

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Construction métallique et mixte

Par : Nait Zerrad Abdel Illah Riad
Mesli Mohammed Walid

Sujet

Modélisation analytique du comportement statique et dynamique d'un assemblage métallique boulonné

Soutenu publiquement, le 29 /06 / 2019, devant le jury composé de :

M RAS A.
M MISSOUM A.
M BOUMECHRA N.
M MATALLAH M.

Président
Directeur de mémoire
Co- Directeur de mémoire
Examineur

DEDICACES

Nous dédions ce travail à nos chers parents, pour leur contribution durant tout notre parcours universitaire, et au reste de nos familles respectives.

Nos pensées vont aussi à toutes les personnes ayant fait partie de nos vies et qui ne sont plus de ce monde aujourd'hui, ainsi qu'à tous les étudiants et enseignants que nous avons eu le privilège de côtoyer durant notre parcours universitaire.

REMERCIEMENTS

Nos remerciements vont en premier lieu à Dieu tout puissant, car sans lui nous n'en seront pas là où nous en sommes aujourd'hui.

Nos remerciements vont aussi à toute la famille universitaire et en premier plan, les membres du jury qui nous ont honorés de leur présence, leur pertinence et de leur qualité d'examination en notre jour de soutenance.

*Nous remercions aussi nos encadrants Mr **A. Missoum**, et Mr **N. Boumechra** pour tout ce qu'ils nous ont apportés durant tout notre cursus universitaire, Mr **S. Merad Boudia** et Mr **A. Boutasta** ainsi que madame **Z. Benadla** pour le temps précieux qu'ils nous ont accordés pour nous aider dans la réalisation de ce projet.*

LISTE DES MATIERES

Chapitre I: Généralités

I.1.Introduction	3
I.2. CONFIGURATIONS D'ASSEMBLAGES POUTRE-POTEAU	4
I.2.1. Assemblages poutre- poteau par platine d'about	4
I.2.2 Assemblage poteau-poutre par cornière d'âme et ou de semelle.....	6
I.2.3 Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux.....	6
I.2.4 Assemblage de pied de poteau.....	8
I.3. CLASSIFICATION D'ASSEMBLAGE DU TYPE POUTRE-POTEAU.....	9
I.3.1 Classification des assemblages en rigidité.....	10
I.3.2 Classification des assemblages par la résistance	11
I.3.3 Classification des assemblages par capacité de rotation.....	11
I.4. MODES D'ASSEMBLAGES.....	12
I.4.1 Le rivetage	12
I.4.2 Le boulonnage.....	13
I.4.3 Le soudage.....	15
I.5. FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES.....	16
I.5.1 Fonctionnement par obstacle.....	16
I.5.2 Fonctionnement par adhérence.....	16
I.5.3 Fonctionnement mixte.....	16
I.6. RENFORCEMENT D'ASSEMBLAGES.....	16
I.7. logiciel de modélisation (ANSYS).....	18
I.7.1 Analyse structurelle.....	18
I.7.2 Analyse structurelle pour tous niveaux d'expérience.....	18
I.7.3 Maillage automatisé fiable et de qualité supérieure.....	18
I.7.4 Capacités avancées.....	19

I.7.5 Fabrication additive.....	19
I.7.6 Solution d'analyse structurelle complète.....	19
I.8. PRECAUTIONS CONSTRUCTIVES	20
I.9. CONCLUSION	20

Chapitre II: Etat des connaissances sur les assemblages boulonnés

II.1. INTRODUCTION.....	21
II.2. RECHERCHES EFFECTUEES SUR LE COMPORTEMENT D'ASSEMBLAGE BOULONNÉ.....	21
II.2.1 quelques recherches basés sur la méthode des éléments finis.....	21
II. 2.1.a KRIHNAMURTHY et GRADY (1976)	21
II.2.1.b BIRSI et LEONELLI (1994).....	22
II.2.1.c / GEBBEKEN (2010)	22
II.2.1.d / BURSI et JASPART (1997)	23
II.2.1.e / SHERBOURNE et BAHAARI (1997).....	23
II.2.1.f / ABIDELAH. A (2009).....	24
II.2.2 QUELQUES RECHERCHESBASEES SUR L'EXPERIMENTALE	24
II.2.2.1 R. DELESUES (1972)	24
II.2.2.2 D. KHALILI (1972)	27
II.2.3 Méthode analytique basée sur un modèle mécanique à ressort.....	34
II.2.3.1 J.M. ARIBERT, A. LACH AL et D.N. DINGA 1999.....	34
II.2.3.2 Modèle de l'eurocode3	36
II.3. MODELISATION DE LA ZONE TENDUE D'UN ASSEMBLAGE BOULONNÉ.....	43
II.4. CONCLUSION.....	48

Chapitre III : exemple de calcul

III.1 INTRODUCTION	49
III.2 LA METHODE DES COMPOSANTES. (EC- 3)	49
III.2.1 Caractérisation des composantes	50
III.2.2 Assemblage des composantes.....	51
III.3. Exemple de calcul.....	51
III.3.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques de l'assemblage.....	52
III.3.2. Zone cisailée	53
III.3.3.Zone comprimé	53
III.3.3.1. Coté poutre.....	53
III.3.3.2. Coté poteau.....	53
III.3.4. Zone tendue	54
III.3.4.1.Résistance de la zone tendue coté poutre.....	54
III.3.4.2.Résistance de la zone tendue coté poteau.....	61
III.3.5.Résistance de l'assemblage	69
III.3.5.1.Bilan des différents modes de ruine	69
III.3.5.2.moment résistant de l'assemblage.....	71
III.3.5.3.Rigidité de l'assemblage.....	72
III.3 CONCLUSION	73

Chapitre VI : modélisation des assemblages

IV.1INTRODUCTION.....	74
IV.2 DESCRIPTION DE L'ASSEMBLAGE.....	74
IV.2.1 Propriétés mécaniques des matériaux	75
IV.2.2 Dispositif d'essai.....	76
IV.3 DESCRIPTION DU MODELE ELEMENTS FINIS.....	78
IV.4. RESULTATS D'ESSAIS NUMERIQUES.....	79

IV.4.1 Résultats assemblage Initial(A)	80
IV.4.2 Résultats assemblage (A_1)	81
IV.4.3 Résultats assemblage (A_2)	82
IV.4.4 Résultats assemblage (A_3)	83
IV.5. Confrontation des différents modèles.....	84
IV.5.1. Confrontation du modèle numérique avec les modèles analytique et expérimentale de l'assemblage initial (A)	84
IV.5.2. Confrontation du modèle numérique initial (A) avec les modèles (A_1) , (A_2) et (A_3).....	85
IV.6 INTERPRETATION DES RESULTAS.....	87
IV.7 CONCLUSION.....	88

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Configurations d'assemblages dans le plan.....	3
Figure I-2 : Définition de la zone d'attache et de l'assemblage (assemblage poteau-poutre).....	3
Figure I-3 : Assemblages boulonnés par platine d'extrémité dans une structure en acier	4
Figure I-4 : Assemblage poteau poutre par platine d'about boulonnée.....	5
Figure I-5 : Exemple d'assemblage tridimensionnel.....	5
Figure I-6 : Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles.....	6
Figure I-7 : assemblage pieds de poteau.....	8
Figure I-8 : Représente le diagramme de comportement d'assemblage.....	9
Figure I-9 : Limites de classification de rigidité.....	10
Figure I-10 : Limites de classification en résistance.....	11
Figure I-11 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation.....	12
Figure I-12 : Rivet et rivet à anneau.....	12
Figure I-13 : Boulon de charpente et boulon a haut résistance.....	14
Figure I-14 : Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3.....	17
Figure II-1 : Configuration d'assemblage et notations utilisées.....	24
Figure II-2 : Tronçon en Té.....	27
Figure II-3 : Numérotation des rangées.....	28
Figure II-4 : Répartition des efforts.....	29
Figure II-5 : Répartition des efforts dans les boulons.....	32
Figure II-6 : Modélisation de l'assemblage modèle de J.M. ARIBERT, A. LACHAL et D.N.DINGA.....	34
Figure II-7 : Composantes selon le modèle de J.M. ARIBERT, A. LACHAL et D.N. DINGA.....	35
Figure II-8 : Le modèle de TSCHEMMERNEGG.....	36

Figure II- 9: Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$	37
Figure II- 10 : Rotation d'un assemblage mixte sous un chargement symétrique.....	37
Figure II-11 : Comportement d'un assemblage.....	37
Figure II-12 : propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation d'un assemblage Poutre-poteau	38
Figure II-13 : Classification des assemblages.....	39
Figure II- 14 : Classification des assemblages poutre- poteau par rigidité.....	41
Figure II- 15 : Courbe (M- ϕ) non linéaire.....	41
Figure II-16 : Idéalisations des courbes.....	42
Figure II-17 : Modèle Bursi et Jaspart [Bursi 1997] - maillage et courbes force-déplacement.....	45
Figure II-18 : Modèle MEF [Mistakidis 1996] - maillage et courbes force-déplacement.....	45
Figure II-19 : Modèle MEF [Wanzek 1999] - maillage et courbes force-déplacement.....	47
Figure III-1 : Régions et zones d'un assemblage type poutre-poteau.....	49
Figure III-2 : Caractérisiques géométrique coté poteau.....	51
Figure III-3 : Caractérisiques géométrique coté poutre.....	51
Figure IV-1 : Configuration de l'assemblage testé.....	74
Figure IV-2 : Position des boulons par rapport à la platine d'about.....	75
Figure IV-3 : Montage d'essai.....	76
Figure IV-4 : Vue d'un dispositif d'assemblage réel.....	76
Figure IV-5 : Configuration de l'assemblage testé.....	77
Figure IV-6 : la déformée de l'assemblage testé.....	77
Figure IV-7 : Configuration de l'assemblage modélisé.....	78
Figure IV -8 : vue 3D de l'assemblage	78
Figure IV -9 vue 3D du boulon	79

Figure IV -10 : courbe moment-rotation (A).....	80
Figure IV -11 : courbe moment-rotation(A_1).....	81
Figure IV -12 : courbe moment-rotation(A_2)	82
Figure IV -13 : courbe moment-rotation(A_3)	83
Figure IV -14 : courbes moment-rotation globaux	84
Figure IV -15 : courbes moment-rotation globaux	85

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I -1 : caractéristiques mécaniques des aciers pour les boulons.....	13
Tableau I-2 : caractéristiques et symboles des boulons.....	14
Tableau II-1 : Les valeurs d'Alpha pour les assemblages avec rangées des boulons extérieurs.....	26
Tableau II-2 : Les valeurs d'Alpha pour les assemblages sans rangées des boulons extérieurs.....	26
Tableau II-3 : Types de modélisation d'assemblages.....	42
Tableau III-1 : Régions et composantes correspondantes d'un assemblage.....	50
Tableau III-2 : Bilan des différents modes de ruine coté poutre.....	61
Tableau III-3 : Bilan des différents modes de ruine coté poteau.....	69
Tableau III-4 : Bilans des résistances a la traction	69
Tableau III-5 : Coefficients des rigidités des composantes.....	72
Tableau IV-1 : Caractéristiques géométriques des éléments de l'assemblage.....	75
Tableau IV.2 : Paramètres des courbes moment-rotation	86

LISTE DES NOTATIONS

Ω : facteur de forme

$K_{e,th}$: est la rigidité élastique de l'assemblage

$K_{p,th}$: est la rigidité non élastique de l'assemblage.

$M_{p,th}$: est le moment plastique de rupture de l'assemblage.

$M_{u,th}$: est le moment ultime de l'assemblage.

K_i : est la rigidité élastique de l'assemblage.

K_p : est la rigidité non élastique de l'assemblage.

M_p : est le moment plastique de rupture de l'assemblage.

M_0 : est le moment de référence de l'assemblage.

F_{ext} : Charge extérieure totale.

F : effort extérieur encaissé par les boulons.

n : Nombre total de boulons

e_a Et e_s : Sont respectivement l'épaisseur de l'âme et de la semelle de la poutre.

a : Épaisseur utile des cordons de soudure;

t : Épaisseur de la plaque (moyenne des deux épaisseurs)

m : Moment unitaire le long du cordon de soudure de l'âme et au droit de la ligne de trusquinage des boulons.

F_{ts} : Effort appliqué sur la semelle tendue

D_r : Diamètre de rondelle

ρ : Contrainte admissible de traction de la plaque

c : étant la distance de la ligne de trusquinage des boulons à proximité du cordon du soudure

n : Etant le coefficient de soulèvement dû à l'effet de levier agissant sur les bords transversaux intérieurs de la plaque.

$S_{j,ini}$: c'est la rigidité initiale

$M_{j,Rd}$: Moment résistant de calcul

ϕ_{cd} : Capacité de rotation de calcul

S_j : Rigidité en rotation

$M_{j,Rd}$: Moment résistant de l'assemblage.

$M_{b,pl,Rd}$: Moment plastique de calcul de la poutre en flexion négative.

$M_{c,pl,Rd}$: Moment plastique résistant de calcul du poteau

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

t_{bp} : Epaisseur des contre-plaques.

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

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.

$E=E_a$: Le module élastique de l'acier structural

K_i : Le coefficient de rigidité en translation du ressort "i"

W_i : La déformation du ressort "i"

F_i : La force dans le ressort "i".

$M_{j,Rd}$: Le moment de calcul de l'assemblage.

ϕ_j : La rotation dans l'assemblage.

F : L'effort agissant dans chaque ressort.

Z : Bras de levier.

$b_{eff,c}$: Hauteur efficace de l'âme qui assure la reprise de l'effort transversal de compression.

ρ : Facteur qui tient compte du flambement de l'âme du poteau.

$f_{y,wc}$: La limite d'élasticité de l'acier de l'âme de poteau.

K_{wc} : Coefficient de réduction qui tient en compte l'influence de la contrainte de Compression longitudinale exercée dans l'âme de poteau.

w_c : Coefficient de réduction qui tient en compte l'influence de la contrainte du Cisaillement dans le panneau d'âme.

t_{wc} : Épaisseur de l'âme de poteau.

γ_{m0} : Coefficient de la sécurité égale à 1,1.

a_f : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure sur la semelle.

$s=r_c$ Pour les profilés laminés en I ou H.

$\sigma_{com,Ed}$: La contrainte maximale de compression longitudinale exercée dans l'âme du poteau à la racine de rayon en un point situé juste à l'extérieur de l'assemblage.

h_p : La hauteur totale de la poutre.

t_{fb} : Épaisseur de la semelle de la poutre.

$M_{c,Rd}$: Moment résistant de la poutre.

w : La distance horizontale en les deux files des boulons.

e_{fc} : La distance entre les bords de la semelle du poteau et le centre des rangées de boulons.

e_{pl} : La distance entre les bords de la platine et le centre des rangées de boulon.

l_b : La distance entre le centre de l'écrou et le centre de la tête du boulon.

h_n : Hauteur de l'écrou.

h_h : Hauteur de la tête de boulon.

Z : la distance entre le centre de la semelle inférieur de la poutre et la position de la Force équivalente de la résistance de calcul de la région tendue.

INTRODUCTION GENERALE

Les assemblages boulonnés au sens large représentent les liaisons entre les différents éléments d'une structure et existent sous plusieurs aspects, 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.

La construction métallique utilise principalement deux types d'assemblages dans la construction métallique : les assemblages soudés et les assemblages boulonnés. Les assemblages boulonnés par platine d'about sont les plus utilisés, leur configuration géométrique varie selon la variation des rangées des boulons, des espacements entre les boulons, des dimensions de la platine d'about, des poteaux et des poutres, ainsi que la présence des raidisseurs.

L'utilisation des assemblages boulonnés a débuté au milieu du XXème, c'est à cette période-là qu'on a commencé à bien maîtriser les assemblages boulonnés ainsi que les nouveaux matériaux utilisés dans la construction métallique en générale.

Cependant, la complexité de ces types de liaisons persiste à nos jours, et il est toujours difficile vis-à-vis de la procédure du dimensionnement de bien choisir les compositions adéquates, pour prendre en considération certains détails de conceptions influents sur le comportement des assemblages boulonnés tel que les caractéristiques mécaniques et géométrique des éléments constituant ces assemblages.

Le but de notre travail est de faire une modélisation de quelques cas d'assemblages possibles sous différentes compositions et de faire une comparaison de leurs rigidités et de leur comportement mécanique.

Le premier chapitre sera consacré aux généralités sur les assemblages rencontrés dans les ossatures de bâtiments métalliques. Le deuxième chapitre compte à lui sera consacrée aux différentes recherches et expériences effectuées sur les assemblages métalliques par différentes approches, soit : en exploitant les résultats obtenus à partir d'essais expérimentaux ou en utilisant une approche numérique par l'application de la méthode des éléments finis ; ou par une approche analytique en passant par des modèles mécaniques à ressorts.

Le troisième chapitre portera sur l'application de la méthode des composantes EC3 sur un exemple d'assemblage poteau poutre avec platine d'about et sans raidisseurs. Quant au quatrième chapitre il sera consacré à la modélisation de l'assemblage étudié dans le chapitre précédent à l'aide du logiciel d'éléments finis ANSYS afin de suivre son comportement vis-à-vis des modifications qui lui seront ajoutées.

I.1.INTRODUCTION

Les structures en acier sont généralement constituées de profiles en I ou H. Ces structures sont liées en elles par les assemblages. Des assemblages qui peuvent avoir de multiples formes et qui varient selon la nature des efforts transmis et selon les différents types d'attaches. De nos jours il existe deux types d'assemblages les plus utilisés qui sont : les assemblages soudés et les assemblages boulonnés, mais il existe aussi l'assemblage par rivets.

Ces assemblages se caractérisent par de fortes complexités à la fois géométriques et mécaniques. Ils ont pour but d'assurer la continuité au niveau d'un même élément et servent aussi de liaisons nodales entre deux éléments. Leur complexité mécanique provient essentiellement de la nature des différents matériaux constituant un assemblage.

La classification des éléments structuraux se fait en fonction du type et de la nature du chargement qu'ils supportent. Ils sont appelés poutre si la flexion est prédominante, poteau si la charge axiale est prédominante, poteau-poutre si à la fois il existe une charge axiale et une flexion en même temps.

Pour les assemblages, la classification se fait selon le nombre et selon la position des éléments assemblés dans un plan.

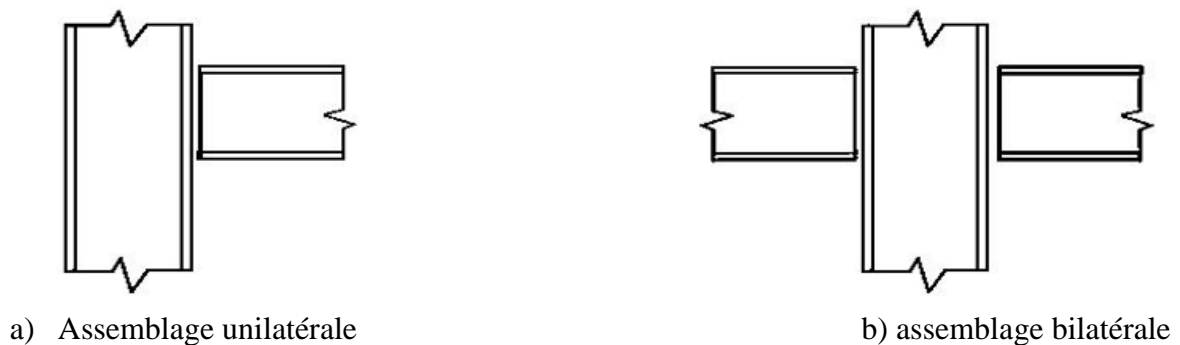


Figure I-1 : Configurations d'assemblages dans le plan

En voici deux exemples pour illustrer les zones d'attaches des deux types d'assemblage cités précédemment (Figure I-2).

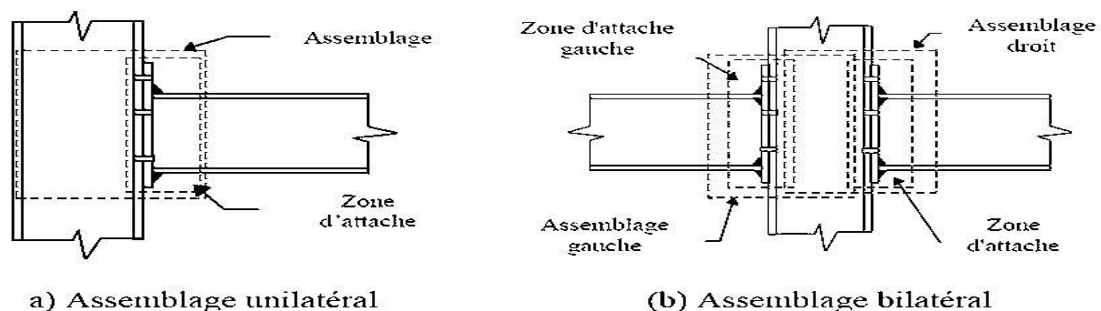


Figure I-2 : Définition de la zone d'attache et de l'assemblage (assemblage poteau-poutre)

I.2. CONFIGURATIONS D'ASSEMBLAGES POUTRE-POTEAU [3]

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'équipements possédés par le fabricant et les exigences concernant le processus de montage sur site.

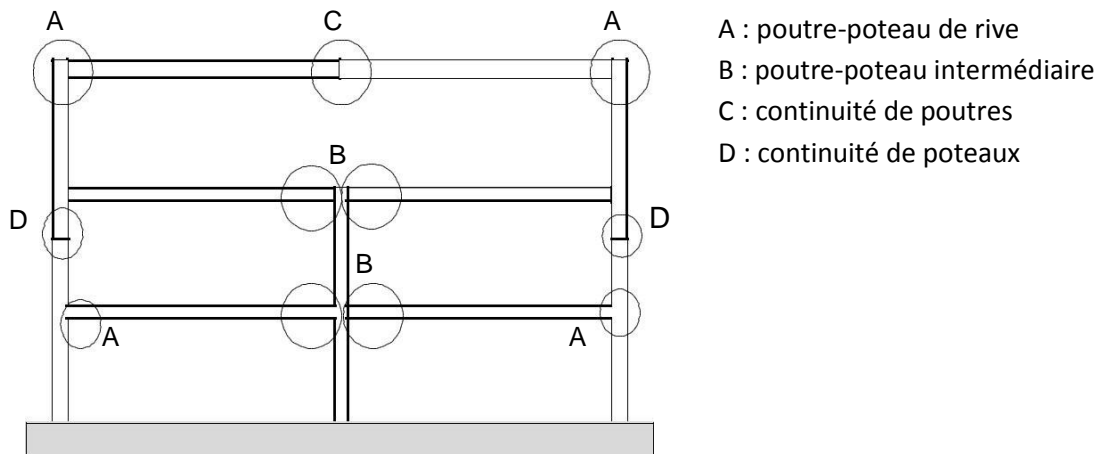
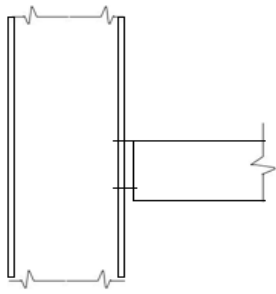


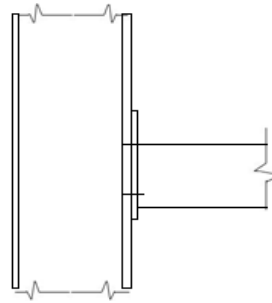
Figure I-3 : Assemblages boulonnés par platine d'extrémité

I.2.1. 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.



