



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID - TLEMCEM
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme
MASTER en GENIE CIVIL
Option : INGENIERIE DES STRUCTURES

**MODELISATION DES ASSEMBLAGES POTEAUX-
POUTRES DANS LES STRUCTURES METALLIQUES**

Présenté par: **MAROUF Soufyane**

Sous la Direction de : **Mr.RAS. A.**

Mme.BENADLA. Z.

Devant le Jury composé de :

Mr.BOUMECHRA. N.

Mr.HAMDAOUI. K.

Mr.MISSOUM. A.

Président

Examinateur

Examinateur

Le 02 Octobre 2014

B.P. 230 – Tlemcen 13000, ALGERIE

DEDICACE

À la mémoire de mes grands-parents

À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

À mes sœurs : Amina et Meriem

À mes cousins : Zakaria ,Seddik ,faycel

Ainsi qu'à toutes la famille Marouf et Hassani

Je ne saurai terminé sans citer mes meilleurs amis : Kouchier, Ibrahim, Moha, Dkhissi, Ouassini, Sofiane, Nabout, Amine.

Et tous ceux qui sont passés dans ma vie

Sans oublier bien sûr la promotion de Génie Civil option Construction Métallique 2012/2013

REMERCIEMENT

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Les Trois années de maîtrise m'ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple.

Toute ma gratitude, grâce et remerciement vont à Dieu le tout puissant de m'avoir donné la foi, la force, la patience, le courage et la volonté pour arriver là.

Mes remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré notre soutenance et tout l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Je tiens à remercier vivement Mr RAS A et Mme BENADLA Z pour leur encadrement, leurs conseils, leur patience, leur gentillesse, leur disponibilité et leurs aides précieuses.

Je remercie tous les professeurs de la faculté de technologie et la faculté des sciences, les professeurs du lycée ElKhaouarizmi, CEM Abou-Bekr Errazi et primaire de Reda Houhou

Je remercie également toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'études.

« و ما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

RESUME

Une étude numérique par éléments finis pour la caractérisation du comportement non linéaire des assemblages métalliques de type poteau poutre avec attaches boulonnées et platine d'about est effectuée. L'analyse numérique est basée sur un modèle tridimensionnel avec des éléments volumiques SOLID92 à 10 nœuds en utilisant le logiciel d'éléments finis ANSYS. 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 trois assemblages avec différentes configurations géométriques.

un plan de travail comprend quatre parties, la première partie est consacrée aux généralités sur les assemblages rencontrés dans les structures métalliques, la deuxième partie consiste à montrer les différentes recherches existantes dans la littérature étudiant, la troisième partie montre l'application de la méthodes des composantes pour les différentes configurations, la dernière partie est concernée au développement d'un modèle numérique tridimensionnel non linéaire avec des éléments volumiques SOLID 92 à 10 nœuds à l'aide du logiciel d'éléments finis ANSYS.

Mots clés : platine d'about, analyse numérique, éléments finis, non linéarités.

LISTE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
<u>Chapitre 1: Généralités</u>	
I.1 INTRODUCTION:	3
I.2 DEFINITION	3
I.3 CONFIGURATIONS D'ASSEMBLAGES POUTRE-POTEAU	4
I.3.1 Assemblages poutre-poteau par platine d'about.....	5
I.3.2 Assemblage poteau-poutre par cornière d'âme et ou de semelle	5
I.3.3 Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux.....	6
I.4 MODES D'ASSEMBLAGES	7
I.4.1 Le rivetage	7
I.4.2 Le boulonnage	7
I.4.3 Le soudage	9
I.5 FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES	10
I.5.1 Fonctionnement par obstacle	10
I.5.2 Fonctionnement par adhérence.....	10
I.5.3 Fonctionnement mixte	10
I.6 CARACTERISATION DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES	10
I.7 CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES METALLIQUES.....	11
I.7.1 Classification des assemblages en rigidité	11
I.7.2 Classification des assemblages par la résistance	12
I.7.3 Classification des assemblages par capacité de rotation	13
I.8 MODELISATION DES ASSEMBLAGES EN VUE DE L'ANALYSE GLOBALE DES STRUCTURES.....	14
I.9 MODELISATION DES COURBES MOMENT-ROTATION	15
I.10 RENFORCEMENT D'ASSEMBLAGES.....	16
I.11 PRECAUTIONS CONSTRUCTIVES	18

I.12 CONCLUSION	19
<u>Chapitre 2 : Etat des connaissances sur les assemblages boulonnes</u>	
II.1 INTRODUCTION	20
II.2 RECHERCHES EFFECTUEES SUR LE COMPORTEMENT D'ASSEMBLAGE BOULONNE.....	20
II.2.1 Quelques recherches basées sur la méthode des éléments finis	20
II.2.2 Quelques recherches basées sur l'expérimentale	23
II.2.3 méthode analytique basée sur un modèle mécanique à ressort :	31
II.3 Comportement de la zone tendue d'assemblage (tronçon en té)	36
II.3.1 Fonctionnement du tronçon en té	36
II.3.2 Modèle théorique du tronçon en té	37
II.3.3 Modélisation de la zone tendue d'un assemblage métallique	40
II.4 CONCLUSION	44
<u>Chapitre 3 : La méthode des composantes -EC 3-</u>	
III.1 INTRODUCTION	45
III.2 LA METHODE DES COMPOSANTES. (EC- 3)	45
III.2.1 Identification des composantes	46
III.2.2 Caractérisation des composantes	47
III.2.3 Assemblage des composantes	47
III.3 CONCLUSION	71
<u>Chapitre 4 : Modélisation des assemblages par logiciel Ansys</u>	
IV.1 INTRODUCTION	72
IV.2 Description des assemblages.....	72
IV.2.1 Propriétés mécaniques des matériaux des essais	74
IV.2.2 Dispositif d'essai	74
IV.3 DESCRIPTION DU MODELE ELEMENTS FINIS.....	76
IV.4. RESULTATS D'ESSAIS NUMERIQUES	78
IV.4.1 Déformée des assemblages	78
IV.4.2 Résultats assemblage 1.....	79

IV.4.3 Résultats assemblage 2.....	83
IV.4.4 Résultats assemblage 3.....	87
IV.5 ANALYSE DES RESULTATS	90
IV.5.1 Courbe Moment-Rotation.....	90
IV.6 CONCLUSION	91
CONCLUSION GENERALE.....	92

LISTE DES TABLEAUX

TAB. I.1	caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons	7
TAB. I.2	Tableau pour la caractérisation et symbole des boulons	9
TAB. I.3	Hypothèses d'assemblage et d'analyse globale de la structure	15
TAB. II.1	Les valeurs d'Alpha pour les assemblages avec rangée des boulons extérieurs	25
TAB. II.2	Les valeurs d'Alpha pour les assemblages sans rangée des boulons extérieurs	25
TAB.III.1	Régions et composantes correspondantes d'un assemblage	47
TAB.III.2	Groupement en série et en parallèle des composantes	48
TAB.IV.1	Caractéristiques géométriques des éléments de l'assemblage	73
TAB.IV.2	Caractéristiques mécaniques des boulons de l'assemblage	74
TAB.IV.3	Caractéristiques de la résistance et de la rigidité des assemblages	78

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1	Configurations d'assemblages dans le plan	3
Fig. I.2	Définition de la zone d'attache et de l'assemblage (assemblage poteau-poutre)	4
Fig. I.3	Différents types d'assemblages dans une structure métallique	4
Fig. I.4	Assemblage poteau poutre par platine d'about boulonnée	5
Fig. I.5	Exemple d'assemblage tridimensionnel	5
Fig. I.6	Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles	6
Fig. I.7	Assemblage de continuité de poutre	6
Fig. I.8	Assemblage de continuité de poteau	6
Fig. I.9	Rivet et rivet à anneau	7
Fig. I.10	boulon de charpente et boulon a haut résistance	8
Fig. I.11	Comportement des assemblages métalliques	10
Fig. I.12	Courbe Moment–Rotation d'un assemblage métallique	11
Fig. I.13	Limites de classification de rigidité	12
Fig. I.14	Limites de classification en résistance	13
Fig. I.15	Classification des assemblages selon la capacité de rotation	14
Fig. I.16	Modélisation d'un assemblage [Jaspart 1998]	15
Fig. I.17	Idéalisations de courbes Moment-Rotation de l'assemblage	16
Fig. I.18	Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3	17
Fig. I.19	Assemblages avec raidisseurs de platine d'about débordante	18
Fig. II.1	Représente la configuration d'assemblage traité les notations utilisées	23
Fig. II.2	représente le tronçon en Té	26
Fig. II.3	Présente la numérotation des rangées	26
Fig. II.4	Présente la répartition des efforts	28

Fig. II.5	Présente la répartition des efforts dans les boulons	29
Fig. II.6	Modélisation de l'assemblage modèle de J.M.ARIBERT, A.LACHAL et D.N.DINGA.	31
Fig. II.7	Composantes selon le modèle de J.M.ARIBERT, A.LACHAL et D.N.DINGA.	32
Fig. II.8	présenté le modèle de TSCHEMMERNEGG	32
Fig. II.9	Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$.	33
Fig.II.10	rotation d'un assemblage mixte sous un chargement symétrique	33
Fig.II.11	Comportement d'un assemblage	33
Fig.II.12	propriétés caractéristiques d'une courbe moment - rotation d'un assemblage poutre - poteau	34
Fig.II.13	Classification des assemblages	35
Fig.II.14	Classification des assemblages poutre- poteau par rigidité	36
Fig.II.15	Mécanisme de levier dans un tronçon en té	37
Fig.II.16	Mode de ruine du tronçon en té	37
Fig.II.17	Répartition des moments dans un tronçon en té	39
Fig.II.18	Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme individuel)	40
Fig.II.19	Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme de groupe)	40
Fig.II.20	Modèle Bursi et Jaspart [Bursi 1997] - maillage et courbes force-déplacement	42
Fig.II.21	Modèle MEF [Mistakidis 1996] - maillage et courbes force-déplacement	42
Fig.II.22	Modèle MEF [Wanzek 1999] - maillage et courbes force-déplacement	43
Fig.III.1	Régions et zones d'un assemblage type poutre-poteau	46
Fig.III.2	Différentes composantes Actifs au niveau de l'assemblage	50
Fig.III.3	Caractéristiques du poteau, poutre, et la platine d'extrémité	51
Fig.III.4	Diffusion de l'effort de compression	51

Fig.III.5	Effort de compression localisé dans la semelle de la poutre	53
Fig.III.6	Deux tronçons en Té attaché par deux boulons	53
Fig.III.7	Mécanisme plastique complet de la semelle	54
Fig.III.8	Mécanisme par ruine des boulons et plastification de la semelle (mécanisme partielle)	55
Fig.III.9	Plastification de l'âme tendue	55
Fig.III.10	Caractéristiques géométriques de la semelle Poteau	56
Fig.III.11	Caractéristiques géométriques de la platine	56
Fig.III.12	Caractéristiques géométriques pour le calcul préliminaire de la composante N°05	58
Fig.III.13	Modèle mécanique à ressort des différentes composantes pour l'assemblage sans rangée de boulons extérieurs	62
Fig.III.14	Modèle mécanique à ressort des différentes composantes pour l'assemblage avec rangée de boulons extérieurs	62
Fig.III.15	Identification des composantes pour l'assemblage sans et avec rangée de boulons extérieurs	63
Fig.III.16	Tronçon en Te attachée par des boulons	64
Fig.III.17	Nominations des rangées vais au calcul des longueurs efficaces pour semelle du poteau	65
Fig.III.18	Nominations des rangées vais au calcul des longueurs efficaces pour platine d'extrémité	66
Fig.III.19	Répartition élastique des efforts dans les boulons	69
Fig.III.20	Répartition Plastique des efforts dans les boulons	69
Fig.III.21	Répartition élasto -plastique des efforts dans les boulons	70
Fig.III.22	Assemblage des rigidités	71
Fig.IV.1	Configuration des différents spécimens testés	72
Fig.IV.2	Caractéristiques des assemblages	73
Fig.IV.3	Position des boulons par rapport à la platine d'about	74

Fig.IV.4	Montage d'essai	74
Fig.IV.5	Vue de l'assemblage en vraie grandeur	75
Fig.IV.6	Configuration des différents spécimens testés	75
Fig.IV.7	Configuration d'assemblage modélisé	76
Fig.IV.8	Maillage des assemblages (vue 3D)	76
Fig.IV.9	Maillage du boulon d'assemblage	77
Fig.IV.10	Conditions aux limites	77
Fig.IV.11	Déformée des assemblages	79
Fig.IV.12	Courbe force-déplacement pour AS 1	79
Fig.IV.13	Calcul de la rotation globale	80
Fig.IV.14	Courbe moment-rotation de la platine pour AS 1	80
Fig.IV.15	Courbe moment-rotation de la semelle du poteau pour AS 1	81
Fig.IV.16	Courbe moment-rotation globale pour AS 1	81
Fig.IV.17	Les zones de compression et de traction pour AS 1	82
Fig.IV.18	Cisaillement au niveau des boulons de l'AS 1	82
Fig.IV.19	La déformation plastique de l'AS 1	83
Fig.IV.20	Courbe force-déplacement pour AS 2	83
Fig.IV.21	Courbe moment-rotation de la platine pour AS 2	84
Fig.IV.22	Courbe moment-rotation de la semelle du poteau pour AS 2	84
Fig.IV.23	Courbe moment-rotation globale pour AS 2	85
Fig.IV.24	Les zones de compression et de traction pour AS 2	85
Fig.IV.25	Cisaillement au niveau du boulons de l'AS 2	86
Fig.IV.26	La déformation plastique de l'AS 2	86
Fig.IV.27	Courbe force-déplacement pour AS 3	87
Fig.IV.28	Courbe moment-rotation de la platine pour AS 3	87

Fig.IV.29	Courbe moment-rotation de la semelle du poteau pour AS 3	88
Fig.IV.30	Courbe moment-rotation globale pour AS 3	88
Fig.IV.31	Les zones de compression et de traction pour AS 3	89
Fig.IV.32	Cisaillement au niveau des boulons pour AS 3	89
Fig.IV.33	La déformation plastique de l'AS 3	90

LISTE DES NOTATIONS

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.

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.

M₀ : 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

p: 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 d'âme qui assure la reprise de l'effort transversal de compression.

ρ : Facteur qui tient en compte du flambement de l'âme de 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 : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure sur la semelle.

$s = r_c$: Pour les profilés l'aminés en I ou H

$\sigma_{com.Ed}$: La contrainte maximale de compression longitudinale exercée dans l'âme de 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 du poteau et le centre des rangées de boulons.

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 poutre et la position de la Force équivalente de la résistance de calcul de la région tendue.

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

Le présent travail porte a la modélisation d'assemblage métallique boulonnées avec platine d'about avec et sans raidisseurs effectués au Laboratoire de Mécanique et Ingénieries de l'université de Clermont-Ferrand.

Le premier chapitre est consacré aux généralités sur les assemblages rencontrés dans les ossatures de bâtiments métalliques, on mis l'accent sur les assemblages poteau-poutre boulonne par platine d'about.

Le deuxième chapitre est consacrée aux différentes recherches existant dans la littérature étudiant les assemblages métallique par différentes approches, soit: on exploitant les résultats obtenus à partir d'essais expérimentaux ou on utilisant une approche numérique par

l'application de la méthode des éléments finis ; ou une approche analytique en passant par des modèles mécaniques à ressorts.

Le troisième chapitre montre l'application de la méthodes des composantes pour les différentes configurations.

le quatrième chapitre est consacrée au développement d'un modèle numérique tridimensionnel non linéaire avec des éléments volumiques SOLID 92 à 10 nœuds à l'aide du logiciel d'éléments finis ANSYS. Le modèle permet de suivre le comportement réel des assemblages avec platine d'about boulonnée jusqu'à la ruine. Il tient compte des non linéarités matérielles et géométriques (contact, plasticité, grands déplacements)

I.1 INTRODUCTION :

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

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

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

I.2 DEFINITION :

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

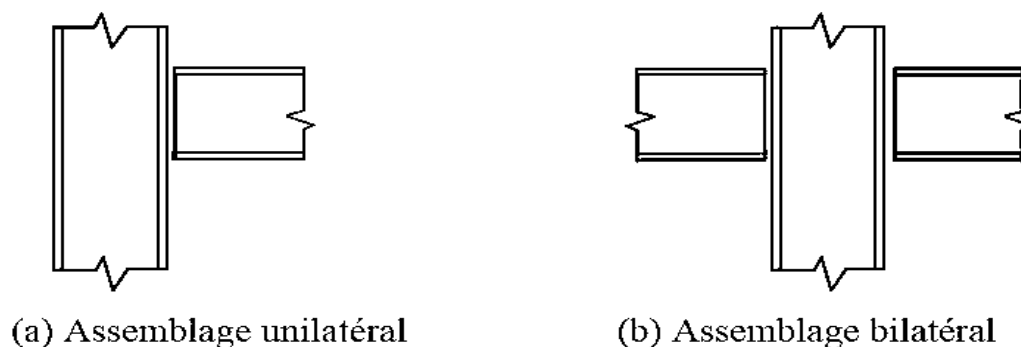


Figure I-1 : Configurations d'assemblages dans le plan

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

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

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

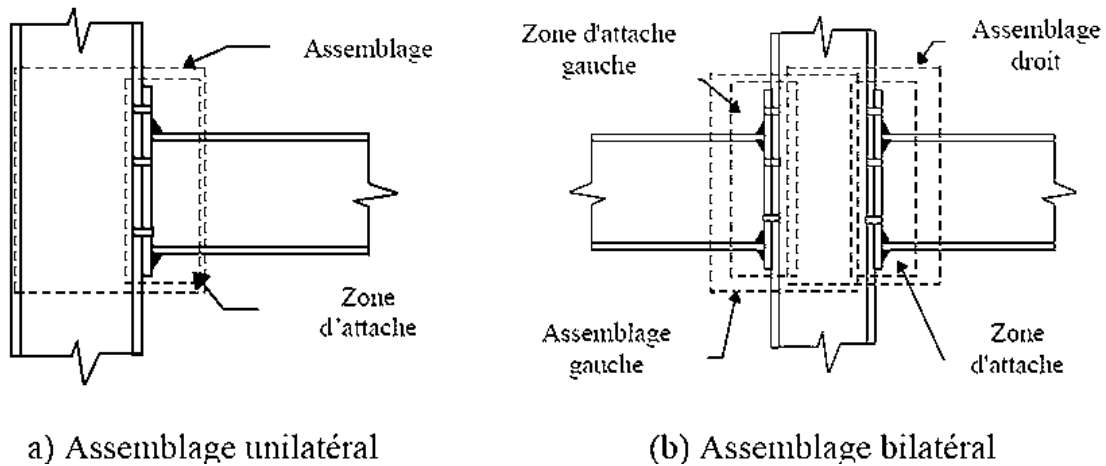


Figure I-2 : Définition de la zone d'attache et de l'assemblage (assemblage poteau-poutre)

I.3 CONFIGURATIONS D'ASSEMBLAGES POUTRE-POTEAU :

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

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

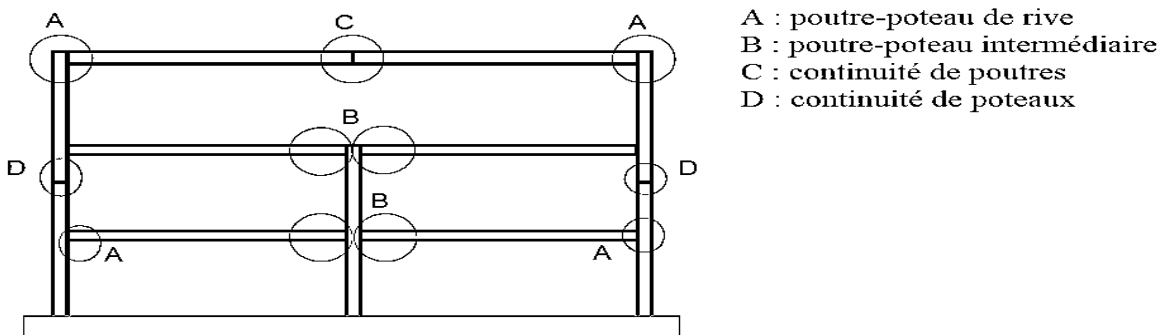


Figure I-3 : Différents types d'assemblages dans une structure métallique

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

Plusieurs configurations d'assemblages sont possibles :

I.3.1 Assemblages poteau-poteau par platine d'about :

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

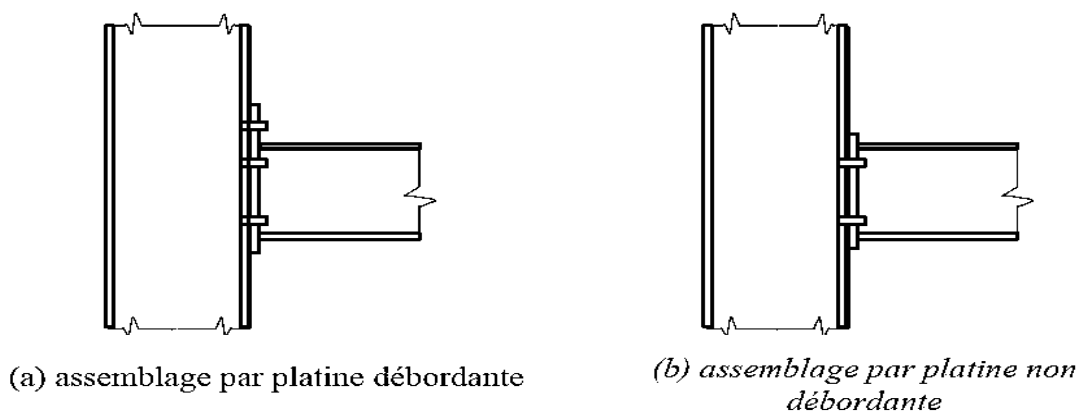


Figure I-4 : Assemblage poteau-poutre par platine d'about boulonnée

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

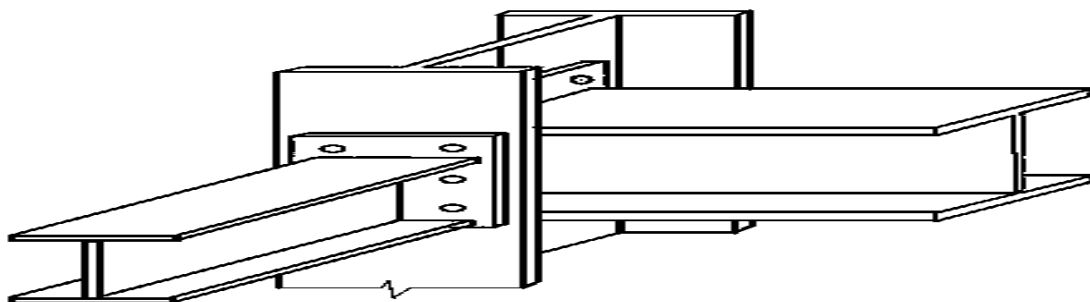


Figure I-5 : Exemple d'assemblage tridimensionnel

I.3.2 Assemblage poteau-poutre par cornière d'âme et ou de semelle :

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

une rotation significative sans développer des valeurs élevées de moment fléchissant. Les assemblages articulés sont utilisés dans une ossature de poutres et poteaux lorsque la rigidité latérale est assurée par d'autres moyens comme par exemple un palée de stabilité triangulée. Les assemblages de types (b) et (c) sont en général semi-rigides.

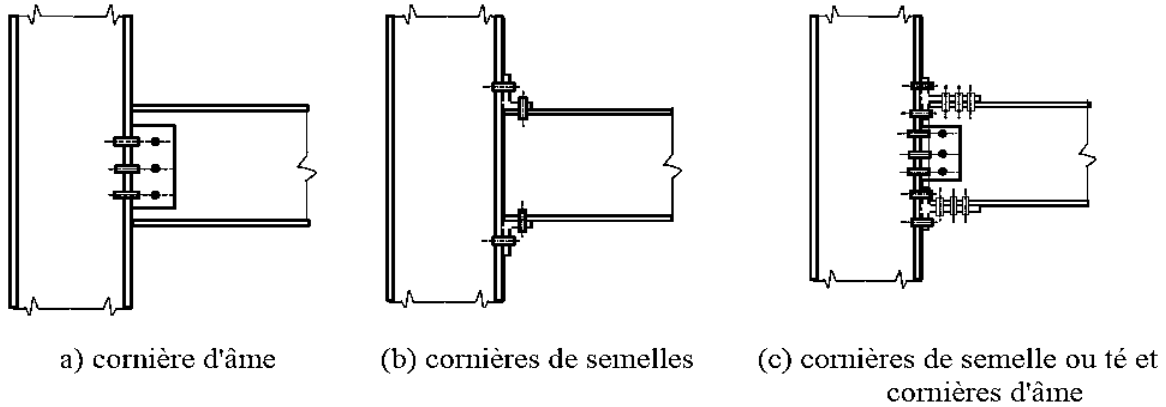


Figure I-6 : Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles

I.3.3 Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux :

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

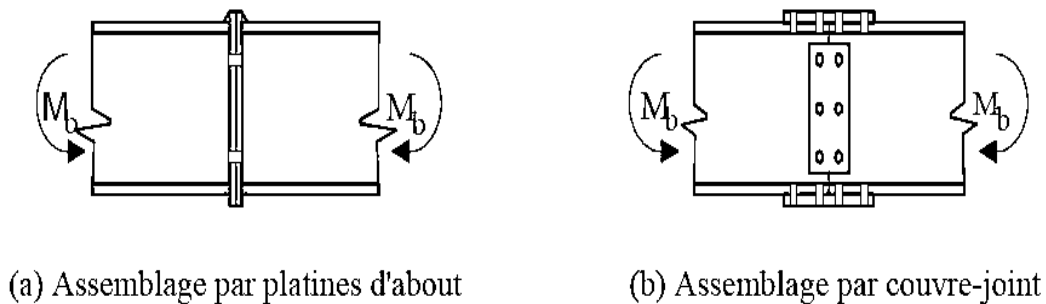


Figure I-7 : Assemblage de continuité de poutre



Figure I-8 : Assemblage de continuité de poteau

I.4 MODES D'ASSEMBLAGES:

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-9)

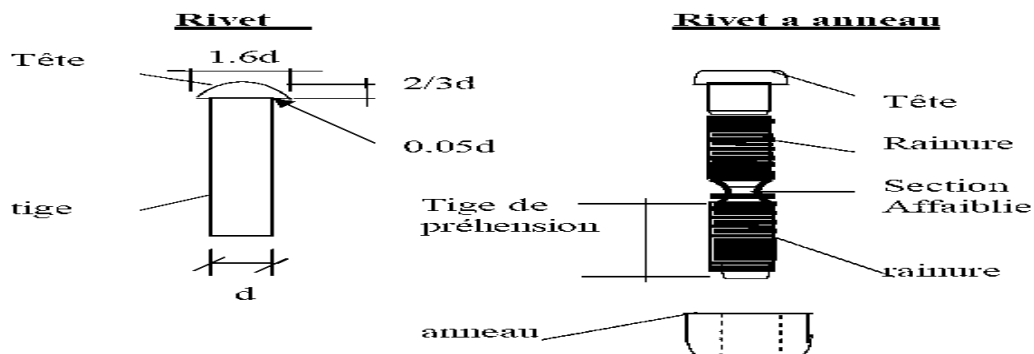


Figure I-9: Rivet et rivet à anneau

a / Rivets à anneau :

Les rivets à anneau sont des éléments de connexion mécanique qui tiennent à la fois du rivet (dans la mesure où il a une même forme de tête et qu'il introduit une force de précontrainte) et du boulon (car une partie de sa tige est rainurée).

Les principales caractéristiques: la tige se compose de deux parties rainurées (et non pas filetées), séparées par une portion de tige dont la section est affaiblie. L'acier des rivets à anneau est un acier à haute résistance.

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 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 employés couramment pour réaliser les assemblages faiblement sollicités des halles et des bâtiments.
- ✓ **les boulons à haute résistance** (aciers 8.8 et 10.9) : ils sont utilisés en général 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 $d \geq 27\text{mm}$.

L'euro code 3 propose les mêmes diamètres de trous, sauf pour les diamètres de boulons $d \leq 14\text{mm}$, pour lesquels $d_0 = d + 1\text{mm}$.

Dans certains cas, un jeu plus petit peut être exigé .on parle de boulons ajustés 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 .Ce pendant, 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.

