

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la recherche scientifique

UNIVERSITE Abderrahmane MIRA BEJAIA
Faculté de Technologie
Département de Génie Mécanique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de

MASTER

Filière : Génie Mécanique

Spécialité : Construction mécanique

Par :

HADDAD Loucif

IDIRI Yanis

Thème

Modélisation tridimensionnelle par élément finis du problème de contact dans les assemblages métalliques poteaux-poutres avec platines d'extrémités débordantes.

Soutenu le 15/10/2020 devant le jury composé de:

Mr.BELAMRI Abdelatif	Président
Mr.BECHEUR Abdelhamid	Encadreur
Mme OUARI épouse BOUKHEZAR Nadia	Examinatrice

Année Universitaire 2019-2020

Remerciements

Nos vifs remerciements seront adressés à :

BECHEUR Abdelhamid, notre encadreur, pour sa disponibilité et son soutien actif, pour l'attention qu'il nous a accordé et pour nous avoir orientés dans le bon sens quant à l'élaboration de ce mémoire.

Aux membres de jury qui ont accepté de juger notre travail.

Tous les enseignants de la faculté de génie mécanique pour leur contribution en terme de transmission du savoir.

Tous ceux qui, d'une manière ou d'autre, ont participé à notre formation et à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

A mes chers et très respectueux parents, aujourd'hui encore, le jour est arrivé pour moi d'exprimer ma profonde reconnaissance à votre égard, vous redire combien je vous chéris sincèrement. Oui mes bien-aimés, croyez en votre enfant car, le bienfait de l'éducation que vous lui avez si généreusement accordée développera de plus en plus l'affection qu'il vous porte. A IDIRI Mohamed et BOUDOUAOU Fatima.

A Taklit, Fariza, Hassiba et Yousra, je ne peux rester indifférent à vos égards, mes sœurs. Pour le soutien, la bienveillance que vous me portez mais aussi, pour votre réussite personnelle.

A toi Halim, petit frère bien-aimé, Lyes mon beau-frère, à Bournane, Aghilas et Amazigh et à tous.tes les ami.es. Je vous dédie ce travail.

Yanis IDIRI.

Je dédie ce travail :

A mes chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et pour tout le mal qu'ils se sont donnés afin de me faciliter la vie, pour leur bienveillance, leur affectation et leur éternel amour

A mes frères bien-aimés pour leur soutien et leur disponibilité. A mes amis.

Loucif HADDAD.

Sommaire

Remerciements	i
Dédicaces	ii
Sommaire	iii
Table des figures	viii
Liste des tableaux	x
Nomenclature	xi
Introduction générale	1
Chapitre I : Introduction aux calculs d'assemblage métalliques	3
I.1. Introduction.....	3
I.2. Définition d'un assemblage.....	3
I.3. Types d'assemblages.....	3
I.3.1. Assemblage boulonné.....	3
I.3.2. Assemblage soudé.....	4
I.4. Types d'assemblages boulonnés par platine d'extrémité.....	5
I.4.1. Assemblage poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée.....	6
I.4.2. Assemblage poteau poutre par cornière d'âme et/ou de semelle.....	6
I.4.3. Assemblage de continuité de poutre ou de poteau.....	7
I.5. Modes de transmission des efforts.....	8
I.5.1. Modes e transmission par cisaillement.....	8
a. Transmission par buté.....	8
b. Transmission par frottement.....	8
I.5.2. Mode de Transmission par traction.....	9
I.5.3. Mode de Transmission par cisaillement-traction.....	10
I.6. Caractérisation du comportement des assemblages.....	10
I.7. Classification des assemblages métalliques.....	12
I.7.1. Classification des assemblages en rigidité.....	12
I.7.2. Classification des assemblages par la résistance.....	13
I.7.3. Classification des assemblages par capacité de rotation.....	14
I.8. Dimensionnement des boulons ordinaires.....	15
I.8.1. Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.....	15
I.8.2. assemblages sollicités au cisaillement.....	15
I.8.3. assemblages sollicités à l.a traction.....	15

I.9. dimensionnement des boulons précontraints.....	16
I.9.1. assemblages sollicités au cisaillement.....	16
I.9.2. assemblages sollicités à la traction.....	16
I.9.3. assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction.....	16
I.10. Précautions constructives.....	17
I.11 conclusion	17
Chapitre II : Introduction à la mécanique du contact.....	18
II.1. Introduction.....	18
II.2. Généralités.....	18
II.2.1. L'aire de contact.....	18
II.2.2. Les pressions de contact.....	18
II.2.3. Types de contact	18
II.2.4. Les non-linéarités dues au contact.....	19
II.3. Les frottements.....	20
II.3.1. Les lois de frottement.....	20
a. La loi de Tresca.....	21
b. La loi de Coulomb.....	21
c. La loi de Coulomb régularisée.....	23
II.3.2. La loi de Coulomb en quasi statique	23
II.4. Formulation mathématique du problème de contact.....	24
II.4.1. Cas de contact unilatéral sans frottement.....	25
II.4.2. Cas du contact unilatéral avec frottements.....	26
II.5. Problème de Signorini.....	27
II.6. Conclusion.....	27
Chapitre III : utilisation de méthode des éléments finis dans les calculs d'assemblages.....	28
III.1. Introduction.....	28
III.2. Principe fondamental de la MEF.....	28
III.3. Bref historique.....	29
III.4. Avantages et inconvénients de la méthode des éléments finis.....	29
III.5. procédures de base de la méthode des éléments finis.....	30
III.5.1. Types d'éléments finis.....	30
III.5.2. Tailles des éléments finis.....	31
III.5.3. Formulation des éléments finis.....	31

III.5.4. Etapes de calculs par éléments finis.....	32
III.6. Modélisation par éléments finis des assemblages métalliques.....	33
III.6.1. Modélisation bidimensionnelle des assemblages	33
III.6.2. Modélisation tridimensionnelle des assemblages	35
III.7. Conclusion.....	36
Chapitre IV: Comportement d'assemblage métallique par platine d'extrémité boulonnée..	37
IV.1. Introduction.....	37
IV.2. Historique sur les études du comportement d'assemblages métalliques.....	37
IV.3. Approche analytique du calcul d'assemblages selon EC3.....	38
IV.3.1. Présentation de la méthode des composantes.....	39
a. Identification des composantes.....	39
b. Caractérisation des composantes.....	40
i. Calcul de la rigidité initiale.....	40
ii. calcul de la résistance.....	41
iii. Détermination de la capacité de rotation.....	43
c. Assemblage des composantes.....	43
IV.4. Tronçon en Té.....	43
IV.4.1. Fonctionnement du tronçon en Té.....	43
IV.4.2. Modèle théorique du tronçon en Té.....	44
IV.4.3. Résistance du tronçon en Té.....	45
IV.4.4. Rigidité du tronçon en Té.....	46
IV.5. Conclusion.....	46
Chapitre V. Modélisation avec CAST3M du comportement des assemblages métalliques par	
platinas d'extrémité débordante.....	47
V.1. Introduction.....	47
V.2. Présentation de CAST3M.....	47
V.2.1. Le langage de CAST3M: Gibiane.....	47
V.2.2. Règles syntaxiques générales	48
V.2.3. Systèmes d'unités.....	49
V.2.5. Problèmes pouvant être résolus par CAST3M.....	50
V.2.6. Procédure de résolution d'un problème.....	50
V.3. Modélisation de l'assemblage avec des éléments finis tridimensionnels.....	51
V.4. Description de l'assemblage.....	51
V.5. Type d'éléments finis utilisés.....	54

V.6. Modèle de contact utilisé.....	56
V.7. Démarches adoptés.....	57
V.8. Analyse des résultats en phase de comportement élastique.....	58
V.8.1. Influence de l'épaisseur de la platine.....	58
a. Analyse des déformées.....	58
b. Analyse de la distribution des contraintes.....	58
V.9. Influence de la présence ou non des raidisseurs.....	62
V.9.1. Analyse des déformées.....	62
V.9.2. Analyse des champs des contraintes	63
V.10. Analyse des résultats en phase de comportement plastique.....	65
V.10.1. Influence de l'épaisseur de la platine sur la plastification des composantes de l'assemblage.....	65
V.10.2. Influence de La présence ou non des raidisseurs sur la plastification des composantes de l'assemblage.....	68
V.11. Analyse des surfaces de contact en fonction de l'épaisseur de la platine.....	71
V.11.1. Influence de l'épaisseur de la platine.....	71
V.11.2. Influence de la présence ou non des raidisseurs.....	73
V.12. Analyse des courbes moments-rotations.....	75
V.12.1. Influence de l'épaisseur de la platine.....	75
V.12.2. Influence des raidisseurs.....	76
V.13. Discussion des résultats et conclusion.....	77
Conclusion générale.....	79
Références bibliographiques.....	80

TABLES DES FIGURES

Figure I.1 : Boulon d'assemblage.....	-4-
Figure I.2 : Exemple d'un assemblage par quatre cordons de soudure entre un poteau et une poutre.....	-5-
Figure I.3 : Assemblage poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée.....	-6-
Figure I.4 : Assemblages poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles.....	-7-
Figure I.5 : Assemblage de continuité de poutre.....	-7-
Figure I.6 : Assemblage de continuité de poteau.....	-7-
Figure I.7 : transmission d'un effort normal.....	-8-
Figure I.8 : transmission d'un effort normal : pièces pincées.....	-9-
Figure I.9 : Exemple du boulon ordinaire soumis à une traction.....	-9-
Figure I.10 : Exemple du boulon précontraint soumis à une traction.....	-10-
Figure I.11 : Comportement des assemblages métalliques.....	-11-
Figure I.12 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique.....	-12-
Figure I.13 : Limites de classification de rigidité.....	-13-
Figure I.14 : Limites de classification en résistance.....	-13-
Figure I.15 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation.....	-14-
Figure II.1: Loi de Tresca.....	-21-
Figure II.2 : Loi de coulomb.....	-22-
Figure II.3 : Cône de Coulomb 2D.....	-22-
Figure II.4 : Cône de coulomb 3D.....	-23-
Figure II.5 : Régularisation de la loi de Coulomb.....	-23-
Figure II.6 : Deux corps élastiques déformables en contact unilatéral.....	-25-
Figure II.7 : Corps élastique déformable en contact avec un socle rigide indéformable.....	-27-
Figure III.1 : Modélisations par éléments finis de structures.....	-32-
Figure III.2 : Modèles éléments finis 2D.....	-34-
Figure III.3 : Courbes M- Φ (comparaison essais et MEF).....	-34-
Figure III.4 : Courbes M- Φ (comparaison essais et MEF).....	-36-
Figure IV.1 : Composantes de base de l'assemblage par platine d'about boulonnée.....	-39-