(a) assemblage par
platine
courte



(c) assemblage par platine
débordante

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.

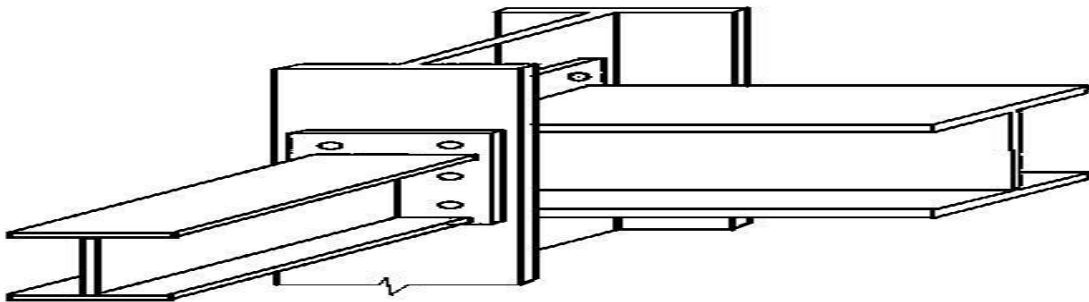


Figure I -5 : Exemple d'assemblage tridimensionnel

I.2.2 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.

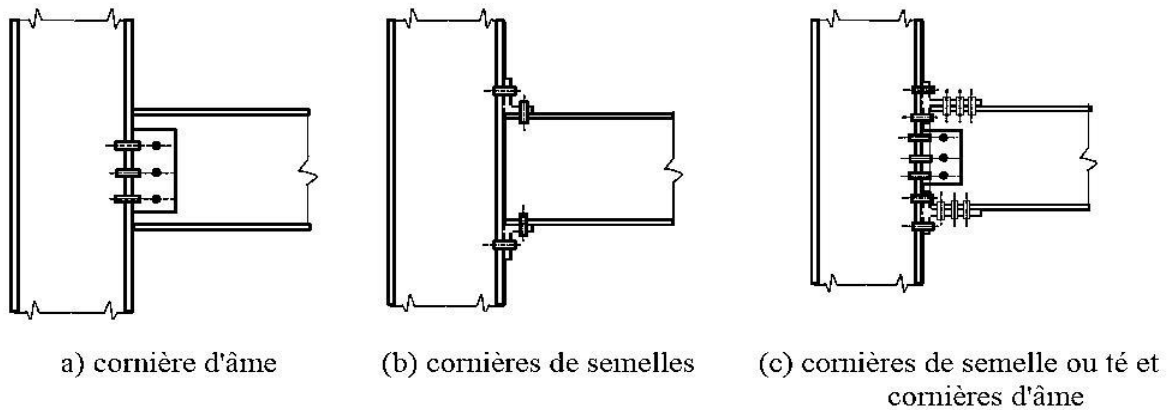
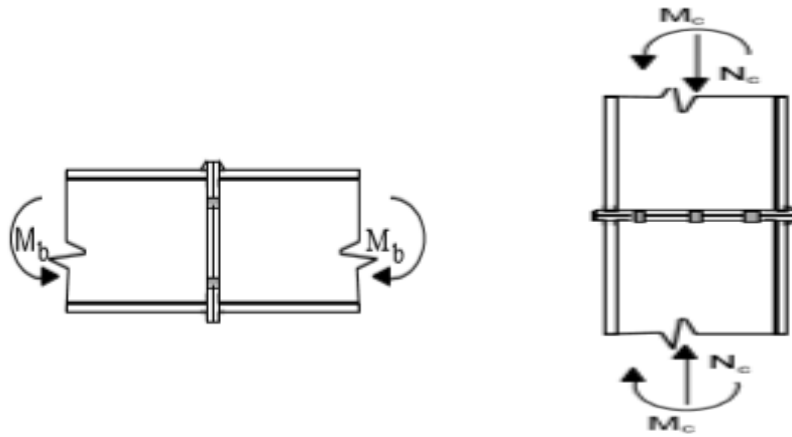


Figure I-6 : Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles

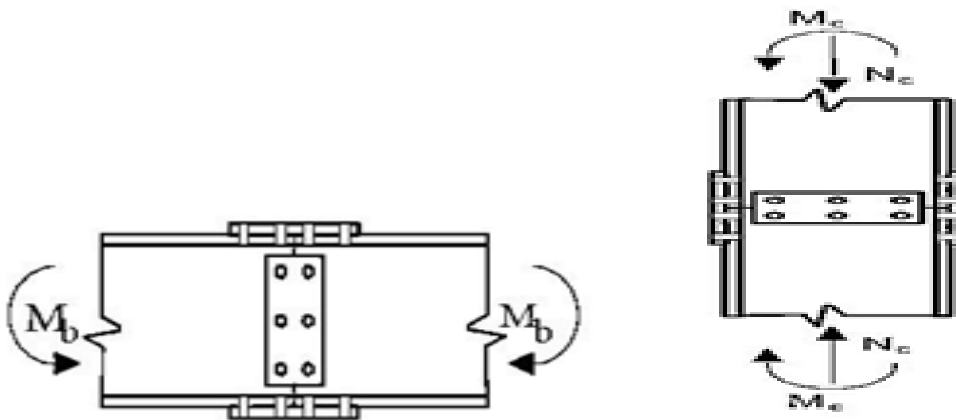
I.2.3 Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux

La (Figure a) montre deux assemblages avec platine d'about qui assurent la continuité des poutres ou des poteaux. Les platines peuvent être débordantes ou non.

Une alternative à l'utilisation de platines d'about fait appel aux assemblages par couvre-joint (Figure b) avec des zones d'attaches boulonnées réalisées sur les âmes et les semelles des poutres.



a) Assemblage de continuité par platine d'about



b) Assemblage de continuité par couvre-joint

I.2.4 Assemblage de pied de poteau

Ce type d'assemblages est utilisé lorsqu'il s'agit de relier une structure en acier à un noyau de béton, voir figure 1.7. La base du poteau est soudée à une platine mince ou épaisse, boulonnée au noyau du béton à l'aide des tiges d'ancrage.

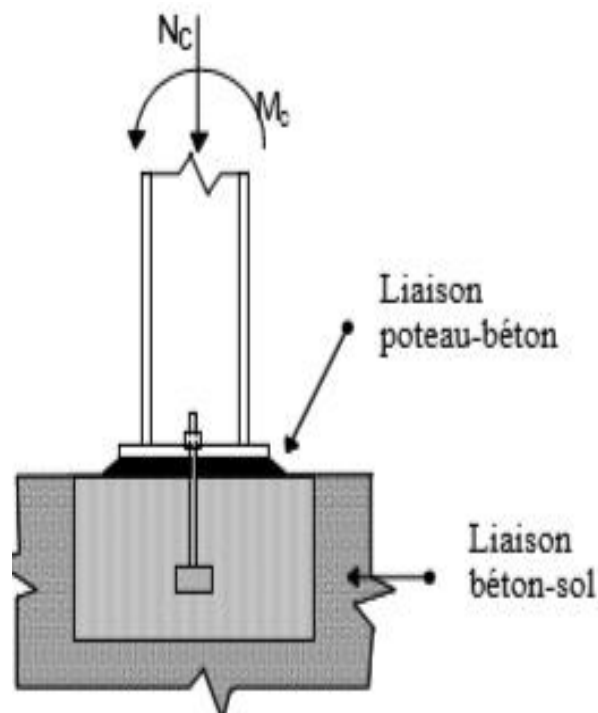


Figure I-7 assemblage pieds de poteau

I.3. CLASSIFICATION D'ASSEMBLAGE DU TYPE POUTRE-POTEEAU [3]

Les anciennes méthodes considèrent les assemblages soit comme des rotules parfaites au sens de la mécanique et que l'on considère comme des assemblages articulés, ou des encastremements parfaits que l'on considère comme des assemblages rigides.

- **Assemblages articulés** : transmettant uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : transmettant en outre les divers moments.

Cette dichotomie est en fait une simplification pour mener les calculs, car, en réalité, les assemblages ont un comportement intermédiaire (semi-articulés, semi-encastrés).

Les articulations, réalisées par boulonnage, n'ont pas l'apparence d'articulations classiques. Le critère caractéristique réside en fait dans la flexibilité à proximité des nœuds. C'est pourquoi la nouvelle classification qui tient compte du comportement réel des assemblages définit trois

Caractéristiques principales suivantes :

- **Rigidité**
- **Moment résistant**
- **Capacité de rotation (ductilité)**

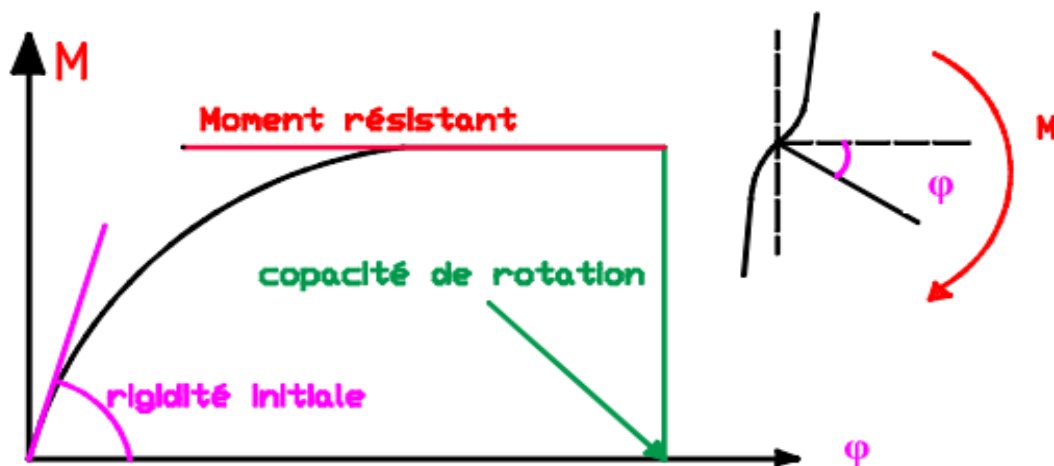


Figure I-8 : Diagramme de comportement de l'assemblage

I.3.1 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.

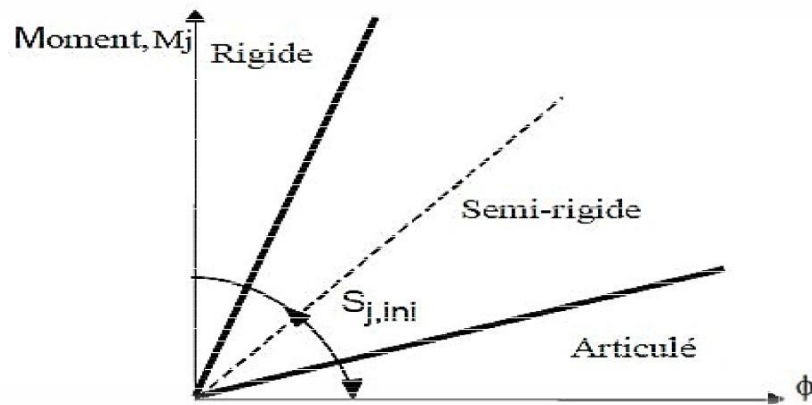


Figure I-9 : Limites de classification de rigidité

➤ L'assemblage est considéré rigide si :

$$\begin{cases} S_j \geq \frac{8EI_b}{L_b} & \text{ossatures contreventées} \\ S_j \geq \frac{25EI_b}{L_b} & \text{ossatures non contreventées} \end{cases}$$

✓ L'assemblage est considéré comme articulé si :

$$S_{j,ini} < \frac{0,5 \cdot E \cdot I_b}{L_b}$$

I.3.2 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-14) :

a / 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).

b / Un assemblage à faible résistance : possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage à pleine résistance.

c / Un assemblage à résistance partielle : représente la solution intermédiaire.

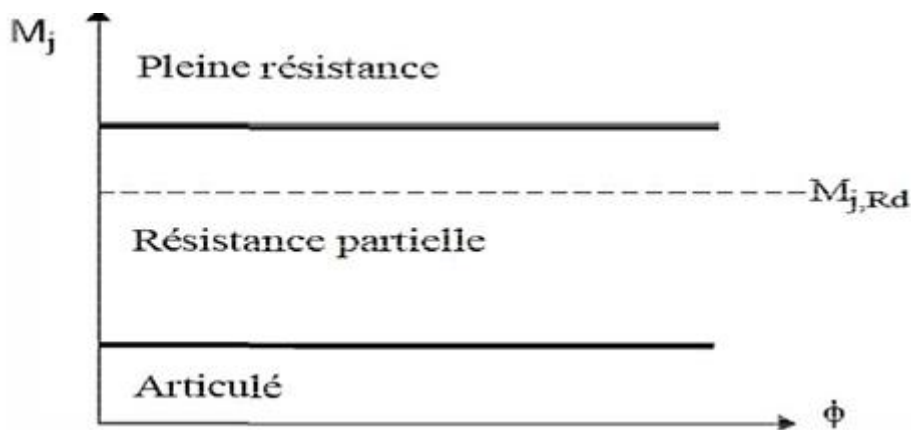


Figure I-10 : Limites de classification en résistance

I.3.3 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 une 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...

Trois classes ont été définies à savoir : ductile, semi-ductile et fragile (Figure I-11).

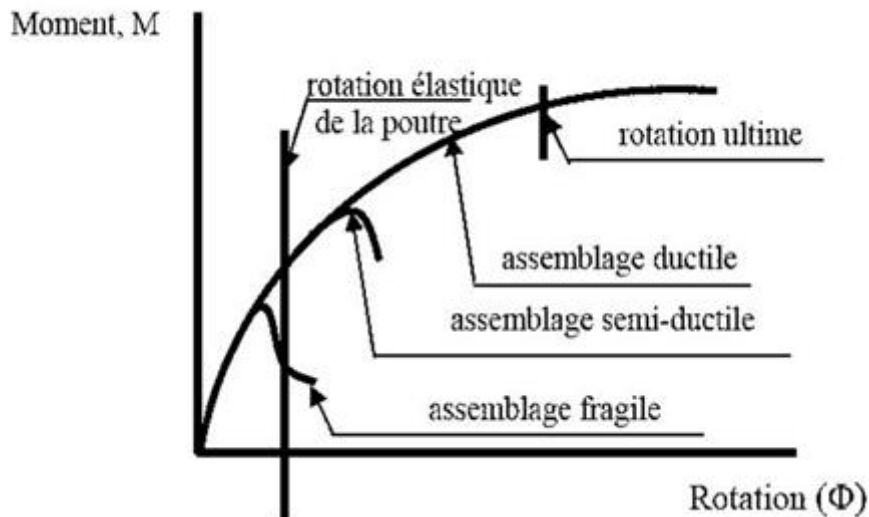


Figure I-11 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation.

I.4. MODES D'ASSEMBLAGES [3]

Les différentes formes d'assemblages ci-dessus mentionnés sont généralement réalisées par les principaux modes d'assemblages suivants :

I.4.1 Le rivetage

Les rivets ont été le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique. Actuellement, l'emploi des rivets est limité et on leur préfère, dans la plupart des pays industrialisés, les boulons et la soudure. On les rencontre donc essentiellement dans des structures anciennes, datant du début de ce siècle. Leur diamètre varie généralement de 10 à 28mm.

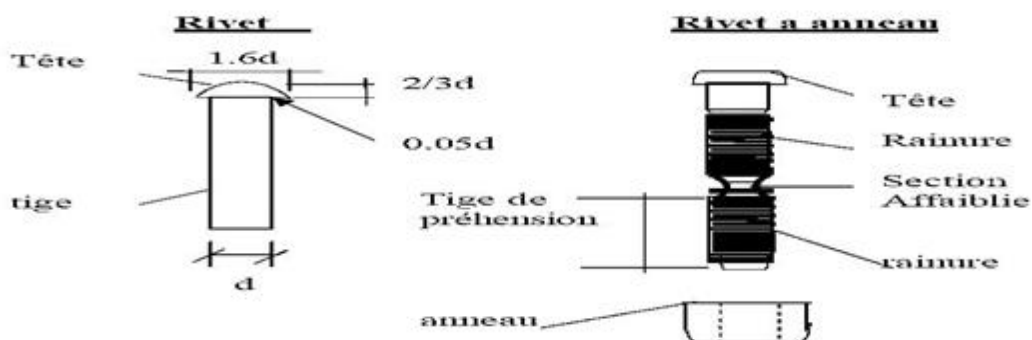


Figure I-12 : Rivet et rivet à anneau

I.4.2 Le boulonnage

Les caractéristiques des différents types d'aciers utilisés pour les boulons (Tableau I.1) présentent les valeurs de la limite d'élasticité F_{yB} et de la résistance à la traction F_{uB} des quatre classes de qualité d'acier utilisées pour les boulons.

boulons	Classe De qualité	$f_{yB} (N/mm^2)$	$f_{uB} (N/mm^2)$
De charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
A haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

Tableau I -1 : caractéristiques mécaniques des aciers pour les boulons

Ce tableau montre également que l'on distingue deux types de boulons, qui se différencient par leurs caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées :

- ✓ **Les boulons de charpente métallique** (aciers 4.6 et 5.6) : ils sont généralement utilisés pour réaliser les assemblages faiblement sollicités des halles et des bâtiments.
- ✓ **Les boulons à haute résistance** (aciers 8.8 et 10.9) : ils sont généralement utilisés pour les assemblages de ponts, ainsi que pour les assemblages fortement sollicités ou soumis à des effets dynamiques. Seuls les boulons à haute résistance peuvent être précontraints, L'euro code 3 ajoute les classes de qualité 4.8, 5.8 et 6.8 à celles données dans le tableau et utilise la notion de boulon ordinaire à la place de boulon de charpente.

Remarque

Quel que soit le type de boulons, le jeu normal entre la tige du boulon et le trou des pièces assemblées est fixé à 2mm pour les diamètres de boulons inférieurs ou égaux à 24mm, et à 3mm pour les diamètres de boulons égaux ou supérieurs à 27mm. Le diamètre d_0 du trou vaut donc :

- ✓ $d_0 = d + 2\text{mm}$ pour $d \leq 24\text{mm}$.
- ✓ $d_0 = d + 3\text{mm}$ pour $d \geq 27\text{mm}$.

Chapitre I : Généralités

Dans certains cas, un jeu plus petit peut être exigé. On parle de boulons à jûtés lorsque le jeu est de 0.3 mm seulement. L'emploi de boulons ajustés offre l'avantage de créer des assemblages avec un mouvement relatif possible très petit, donc des structures très peu déformables. Cependant, la réalisation des trous doit être précise, ce qui augmente sensiblement le coût de ce type d'assemblage. On n'utilisera de ce fait les boulons ajustés qu'en cas de nécessité absolue.

La figure suivante montre les différentes parties composant un boulon de charpente et un boulon à haute résistance. Ces derniers se distinguent des boulons de charpente métallique par l'inscription de la classe de qualité de l'acier du boulon sur leur tête et leurs rondelles.

Il faut toujours prévoir une rondelle sous partie qui sera tournée lors de mise en place du boulon (en général l'écrou, parfois la tête, souvent les deux) pour placer des boulons dans les ailes des profilés.

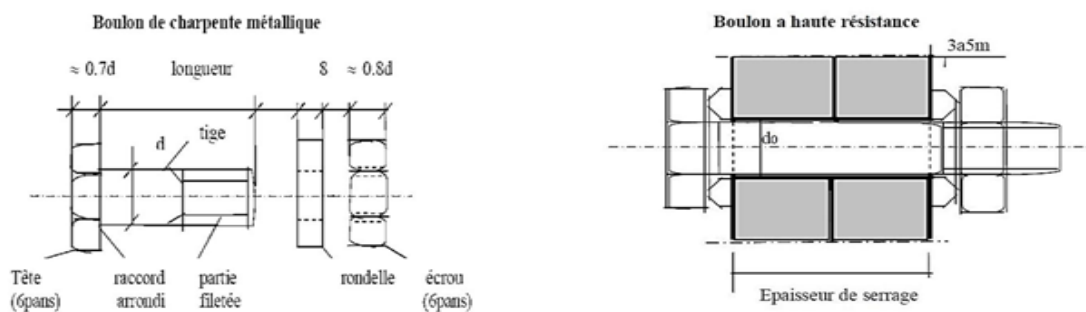


Figure I-13 : Boulon de charpente et boulon à haut résistance

	M12	M16	M20	M24	M27
Diamètre de la tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre du trou d_o (mm)	14	18	22	26	30
Section de la tige A (mm^2)	113	201	314	452	573
Section résistante A_s (mm^2)	84	157	245	353	459
Symbole boulon de charpente					
Symbole HR non précontrainte					
Symbole HR précontrainte					

Tableau I-2 : caractéristiques et symboles des boulons

I.4.3 Le soudage

Le soudage est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

Le soudage implique donc :

a / L'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau elle peut être d'origine électrique (résistance, arc, plasma), chimique (combustion de gaz) et Mécanique (friction).

b / Une aptitude du matériau à être soudé, appelée soudabilité, la soudabilité à haute température dépend des qualités propres du matériau, mais également de divers paramètres limitatif, tels que :

- ✓ Les modifications de la structure physico-chimique du matériau
- ✓ L'apparition de fissurations et de criques au refroidissement
- ✓ L'apparition de déformations géométriques dues aux effets de dilatation et retrait.
- ✓ La naissance de contraintes internes.

Le soudage présente, par rapport au boulonnage, plusieurs avantages :

- Il assure la continuité de matière, et de ce fait garantit une bonne transmission des sollicitations
- Il dispense de pièces secondaire (goussets, attaches,...)
- Il est de moindre encombrement et plus esthétique que le boulonnage.

En revanche, il présente divers inconvénients :

- Le métal de base doit être soudable.
- Le contrôle des soudures est nécessaire et onéreux.
- Le contrôle des soudures est aléatoire.

I.5. FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES [3]

I.5.1 Fonctionnement par obstacle : C'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnement en cisaillement.

I.5.2 Fonctionnement par adhérence : Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, et le boulonnage par boulons HR.

I.5.3 Fonctionnement mixte : C'est le cas du rivetage et dans les cas extrêmes, du boulonnage HR à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par Adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement

I.6. RENFORCEMENT D'ASSEMBLAGES [6]

L'assemblage par platine d'a bout est largement utilisé dans les structures s métalliques et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication. 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 surcroit, 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. 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.

Les trois moyens de renforcement sont :

a / Les raidisseurs transversaux de poteau : Ils sont soudés, au niveau des semelles en zones tendue et comprimée du poteau (Figure I-14a), 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-14b), en combinaison avec les raidisseurs transversaux.

b / 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-14c). 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. Dans l'EC 3, seule la partie résistance est considérée.

c / Les doublures d'âme : Une doublure d'âme, soudée sur tout son pourtour (Figure I-14d) 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.

