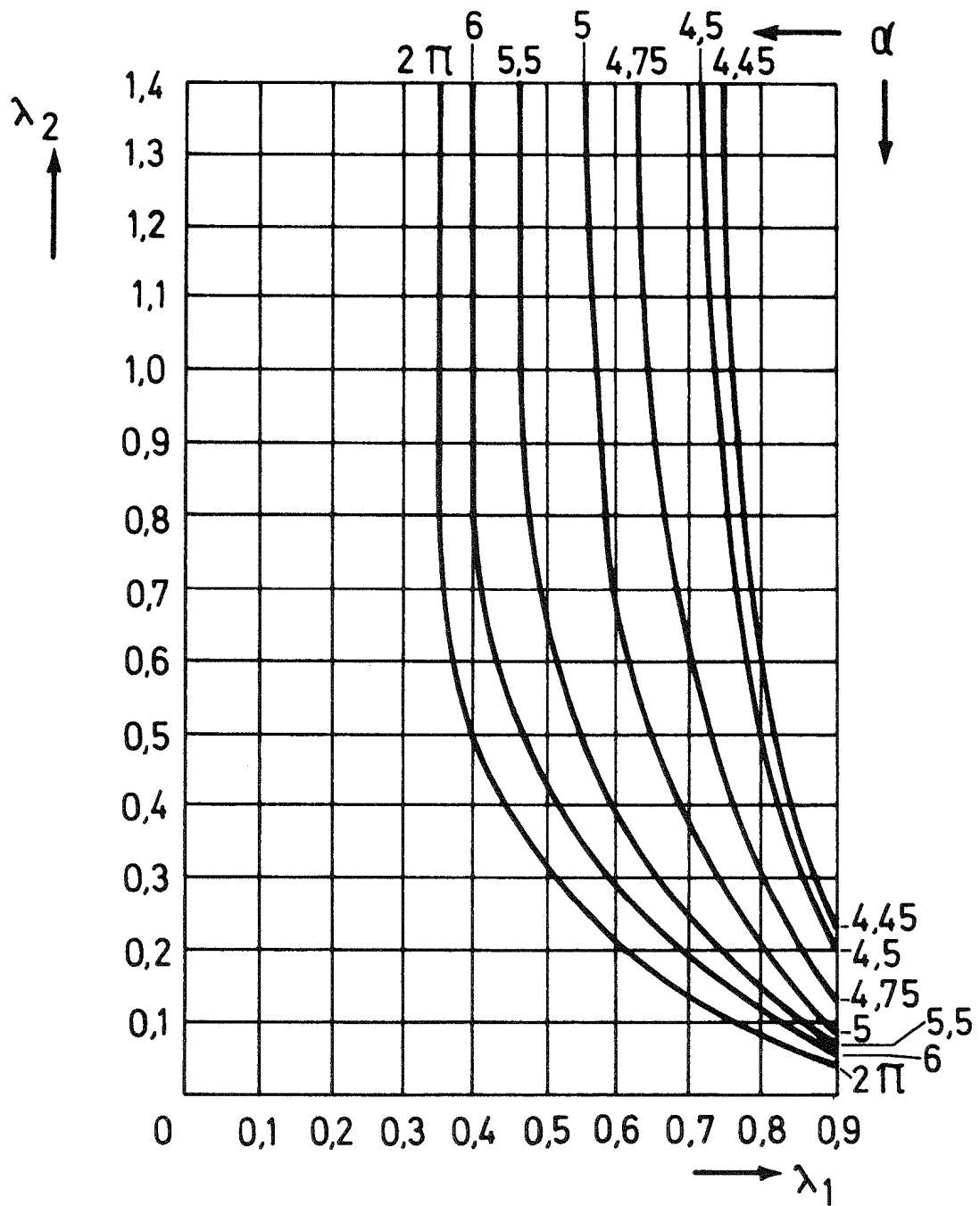
Tableau E-2 : Valeurs de la longueur efficace de la semelle du poteau raidi

Position de la rangée de boulons	Rangée de boulons considérée Individuellement		Rangée de boulons considérée comme une partie de groupes des rangées des boulons	
	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$
Rangée extérieure de la semelle tendue de la poutre	la plus petite valeur de : $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	la plus petite valeur de : $4m + 1,25e$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5 b_p$ $0,5 w + 2m_x + 0,625e_x$	-	-
1 <sup>er</sup> rangée en dessous de la semelle tendue de la poutre	$2\pi m$	$\alpha m$	$\pi m + p$	$0,5P + \alpha m$ $-(2m + 0,625 e)$
Autre rangée intérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2P$	$P$
Autre rangée extérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + P$	$2m + 0,625e + 0,5P$
Mode 1	$L_{eff,1} = L_{eff,nc}$ mais $L_{eff,1} \leq L_{eff,cp}$		$\sum L_{eff,1} = \sum L_{eff,nc}$ mais $\sum L_{eff,1} \leq \sum L_{eff,cp}$	
Mode 2	$L_{eff,2} = L_{eff,nc}$		$\sum L_{eff,2} = \sum L_{eff,nc}$	

Tableau E-3 : Valeurs de la longueur efficace de la platine d'extrémité



Le paramètre  $\alpha$  doit être calculé de la Figure suivante :



$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e}$$

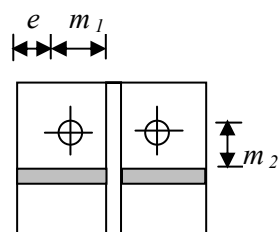


Figure E-2: Valeurs de  $\alpha$  pour des semelles du poteau raidi et de la platine d'extrémité

## Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire porte sur le comportement des assemblages métalliques boulonnés avec platine d'about.