Figure IV.2 : Approche EC3 pour le calcul de la rigidité initiale d'un assemblage poteau-poutre par platine d'about boulonnée.....	-41-
Figure IV. 3 : mode de ruine du tronçon en té.....	-44-
Figure IV.4 : mode de ruine du tronçon en té.....	-44-
Figure V.1 : Assemblage HEA 600 et IPE 400 par platine sans raidisseur.....	-51-
Figure V.2 : Assemblages HEA 600 et IPE 400 par platine avec raidisseur.....	-52-
Figure V.3 : Caractéristiques géométriques poteau-poutre.....	-52-
Figure V.4 : Caractéristiques géométriques de la platine.....	-53-
Figure V.5 : Caractéristique du boulon M18.....	-53-
Figure V.6 : Modèle élément fini tridimensionnel de l'assemblage sans raidisseur.....	-54-
Figure V.7 : Modèle élément fini tridimensionnel de l'assemblage avec raidisseur.....	-55-
Figure V.8 : Modèle élément fini tridimensionnel de la moitié d'assemblage.....	-55-
Figure V.9 : Condition aux limites et chargement.....	-56-
Figure V.10 : Maillage de surface de contact platine et semelle de poteau.....	-57-
Figure V.11 : Maillage de boulon.....	-57-
Figure V.12 : déformées de l'assemblage avec des platines d'épaisseurs différentes de 10mm (à gauche), de 20mm (au milieu) et de 30 mm à droite.....	-58-
Figure V.13 : (extrait de Jean Morel) : Phénomène de l'effet de levier dû à la déformabilité de la platine mince.....	-69-
Figure V.14a : Distribution élastique des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 10mm.....	-60-
Figure V.14b : Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 20mm.....	-61-
Figure V.15 : Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 30mm.....	-62-
Figure V.16 : déformées de l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).....	-62-
Figure V.17 : Distribution des champs de contraintes de VONMISES des poutres dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).....	-63-
Figure V.18: Distribution des champs de contraintes de VONMISES des poteaux dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).....	-63-
Figure V.19 : distribution des champs de contraintes de VONMIOSES dans la platines de l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).....	-64-

Figure V.20 : Distribution des champs de contraintes de VONMISES des boulons dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).....	-64-
Figure V.21 : Déformations inélastiques des composants de l'assemblage Avec une platine d'épaisseur 10mm sous $M=262,8$ KNm et $V=1051,2$ KN.....	-66-
Figure V.22 : Déformations inélastiques des composants de l'assemblage avec une platine d'épaisseur 20mm sous $M=262,8$ KNm et $V=1051,2$ KN.	-67-
Figure V.23 : : Déformations inélastiques des composants de l'assemblage avec une platine d'épaisseur 30mm sous $M=262,8$ KNm et $V=1051$ KN.....	-68-
Figure V.24 : Déformation inélastique dans la poutre de l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M= 270$ KNm et $V= 1080$ KN.....	-69-
Figure V.25 : Déformation inélastique dans les poteaux de l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M= 270$ KNm et $V=1080$ KN.....	-69-
Figure V.26: Déformation inélastique dans la platine de l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M= 270$ KNm et $V= 1080$ KN.....	-70-
Figure V.27: Déformations inélastiques dans les boulons de l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M=270$ KNm et $V= 1080$ K.....	-70-
Figure V.28: influence de l'épaisseur de la platine.....	-76-
Figure V.29: Influences présence des raidisseurs platine ép 20 mm.....	-77-

Liste des tableaux

Tableau I.1 : valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons.....	-16-
Tableau III.1 : types d'éléments finis.....	-31-
Tableau V.1 : Description du quelque directive.....	-48-
Tableau V.2 : Description du quelque opérateurs.....	-48-
Tableau V.3 : Exemples des systèmes d'unités de mesure cohérents.....	-49-
Tableau V.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre et du poteau (en mm).....	-52-
Tableau V.5 : Dimensions et positions des trous dans la platine (en mm).....	-53-
Tableau V.6 : caractéristiques géométriques de boulon en (mm).....	-54-
Tableau V.7 : Influence de l'épaisseur de la platine.....	-73-
Tableau V.8 : L'influence de la présence ou non de raidisseur.....	-75-

Nomenclature

Symboles

M : Moment résistant.

Φ : Capacité de rotation.

S_j : Rigidité du ressort.

γ_{Mb} : Coefficient partiel de sécurité.

F_{tSd} : L'effort de traction sollicitant de calcul revenant à un seul boulon.

F_{tRd} : La résistance de calcul en traction par boulon est obtenue par la formule.

A_S : Section résistante de la partie filetée.

f_{ub} : Résistance à la traction du boulon.

F_{vSd} : L'effort tranchant sollicitant de calcul revenant à un seul boulon.

F_{vRd} : L'effort tranchant résistant de calcul revenant à un seul boulon.

$F_{p,Cd}$: Précontrainte de calcul.

μ : Coefficient de frottement.

n : Nombre d'interface de frottement.

K_S : Coefficient fonction des dimensions des trous.

F_t : Composante tangentielle de force contact.

F_n : Composante normale de force contact.

\dot{u}_t : Vitesse relative tangentielle entre deux corps.

f_y : Limite d'élasticité du matériau.

f_d^ℓ : Densité de force volumique.

ε : Tenseur de déformation.

K^ℓ : Opérateur d'élasticité.

K_e : raideur élastique.

F_e : vecteur élémentaire.

$[K_e]$: matrice de rigidité élémentaire.

$[K]$: Matrice de rigidité globale.

U : Force déplacement.

E : module d'élasticité

TFB : Epaisseur de la semelle de la poutre.

TFC : Epaisseur de la semelle du poteau.

TWB : Epaisseur de l'âme de la poutre.

TWC : Epaisseur de l'âme du poteau.

h_b : Hauteur de la poutre.

L_b : Longueur de la poutre.

b_{fb} : Largeur de la poutre.

b_{fc} : Largeur du poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

h_p : Longueur du poteau.

Abréviations

AISC : Manual of steel construction.

CEA : Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives.

CPU : Le temps passé par un programme sur le processeur.

DM2S : Département de Modélisation des Systèmes et Structures.

EDP : équations aux dérivées partielles.

HEA : Poutrelles européennes en H à larges ailes.

IPE : Poutrelles européennes en I.

MEF: Méthode élément finie.

Introduction Générale

Introduction Générale

Le domaine de la construction métalliques, de nos jours, est largement utilisé dans de divers ouvrages (bâtiments, ponts, hangars, œuvres artistiques,...etc.). Ce type de construction demeure de plus en plus prépondérant après avoir été marginalisé pendant longtemps.

Dans une structure métallique, il est impératif de porter une attention toute particulière sur certains points « névralgiques » notamment les assemblages (boulonnages, soudages) à fin d'éviter leurs risques de rupture brutale qui causera l'effondrement de l'ouvrage. De ce fait, la conception et le calcul des assemblages revêtent une importance capitale pour la sécurité finale de la construction.

Les assemblages métalliques poteau poutre par platine d'extrémités assurent la transmission des moments fléchissants, d'efforts normaux et tranchants. Dans les assemblages boulonnés, cette transmission se fait par cisaillement-traction. Cependant, le nombre de rangées de boulons tendus se trouve dans la zone de contact ayant subi du décollement. L'objectif du présent travail est d'étudier cette zone du contact en fonction de divers paramètres, à savoir, l'influence de l'épaisseur de la platine ainsi que la présence ou non des raidisseurs transversaux dans les poteaux. A cet effet, le modèle de calcul par éléments finis tridimensionnels ainsi les éléments de contact de surface seront utilisés dans les zones du décollement, du glissement et d'adhérence seront analysées.

Ce travail est partagé en cinq chapitres représentés comme suit :

Dans le premier chapitre, nous introduisons aux calculs des assemblages métalliques avec les différentes configurations utilisées dans les constructions métalliques, en donnant quelques définitions sur les différents modes et moyens d'assemblages.

Dans le deuxième chapitre, nous aborderons le problème du contact unilatéral avec et sans frottement ainsi que les lois les plus utilisées pour tenir compte du frottement.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation de la méthode des éléments finis, son principe, ces différents types ainsi que ses étapes de calculs.

Nous clôturons la partie théorique avec le quatrième chapitre, ce dernier sera consacré au comportement d'assemblages métalliques par platine d'extrémité boulonnée, ou nous allons jeter lumière sur la méthode des composantes, les différentes étapes de son application, ainsi, la méthode de tronçon en té et son fonctionnement.

Le dernier chapitre sera consacré à la présentation du logiciel CAST3M, son fonctionnement et les procédures de calcul utilisées, d'abord. En suite, nous allons développer un modèle numérique tridimensionnel poteau poutre avec platine d'extrémité avec des éléments volumiques de type CUB8 à l'aide du logiciel CAST3M et en utilisant les conditions de contact entre la platine et la semelle du poteau. Ces calculs seront suivis par l'analyse et l'interprétation des résultats numériquement.

Nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Introduction aux calculs d'assemblages métalliques

I. Introduction aux calculs d'assemblages métalliques

I.1. Introduction

Dans une structure en acier, les assemblages constituent les parties importantes, ils assurent, en générale, la continuité à l'intérieur d'un même élément ou servent d'une liaison nodale entre les éléments, mais aussi ils permettent à la structure en acier de supporter les charges et les surcharges appliquées et les transmettre jusqu'aux fondations. 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 trois types d'assemblages : les assemblages soudés, les assemblages boulonnés et les assemblages collés.

I.2. Définition d'un assemblage

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs éléments de structure entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations, sans générer de ruptures locales ou globales de la structure (JEAN Morel.1994).

I.3. Types d'assemblage

Les principaux types d'assemblages sont :

- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages soudés.
- Les assemblages collés (avec résines fortes)

I.3.1. Assemblage boulonnés

Les boulons peuvent être utilisés en atelier ou sur le chantier. Un boulon est composé d'une vis, d'un écrou et d'une rondelle. La vis comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique appelé tige et fileté en partie (figure I.1). L'écrou est également de forme hexagonale. Les rondelles, les freins d'écrou, les contre-écrous font partie des accessoires des assemblages. Les jeux dans les trous sont de 1 à 3 mm et dépendent des diamètres des boulons utilisés.