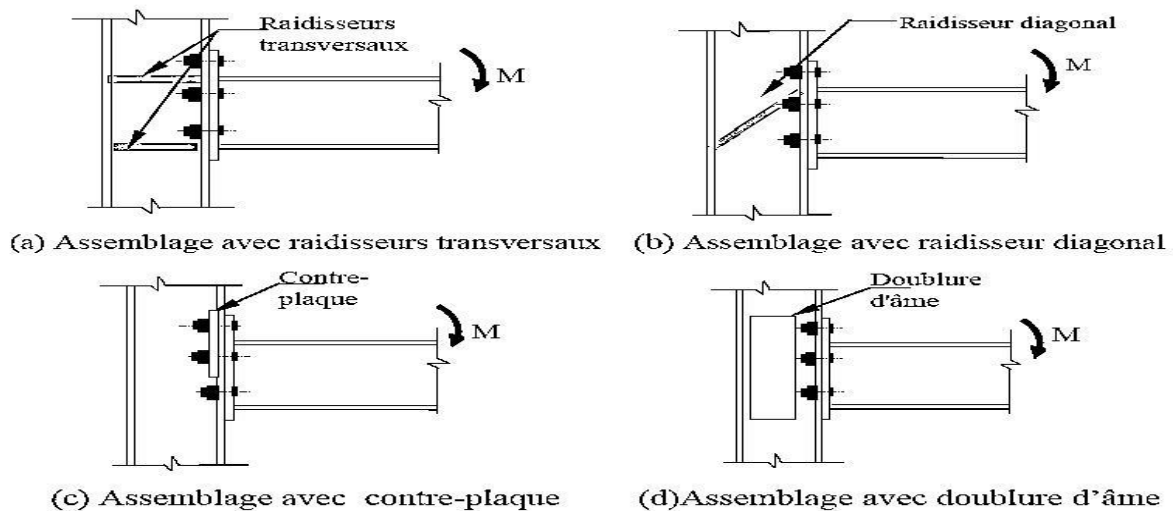


Figure I-14 : Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3

I.7.LOGICIEL DE MODÉLISATION (ANSYS) [16]

I.7.1 Analyse structurelle

Le logiciel d'analyse structurelle d'ANSYS permet de résoudre des problèmes techniques structurels complexes et de prendre plus rapidement de meilleures décisions en termes de conception.

Grâce aux outils d'analyse par éléments finis (Finite Element Analysis, FEA) disponibles dans la suite logicielle, il est possible de personnaliser et automatiser les solutions liées aux problèmes de mécanique structurelle ainsi que les paramètres d'analyse de scénarios de conception. Il est aussi possible de les connecter à d'autres outils d'analyse physique afin de gagner en précision.

Le logiciel d'analyse structurelle (ANSYS) est utilisé par de nombreux professionnels du secteur et permet aux ingénieurs d'optimiser la conception de leurs produits et de réduire le coût des tests physiques.

I.7.2 Analyse structurelle pour tous niveaux d'expérience

Que l'on soit un concepteur ou un utilisateur occasionnel qui recherche des résultats simples, rapides et précis, ou un expert qui cherche à modéliser des matériaux complexes, de **grands assemblages** ou des comportements non linéaires, ANSYS dispose des solutions dont nous avons besoin. L'interface intuitive d'ANSYS Mechanical permet aux ingénieurs de tous niveaux d'obtenir des réponses fiables rapidement.

I.7.3 Maillage automatisé fiable et de qualité supérieure

ANSYS Mechanical dispose d'une technologie de maillage intelligent qui vous permet d'obtenir rapidement un maillage optimal sur tous types de modèles. L'ajout de commandes supplémentaires vous permet d'affiner le maillage selon vos besoins.

I.7.4 Capacités avancées

La simulation des matériaux complexes et du comportement des matériaux peut être réalisée à l'aide des modèles intégrés, les modèles de matériaux définis pour l'utilisateur ou le Matériel Designer pour créer des éléments de volumes élémentaires représentatifs.

Les modèles soumis à une grande déformation ne doivent pas être simplifiés en passant inutilement à des solveurs explicites.

La capacité adaptative non linéaire gère automatiquement les simulations difficiles grâce au remaillage de la solution au cours du processus.

Une technologie unique pour modéliser la progression de fissure dans les structures où la rupture est une préoccupation qui signifie que l'on peut éliminer les processus de maillage complexe et les suppositions.

ANSYS Motion est une solution de conception de nouvelle génération basée sur une dynamique multi corps flexible. Elle permet une analyse rapide et précise de corps flexibles et rigides au sein d'un solveur unique. Une série d'outils étend sa fonctionnalité afin de vous permettre d'étudier le comportement d'une conception de groupe motopropulseur de véhicule, y compris les engrenages et les roulements, ainsi que les systèmes comprenant des chaînes, des courroies et des pistes continues.

I.7.5 Fabrication additive

Les complexités de la fabrication additive métallique peuvent être maîtrisées par l'utilisation d'**ANSYS Additive Print** et d'**ANSYS Additive Suite**. La génération de conceptions et de supports, ainsi que la simulation de processus, réduisent les complexités et les échecs de construction auxquels font souvent face les sociétés adoptant ces technologies.

I.7.6 Solution d'analyse structurelle complète

Une gamme complète d'outils d'analyse est à disposition afin d'analyser les cas de charges uniques ou d'effectuer des analyses transitoires ou de vibration. Il est possible également d'examiner des comportements de matériaux, de joints ou de géométries linéaires et non linéaires. Sa technologie de solveurs avancée, combinée aux programmes **ANSYS Autodyn** et **ANSYS LS-DYNA**, permet d'effectuer des simulations de chute, de choc et d'explosion. **ANSYS AQWA**, avec les capacités de simulation offshore d'**ANSYS Mechanical**, fournit des capacités spécifiques à l'industrie pour les ingénieurs évoluant dans la conception d'environnements marins.

I.8. PRECAUTIONS CONSTRUCTIVES [3]

Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages où la nature de l'acier affaiblie par la chauffe du soudage. En outre, les assemblages sont soumis à des sollicitations qui peuvent s'inverser et les contraintes peuvent changer de sens (une poutre de charpente peut fléchir dans le sens positif sous charge de neige et dans le sens négatif sous soulèvement par le vent). C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Les assemblages peuvent être considérés comme étant des "talons d'Achille" dans une structure, et les anciens ont coutume de dire qu'une charpente sous dimensionnée, mais correctement assemblée, est préférable à une charpente correctement dimensionnée, mais mal assemblée. Dans le premier cas, la réserve de plasticité autorisera l'apparition de grandes déformations, qui préviendront du risque possible, en revanche, dans le second cas, aucune déformation prémonitoire ne sera observable avant la rupture brutale mais un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte, il faut assurer, au travers de l'assemblage, la transmission parfaite des forces, afin de ne pas créer d'efforts ou de moments secondaires parasites.

I.9. CONCLUSION

De nos jours la construction métallique nous offre des avantages qui ne sont plus à démontrer, du fait qu'elle ouvre une large porte vers la modernisation et l'industrialisation de la construction. Elle est très souvent utilisée dès que de grandes portées s'imposent en largeur ou en hauteur.

Cependant, plus de précautions et d'attentions sont nécessaires et plus précisément aux niveaux des assemblages qui relient entre les différents éléments constituant la structure.

Nous avons donc étudié ces assemblages en réalisant une modélisation sur quelques exemples par logiciel (ANSYS) dans le but de nous rapprocher le plus du comportement réel d'un assemblage métallique.

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre sera consacré à une recherche bibliographique portant sur l'analyse globale de la structure, cette dernière qui porte sur la connaissance des courbes de comportement (moment-rotation), déterminés par les trois approches suivantes : l'exploitation des résultats obtenus à partir d'essais expérimentaux, une approche numérique par l'application de la méthode des éléments finis, et une approche analytique en passant par les modèles mécaniques à ressorts (EC3).

II.2. RECHERCHES EFFECTUEES SUR LE COMPORTEMENT D'ASSEMBLAGE BOULONNÉ

La méthode de calcul pour les assemblages métalliques conçu avec 4 boulons a été élaborée par KRISHNAMURTHY (1978) [1], où la force de levier a été négligée et l'épaisseur de la platine est déterminée en assimilant la section à un té. GRUNDY (1980) a étudié le comportement général de l'assemblage métallique avec platine d'extrémité, mais cette étude est restée limitée jusqu'à 1984 où GRIFFITHS (1984) donna, une explication sur le développement du moment des assemblages métalliques avec platine d'extrémité et les procédures de calcul et fournit l'idée et la compréhension pratique de l'utilisation et l'usage de ces assemblages [2].

Une méthode de calcul pour les assemblages métalliques raidis par 8 boulons a été développée aussi par HENDRICK et MURRAY (1984), MURRAY et KUKERT (1988) et CURTIS et MURRAY (1989). La force de levier a été introduite et prise en compte dans ces méthodes de calcul en se basant sur le comportement d'une section en forme de té [3].

II.2.1 Quelques recherches basées sur la méthode des éléments finis

II. 2.1.a KRIHNAMURTHY et GRADDY (1976) [4]

C'est la première recherche sur les assemblages métalliques par la méthode des éléments finis, les résultats de ces assemblages sont obtenus avec l'erreur de la non prise en compte du contact entre la platine et la semelle rigide. Puisque tout simplement les algorithmes de calcul du contact n'étaient pas disponibles à l'époque et le concepteur utilise des ressorts aux endroits de contact, donc (boulon = ressort).

II.2.1.b BIRSI et LEONELLI (1994) [3]

La poutre et la platine sont modélisées par 20 nœuds, le contact entre la platine et la semelle du poteau utilisés ont été représentés par un nouvel élément poutre qui a été utilisé pour modéliser les boulons soigneusement serrés et la semelle du poteau est considérée rigide. La relation moment–rotation peut être déterminée par la formule suivante.

$$M_{u.th} = \frac{(K_{e.th} - K_{p.th})\varphi}{\left[1 + \left[\frac{(K_{e.th} - K_{p.th})}{M_{p.th} \left(1 - \frac{K_{p.th}}{K_{e.th}}\right)}\right]^n\right]^{1/n}} + K_{p.th} \cdot \varphi$$

Avec :

- ✓ n : facteur de forme
- ✓ $K_{e.th}$: est la rigidité élastique de l'assemblage.
- ✓ $K_{p.th}$: est la rigidité non élastique de l'assemblage.
- ✓ $M_{p.th}$: est le moment plastique de rupture de l'assemblage.
- ✓ $M_{u.th}$: est le moment ultime de l'assemblage.

Conclusion : (Boulon = élément poutre)

II.2.1.c GEBBEKEN (2010) [5]

GEBBEKEN examine des différentes techniques de modélisation par la méthode des éléments finis pour découvrir les critères importants afin de décrire le comportement de l'assemblage métallique avec platine d'extrémité. Aussi l'auteur discute les résultats des études paramétriques pour démontrer que les éléments de l'assemblage fournissent des valeurs significatives de la flexibilité de l'assemblage.

Cette étude est faite sur un assemblage non raidi avec platine d'extrémité par 4 boulons tendus et le modèle utilisé est bi- dimensionnel.

La relation contrainte- déformation est une fonction bi- linéaire. Le contact entre la semelle du poteau et la platine d'extrémité est négligé. L'utilisation du modèle tridimensionnel par l'auteur donne un succès limité pour le calcul de la caractéristique moment -rotation de l'assemblage.

II.2.1.d BURSI et JASPART (1997) [6]

BURSI et JASPART ont récapitulé l'investigation de la modélisation par la méthode des éléments finis pour les assemblages boulonnés. Ils montrent que la programmation par la méthode des éléments finis peut être utilisée pour déterminer avec exactitude le comportement de l'assemblage.

Ils ont utilisé dans leur étude le programme LAGAMINE SOFTWARE PACKAGE sur un modèle d'éléments finis hexaédrique où le contact est pris en considération à l'aide d'une technique appelée la technique de pénalité. Le choix d'un coefficient comme paramètre de pénalité est semblable à un emplacement des ressorts entre les deux corps.

Les résultats de la méthode des éléments finis comparés avec les résultats expérimentaux présentent une légère différence dans les valeurs de la flèche au début de l'élasticité, qui est due principalement aux contraintes résiduelles dans la section en T qui sont négligées dans la méthode des éléments finis de ce membre.

II.2.1.e SHERBOURNE et BAHARI (1997) [7]

SHERBOURNE et BAHARI dans la première partie de leur étude qui a pour but de décrire le comportement moment – rotation de l'assemblage métallique avec platine d'extrémité basée sur les résultats obtenus par la méthode des éléments finis d'un élément tri – dimensionnel d'un modèle de platine d'extrémité non raidi avec 4 boulons, utilisant le logiciel " ANSYS FINITE ELEMENT CODE"

Le contact entre les éléments est considéré pour décrire le problème de l'interaction entre la platine et la semelle du poteau. Dans cette analyse la non linéarité est considérée.

La courbe moment- rotation produit par le modèle d'E.F est semblable à celle de l'expérimentale.

Le rôle joué par la résistance de la semelle du poteau a provoquée une rotation à étudier.

Le plus important dans cette partie de l'étude est la détermination de l'effet des paramètres géométriques de la configuration de l'assemblage avec platine d'extrémité sur la courbe moment – rotation développée la M.E.F.

Dans la deuxième partie de l'étude ils ont utilisé la relation moment –rotation présentée ci– dessous pour décrire le comportement des assemblages d'extrémité par 4 boulons :

$$M_p = \frac{(K_i - K_p) \varphi}{\left[1 + \left[\left(\frac{K_i - K_p}{M_0} \right) \right]^n \right]^{n+1}} + K_p \cdot \varphi$$

Avec :

- ✓ K_i : est la rigidité élastique de l'assemblage.
- ✓ K_p : est la rigidité non élastique de l'assemblage.
- ✓ M_p : est le moment plastique de rupture de l'assemblage.
- ✓ M_0 : est le moment de référence de l'assemblage.

II.2.1.f ABIDELAH. A (2009) [2]

ABIDELAH a étudié de l'influence de la présence des raidisseurs de platine d'about sur le comportement des assemblages métalliques boulonnés. Une étude numérique par éléments finis pour la caractérisation du comportement non linéaire des assemblages métalliques de type poteau-poutre cruciformes avec attaches boulonnées et platine d'about est effectuée. L'analyse numérique est basée sur un modèle tridimensionnel avec des 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). Ce modèle est calibré sur la base de résultats expérimentaux de quatre assemblages avec différentes configurations géométriques. Aussi, pour valider le modèle développé, ses résultats sont confrontés aux formulations analytiques de l'Euro code 3.

II.2.2 Quelques recherches basées sur l'expérimentale

II.2.2.1 R. DELEQUES (1972) [8]

L'objectif de cette recherche est d'établir des règles pratiques de vérification de l'assemblage et du dimensionnement. La méthode de calcul proposée pour les assemblages boulonnés par platine d'extrémité sollicités en traction ou en flexion. Pour la traction, il suffit d'additionner les résistances locales de la platine au droit des différents boulons, déterminée s ci -dessous.



Figure II-1 : Configuration d'assemblage et notations utilisées

Boulons extérieurs (E) :

Ce sont les boulons situés à l'extérieur de la poutrelle, au-delà d'une des semelles.

La résistance de la platine au droit de chacun des boulons E:

$$F = 375. e \left(\frac{t_E}{C_E} \frac{\delta_E}{\delta_E + t_E} \right)$$

Boulons centraux (C) :

Ce sont les boulons situés de part et d'autre de l'âme, à l'exception de ceux qui sont immédiatement au voisinage des semelles.

La résistance de la platine au droit de chacun des boulons C :

$$F = 375. e \left(\frac{t_a}{C_a} \frac{\delta_a}{\delta_a + t_a} \right)$$

Boulons d'angle intérieur (A_E ou A_O) :

Si la platine est prolongée au-delà de la semelle de la poutre et y est attachée par des boulons extérieurs E, on peut considérer que ses liaisons avec la semelle ainsi que l'âme constituent des encastresments parfaits, on admet donc comme résistance de la platine au droit de ces boulons A_O :

$$F = 375. e \left(\frac{t_a}{C_a} + \frac{t_s}{C_s} \right)$$

Pour le cas de la flexion l'auteur propose la méthode de calcul suivante. Pour tous les boulons, autres que les plus voisins de la semelle comprimée, on calcule la résistance locale de la platine par les formules précédentes. Toutefois, on limite cette valeur : - soit à la traction admissible par boulon (80% du produit de sa limite d'élasticité par la section résistante A_r de sa partie filetée) ; Soit à la moitié de la traction admissible par la longueur d'âme attachée par le couple de boulons centraux, soit: $0,5\sigma_e e_a \delta_a$ (Avec σ_e = Limite d'élasticité de l'acier de l'âme, e_a = épaisseur de l'âme, δ_a = distance entre axes des boulons mesurée parallèlement à l'âme). On admet comme moment résistant de l'assemblage la somme des produits de la distance de chaque boulon à la force intérieure de la semelle comprimée par la résistance locale ainsi calculée (et éventuellement limitée). L'application de cette méthode exige l'application d'abord d'un pré- dimensionnement qui réduit les

tâtonnements nécessaires. Donc pour l'application de la méthode il faut déjà avoir l'épaisseur de la platine, le diamètre et la qualité des boulons ainsi que leur nombre et leur disposition. On connaît le moment M que doit supporter l'assemblage. On choisit a priori le nombre n de boulons qu'on envisage de placer sur chaque file de part et d'autre de l'âme, entre les semelles. Les deux boulons d'angles intérieurs de côté tendu auront alors à résister à un moment αM avec :

- $\alpha = \frac{9,2+n}{8+4n}$ (S'il y a des boulons extérieurs)
- $\alpha = \frac{38+n}{20+10n}$ (S'il n'y a pas de boulons extérieurs)

Pour les assemblages avec rangées extérieures :

n	α
2	0,7
3	0,61
4	0,55
5	0,508
6	0,475
7	0,45
8	0,43
9	0,414
10	0,4

Tableau II-1 : Les valeurs d'Alpha pour les assemblages avec rangées des boulons extérieurs

Pour les assemblages sans rangées extérieures :

n	α
2	1
3	0,821
4	0,7
5	0,615
6	0,55
7	0,5
8	0,46
9	0,427
10	0,4

Tableau II-2 : Les valeurs d'Alpha pour les assemblages sans rangées des boulons extérieurs

En admettant pour ces boulons un bras de levier égal à la 9/10 de la distance entre faces intérieures des semelles, on obtient pour chacun un effort :

$$F = \frac{\alpha M}{1,8(h - 2e_s)}$$

Ceci permet de choisir le diamètre des boulons à utiliser. Après le choix de disposition on peut déterminer l'épaisseur de la platine

$$e = \frac{F}{375 \left(\frac{t_a + t_s}{c_a + c_s} \right)} \text{ (S'il est prévu de mettre des boulons extérieurs)}$$

$$e = \frac{F}{375 \left(\frac{t_a + t_s}{c_a + 2c_s} \right)} \text{ (S'il n'est pas prévu de mettre des boulons extérieurs)}$$

II.2.2.2 D. KHALILI (1972) [9]

Cette recherche basée sur les résultats expérimentaux a pour but d'avoir quelques hypothèses simplificatrices permettant d'aboutir à une méthode de calcul simple à appliquer donnant avec une sécurité suffisante des efforts dans les boulons et les plaques (semelle poteau et platine d'extrémité). L'auteur utilise la méthode des poutres croisées comme passage à sa modélisation.

➤ Règle de calcul simple

Dans le cas d'un assemblage en traction et lorsque les plaques ont une rigidité flexionnelle homogène et que la distribution des boulons s'obtient normalement, nous avons :

$$F = \frac{F_{ext}}{n}$$

➤ Avec :

F_{ext} : charge extérieure totale

F : effort extérieur encaissé par les boulons

n : nombre totale de boulons

Ceci s'applique, par exemple, à un tronçon en **T** assemblé par des boulons disposés symétriquement de part et d'autre de l'âme. Dans le cas du tronçon en **I**.

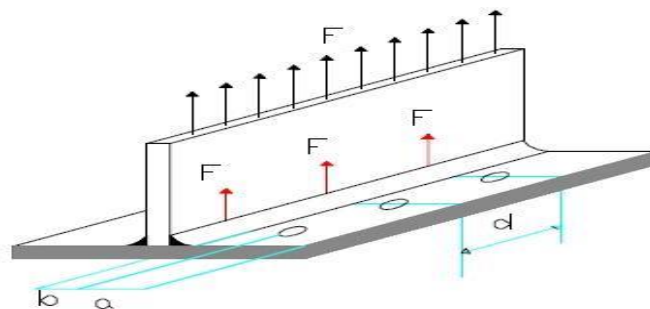


Figure II-2 : Tronçon en T

Soit un assemblage dont la répartition des boulons est celle de là de la figure II-3

On obtient les efforts appliqués aux boulons de la manière suivante

- L'effort de traction venant de l'âme se répartit sur les deux rangées intérieures à n boulons chacune (N° 2, 3 et 4).
- L'effort de traction venant de la semelle se répartit sur les boulons de part et d'autre de la semelle (N° 1 et 2).

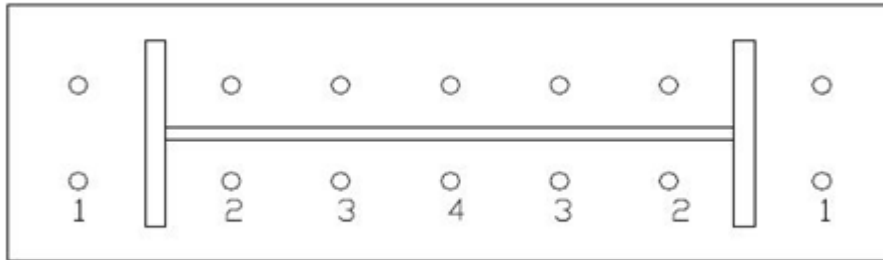


Figure II-3 : Numérotation des rangées

Si F_a est la force transmise par l'âme et F_s la force transmise par les semelles, on peut écrire :

$$F_1 = \frac{F_s}{8}$$

$$F_2 = F_4 = \frac{F_a}{10}$$

$$F_3 = \frac{F_s}{8} + \frac{F_a}{10}$$

il est à noter que $F_1 F_2 F_3 \dots$ etc. représentent l'effort extérieur à appliquer à chaque boulon, tandis que l'effort dans le boulon s'écrit :

$$N = N_0 + (F_1 + Q) \frac{A_B}{A_B + A_P} \leq 0,8\sigma_e A_r$$

(i=1,2,3...)

Où :

$$N = N_0 + F(1 + n) \frac{1}{6}$$

Pour déterminer **n**, on utilise la formule ci-après :

$$n = \frac{\frac{1}{4} + R}{S + R}$$

Avec :

$$R = \frac{d(a + b)t^4}{72a^2b^2}$$

$$S = \frac{a(a + 4b)}{12b^2}$$

Cependant cette formule est valable pour le premier cas (tronçon en **T**). Mais pour un tronçon en **I** assemblé par boulons HR, on pourra supposer que $F_1 = F_2$ et la semelle du poteau sera considérée comme un tronçon en **T**.