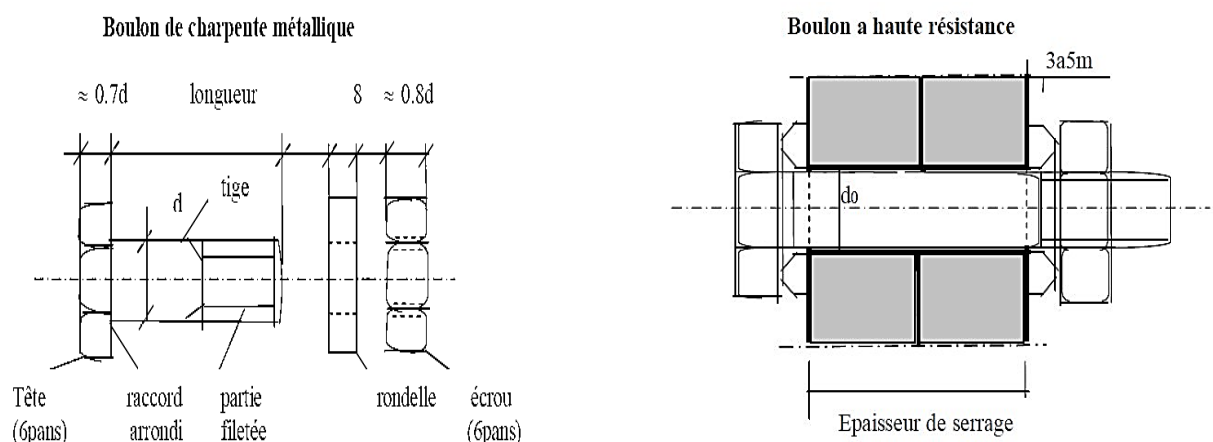


Figure I-10 : Boulon de charpente et boulon a haut résistance

	M12	M16	M20	M24	M27
Diamètre de la tige $d(\text{mm})$	12	16	20	24	27
Diamètre du trou $d_0(\text{mm})$	14	18	22	26	30
Section de la tige $A (\text{mm}^2)$	113	201	314	452	573
Section résistante $A_s(\text{mm}^2)$	84	157	245	353	459
Symbole boulon de charpente					
Symbole HR non précontrainte					
Symbole HR précontrainte					

Tableau I-2 : Tableau pour la caractérisation et symbole 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.

- Le soudage exige une main-d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique.

I.5 FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES :

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 CARACTERISATION DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES :

Lors de l'analyse structurale, les assemblages entre les éléments structuraux sont traditionnellement modélisés comme rigides ou articulés. Les nœuds articulés ne transmettent aucun moment de flexion et n'empêchent pas la rotation des éléments assemblés. Quant aux nœuds rigides, ils interdisent toute rotation relative entre les éléments assemblés et assurent ainsi la transmission intégrale des efforts appliqués. Toutefois, le comportement réel des assemblages est situé entre les deux cas extrêmes, généralement supposés rigides ou articulés. Les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une certaine rotation relative des pièces assemblées. L'acceptation de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans les approches de calcul et de dimensionnement des structures (EC3 1993). Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement (Figure I-11). Il est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau.

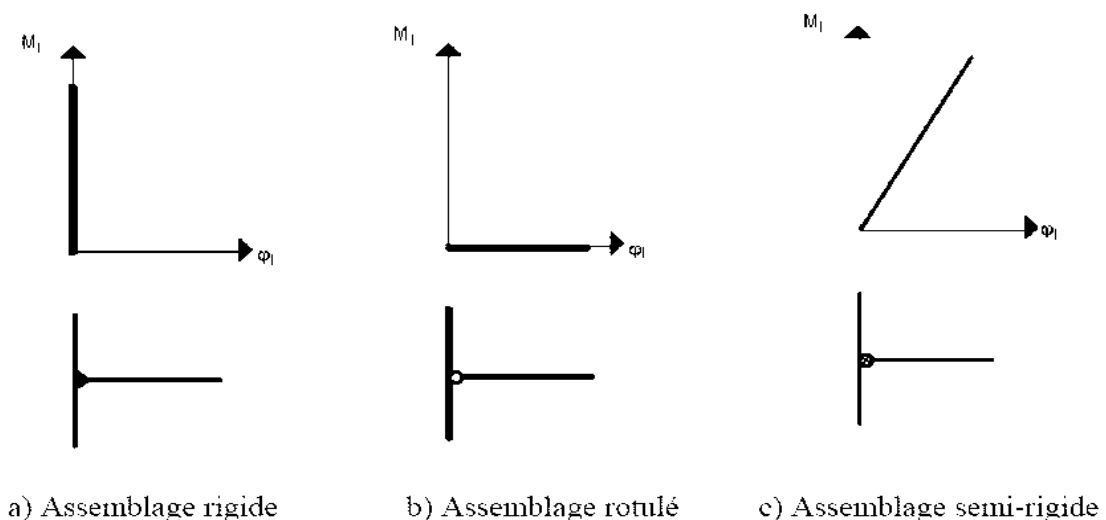


Figure I-11 : Comportement des assemblages métalliques

La rigidité S_j de ce ressort caractérise la rigidité en rotation de l'assemblage soumis à un moment fléchissant. Une rigidité S_j nulle ou très petite correspond à un assemblage simple (rotulé) qui ne transmet pas de moment fléchissant de la poutre au poteau. Au contraire, une rigidité S_j infiniment grande (très grande) correspond à un assemblage continu (rigide). Selon l'EC3, le comportement mécanique d'un assemblage est caractérisé par trois caractéristiques principales à savoir : Le moment résistant ($M_{j,Rd}$), la rigidité ($S_{j,ini}$ ou S_j) et la capacité de rotation (Φ_{cd}). Ces caractéristiques sont obtenues à partir de courbe moment rotation représentée dans la figure I-12.

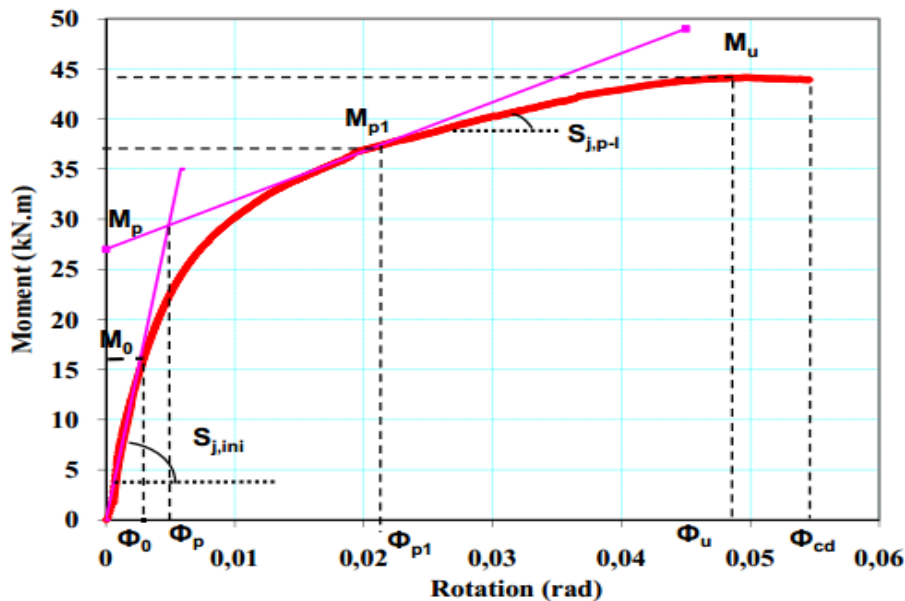


Figure I-12 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique

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

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

I.7 CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES METALLIQUES

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

I.7.1 Classification des assemblages en rigidité :

La rigidité initiale d'un assemblage qui caractérise sa réponse élastique peut influencer d'une manière significative la réponse en déformation de la structure entière. L'EC3 offre une classification pratique des assemblages du point de vue de leur rigidité initiale. Il permet de

classer les assemblages en trois grandes catégories selon leur rigidité (Figure I-13) : Articulé, rigide ou semi-rigide.

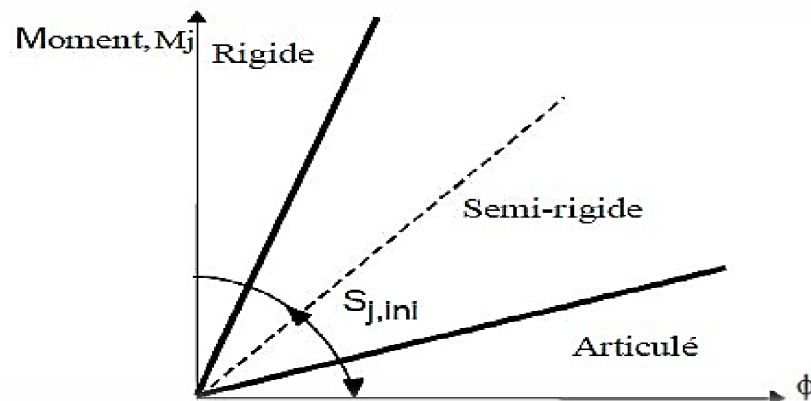


Figure I-13 : Limites de classification de rigidité

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

Les limites de la rigidité sont déterminées de manière à permettre une comparaison directe avec la rigidité de l'assemblage, quel que soit le type d'idéalisation utilisé dans l'analyse.

Pour des raisons de simplicité, les limites ont été déterminées de manière à permettre une comparaison directe entre la rigidité initiale de calcul de l'assemblage et la rigidité de la poutre assemblée qui dépend de son moment d'inertie de flexion ($E \cdot I_b$) et de sa longueur (L_b).

Les valeurs limites de rigidité sont les suivantes:

- ✓ L'assemblage est considéré comme 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 :

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

Le cas intermédiaire est considéré comme assemblage semi-rigide.

I.7.2 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 articulé 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.

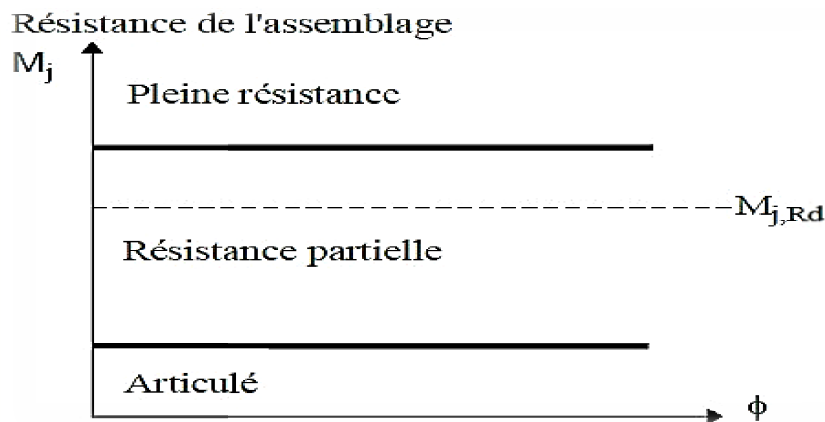


Figure I-14 : Limites de classification en résistance

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

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

I.7.3 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. Certains auteurs capacité de rotation qui dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre. Trois classes ont été définies à savoir: ductile, semi-ductile et fragile (Figure I-15).

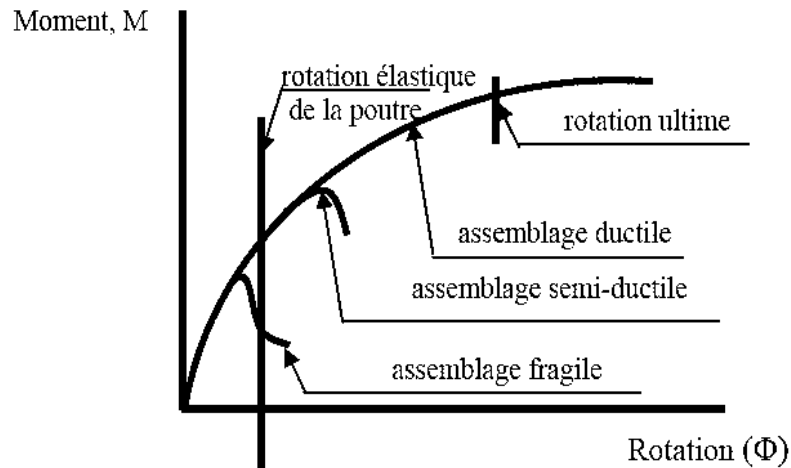


Figure I-15 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation

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

I.8 MODELISATION DES ASSEMBLAGES EN VUE DE L'ANALYSE GLOBALE DES STRUCTURES :

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

Actuellement, dans la pratique courante, les assemblages sont considérés dans le calcul des structures comme rigides ou articulés. A cet effet, ils doivent être calculés pour satisfaire les classifications des assemblages rigides ou articulés. Réellement, les assemblages sont semi-rigides. Ils peuvent être modélisés sous forme de ressorts en spirale présentant des relations moment-rotation pouvant aller du type linéaire élastique au type non linéaire qui tient compte de la capacité de rotation (Figure I-16). L'utilisation d'un modèle d'analyse globale de la structure linéaire élastique impose une modélisation linéaire élastique des assemblages. Pour l'analyse élastique parfaitement plastique, un modèle d'assemblage bilinéaire est nécessaire. Par conséquent.

Le type d'analyse de la structure utilisé a un effet direct sur le degré de complexité du modèle d'assemblage à considérer, particulièrement lorsqu'une analyse plastique est utilisée et que la formation de rotules dans les assemblages est autorisée.

Dans le cas d'une analyse globale élastique de la structure, seules les caractéristiques de rigidité sont utilisées pour la modélisation des assemblages. Dans le cas d'une analyse rigide plastique, la caractéristique principale est la résistance. Dans tous les autres cas, ce sont à la fois les caractéristiques de rigidité et de résistance qui gouvernent la manière dont il convient de modéliser les assemblages. Ces possibilités sont illustrées dans le tableau I-3.

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

Tableau I-3 : Hypothèses d'assemblage et d'analyse globale de la structure

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

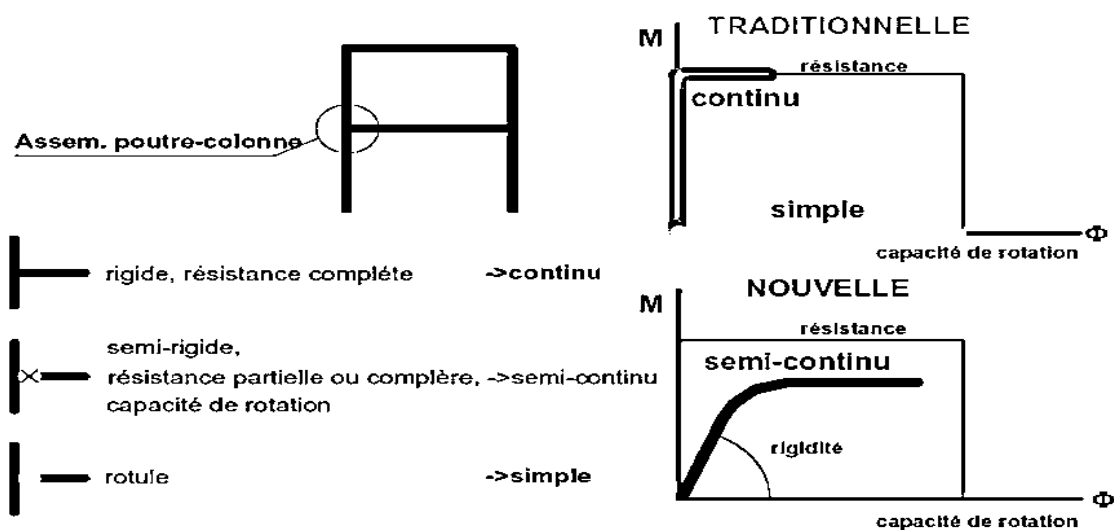


Figure I-16 : Modélisation d'un assemblage [Jaspart 1998]

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

I.9 MODELISATION DES COURBES MOMENT-ROTATION :

Le comportement moment-rotation des assemblages est généralement décrit à l'aide d'une courbe non-linéaire (Figure I-17d). Cependant, l'utilisation de ce type de courbes demande des programmes d'analyse de structures sophistiqués. Afin de permettre un calcul simple des structures, les courbes moment-rotation des assemblages peuvent être idéalisées, selon l'EC3, par des modèles tri linéaires, bilinéaires ou linéaires. Le choix d'une idéalisation est lié à la méthode d'analyse utilisée et aux outils de calcul disponibles : Analyse élastique, analyse

rigide-plastique ou analyse élastique-plastique (Figure I-17). Ce pendant, l'idéalisation bilinéaire est la solution la plus utilisée.

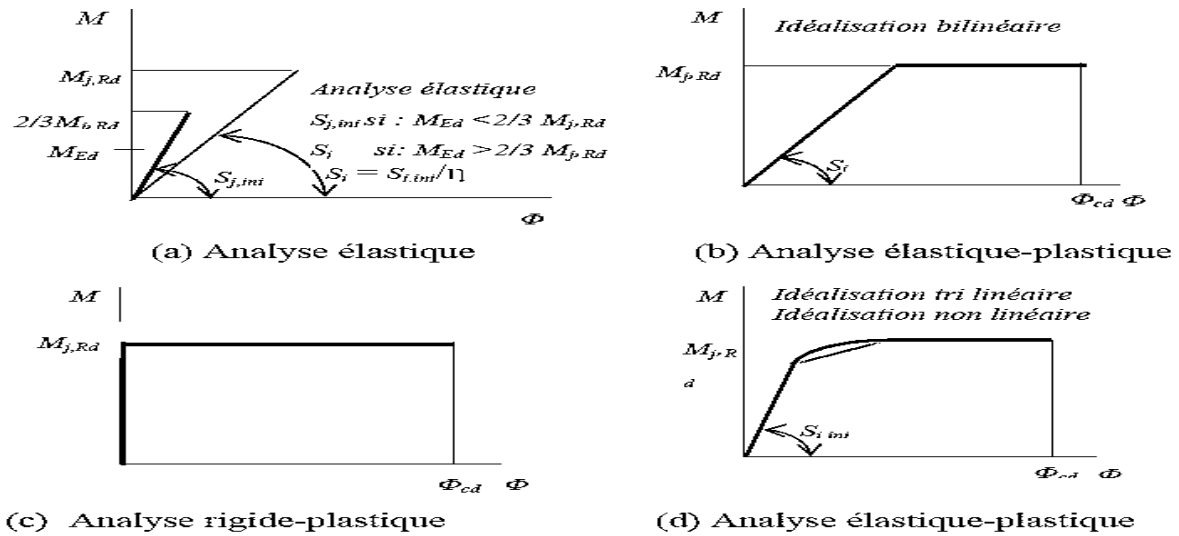


Figure I-17 : Idéalisations de courbes Moment-Rotation de l'assemblage

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

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

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{(1,5 M / M_{j,Rd})^{2,7}} \Phi$$

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

I.10 RENFORCEMENT D'ASSEMBLAGES :

L'assemblage par platine d'about est largement utilisé dans les structures métalliques et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication. 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. Trois moyens de renforcement sont

actuellement couverts dans l'EC3: Les raidisseurs transversaux de poteau, les contre-plaques et les doublures d'âme.

a / Les raidisseurs transversaux de poteau : Ils sont soudés, au niveau des semelles en zones tendue et comprimée du poteau (Figure I-18a), 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-18b), 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-18c). 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'EC3, seule la partie résistance est considérée.

c / Les doublures d'âme : Une doublure d'âme, soudée sur tout son pourtour (Figure I-18d) 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.

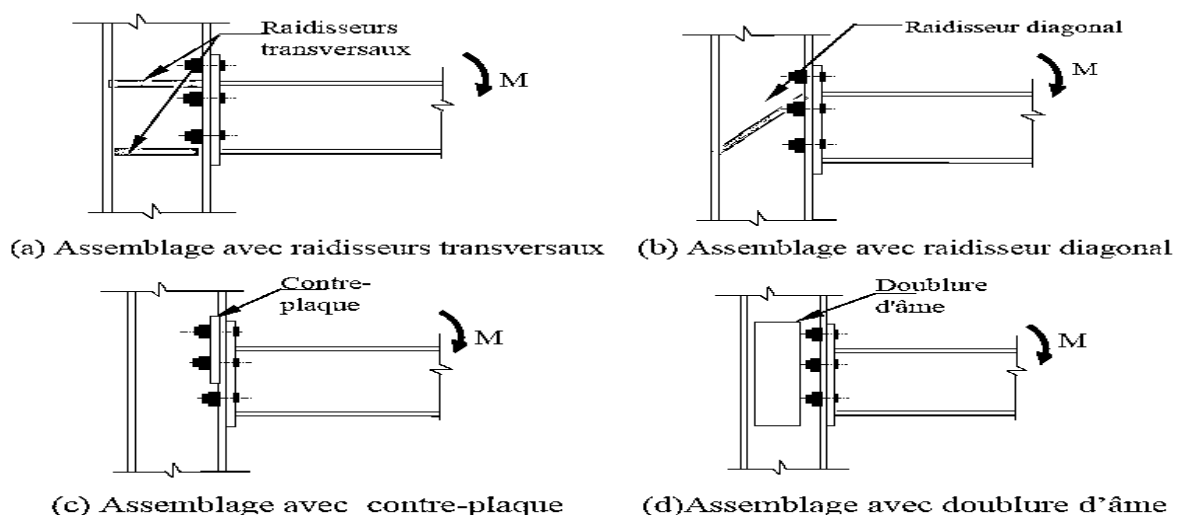


Figure I-18 : Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3

Durant la dernière décennie, de nombreuses recherches expérimentales, analytiques et numériques ont été entreprises afin de mieux maîtriser le comportement d'assemblages de conceptions existantes ou nouvelles. L'assemblage avec raidisseurs de platine d'about débordante est relativement courant en Europe dans les continuités de poutre ou les liaisons poteau-poutre (Figure I-19). Ces raidisseurs sont sous forme d'un plat de gousset soudé entre la semelle de la poutre et la platine d'about pour raidir la partie prolongée de la platine d'about et assurer la continuité de l'âme de la poutre.

Ce procédé est aussi répandu aux Etats- Unis et au Japon surtout après les séismes de Northridge (USA, 1994) et Hyokogen-Nanbu (Japon, 1995) tout en respectant en partie les traditions de conception et de fabrication des assemblages de ces mêmes pays.

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

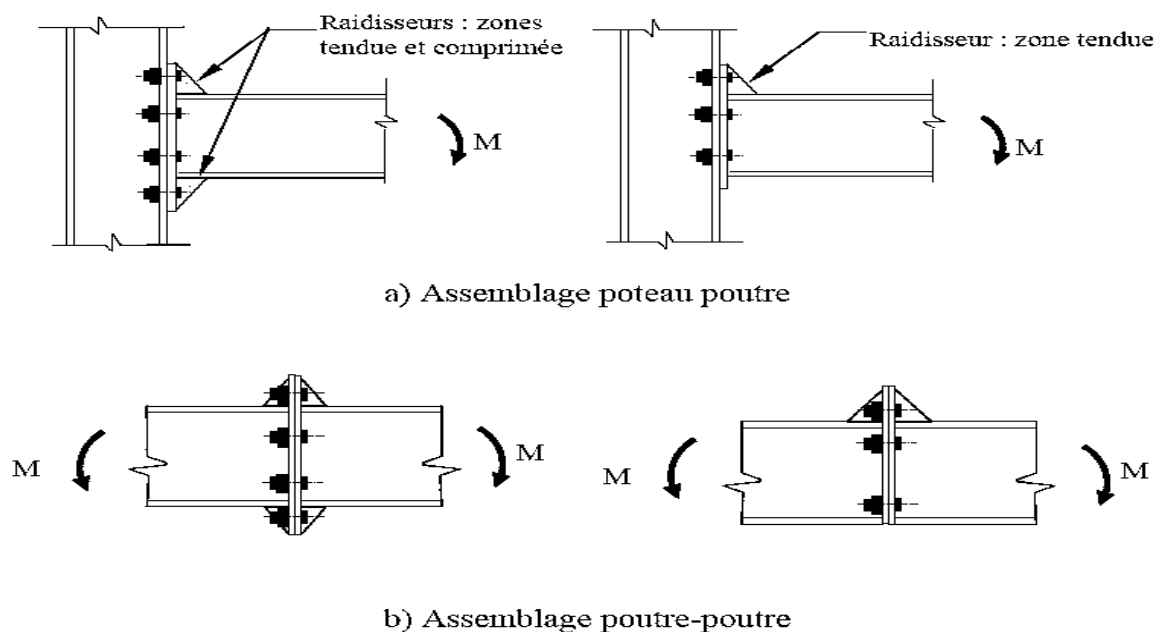


Figure I-19 : Assemblages avec raidisseurs de platine d'about débordante

I.11 PRECAUTIONS CONSTRUCTIVES :

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 autant de "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.12 CONCLUSION :

D'une manière générale, la construction métallique et les avantages qu'elle offre ne sont plus à démontrer, elle ouvre une large porte vers la modernisation et l'industrialisation de la construction, elle est appréciée et recherchée dès que des grandes portées ou des grandes hauteurs s'imposent. Cependant ce type de construction repose principalement sur les assemblages des différents éléments nécessitant une précaution supplémentaire, d'où les méthodes avancées de calcul qui considère l'assemblage comme un élément séparé. C'est ainsi que nous avons souhaité étudier les assemblages métalliques de type poutre- poteau en détail .La modélisation de ces derniers par logiciel de calcul (**ANSYS**), constituera l'objectif principal de notre travail.

II.1 INTRODUCTION :

L'analyse globale des structures, intégrant le comportement des assemblages, nécessite la connaissance de leurs courbes de comportement moment-rotation. Ces courbes moments rotation sont déterminées, en général, en s'appuyant sur trois catégories de méthodes. Celles-ci concernent les approches expérimentales, les simulations numériques et les modèles analytiques. Les travaux expérimentaux permettent d'étudier le comportement de l'assemblage à l'échelle réelle, les approches numériques permettent d'analyser le comportement de l'assemblage par des modèles éléments finis plus ou moins sophistiqués et les méthodes analytiques abordent le comportement de l'assemblage sous une analyse plus souvent théorique, parfois empirique. Les méthodes analytiques sont les plus utilisés pour un dimensionnement pratique de structure.

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

II.2 RECHERCHES EFFECTUEES SUR LE COMPORTEMENT D'ASSEMBLAGE BOULONNE :

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'au 1984 où GRIFFITHS (1984) donna, une explication sur le développement du moment des assemblages métalliques avec platine d'extrémité et leurs procédures de calcul et fournit l'idée et la compréhension pratique de l'utilisation et l'usage de ces assemblages[2].

La recherche d'une procédure de calcul pour certaines configurations d'assemblages métalliques avec platine d'extrémité sous un chargement statique à commencer aux (U.S.A) présentée dans AISC « manual of steel construction (1994) » pour le calcul des assemblages métalliques raidis avec platine d'extrémité réalisée par 4 boulons ou par 8 boulons.

L'unification de ces procédures a duré environ 15 ans. Ainsi, MURRAY présentait un résumé de la recherche de l'université d'OKLAHAMA sur l'assemblage avec platine d'extrémité avec leur méthode de calcul pour les différentes configurations d'assemblages métalliques.

D'autres méthodes de calcul à l'état limite des assemblages métalliques avec platine d'extrémité ont été présentées par FAELLA (2000)[2].

Nous présentant en détail dans ce qui suit quelques recherches qui traites les assemblages métalliques dans les dernières années :

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

a / KRISHNAMURTHY et GRADDY (1976) [3]:

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 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)

b / BIRSI et LEONELLI (1994) [2]:

La poutre et la platine sont modélisées par 20 nœuds, le contact platine et semelle poteau utilise ont été représentés par un nouveau élément poutre à été utiliser 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.

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

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)

c / GEBBEKEN (1994) [4] :

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 de modèle tri- dimensionnel par l'auteur donne un succès limité pour le calcul de la caractéristique moment -rotation de l'assemblage.

d / BURSI et JASPART (1997) [5]:

BURSI et JASPART récapitule 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 utilisés dans leur étude le programme LAGAMINE SOFTWARE PACKAGE sur un modèle d'élément fini 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 des 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, qu'est due principalement aux contraintes résiduelles dans la section en T qui sont négligées dans la méthode des éléments finis de ce membre.

e / SHERBOURNE et BAHARI (1997) [6] :

SHERBOURNE et BAHARI dans la première partie de leur étude qui à 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 à provoquer une rotation à étudier.

Le plus important dans cette partie de l'étude est la détermination de l'effet de 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 utilisés la relation moment –rotation présentée ci-dessous pour décrire le comportement des assemblages d'extrémité par 4 boulons :

$$M = \frac{(K_i - K_p)\phi}{\left[1 + \left[\frac{(K_i - K_p)}{M_0}\right]^{n+1}\right]} + K_p \cdot \phi \quad (\text{II.2})$$

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.

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'Eurocode 3.

II.2.2 Quelques recherches basées sur l'expérimentale :

a / R.DELESUES (1972) [7]:

L'objectif de cette recherche est d'établir des règles pratiques de vérification de l'assemblage et de 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, déterminées ci -dessous.