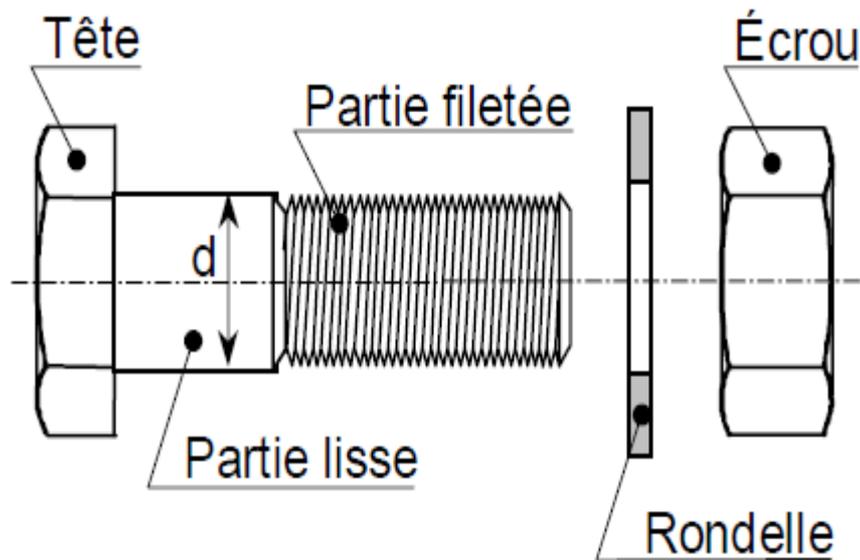


Figure I.1: Boulon d'assemblage (MUZEAU j.p. 2010)

I.3.2. Assemblage soudés

Le soudage est une opération qui consiste à assurer la liaison permanente de deux ou plusieurs parties constitutives de nature identique ou différente, obtenue par fusion localisée (bensaada.S. 2019).

Le soudage nécessite 4 conditions :

- 1- Disposer d'une source d'énergie pour unir les faces par fusion.
- 2- Le procédé doit pouvoir éliminer la contamination des deux faces à unir.
- 3- Pendant l'opération de soudage, éviter la contamination atmosphérique ou ses effets.
- 4- Avoir un contrôle métallurgique de la soudure.

Le soudage présente plusieurs avantages :

- Il assure la continuité de la matière, et de ce fait permet la transmission des sollicitations.
- Il permet d'éviter l'utilisation de pièces secondaires (goussets, cornières, etc.)
- Il est moins encombrant 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 soudage exige une main-d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique.

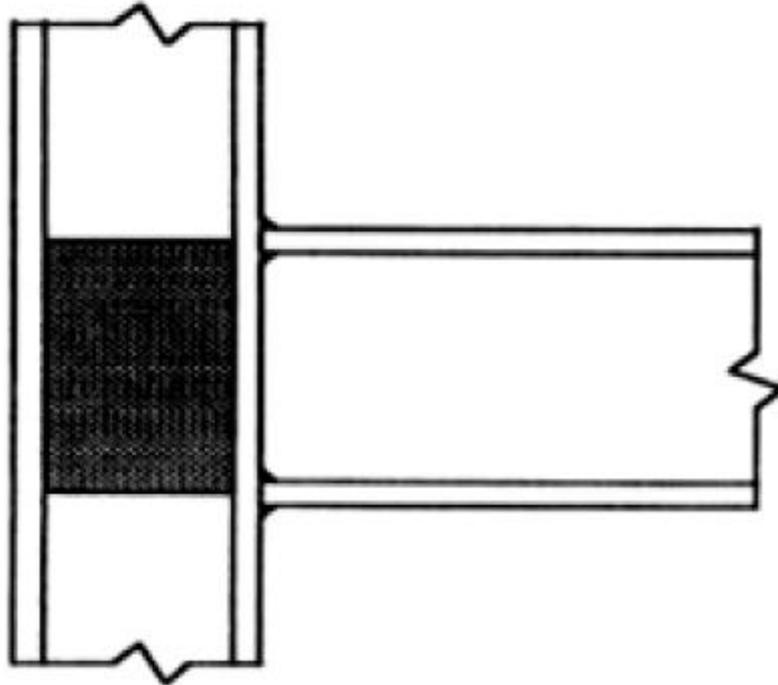


Figure I.2: Exemple d'un assemblage par quatre cordons de soudure entre un poteau et une poutre

I.3.3. Les assemblages collés

Le collage est une technique qui occupe une part de plus en plus importante dans l'industrie, que ce soit dans l'aéronautique, l'aérospatial, l'automobile ou même la médecine. Selon la définition donnée par (Cognard j. 2000) : «La colle est un produit destiné à unir deux pièces après durcissement ». En concurrence directe avec d'autres techniques d'assemblage, telles que le boulonnage ou le soudage, le collage présente de nombreux avantages, notamment la réduction du poids des structures collées, mais aussi en permettant l'assemblage de matériaux aux natures variées. Cette technique d'assemblage est utilisée depuis plusieurs dizaines d'années et n'a cessé de se développer à ce jour. Etant une science relativement récente, le collage fait intervenir de nombreuses disciplines telles que la mécanique, la physique et la chimie (sebastien chauffaille. 2011).

I.4. Types d'assemblages boulonnés par platine d'extrémité

Les poutres et les poteaux dans une structure en acier peuvent être assemblés par différents types d'assemblages. Dans le cas des assemblages boulonnés par platine d'extrémité, on distingue les types d'assemblages suivants (l'EC3) :

- les assemblages poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée.
- les assemblages poteau-poutre par cornière d'âme et /ou de semelle.

- Les assemblages de continuité de poutres ou de poteaux.

I.4.1. Assemblage poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée

Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide de la platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons. Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité peuvent être réalisés par une platine courte, non débordante ou débordante.

La platine courte est soudée à l'âme de la poutre assemblée et boulonnée à l'aile du poteau ; la platine non débordante borde la poutre sur toute sa hauteur. Enfin, la platine débordante dépasse la hauteur de la poutre. La (figure I.3) donne une illustration de la topologie de ces trois types d'assemblages.

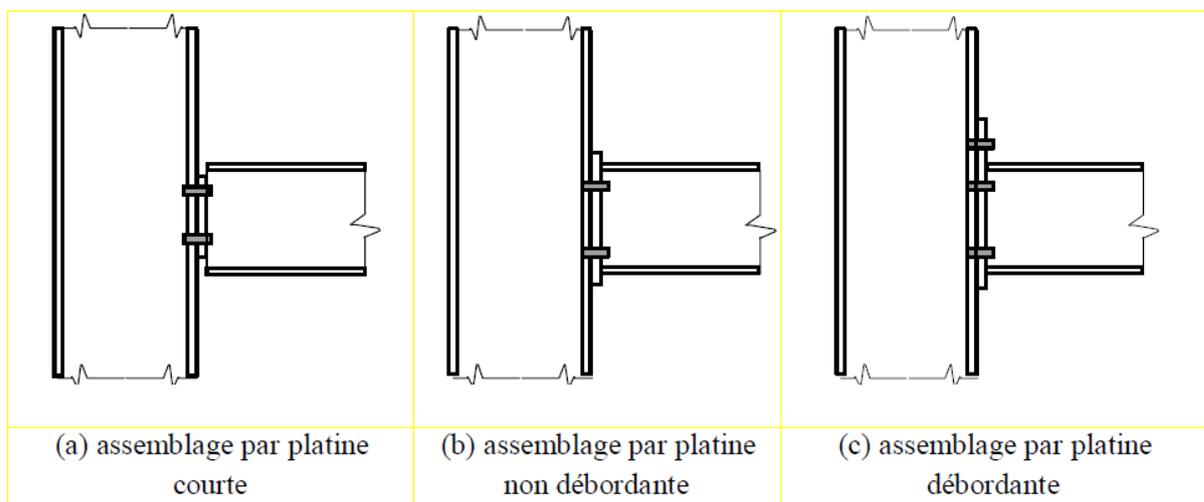
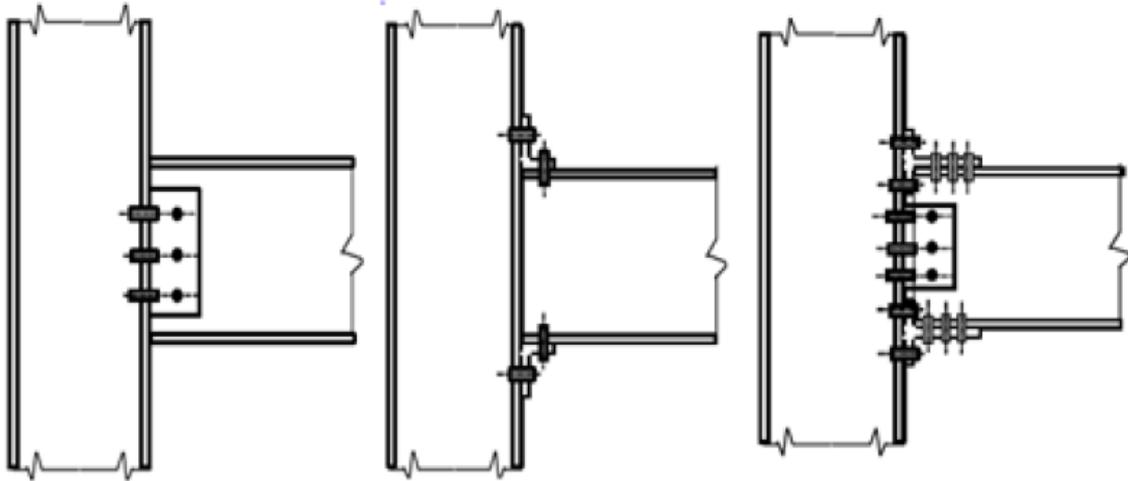


Figure I.3 ; Assemblage poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée

I.4.2. Assemblage poteau-poutre par cornière d'âme et/ou de semelle

L'assemblage avec deux cornières boulonnées sur l'âme (figure I.4a) 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 du moment fléchissant. Les assemblages articulés sont utilisés dans les ossatures de type et poteau-poutre lorsque la rigidité latérale est assurée par d'autres moyens comme par exemple une palée de stabilité triangulée. Les deux autres assemblages (figure I.4b et c) sont en général considérés comme semi-rigides transmettant donc un moment fléchissant et un effort tranchant (HADHOUD Amira. 2016).

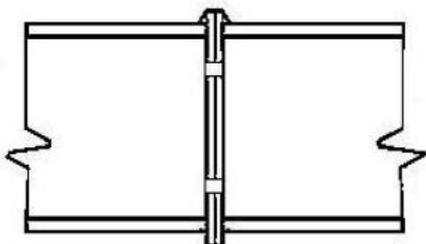


a) cornière d'âme b) cornières de semelles c) cornières de semelle et cornières d'âme

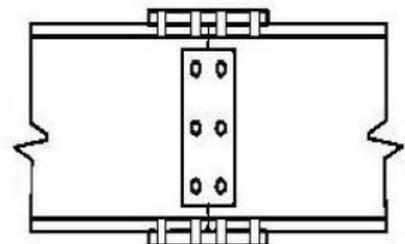
Figure I.4 : Assemblages poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles

I.4.3. Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux

Les (figure I.5a) et (figure I.5b) montrent des assemblages avec platines d'about qui assurent la continuité de poutres ou de poteaux. Les platines peuvent être débordantes ou non débordante.