Si l'épaisseur de la plaque a été donnée, on vérifie l'équation suivante :

$$\sqrt[4]{\frac{3a^2b^2(A_b + A_p)}{d(a + b)}}$$

Alors **n** devient nul, l'effort extérieur provoquant la disparition des prés serrage des plaques est :

$$F_s = N_0 \left(1 + \frac{A_b}{A_p} \right) \approx 1,16N_0$$

Donc F doit rester inférieur à F_s

➤ **Cas d'assemblage en flexion**

Les efforts provenant de la poutre dans la partie tendue sont répartis entre les boulons par l'intermédiaire de la plaque selon la (figure II-4). Dans la partie comprimée les efforts de compressions se répartissent dans la plaque par l'âme et la semelle de la poutre à travers les cordons de soudure qui lient la plaque au profil, selon les droites de pente.

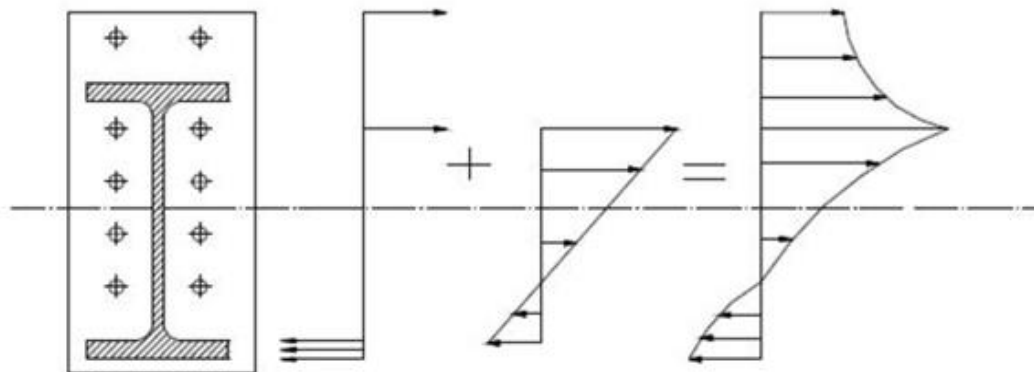


Figure II-4 : Répartition des efforts

➤ **Calcul en élastique**

On se donne d'abord une valeur $H_c = 0.2 H$ c'est -à- dire qu'on suppose que l'axe neutre se rapproche de la pièce extrême comprimée, d'une distance égale à 20% de la hauteur de la poutre. L'aire comprimée est alors :

$$A_{comp} = (A_{c1} + A_{c2})$$

Avec :

- $A_{c1} = (b - e_a)(e_s + 2a + 2t)$
- $A_{c2} = h_c(e_a + 2a + 2r)$

Avec :

- e_a Et t_s : Sont respectivement l'épaisseur de l'âme et de la semelle de la poutre.
- a : Épaisseur utile des cordons de soudure ;
- t : Épaisseur de la plaque (moyenne des deux épaisseurs)

soit σ_s la contrainte admissible de la compression de la plaque.

En admettant une répartition linéaire des contraintes de compression dans l'âme de la poutre, l'effort de compression appliqué au joint est égal à :

$$F_c = \sigma_s \left(A_{c1} + \frac{1}{2} A_{c2} \right)$$

Les efforts provenant de la partie tendue de la poutre sont encaissés par les boulons.

➤ **Calcul des efforts dans les boulons**

a / Boulon tiré à l'extérieur de la semelle tendue

En supposant que les quatre boulons tendus se comportent identiquement, nous avons :

$$b' \cdot m = F_{ts} \frac{d'}{2}$$

Avec :

- m : Moment unitaire le long du cordon de soudure des boulons.
- F_{ts} : Effort appliqué sur la semelle tendue

$$d' = \frac{1}{2}(d - D_r)$$

D_r : Diamètre de la rondelle

$$m = \frac{\sigma_p \cdot t^2}{6}$$

σ_p : Contrainte admissible de traction de la plaque

$$F_4 = \frac{4}{6} \sigma_p \cdot t^2 \frac{d'}{b'}$$

D'où l'effort dans chacun des boulons extérieurs égale à :

$$N_5 = \frac{1}{6} \sigma_p t^2 \frac{d'}{b'}$$

Les Boulons intermédiaires prennent une charge bien intérieure que ces derniers et de ce fait nous n'avons pratiquement pas besoin de les vérifier (pour des raisons constrictives). Cependant, en supposant que l'intensité de tension dans l'âme (répartie linéairement) est proportionnelle à sa distance de l'axe neutre, on calcule les boulons supportent les efforts provenant de l'âme).

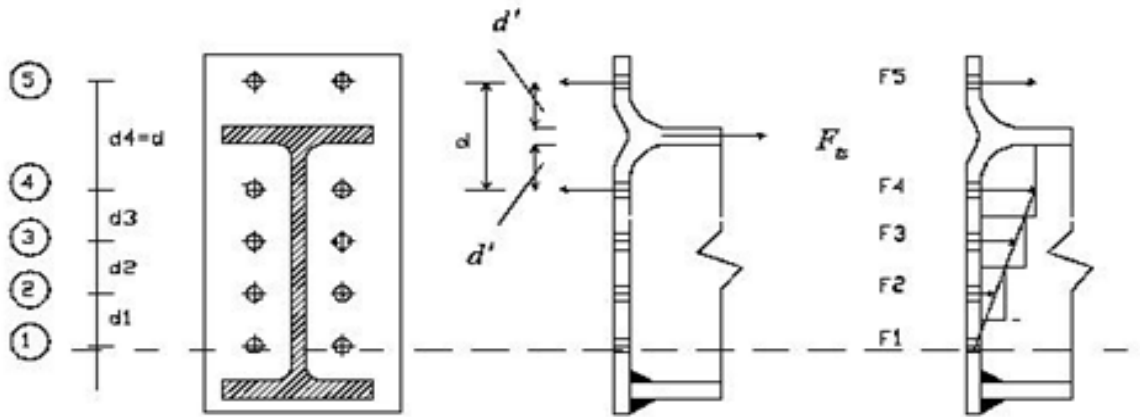


Figure II-5 : Répartition des efforts dans les boulons

b / Boulon situé à l'intérieur immédiatement près de la semelle tendue

Ces boulons, représentés par 1 et N °3 sur la figure II-5, prennent à la fois l'effort provenant de

l'âme (F_3) et celui des boulons extérieurs (N_5). Par conséquent, nous avons:

$$N_4 = F_4 + N_5$$

La position de l'axe neutre sera vérifiée si cela est nécessaire en écrivant les équations d'équilibre des forces statiques

$$M = \sum_n N_i Y_i$$

L'équilibre des efforts est égal à :

$$\sum X = 0$$

$$F_c = \sum_n N_i$$

➤ **Calcul du joint en plasticité**

Dans une structure calculée en plasticité, les assemblages peuvent être calculés selon deux façons :

- L'assemblage reste dans le domaine élastique et les rotules plastiques se forment non pas au voisinage immédiat du joint mais dans les barres. Dans ce cas il suffit de calculer l'assemblage pour les charges maximales que les barres peuvent supporter (dans le cas de flexion, prendre M_p comme moment appliqué ou la valeur $F_{ts} = b \cdot e_s$)
- Les éléments de l'assemblage se plastifient en même temps que les barres. C'est à dire que la rotule plastique se produit dans l'ensemble de joint.

La méthode énoncée ci-dessus serait modifiée en conséquence par :

$$F_c = \sigma_c (A_{c1} + A_{c2})$$

➤ **L'effort dans les boulons**

• **Effort provenant de la semelle tendue**

$$F_{ts} = \sigma_e \cdot b \cdot e_s$$

La plaque doit résister à cet effort.

$$m_p = \frac{\sigma_e \cdot t^2}{4}$$

m_p : moment plastique unitaire de la plaque

$$b' \cdot m = \frac{F_{ts} d'}{2} \frac{d'}{2}$$

Donc :

$$F_{ts} = \sigma_p t^2 \frac{d'}{b'}$$

➤ **Effort provenant de l'âme**

$F_{ta} = h_t e_a \sigma_e$ Est supposé pris par les boulons situés à l'intérieur des semelles par l'intermédiaire de la plaque :

$$F_{ta} = \sigma_p t^2 \frac{h_t}{c}$$

C : étant la distance de la ligne des boulons à proximité du cordon de la soudure par conséquent :

- L'effort appliqué aux boulons le long de l'âme (N ° 2,3, figure II-5)

$$N_i = \frac{F_{ta}}{n}$$

(i= 2,3 et n= 3 pour notre exemple).

- L'effort appliqué dans les boulons extérieurs (N ° 5 Figure II-5)

$$N_i = \frac{F_{ts}}{4} (1 + n)$$

n : Etant le coefficient de soulèvement dû à l'effet de levier agissant sur les bords transversaux intérieurs de la plaque.

- L'effort appliqué à l'intérieur des boulons au voisinage immédiat de la semelle tendue (N ° 4 Figure II-5)

$$N_5 = N_4 + N_i$$

II.2.3 Méthode analytique basée sur un modèle mécanique à ressort

II.2.3.1 J.M. ARIBERT, A. LACHAL et D.N. DINGA 1999 [10]

C'est une recherche qui est basée sur le modèle suivant :

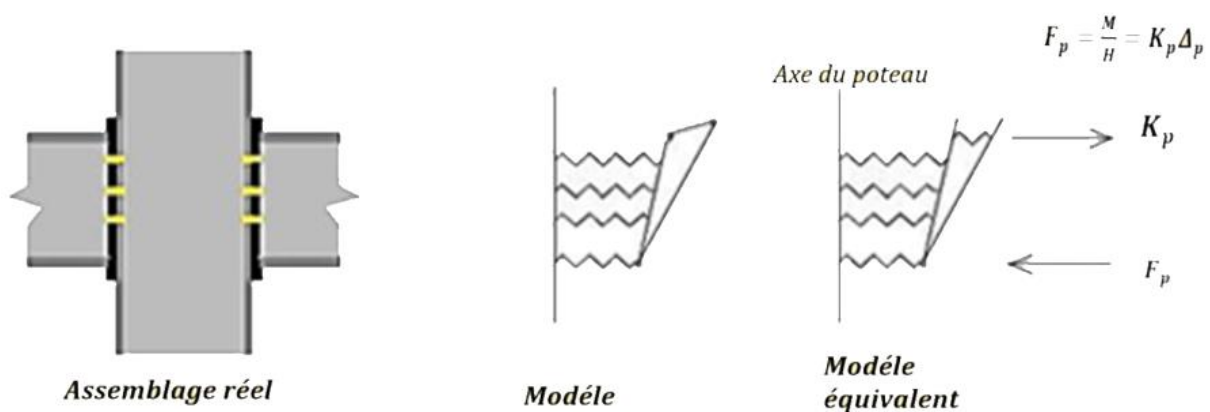


Figure II-6 : Modélisation de l'assemblage modèle de J.M. ARIBERT, A. LACHAL et D.N.DINGA.

Ce modèle utilisant un ressort au niveau de chaque rangée de boulons, ceci permet d'introduire des lois de comportements non linéaires des composantes et d'évaluer la capacité de rotation de l'assemblage en rapport avec la ruine de l'un quelconque de ces composantes.

Ensuite, en introduisant la déformation de la partie de la platine situé entre la première rangée et la semelle tendue de la poutre comme une composante supplémentaire.

Ce modèle repose sur les hypothèses suivantes :

- L'assemblage boulonné est réalisé à partir des plaques soudées à l'extrémité de la poutre et fixées aux semelles du poteau (assemblage d'axe majeure).
- On admet que l'assemblage résulte de l'association de composants dont le comportement est simulé par des ressorts.

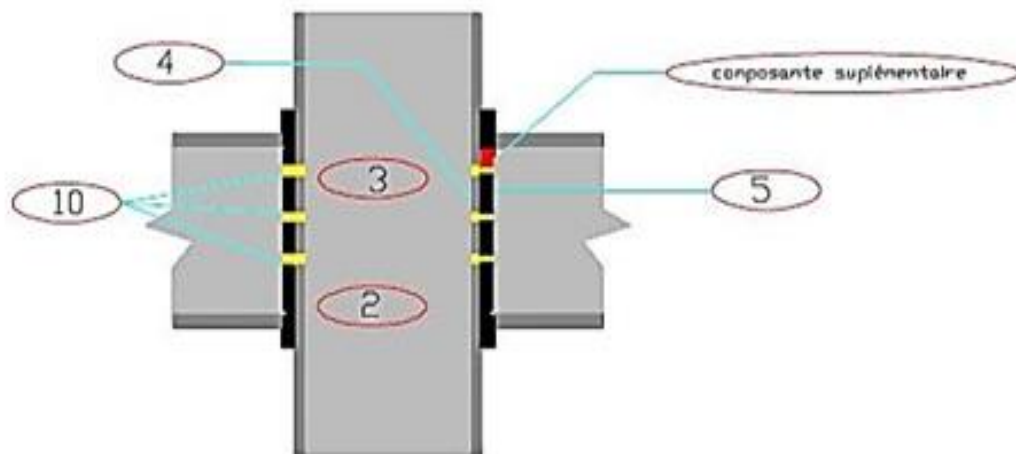


Figure II-7 : Composantes selon le modèle de J.M. ARIBERT, A. LACHAL et D.N. DINGA

II.2.3.2 Modèle de l'eurocode3 [11]

Le modèle mécanique simplifié présenté par l'Eurocode3 est basé sur le modèle présenté par TSCHEMMERNEGG

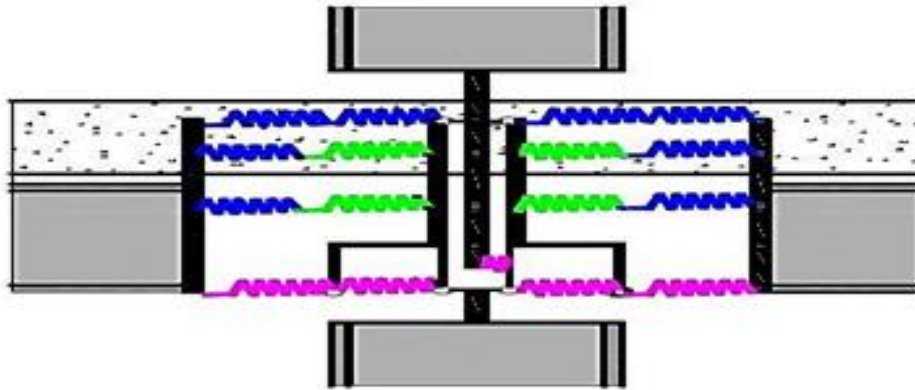


Figure II-8 : Le modèle de TSCHEMMERNEGG

Dans ce modèle de calcul présenté par l'eurocode-3, le comportement des assemblages est considéré à travers trois caractéristiques clés suivantes :

- Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$
- La rigidité initiale en rotation $S_{j,ini}$
- La capacité de rotation de calcul ϕ_{cd}
- ✓ **Le moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$**

Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ est pris comme le moment maximum de la courbe de comportement moment rotation ($M - \phi$).

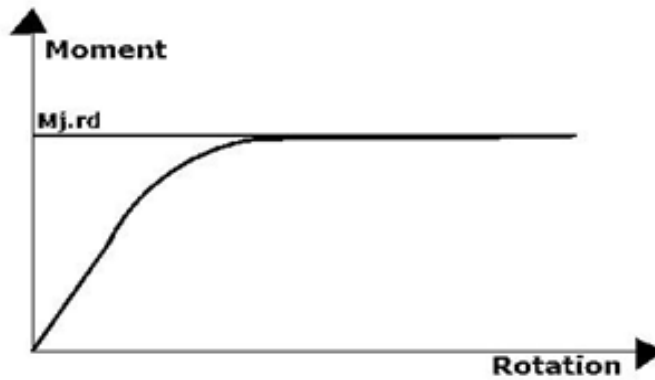


Figure II- 9: Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$.

- Rigidité initiale en rotation $S_{j,ini}$

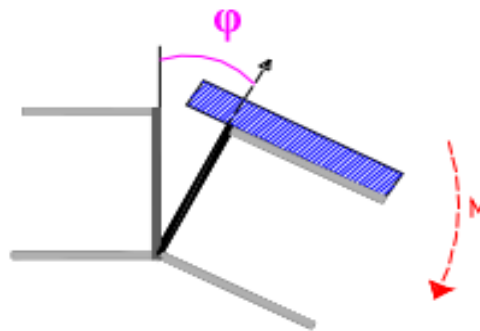


Figure II- 10 : Rotation d'un assemblage mixte sous un chargement symétrique

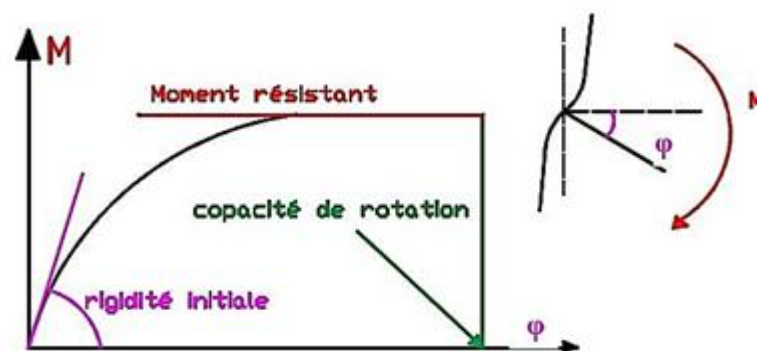


Figure II-11 : Comportement d'un assemblage

La rigidité en flexion (ou en rotation) est définie comme étant le rapport entre le moment sollicitant l'assemblage " $M_{j,Rd}$ " et la rotation " ϕ_j " correspondante de l'assemblage (la variation angulaire entre les fibres moyennes u poteau de la partie attachée), donc :

$$S_{j,ini} = \frac{M_{j,Rd}}{\phi_i}$$

$S_{j,ini}$: la rigidité initiale

- **La capacité en rotation**

Un autre point à prendre en considération concerne l'aptitude de l'assemblage à rester cohérent et à accepter les rotations imposées sans rupture, telles la capacité de rotation :

- $M_{j,Rd}$: Moment résistant de calcul
- ϕ_{cd} : Capacité de rotation n de calcul
- S_j : Rigidité en rotation

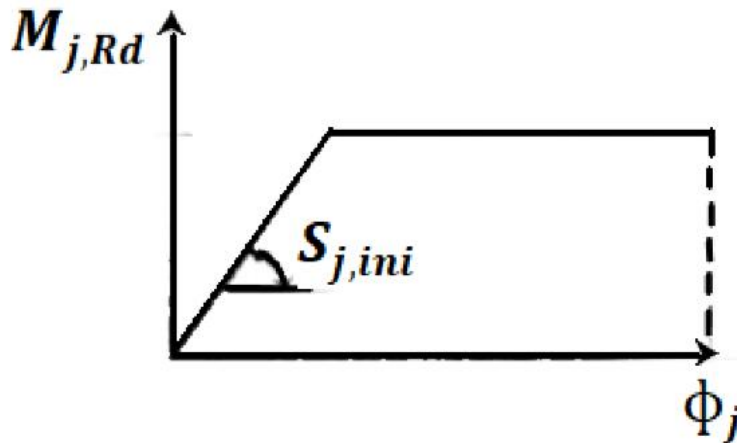


Figure II-12 : propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation d'un assemblage Poutre-poteau

$$\phi_{cd} = \frac{M_{j,Rd}}{S_j} \quad (\phi_{cd} \text{ représente la capacité de rotation élastique de l'assemblage})$$

Les trois caractéristiques ($M_{j,Rd}$, $S_{j,ini}$, ϕ_{cd}) clés des assemblages influent directement sur le comportement de ces derniers et sur leur classification.

➤ **Classification des assemblages poutre – poteau**

Les courbes de comportement ($M - \phi$) des assemblages peuvent être ramenées à trois grandes catégories représentées sur la figure (II-13). Pour chaque catégorie de comportement ($M - \phi$) est associée à la conception de l'assemblage correspondante.

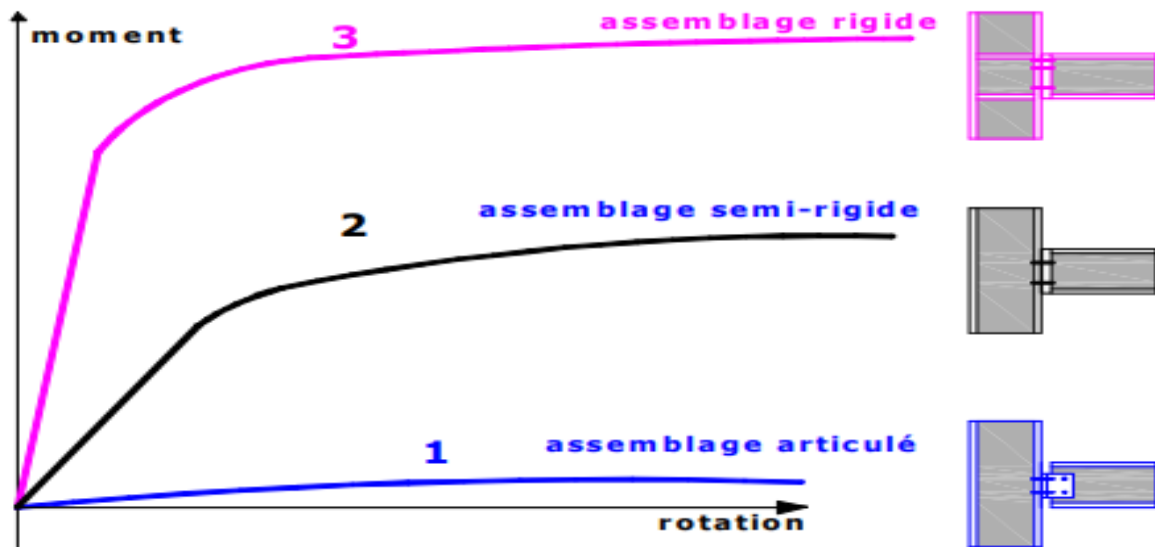


Figure II-13 : Classification des assemblages

- La courbe (1) représente le cas d'un assemblage articulé qui ne possède pas de rigidité à la flexion.
- La courbe (2) correspond à un assemblage semi-rigide où la transmission d'un certain moment de flexion est possible avec une rigidité moyenne.
- La courbe (3) correspond à un assemblage rigide capable de transmettre un moment de flexion important pour une faible rotation.