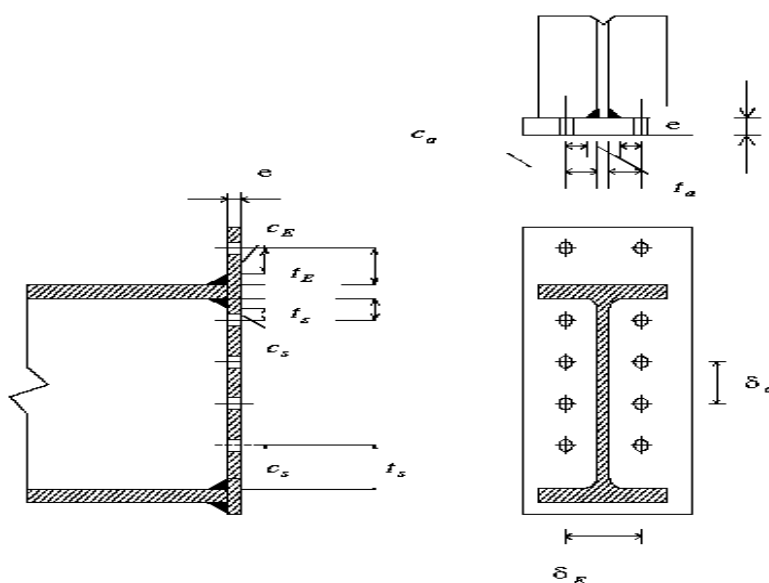


Figure II-1 : Configuration d'assemblage et notations utilisées

➤ 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:

$$F = 375 e \frac{t_E}{C_E} \frac{\delta_E}{\delta_E + t_E} \quad (\text{II.3})$$

➤ 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 :

$$F = 375 e \frac{t_a}{C_a} \frac{\delta_a}{\delta_a + t_a} \quad (\text{II.4})$$

➤ 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 encastremements parfaits, on admet donc comme résistance de la platine au droit de ces boulons A_0 :

$$F = 375 e \left(\frac{t_a}{C_a} + \frac{t_s}{s} \right) \quad (\text{II.5})$$

Pour le cas de 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).

Compte tenu du mode de détermination des résistances locales de la platine, le moment ainsi calculé pas le moment résistant maximal de l'assemblage, mais un moment limité à l'apparition de grandes déformations.

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, 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:

$$\text{➤ } \alpha = \frac{9,2+n}{8+4n} \quad (\text{II.6}) \quad \text{Si on peut disposer de boulons extérieurs}$$

$$\text{➤ } \alpha = \frac{38+n}{20+10n} \quad (\text{II.7}) \quad \text{S'il n'y pas de boulons extérieurs}$$

Pour les assemblages avec ragées extérieur :

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 rangée des boulons extérieurs

Pour les assemblages sans ragées extérieur :

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 rangée 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 :

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

Ceci permet de choisir le diamètre des boulons à utiliser.

Après le choix de disposition en peut déterminer l'épaisseur de la platine

➤ $e = \frac{F}{375 \left(\frac{t_a}{C_a} + \frac{t_s}{C_s} \right)}$ (II.9) S'il est prévu des boulons extérieurs.

➤ $e = \frac{F}{375 \left(\frac{t_a}{C_a} + \frac{t_s}{2C_s} \right)}$ (II.10) S'il est n'a pas de boulons extérieurs.

b / D.KHALILI (1972) [8]:

Cette recherche basée sur les résultats expérimentaux a pour but d'avoir quelque hypothèse 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:

$$F = \frac{F_{\text{ext}}}{n} \quad (\text{II.11})$$

Avec :

- ✓ F_{ext} : Charge extérieure totale.
- ✓ F : effort extérieur encaissé par les boulons.
- ✓ n : Nombre total 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**, l'effort par boulon n'est plus le même, l'auteur propose le calcul suivant.

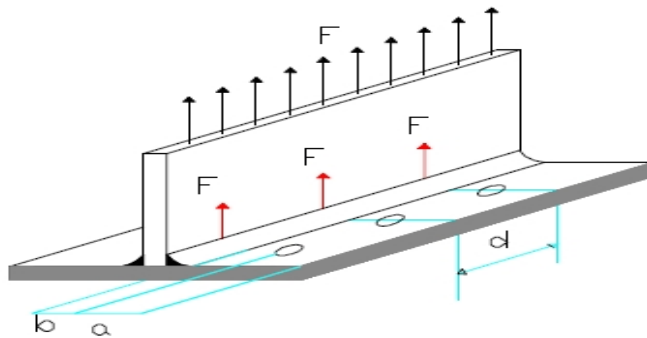


Figure II-2 : Tronçon en T

Soit un assemblage dont la répartition des boulons est celle de la 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:

$$\text{➤ } F_1 = \frac{F_s}{8} \quad (\text{II.12})$$

$$\text{➤ } F_2 = \frac{F_s}{8} + \frac{F_a}{10} \quad (\text{II.13})$$

$$\text{➤ } F_3 = F_4 = \frac{F_a}{10} \quad (\text{II.14})$$

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:

$$N = N_0 + (F_i + Q) \frac{A_B}{A_B + A_P} \leq 0,8 \sigma_e A_r \quad (\text{II.15})$$

Avec ($i = 1, 2, 3, \dots$)

Ou :

$$N = N_0 + F(1 + n) \frac{1}{6} \quad (\text{II.16})$$

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

$$n = \frac{\frac{1}{4} - R}{S + R} \quad (\text{II.17})$$

Avec :

$$R = \frac{d(a+b)t^4}{72 a^2 b^2} \quad (\text{II.18})$$

$$S = \frac{a(a+4b)}{12 b^2} \quad (\text{II.19})$$

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:

$$t = \sqrt[4]{\frac{3 a^2 b^2 (A_B + A_P)}{d(a+b)}} \quad (\text{II.20})$$

Alors n devient nul. L'effort extérieur provoquant la disparition des prés serrage des plaques est:

$$F_s = N_0 \left(1 + \frac{A_B}{A_P}\right) \approx 1,16 N_0 \quad (\text{II.21})$$

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.

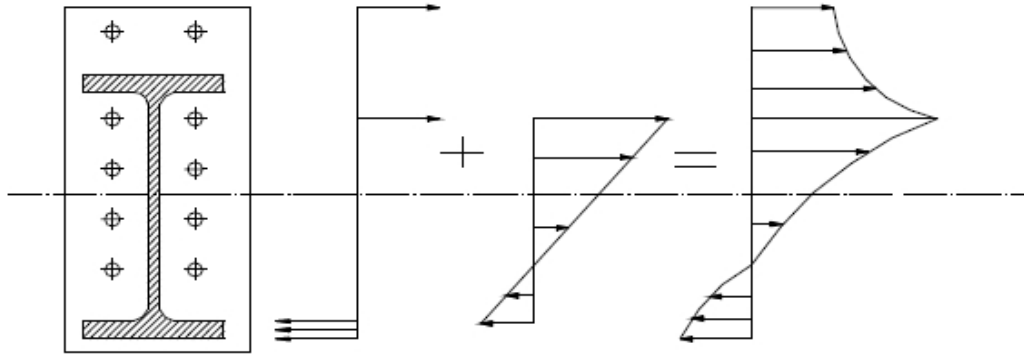


Figure II-4 : Répartition des efforts.

On rappellera que si le joint est calculé dans le domaine élastique ou si on admet une adaptation plastique, le calcul est différent.

➤ **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 :

$$A_{comp} = (A_{c1} + A_{c2}) \quad (\text{II.22})$$

Avec :

$$\checkmark A_{c1} = (b - e_a)(e_s + 2a + 2t) \quad (\text{II.23})$$

$$\checkmark A_{c2} = h_c(e_a + 2a + 2r) \quad (\text{II.24})$$

Avec :

- ✓ 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)

Soit σ_c la contrainte admissible de la compression de la plaque.

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

$$F_c = \sigma_c \left(A_{c1} + \frac{1}{2} A_{c2} \right) \quad (\text{II.25})$$

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:

$$b' \cdot m = F_{ts} \cdot \frac{d'}{2} \quad (\text{II.26})$$

Avec :

- ✓ 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

$$d' = \frac{1}{2}(d - D_r) \quad (\text{II.27})$$

- ✓ D_r : Diamètre de rondelle

$$m = \frac{\sigma_p \cdot t^2}{6} \quad (\text{II.28})$$

- ✓ σ_p : Contrainte admissible de traction de la plaque

$$F_4 = \frac{4}{6} \sigma_p t^2 \frac{d'}{b'} \quad (\text{II.29})$$

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

$$N_5 = \frac{1}{6} \sigma_p t^2 \frac{d'}{b'} \quad (\text{II.30})$$

Les Boulons intermédiaire prennent une charge bien intérieure que ces derniers et 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)

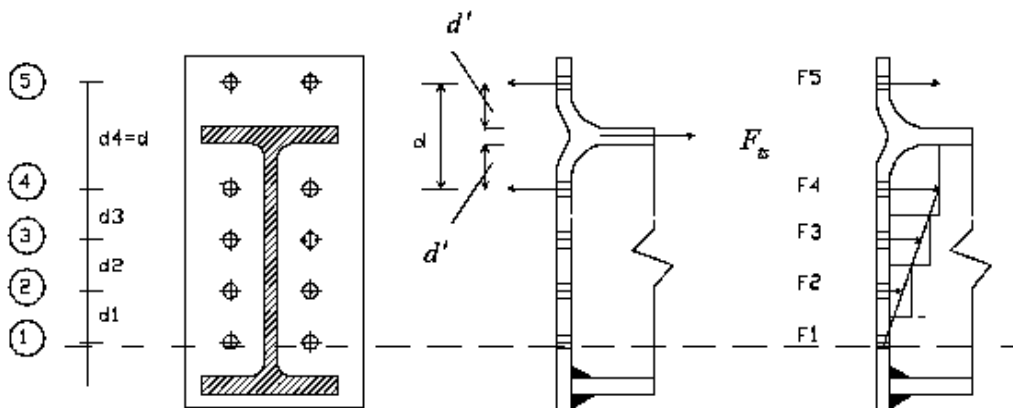


Figure II-5 : Répartition des efforts dans les boulons

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

Ces boulons, représentés par le 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:

$$N_4 = F_4 + N_5 \quad (\text{II.31})$$

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

$$M = \sum_n N_i Y_i \quad (\text{II.32})$$

Et l'équilibre des efforts est égale à :

$$\sum X = 0 \quad (\text{II.33})$$

$$F_c = \sum_n N_i \quad (\text{II.34})$$

✓ **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 maximale 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:

- L'effort dans la partie comprimée de la plaque:

$$F_c = \sigma_c (A_{c1} + A_{c2}) \quad (\text{II.35})$$

- L'effort dans les boulons.

✓ **Effort provenant de la semelle tendue:**

$$F_{ts} = \sigma_e \cdot b \cdot e_s \quad (\text{II.36})$$

La plaque doit résister à cet effort:

$m_p = \frac{\sigma_e t^2}{4}$ Moment plastique unitaire de la plaque.

$$b' \cdot m = \frac{F_{ts} d'}{2} \quad (\text{II.37})$$

Donc :

$$F_{ts} = \sigma_p t^2 \cdot \frac{d'}{b'} \quad (\text{II.38})$$

✓ **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:

$$F_{ta} = \sigma_p t^2 \cdot \frac{h_t}{c} \quad (\text{II.39})$$

Avec :

- ❖ c : étant la distance de la ligne de trusquinage des boulons à proximité du cordon du soudure. Par conséquent:
- ❖ L'effort appliqué aux boulons le long de l'âme (N ° 2,3, figure II-5)

$$N_i = \frac{F_{ta}}{n} \quad (\text{II.40})$$

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

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

$$N_i = \frac{F_{ts}}{4} (1 + n) \quad (\text{II.41})$$

- ❖ 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)

$$N_5 = N_4 + N_i \quad (\text{II.41})$$

II.2.3 méthode analytique basée sur un modèle mécanique à ressort :

a / J.M.ARIBERT, A. LACHAL et D.N.DINGA 1999 [9]:

Cette recherche est base sur le modèle suivant.

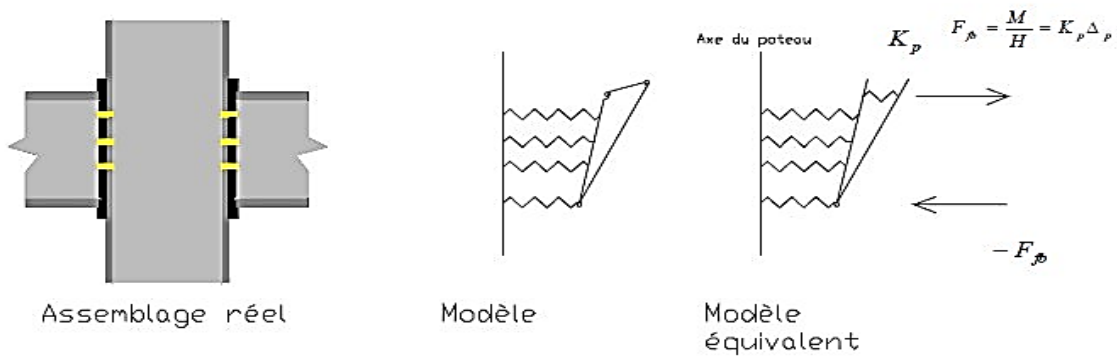


Figure II-6: Modélisation de l'assemblage modèle de J.M.ARIBERT, A.LACHAL et D.N.DINGA.

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 située entre la première rangée et la semelle tendue de la poutre comme un composant 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.

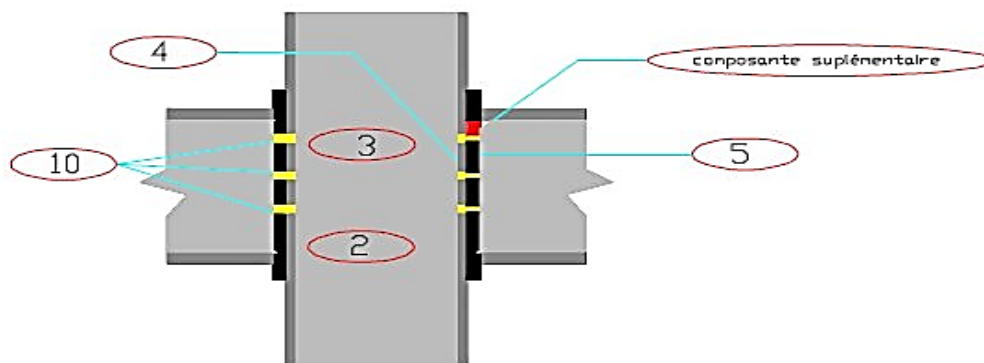


Figure II-7: Composantes selon le modèle de J.M.ARIBERT, A.LACHAL et D.N.DINGA.

b / Modèle de l'eurocode3 :[12]

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

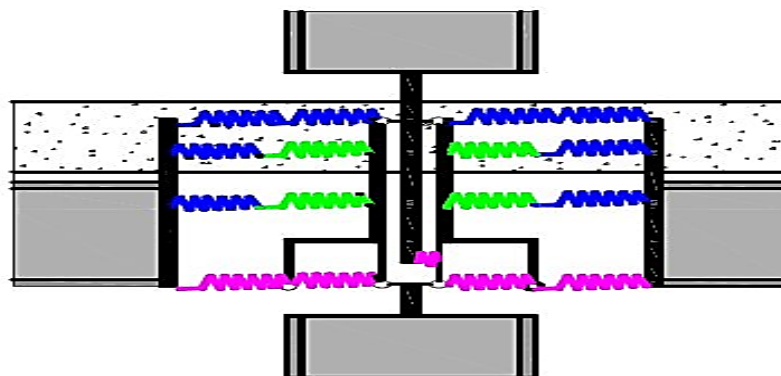


Figure II-8: Le modèle de TSCHEMMERNEGG

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 initial 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 ($M - \phi$).

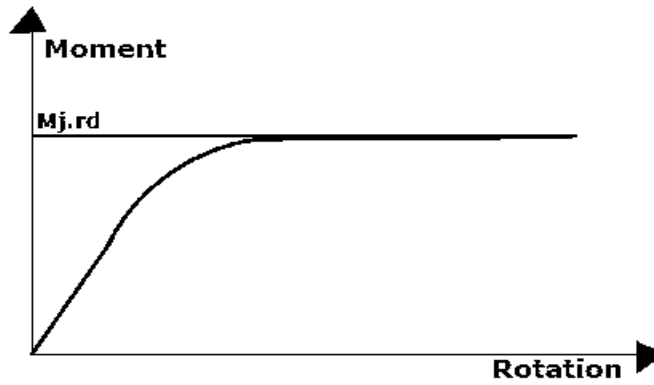


Figure II- 9: Le moment résistant de calcul $M_{j.Rd}$.

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

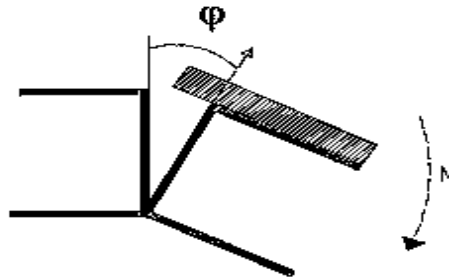


Figure II- 10: Rotation d'un assemblage mixte sous un chargement symétrique

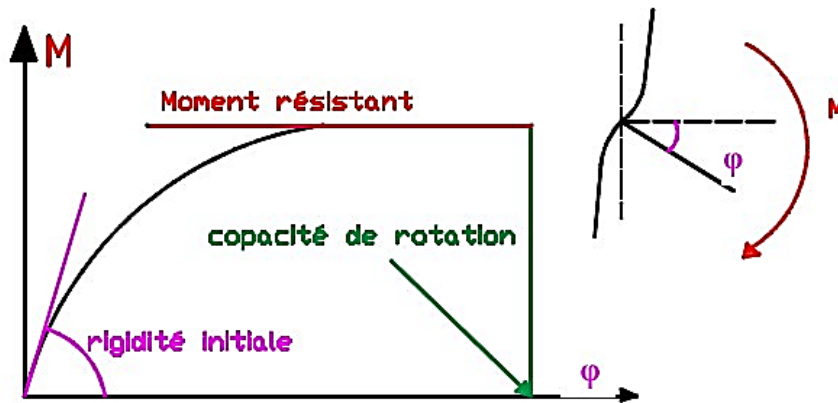


Figure II-11: Comportement d'un assemblage

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 du poteau et de la partie attachée), donc :

$$S_{j,ini} = \frac{M_{j,Rd}}{\phi_j} \quad (II.42)$$

Telle que $S_{j,ini} = c$ 'est 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 :

$$\phi_{cd} = \frac{M_{j,Rd}}{S_j} \quad (\text{II.43})$$

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

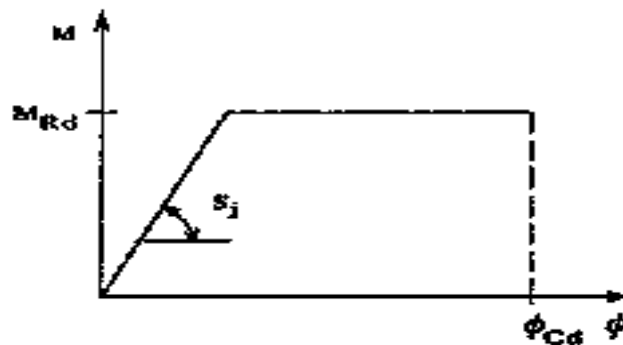


Figure II-12: propriétés caractéristiques d'une courbe moment - rotation d'un assemblage poutre - poteau

La capacité de rotation de calcul ϕ_{cd} d'un assemblage poutre- poteau doit être prise égale à la rotation atteinte au stade du moment résistant de calcul de l'assemblage.

$$\phi_{cd} = \frac{M_{j,Rd}}{S_j} \quad (\text{II.44})$$

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.

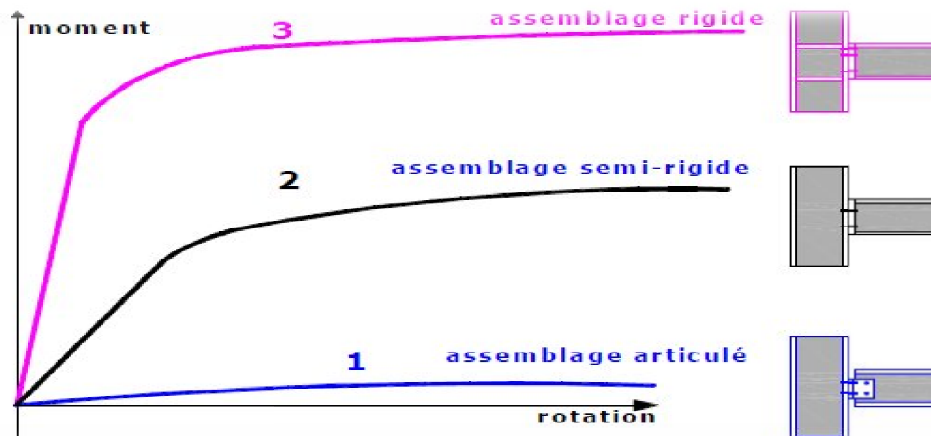


Figure II-13 : Classification des assemblages

- 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 prEN 1993-1.8 [13] 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 :

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

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

- ❖ Assemblage est articulé si :

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

b / Classification par rigidité en rotation

La classification de la prEN 1993-1-8 [13] compare la rigidité de l'assemblage avec celle du membre assemblé.

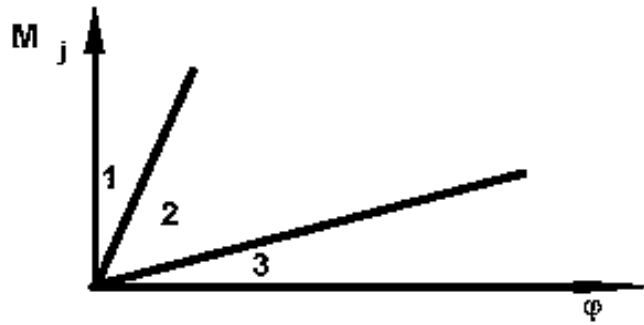


Figure II- 14 : Classification des assemblages poutre- poteau par rigidité

- Zone 1** : si $S_{j,ini} \geq 8 \frac{EI_b}{L_b}$ → Assemblage rigide
- Zone 2** : si $0,5 \frac{EI_b}{L_b} < S_{j,ini} < 8 \frac{EI_b}{L_b}$ → Assemblage semi rigide
- Zone 3** : si $S_{j,ini} \leq 0,5 \frac{EI_b}{L_b}$ → Assemblage articulé

Avec :

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

Afin de permettre un calcul linéaire (plus simple), La courbe de comportement non linéaire doit être idéalisée.

II.3 COMPORTEMENT DE LA ZONE TENDUE D'ASSEMBLAGE (TRONÇON EN TÉ) :

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

II.3.1 Fonctionnement du tronçon en té :

La déformation du tronçon en té est d'une part liée au comportement des boulons sollicités en traction et d'autre part, à l'état de déformation de la semelle ou de la platine sollicitée en flexion. Une caractéristique importante du comportement des tronçons en té est le développement de forces de levier sous la semelle. Ces forces secondaires, qui sont introduites dans les boulons en plus de la traction directe, peuvent provoquer une ruine prématurée. Une illustration du mécanisme de levier dans un tronçon en té est présentée dans la (Figure II-15). Pour une force F appliquée sur l'âme du tronçon, des forces de levier Q se développent en raison de la flexion de la semelle.

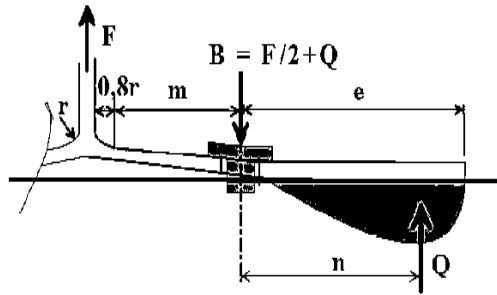


Figure II-15 : Mécanisme de levier dans un tronçon en té

Selon l'EC3 (12) : $n/m = 1,25$ où (n) est a priori inconnue.

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

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

$$B = \frac{F}{2} + Q \quad (\text{II.45})$$

II.3.2 Modèle théorique du tronçon en té :

L'aspect théorique du comportement du tronçon en té comme élément indépendant de l'assemblage a été largement étudié. En conséquence, la réponse globale en termes de loi force-déplacement est bien définie dans le domaine élastique et plastique et des règles de calcul ont été déterminées dans ce sens. Ainsi, les trois modes de ruines, définis selon l'EC3, envisagés dépendent du rapport des résistances de la semelle du tronçon en flexion et des boulons en traction. Ces trois modes de ruine sont caractérisés par la ruine de la platine par formation d'un mécanisme plastique (mode 1), la ruine mixte de la platine et des boulons (mode 2) ou la ruine des boulons (mode 3) (voir figure II-16).

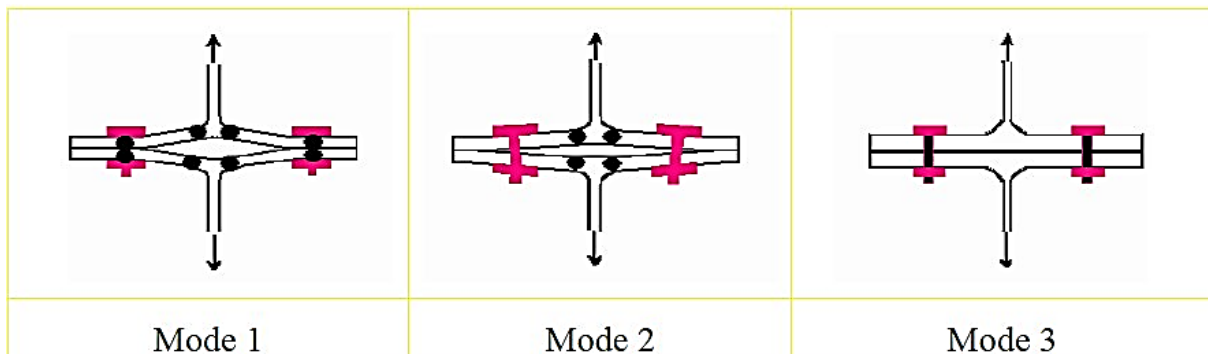


Figure II-16 : Mode de ruine du tronçon en té

- Le mode 1 : Correspond à la ruine du tronçon en té par formation d'un mécanisme plastique, avant que la ruine des boulons ne soit atteinte. Les lignes de plastification se forment au niveau des rangées de boulons et à la naissance des congés de raccordement.
- Le mode 2 : Se rapporte à l'atteinte de la résistance des boulons alors que les lignes de plastification se sont déjà développées à la naissance du congé de raccordement entre la semelle et l'âme du tronçon.

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

a / Résistance du tronçon en té :

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

$$F_{Rd} = \min(F_{T,Rd1}, F_{T,Rd2}, F_{T,Rd3}).$$

Celles-ci sont données par les équations suivantes :

- Mode 1 :

(Formule simplifiée)
$$F_{T,Rd1} = \frac{4M_p + 2M_{bp}}{m} \quad (II.46)$$

(Formule alternative)
$$F_{T,Rd1} = \frac{(32n - 2d_w)M_p + 16nM_{bp}}{8mn - d_w(m+n)} \quad (II.47)$$

- Mode 2 :
$$F_{T,Rd2} = \frac{M_p + n \sum B_{t,Rd}}{m+n} \quad (II.48)$$

- Mode 3 :
$$F_{T,Rd3} = \sum B_{t,Rd} \quad (II.49)$$

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

$$M_{Pl,1,Rd} = \frac{0,25 \sum l_{eff,1} \times (t_f)^2 \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad (II.50)$$

$$M_{Pl,2,Rd} = \frac{0,25 \sum l_{eff,2} \times (t_f)^2 \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad (II.51)$$

$$M_{bp,Rd} = \frac{0,25 \sum l_{eff,1} \times (t_{bp})^2 \times f_{y,bp}}{\gamma_{m0}} \quad (II.52)$$

Avec:

- $f_{y,bp}$: Limite d'élasticité des contre-plaques.
- t_{bp} : Epaisseur des contre-plaques.
- $F_{t,Rd}$: Résistance à la traction d'un boulon.

$$e_w = \frac{d_w}{4} \quad (II.53)$$

- d_w : Diamètre de la rondelle, de la tête du boulon ou de l'écrou selon la partie qui est en contact avec la semelle.
- $B_{t,Rd}$: Résistance en traction de tous les boulons dans le tronçon en té.