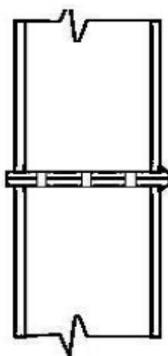


(a) Assemblage par platine d'about

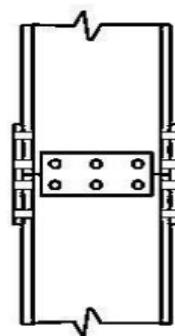


(b) Assemblage par couvre-joint

Figure I.5 : Assemblage de continuité de poutre



(a) Assemblage par platine d'about



(b) Assemblage par couvre-joint

Figure I.6 : Assemblage de continuité de poteau

Une alternative à l'utilisation de platines d'about fait appel aux assemblages par couvre-joint (Figures I.6a et I.6b) avec des zones d'attaches boulonnées réalisées sur les âmes et les semelles des poutres.

I.5. Mode de transmissions des efforts (jaque brozzeti.1996)

Le fonctionnement d'un assemblage boulonné et de créer des contraintes de cisaillement et/ou des contraintes de traction. Ce fonctionnement peut être généralisé à tous les assemblages. Sur le plan réglementaire, la qualité requise pour un boulon est la résistance au cisaillement, ou la résistance à la traction, ou encore la résistance à l'interaction cisaillement-traction.

I.5.1. Mode de transmission par cisaillement

La création de champ de contraintes de cisaillement nécessaire à la transmission des efforts peut être obtenue selon deux principes :

- La butée
- Le frottement

a. Transmission par butée

Dans ce cas, la création du champ de cisaillement nécessaire à la transmission de l'effort est obtenue non plus par frottement des pièces mais par la résistance au cisaillement des boulons eux-mêmes. Le corps du boulon joue alors un rôle de butée. Ces assembleurs sont alors des boulons ordinaires.

b. Transmission par frottements

Prenons le cas simple de la transmission d'un effort N de la pièce C aux pièces A et B (figure I.7).

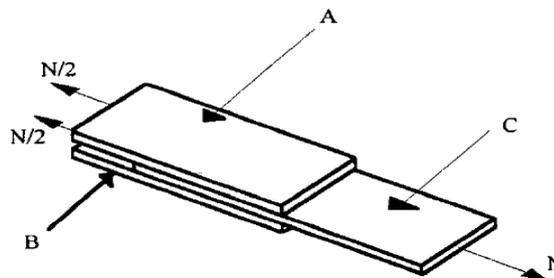


Figure I.7 : transmission d'un effort normal

L'effort N pouvant être transmis est d'autant plus grand que les pièces A, B et C sont pincées par un effort F_p perpendiculaire aux plans de contact, lui-même grand, et que l'état de surface de ces plans est tel que le frottement mobilisable entre ces pièces est important (figure I.08).

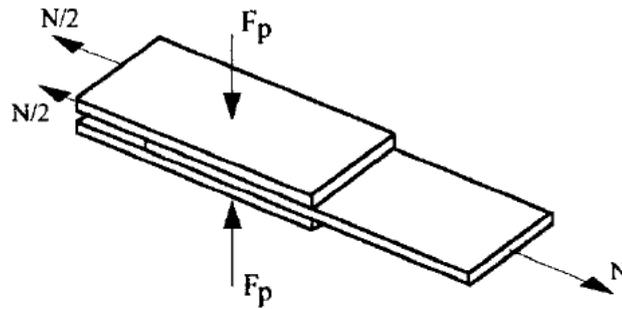


Figure I.8 : transmission d'un effort normal : pièces pincées

Physiquement, la force F_p est obtenue par le serrage des boulons qui n'ont pour seul rôle que de pincer les pièces entre elles afin que l'assemblage se réalise par frottement. Dans ce cas, les assembleurs boulons utilisés sont des boulons précontraints.

I.5.2. Mode de transmission par traction

La traction est une sollicitation parallèle à l'axe longitudinal de la vis. Les fonctionnements mécaniques des boulons précontraints et des boulons ordinaires sont différents du fait de la présence d'une précontrainte pour les premiers (boulons précontraints).

- **cas des boulons ordinaire :** prenons un exemple d'un boulon ordinaire soumis à la traction par l'intermédiaire de deux pièces A et B (figure I.9). Le mode de ruine de cet assemblage peut intervenir non seulement par la rupture du boulon lui-même mais aussi par poinçonnement des plaques PA et PB en contact avec la tête du boulon ou de l'écrou.

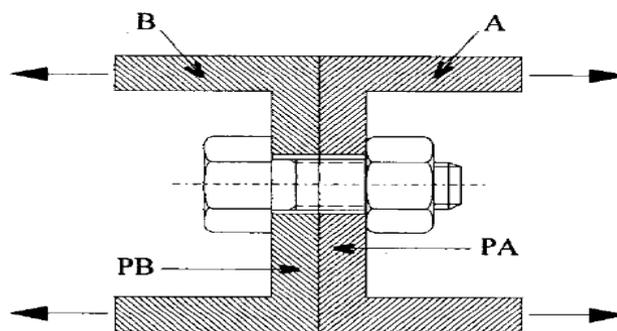


Figure I.9 : Exemple du boulon ordinaire soumis à une traction

- **cas des boulons précontraints :** prenons un exemple d'un boulon précontraint soumis à une traction (figure I.10). En l'absence de l'effort extérieur de traction F , les plaques PA et PB sont comprimées, donc raccourcies. Lorsque l'effort de traction F de traction est appliqué au système, les plaques se décompressent jusqu'à un état qui peut être le décollement (en fonction de la valeur de l'effort appliqué). Considérons, dans un premier temps, la phase où les plaques restent en contact. Les lois de comportement en

force-déformation du boulon et des plaques- sont différentes car la section tendue du boulon est beaucoup plus faible que la section comprimée des plaques.

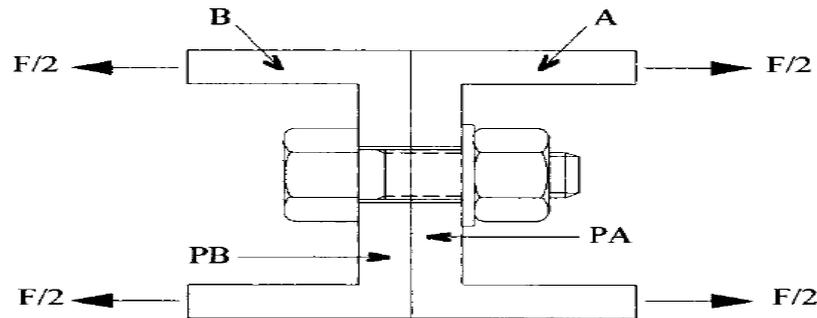


Figure I.10 : Exemple du boulon précontraint soumis à une traction

I.5.3. Mode de transmission par cisaillement-traction

Le type de sollicitation à transmettre d'un élément à l'autre (liaison poutre-poteau) provoque souvent cisaillement et traction simultanés dans les assemblages, donc également dans les assembleurs pris seul : on parle d'interaction cisaillement-traction.

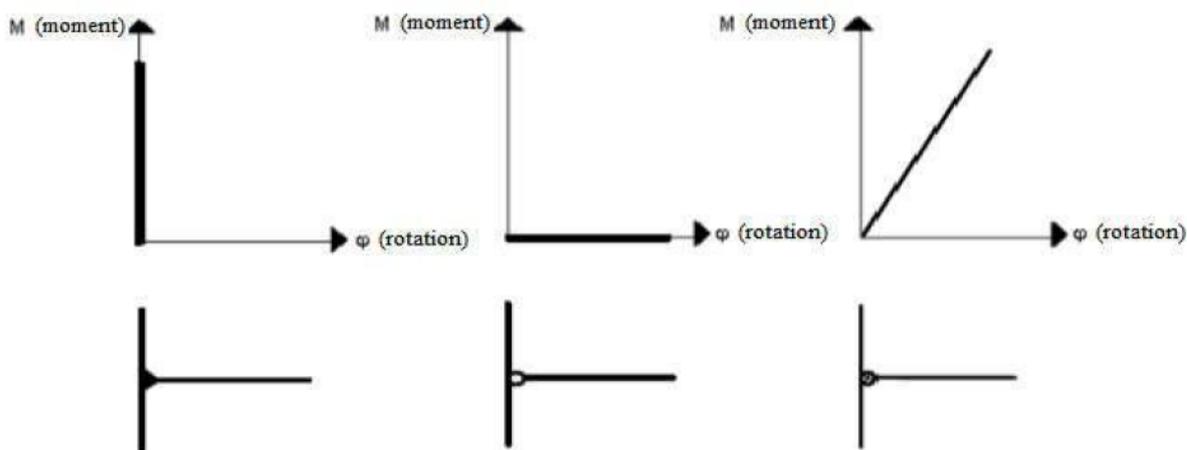
Puisque les comportements mécaniques des boulons ordinaires et des boulons précontraints sont différents tant pour la traction que pour le cisaillement.

- **Cas des boulons précontraints :** dans ce cas, la transmission du cisaillement a lieu grâce à la pression de contact entre les pièces. Or, la traction appliquée à l'assemblage décomprime les plaques en contact, réduisant ainsi la pression à l'interface des pièces et donc la capacité de transmission d'un effort de cisaillement.
- **Cas des boulons ordinaires :** la vérification d'un boulon ordinaire soumis à une interaction traction-cisaillement porte sur le boulon lui-même, la pression diamétrale et le poinçonnement.

I.6. Caractérisation du comportement des assemblages

Lors de l'analyse structurale, les assemblages entre les éléments structuraux sont traditionnellement modélisés comme rigides ou articulés. Les nœuds articulés ne transmettent aucun moment de flexion et n'empêchent pas la rotation des éléments assemblés. Quant aux nœuds « parfaitement 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 (M) 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 (anis abidelah. 2009).



a) Assemblage rigide

b) Assemblage rotulé

c) Assemblage semi-rigide

Figure I.11: Comportement des assemblages métalliques (HADHOUD Amira. 2016)

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, R_d), la rigidité (S_j, i_{ni} ou S_j) et la capacité de rotation (Φ_{cd}). Ces caractéristiques sont obtenues à partir de la courbe moment-rotation représentée dans la (figure I.12).