La première partie à caractère expérimentale, décrit deux séries d'essais sur des assemblages métalliques avec platine d'about boulonnée sous chargement monotone réalisés au Laboratoire de Mécanique et Ingénieries (LaMI), Université Blaise Pascal (Clermont-Ferrand). Ces deux séries concernent des assemblages de type poteau-poutre ou poutre-poutre. Au total huit types d'assemblages avec différentes configurations géométriques ont été testés pour évaluer leur résistance, leur rigidité et leur capacité de rotation. Les paramètres étudiés sont les caractéristiques dimensionnelles de la platine d'about (débordante ou non débordante) et le renfort de la platine d'about. Les résultats obtenus ont permis de caractériser le comportement non linéaire d'assemblages métalliques avec platines d'about boulonnées et d'analyser la contribution de certaines composantes à la rotation globale.

La deuxième partie est consacrée au développement d'un modèle numérique tridimensionnel non linéaire avec des éléments volumiques à 8 noeuds à l'aide du logiciel d'éléments finis CAST3M. Le modèle permet de suivre le comportement réel des assemblages avec platine d'about boulonnée jusqu'à la ruine. Il tient compte des non linéarités matérielles et géométriques (contact, plasticité, grands déplacements). Pour valider le modèle numérique, ses résultats sont comparés à ceux issus de l'expérimentation. Aussi, pour garder un aspect applicatif au modèle développé, ses résultats sont confrontés aux formulations analytiques de l'Eurocode 3. Le modèle a permis d'analyser l'évolution des champs de contraintes et de la plasticité dans différentes zones de l'assemblage. Il a permis aussi de confirmer les observations expérimentales concernant l'influence du raidisseur de platine sur le mécanisme de transfert des efforts à travers son extrémité. Une étude paramétrique sur l'influence, de la position des raidisseurs de la platine d'about et de la rigidité du poteau, sur le comportement global de l'assemblage est effectuée.

Dans la troisième partie, l'influence de la flexion du boulon sur le comportement des tronçons en té, qui représentent la zone tendue de l'assemblage, est analysée en utilisant un modèle éléments finis 3D. Comme pour le modèle d'assemblages, celui développé pour les tronçons en té tient compte des non linéarités matérielles et géométriques. Une étude paramétrique est menée pour évaluer les effets de paramètres tels que la dimension du tronçon en té, la rigidité de la rondelle, la position du boulon et l'épaisseur de la semelle sur le comportement des tronçons en té et en particulier la flexion du boulon. Un regard particulier est porté à l'influence du moment fléchissant sur le comportement du boulon, habituellement considéré sollicité en traction seule.

**Mots clés :** Assemblage, Raidisseur, Semi-rigidité, Analyse non-linéaire, Modélisation éléments finis, Tronçon en té, Boulon, Interaction M/N.

## Abstract

The research presented in this thesis deals with the behaviour of steel bolted endplate connections.

The first part, with experimental character, describes two series of tests on endplate connections realized at the Laboratoire de Mécanique et Ingénierie (LaMI), Blaise Pascal University (Clermont-Ferrand). These two series concern connections of beam-to-column or beam-to-beam types. Thus, eight specimens of connections, with various geometrical configurations, were tested to estimate the resistance, the rigidity and the rotation capacity. The studied parameters are the dimensional characteristics of the endplate (flush or extended) and its reinforcement. The results obtained allowed the characterization of the nonlinear behavior of bolted steel connections with endplates and the analysis of the contribution of some components on the global rotation of the connection.

The second part is dedicated to the development of a non linear three-dimensional numerical model using finite element software CAST3M. The model allows following the real behaviour of the endplate connection up to failure. It takes into account the material and geometrical non linearity (contact, plasticity, large displacements). To validate the numerical model, its results are compared with those from the experiment. So, to keep a practical aspect to the developed model, its results are confronted with the analytical formulations of Eurocode 3. The model allowed the analysis of the evolution of the stresses and the plasticity in various zones of the connection. It confirmed the experimental observations concerning the influence of the endplate stiffener on the mechanism of transfer of loads through its extremity. A parametric study is done to analyze the influence of the position of the endplate stiffener and the column stiffness on the global behavior of the connection.

In the third part, the influence of the bolt bending on the behavior of the T-stubs, which represent the tension zone of the connection, is analyzed using a 3D finite elements model. As for the model of the connections, the model developed for the T-stubs takes into account the material and the geometrical non linearity. A parametrical study is done to estimate the effects of parameters such as the dimension of the T-stub, the rigidity of the washer, the position of the bolt and the thickness of the flange on the behavior of the T-stub and in particular the bending of the bolt. A particular look is carried on the influence of the bending moment on the behavior of the bolt, usually considered loaded only in tension.

**Key words:** Connection, Stiffener, Semi-rigidity, Non-linear analysis, Finite elements modeling, T-stub model, Bolt, Interaction M/N.