Dans les modes 1 et 2, la déformation de la semelle du tronçon en té conduit à l'apparition de l'effort de levier dont la position dépend de la rigidité des boulons tendus et de la semelle fléchie. Par contre, la rigidité importante de la semelle dans le troisième mode conduit à une répartition des efforts sans apparition des efforts de levier (Figure II-17). En réalité, les têtes des boulons, les écrous et les rondelles possèdent des diamètres non négligeables et les efforts transmis à la semelle sont répartis sur une certaine zone du contact entre le boulon et la semelle (Figure I-43b). Cet effet est traduit dans l'EC3 sous la forme d'une forme alternative

d'évaluation de la résistance plastique de la semelle. Cette formule est basée sur l'hypothèse d'une distribution uniforme de contraintes sous la tête du boulon, de l'écrou ou de la rondelle. Dans ce cas, la résistance du tronçon en té en mode 1, doit être modifiée en intégrant l'effet de (n et d_w). Nous retrouvons la charge de ruine des tronçons seuls en mode 1 si nous posons $M_{bp} = 0$ dans les formules qui donnent la résistance des tronçons en té renforcés par contre-plaque.

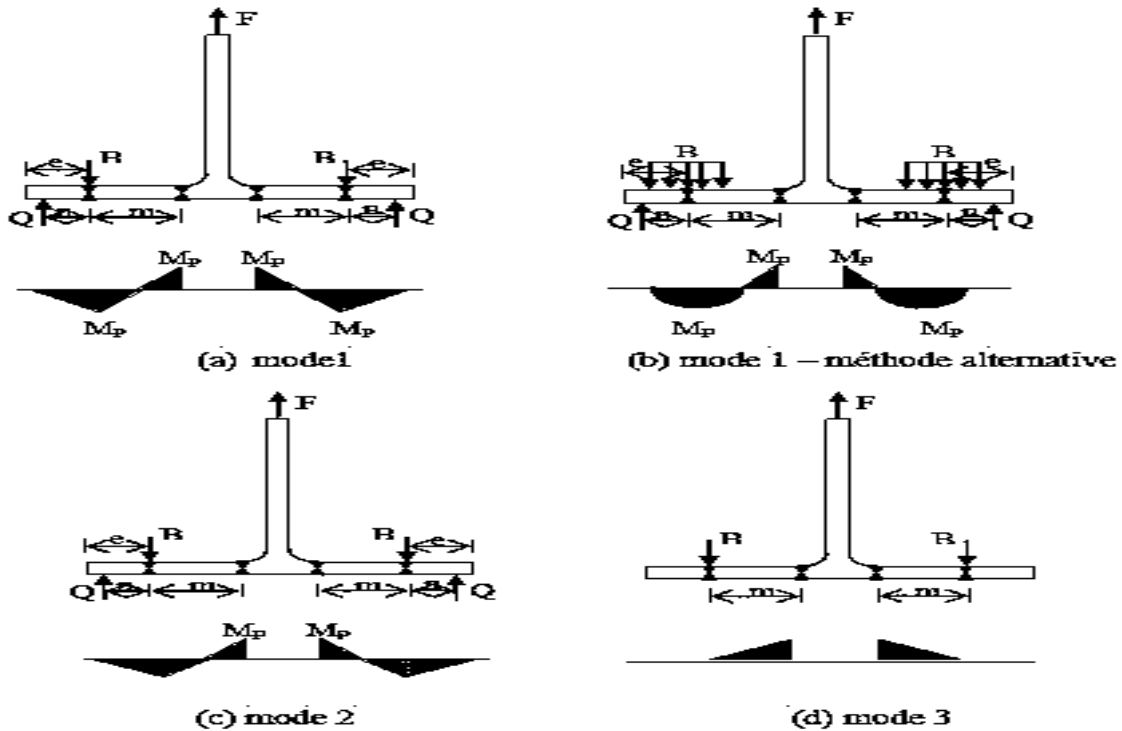


Figure II-17 : Répartition des moments dans un tronçon en té

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

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

b / Rigidité du tronçon en té :

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

$$K_{ini} = \frac{E}{\left[\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_b} \right]} \quad \text{(II.54)}$$

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

c / Longueur efficace du tronçon en té :

L'équivalence entre le tronçon en té et la zone tendue d'un assemblage métallique se traduit par la détermination d'une longueur équivalente dite longueur efficace et noté L_{eff} . Cette longueur est définie selon les schémas des lignes de plastification des différentes rangées de boulons, prises séparément lorsque la distance entre les rangées de boulons est importante (Figure II-18) ou en groupe lorsque les rangées de boulons sont proches (Figure II-19). Il est à signaler que la longueur efficace d'un tronçon en té équivalent est une longueur théorique et ne comprend pas nécessairement la longueur physique de la composante de base qu'il représente. Les valeurs à adopter pour la longueur efficace dépendent de la configuration de l'assemblage et de la disposition des trous. L'EC3 propose des valeurs de L_{eff} pour la plupart des cas rencontrés dans la pratique avec leurs schémas correspondants de ruine.

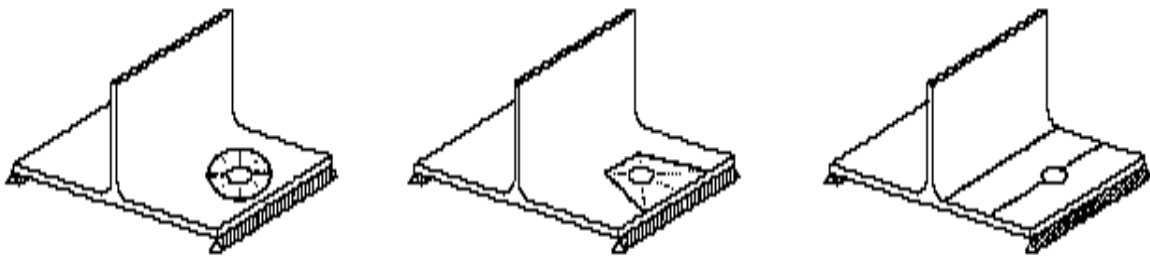


Figure II-18 : Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme individuel)

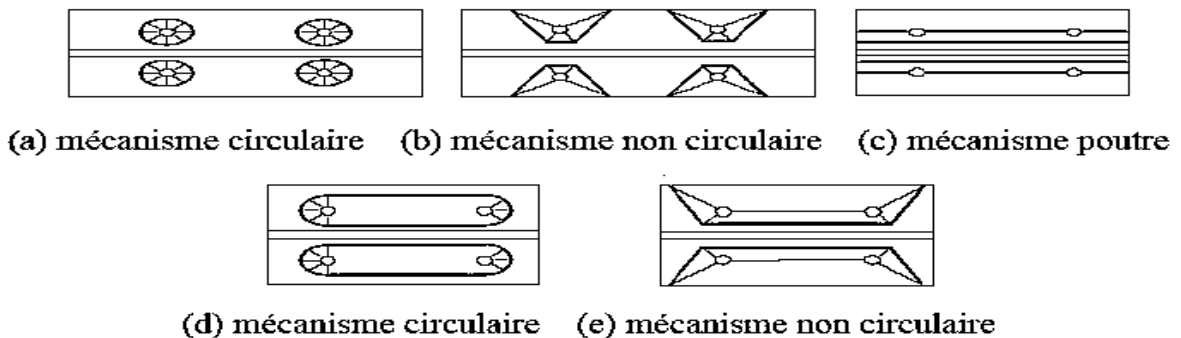


Figure II-19 : Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme de groupe)

II.3.3 Modélisation de la zone tendue d'un assemblage métallique :

Les tronçons en té ont fait l'objet de plusieurs travaux de recherche expérimentaux [Faella 1998 [10], Bouchaïr 2008 [11]]. Cependant, ces études expérimentales ne fournissent dans certains cas que des informations limitées, notamment, en ce qui concerne l'évolution des efforts de levier, des efforts de contact et des zones de plastification en cours de chargement. Par conséquent, la méthode des éléments finis représente un outil efficace qui permet d'approfondir les connaissances dans ce domaine et de fournir le complément nécessaire pour calibrer l'approche actuelle de l'EC3. Ainsi, au cours des dix dernières années, la modélisation des tronçons en té seuls par la méthode des éléments finis a fait l'objet de plusieurs travaux de recherches dans les différents laboratoires. C'est ainsi que dans le cadre du groupe de travail simulation numérique du projet de recherche européen COST C1 "Civil Engineering Structural Connections", cette tâche a été proposée comme référence pour modéliser les assemblages métalliques boulonnés. Jaspert a fourni les données expérimentales nécessaires pour ces simulations [Jaspert 1994]. D'autres études [Bursi 1995, Bursi 1997,

Bursi 1998] ont développé et calibré un modèle numérique tridimensionnel par éléments finis d'un tronçon en té, nommé T1, appartenant à un assemblage boulonné par platine d'about débordante (Figure 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].

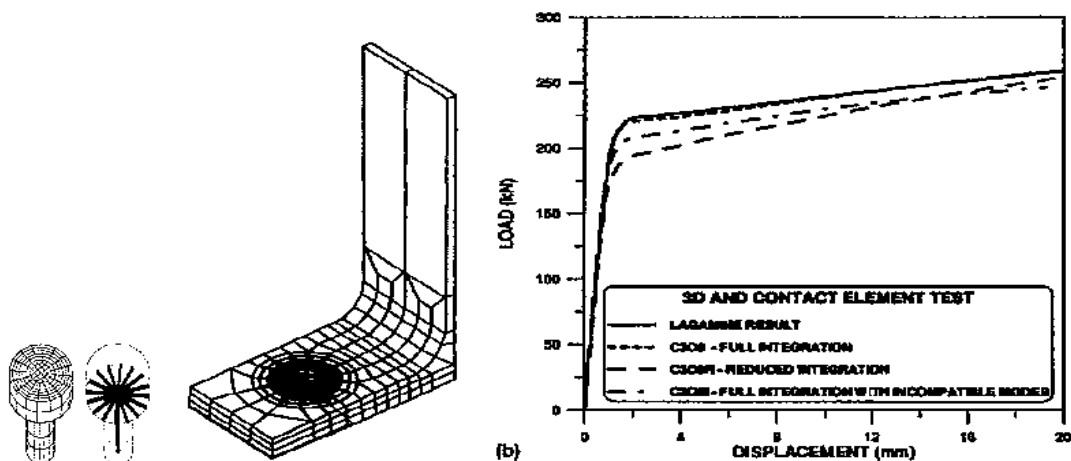


Figure II-20 : Modèle Bursi et Jaspart [Bursi 1997] - maillage et courbes force-déplacement

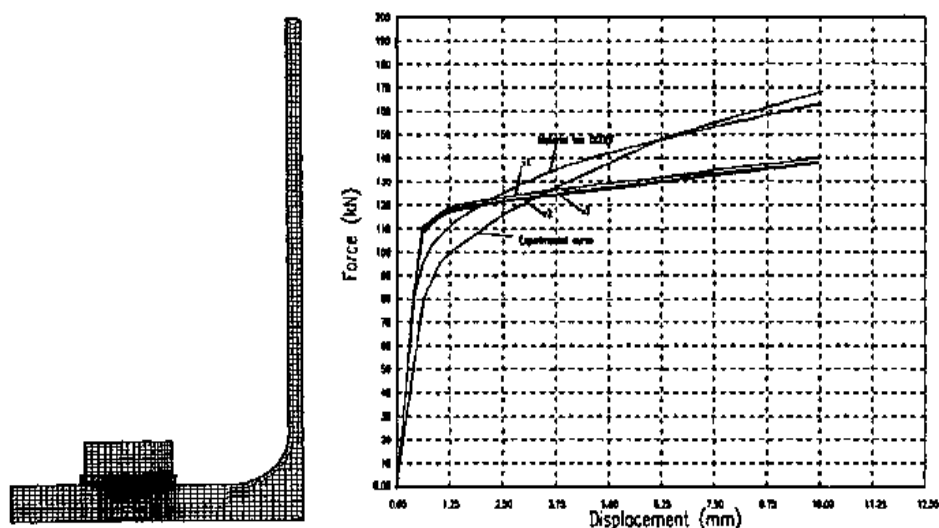


Figure II-21 : Modèle MEF [Mistakidis 1996] - maillage et courbes force-déplacement

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

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

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

[Gebbeken 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 [Gebbeken 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).

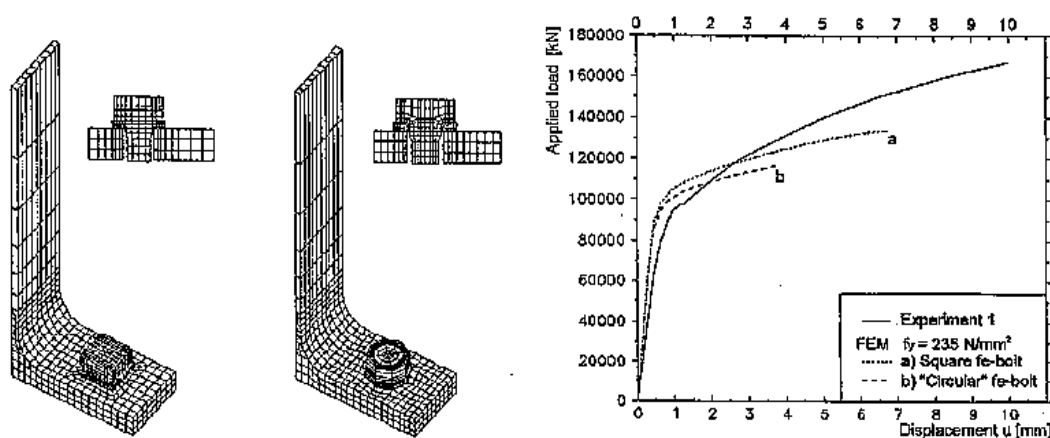


Figure II-22 : Modèle MEF [Wanzek 1999] - maillage et courbes force-déplacement

[Swanson 1999, Swanson 2002] ont réalisé des essais sur plusieurs tronçons en té et ont proposé un modèle numérique bi et tridimensionnel en éléments finis pour compléter leur

recherche. La critique principale à leur approche se situe dans le fait d'utiliser les propriétés matérielles nominales au lieu des propriétés réelles. Les auteurs ont exploré beaucoup de dispositifs du modèle tronçon en té, comme réponse de boulon et effet de levier. Ils ont présenté les conclusions tirées de l'analyse numérique, cependant, ils n'ont pas élargi leur analyse pour présenter l'influence de ces paramètres sur le comportement du tronçon en té. Plus récemment, [Al-khatab 2007] ont analysé numériquement le comportement des tronçons en té qui représentent la zone tendue d'un assemblage par platine d'about, avec et sans contre-plaque. Les modèles présentés sont un modèle bidimensionnel avec des éléments quadratiques en contrainte plane et un modèle tridimensionnel avec des éléments volumiques. Le code éléments finis utilisé est CAST3M. Les auteurs ont montré que l'apport des contre-plaques en terme de résistance est très important. Par contre, l'apport en rigidité est moindre. Cependant, cet apport devient très significatif pour des tronçons souples et quand les contreplaques sont suffisamment épaisses [2].

II.4 CONCLUSION :

Les exigences des codes actuels et des recommandations penchent sur l'étude des assemblages comme les sources primaires du comportement inélastique de la structure. Cependant, comme indiqué dans cette recherche bibliographique, très peu de travaux fournissent un modèle qui décrit le comportement réel des assemblages, sauf les résultats des essais expérimentaux qui restent coûteux.

Les recherches qui traitent les assemblages avec la M.E.F sont limitées généralement 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. L'EUROCODE-3 présente la méthode des composantes avec son modèle raffiné pour décrire le comportement réel des assemblages métalliques et pour calculer les trois caractéristiques clés de ces assemblages, qui sont :

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

III.1 INTRODUCTION :

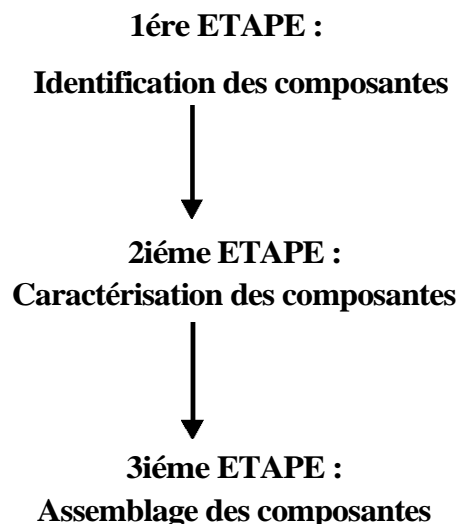
Après la présentation de l'état de connaissances sur le comportement et la caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité dans le chapitre précédent .Ce chapitre III reprend en détail la nouvelle méthode dite « méthode des composantes» présentée par L'EUROCODE-3- ainsi que leur applications sur les types d'assemblages suivants :
Assemblage boulonné avec platine d 'extrémité sans rangée de boulons extérieurs.
Assemblage boulonné avec platine d 'extrémité avec rangée de boulons extérieurs.

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

Les campagnes d'essais réalisés sur des assemblages réels ont montrés que le comportement mécanique de ceux-ci en terme, de résistance, rigidité et capacité de rotation est un phénomène complexe. Pour déterminer, ce dernier, l'assemblage peut être décomposé en différents éléments appelés « **composantes** ». Chaque composante forme une **identité** dans l'assemblage. Le comportement mécanique de toutes ces composantes est étudié séparément. Quand toutes les composantes de l'assemblage sont caractérisées par leur résistance, rigidité et capacité de déformation, le comportement mécanique de l'assemblage peut être déterminé par L'assemblage des contributions des différentes composantes en s'aidant de modèle mécanique de ressorts.

- Les différentes composantes peuvent être vues comme des ressorts de translation avec un comportement force déplacement non linéaire. Chaque composante peut être testée séparément à l'aide d'essais peu coûteux pour obtenir à la fin des modèles théorique. Finalement, la réponse totale de l'assemblage peut être obtenue en assemblant toutes les composantes.
- L'application de la méthode des composantes passe par trois étapes essentielles.

LA METHODE DES COMPOSANTES :



- Identification des composantes : Détermination des composantes actives au sein de l'assemblage et intervenant en compression, traction et cisaillement.
- Caractérisation des composantes : Détermination des propriétés mécaniques de ces composantes.
- Assemblage des composantes : Pour l'évaluation des caractéristiques clés de l'assemblage qui sont le moment résistant de l'assemblage $M_{j,rd}$ et la rigidité initiale de celui-ci $S_{j,ini}$

III.2.1 Identification des composantes :

- ✓ L'Euro code-3, définit une composante de l'assemblage comme une partie spécifique de celui-ci dont la contribution est identifiée à une ou plusieurs propriétés mécaniques.
- ✓ Lors de l'identification des composantes, il est possible de distinguer celles en traction, en compression, en flexion et en cisaillement.
- ✓ Chaque'une de ces composantes est modélisée à l'aide d'un ressort en translation.

La figure (III-6) représente les régions des différentes sollicitations qui existent au niveau de l'assemblage et les zones constituant l'assemblage.

Dans le tableau (III-1) sont identifiées les composantes et les sollicitations au quelles elles sont soumise pour chaque région de l'assemblage.

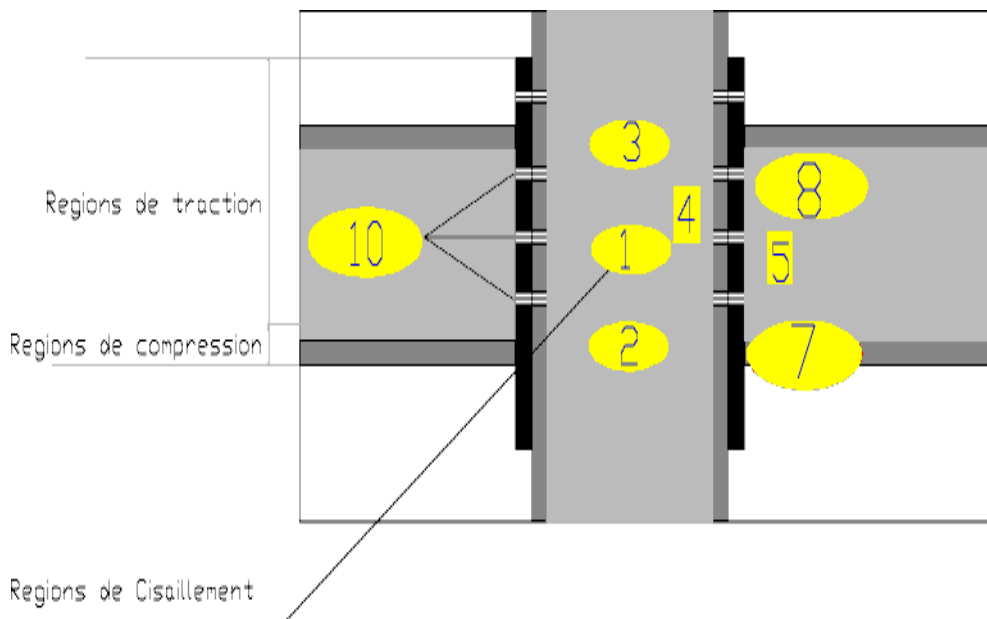


Figure III-1: Régions et zones d'un assemblage type poutre-poteau

	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 ajouté : assemblage ANGLO-SAXON		

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

III.2.2 Caractérisation des composantes :

Chaque composante est caractérisée par sa résistance et sa rigidité déterminée individuellement, le modèle de chaque composante est un ressort dans le comportement est basée 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.2.3 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 composante simplifié où la somme des ressorts de composantes de base est déduite en ajoutant pas à pas les ressorts agissant en parallèle ou en série.

caractéristique	groupement	
	En parallèle	En série
Rigidité initiale k_{eq}	$k_1 + k_2$	$\frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}}$
Résistance F_{eq}	$F_1 + F_2$	$F_1 = F_2$
Capacité de déformation w_{eq}	$w_{eq} = w_1 = w_2$	$w_1 + w_2$

Tableau III-2: Groupement en série et en parallèle des composantes

a) Montage des résistances. $M_{j.Rd}$

La procédure de montage des résistances permet d'obtenir la valeur de la résistance dite de calcul de l'assemblage $M_{j.Rd}$.

Le moment de résistance de calcul $M_{j.Rd}$ est associé à la résistance de calcul de la composante d'assemblage ayant la plus faible résistance.

Le moment résistant de l'assemblage peut être exprimé par la formule suivante :

$$M_{j.Rd} = F_{Rd} \cdot Z \quad (III.1)$$

Z : Le bras de levier entre les efforts intérieurs de traction compression.

$F_{Rd} = \text{Min}[F_{Rd.i}, \text{avec } i = 1,2,3,4,5, n]$: La résistance de calcul de la plus faible des composantes de l'assemblage.

b) Montage des rigidités initiales $S_{j,ini}$.

La rigidité initiale $S_{j,ini}$. Est déterminée à partir de la rigidité en translation des composantes de l'assemblage. Le comportement élastique de chaque composante est représenté par un ressort avec la relation force-déplacement donnée par

$$F_i = E \cdot K_i \cdot W \quad (III.2)$$

$E = Ea$: 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 ".

$$S_{j,ini} = \frac{M_{j.Rd}}{\phi_j} \quad (III.3)$$

On a :

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

\emptyset_j : La rotation dans l'assemblage.

Tel que :

$$M_{j,Rd} = F \cdot Z \quad (\text{III.4})$$

F : L'effort agissant dans chaque ressort.

Z : Bras de levier.

Ou :

$$\emptyset_j = \frac{w_1 + w_2 + w_3}{Z} \quad (\text{III.5})$$

ou

$$S_{j,ini} = \frac{M_{j,Rd}}{\emptyset_j} = \frac{F \cdot Z}{\frac{\sum W_j}{Z}} \quad (\text{III.6})$$

Puisque $F_i = E \cdot K_i \cdot W$

$$\Rightarrow S_{j,ini} = \frac{F \cdot Z}{\frac{F}{E} \sum \frac{1}{K_i}} = \frac{E \cdot Z^2}{\sum \frac{1}{K_i}} \quad (\text{III.7})$$

Donc :

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot Z^2}{\sum \frac{1}{K_i}} \quad (\text{III.8})$$

III.2.4 Application de la méthode des composantes :

Dans ce qui suit en traite Par la méthode des composantes, les deux conceptions d'assemblage par platine d'extrémité suivante :

- ✓ Avec une seule rangée de boulons tendus.
- ✓ Avec plusieurs rangées des boulons tendus avec et sans rangée de boulons extérieurs à la poutre.

a) Conception N° 01 : Assemblage avec une seule rangée de boulons tendus.

La première étape : c'est l'identification des composantes actives au sein de ce type d'assemblage. Les composantes sont représentées à la figure (III-3) suivante.

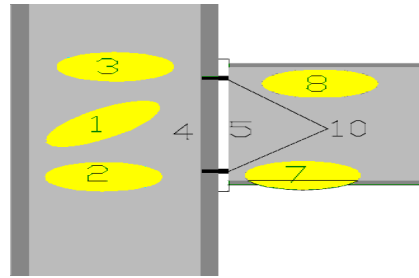


Figure III-2: Différentes composantes Actifs au niveau de l'assemblage

Région comprimée :

Composante 2 : Ame de poteau en compression.

Composante 7 : Semelle et âme de poteau en compression.

Région tendue :

Composante 3 : Ame de poteau en traction.

Composante 4 : Semelle de poteau en flexion.

Composante 5 : Platine d'extrémité en flexion.

Composante 8 : Ame de poteau en traction.

Composante 10 : Boulons en traction.

Région cisailée :

Composante 1 : âme de poteau en cisaillement.

La deuxième étape : Calcul des résistances $F_{RD,i}$ et les rigidités K_i des composantes de l'assemblage.

Région comprimée :

La résistance de la Région comprimée c'est la résistance minimale des résistances des deux composantes (2,7).

Composante N°02 : Ame de poteau en compression

La résistance de calcul d'une âme de poteau en compression est évalué à l'aide de la formule 6.9 de Pr EN 1993-1-8 [?]

Résistance

$$F_{Rd.2} = \frac{w_c b_{eff} c t_w c f_{y.wc}}{\gamma_{m0}} K_{wc} \rho \quad (III.9)$$

Rigidité

$$K_{Rd.2} = \frac{0.7 b_{eff} c t_w c}{d_{wc}} \quad (III.10)$$

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

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

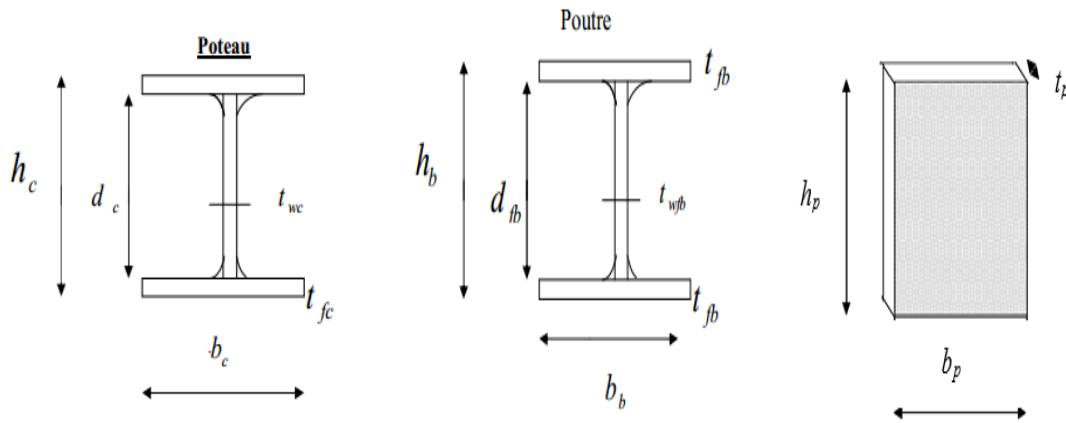


Figure III-3: Caractéristiques du poteau, poutre, et la platine d'extrémité

Calcul de la longueur efficace $b_{eff.c}$

La longueur efficace est donnée par la formule :

$$b_{eff.c} = 0.5 t_{fb} + a_f \sqrt{2} + t_p + 5(t_{fc} + s) \quad (III.11)$$

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

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

La longueur efficace $b_{eff.c}$ représente la longueur de diffusion de l'effort

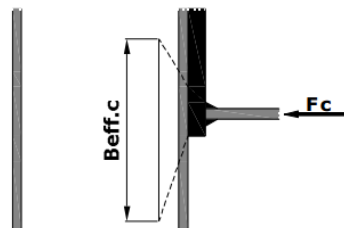


Figure III-4: Diffusion de l'effort de compression

Calcul de ρ facteur qui tient en compte du flambement de l'âme de poteau

$$d_w = h_c - 2 t_{fc} - 2 r_c \quad (\text{III.12})$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff.c.wc} d_w f_{y.wc}}{E t_{wc}^2}} \quad (\text{III.13})$$

$$\text{Si} \begin{cases} \bar{\lambda}_p \leq 0.72 & \Rightarrow \rho = 1 \\ \bar{\lambda}_p > 0.72 & \Rightarrow \rho = \bar{\lambda}_p^2 (\bar{\lambda}_p - 0.2) \end{cases}$$

Calcul de K_{wc} : coefficient de réduction qui tient en compte l'influence de la contrainte

Le calcul de K_{wc} en fonction $\sigma_{com.Ed}$

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

$$\text{Si} \begin{cases} \sigma_{com.Ed} \leq 0.5 f_{y.wc} & \Rightarrow K_{wc} = 1 \\ \sigma_{com.Ed} > 0.5 f_{y.wc} & \Rightarrow K_{wc} = \frac{1.25 - 0.5 \sigma_{com.Ed}}{f_{y.wc}} \end{cases}$$

La valeur de K_{wc} est comprise entre 1 et 0.75, ce pendant pour le calcul, on prend $K_{wc} = 1$ puisque atteignent rarement des valeurs supérieures à $0.5 f_{y.wc}$.