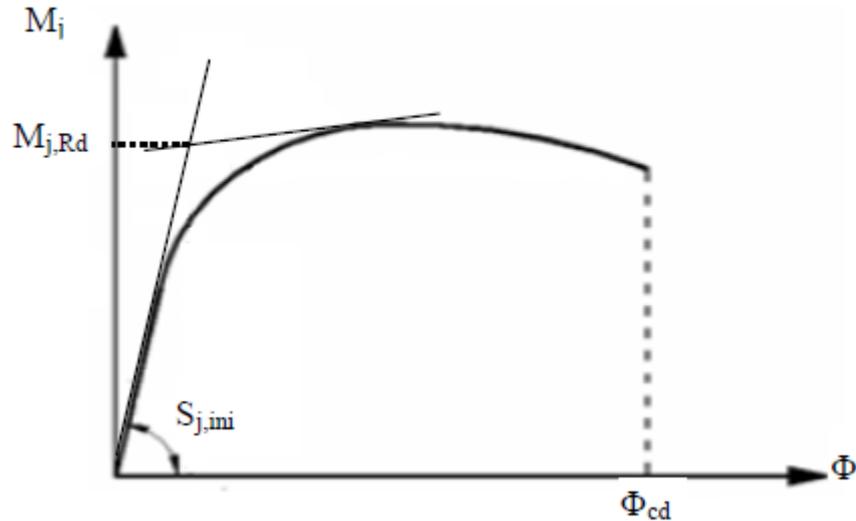


Figure I.12 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique (hadhoud amira2016).

Il a été démontré que l'introduction du concept d'assemblage semi-rigide dans les ossatures permettait 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. Toutefois, ce type de calcul est non seulement complexe mais relativement coûteux.

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 métalliques

Selon l'EC3, les assemblages doivent être modélisés en vue d'une analyse globale de la structure. Le type de modélisation des assemblages à adopter dépend de la classification en termes de rigidité (rigide, semi-rigide et articulé), de résistance (résistance complète ou partielle) et de capacité de rotation. Les critères de cette classification sont décrits ci-dessous (anis abidelah. 2009).

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.

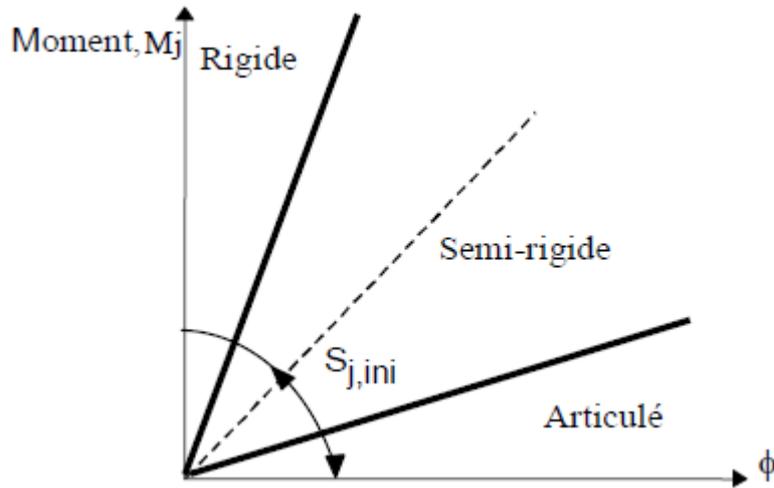


Figure I.13 : Limites de classification de rigidité (anis abidelah. 2009)

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) :

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

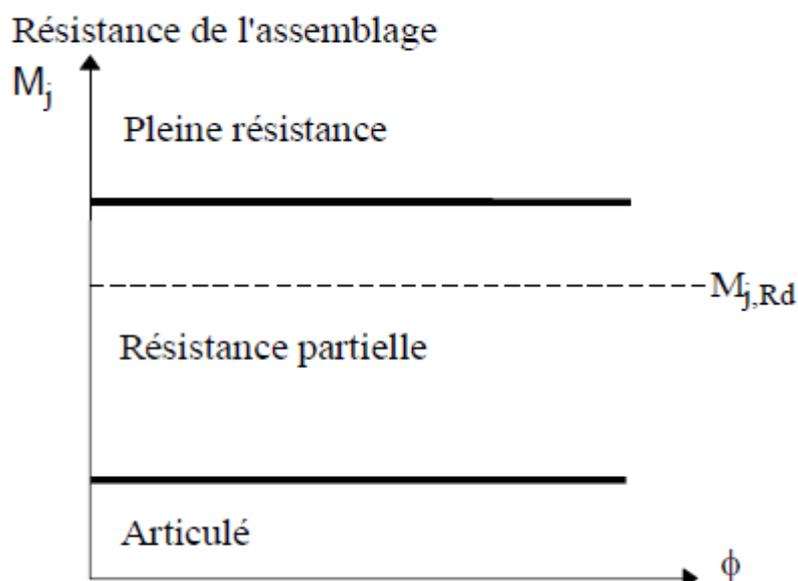


Figure I.14 : Limites de classification en résistance (HADHOUD Amira. 2016)

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 a des résistances beaucoup plus élevées que les valeurs nominales, le calcul conduit alors à la sous-estimation de la résistance des éléments structuraux assemblés (poutre, poteau) et donc à l'éventuelle formation, en réalité, de la rotule plastique dans l'assemblage alors qu'on l'attend dans la poutre, par exemple.

I.7.3. Classification des assemblages par capacité de rotation

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

Une classification des assemblages selon leur capacité de rotation est toutefois proposée dans la littérature et qui dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre assemblée. Trois classes ont été définies à savoir, l'assemblage ductile, l'assemblage semi-ductile et l'assemblage fragile (Figure I.15). Le comportement ductile est caractérisé par une courbe moment-rotation avec un plateau étendu qui indique généralement l'apparition de déformations plastiques avant la rupture. Le comportement fragile est caractérisé par une rupture, avec une rotation limitée, généralement sans déformation plastique. Enfin, le comportement semi-ductilité se situe entre le comportement fragile et le comportement ductile.

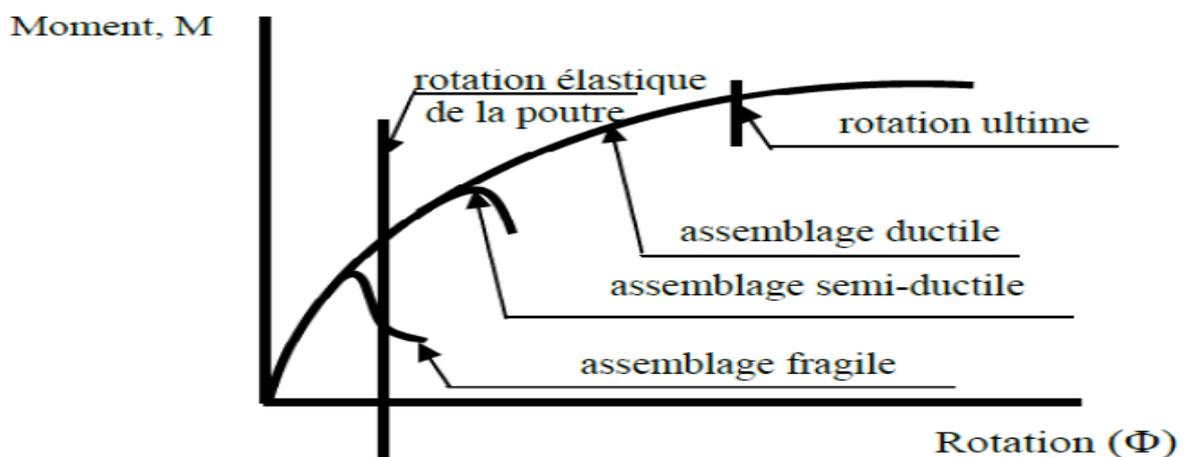


Figure I.15 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation (HADHOUD Amira. 2016)

I.8. Dimensionnement des boulons ordinaires (Jaque brozzeti. 1996)

I.8.1. Coefficient partiel de sécurité sur l'acier

$\gamma_{Mb} = 1.50$ pour la résistance de boulons sollicités en traction

$\gamma_{Mb} = 1.25$ dans les autres cas (cisaillement, cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon et de l'écrou, ..)

I.8.2. Assemblages sollicités au cisaillement

La vérification à faire :

$$F_{vSd} \leq F_{vRd}$$

F_{vSd} : l'effort tranchant sollicitant de calcul revenant à un seul boulon

F_{vRd} : l'effort tranchant résistant de calcul revenant à un seul boulon

- Pour les Classes de boulons ductile à savoir : 4.6, 5.6, 8.8

$$F_{vRd} = \frac{0,6A_S \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad (I.1)$$

- Pour les classes de boulons fragile à savoir : 4.8, 5.8, 6.8, 10.9

$$F_{vRd} = \frac{0,5A_S \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad (I.2)$$

Avec :

A_S : section résistante de la partie filetée

f_{ub} : résistance à la traction du boulon

I.8.3. Assemblages sollicités à la traction

La vérification à faire :

$$F_{tSd} \leq F_{tRd}$$

F_{tSd} : l'effort de traction sollicitant de calcul revenant à un seul boulon

F_{tRd} : la résistance de calcul en traction par boulon est obtenue par la formule :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_S}{\gamma_{Mb}} \quad (I.3)$$

I.8.4. Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

La vérification à faire :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (I.4)$$

Avec une vérification supplémentaire

$$F_{tSd} \leq F_{tRd}$$

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$F_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$F_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau I.1 : valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons

I.9. Dimensionnement des boulons précontraints (Jaque brozzeti. 1996)

I.9.1. Assemblages sollicités au cisaillement

La résistance de calcul au glissement $F_{S,Rd}$ par boulon est obtenue par la formule :

$$F_{S,Rd} = \frac{K_S n \mu}{\gamma_{Ms}} F_{p,Cd} \quad (I.5)$$

Avec

$F_{p,Cd}$: précontrainte de calcul,

μ : coefficient de frottement,

n : nombre d'interface de frottement,

K_S : coefficient fonction des dimensions des trous,

γ_{Ms} : coefficient partiel de sécurité ; les valeurs recommandées à utiliser sont :

- $\gamma_{Ms,ult} = 1,25$ pour les résistances au glissement à l'ELU (état limite ultime)
- $\gamma_{Ms,ult} = 1,40$ pour les résistances au glissement à l'ELU (état limite ultime) pour trous surdimensionnés et oblongs
- $\gamma_{Ms,ser} = 1,10$ pour les résistances au glissement à l'ELS (état limite de service)

la précontrainte $F_{p,Cd}$ doit être égale :

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_S \quad (I.6)$$

I.9.2. Assemblages sollicités à la traction

Cette vérification s'applique aussi bien pour les boulons ordinaires que précontraints. Toutefois, la principale différence réside dans le comportement où lorsque les boulons sont précontraints 80 % de l'effort de traction appliqué est repris par les pièces en contact.