La PR(EN 1993-1.8) [12] propose un système de classification basé sur la résistance ($M_{j,Rd}$) et la rigidité ($S_{j,ini}$) de l'assemblage.

a/Classification par résistance

Les assemblages sont classés comme suit :

- -Assemblage pleinement résistant au sommet d'un poteau si :

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$$

Et

$$M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$$

Où :

- $M_{j,Rd}$: Moment résistant de l'assemblage.
- $M_{b,pl,Rd}$: Moment plastique de calcul de la poutre en flexion négative.
- $M_{c,pl,Rd}$: Moment plastique résistant de calcul du poteau

- Assemblage est pleinement résistant le long d'un poteau si :

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$$

Et

$$M_{j,Rd} \geq 2M_{c,pl,Rd}$$

- Assemblage est articulé si :

$M_{j,Rd}$ Est plus faible que 25% du moment résistant requis pour avoir un assemblage pleinement résistant.

b / Classification par rigidité en rotation

La classification de la PR (EN 1 993-1-8) [12] compare la rigidité de l'assemblage avec celle du membre assemblé.

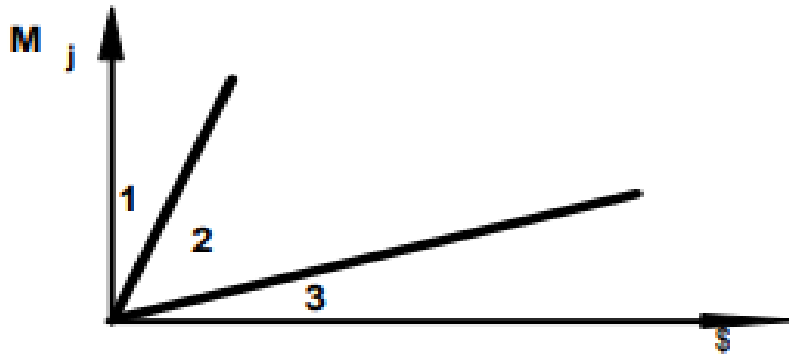


Figure II- 14 : Classification des assemblages poutre- poteau par rigidité

Zone 1 : si $S_{j,ini} \geq 8 \frac{EI_b}{L_b} \rightarrow$ Assemblage rigide

Zone 2 : si $0,5 \frac{EI_b}{L_b} < S_{j,ini} < 8 \frac{EI_b}{L_b} \rightarrow$ Assemblage semi-rigide

Zone 3 : $S_{j,ini} < 0,5 \frac{EI_b}{L_b} \rightarrow$ Assemblage articulé

- EI_b : rigidité flexionnelle de section de poutre.
- L_b : portée de la poutre (distance entre centres des poteaux).

➤ **Idéalisation de la courbe de comportement (M- ϕ) selon l'EC-3**

La courbe de comportement (M- ϕ) non linéaire donnée par la pr EN 1993-1-8 [12] comprend trois parties :

- De 0 à $\frac{2}{3} M_{j,Rd} \rightarrow$ Courbe élastique linéaire
- De $\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ à $M_{j,Rd} \rightarrow$ La courbe est non linéaire
- $> M_{j,Rd} \rightarrow$ un plateau plastique

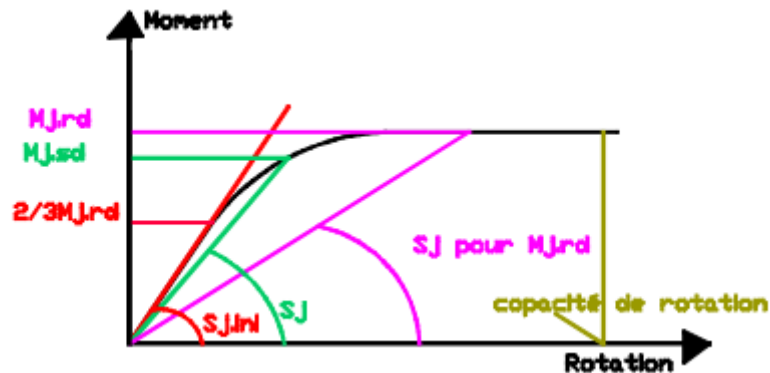


Figure II- 15 : Courbe (M- ϕ) non linéaire

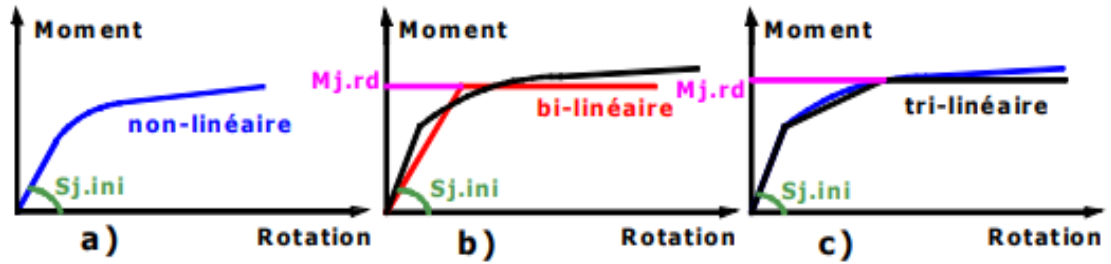


Figure II-16 : Idéalisations des courbes.

La prEN1993-1-8 [12] propose les trois possibilités d'idéalisation présentées dans la figure (II-16). La courbe (a) correspond au comportement (M- ϕ) réel des assemblages.

Cependant, l'utilisation de ces courbes non-linéaire demande des programmes d'analyse de structures sophistiqués [13].

Afin de permettre un calcul linéaire (plus simple) c'est-à-dire une analyse élastique globale de structure, la courbe non-linéaire peut être simplifiée à l'aide de lignes droites (courbe b ou c) telle que la courbe simplifiée se situe toujours sous la courbe non-linéaire (côté de la sécurité).

➤ **Analyse globale de la structure**

Puisque le comportement des structures est lié au comportement des assemblages, le tableau ci-dessous montre les différents modes d'analyse globales possibles dans les constructions métalliques en fonction de la classification des assemblages.

Tableau II-3 : Types de modélisation d'assemblages

Méthode d'analyse globale	Classification de l'assemblage		
élastique	articulé	Rigide	Semi-rigide
Rigide-plastique	articulé	Pleinement résistant	Partiellement résistant
Elasto-plastique	articulé	Rigide et pleinement résistant	Semi-rigide et partiellement résistant
			Semi-rigide et plein résistant
			Rigide et partiellement résistant
Type de modélisation de l'assemblage	simple	Continu	Semi-continu

II.3. MODELISATION DE LA ZONE TENDUE D'UN ASSEMBLAGE BOULONNÉ [3]

Les tronçons en té ont fait l'objet de plusieurs travaux de recherche expérimentaux [Faella 1998 [14], Bouchaïr 2008 [15]]. 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] [6] 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 II-20) 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 termes 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 II-21). 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 II-21). 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. Il y a une faible différence entre les deux courbes numériques représentant les deux cas étudiés (précontrainte et sans précontrainte). Par contre, il a noté une différence considérable en termes de rigidité initiale entre les deux courbes expérimentales représentant les cas étudiés [2].

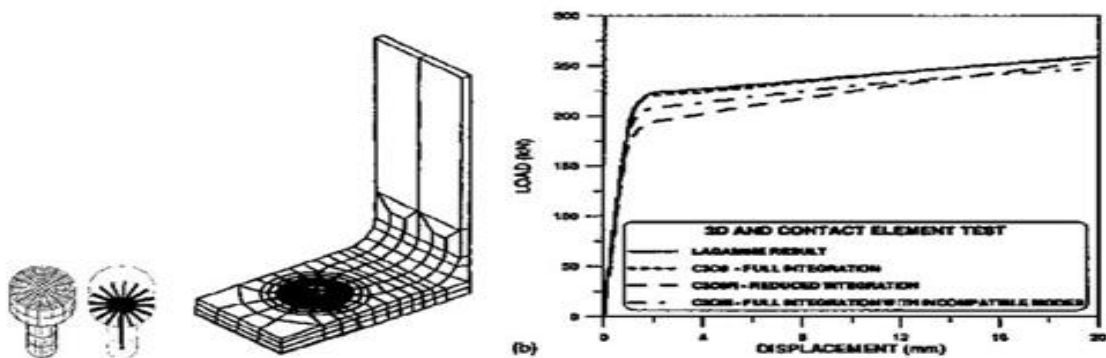


Figure II-17 : Modèle Bursi et Jaspert [Bursi 1997] - maillage et courbes force-déplacement

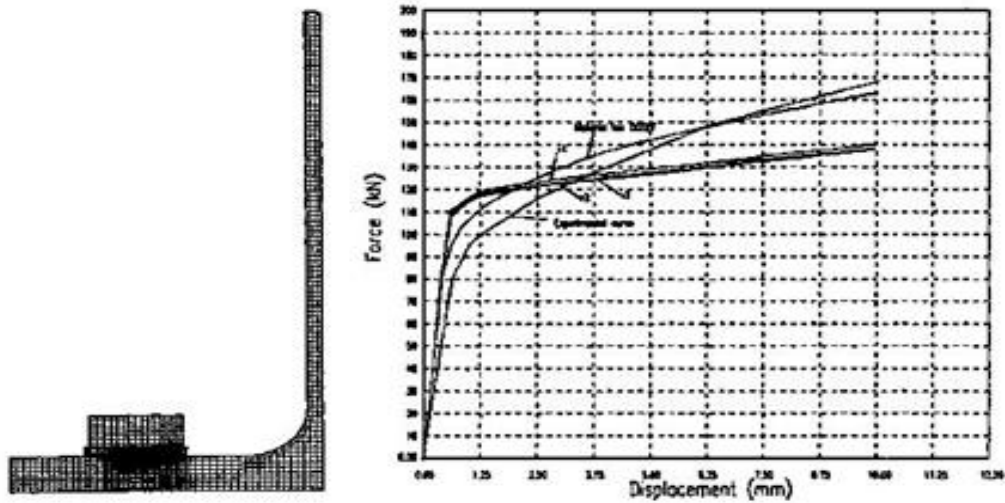


Figure II-18 : Modèle MEF [Mistakidis 1996]- maillage et courbes force- déplacement

[Zajdel 1997] a également effectué une analyse numérique tri dimensionnelle 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 uni axiale 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 tôle 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 numériques 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 3ème 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).

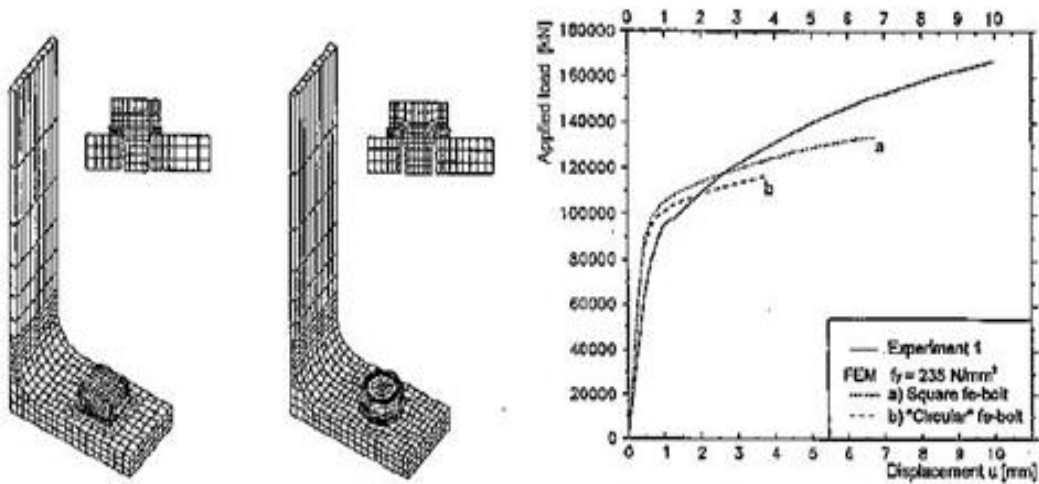


Figure II-19 : Modèle M EF [Wanzek 1999] - maillage et courbes force-déplacement

II.4. CONCLUSION

Comme indiqué dans cette recherche bibliographique, très peu sont les travaux qui peuvent nous fournir des modèles qui décrivent de manière claire le réel le comportement des assemblages, mise à part les résultats des essais expérimentaux qui restent coûteux.

-Les recherches qui traitent les assemblages avec la M.E.F se limitent de manière générale à des éléments finis simples (élément poutre par exemple) et à des assemblages où le comportement est relativement bien compris et la simplicité de la modélisation est évidente.

La méthode des composantes présentées par l'EURO CODE 03 a pour but de décrire le comportement réel des assemblages métalliques et de calculer les trois caractéristiques clés qui sont :

- Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$
- La rigidité initiale en rotation $S_{j,ini}$
- -La capacité de rotation de calcul ϕ_{Cd}

. Dans Le chapitre suivant sera détaillée l'approche analytique basée sur ce modèle de L'EC3 et appliquée à un assemblage poteau-poutre boulonné par platine d'extrémité.

III.1 INTRODUCTION

Les études analytiques aussi limités qu'ils soient, ont toujours contribué à l'avancement des différentes recherches effectués sur les assemblages de manière générale.

Le but principal de ce chapitre sera de présenter la méthode dite « méthode des composantes » présentée par L'EUROCODE-3 ainsi que son application sur un exemple d'assemblage de type (poutre-poteau) avec platine d'about débordante.

III.2 LA METHODE DES COMPOSANTES. (EC- 3) [3]

Afin de déterminer le comportement mécanique en terme, de résistance, rigidité et capacité de rotation on utilise la méthode des composantes qui consiste à décomposer un assemblage en différents éléments, chaque élément représente une composante dont le comportement est étudié séparément, ainsi le comportement mécanique de l'assemblage en entier pourra être déterminé par L'assemblage des contributions des différentes composantes en s'aidant du modèle mécanique de ressort. L'application de la méthode des composantes passe par trois étapes essentielles.

1ère ETAPE :

Identification des composantes

2ième ETAPE :

Caractérisation des composantes

3ième ETAPE :

Assemblage des composantes

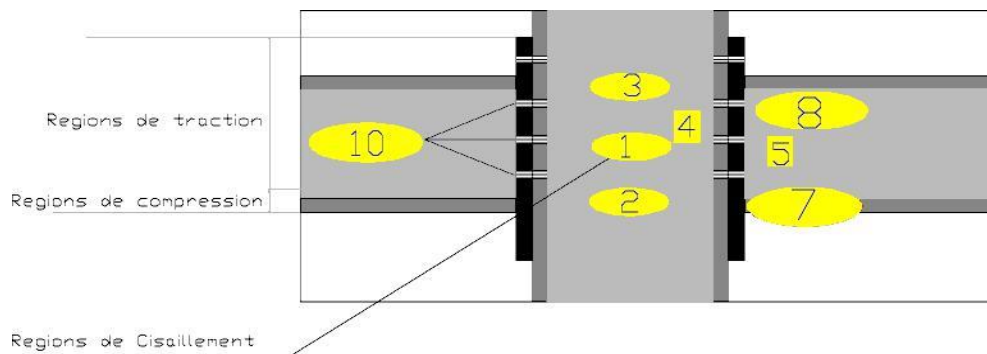


Figure III-1 : régions et zones d'un assemblage de type (poutre-poteau)

	REGION	COMPOSANTE
01	Région de compression	2- âme de poteau en compression
		7- âme et semelle de poutre en compression
02	Région de traction	3-âme de poteau en traction
		4-semelle de poteau en flexion
		5-platine d'extrémité en flexion
		8-âme de poutre en traction
		10- boulons en traction
03	Région de Cisaillement	1- âme de poteau en cisaillement
Pour les assemblages métalliques des composantes complémentaires comme l'équerre et le Té en flexion peuvent être ajoutés : assemblage ANGLO-SAXON		

Tableau (III-1) : Régions et composantes correspondantes d'un assemblage

III.2.1 Caractérisation des composantes

Chaque composante est caractérisée par sa résistance et sa rigidité, qui sont déterminés individuellement, le modèle de chaque composante est un ressort dont le comportement est basé sur les courbes force-déplacement.

Des modèles mécaniques décrivant la réponse de composantes de base, ont été développés dans plusieurs centres de recherche et validés par des résultats d'essais, sur les composantes et fournissent les propriétés suivantes.

- La résistance de calcul $F_{Rd,i}$
- La rigidité initiale en translation $K_i = F_{Rd,i} / E \cdot W_i$
- W_i étant la déformation de la composante

Où i est le N° de la composante.

III.2.2 Assemblage des composantes

- Le passage des relations force déplacement de composantes individuelles à la courbe (moment-rotation) de l'assemblage s'obtient en satisfaisant aux exigences de compatibilité et d'équilibre, ainsi qu'aux limitations de résistance et de capacité de déformation.
- Suivant le niveau de précision désiré, l'assemblage des composantes peut mener. Soit aux seules propriétés clés de l'assemblage, soit à l'ensemble de la courbe de comportement ($M - \phi$).

Puisque le modèle de composantes sophistiqué nécessite des boucles itératives suite à l'interaction complexe, les (**Euro-codes**) proposent le modèle de composantes simplifié où la somme des ressorts des composantes de base est déduite en ajoutant pas à pas les ressorts agissant en parallèle ou en série.

III.3. EXEMPLE DE CALCUL

(Assemblage par platine d'extrémité non débordante)

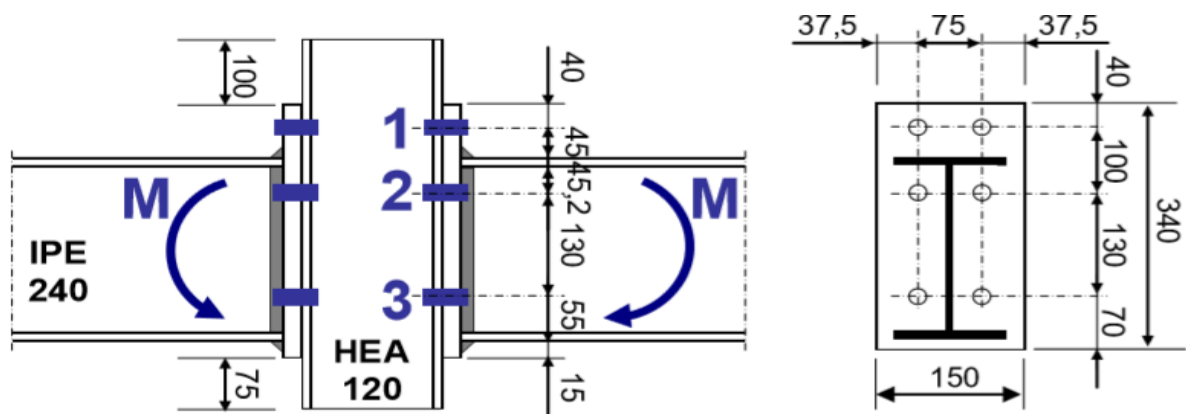


Figure III-2 : Caractéristiques géométriques coté poteau

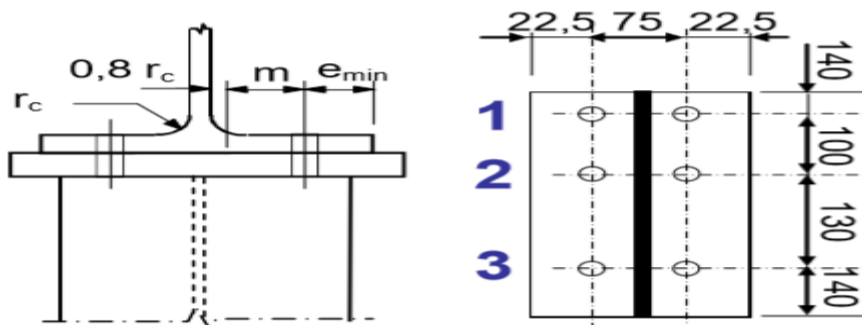


Figure III-3 : Caractéristiques géométriques coté poutre

III.3.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques de l'assemblage

L'assemblage à vérifier est présenté sur la (**Figure III.2**).

Les paramètres de calcul des éléments assemblés sont :

S235 ($f_u=360$ MPa).

Poutre : IPE240, S235

$h_b=240$ mm ; $b_b=120$ mm ; $t_{fb}=9,8$ mm ; $t_{wb}=6,2$ mm ; $r = 15$ mm ; $I_y= 3891,6$ cm⁴ ; $A= 39,12$ cm² ; $A_{vz}=19,1$ cm² ; $w_{pl,y} = 366,6$ cm³ ; $d_b=190,4$ mm.

Poteau: HEA120, S235

$h_c=114$ mm ; $b_c=120$ mm ; $t_{fc}=8$ mm ; $t_{wc}=5$ mm ; $r = 12$ mm ; $I_y= 606,2$ cm⁴ ;
 $A= 25,3$ cm²

; $A_{vz}=8,5$ cm² ; $w_{pl,y} = 119,5$ cm³ ; $d_c=74$ mm.

Platine d'about : S235

$h_p=340$ mm ; $b_p=150$ mm ; $t_p=15$ mm

Boulons : M16, classe 8.8 avec deux rondelles

(facultatif) $f_y=640$ MPa ; $f_u=800$ MPa ; $A_s = 157$ mm²

Le diamètre de perçage des trous est $d_0 = 18$ mm.