Calcul de w_c : coefficient de réduction qui tient en compte de l'influence de la contrainte de cisaillement dans le panneau d'âme.

Le calcul w_c en fonction en β paramètre de transformation.

Si

$$0 \leq \beta \leq 0.5 \Rightarrow w_c = 1$$

$$0.5 \leq \beta \leq 1 \Rightarrow w_c = w_1 + 2(1 - \beta)(1 - w_1)$$

$$\beta = 1 \Rightarrow w_c = w_1$$

$$1 \leq \beta \leq 2 \Rightarrow w_c = w_1 + (\beta - 1)(w_2 - w_1)$$

$$\beta = 2 \Rightarrow w_c = w_2$$

Tel que

$$w_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(b_{eff.c} \frac{t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad (\text{III.14})$$

$$w_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2 \left(b_{eff.c} \frac{t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad (\text{III.15})$$

Composante N°07 : Semelle et âme de poutre en compression.

Résistance :

$$f_{Rd.7} = \frac{M_{c.Rd}}{h_p - t_{fb}} \quad (III.16)$$

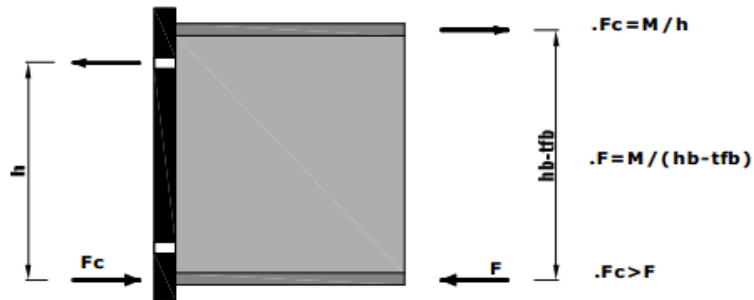


Figure III-5: Effort de compression localisé dans la semelle de la poutre

Tel que

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.

Rigidité :

$$K_7 = \infty$$

La résistance de la région comprimée

$$F_{c.Rd} = \text{Min}(f_{2.Rd}, f_{7.Rd}) \quad (III.17)$$

Résistance de la Région tendue :

La région tendue composée dans ce cas, de deux tronçons en Té attachés par deux boulons comme représenté sur la figure suivante:

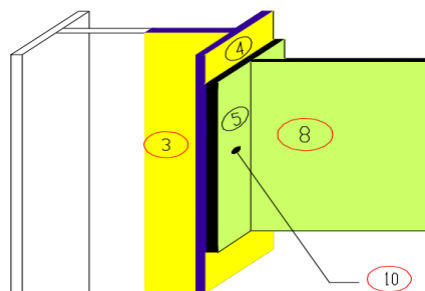


Figure III-6: Deux tronçons en Té attaché par deux boulons

Tronçon en Té N°01 : semelle et âme poteau

Tronçon en Té N°02 : Platine et âme poutre

La résistance de la Région tendue c'est la résistance minimale des deux tronçons en Té et des deux boulons en traction, c'est à dire la résistance minimale des composantes (3, 4, 5,8, 10)

Le mode de ruine d'un tronçon en Té équivalent est atteint suivant (04) modes :

- Mode de ruine N°01 : mécanisme plastique complet de la semelle :

C'est le mécanisme le plus simple qui consiste à la formation de quatre charnière plastique linéaires deux lignes sur chaque côté de l'aile fléchie, dont une passant près du pied du congé ou cordon d'angle de soudure (la 1^{er} formée) .et l'autre passant par les axes de boulons :

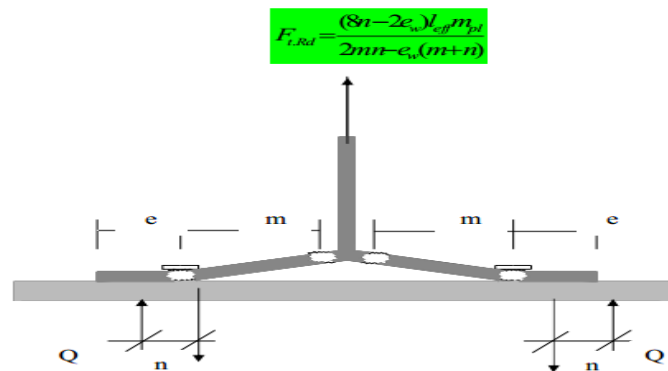


Figure III-7: Mécanisme plastique complet de la semelle

$$F_{boulon} = 0.5 F_{t.Rd} + Q \leq B_{t.Rd} \quad \text{(III.18)}$$

$$Q = \frac{M_{pl.Rd}}{n} \quad \text{(III.19)}$$

Q : la force de lever c'est une force qui t'a crier leur de la déformation de la semelle (la force de lever Q augmente l'effort de traction dans les boulons)

Dans la figure suivante en présente la variation du la force dans les boulons avec la force de la traction appliqués sur le tronçon équivalent en Té.

Le mode de ruine N° 01 s'accompagne d'une déformation plastique importante de la semelle (rupture après l'apparition des 4 charnières plastiques) s'exprime en une propriété ciblée c'est la ductilité de l'assemblage.

- Mode N°02 : Mécanisme par ruine des boulons et plastification de la semelle (mécanisme partielle)

$$F_{t,Rd} = \frac{(2I_{eff} m_{pl} + n \sum B_{t,Rd})}{(m + n)}$$

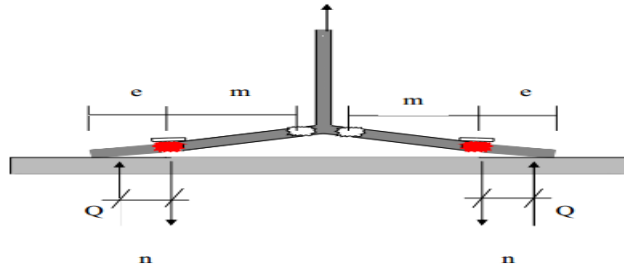


Figure III-8: Mécanisme par ruine des boulons et plastification de la semelle (mécanisme partielle)

$$F_{boulon} = 0.5 F_{t,Rd} + Q = B_{t,Rd} \quad (III.20)$$

$$Q = \frac{(M_{pl,Rd} - m B_{t,Rd})}{n} \quad (III.21)$$

Le mode 1 et 2 représente la composante 4 (semelle du poteau en flexion) et la composante 5 platine d'extrémité en flexion.

- Mode N° 03 : Ruine des boulons seuls (plastification en traction des boulons)

$$F_{boulon} - 0.5 F_{t,Rd} = B_{t,Rd} \quad (III.22)$$

$$Q = 0 \quad (III.23)$$

Ce mode représente la composante 10 (boulon en traction)

- Mode N° 04 : Plastification de l'âme tendue :

$$F_{t,Rd} = N_{t,w,Rd}$$

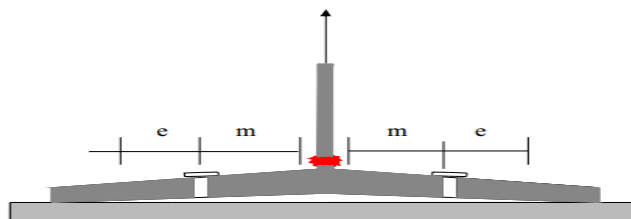


Figure III-9: Plastification de l'âme tendue

$$F_{boulon} = 0.5 F_{t,Rd} + Q < B_{t,Rd} \quad (III.24)$$

Ce mode représente les composantes 3 et 8

Composante N°04: Semelle de poteau en flexion

Avant de procéder à calculer la résistance de la semelle de poteau en flexion .il faut déterminer les caractéristiques géométriques de l'âme du poteau.

Caractéristiques géométriques en relatif à la semelle du poteau

Calcul de m_{fc} et n_{fc}

Ces deux grandeurs sont présentées par les figures suivantes.

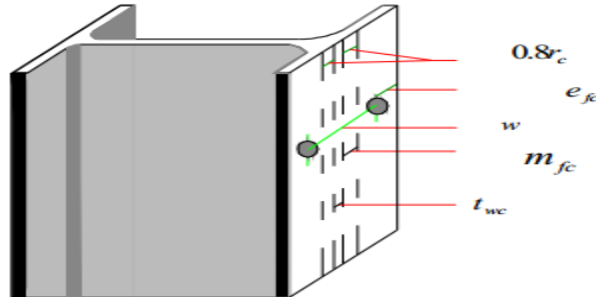


Figure III-10: Caractéristiques géométriques de la semelle Poteau

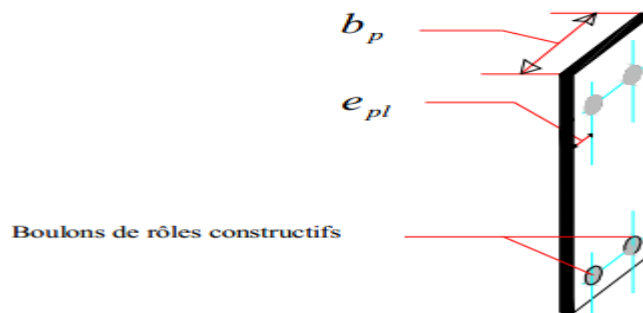


Figure III-11: Caractéristiques géométriques de la platine

$$m_{fc} = m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0.8 r_c \quad (\text{III.25})$$

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

$$e_{min} = \min(e_{fc}, e_{pl}) \quad (\text{III.26})$$

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 du poteau et le centre des rangées de boulons.

$$e_{fc} = \frac{b_c - w}{2} \quad (\text{III.27})$$

$$e_{pl} = \frac{b_p - w}{2} \quad (\text{III.28})$$

$$n_{fc} = n = \min(e_{min}, 1.25 m_{fc}) \quad (\text{III.29})$$

Calcul de la longueur efficace

La longueur efficace est donne par l'expression suivante :

$$l_{eff.t.fc} = \min(2\pi m_{fc}, 4 m_{fc}, 1.25 e_{fc}) \quad (\text{III.30})$$

Résistance

La résistance de la semelle de poteau en flexion c'est la résistance minimal de tronçon en Té équivalent (âme et semelle du poteau) suivent des deux modes 1 et 2 (Plastification complet de la semelle, plastification partiel et rupture des boulons).

$$F_{4.Rd} = \text{Min}(F_{fc.Rdt_1}, f_{fc.t.Rdt_2}) \quad (\text{III.31})$$

1^{er} mode :

$$F_{fc.Rdt_1} = \frac{(8n - e_w) l_{eff.t.fc} m_{pl.fc} K_{fc}}{2mn - e_w(m+n)} \quad (\text{III.32})$$

2^{eme} mode :

$$F_{fc.Rdt_2} = \frac{2 l_{eff.t.fc} m_{pl.fc} + 2B_{t.Rd} n}{m+n} \quad (\text{III.33})$$

Calcul de e_w :

$$e_w = \frac{d_w}{4} \quad (\text{III.34})$$

Ou

d_w : Le diamètre de la rondelle ou diamètre du cercle circonscrit de l'écrou ou de la tête, selon le cas.

Calcul de K_{fc} :

K_{fc} : est le coefficient qui prend en compte l'effet défavorable des contraintes longitudinales agissant dans la semelle (effort normal et moment fléchissant) sur la résistance local de la semelle de poteau fléchi. Il définit comme suite :

$$K_{fc} = \min\left(1, \frac{2 f_{y.fc} - 180 - \sigma_{n.fc}}{2 f_{y.fc} - 360}\right) \quad (\text{III.35})$$

$\sigma_{n.fc}$: C'est la contrainte maximale de compression longitudinale (force axiale et moment fléchissant) exercée au centre au centre de gravité de la semelle de poteau.

La valeur de K_{fc} est comprise entre 1 et 0.5 puisque $\sigma_{n.fc}$ atteignent rarement 180 N/mm^2 , on prend $K_{fc} = 1$ c'est plus sûre et plus sécuritaire.

D'après la formule de K_{fc} en constate :

$$\sigma_{n.fc} \leq 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow K_{fc} = 1$$

Si

$$\sigma_{n.fc} > 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow K_{fc} = \frac{2 f_{y.fc} - 180 - \sigma_{n.fc}}{2 f_{y.fc} - 360}$$

Calcul de $B_{t.Rd}$:

$$B_{t.Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{sb}}{\gamma_{M_0}} \quad \text{(III.36)}$$

Rigidité :

$$K_4 = \frac{0.85 l_{eff.t.fc} t^3 f_c}{m^3} \quad \text{(III.37)}$$

Composante N°03 : Ame de poteau en traction :

La résistance calculée suivant le mode N °04

Le tronçon Té N°01 composer de l'âme de poteau et semelle de poteau

Donc : La longueur efficace de l'âme du poteau = la longueur efficace de la semelle du poteau

$$b_{eff.t.wc} = l_{eff.t.fc} \quad \text{(III.38)}$$

Résistance :

en calcul la résistance par la formule suivante :

$$F_{3.Rd} = \frac{w b_{eff.t.wc} t_{wc} f_{yc}}{\gamma_{M_0}} \quad \text{(III.39)}$$

Calcul de w_t coefficient de réduction qui tient en compte l'influence de la contrainte du cisaillement dans le panneau d'âme.

Le calcul de w_t se fait dans le calcul de composante N°02

Rigidité :

$$K_3 = \frac{0.75 b_{eff.t.wc} t_{wc}}{d_{wc}} \quad \text{(III.40)}$$

Composante N°05: Platine en flexion

Les caractéristiques géométriques principales sont présentées à la figure suivante :

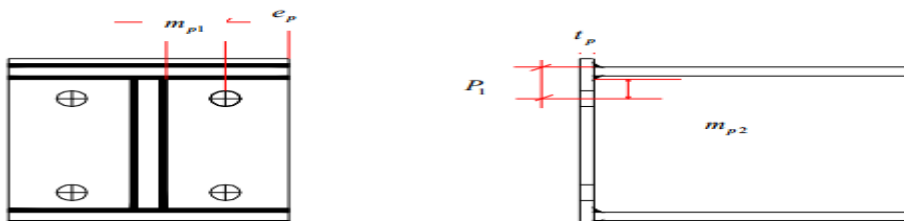


Figure III-12: Caractéristiques géométriques pour le calcul préliminaire de la composante N°05

D'après la figure en trouve que :

$$m_{p1} = \frac{(w-t_{wb})}{2} - 0.8 a_w \sqrt{2} \quad \text{(III.41)}$$

$$m_{p2} = p_1 - t_{fb} - 0.8 a_f \sqrt{2} \quad \text{(III.42)}$$

$$e_p = \frac{b_p - w}{2} \quad \text{(III.43)}$$

$$n_p = \min(e_{min}, 1.25 m_{p1}) \quad \text{(III.44)}$$

Résistance :

La résistance de la platine à la flexion c'est la résistance minimale de tronçon équivalent en Té (platine et âme poutre) suivant les modes 1 et 2 :

(Plastification complet de la platine, plastification partiel de la platine et rupture des boulons)

$$F_{5.Rd} = \min(F_{eq.Rd.1}, F_{eq.Rd.2}) \quad \text{(III.45)}$$

$$F_{eq.Rd.1} = \frac{(8n_p - 2e_w) l_{eff.p} m_{pl.p}}{2m_{p1} n_p - e_w (m_{p1} + n_p)} \quad \text{(III.46)}$$

$$F_{eq.Rd.2} = \frac{2 l_{eff.p} m_{pl.p} + 2B_{t.Rd} n_p}{m_{p1} + n_p} \quad \text{(III.47)}$$

Calcul de la longueur efficace de tronçon en Té équivalent :

$$\lambda_1 = \frac{m_{p1}}{m_{p1} + e} \quad \text{(III.48)}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_{p2}}{m_{p1} + e} \quad \text{(III.49)}$$

On détermine la valeur de α à partir de λ_1 , λ_2 à l'aide de la courbe (λ_1 , λ_2 , α)

Dans notre étude numérique On a transformé l'abaque à un tableau qui permettra leur exploitation

$$l_{eff.p} = \min(2\pi m_{p1}, \alpha m_{p1}) \quad \text{(III.50)}$$

Calcul de $m_{pl.p}$: le moment résistant plastique de la platine en flexion par unité de longueur

$$m_{pl.p} = \frac{M_{pl.p}}{l_{eff.p}} = 0.25 t_p^2 \frac{f_{yp}}{\gamma_{M_0}} \quad \text{(III.51)}$$

Rigidité :

$$K_5 = \frac{0.85 l_{eff.t.p} t_p^3}{m_p^3} \quad \text{(III.52)}$$

Composante N°08: Ame de Poutre en traction

La résistance calculée suivant le mode N °04

Le rançon en Té N°02 composé de platine et semelle de poutre

Donc

La longueur efficace d'âme de la poutre = la longueur efficace de la platine

$$b_{eff.t.wb} = l_{eff.t.p}$$

La résistance s'exprime par la formule suivante

$$F_{8.Rd} = \frac{wb_{eff.t.wb} t_{wb} f_{yb}}{\gamma_{M_0}} \quad (\text{III.53})$$

$$K_8 = \infty$$

Composante N°10: Boulons en traction

Le mécanisme qui provoque la rupture des boulons c'est le mécanisme 3 (Suivant le 3^{ème} mode)

La résistance s'écrit sous forme

$$F_{10.Rd} = 2B_{t.Rd} \quad (\text{III.54})$$

Avec

$$B_{t.Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{sb}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{III.55})$$

Tel que

$$\gamma_{mb} = 1.25$$

Rigidité :

$$K_{10} = \frac{1.6 A_{sb}}{l_b} \quad (\text{III.56})$$

$$l_b = t_p + t_{fp} + 0.5(h_n + h_h) \quad (\text{III.57})$$

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

$h_n \approx 0.7d$: Hauteur de l'écrou.

$h_h \approx 0.8d$: Hauteur de la tête de boulon.

Composante N°05: Résistance de la région tendue

$$F_{t.Rd} = \min(F_{3.Rd}, F_{4.Rd}, F_{5.Rd}, F_{8.Rd}, F_{10.Rd}) \quad (\text{III.58})$$

Région cisailée

Composante N°01: Cisaillement âme de poteau

Résistance

$$F_{Rd.1} = \frac{0.9A_{vc} f_{y.wc}}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} \quad (\text{III.59})$$

A_{vc} : L'aire cisailée de la section de poteau.

Calcul de A_{vc}

$$A_{vc} = A_c - b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c) t_{fc} \quad (\text{III.60})$$

Rigidité :

$$K_{eff.r} = \frac{1}{\frac{1}{K_3} + \frac{1}{K_4} + \frac{1}{K_5} + \frac{1}{K_8} + \frac{1}{K_{10}}} \quad (\text{III.61})$$

$$K_{eq} = \frac{K_{eff.r} Z_1}{Z_{eq}} \quad (\text{III.62})$$

$$Z_{eq} = h_b - \frac{t_{fb}}{2} - m_2 \quad (\text{III.63})$$

$$K_1 = \frac{0.38A_{vc}}{\beta Z_{eq}} \quad (\text{III.64})$$

Assemblage des Composantes

Résistance

La résistance de la région comprimée

$$F_{c.Rd} = \min(F_{2.Rd}, F_{7.Rd}) \quad (\text{III.65})$$

La résistance de la région Tendue

$$F_{t.Rd} = \min(F_{3.Rd}, F_{4.Rd}, F_{5.Rd}, F_{8.Rd}, F_{10.Rd}) \quad (\text{III.66})$$

La résistance minimale est :

$$F_{Rd} = \min(F_{t.Rd}, F_{c.Rd}, F_{1.Rd}) \quad (\text{III.67})$$

Le Moment plastique de calcul :

$$M_{j.Rd} = F_{Rd} \cdot Z \quad (\text{III.68})$$

$$Z_{eq} = h_b - \frac{t_{fb}}{2} - m_2 \quad (\text{III.69})$$

Le Moment élastique de calcul :

$$M_{e,Rd} = \frac{2}{3} M_{j,Rd} \quad (\text{III.70})$$

Rigidité

La rigidité initiale

$$S_{j,ini} = \frac{E_a Z^2_{eq}}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_7} + \frac{1}{K_{eff,r}}} \quad (\text{III.71})$$

La rigidité nominale :

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{2} \quad (\text{III.72})$$

b) Conception N° 02: Assemblage par plusieurs rangés tendu sans et avec rangée de boulons extérieurs :

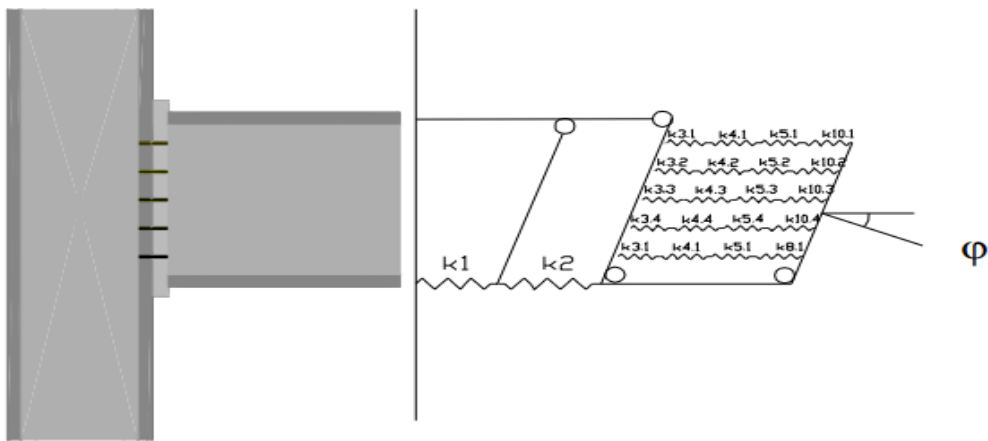


Figure III-13: Modèle mécanique à ressort des différentes composantes pour l'assemblage sans rangée de boulons extérieurs

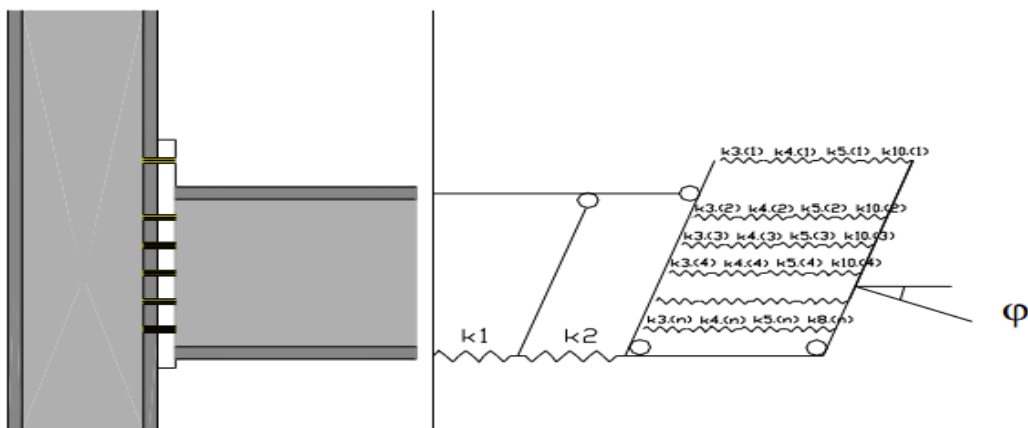


Figure III-14: Modèle mécanique à ressort des différentes composantes pour l'assemblage avec rangée de boulons extérieurs

IDENTIFICATION DES COMPOSANTES :

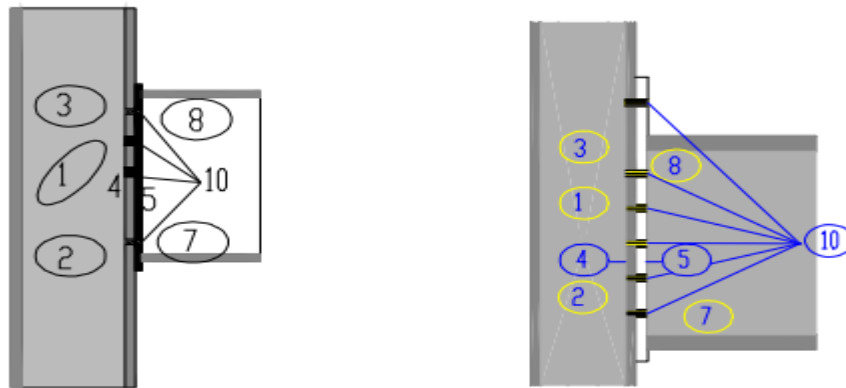


Figure III-15: Identification des composantes pour l'assemblage sans et avec ragée de boulons extérieurs

Les composantes actives de ce model cette présente comme suit :

Région comprimée :

Composant 2 : âme de poteau en compression.

Composant 7 : semelle et âme de poutre en compression.

Région tendue :

Composant 3 : âme de poteau en traction.

Composant 4 : semelle de poteau en flexion.

Composant 5 : Platine d'extrémité en flexion.

Composant 8 : âme de poteau en traction. Composant 10 : boulon en traction.

Région cisailée :

Composant 1 : âme de poteau en cisaillement.

Région comprimée :

La résistance de la Région comprimée c'est la résistance minimale des deux composantes (2,7)

Composante N°02 âme de poteau en compression

Cette composante été déjà calculer a la conception N°01

Résistance

$$F_{Rd.2} = \frac{w_c b_{eff.c} t_{wc} f_{y.wc}}{\gamma_{m_0}} K_{wc} \rho \quad (III.73)$$

Rigidité :

$$K_{Rd.2} = \frac{0.2 b_{eff.c} t_{wc}}{d_{wc}} \quad (III.74)$$

Composante N°07: Semelles et âme de poutre en compression.

Résistance :

$$f_{Rd.7} = \frac{M_{c.Rd}}{h_p - t_{fb}} \quad (III.75)$$

Rigidité

$$K_7 = \infty$$

La Résistance de la région comprimée

$$F_{c.Rd} = \min(F_{2.Rd}, F_{7.Rd}) \quad (III.76)$$

Resistance de la région tendu:

En calculons la résistance de la région tendue pour chaque rangée.