I.9.3. Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

Dans ce cas en doit vérifier :

La résistance au glissement à l'ELU (état limite ultime) :

$$F_{S,Rd} = \frac{K_S n \mu}{\gamma_{Mb,ult}} (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd}) \quad (I.7)$$

La résistance au glissement à l'ELS (état limite de service) :

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{K_S n \mu}{\gamma_{Mb,ser}} (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd,ser}) \quad (I.8)$$

I.10. Précautions constructive

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 (JEAN Morel.1994).

I.11 conclusion

De nos jours la construction métallique nous offre des avantages qui ne sont plus à démontrer, du fait qu'elle ouvre une porte large vers la modernisation et l'industrialisation de la construction. Elle est très souvent utilisée dès que de grands portés s'imposent en largeur ou en hauteur. Cependant, plus de précautions et d'attentions sont nécessaire et plus précisément aux niveaux des assemblages qui relient entre les différents éléments constituant la structure.

Chapitre II

Introduction à la mécanique du contact

II. Introduction à la mécanique du contact

II.1. Introduction

Dans certains cas en mécanique des structures, un corps déformable peut entrer en contact avec un autre corps. Le problème posé par le phénomène physique du contact, demeure, jusqu'à ce jour, parmi les problèmes non linéaires les plus difficiles à prendre en compte. Les applications dans lesquelles interviennent les problèmes de contact avec et sans frottement sont nombreuses. Des efforts considérables ont été accomplis ces dernières années en vue d'améliorer la compréhension de ces problèmes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le contact en se basant sur deux données qui seront considérées comme fondamentales, à savoir : l'aire du contact et les pressions du contact.

II.2. Généralités

L'étude des contacts d'un point de vue physique, nécessite la maîtrise de quelques paramètres, ce qui rend leur modélisation complexe, tel que :

- La forme et les états des surfaces en contact ;
- Les vitesses relatives ;
- Les conditions de lubrification (cas des pièces mécaniques);
- Les champs de températures ;
- La répartition des pressions de contact.

II.2.1. L'aire de contact

En pratique elle est définie par l'aire de contact nominale. C'est à dire par la surface où les deux solides paraissent en contact. Elle ne concerne que les zones où il y a adhérence ou glissement. Les zones de décollement sont exclues. Ainsi, telle que définie précédemment, le caractère variable de l'aire de contact revêt une importance particulière dans l'étude du problème.

II.2.2. Les pressions de contact

Les actions et les réactions de solides en contact les uns contre les autres sont appliqués par l'intermédiaire de pressions de contact. Ces dernières (les pressions) ont des points d'application qui se trouvent uniquement sur l'aire de contact.

II.2.3. Types de contact

On distingue deux types de contact :

- Le contact bilatéral : le contact est maintenu indépendamment de l'application de forces, de direction et d'orientation.
- Le contact unilatéral : le contact est maintenu si l'application des efforts des solides les uns contre les efforts de l'autre.

Dans ce travail, nous nous intéressons au contact unilatéral car ce dernier est très fréquemment rencontrés dans la construction, par contre, il est très peu traité. En revanche, le contact bilatéral est fréquemment bien traité par les théories de la résistance des matériaux.

Du point de vue zone de contact, on peut aussi distinguer :

- Le contact surfacique : la zone de contact est initialement une surface.
- Le contact linéique : la zone de contact est initialement une ligne, par exemple : contact entre deux cylindres ou bien un cylindre et une surface plane.
- Le contact ponctuel : la zone de contact initial se résume à un point, par exemple : le contact sphère-surface plane.

Remarque

Le terme « initial » utilisé ici, signifie que le type de zone de contact peut être modifié en fonction du chargement. A titre d'exemple, un contact initialement linéique peut être transformé en surfacique suite aux déformations des deux solides en contact.

II.2.4. Les non-linéarités dues aux contacts

Dans les problèmes de mécanique des solides et des structures, il existe trois formes de non-linéarités :

- Les non-linéarités de type comportement qui portent sur la loi du comportement du matériau : plasticité, endommagement.
- Les non-linéarités de type géométrique qui sont prises en compte dans le cas de grandes déformations ou de grands déplacements (lorsque la configuration déformée ne peut plus être confondue avec la configuration non déformée).
- Les non-linéarités de type contact associées au fait que dans un contact parfait entre deux solides du décollement ou du glissement peut apparaître. Elles se séparent en deux catégories, les non-linéarités de contact unilatéral et celle de frottement.

Les non-linéarités de type contact sont parmi les plus difficiles à traiter car elles mettent en jeu des changements brusques de comportement (au passage contact décollement et au passage adhérence glissement).

II.3. Les frottements

D'une manière générale, nous pouvons définir, le frottement comme étant une relation entre les efforts tangentiels (forces de frottement) sur la zone de contact et le mouvement tangentiel relatif de deux corps (glissement).

Il semble que les premiers travaux sur les frottements aient été effectués, au début du 16^{ème} siècle, par Leonard de Vinci. Celui-ci a établi une relation de proportionnalité entre la force de frottement et le poids d'un corps appliqué sur une surface. Amontons en 1699, puis Coulomb en 1785, ont repris les travaux de Leonard de Vinci, et les ont développés. La première loi de frottement est due à Coulomb. Cette loi fut établie sur la base d'un coefficient de frottement μ constant. Plus tard, Euler au 18^{ème} siècle, fit la distinction entre μ_s le coefficient de frottement statique intervenant lors de l'amorçage du glissement et μ_d le coefficient de frottement dynamique intervenant une fois le mouvement de glissement amorcé, et tel que $\mu_d < \mu_s$. En effet, de nombreux résultats expérimentaux ont mis en évidence le caractère variable du coefficient de frottement vis à vis de la vitesse de glissement.

II.3.1. Les lois de frottement

Une loi de frottement doit essentiellement tenir compte de trois phénomènes :

- L'existence d'un seuil d'effort en dessous duquel aucun glissement n'est possible
- Une éventuelle dépendance de ce seuil vis-à-vis de l'intensité des efforts normaux appliqués.
- L'existence dans le cas d'un déplacement de glissement, d'une relation entre les efforts de frottement et la vitesse de glissement.

Il est clair que ces relations ne doivent intervenir que lorsqu'il n'y a pas de décollement sur la zone de contact.

Pour définir les lois de frottement, on définit d'abord le glissement et la vitesse de glissement par :

$$\vec{u}_t = (\vec{u}_2 - \vec{u}_1) - ((\vec{u}_2 - \vec{u}_1) \cdot \vec{n}) \cdot \vec{n} \quad (\text{II.1})$$

$$\dot{u}_t = \frac{\partial \vec{u}_t}{\partial t} \quad (\text{II.2})$$

a. La loi de Tresca

En apparence, cette loi est la plus simple et la plus facile à utiliser en simulation numérique. La raison est que le seuil de glissement utilisé dans cette loi, est à la fois constant et indépendant des intensités des pressions de contact (L champany 2005).

Elle s'écrit de la manière suivante :

$$\left| \begin{array}{l} \text{Si } F_t \leq g \text{ alors } \mathbf{u}_t = \mathbf{0} \quad (\text{adhérence}) \quad (\text{II.3a}) \\ \text{Si } F_t = g \text{ alors } \exists \lambda > 0 \text{ telque } \mathbf{u}_t = -\lambda \mathbf{F}_t \text{ (glissement)} \quad (\text{II.3b}) \end{array} \right.$$

où F_t et F_n sont les composantes normales et tangentielles des forces contact respectivement, et g est un seuil d'adhérence / glissement fixé à priori. Il dépend entre autres de la limite d'élasticité du matériau f_y . Toutefois, cette loi demeure non linéaire. En effet, nous pouvons observer l'aspect fortement non linéaire de cette loi sur le graphe de la (figure II.1) suivante :

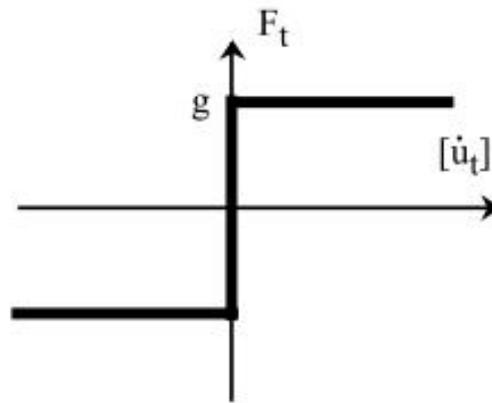


Figure II.1: Loi de Tresca (L champany 2005).

b. La loi de Coulomb

Cette loi tient compte de la dépendance du seuil de glissement aux efforts normaux et définit, lors du glissement, la vitesse tangentielle comme directement opposée et proportionnelle aux efforts de frottement. μ est le coefficient de frottement. Il est généralement considéré comme constant pour un problème donné, il dépend des matériaux en contact, des états de surface, de la température, de la vitesse de glissement.

$$\left| \begin{array}{l} \text{Si } F_t \leq \mu F_n \text{ alors } \mathbf{u}_t = \mathbf{0} \quad (\text{adhérence}) \\ \text{Si } F_t = \mu F_n \text{ alors } \exists \lambda > 0 \text{ telque } \mathbf{u}_t = -\lambda \mathbf{F}_t \text{ (glissement)} \end{array} \right. \quad (\text{II.4})$$

Le graphe de cette loi est tracé sur la (figure II.2) ci-dessous.

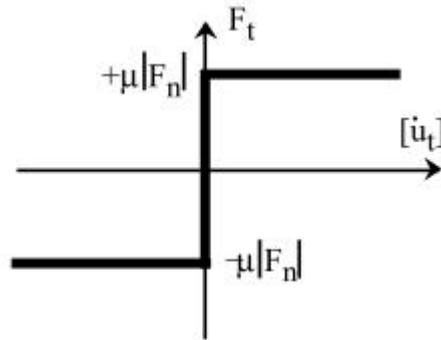


Figure II.2 : Loi de coulomb (L champany 2005).

On peut tracer le lieu géométrique de l'extrémité du vecteur force de contact sous forme d'un cône, en 2D (figure II.3) ou en 3D (figure II.4). On l'appelle le cône de coulomb. L'enveloppe de ce cône est la surface seuil du glissement.