Coefficients partiels de sécurité : $\gamma_{M0}=1,0$, $\gamma_{M1}=1,0$ et $\gamma_{M2}=1,25$

III.3.2. Zone cisailée :

. Résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement (EN 1993-1-8_6.2.6.1)

$$V_{wp,rd} = \frac{0,9f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \cdot 235 \cdot 850}{1 \cdot \sqrt{3}} = 103,8 \text{ kN}$$

Dans ce cas de figure cette composant n'est pas prise en compte car l'assemblage a une configuration bilatérale et chargé de façon symétrique

III.3.3. Zone comprimée

III.3.3.1 Coté poutre

$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd}/(h - t_{fb})$ (Cf. Clause 6.2.6.7 (1) de la norme NF EN 1993-1-8)

$$\begin{aligned} M_{c,Rd} &= M_{pl,Rd} = f_{yb} W_{ply} / \gamma_{M0} \\ &= (235 \times 366,6 \times 10^3) / 10^6 = 86,151 \text{ kN.M} \end{aligned}$$

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{86,151 \times 10^3}{(240 - 9,8)} = 374,24 \text{ kN}$$

III.3.3.2 Coté poteau

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega K_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{\omega K_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

ω : interaction avec le cisaillement dans l'âme du poteau (coefficient réducteur)

$$\beta_1 = \beta_2 = 0$$

$$\omega = 0$$

K_{wc} : interaction avec la contrainte de compression dans l'âme du poteau par simplification :

$$K_{wc} = 1$$

$$\begin{aligned} b_{eff,c,wc} &= t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \\ &= 9,8 + 2\sqrt{2} \times 5 + 5 \times (8 + 12) + 22,93 = 146,87 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s = r_c = 12 \text{ mm}$$

$$s_p = t_p + (15 - a_p \sqrt{2}) = 15 + (15 - 5\sqrt{2}) = 22,93 \text{ mm}$$

Voilement de l'âme sous compression :

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{Et^2_{wc}}} = 0,932 \sqrt{\frac{146,87 \times 74 \times 235}{210000 \times 5^2}} = 0,65 < 0,72$$

Donc $\rho=1$

L'interaction avec la contrainte de compression dans l'âme du poteau est à prendre en compte si cette contrainte dépasse 70% de la limite élastique (à vérifier ultérieurement)

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 146,87 \times 5 \times 235}{1,0} = 172,57 kN$$

III.3.4. Zone tendue

III.3.4.1 Résistance de la zone tendue coté poutre

Longueur de tronçon en T équivalent

Rangée extérieure non raidie : (cf. Tableau 6.6 de la norme NF EN 1993-1-8)

$$m_x = 39,34 \text{ mm}$$

$$e_x = 40 \text{ mm}$$

$$e = 37,5 \text{ mm}$$

$$w = 75 \text{ mm}$$

Mécanisme circulaire

$$L_0 = \min(2\pi m_x ; \pi m_x + w ; \pi m_x + 2e)$$

$$L_0 = \min(247,18 ; 198,59 ; 198,59)$$

$$L_0 = 198,59 \text{ mm}$$

Mécanisme non circulaire

$$L_2 = \min(4m_x + 1.25e ; e + 2m_x + 0.625e_x ; 0,5b_p ; 0,5w + 2m_x + 0,625e_x)$$

$$L_2 = \min(204,235 ; 141,18 ; 75 ; 141,18)$$

$$L_2 = 75 \text{ mm}$$

$$L_1 = \min(L_2; L_0) = 75mm$$

$$L_1 = L_2 = 75mm$$

Rangé intérieur : (cf. le tableau 6.6 de l'EN 1993-1-8)

$$e=22,5mm$$

$$m=28,74mm$$

$$m_2 = 39,54mm$$

$$L_0 = 2\pi m = 159,59mm$$

$$L_2 = \alpha m$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = 0,56$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = 0,77 \quad \Rightarrow \alpha = 5,1$$

$$L_2 = 5,1 \times 28,74 = 146,57mm$$

$$L_1 = \min(L_2; L_0) = 146,57mm$$

$$L_1 = L_2 = 146,57mm$$

Rangée 3 :

$$L_0 = 2\pi m = 159,59mm$$

$$L_2 = \alpha m$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = 0,56$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = 0,77 \quad \Rightarrow \alpha = 5,1$$

$$L_2 = 5,1 \times 28,74 = 146,57mm$$

$$L_1 = \min(L_2; L_0) = 146,57mm$$

$$L_1 = L_2 = 146,57mm$$

Groupe de rangées 2 à 3 :

$$L_0 = 2\pi m + 2p$$

$$m=28,74mm$$

$$p=130$$

$$L_0 = 2 \times \pi \times 28,74 + 2(130) = 440,57mm$$

$$L_2 = \alpha m = 5,1 \times 28,74 + 130 = 276,57 \text{ mm}$$

$$L_1 = \min(L_2; L_0) = 276,57 \text{ mm}$$

$$L_1 = L_2 = 276,57 \text{ mm}$$

Résistance du T équivalent sous différents modes de ruine

Se référer au tableau 6.2 de la norme NF EN 1993 -1-8

Mode 1 : mécanisme complet

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$$

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{L_1 t_p^2 f_y}{4Y_{M0}}$$

Rangée r=1

$$L_1 = 75 \text{ mm}$$

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

$$f_y = f_{yp} = 235 \text{ MPa}$$

$$m = m_x = 39,34$$

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{75 \times 15^2 \times 235 \times 10^{-6}}{4 \times 1} = 0,991 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1,Rd} = 100,76 \text{ kN}$$

Rangée r=2 et r=3 :

$$L_1 = 146,57$$

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

$$f_y = f_{yp} = 235 \text{ MPa}$$

$$m = 28,74 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1,Rd2} = \frac{146,57 \times 15^2 \times 235 \times 10^{-6}}{4 \times 1} = 1,94 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1,Rd2} = 270,01 \text{ k}$$

Groupe de rangées 2 à 3 :

$$L_1 = 276,57 \text{ mm}$$

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

$$f_y = f_{yp} = 235 \text{ Mpa}$$

$$m = 28,74 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1,Rd2a3} = \frac{276,57 \times 15^2 \times 235 \times 10^{-6}}{4 \times 1} = 3,65 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1,Rd2a3} = 508,003 \text{ kN}$$

Mode2 : mécanisme partiel et rupture des boulons

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{L_1 t_p^2 f_y}{4 \gamma_{M0}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_u A_s}{\gamma_{M2}}$$

Rangée r=1 :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,991 \text{ kN}$$

$$m = 39,34 \text{ mm}$$

$$n = \min(e_{min}; 1,25m) = 22,5 \text{ mm}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 90,432 \text{ kN}$$

$$\sum F_{t,Rd} = 180,86 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd1} = 97,85 \text{ kN}$$

Rangée r= 2et 3 :

$$M_{pl,2,Rd2,3} = 0.25 \times 146,57 \times 15^2 \times 235 / 1$$
$$= 1,93 \text{ kN.m}$$

$$m = 28,74 \text{ mm}$$

$$n = 22,5 \text{ mm}$$

$$\sum F_{t,Rd} = 180,86 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd2} = 154,74 \text{ kN}$$

Groupe de rangées 2a3 :

$$M_{pl,2,Rd2a3} = 0.25 \times 276,57 \times 15^2 \times 235 / 1$$
$$= 3,65 \text{ kN.m}$$

$$m = 28,74 \text{ mm}$$

$$n = 22,5 \text{ mm} \quad \sum F_{t,Rd} = 4F_{t,Rd} = 361,72 \text{ kN} \quad F_{T,2,Rd2a3} = 301,3 \text{ kN}$$

Mode3 : rupture des boulons

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

$$F_{T,3,Rd} = 2 \times Nbr_{rangée} \times F_{t,Rd}$$

Rangée r=1,2,3 :

$$F_{T,3,Rd} = 180,86 \text{ kN}$$

Groupe de rangées 2a3 :

$$F_{T,3,Rd2a3} = 361,72 \text{ kN}$$

Mode1-2

Condition de flexibilité : $L_b > L_b^*$

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$$

$$L_b^* = \frac{8,8m^3 Nbr_{rangée} A_s}{L_1 t_p^3}$$

$$L_b = t_p + t_{fc} + \frac{(h_e + h_t)}{2} = 35,775 \text{ mm}$$

$h_e = 14,8 \text{ mm}$ hauteur écrou

$h_t = 17,5 \text{ mm}$ hauteur de tete

$$A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

$$t_{fc} = 8 \text{ mm}$$

Rangée r=1 :

$$L_1 = 75 \text{ mm}$$

$$Nbr=1$$

$$m=39,34 \text{ mm}$$

$$L_b^* = \frac{8,8 \times (39,34)^3 \times 1 \times 157}{75 \times 15^3} = 332,31 > L_b$$

Rangée r=2 et r=3 :

$$L_1 = 146,57 \text{ mm}$$

$$Nbr=1$$

$$m=28,74 \text{ mm}$$

$$L_b^* = \frac{8,8 \times (28,74)^3 \times 1 \times 157}{146,57 \times 15^3} = 66,30 > L_b$$

Groupe de Rangées 2a3 :

$$L_1 = 276,57 \text{ mm}$$

$$\text{Nbr}=2$$

$$m=28,74 \text{ mm}$$

$$L_b^* = \frac{8,8 \times (28,74)^3 \times 2 \times 157}{276,57 \times 15^3} = 70,23 > L_b$$

Mode 4 : plastification de l'âme tendue

$$F_{T,4,Rd} = \frac{L_{eff} t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$t_w = 6,2 \text{ mm}$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

Rangée r=1 :

$$F_{T,4,Rd1} = \frac{b_{fb} t_{fb} f_y}{2 \times \gamma_{M0}} = 138,180 \text{ kN}$$

$$b_{fb} = 120 \text{ mm} \quad t_{fb} = 9,8 \text{ mm}$$

Rangée r=2 et r=3 et groupe de rangée 2+3 :

$$F_{T,4,Rd2} = \frac{b_{fb} t_{fb} f_y}{2 \times \gamma_{M0}} + (e_0 - t_{fb} + \frac{p_1}{2}) \times \frac{t_{wb} f_y}{\gamma_{M0}} = 298,74 \text{ kN}$$

$$b_{fb} = 120 \text{ mm}$$

$$t_{fb} = 9,8 \text{ mm}$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$p_1 = 130 \text{ mm}$$

$$e_0 = 55 \text{ mm} \quad t_{wb} = 6,2 \text{ mm}$$

$L_{eff}(mm)$	Rangée	Ame tendu					$\min F_{T,Rd}$
		Mode 1	Mode2	Mode3	Mode1-2	Mode4	
75	Rangée1	100,76	97,85	180,86		138,180	97,87
146,57	Rangée2	270,01	154,74	180,86		298,74	154,74
146,57	Rangée3	270,01	154,74	180,86		298,74	154,74
276,57	Rangée2a3	508,003	301,3	361,72		298,74	298,74

Tableau III-2 : bilan des modes de ruine

III.3.4.2 Résistance de la zone tendue coté poteau

Longueur de tronçon en T équivalent

Rangée extérieure non raidie :

Mécanisme circulaire

$$L_0 = \min(2\pi m ; \pi m + 2e_1)$$

$$r_c = 12 \text{ mm}$$

$$t_{wc} = 5 \text{ mm}$$

$$e_1 = 140 \text{ mm}$$

$$p_2 = 75 \text{ mm}$$

$$m = \frac{p_2 - t_{wc}}{2} - 0,8r_c = 25,4 \text{ mm}$$

Mécanisme non circulaire

$$L_2 = \min(4m + 1,25e ; 2m + 0,625e + e_1)$$

$$e = e_2 = 22,5 \text{ mm}$$

$$L_1 = \min(L_0, L_2)$$

Rangée r=1 :

$$L_0 = \min(2\pi m ; \pi m + 2e_1) = 159,59 \text{ mm}$$

$$L_2 = \min(4m + 1,25e ; 2m + 0,625e + e_1) = 129,725 \text{ mm}$$

$$L_1 = \min(L_0, L_2) = 129,725 \text{ mm}$$

Rangée r=2 et r=3 :

$$L_0 = \min(2\pi m ; \pi m + 2e_1 = 359,79) = 159,59 \text{ mm}$$

$$L_2 = \min(4m + 1.25e ; 2m + 0,625e + e_1 = 154,06) = 129,725 \text{ mm}$$

$$L_1 = \min(L_0, L_2) = 129,725 \text{ mm}$$

Rangée 1+2 :

Mécanisme circulaire :

$$L_0 = \min(2\pi m + 2p ; \pi m + 2e_1 + 2p = 559,79) = 359,59 \text{ mm}$$

$$p_0=p=100$$

Mécanisme non circulaire :

$$L_2 = \min(4m + 1.25e + p ; 2m + 0,625e + e_1 + p) = 229,725 \text{ mm}$$

$$L_1 = \min(L_0, L_2) = 229,725 \text{ mm}$$

Rangée 1+2+3 :

Mécanisme circulaire

$$L_0 = \min(2\pi m + 2\sum p_i ; \pi m + 2e_1 + 2\sum p_i)$$

$$p_0=100 \text{ mm}$$

$$p_1=130 \text{ mm}$$

$$L_0 = 2\pi m + 2 \times (p_0 + p_1) = 619,59 \text{ mm}$$

Mécanisme non circulaire

$$L_2 = 4m + 1.25e + p_0 + p_1 = 359,72 \text{ mm}$$

$$L_1 = \min(L_0, L_2) = 359,72 \text{ mm}$$

Rangée 2+3 :

$$L_0 = 2\pi m + 2p_1 = 419,59\text{mm}$$

$$L_2 = 4m + 1.25e + p_1 = 259,72\text{mm}$$

$$L_1 = \min(L_0, L_2) = 259,72\text{mm}$$

Résistance de Teq (différents modes de ruine)

Mode 1 : mécanisme complet

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$$

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{L_1 t_{fc}^2 f_y}{4\gamma_{M0}}$$

$$t_{fc} = 8\text{mm}$$

$$f_y = f_{yc} = 235 \text{ MPa}$$

$$m = 25,4\text{mm}$$

Rangée r=1 (extérieure non raidie) :

$$L_1 = 129,79$$

$$M_{pl,1,Rd1} = \frac{129,79 \times 8^2 \times 235 \times 10^{-6}}{4 \times 1} = 0,48 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1,Rd1} = 75,59 \text{ KN}$$

Rangée r=2,3 (central) :

$$L_1 = 129,79$$

$$M_{pl,1,Rd2} = \frac{129,79 \times 8^2 \times 235 \times 10^{-6}}{4 \times 1} = 0,48 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1,Rd2} = 75,59 \text{ kN}$$

Groupe de rangée 1+2 :

$$L_1 = 229,79\text{mm}$$

$$M_{pl,1,Rd1+2} = \frac{229,79 \times 8^2 \times 235 \times 10^{-6}}{4 \times 1} = 0,863 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1,Rd1+2} = 135,9 \text{ kN}$$

Groupe de rangée 2+3 :

$$L_1 = 259,72\text{mm}$$

$$M_{pl,1,Rd2+3} = \frac{259,72 \times 8^2 \times 235 \times 10^{-6}}{4 \times 1} = 0,976 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1,Rd1a3} = 153,7 \text{ kN}$$

Groupe de rangée 1+2+3 :

$$L_1 = 359,72\text{mm}$$

$$M_{pl,1,Rd1a3} = \frac{359,72 \times 8^2 \times 235 \times 10^{-6}}{4 \times 1} = 1,35 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1,Rd1a3} = 212,59 \text{ kN}$$

Mode 2 : mécanisme partiel et rupture des boulons

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{L_1 t_p^2 f_y}{4 \gamma_{M0}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_u A_s}{\gamma_{M2}} = 90,432 \text{ kN}$$

$$m = 25,4 \text{ mm}$$

$$n = 22,5 \text{ mm}$$

Rangée 1 :

$$M_{pl,2,Rd1}=0,48 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd}=\frac{2 \times (0,48) + 2 \times 90,432 \times 10^{-3} \times 22,5}{(25,4 + 22,5) \times 10^{-3}}=104,99 \text{ kN}$$

Rangée r=2,3 :

$$M_{pl,2,Rd2}=0,48 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd2}=\frac{2 \times (0,48) + 2 \times 90,432 \times 10^{-3} \times 22,5}{(25,4 + 22,5) \times 10^{-3}}=104,99 \text{ kN}$$

Groupe de rangée 1+2 :

$$M_{pl,2,Rd1+2} = 0,863 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,2,Rd1+2}=\frac{2 \times (0,863) + 4 \times 90,432 \times 10^{-3} \times 22,5}{(25,4 + 22,5) \times 10^{-3}}=205,95 \text{ kN}$$

Groupe de rangée 1+2+3 :

$$M_{pl,2,Rd1a3} = 1,35 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd1a3} = \frac{2 \times (1,35) + 6 \times 90,432 \times 10^{-3} \times 22,5}{(25,4 + 22,5) \times 10^{-3}} = 311,238 \text{ kN}$$

Groupe de rangée 2+3 :

$$M_{pl,2,Rd2+3} = 0,976 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,2,Rd2+3} = \frac{2 \times (0,976) + 4 \times 90,432 \times 10^{-3} \times 22,5}{(25,4 + 22,5) \times 10^{-3}}=210,66 \text{ kN}$$

Mode 3 : rupture des boulons

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

$$F_{T,3,Rd}=2 \times Nbr_{rangée} \times F_{t,Rd}$$

Rangée r=1,2 ,3

$$F_{T,3,Rd} = 2 \times 1 \times 90,432 = 180,864 \text{ kN}$$

Groupe de rangées 1+2 :

$$F_{T,3,Rd1+2} = 2 \times 2 \times 90,432 = 361,728 \text{ kN}$$

Groupe de rangées 2+3 :

$$F_{T,3,Rd1+2} = 2 \times 2 \times 90,432 = 361,728 \text{ kN}$$

Groupe de rangées 1+2+3 :

$$F_{T,3,Rd1+2} = 2 \times 3 \times 90,432 = 542,592 \text{ kN}$$

Mode 1-2 :

Condition de flexibilité : $L_b > L_b^*$

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$$

$$L_b^* = \frac{8,8m^3 \text{Nbr}_{rangée} A_s}{L_1 t_{fc}^3}$$

$$L_b = t_p + t_{fc} + \frac{(h_e + h_t)}{2} = 35,775 \text{ mm}$$

$h_e = 14,8 \text{ mm}$ hauteur écrou

$h_t = 17,5 \text{ mm}$ hauteur de tete

$$A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$t_{fc} = 8 \text{ mm}$$

Rangée r=1,2,3 :

$$L_1 = 129,725$$

$$\text{Nbr}=1$$

$$m=25,4 \text{ mm}$$

$$L_b^* = \frac{8,8 \times (25,4)^3 \times 1 \times 157}{129,725 \times 8^3} = 340,87 \text{ mm} > L_b$$

Groupe de rangées 1+2 :

$$L_1 = 229,725 \text{ mm}$$

$$\text{Nbr}=2$$

$$m=25,4 \text{ mm}$$

$$L_b^* = \frac{8,8 \times (25,4)^3 \times 2 \times 157}{229,725 \times 8^3} = 384,97 \text{ mm} > L_b$$

Groupe de Rangées 2+3 :

$$L_1 = 259,72 \text{ mm} \quad \text{Nbr}=2$$

$$m=25,4 \text{ mm}$$

$$L_b^* = \frac{8,8 \times (25,4)^3 \times 2 \times 157}{259,72 \times 8^3} = 340,51 \text{ mm} > L_b$$

Groupe de Rangées 1+ 2+3 :

$$L_1 = 359,72 \text{ mm}$$

$$\text{Nbr}=3$$

$$m=25,4 \text{ mm}$$

$$L_b^* = \frac{8,8 \times (25,4)^3 \times 3 \times 157}{359,72 \times 8^3} = 368,78 \text{ mm} > L_b$$

Mode 4 : plastification de l'âme tendue

$$F_{T,4,Rd} = F_{T,w,Rd} = W \frac{L_{eff} t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$t_{wc} = 5 \text{ mm}$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$A_{vc} = 8,46 \text{ cm}^2$$

$$W = W_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{L_{eff} t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}}$$

Rangée r=1,2,3 :

$$L_1 = 129,725 \text{ mm}$$

$$W = 0,752$$

$$F_{T,4,Rd} = 114,625 \text{ kN}$$

Groupe de rangée 1+2 :

$$L_1 = 229,725 \text{ mm}$$

$$W = 0,543$$

$$F_{T,4,Rd1+2} = 146,57 \text{ kN}$$

Groupe de rangée 2+3

$$L_1 = 259,72 \text{ mm}$$

$$W = 0,496$$

$$F_{T,4,Rd2+3} = 151,364 \text{ kN}$$

Groupe de rangée 1+2+3

$$L_1 = 359,72 \text{ mm}$$

$$W = 0,381$$

$$F_{T,4,Rd2+3} = 161,037 \text{ kN}$$

III.3.5. Résistance de l'assemblage

III.3.5.1 Bilan des différents modes de ruine

Pour chaque mode, on peut écrire la résistance des rangées seules ou prises en groupe

Pour chaque rangée seule ou en groupe, on détermine la résistance minimale en traction

$L_{eff}(mm)$	Rangée	Flexion semelle poteau			Ame tendue	Poteau	Poutre	Min $F_{T,Rd}$
		Mode 1	Mode2	Mode3	Mode4	$F_{T,Rd}$	$F_{T,Rd}$	
129,725	Rangée1	75,59	104,99	180,864	114,625	75,59	97,87	75,59
129,725	Rangée2	75,59	104,99	180,864	114,625	75,59	154,74	75,59
129,725	Rangée3	75,59	104,99	180,864	114,625	75,59	154,74	75,59
229,725	Rangée1+2	135,9	205,95	361,728	146,57	135,9		135,9
259,72	Rangée 2+3	153,7	210,66	361,728	151,364	151,36	298,74	151,36
359,72	Rangée 1+2+3	212,59	311,238	542,592	161,037	161,04		161,04

Tableau III-3 : bilan des modes de ruines

Par la suite, on calcule la résistance maximale pour chaque rangée, sachant qu'une rangée ne peut atteindre sa résistance maximale que si la résistance des groupes auxquels elle appartient n'est pas dépassée.

Rangée	Rangée/groupe	$F_{T,Rd}$	Pour une rangée	$F_{ti,Rd}(KN)$
Rangée1	Rangée1	75,59	75,59	75,59
Rangée2	Rangée2	75,59	75,59	60,31
	Groupe 1 à 2	135,9	60,31	
Rangée3	Rangée3	75,59	75,59	25,4
	Groupe 1 à 3	161,04	25,4	
	Groupe 2 à 3	151,36	91,05	

Total :161,3

Tableau III-4 : bilans des résistances a la traction

*Limitation

Si la capacité de déformation plastique d'une rangée est jugée insuffisante, c'est-à-dire si

$$F_{T,i,Rd} < 1,9F_{t,Rd}$$

On limite la capacité résistante des rangées située en dessous suivant une répartition triangulaire.

On a:

$$F_{t,Rd}=90,432 \text{ kN}$$

$$1,9F_{t,Rd} = 171,82 \text{ kN}$$

Pour toutes les rangées la résistance en traction est inférieure a **$1,9F_{t,Rd}$**

Cette répartition doit aussi être appliqué sur les rangées centrales si c'est la composante en compression ou cisaillement qui limite la résistance de l'assemblage.