La région tendue est composée dans ce cas, de deux rançons en Té attaché par plusieurs boulons comme sa présenté à la figure suivante :

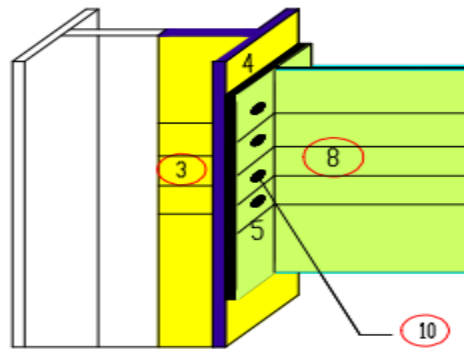


Figure III-16: Tronçon en Te attachée par des boulons

Composante N° 04 : Semelle de poteau en flexion

La longueur efficace de la rangée d'extrémité

Vis-à-vis a la semelle du poteau on considérons que la rangée extérieur pour l'assemblage par platine d'extrémité par rangée du boulons extérieurs comme une rangée d'extrémité et les autres rangée appelons "rangées intérieures, Et pour l'assemblage par platine d'extrémité sans rangée du boulon extérieurs on considérons la première rangée sous semelle tendu comme une rangée d'extrémité et les autre rangées appelons rangées intérieures, comme à la présenté à la figure suivante :

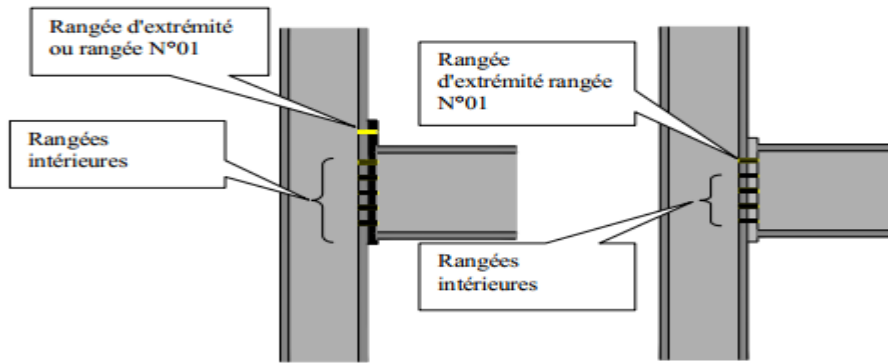


Figure III-17: Nominations des rangées vis au calcul des longueurs efficaces pour semelle du poteau

Rangées d'extrémité :

$$l_{eff.t.fc(a)} = \min(2\pi m, 4m + 1.25e, 0.5p + 2m + 0.625e) \quad (III.77)$$

Rangée intérieur :

$$l_{eff.t.fc(a)} = \min(2\pi m, 4m + 1.25e, p) \quad (III.78)$$

Résistance

La résistance de la semelle de poteau en flexion c'est la résistance minimal de tronçon en Té équivalent (âme et semelle du poteau) suivent des deux modes 1 et 2 (Plastification complet de la semelle, plastification partiel et rupture des boulons)

$$F_{4(1).Rd} = \min(F_{fc.Rdt_1}, F_{fc.t.Rdt_2}) \quad (III.79)$$

1^{er} mode :

$$F_{fc.Rdt_1} = \frac{(8n - e_w) l_{eff.t.fc(1)} m_{pl.fc} K_{fc}}{2mn - e_w(m+n)} \quad (III.80)$$

2^{eme} mode :

$$F_{fc.Rdt_2} = \frac{2 l_{eff.t.fc} m_{pl.fc(1)} + 2B_t.Rd^n}{m+n} \quad (III.81)$$

Rigidité :

$$K_{4.(1)} = \frac{0.85 l_{eff.t.fc(1)} t^3 f_c}{m^3} \quad (III.82)$$

Composante N° 03: Ame de poteau en traction

La longueur efficace de la 1^{ere} rangée

La longueur efficace de l'âme du poteau = la longueur efficace de la semelle du poteau

$$b_{eff.t.wc(1)} = l_{eff.t.fc(1)}$$

Résistance :

En calcul la résistance par la formule suivante :

$$F_{3.(1)Rd} = \frac{wb_{eff.t.wc} t_{wc} f_{yc}}{\gamma_{m0}} \quad (III.83)$$

Rigidité :

$$K_{3.(1)} = \frac{0.7 b_{eff.t.wc(1)} t_{wc}}{d_{wc}} \quad (III.84)$$

Composante N° 05: platine d'extrémité en flexion

Calcul de la longueur efficace

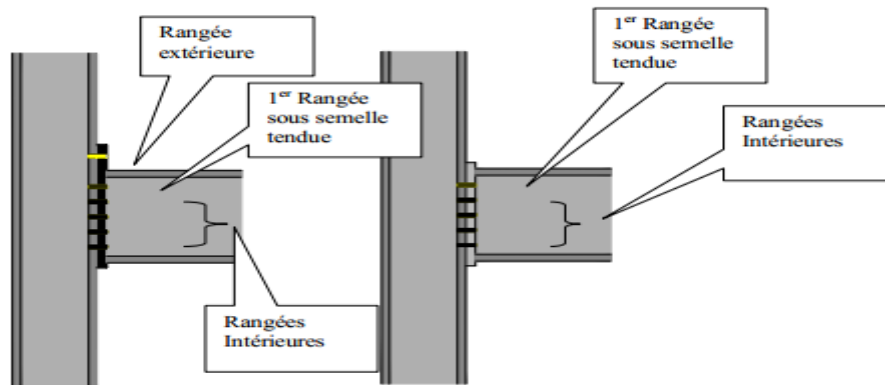


Figure III-18: Nominations des rangées vis au calcul des longueurs efficaces pour platine d'extrémité

Longueur efficace

Rangée extérieure

$$l_{eff.t.p.(a)} = \min(0.5b_p, 0.5w + 2m_x, +0.625e_x, 4m_x + 1.25e_x, 2\pi m_x) \quad (III.85)$$

1^{er} rangée sous semelle tendue :

$$l_{eff.t.p.(b)} = \min(, 2\pi m_{p1}, \alpha m_{p1}) \quad (III.86)$$

Rangée intérieure :

$$l_{eff.t.p.(b)} = \min(, 2\pi m_{p1}, 4m_{p1} + 1.25e_p, p) \quad (III.87)$$

Résistance :

$$F_{5.Rd} = \min(F_{eq.Rd.1}, F_{eq.Rd.2}) \quad (III.88)$$

Résistance suivant 1^{er} Mode :

$$F_{eq.Rd.1} = \frac{(8n_p + 2e_w) l_{eff.p(1)} m_{pLp}}{2m_{p1} n_p - e_w (m_{p1} + n_p)} \quad (III.89)$$

Résistance suivant 2^{ème} Mode :

$$F_{eq.Rd.2} = \frac{2 l_{eff.p(1)} m_{pl.p} + 2 B_{t.Rd} n_p}{m_{p1} + n_p} \quad (III.90)$$

Rigidité :

$$K_{5.1} = \frac{0.85 l_{eff.t.p(1)} t^3_p}{m^3_p} \quad (III.91)$$

Composante N° 08: Ame de poutre en traction

Calcul de la longueur efficace

La longueur efficace de l'âme de poutre = la longueur efficace pour une platine d'extrémité :

$$b_{eff.t.wb(1)} = l_{eff.t.p(1)}$$

Résistance

La résistance s'exprime par la formule suivante :

$$F_{8.(1)Rd} = \frac{b_{eff.t.wb(1)} t_{wb} f_{yb}}{\gamma_{m0}} \quad (III.92)$$

Rigidité :

$$K_{8.1} = \infty$$

Composante N° 10: Boulon en traction

Donc la résistance s'écrit sous forme

$$F_{10.Rd} = 2 B_{t.Rd} \quad (III.93)$$

Avec

$$B_{t.Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{sb}}{\gamma_{mb}} \quad (III.94)$$

Tel que

$$\gamma_{mb} = 1.25$$

Rigidité :

$$K_{10} = \frac{1.6 A_{sb}}{l_b} \quad (III.95)$$

Résistance de calcul à la traction de la première rangée :

La résistance de calcul à la traction de la première rangée c'est la plus petite résistance de composantes qui travaille à la traction pour la première rangée donc :

$$F_{t.(1).Rd} = \min(F_{3.(1).Rd}, F_{4.(1).Rd}, F_{5.(1).Rd}, F_{8.(1).Rd}, F_{10.(1).Rd}) \quad (\text{III.96})$$

Si

$$F_{t.Rd.(1)} = 2B_{t.Rd} \quad (\text{III.97})$$

En raison d'une capacité de déformation limitée des boulons en traction, aucune redistribution des forces n'est autorisée entre les rangées de boulons.

La résistance :

$$F_{Rd} = \min(F_{t.(1).Rd}, F_{c.Rd}, F_{1.Rd}) \quad (\text{III.98})$$

- ◆ Si $\min(F_{2..Rd}, F_{7.Rd}, F_{1.Rd}) = F_{2..Rd}$ en dit que le mode de ruine de l'assemblage est par plastification de l'âme de poteau en compression.
- ◆ Si $\min(F_{2..Rd}, F_{7.Rd}, F_{1.Rd}) = F_{7.Rd}$ en dit que le mode de ruine de l'assemblage est par plastification de l'âme de poutre en compression.
- ◆ Si $\min(F_{2..Rd}, F_{7.Rd}, F_{1.Rd}) = F_{1.Rd}$ en dit que le mode de ruine de l'assemblage est par plastification de l'âme de poteau en cisaillement.

En démontra plus loin quelle est le cas le plus rencontrer parmi ces trois derniers possible.

Pour la simplification d'établir l'organigramme en pose

$$\min(F_{2..Rd}, F_{7.Rd}, F_{1.Rd}) = F_c \quad (\text{III.99})$$

Le Moment plastique de calcul

$$M_{j.Rd} = F_{Rd} \cdot Z \quad (\text{III.100})$$

$$z = h_b - \frac{t_{fb}}{2} - m_2 \quad (\text{III.101})$$

Le Moment élastique de calcul :

$$M_{e.Rd} = \frac{2}{3} M_{j.Rd} \quad (\text{III.102})$$

Si

$$1.9B_{t.Rd} < F_{t.Rd.(1)} < 2B_{t.Rd} \quad \text{et} \quad F_{t.Rd.(1)} < F_c$$

Donc la redistribution est élastique des efforts, le moment sera :

$$M_{j.Rd} = \frac{F_{t.(1).Rd}}{h_1} \sum h_i^2 = F_1 \cdot h_1 + F_2 \cdot h_2 + \dots + F_i \cdot h_i \quad (\text{III.103})$$

A condition que

$$\sum F_i = F_{c.Rd} \quad (\text{III.104})$$

Si :

$$F_{t.Rd.(1)}$$

Est associée à la ruine de l'âme de poutre en traction
Ou
 Est associée à la ruine de l'ensemble boulons –platine
 (Y compris la ruine des boulons seuls ou de platine seul)

et $F_{t.Rd.(1)} < 1.9B_{t.Rd}$

Donc on peut dire que la rangée possède une capacité de déformation suffisante pour permettre une redistribution plastique.

Et on passe à la 2^{ème} rangée et on calcule $F_{t.Rd.(2)}$

Le résumé de la méthode des composantes se présente par l'organigramme suivante

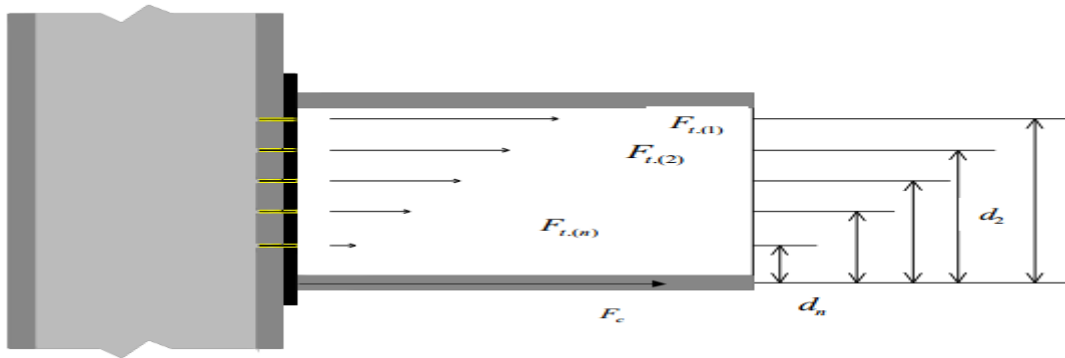


Figure III-19: Répartition élastique des efforts dans les boulons

Procédure de la répartition plastique

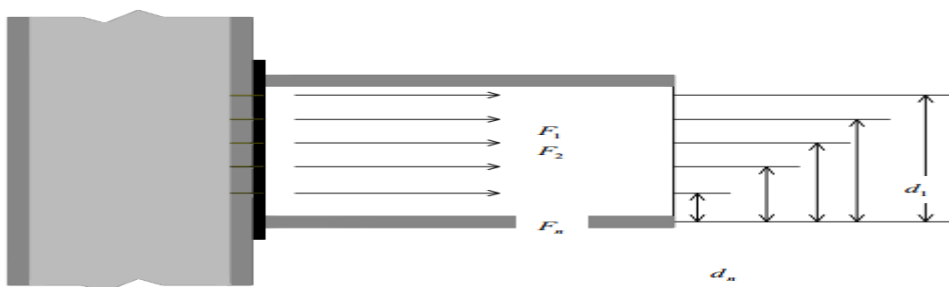


Figure III-20: Répartition Plastique des efforts dans les boulons

On constate que dans le cas de répartition plastique et en cas d'une rangée de k à la résistance est $1.9B_{t.Rd} < F_{t.Rd.(1)} < 2B_{t.Rd}$ donc la répartition des forces sous la rangée k est une répartition élastique donc l'ensemble des deux répartition s'appelle répartition élasto- plastique comme ce présente à la figure suivante

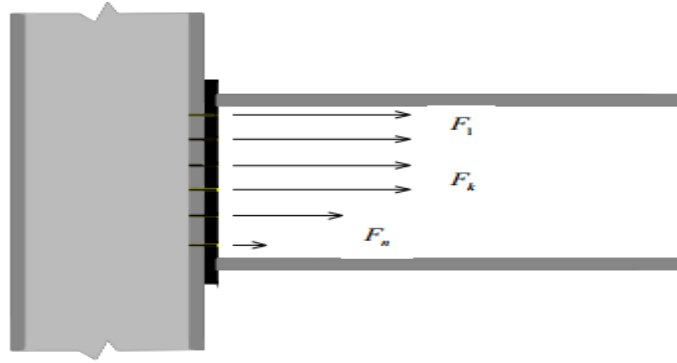


Figure III-21: Répartition élasto -plastique des efforts dans les boulons

Calcul de résistance et rigidité de calcul de la région tendue pour la 2eme rangée

On constate qu'une approche simplifiée peut être adoptée lorsque la distance entre les rangées (l'entraxe P) est constante.

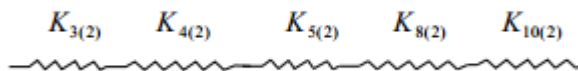
Il en résulte que chacune des rangées centrales à la même longueur efficace de tronçon équivalent l_{eff} et, par conséquent, la même résistance de calcul. En plus, parce que la résistance de calcul de chaque rangée peut être déterminée individuellement, il n'est pas nécessaire de passer par les résistances des groupes pour déduire, avec cette approche simplifiée on réduit considérablement le nombre de vérifications à faire.

On peut déduire qu'un effet de groupe est présent entre deux rangées lorsque la condition suivante est satisfaite

$$p < \min(2\pi m, 4m + 1.25e) \quad \text{(III.105)}$$

Résistance

La résistance des composantes sera calculer par la même procédure précédente avec les longueurs efficaces qui concerne la rangée



$$K_{t(2)} = \frac{1}{\frac{1}{K_{3(2)}} + \frac{1}{K_{4(2)}} + \frac{1}{K_{5(2)}} + \frac{1}{K_{8(2)}} + \frac{1}{K_{10(2)}}} \quad \text{(III.106)}$$

Calcul de résistance et rigidité de calcul de la région tendue pour la 3^{eme}, 4^{eme}N^{eme} rangées

$$F_{t(2).Rd} = F_{t(3).Rd} = F_{t(4).Rd} = \dots = F_{t(n).Rd} \quad \text{(III.107)}$$

La Rigidité des Autres rangées

$$K_{t(2)} = K_{t(3)} = K_{t(4)} = \dots = K_{t(n)} \quad \text{(III.108)}$$

La raideur équivalente des raideurs des composantes tendues

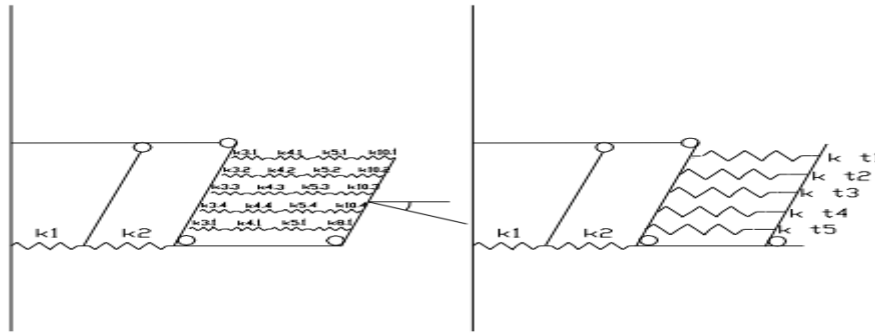


Figure III -22: Assemblage des rigidités

D'après la figure on trouve que les raideurs équivalentes des rangées de la région tendue sont en parallèle donc

$$K_{eq} = \frac{\sum_i K_{t(i)} \cdot h_i}{z} \quad (\text{III.109})$$

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

$$Z_{eq} = \frac{\sum_i K_{t(i)} \cdot h_i^2}{\sum_i K_{t(i)} \cdot h_i} \quad (\text{III.110})$$

Assemblage des Composantes

Le Moment élastique de calcul

$$M_{e.Rd} = \frac{2}{3} M_{j.Rd} \quad (\text{III.111})$$

Rigidité

La rigidité initiale

$$S_{j.ini} = \frac{E_a Z_{eq}^2}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_7} + \frac{1}{K_{eff.r}}} \quad (\text{III.112})$$

La rigidité nominale :

$$S_j = \frac{S_{j.ini}}{2} \quad (\text{III.113})$$

III.3 CONCLUSION :

Le calcul du moment résistant de l'assemblage avec la méthode des composante s'avère pratiquement difficile notamment si on veut faire une étude paramétrique pour déterminer les facteurs influents sur les valeurs caractéristiques de l'assemblage ($M_{j.Rd}$ et $S_{j.ini}$)

IV.1 INTRODUCTION

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

Pour les assemblages suivants, le poteau est choisi suffisamment faible pour développer une ruine de l'âme du poteau en zone comprimée et de sa semelle en zone tendue.

Ce chapitre est consacré au développement de modèles numériques, en éléments finis non linéaire, permettent de simuler et d'analyser le comportement mécanique des assemblages métalliques jusqu'à la ruine. Les modèles numériques développés sont appliqués aux assemblages testés à l'Université Clermont-Ferrand, France

IV.2 DESCRIPTION DES ASSEMBLAGES

Trois types d'assemblages métalliques poteau-poutre boulonnés avec platines d'about débordantes ou non débordantes, avec ou sans raidisseurs de platine, sont testés. La figure IV-1 montre les schémas détaillés des assemblages des différents spécimens. Le premier type (AS1) est un assemblage par platine d'about non débordante avec trois rangées de boulons. Le deuxième type (AS2) est un assemblage par platine d'about débordante dans sa zone tendue. Le troisième type (AS3) est un assemblage par platine d'about débordante sur les deux côtés. De plus, deux raidisseurs de platine sont utilisés dans les zones tendue et comprimée de l'assemblage.

Pour tous les assemblages testés, la même géométrie est utilisée pour le poteau (HEA120), la poutre (IPE240) et les boulons (M16 de classe 8.8). Pour l'ensemble des essais, les liaisons semelle- platine et âme-platine ont été réalisées par des soudures en bout, à pleine pénétration par un double cordon d'angle (d'épaisseur moyenne de 6 mm).

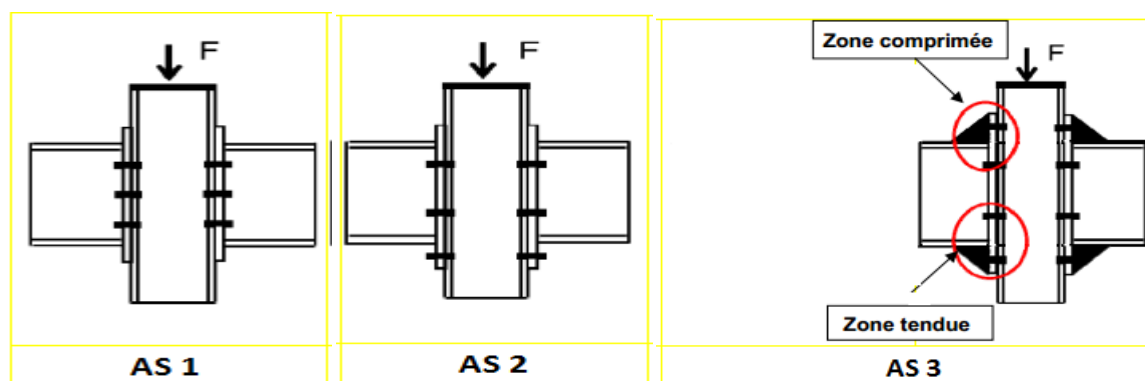


Figure IV-1 : Configuration des différents spécimens testés

Pour les divers spécimens la géométrie de l'assemblage est représentée sur la figure IV-2. Les dimensions réelles des profils et des platines d'abouts de l'assemblage sont récapitulés dans le tableau IV-1. La position des boulons par rapport à la platine d'about est présentée sur la figure IV-3.

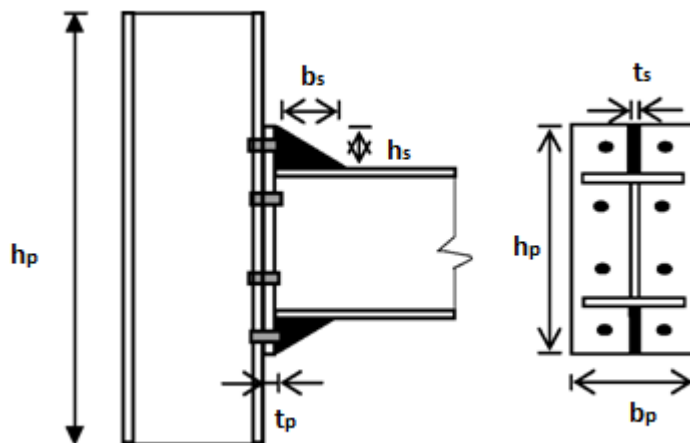


Figure IV-2 : Caractéristiques des assemblages

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

essais	Platine d'about	Raidisseur de platine	Nombre Boulons	Platine d'about			Raidisseur		
				b_p	h_p	t_p	b_s	h_s	t_s
/	/	/	/						
AS 1	Non	Non	6	150	285	15	-	-	-
AS 2	Débordante	Non	6	150	340	15	-	-	-
AS 3	Débordante	Oui	8	150	410	15	75	80	10

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

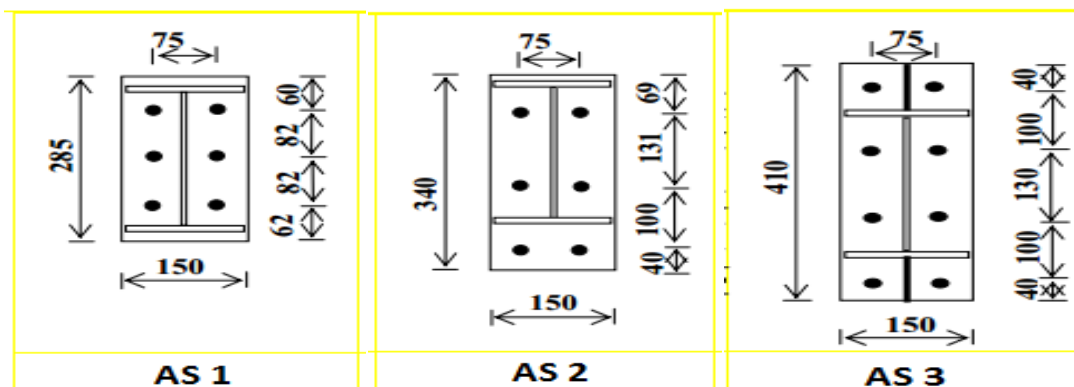


Figure IV-3 : Position des boulons par rapport à la platine d'about

IV.2.1 Propriétés mécaniques des matériaux des essais

La nuance d'acier utilisée pour les poutres, les poteaux, les platines et les raidisseurs de platine d'about est Fe360. La limite d'élasticité des plaques d'acier est 240MPa et son module d'élasticité est considéré comme 200000MPa. Le coefficient de Poisson est de 0,3

Boulons	M16 (8.8)	Strain	0.0030476	0.02438
		Stress	640	800

Tableau IV-2 : Caractéristiques mécaniques des boulons de l'assemblage

IV.2.2 Dispositif d'essai

L'essai d'assemblages poteau-poutre est réalisé en flexion 3 points. Le chargement appliqué est de type monotone croissant avec des cycles entiers de charge décharge pour suivre l'évolution de la rigidité de chaque assemblage sous différents niveaux de chargement. Pour des raisons pratiques, les éprouvettes ont été chargées en position inversée. Un croquis d'un spécimen typique d'assemblage est montré dans la figure IV-4.

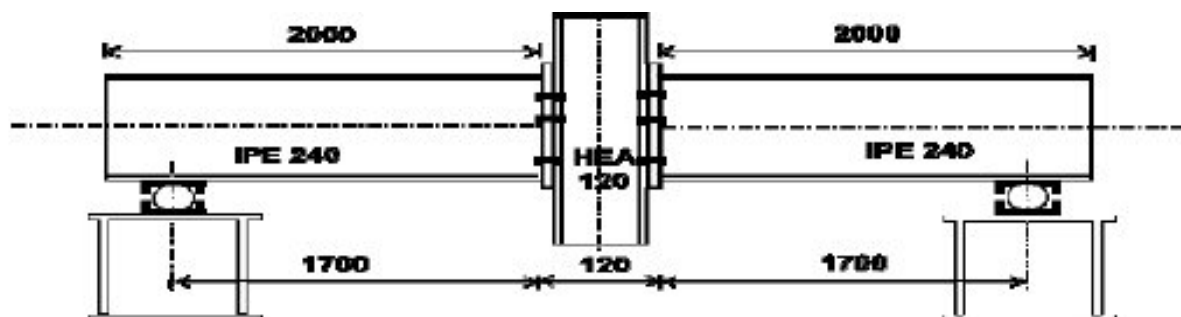


Figure IV-4 : Montage d'essai



Figure IV-5 : Vue de l'assemblage en vraie grandeur

Le système d'appui est assuré par deux articulations mécaniques situées aux extrémités des poutres, tandis que la charge est appliquée sur la partie supérieure du poteau. Un dispositif de maintien latéral est présent pour éviter le déversement des poutres. Le système de mise en charge se compose d'un vérin piloté par un dispositif électronique. Les mesures sont enregistrées de façon continue. Dans le cas présent, les essais ont été menés en contrôlant les déplacements afin de pouvoir suivre les parties descendantes sur les courbes force-déplacement.



photo 1 (AS1)

photo 2 (AS2)

photo 3 (AS3)

Figure IV-6 : Configuration des différents spécimens testés

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 raidisseurs de platine d'about, les écrous de boulon et les boulons (Figure IV-7). Ces parties de l'assemblage sont modélisées à l'aide d'éléments volumiques SOLID 92 à 10 nœuds

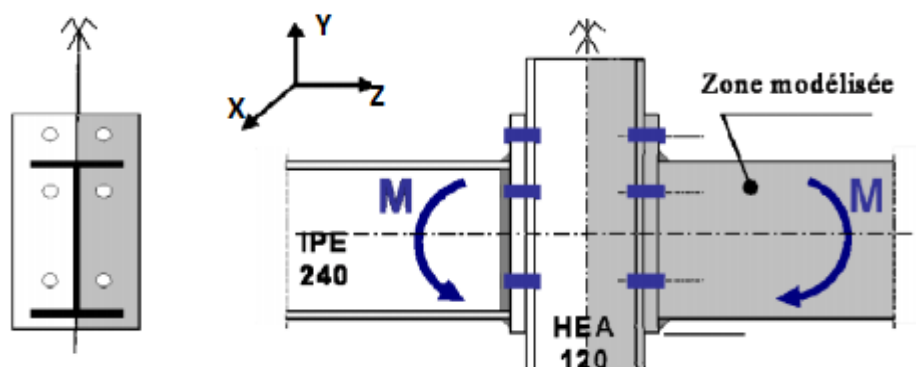


Figure IV-7: Configuration d'assemblage modélisé

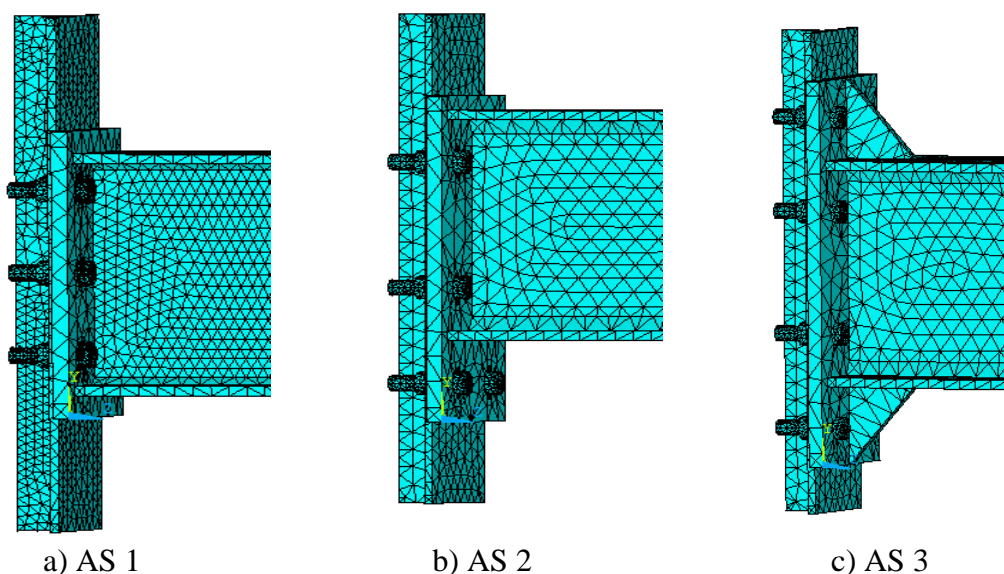


Figure IV-8 : Maillage des assemblages (vue 3D)

Les boulons sont des composants importants dans un assemblage métallique et leur modélisation doit être faite avec une grande précision. Dans notre modèle, le boulon est constitué d'une vis à tête. 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)

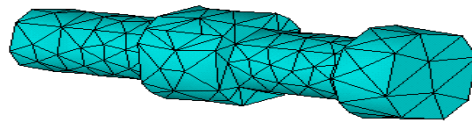


Figure IV-9 : Maillage du boulon d'assemblage

Le modèle est caractérisé par un comportement élasto-plastique des matériaux et prend en compte la non-linéarité générée par le contact, la plasticité et les grands déplacements. La platine d'about et la semelle du poteau sont modélisées de telle façon à ce qu'il existe une concordance entre leurs nœuds respectifs afin de tenir compte du contact entre chaque paire de nœuds voisins. Les conditions aux limites considérées dans les modèles sont un blocage des déplacements selon la direction Z dans le plan YOX, un blocage des déplacements selon la direction X dans le plan ZOY ainsi qu'un contact sans frottement entre la platine d'about et la semelle du poteau (figure IV-10). Dans le but de réduire les plans du contact nous considérons que les boulons sont en liaison parfaite avec la platine d'about et la semelle du poteau. Le chargement produisant le moment de flexion de l'assemblage est réalisé par déplacement imposé appliqué sur cette partie supérieure du poteau (chargement surfacique).