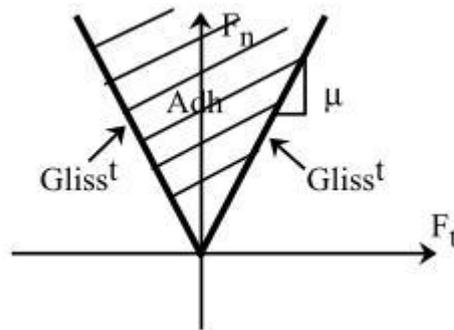


Figure II.3 : Cône de Coulomb 2D (L.champany 2005).

Cela étant dit, la loi de coulomb présente certains inconvénients ;

- L'absence de relation biunivoque entre les forces de frottement et la vitesse de glissement. En effet, pour toute force de frottement située sur le seuil de glissement, il n'est pas possible de déterminer, selon cette loi, la vitesse de glissement, qui lui correspond.
- Le caractère non-différentiable de la loi.
- Le changement brutal de comportement au passage adhérence/glissement.

Ces inconvénients sont les mêmes que ceux d'une loi de plasticité parfaite, par exemple.

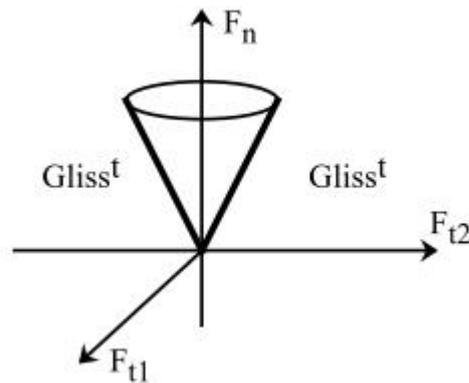


Figure II.4 : Cône de coulomb 3D (L champany 2005).

c. La loi de Coulomb régularisée

Pour atténuer les inconvénients cités ci-dessus, on utilise constamment des lois régularisées qui sont plus douces. Une loi autorisant un glissement élastique réversible paramétrée par une raideur élastique K_e , qui est souvent utilisée. Nous pouvons l'observer sur la (figure II.5).

Cependant, cette raideur est difficile à évaluer car elle dépend essentiellement de l'élasticité des aspérités des zones en contact. Sa valeur étant généralement très grande, de manière à être proche de la loi de Coulomb.

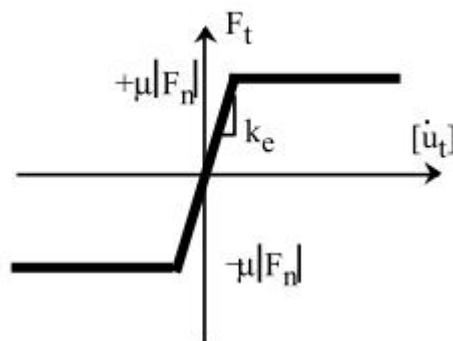


Figure II.5 : Régularisation de la loi de Coulomb (L champany 2005).

II.3.2. La Loi de Coulomb en quasi statique

La loi de coulomb peut s'écrire comme une relation entre les forces de frottement et le déplacement de glissement dans le cas de problèmes statiques ou quasi statiques ;

$$\left| \begin{array}{l} \text{Si } F_t \leq \mu F_n \text{ alors } \mathbf{u}_t = \mathbf{0} \end{array} \right. \quad (\text{adhérence}) \quad (\text{II.5})$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{Si } F_t = \mu F_n \text{ alors } \exists \lambda > 0 \text{ telque } \mathbf{u}_t = -\lambda \mathbf{F}_t \end{array} \right. \quad (\text{glissement}) \quad (\text{II.6})$$

Cette formulation peut être adoptée et utilisée, si en tout point de la zone de contact la variation des efforts est monotone. Ceci est réalisable si la monotonie des chargements

extérieurs est conservée. Cela étant dit, les variations des efforts dans les zones de contact peuvent être considérées comme monotones dans le cas de petites déformations et / où de faibles déplacements relatifs. Dans ce cas, la loi de Coulomb en quasi-statique peut être appliquée de manière satisfaisante.

II.4. Formulation mathématique du problème de contact

Considérons le problème du contact unilatéral entre deux solides élastiques notés Ω^1 et Ω^2 respectivement (figure II.6). Nous supposons que chaque frontière $\partial\Omega^\ell$ de Ω^ℓ , $\ell=1,2$ est divisée en trois parties :

- Sur la première partie, notée $\partial_1\Omega^\ell$, nous supposons que le champ de déplacement est donné par :

$$\mathbf{U}^\ell|_{\partial_1\Omega^\ell} = \mathbf{U}_d^\ell, \quad \ell=1,2 \quad (\text{II.7})$$

Par souci de simplicité, on supposera que :

$$\mathbf{U}_d^\ell = 0 \quad \ell=1,2$$

- Sur la seconde partie notée $\partial_2\Omega^\ell$, une densité surfacique \mathbf{F}_d^ℓ est appliquée.
- La dernière partie (complémentaire) notée $\partial_c\Omega^\ell$ telle que $\partial_c\Omega^\ell = \partial\Omega^\ell - (\partial_1\Omega^\ell \cup \partial_2\Omega^\ell)$ est la zone de contact.

Nous supposons que $\partial_c\Omega^1 = \partial_c\Omega^2$ que nous noterons Γ_c

Par ailleurs, les corps Ω^ℓ $\ell=1,2$ sont soumis à des densités de forces volumiques \mathbf{f}_d^ℓ .

Nous supposerons que le tenseur des déformations $\boldsymbol{\varepsilon}$ est linéarisé et nous noterons \mathbf{K}^ℓ , l'opérateur d'élasticité du matériau associé à Ω^ℓ .

\mathbf{n}^ℓ : est la normale à la frontière de Ω^ℓ orientée positivement vers l'extérieur.

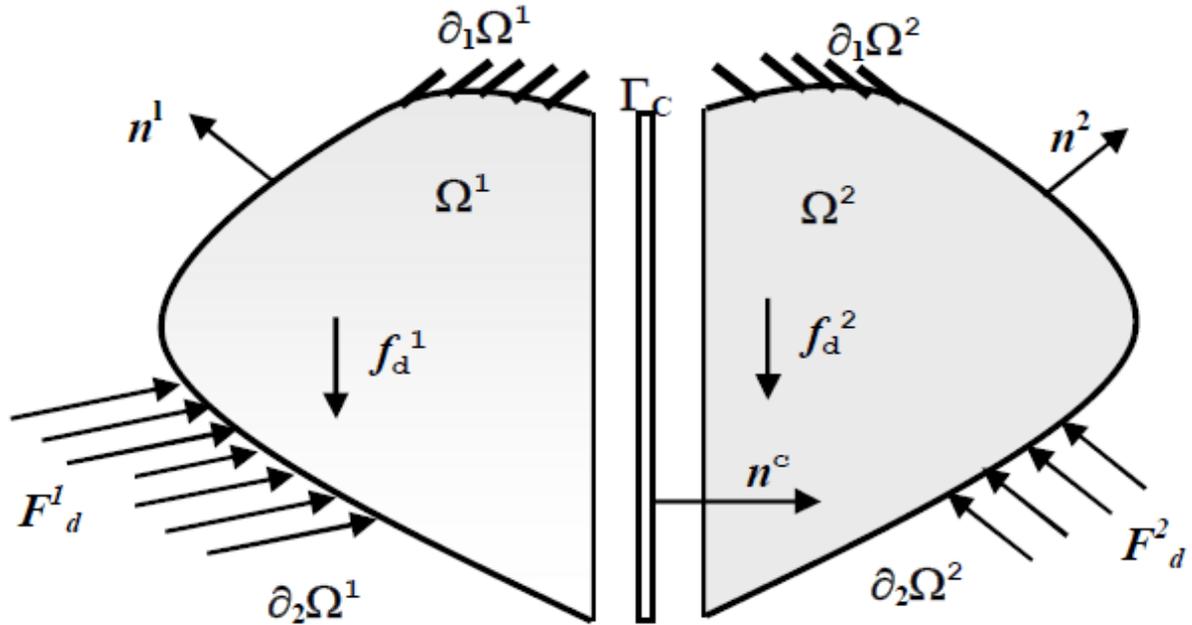


Figure II.6 : Deux corps élastiques déformables en contact unilatéral.

Dans le but d'exprimer clairement l'erreur de contact, nous considérons, la zone de contact Γ_c . Comme une entité mécanique à part entière munie de sa propre loi constitutive.

Pour cela nous choisissons l'orientation positive de la normal à Γ_c , en posant $\mathbf{n}^c = \mathbf{n}^1$. Nous introduisons alors sur l'interface Γ_c . Les fonctions $\mathbf{W}^1, \mathbf{W}^2, \mathbf{R}^1, \mathbf{R}^2$, et \mathbf{R}^c qui représentent : les deux champs de déplacement \mathbf{W}^1 et \mathbf{W}^2 (sur chaque coté de l'interface Γ_c), les deux champs de densité de forces surfacique \mathbf{R}^1 et \mathbf{R}^2 (densité des efforts de réaction transmis entre Ω^1 et Ω^2), et qui correspondent aux pressions de contact, et un champ intérieur à l'interface, de densité, de forces surfaciques \mathbf{R}^c tel que l'équilibre interne de l'interface soit représenté par :

$$\mathbf{R}^c = \mathbf{R}^1 \text{ et } \mathbf{R}^c = -\mathbf{R}^2 \text{ sur } \Gamma_c \tag{II.8a}$$

$$\text{Et tel que : } \mathbf{R}^\ell = \sigma^\ell : \mathbf{n}^\ell, \ell = 1,2 \tag{II.8b}$$

II.4.1. Cas du contact unilatéral sans frottements

Les champs de déplacement et les densités de forces qui vérifient les conditions de contact sans frottement à l'interface Γ_c sont données par les relations suivantes :

$$w^c = w^1 - w^2 \tag{II.9}$$

Pour tout vecteur \mathbf{Z} on note :

$$\mathbf{Z} = Z^t . \mathbf{n}^c \text{ et } Z_t = \mathbf{Z} - Z_n . \mathbf{n}^c \tag{II.10}$$

Les champs de déplacement :

$$w^c = w_n^c + w_t^c$$

Et les champs de densité de forces

$$R^c = R_n^c + R_t^c$$

Vérifient les conditions de contact sans frottement à l'interface Γ_c .

Ces conditions peuvent être formulées de la manière suivante :

$$w_n^c \leq 0 \quad (\text{II.11})$$

$$R_n^c \leq 0 \quad (\text{II.12})$$

$$w_n^c R_n^c = 0 \quad (\text{II.13})$$

$$R_t^c = 0 \quad (\text{II.14})$$

L'inéquation (11) indique qu'il ne peut y avoir que décollement et non pénétration. L'inéquation (12) indique que les composantes normales des densités de réactions ne peuvent correspondre qu'à de la compression. L'équation (13) est appelée condition de complémentarité ; elle indique qu'en tout point il y soit contact, soit décollement. Enfin, l'équation (14) statue sur la nullité des composantes tangentielles des vecteurs densités de réactions. Ce qui reflète l'absence de frottements.