Résistance de la zone cisailée $V_{wp,rd} = 103,8 \text{ kN} < 161,3\text{kN}$

Semelle et âme de poutre comprimées $F_{c,fb,Rd} = 374,24\text{kN} > 161,3\text{kN}$

Ame du poteau comprimé transversalement : $F_{c,wc,Rd} = 172,57\text{KN} > 161,3\text{kN}$

III.3.5.2 Moment résistant de l'assemblage

$$M_{j,Rd} = \sum h_r F_{tr,Rd}$$

$$F_{t1,Rd} = 75,59 \text{ kN}$$

$$F_{t2,Rd} = 60,31 \text{ kN}$$

$$F_{t3,Rd} = 25,4 \text{ kN}$$

Rangée	h_r (mm)	$F_{tr,Rd}$ (KN)	$M_{j,Rd}$ (KN.m)
1	280,1	75,59	21,172
2	180,1	60,31	10,86
3	50,1	25,4	1,27

$$M_{j,Rd} = 33,30 \text{ kN.m}$$

III.3.5.3 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}

Coefficient de rigidité	Composante
K_2	Ame comprimé d poteau
$K_{3,i}$	Ame du poteau en traction
$K_{4,i}$	Semelle du poteau en flexion
$K_{5,i}$	Platine d'extrémité en flexion
K_{10}	Boulons en traction

Tableau III-5 : Coefficients des rigidités des composantes

K_1 : Cisaillement du panneau d'âme (n'est pas considéré dans notre cas car le chargement est symétrique)

$$K_2 = \frac{0,7 \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 146,57 \times 5}{74} = 6,93 \text{ mm}$$

$$K_{3,1} = \frac{0,7 \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 129,725 \times 5}{74} = 6,14 \text{ mm}$$

$$K_{3,2} = \frac{0,7 \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 129,725 \times 5}{74} = 6,14 \text{ mm}$$

$$K_{3,3} = \frac{0,7 \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 129,725 \times 5}{74} = 6,14 \text{ mm}$$

$$K_{4,1} = \frac{0,9 \times L_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 129,725 \times 8^3}{25,4^3} = 3,64 \text{ mm}$$

$$K_{4,2} = \frac{0,9 \times L_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 129,725 \times 8^3}{25,4^3} = 3,64 \text{ mm}$$

$$K_{4,3} = \frac{0,9 \times L_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 129,725 \times 8^3}{25,4^3} = 3,64 \text{ mm}$$

$$K_{5,1} = \frac{0,9 \times L_{eff} \times t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 75 \times 15^3}{39,34^3} = 3,74 \text{ mm}$$

$$K_{5,2} = \frac{0,9 \times L_{eff} \times t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 146,57 \times 15^3}{28,74^3} = 18,75 \text{ mm}$$

$$K_{5,3} = \frac{0,9 \times L_{eff} \times t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 146,57 \times 15^3}{28,74^3} = 18,75 \text{ mm}$$

$$K_{10} = \frac{16A_s}{L_b} = \frac{1,6 \times 157}{42,5} = 5,91 \text{ mm}$$

$$K_{eff,1} = \frac{1}{\sum \frac{1}{K_{ir}}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{31}} + \frac{1}{K_{41}} + \frac{1}{K_{51}} + \frac{1}{K_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{6,14} + \frac{1}{3,64} + \frac{1}{3,74} + \frac{1}{5,91}} = 1,144 \text{ mm}$$

$$K_{eff,2} = \frac{1}{\sum \frac{1}{K_{ir}}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{32}} + \frac{1}{K_{42}} + \frac{1}{K_{52}} + \frac{1}{K_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{6,14} + \frac{1}{3,64} + \frac{1}{18,75} + \frac{1}{5,91}} = 1,515 \text{ mm}$$

$$K_{eff,3} = \frac{1}{\sum \frac{1}{K_{ir}}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{33}} + \frac{1}{K_{43}} + \frac{1}{K_{53}} + \frac{1}{K_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{6,14} + \frac{1}{3,64} + \frac{1}{18,75} + \frac{1}{5,91}} = 1,515 \text{ mm}$$

$$Z_{eq} = \frac{\sum K_{eff,r} h_r^2}{\sum K_{eff,r} h_r} = \frac{1,144 \times (280,1)^2 + 1,515 \times (180,1)^2 + 1,515 \times (50,1)^2}{1,144 \times 280,1 + 1,515 \times 180,1 + 1,515 \times 50,1} = 213,23 \text{ mm}$$

$$K_{eq} = \frac{\sum K_{eff,r} h_r}{Z_{eq}} = \frac{1,144 \times 280,1 + 1,515 \times 180,1 + 1,515 \times 50,1}{213,23} = 3,318 \text{ mm}$$

$$S_{j,ini} = \frac{E_z^2}{\sum \frac{1}{K_i}} = \frac{210000 \times (Z_{eq}^2)}{\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_{eq}}} = \frac{210000 \times (213,23)^2}{\frac{1}{6,93} + \frac{1}{3,318}} = 21423,301 \text{ kN.m/rad}$$

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{3} = 7141,1 \text{ kN.m/rad} \quad (S_j: \text{Rigidité sécante}).$$

III.6 CONCLUSION

L'utilisation de la méthode des composantes représente un processus long et difficile lorsqu'on veut faire une étude paramétrique dans le but de déterminer les caractéristiques clés d'un assemblage qui sont le moment de rotation $M_{j,Rd}$ et la rigidité initiale $S_{j,ini}$.

Ces mêmes caractéristiques qui vont nous servir dans le chapitre suivant pour faire une comparaison objective entre cette méthode analytique de l'EC3 et la méthode des éléments finis illustré par le logiciel ANSYS.

IV.1. INTRODUCTION

Plusieurs cas d'assemblage ont été étudiés avec différentes méthodes et comme nous l'avons déjà cité et vu dans les deux chapitres précédents il est très difficile de déterminer le comportement réel d'un assemblage boulonné.

Le but de ce chapitre sera de modéliser dans un premier lieu l'assemblage étudié dans le chapitre précédant et de confronter les résultats obtenus avec ceux de la méthode analytique et expérimental, on fera ensuite une confrontation entre différents modèles numériques en partant du même assemblage initial.

IV.2. DESCRIPTION DE L'ASSEMBLAGE

Nous allons utiliser un assemblage de type poteau-poutre avec platine d'about boulonnée sans raidisseur.

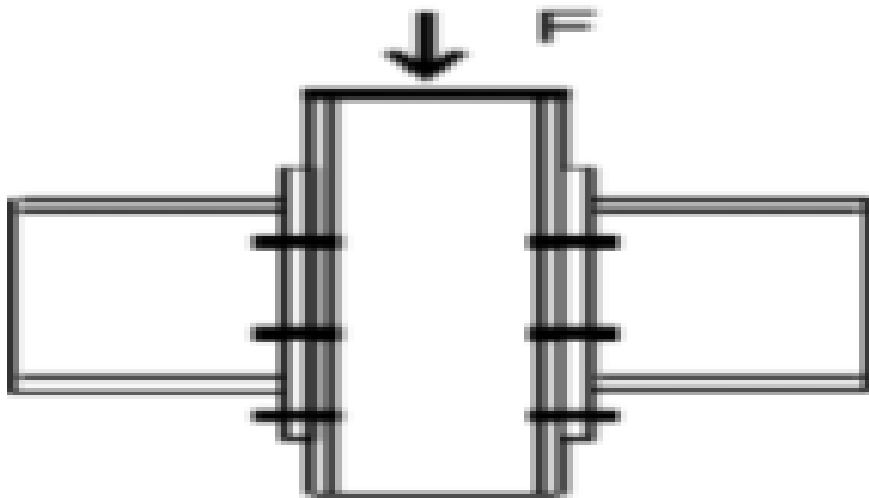


Figure IV-1 : Configuration de l'assemblage testé

Poteau						Poutre					
h_c	b_c	t_{fc}	t_{wc}	r	h_p	h_p	b_p	t_{fb}	t_{wb}	r	l_b
114mm	120mm	8mm	5mm	12mm	510mm	240mm	120mm	9,8mm	6,2mm	15mm	2000mm

Platine d'about			Boulons				
h_p	b_p	t_p	f_y	f_u	A_s	d	Classe
340mm	150mm	15mm	640MPa	800MPa	157mm ²	16mm	8.8

Tableau III-4 : bilans des résistances a la traction

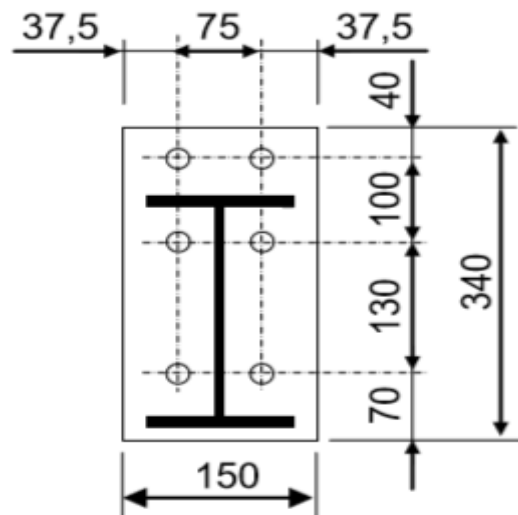


Figure IV-2 : Position des boulons par rapport à la platine d'about

IV.2.1. Propriétés mécaniques des matériaux

La nuance d'acier utilisée pour les poutres, les poteaux et la platine d'about est $F_u=Fe360$. La limite d'élasticité $F_y=235MPa$, le module d'élasticité $E=210000MPa$, le coefficient de poisson est égal à 0,3.

IV.2.2. Dispositif d'essai [2]

L'essai est réalisé en flexion 3 points et le chargement appliqué est de type surfacique, avec une variation des paramètres mécaniques et géométriques dans le but de suivre l'évolution de la rigidité de l'assemblage pour chaque cas précis. L'éprouvette a été chargée en position inversé pour des raisons plus pratiques.

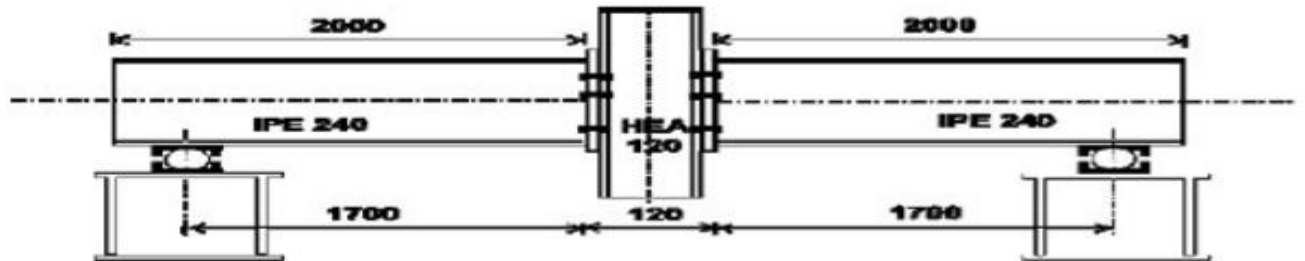


Figure IV-3 : Montage d'essai



Figure IV-4 : Vue d'un dispositif d'assemblage réel

Cet essai a été effectué à l'université Blaise Pascal de Clermont Ferrand en France. Le système d'appui est assuré par deux articulations mécaniques situés 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.



Figure IV-5 : configuration de l'assemblage testé



Figure IV-6 : la déformée de l'assemblage testé

IV.3. DESCRIPTION DU MODELE ELEMENTS FINIS

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 écrous des boulons et les boulons.

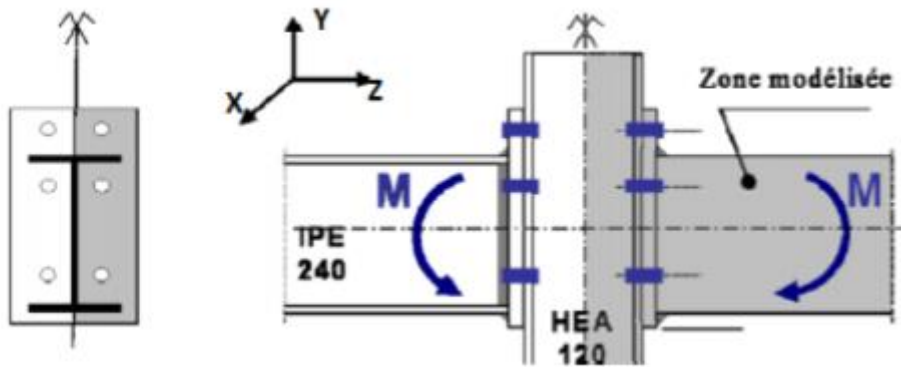


Figure IV-7 : Configuration de l'assemblage modélisé

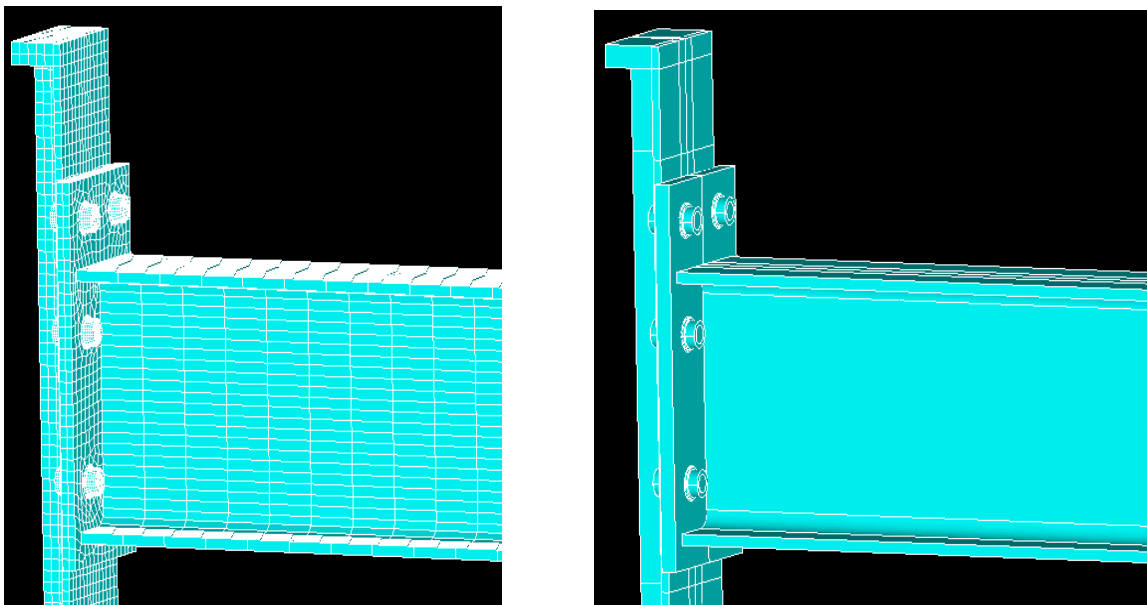


Figure IV-8 : vue 3D de l'assemblage

La modélisation correcte des boulons est très importante dans ce type de simulations. 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 est modélisé par des anneaux.

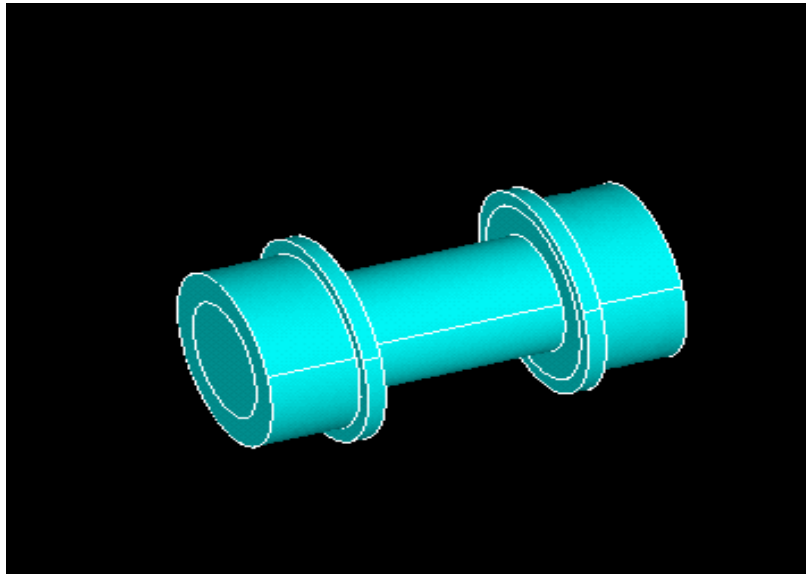


Figure IV-9 : vue 3D du boulon

Le modèle est caractérisé par un comportement élastoplastique, il tient compte de la non linéarité des matériaux, la plasticité et les grands déplacements. La platine d'about et la semelle du poteau sont modélisées de tel façon à ce qu'il y est une concordance entre leurs nœuds respectifs afin de tenir compte du contact entre chaque paire de nœuds voisins. Les conditions aux limites que nous allons considérer sont un blocage suivant X dans le plan YOZ, et un blocage suivant Z dans le plan XOY Afin de réduire les plans de contacts nous considérons que les boulons sont en liaison parfaite avec la platine d'about et la semelle du poteau.

IV.4. RESULTATS D'ESSAIS NUMERIQUES

Trois types d'essais ont été effectués sur l'assemblage initial (A) dans le but d'observer son comportement lorsque on effectue des variations de certains paramètres tel que le diamètre des boulons (Assemblage A_1), l'épaisseur de la platine (Assemblage A_2), et la précontrainte au niveau des boulons (Assemblage A_3).

IV.4.1. Résultats assemblage Initial (A)

Dans cet essai nous avons gardé les mêmes caractéristiques mécaniques et géométriques initiales.

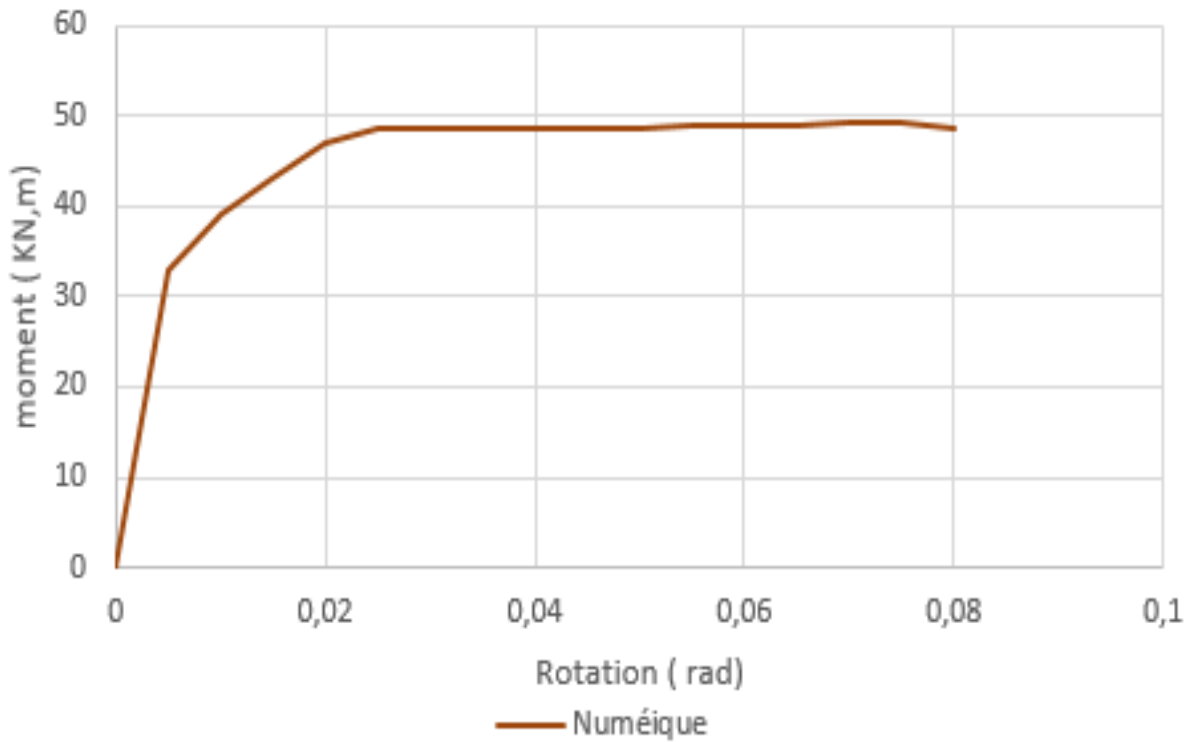


Figure IV-10 : Courbe Moment-Rotation (A)

Nous remarquons que la courbe moment-rotation de l'assemblage (A) est quasiment une courbe tri-linéaire

IV.4.2. Résultats assemblage (A_1) :

Dans cet essai nous avons maintenu les espacements entre les rangées de boulons et nous avons changé le diamètre des boulons (de M16 à M14)

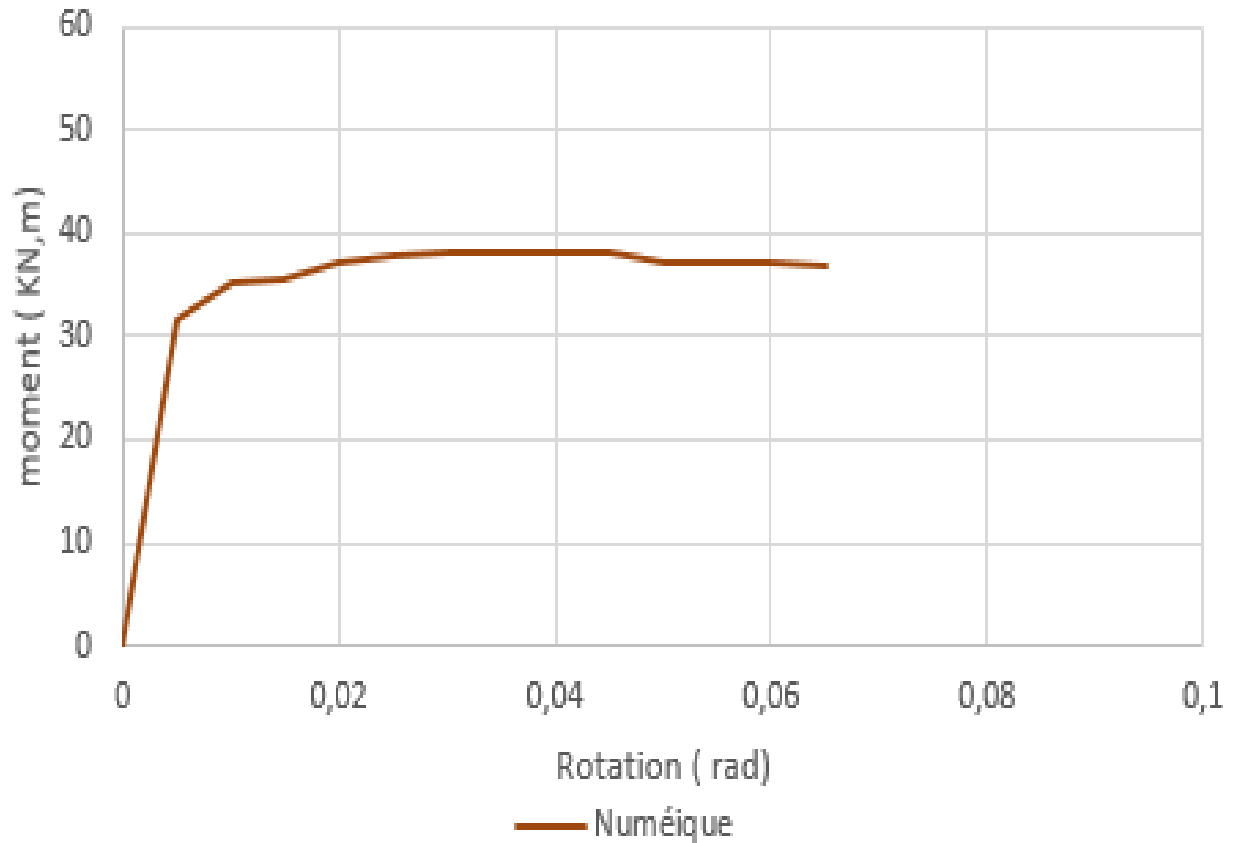


Figure IV-11 : Courbe Moment-Rotation de l'assemblage (A_1)

Nous remarquons une diminution du moment résistant par rapport au premier assemblage de plus de 20%

IV.4.3. Résultats assemblage (A_2)

Dans cet essai nous avons gardé les mêmes caractéristiques mécaniques pour les boulons, et nous avons varié l'épaisseur de la platine de 15mm à 25mm.