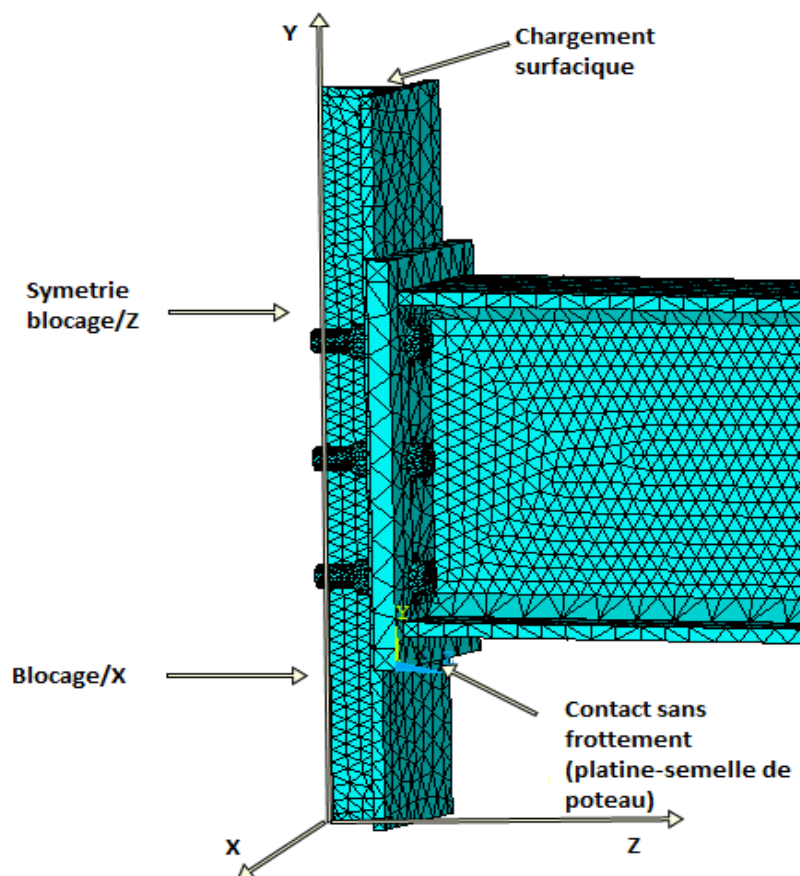


Figure IV-10 : Conditions aux limites

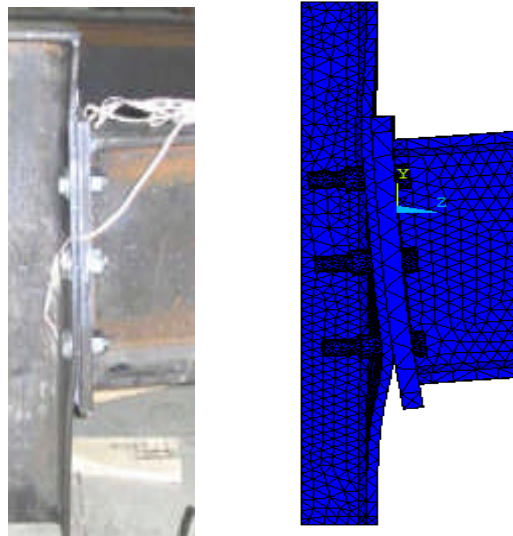
IV.4. RESULTATS D'ESSAIS NUMERIQUES :

Assemblages	M_p (KN.m)	M_u (KN.m)	Rotation globale (Rad)	Rigidité initial (KN.m/Rad)
AS 1	25	47	0.104	2500
AS 2	38	65	0.146	3333.33
AS 3	47	70	0.175	6666.66

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

IV.4.1 Déformée des assemblages :

Les déformées des assemblages poteau-poutre issues de la simulation numérique reproduisent celles des essais (Figure IV-11). Ces déformées sont données pour le moment maximal atteint lors de la simulation.



AS 1

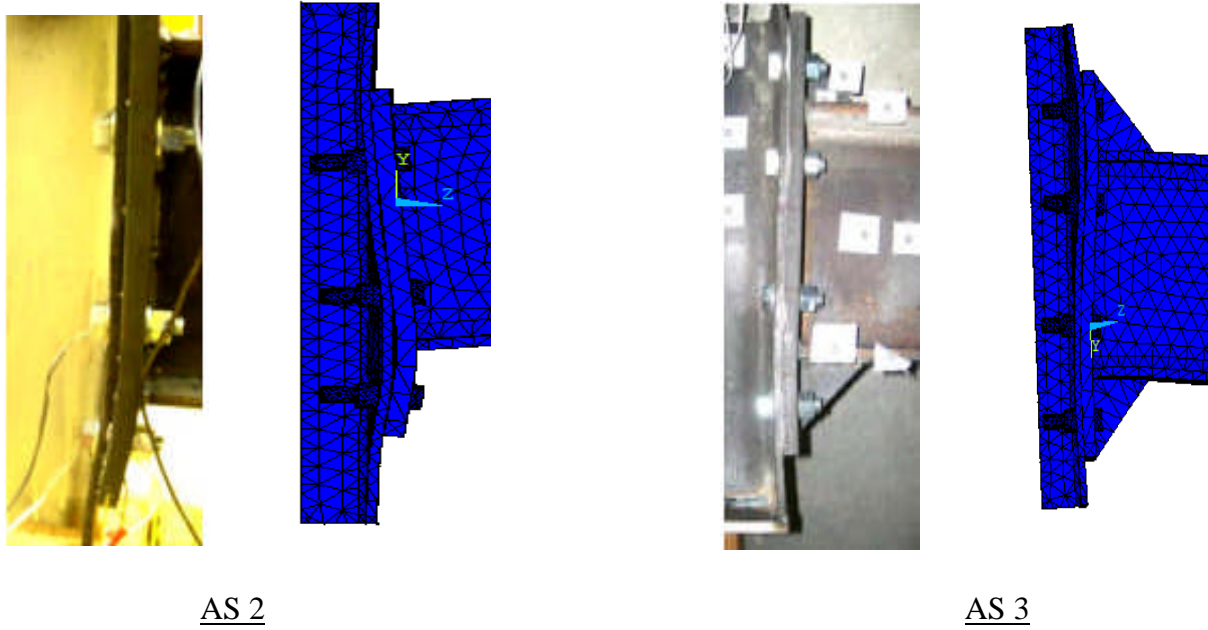


Figure IV-11 : Déformée des assemblages

La figure IV-11 montre que le mécanisme de ruine est caractérisé essentiellement par la flexion de la semelle du poteau au niveau de la partie tendue de l'assemblage. Cette flexion est accompagnée de la déformation de l'âme du poteau par voilement local au niveau de la partie comprimée. Ainsi, les déformations de la zone tendue et comprimée de l'assemblage limitent la résistance de l'assemblage. Ce profil de déformée des assemblages obtenu par la simulation numérique est similaire à celui obtenu expérimentalement. Toutefois, la déformation de l'assemblage avec platine non raidie est relativement plus importante que celle de l'assemblage avec platine raidie.

IV.4.2 Résultats assemblage 1 :

a) Courbe force-déplacement :

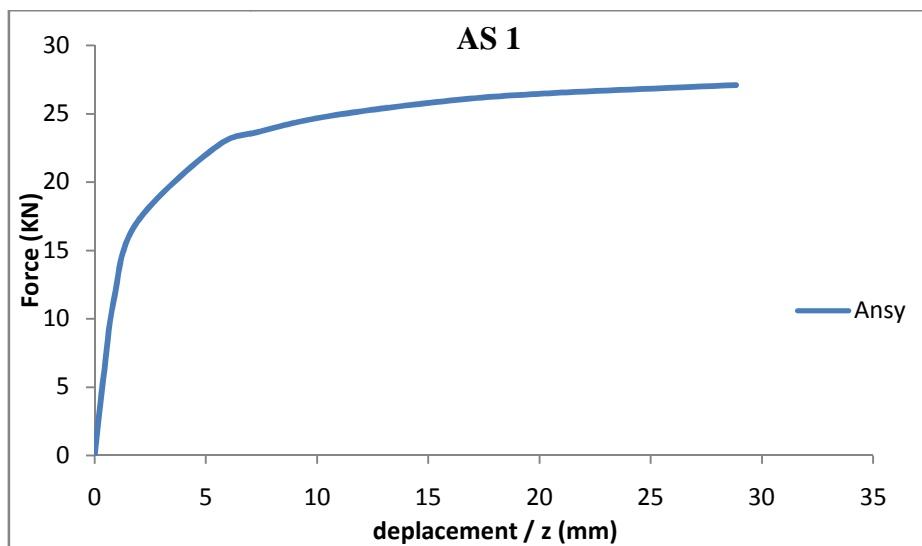


Figure IV-12 : Courbe force-déplacement pour AS 1

La première partie des courbes correspond à la phase du comportement élastique entre l'origine et le point où les premières plastifications se produisent. La deuxième partie, non rectiligne, est due à la non-linéarité de comportement dans l'assemblage.

Les courbes tendent à devenir horizontale et représente le plein développement des plastifications dans l'assemblage. Cela se traduit par des plastifications successives dans ses divers composants.

b) Courbe moment-Rotation :

La rotation globale est égale à la somme de rotation de semelle de poteau et la rotation de la platine.

$$\Phi_{\text{globale}} = \Phi_{\text{semelle}} + \Phi_{\text{platine}}$$

la figure suivante va bien expliquer la façon de calcul

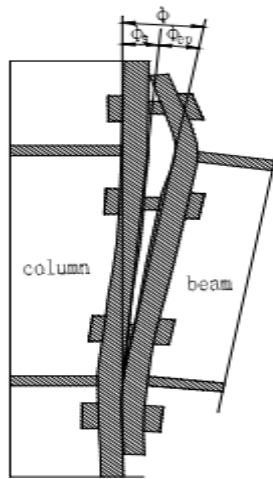


Figure IV-13 : Calcul de la rotation globale

- Courbe moment-rotation de la platine :

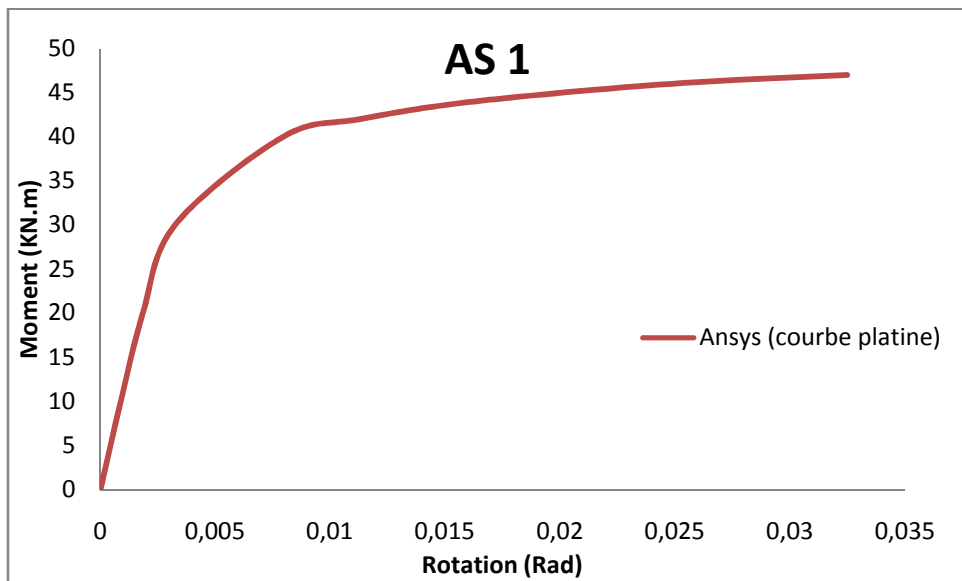


Figure IV-14 : Courbe moment-rotation de la platine pour AS 1

- Courbe moment-rotation de la semelle du poteau :

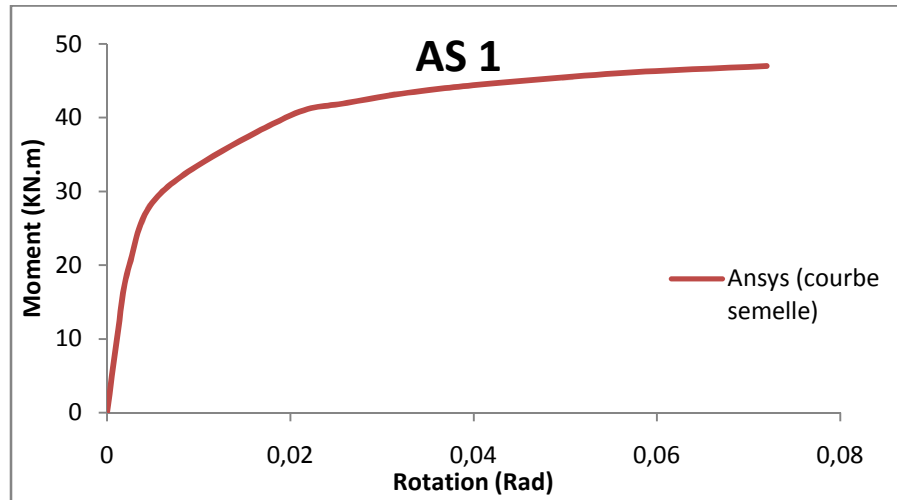


Figure IV-15 : Courbe moment-rotation de la semelle du poteau pour AS 1

- Courbe moment-rotation globale :

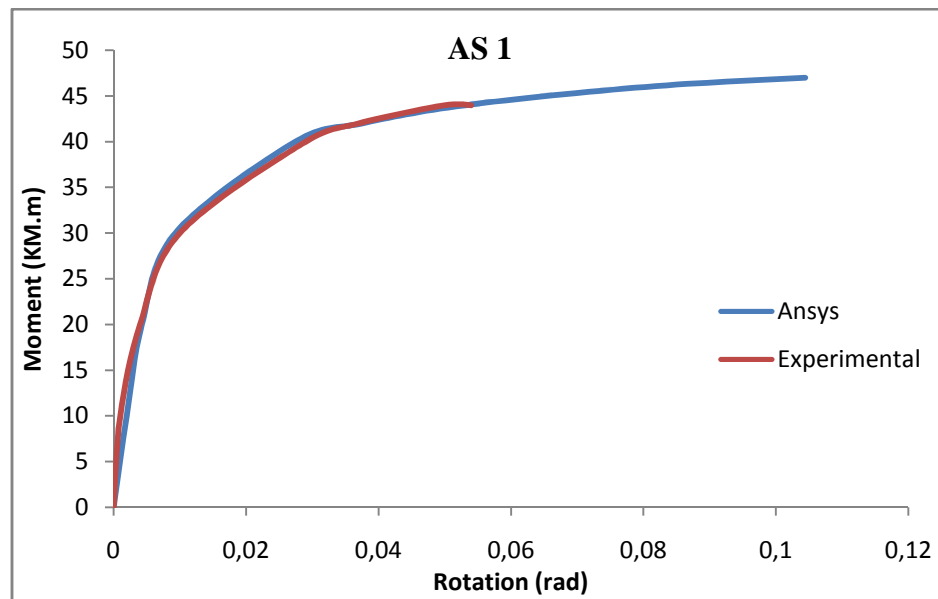


Figure IV-16 : Courbe moment-rotation globale pour AS 1

ces courbes montrent que le modèle numérique donne des résultats satisfaisants. On observe que la différence entre les deux courbes est presque nulle.

c) Répartition des contraintes :

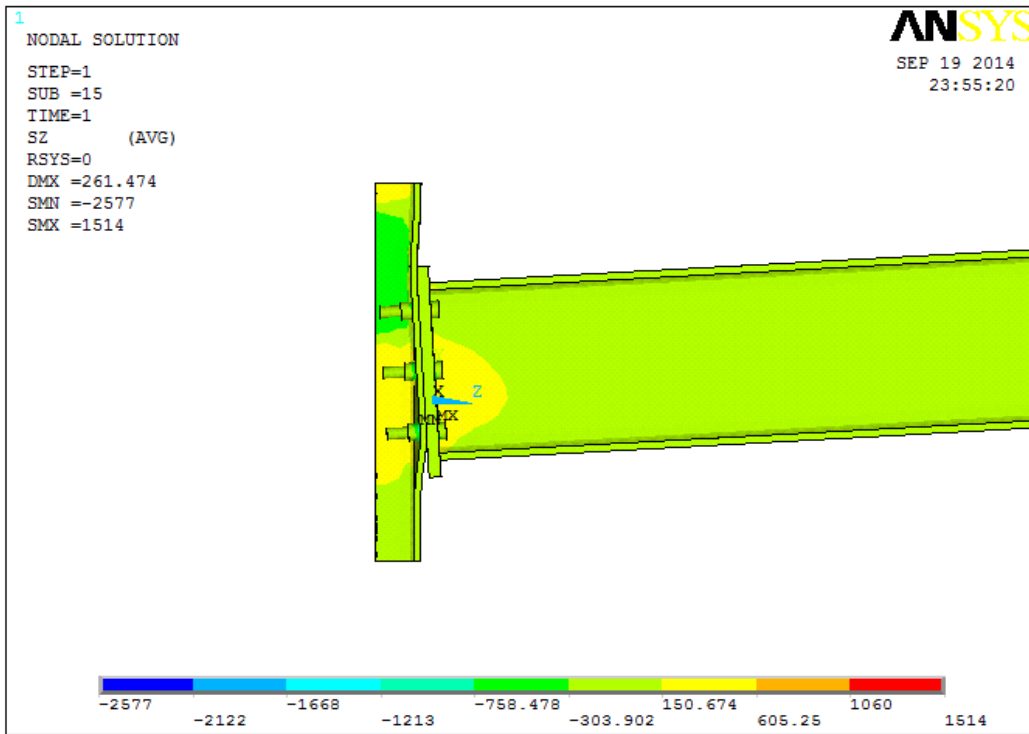


Figure IV-17 : Les zones de compression et de traction pour AS 1

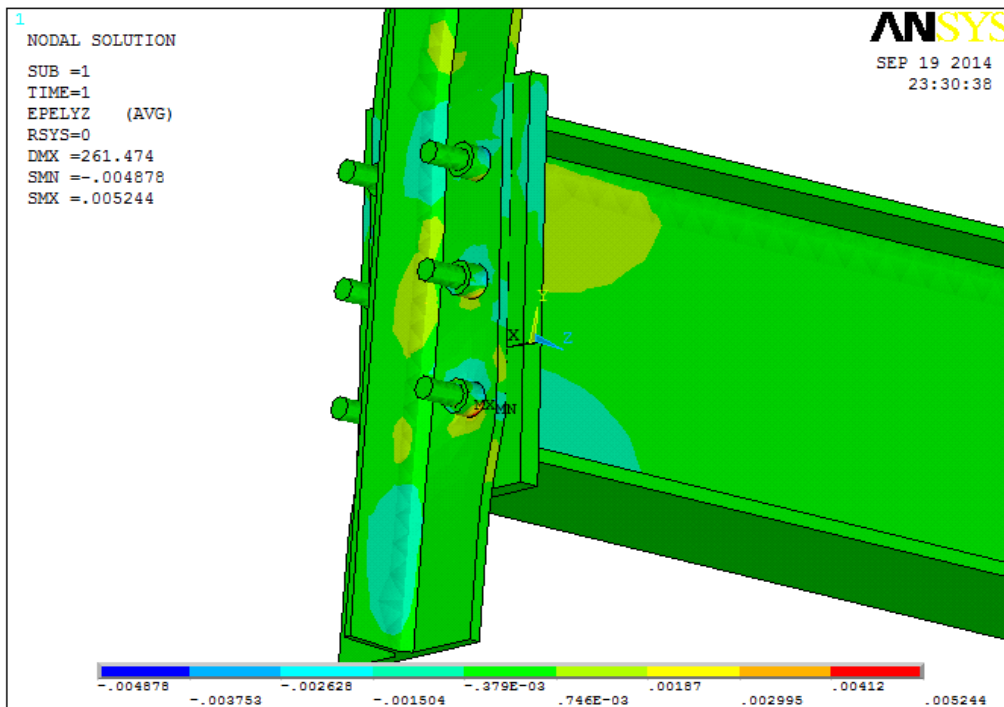


Figure IV-18 : Cisaillement au niveau des boulons de l'AS 1

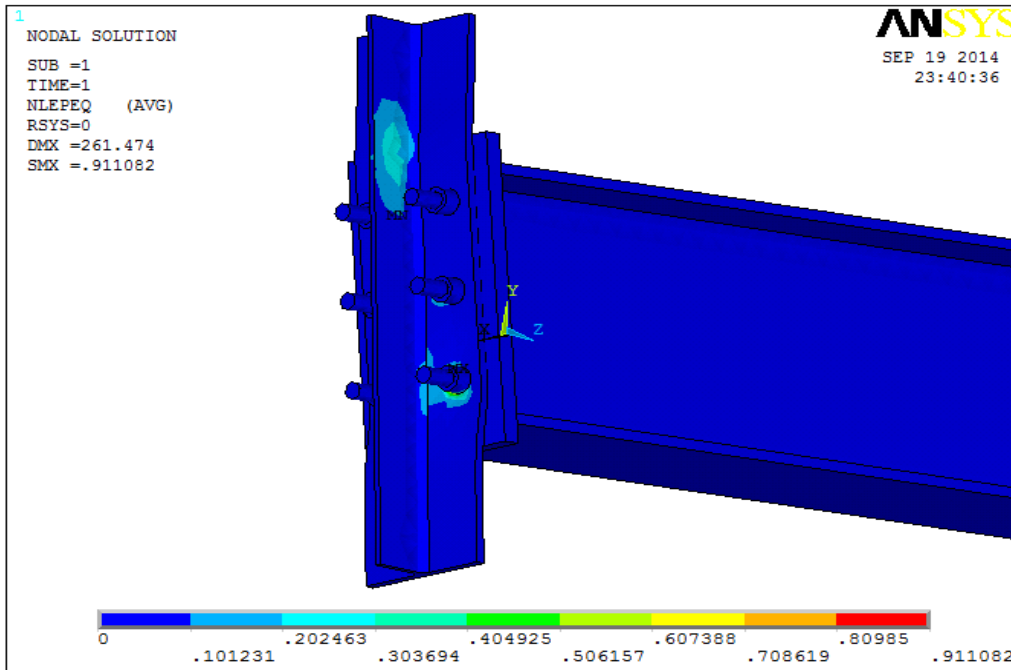


Figure IV-19 : La déformation plastique de l'AS 1

IV.4.3 Résultats assemblage 2 :

a) Courbe force-déplacement :

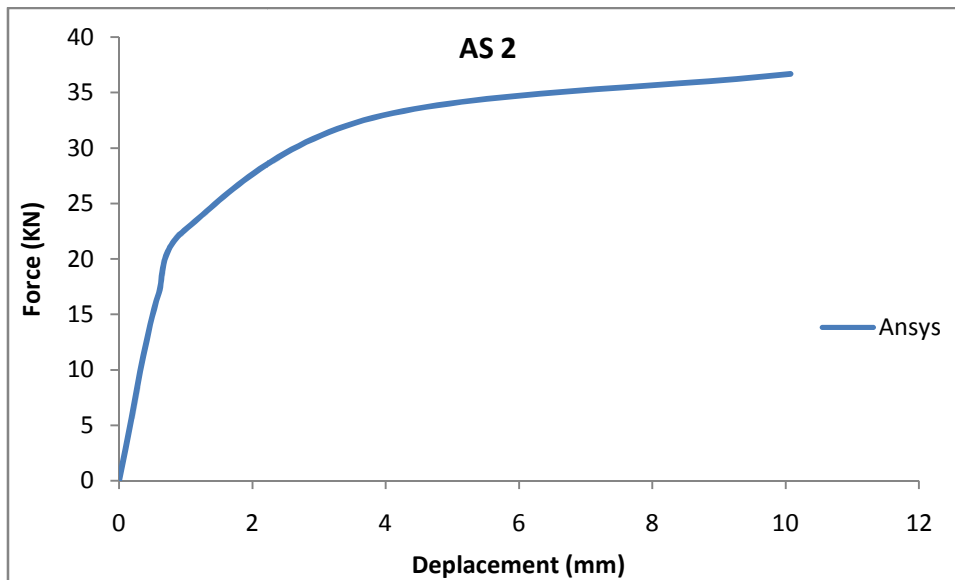


Figure IV-20 : Courbe force-déplacement pour AS 2

On remarque une augmentation de la force appliquée dans les trois phases par contre une diminution de déplacement par rapport à l'assemblage 1

b) Courbe moment-Rotation :

- Courbe moment-rotation de la platine :

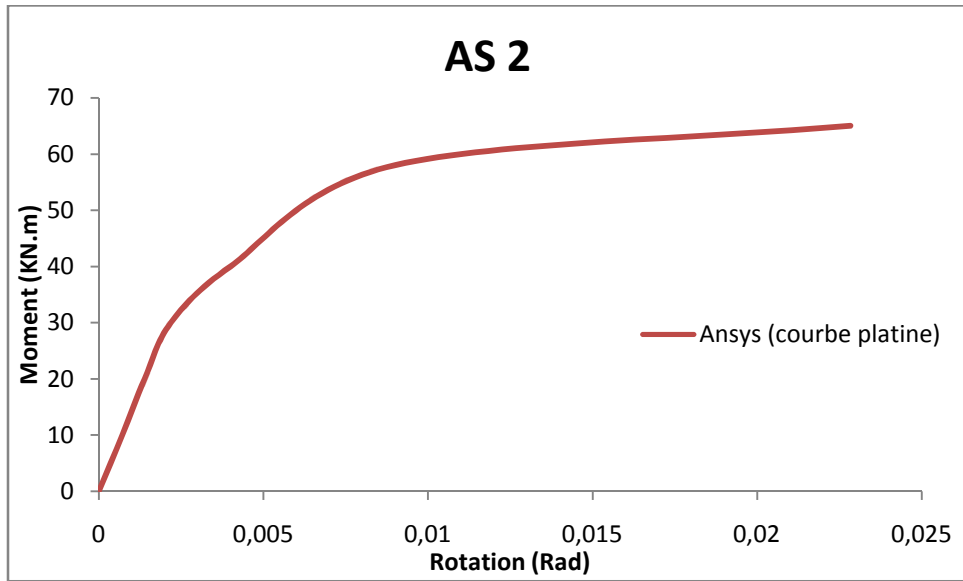


Figure IV-21 : Courbe moment-rotation de la platine pour AS 2

- Courbe moment-rotation de la semelle du poteau :

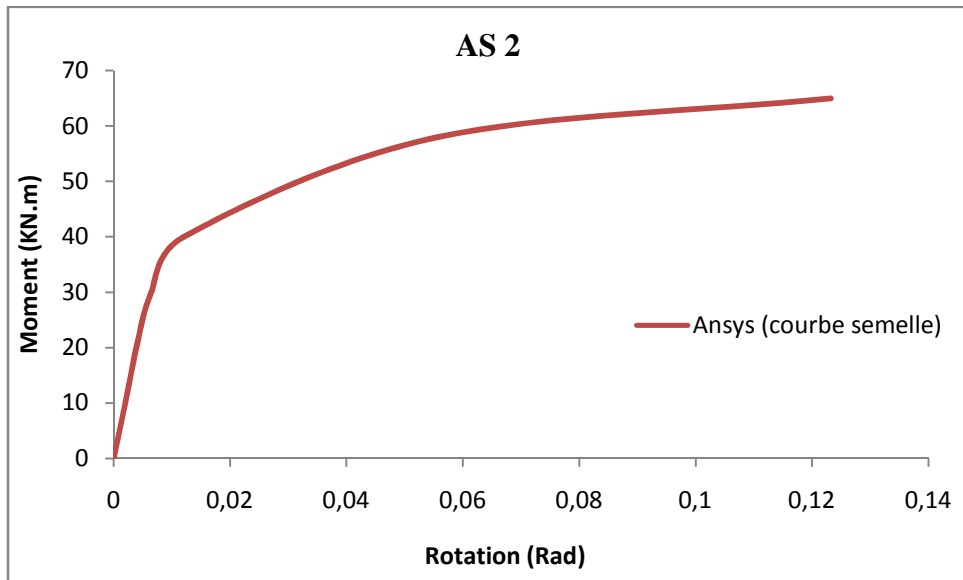


Figure IV-22 : Courbe moment-rotation de la semelle du poteau pour AS 2

- Courbe moment-rotation globale :

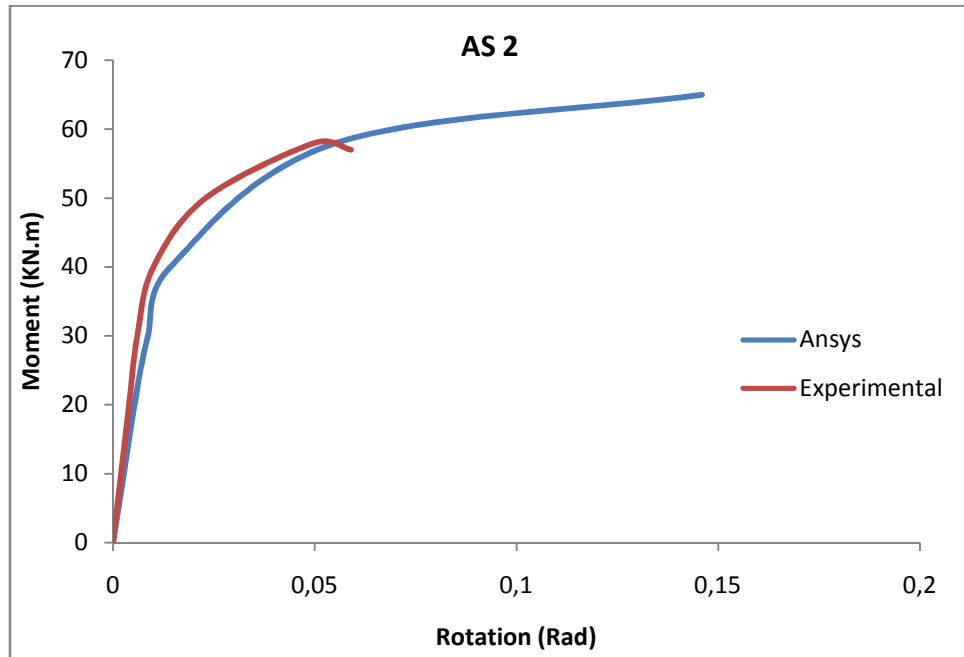


Figure IV-23 : Courbe moment-rotation globale pour AS 2

ces courbes montrent que les modèles numériques donnent des résultats satisfaisants aussi bien dans le domaine élastique que dans le domaine plastique du comportement.

- c) Répartition des contraintes :

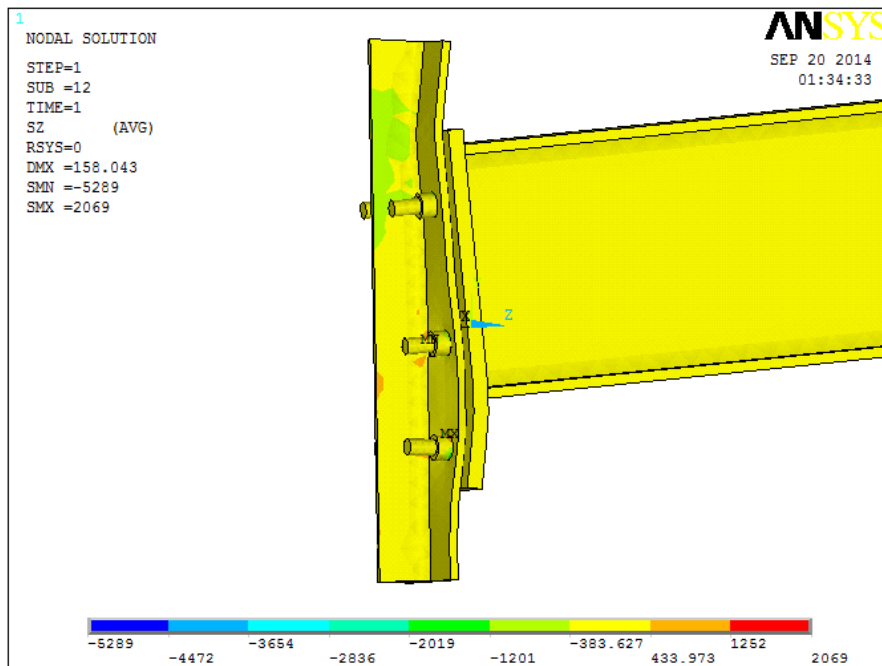


Figure IV-24 : Les zones de compression et de traction pour AS 2

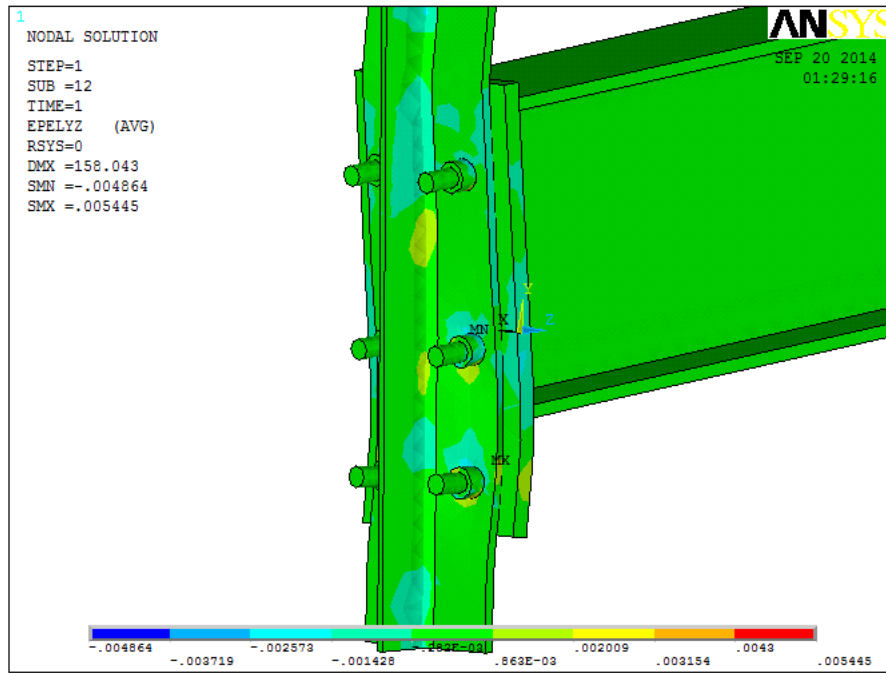


Figure IV-25 : Cisaillement au niveau du boulons de l'AS 2

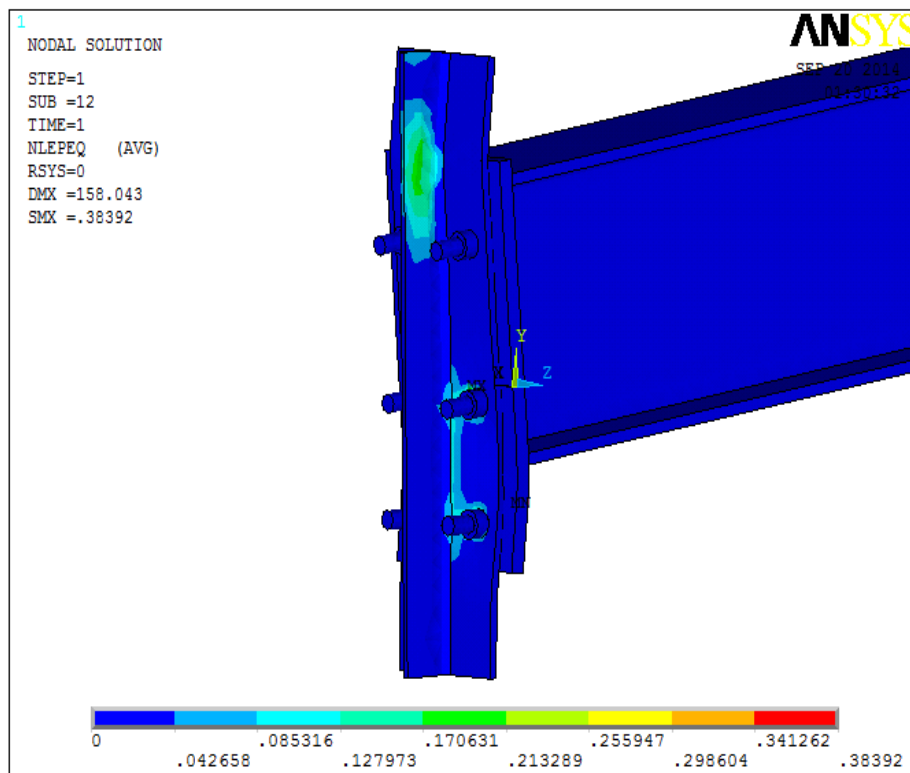


Figure IV-26 : La déformation plastique de l'AS 2

IV.4.4 Résultats assemblage 3 :

a) Courbe force-déplacement :

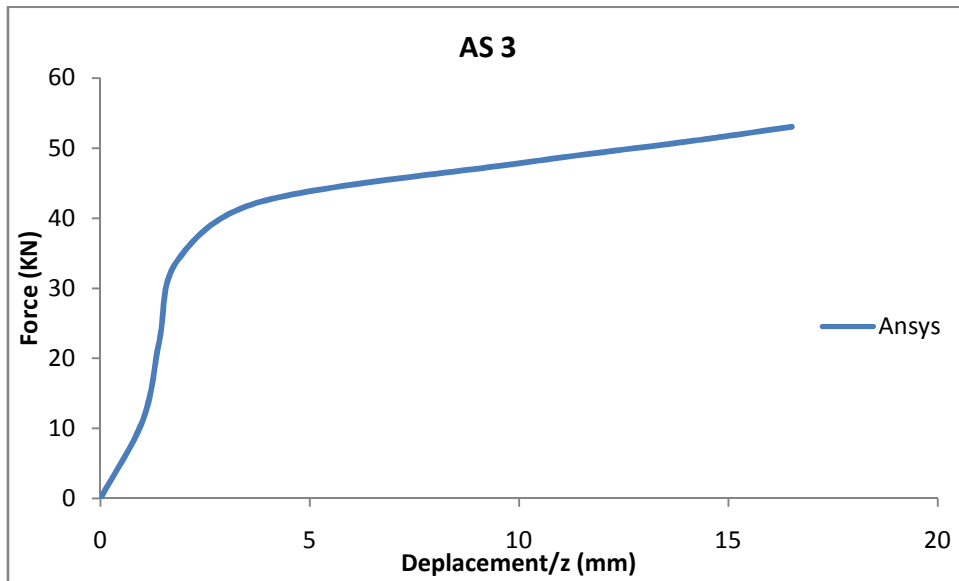


Figure IV-27 : Courbe force-déplacement pour AS 3

On remarque toujours une augmentation de la force appliquée et diminution de déplacement par rapport aux deux autres assemblages

b) Courbe moment-Rotation :

- Courbe moment-rotation de la platine :

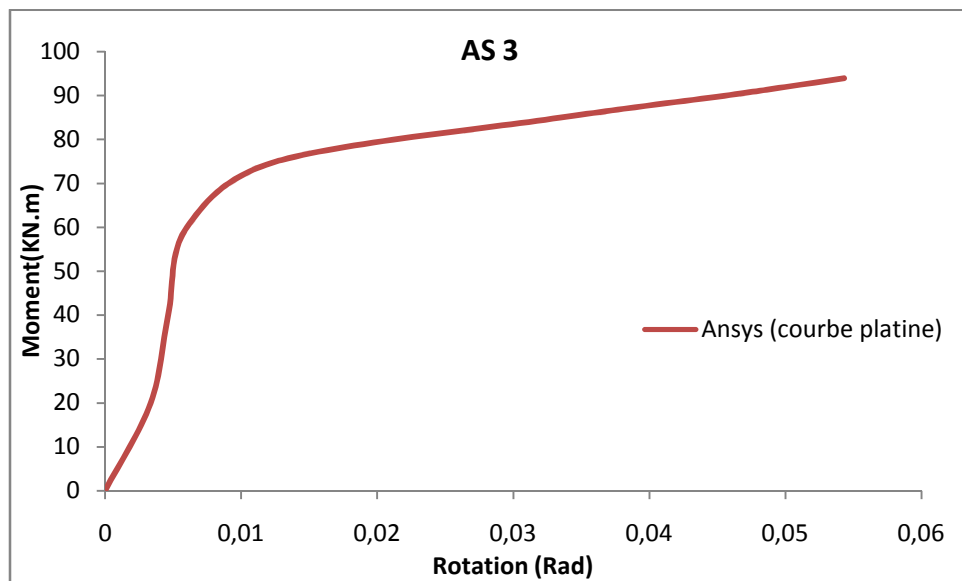


Figure IV-28 : Courbe moment-rotation de la platine pour AS 3

- Courbe moment-rotation de la semelle du poteau :

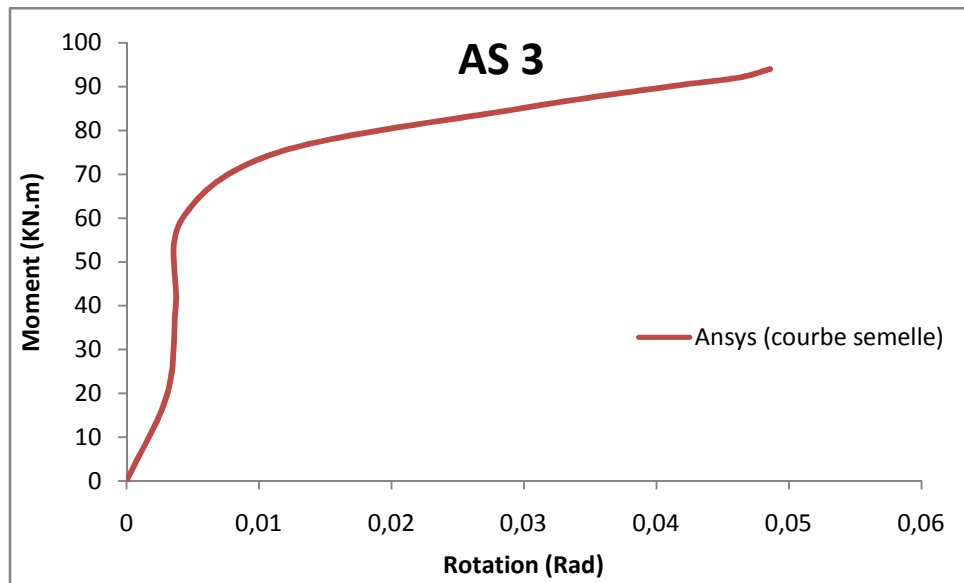


Figure IV-29 : Courbe moment-rotation de la semelle du poteau pour AS 3

- Courbe moment-rotation globale :

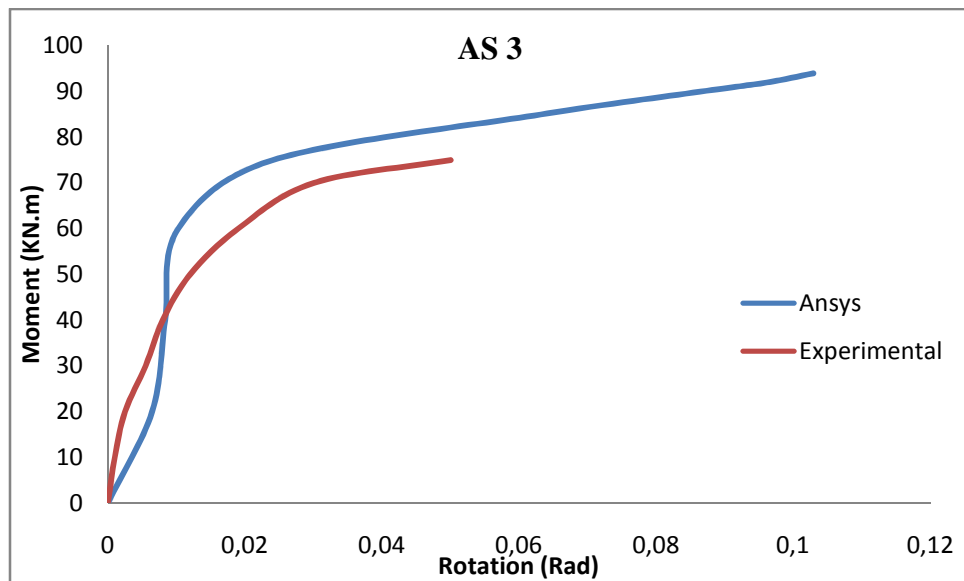


Figure IV-30 : Courbe moment-rotation globale pour AS 3

On peut observer que la présence des raidisseurs de platine influe de manière directe sur le moment résistant une augmentation remarquable par rapport au deux autres assemblages mais on trouve toujours des résultats satisfaisants aussi bien dans le domaine élastique que dans le domaine plastique du comportement.

c) Répartition des contraintes :

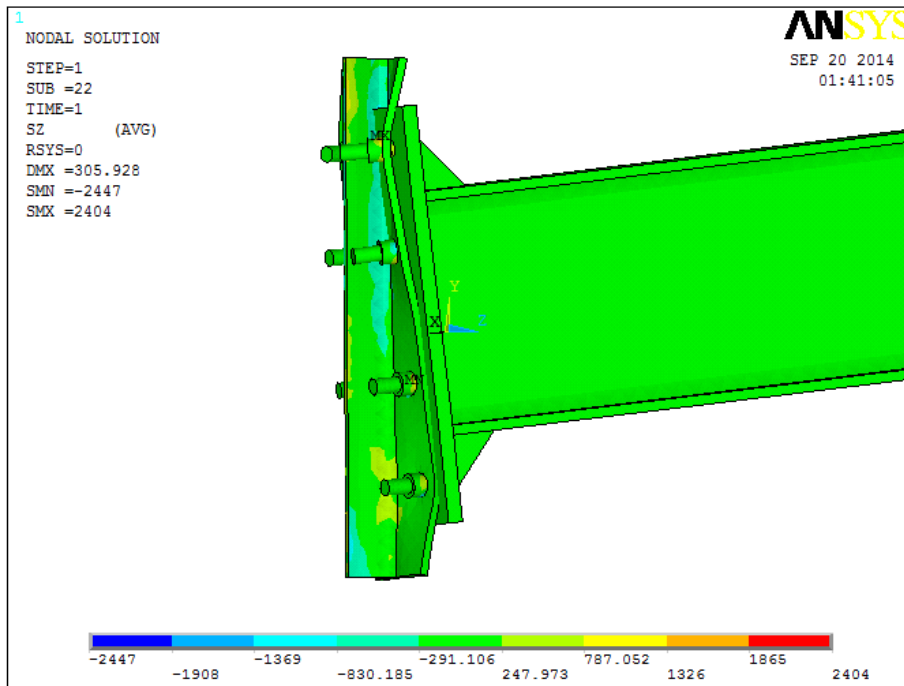


Figure IV-31 : Les zones de compression et de traction pour AS 3

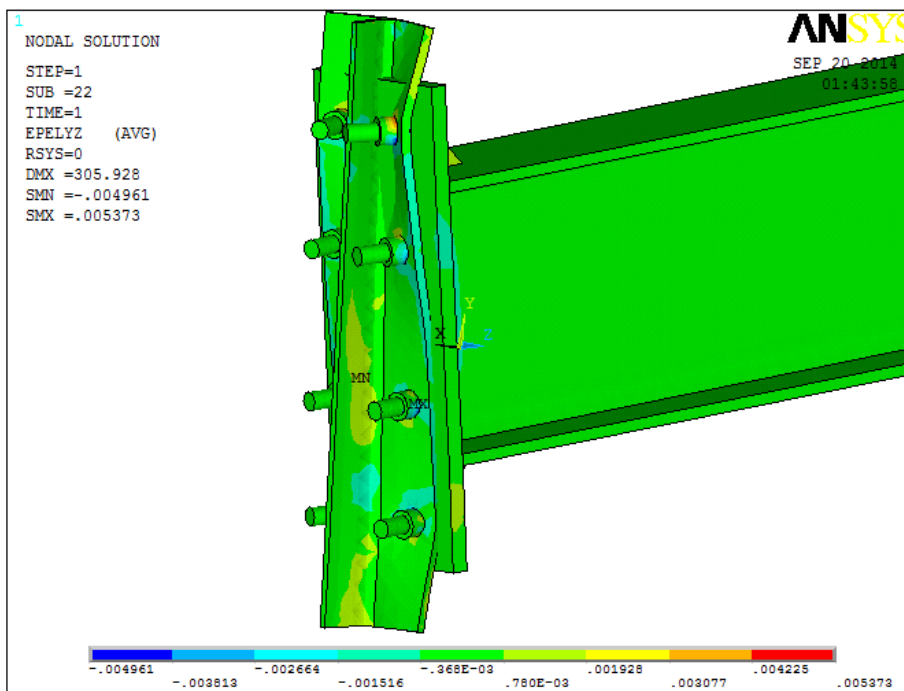


Figure IV-32 : Cisaillement au niveau des boulons pour AS 3

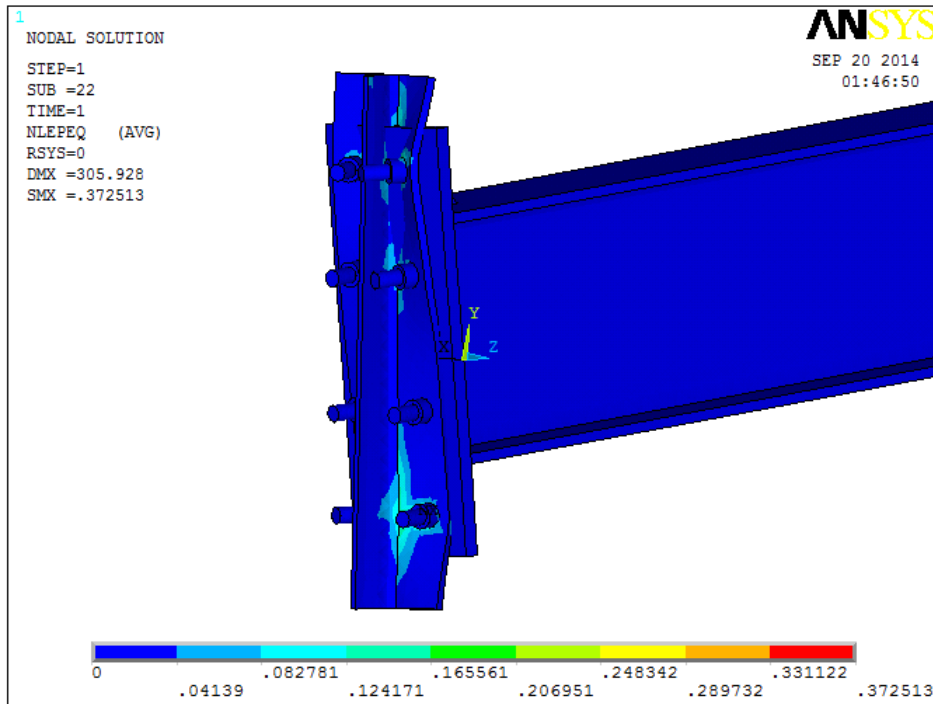


Figure IV-33 : La déformation plastique de l'AS 3

IV.5 ANALYSE DES RESULTATS :

IV.5.1 Courbe Moment-Rotation :

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

la présence des raidisseurs et la platine d'about débordante permettent une augmentation remarquable du moment résistant. On peut apprécier que la courbe de l'assemblage 3 et son moment résistant sont situés au dessus des assemblages.

Les courbes moment-rotation des trois assemblages présentent une non linéarité due au développement de la plasticité des matériaux (profilés, plaque, boulon). A partir des courbes moment- rotation, des parties linéaire et non linéaire sont observées.

. La rigidité $S_{ini,j}$, de la première partie de la courbe, représente un paramètre important du comportement de l'assemblage dans la mesure où il peut influencer le comportement structural global.

La présence des raidisseurs de la platine dans les zones tendue et comprimée influe de manière directe sur le comportement des assemblages. Elle permet de gains de résistance très importants par rapport à un assemblage non raidi.

La simulation adoptée est très satisfaisante en ce qui concerne le moment résistant.

En ce qui concerna la capacité de rotation des assemblages, le modèle numérique fournit des résultats qui estiment de manière satisfaisante les rotations mesurées.

Ainsi les résultats obtenus montrent que le modèle élément fini développé constitue un outil performant pour l'étude des assemblages métallique.

IV.6 CONCLUSION :

Le mécanisme de ruine, des trois assemblages poteau-poutre testés, est caractérisé essentiellement par la flexion de la semelle du poteau au niveau de la partie tendue de l'assemblage et la déformation de l'âme du poteau par voilement local au niveau de la partie comprimée.

L'apport des raidisseurs de platine d'about en termes de résistance et de rigidité est important pour les types d'assemblages étudiés. En outre, la présence des raidisseurs de platine dans les d'assemblages étudiés, influe de manière importante sur le mode de déformation de la platine.

CONCLUSION GENERALE

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

Les assemblages poteau-poutre testés ont péri par instabilité locale de la semelle et de l'âme du poteau. Le mécanisme de ruine est caractérisé par la flexion de la semelle du poteau au niveau de la partie tendue et la déformation de l'âme du poteau par voilement local au niveau de la partie comprimée.

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

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

La présence des raidisseurs de la platine dans les zones tendue et comprimée influe de manière directe sur le comportement des assemblages. Elle permet des gains de résistance et de rigidité initiale très importants par rapport à un assemblage non raidi.

Enfin, d'un point de vue purement personnel, le travail que j'ai effectué a été l'occasion pour moi d'améliorer et d'approfondir mes connaissances, dans le domaine des assemblages métallique, leurs modélisations et leurs caractérisations, aussi dans le domaine des éléments finis notamment sur la modélisation par logiciel ANSYS.

BIBLIOGRAPHIES

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. **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.
4. **Gebbeken.N.** On the numerical analysis of end plate connections. journal of constructional steel research, 1-3, 1994, Vol. 30, pp. 177-196.
5. **Bursi.OS , Jaspert.J-P.** Benchmarks for finite elements modeling of bolted steel connections. journal of constructional steel research, 1997, pp. 17-42.
6. **Sharboune.A , Bahaari.M.R.** 3D simulation of bolted connections to unstiffened columns. journal of constructional steel research, decembre 1996, pp. 189-223.
7. **Deleques.R.** Le calcul des assemblages boulonnées par platine d'extremite. construction metallique, 1972, p. 04.
8. **Khalili.D.** Recherche sur l'assemblages par boulonnage d'une plaque d'extremite. 1972, construction metallique, p. 40.
9. **Aribert.J.M , Lachal.A et Dinga.D.N.** Static design and cyclic behaviour of end plate steel and composite joints streng thened by hanches. , 1999. shanguai,china : s.n.
10. **Faella.C.** Cyclic behaviour of bolted joints components. journal of constructional steel research, April- june 1998, pp. 433-434.
11. **Bouchair.A.** Analysis of the behaviour of stainless steel bolted connections. 2, 2008, journal of constructional steel research, Vol. 64, pp. 1264-1274.
12. ENV 1993-1-1 –Eurocode 3: << design of steel structure >>. Part 1-8 .design of joint ; DraftN °01;29 februar y 2000.

13. PrEN 1993-1-8-Eurocode3: <<design of steel structure >>.Part 1-8 design of joint Draft N°01; 29 february 2000.

RESUME

Une étude numérique par éléments finis pour la caractérisation du comportement non linéaire des assemblages métalliques de type poteau poutre avec attaches boulonnées et platine d'about est effectuée. L'analyse numérique est basée sur un modèle tridimensionnel avec des éléments volumiques SOLID92 à 10 nœuds en utilisant le logiciel d'éléments finis ANSYS. 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 trois assemblages avec différentes configurations géométriques.

un plan de travail comprend quatre parties, la première partie est consacrée aux généralités sur les assemblages rencontrés dans les structures métalliques, la deuxième partie consiste à montrer les différentes recherches existantes dans la littérature étudiant, la troisième partie montre l'application de la méthodes des composantes pour les différentes configurations, la dernière partie est concernée au développement d'un modèle numérique tridimensionnel non linéaire avec des éléments volumiques SOLID 92 à 10 nœuds à l'aide du logiciel d'éléments finis ANSYS.

Mots clés : platine d'about, analyse numérique, éléments finis, non linéarités.