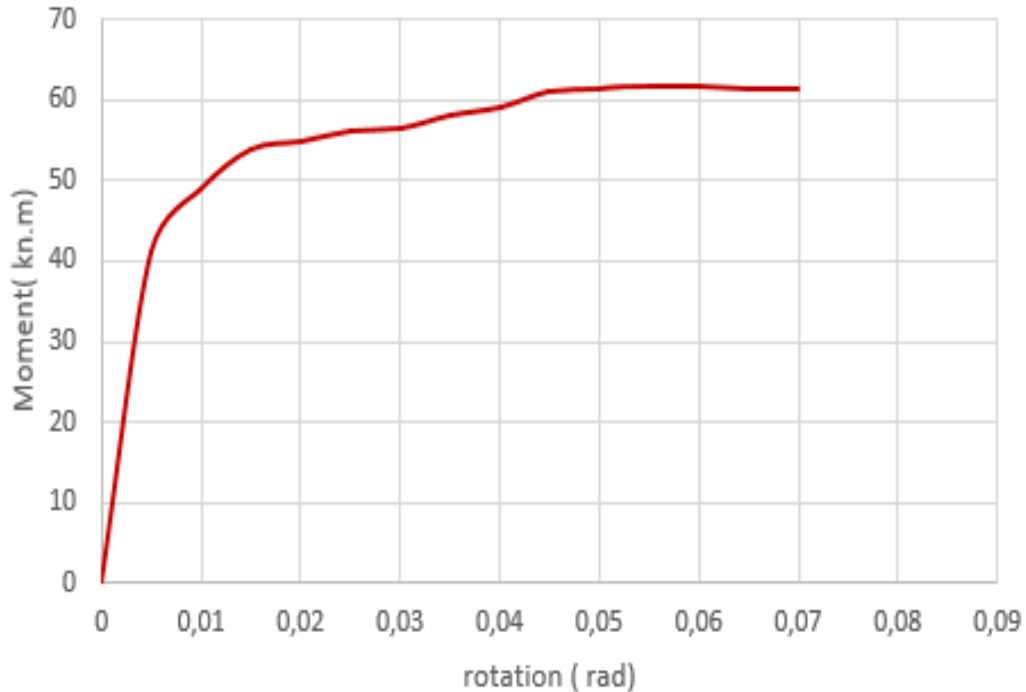


Figure IV-12 : Courbe Moment-Rotation (A_2)

Nous remarquons une augmentation de du moment résistant de près de 20% par rapport à l'assemblage initial (A)

IV.4.4. Résultats assemblage (A_3)

Dans cet essai nous avons gardé les mêmes caractéristiques géométriques, nous avons remplacé les boulons M16 non précontraints par des boulons M16 précontraints.

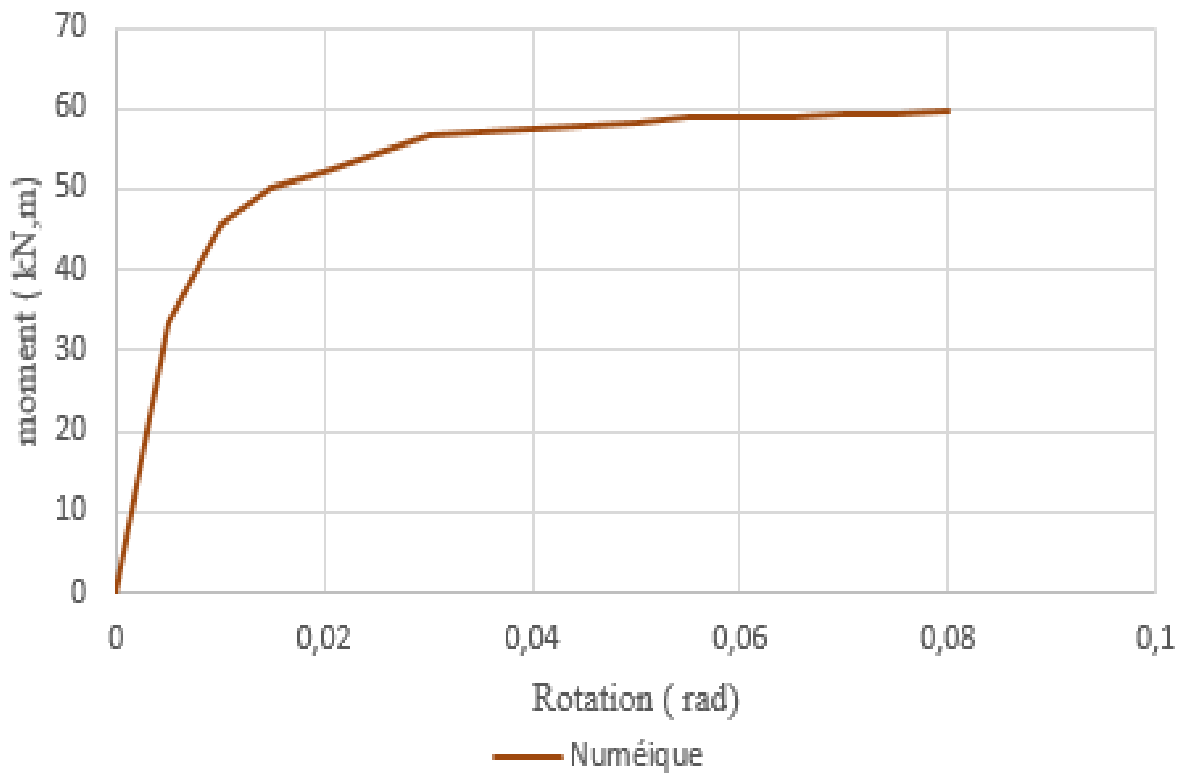


Figure IV-13 : Courbe Moment-Rotation (A_3)

Nous remarquerons que la résistance en terme de moment a augmenté après l'augmentation de la précontrainte des boulons de près de 18%

IV.5. CONFRONTATION DES DIFFÉRENTS MODÈLES

IV.5.1 Confrontation du modèle numérique avec les modèles analytique et expérimentale de l'assemblage initial (A)

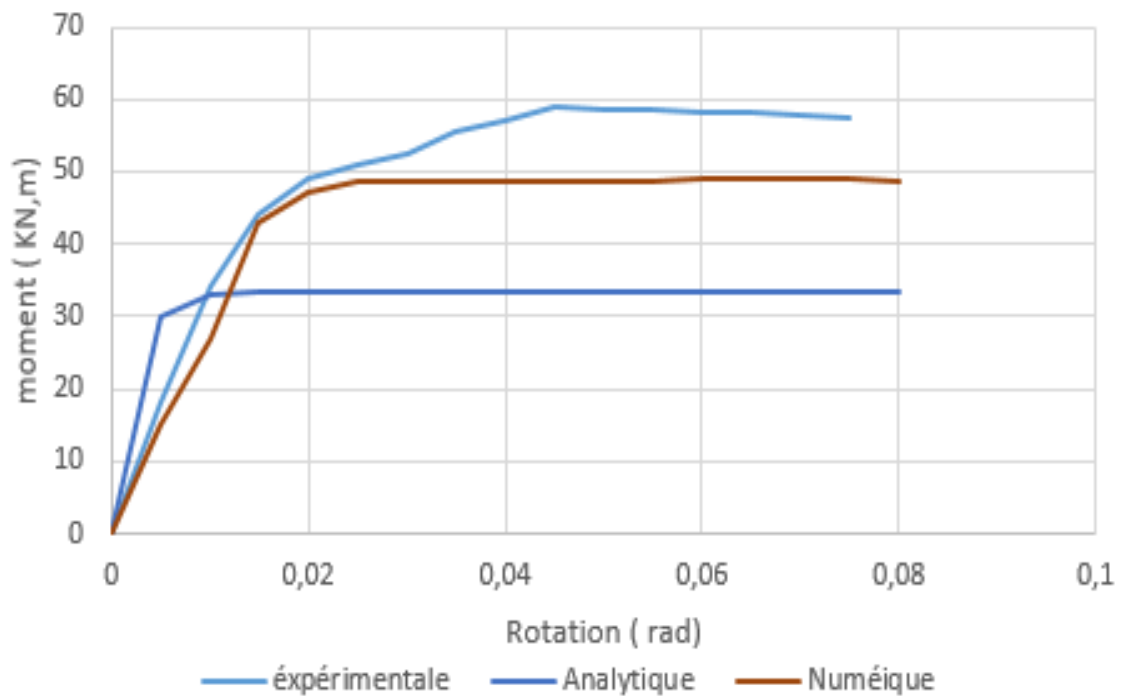
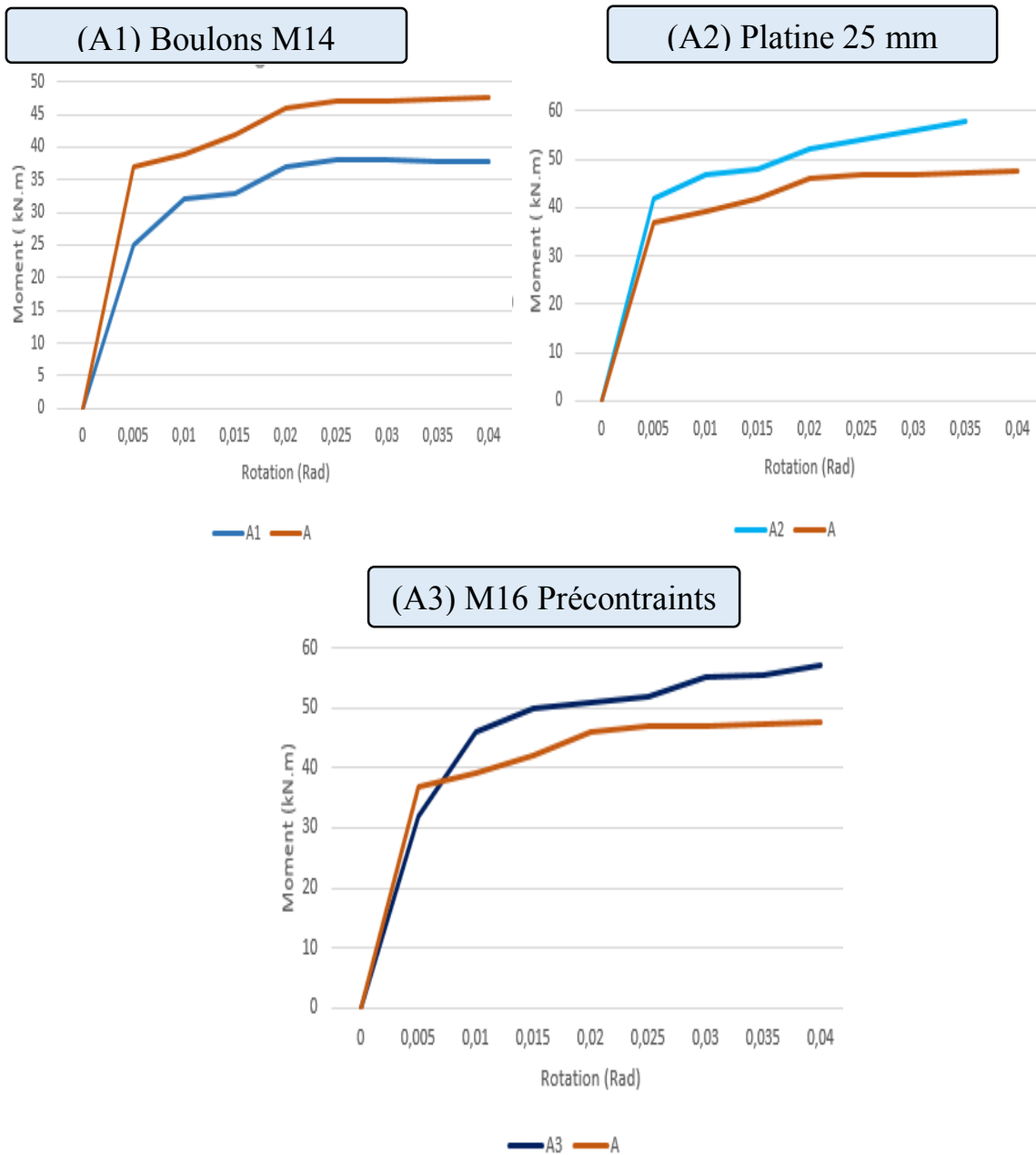


Figure IV-14 : Courbes moment-rotation globaux

On remarquera que le modèles numériques et expérimentales sont proches, par contre le modèle analytique est différent des deux autres.

IV.5.2 Confrontation du modèle numérique initial (A) avec les modèles (A_1), (A_2) et (A_3).



Figures IV-15 : Courbes moment-rotation globaux

On remarquera que les courbes A_2 et A_3 sont quasi proportionnelles contrairement aux deux autres courbes A et A_1

Nous avons regroupé dans ce tableau certains paramètres nécessaires des courbes (moment-rotation) :

la rigidité initiale ($S_{j,ini}$), le moment de résistance plastique (M_p), le moment de flexion maximal (M_u) ainsi que la rotation globale.

Assemblage	M_p (kN.m)	M_u (kN.m)	Rotation globale (Rad)	Rigidité initiale (kN.m/Rad)
Assemblage Initial (A)	39	59	0,152	7141,1
A_1	12	38	0,084	2261,225
A_2	41	61	0,184	9325,220
A_3	40	58	0,179	9120,325

Tableau IV.2 : Paramètres des courbes moment-rotation

Les trois paramètres qui sont M_p , M_u et la rotation Φ peuvent être selon **A.Abidellah** [2] déterminés directement de la courbe moment-rotation de l'assemblage.

IV.6. INTERPRÉTATION DES RÉSULTAS

Après avoir effectué les différents essais précédents et analysé les différents résultats obtenus nous pouvons faire les commentaires suivants :

-la courbe analytique présente une rigidité initiale supérieur a celles des essais expérimental et numérique, et ceci est due d'après [A. Abidellah 2009], au fait que l'EC3 surestime la rigidité initiale des assemblages, avec un rapport entre $S_{j,ini}^{th}$ et $S_{j,ini}^{exp}$ égal à 3,24 .

-le fait que le modèle EC3 est différents des deux autres modèles peut s'expliquer du fait qu'il ne prenne pas ou pas assez en considération certains autres aspects relatifs à la déformation des assemblages tel que la flexion dans les boulons [Mimoune 2003], et le phénomène de l'écrouissage [Dinga 1998].

-Pour la capacité de rotation il est difficile de porter une appréciation dans la mesure ou dans l'EC3, elle n'a pas été définie de manière très précise. [2]

-la courbe moment-rotation obtenues à travers l'essai numérique se rapproche de la courbe expérimentale, ce qui prouve leur fiabilité, avec un rapport entre le moment numérique $M_{j,Rd}$ et expérimentale M_p égal à 0,85.

- les courbes des différents modèles étudiés lors de ce chapitre présentent tous une non linéarité qui est due essentiellement à la plasticité des différents éléments constituant ces assemblages (poteau, poutre, boulons platine).

- La courbe moment-rotation de l'essai (A_2) nous a donné les résultats les plus satisfaisants en terme de résistance et de rigidité, ce qui nous permet de souligner l'importance que peut avoir l'épaisseur de la platine d'about, et ceci est due d'après [BAAHARI 1997], l'auteur d'un essai similaire, a l'allongement de la tige du boulon et par conséquent sa contribution à la rotation totale devient plus significative.

-l'augmentation de la rigidité et de la résistance qu'on peut remarquer sur la courbe moment-rotation de l'assemblage (A_3) vis-à-vis de l'assemblage initial A montre l'apport que peut avoir la précontrainte en terme de rigidité, ce qui ouvre la porte a d'autres éventuelles essais en augmentant encore plus la précontrainte dans les boulons afin d'obtenir des résultats encore plus performants.

-La courbe moment-rotation de l'assemblage A_1 , nous a donné les résultats les plus faibles et par conséquent l'assemblage le moins résistant, avec une baisse du moment résistant par rapport à celui de l'assemblage A de plus de 20%, d'où l'apport important que peut avoir le diamètre du boulon sur le comportement global d'un assemblage.

-la confrontation du modèle numérique initial (A) avec les modèles expérimentale et analytique nous montrent que les résultats les plus performantes sont ceux obtenus grâce aux essais expérimentaux, et du fait que ces essais sont très coûteux et peu évidents à réalisés, on peut tout de même se fier aux résultats numériques car ce sont ceux-là qui se rapprochent le plus des résultats expérimentaux.

-la confrontation des différents résultats numériques, nous montre à quel point il est important en terme de résistance et de fiabilité de privilégier les résultats qui se rapprochent le plus des résultats expérimentaux dans un premier lieu, et de s'en référer dans la réalisation des différents essais numériques.

IV.7. CONCLUSION

Par conclusion a ce travail nous pouvons dire que :

Les modèles de l'EC3 ne sont pas totalement représentatifs du comportement réel des assemblages et ne peuvent pas être considérés comme références.

L'apport des caractéristiques géométriques des boulons et de la platine d'about, dans un assemblage métallique boulonnés est important vis-à-vis de la résistance et de la rotation globales de ce dernier.

La précontrainte au niveau des boulons a un rôle significatif et important dans la variation de la rigidité et de la résistance d'un assemblage, ainsi d'amples essais dans ce sens la doivent être faites.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le travail présenté dans ce mémoire est consacré, à l'étude d'un assemblage poteau-poutre par platine d'about.

La complexité des assemblages boulonnés nous montre à quel point il est difficile de se fier seulement aux modèles analytiques dans l'étude du comportement réels de ces derniers.

Les étapes suivis dans la réalisation de notre thématique sont :

- la réalisation d'une étude analytique par la méthode des composantes (EC3).

- la réalisation de trois essais numériques A_1, A_2 et A_3 en partant du modèle numérique initial (A).

- La confrontation en terme de courbe (moment-rotation) de ce modèle analytique avec les modèles expérimentale et numérique initiaux.

- la confrontation des différents essais numériques (A, A_1, A_2 et A_3).

La modélisation numérique pas le logiciel d'éléments finis ANSYS nous donne des résultats satisfaisants qui peuvent être pris comme référence à d'éventuelles futurs essais.

Les résultats numériques s'accordent de manière satisfaisante avec les résultats expérimentaux.

Les caractéristiques géométriques des éléments constituant un assemblage boulonné (diamètre des boulons, épaisseur de la platine d'about) peuvent avoir une grande influence sur le comportement global de ce dernier.

L'utilisation de boulons HR peut avoir un rôle essentiel dans le gain de résistance et de rigidité initiale.

En perspectives à d'éventuelles futurs travaux similaires nous pouvons dire que :

Des essais en variant plusieurs paramètres en même temps peuvent aussi être réalisés dans le but d'augmenter la résistance d'une part et de diminuer les couts d'une autre.

Des essais complémentaires peuvent être faits aussi sur les autres cas d'assemblages testés expérimentalement.

Une meilleure maitrise du logiciel d'éléments finis ANSYS peut mener à des résultats encore plus fiables et plus performants que ceux obtenus dans notre modélisation.

Travailler avec le logiciel ANSYS nous a permis une meilleure compréhension de la modélisation numérique de manière générale et de son importance dans la détermination du comportement réel d'un assemblage boulonné.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Krishnamurthy.N.** Modeling and prediction of steel bolted connection behavior. Computers et structures, 1978, pp. 75-82.
- [2] **Abidellah.A.** Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques. Octobre 22, 2009. p. 191
- [3] Mémoire magister thème Etude et caractérisation des assemblages mixte de type poteau poutre selon l'Eurocode -04 : **R. SLIMANI 2008.**
- [4] **Krishnamurthy.N , Graddy.D.** Correction between 2 and 3 dimensional finite elements analysis of steel bolted. Journal computer et structures. 1976, Vol. 40, pp. 189-223.5. **Gebbeken.N.** On the numerical analysis of end plate connections. Journal of constructional steel research, 1-3, 1994, Vol. 30, pp. 177-196.
- [5] **Gebbeken N.** On the numerical analyses of end plate connections. Journal of constructional steel research, 1-3, 1994, Vol. 30, pp. 177-196
- [6] **Bursi. OS, Jaspart. J-P.** Benchmarks for finite elements modeling of bolted steel connections. Journal of constructional steel research, 1997, pp. 17-42.
- [7] **Sharboune.A, Bahaari.M.R.** 3D simulation of bolted connections to unstiffened columns. Journal of constructional steel research, décembre 1996, pp. 189-223
- [8] **Deleques.R.** Le calcul des assemblages boulonnés par platine d'extrémité. Construction métallique, 1972, p. 04.
- [9] Publication de la C.T.I.C.E.M :construction métallique N °04 1972<< recherche sur l'assemblage par boulonnage d'un plaque d'extrémité >> **D.KHALILI**
- [10] **Aribert.J.M, Lachal.A et Dinga.D.N.** Static design and cyclic behaviour of end plate steel and composite joints streng thened by henches. , 1999. Shanghai, china : s.n.
- [11] **PrEN 1993-1-8-Eurocode3** : << design of steel structure >>. Part 1-8 design of joint Draft N°01 ;29 february 2000
- [12] **PrEN 1993-1-8-Eurocode3** : <<design ofsteel structure >>. Part 1-8 design of joint Draf tN °01 ; 29 february 2000.

[13] STRUCTURAL STEEL WORK EUROCODES DEVELOPMENT OF A TRANSNATIONAL APPROACH (S.S.E.D.T.A). S.S.E.D.T. A -2 Final version 2000.

[14]. **Faella.C.** Cyclic behaviour of bolted joints components. Journal of constructional steel research, April- june 1998, pp. 433-434.

[15] **Bouchair.A.** Analysis of the behaviour of stainless steel bolted connections. 2, 2008, journal of constructional steel research, Vol. 64, pp. 1264-1274.

[16] résultats de recherches sur www.Ansys.com/fr

RESUMÉ

L'objet principale du présent travail est de faire une approche numérique en utilisant le logiciel d'éléments finis **ANSYS** du comportement réel des assemblages métalliques de type (poteau-poutre) avec platine d'about débordante.

Le modèle utilisé tient compte de la non linéarité mécanique et géométrique présente dans l'assemblage.

Le travail est répartie quatre parties, la première portante sur des généralités sur les assemblages métalliques rencontrés dans les structures métalliques. La deuxième sera constitué de quelques recherches effectués dans le but de mieux comprendre et se rapprocher le plus du comportement réel d'un assemblage métallique.

La troisième partie fera l'objet d'une illustration de la méthode des composantes de l'EC3 sur un cas d'exemple choisit. Tandis que la dernière partie est consacré à la modélisation de l'exemple d'assemblage étudié précédemment et a l'interprétation scientifiques des différents résultats.

Mots clés : assemblages, éléments finis, platine d'about, modélisation numérique.

ABSTRACT

The main object of the present work is to make a numerical approach by using the finite element program **ANSYS** of the real behavior of the metal assemblies of type (pole-beam) with overflowing end plate.

The model used takes into account the mechanical and geometrical non-linearity present in the assembly.

The work is divided into four parts, the first dealing with the generalities of metal assemblies encountered in metal structures. The second will consist of research to better understand and approximate the real behavior of a metal assembly.

The third part will be an illustration of the method of the components of the EC3 on a chosen example case. While the last part is dedicated to the modeling of the assembly example studied previously and to the scientific interpretation of the different results.

Key words: assemblies, finite elements, endplate, numerical modeling.