II.4.2. Cas du contact unilatéral avec frottements

Dans ce cas, nous allons utiliser la loi de Coulomb comme loi de frottement en quasi statique, les champs de déplacements \mathbf{w}^c et les champs de densités de réactions \mathbf{R}^c tels que définis ci-dessus, vérifient les conditions de contact avec frottement à l'interface Γ_c . Ceci peut être formulé de la manière suivante :

$$W_n^c = W_n^1 - W_n^2 \leq 0 \quad (\text{II.15})$$

$$R_n^l \leq 0, \quad l = 1, 2 \quad (\text{II.16})$$

$$w_n^c R_n^l = 0, \quad l = 1, 2 \quad (\text{II.17})$$

$$\left| R_t^l \right| \leq \mu \left| R_n^l \right|, l = 1, 2 \quad (\text{II.18})$$

$$\left| R_t^l \right| \leq \mu \left| R_n^l \right| \Rightarrow W_t^l = 0, l = 1, 2 \quad (\text{II.19})$$

$$\left| R_t^l \right| \leq \mu \left| R_n^l \right| \Rightarrow \exists \lambda \geq 0 \text{ tels que } W_t^l = -\lambda R_t^l, l = 1, 2 \quad (\text{II.20})$$

II.5. Le problème de Signorini

Signorini en 1933 a proposé une formulation de problème tel que le contact sans frottement d'un solide élastique sur un solide considéré indéformable (infiniment rigide). Dans ce cas, il s'agit d'un corps élastique déformable appuyé sur un corps supposé indéformable. En effet, ce problème de Signorini, a trouvé un vaste champ d'application dans les domaines de la mécanique et de génie civil.

Ce problème consiste à considérer le cas d'un solide Ω élastique et déformable (figure 19), en contact avec un socle rigide indéformable. Soit $\partial\Omega$ la frontière de Ω , avec :

$$\partial\Omega = \partial_1 \cup \partial_2 \cup \partial_c \text{ et telle que } : \partial_1 \cap \partial_2 \cap \partial_c = \emptyset :$$

- $\partial_1\Omega$ est la zone sur la quelle le champ de déplacement est imposé ;
- $\partial_2\Omega$ est la zone sur la quelle un champ de densités de forces surfaciques est appliqué,
- Et enfin $\partial_c\Omega$ est la zone de contact avec le socle rigide.

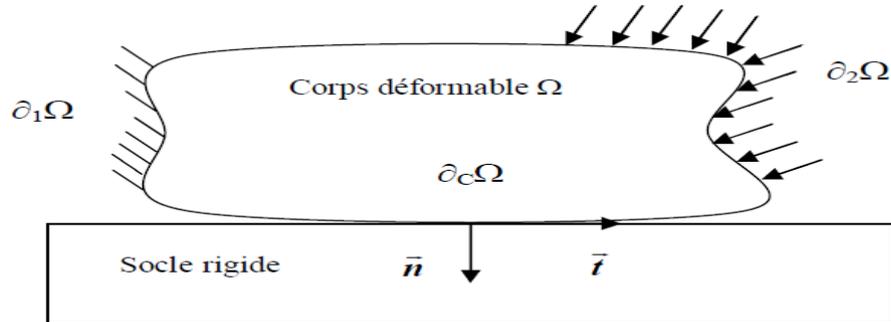


Figure II.7 : Corps élastique déformable en contact avec un socle rigide indéformable
(Problème de Signorini).

De la même manière que dans le cas précédents, en introduisant l'interface Γ_c telle que $\Gamma_c = \partial_c\Omega$, et sur laquelle nous définissons deux inconnues supplémentaires : le champ de déplacement W , ainsi que le champ de densité de réaction R , les conditions de contact peuvent être formulées de la manière suivante :

$$W_n \leq 0 \tag{II.21}$$

$$R_n \leq 0 \tag{II.22}$$

$$W_n R_n = 0 \tag{II.23}$$

- Pour le cas sans frottements :

$$R_t = 0 \tag{II.24}$$

- Pour le cas avec frottements de coulomb :

$$|R_t| \leq \mu |R_n| \tag{II.25}$$

$$|R_t| < \mu |R_n| \implies W_t = 0 \tag{II.26}$$

$$|R_t| = \mu |R_n| \implies \exists \lambda \geq 0 \text{ Tel que } W_t = -\lambda R_t \tag{II.27}$$

II.6. Conclusion

De ce chapitre, nous pouvons conclure que la non linéarité du problème de contact est d'avantage accentuée dans le cas avec frottements. Par ailleurs, en la comparant à d'autres lois de frottements, la loi de Coulomb semble assez proche de la réalité. Toutefois, les difficultés mathématiques de résolution du problème liées à l'unicité de la solution et à la convergence des calculs numériques sont plus grandes.

Chapitre III

Utilisation de la méthode des éléments finis dans les calculs d'assemblages

III. Utilisation de la méthode des éléments finis dans les calculs d'assemblages

III.1. Introduction

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

Dans ce qui suit, nous allons présenter en premier lieu, la méthode des éléments finis, en évoquant ses domaines d'applications, ses avantages, ses inconvénients, ses procédures ainsi que ses étapes de calcul. Par la suite, nous allons exposer quelques résultats d'études numériques du comportement des assemblages métalliques basées sur cette méthode.

III.2. Principe fondamental de la MEF

La MEF est une méthode numérique d'analyse structurale dans laquelle la solution d'un problème de mécanique continue est approchée par l'analyse d'un maillage ou bien d'assemblage d'éléments reliés entre eux par un certain nombre de points appelés nœuds.

Il est maintenant bien admis, que cette méthode constitue un outil puissant de calcul pour la résolution numérique des problèmes issus de technologies variées. Les applications s'étendent de l'analyse de contraintes dans les solides à la résolution de phénomènes acoustiques, physiques, de dynamique des liquides, etc.

Cela étant dit, le principe fondamental de la MEF, consiste à transformer un problème continu modélisé mathématiquement par un système d'équations aux dérivées partielles avec conditions aux limites en un problème discret qui est modélisé mathématiquement par un système algébrique d'équations linéaires.

La solution d'un problème continu étant un champ continu d'une grandeur physique (par exemple : le champ de vecteur déplacement, en mécanique), alors que la solution d'un problème discret est un ensemble de valeurs prise par cette grandeur physique en des points particuliers appelés « nœuds du maillage ». Ainsi, cette méthode est maintenant reconnue comme l'une des principales méthodes de résolution des équations aux dérivées partielles (EDP) dans des géométries quelconques, que ce soit en dimension un, deux ou trois.

III.3. Bref historique

L'idée fondamentale derrière la méthode des éléments finis remonte loin en arrière. Les grecs par exemple avaient reconnu que l'on peut approcher la solution d'un problème complexe en le divisant en problèmes plus simples. On peut par exemple approcher le périmètre d'un cercle en calculant le périmètre d'un polygone à n côtés, pourvu que n soit suffisamment grand. Il suffit alors de connaître la longueur d'un segment de droite, problème beaucoup plus simple que celui de la longueur d'un arc de cercle.

L'application à la solution des équations aux dérivées partielles est évidemment plus récente et est intimement liée au développement de l'informatique. (Courant.1943) a introduit le concept de la formulation variationnelle, qui est à la base de toute méthode d'éléments finis.

On retrouve les premières applications véritables de la méthode des éléments finis en 1956 en mécanique des structures. En effet, un groupe de chercheurs (Turner, Clough, Martin et Topp) de Boeing utilisèrent cette méthode pour calculer la coque extérieure d'un avion.

III.4. Avantages et inconvénients de la méthode des éléments finis

Les avantages sont essentiellement les suivants :

- La puissance de la MEF réside essentiellement dans sa généralité et sa souplesse.
- Elle peut être applicable à une variété de problèmes physiques. La géométrie du domaine peut être quelconque, les forces et les conditions aux limites peuvent être aussi de nature quelconque.
- Le maillage peut combiner autant de types d'éléments que l'on souhaite. Et toute cette généralité est contenue dans un programme unique qu'on peut faire tourner sur un ordinateur (sélection du type de problème, de la géométrie, du type d'élément, des chargements et des conditions aux limites).
- La MEF réside dans le fait que le modèle qu'elle utilise est très proche de la structure réelle.

Cette méthode a néanmoins quelques inconvénients :

- Un ordinateur, un programme fiable et une utilisation intelligente sont nécessaires.
- Les programmes de calcul de calcul doivent être fortement documentés.
- L'expérience et un grand sens de l'ingénieur sont indispensables à la définition d'un bon modèle.

- La plupart des problèmes comportent souvent un grand nombre de données et une foule de résultats qu'on doit dépouiller méthodiquement pour une meilleure compréhension.

III.5. Procédure de base de la méthode des éléments finis

L'application de la MEF passe par différentes étapes. Elles seront décrites ci-dessous d'une manière générale.

III.5.1. Types d'éléments finis

La sélection de l'élément sera fonction du type de problème à résoudre généralement ils sont groupés en quatre classes :

1. les contraintes planes ; les déformations planes ; axisymétriques (problème à deux dimensions).
2. la flexion des plaques.
3. les coques.
4. les solides tridimensionnels.

On distingue plusieurs classes d'éléments finis suivant leur géométrie :

- **Les éléments unidimensionnels (1D)** : sont utilisés de façon individuelle ou associée. Exemple : barre, poutre rectiligne ou courbe.
- **Les éléments bidimensionnels (2D)** : Élasticité plane : (déformation ou contrainte plane).
- **Les éléments tridimensionnels (3D)** : élément de volume, ou coques épaisses.
- **Les éléments axisymétriques** : qui constituent une classe bien particulière : tores à section triangulaire ou quadrangulaire, coques conique.

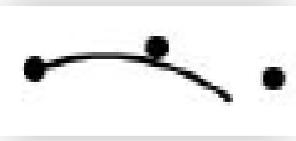
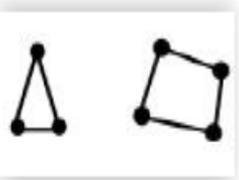
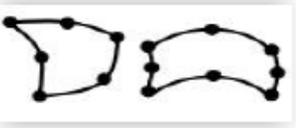
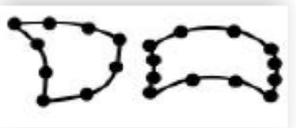
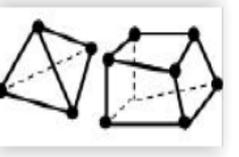
Elément	linéaire	Parabolique (quadratique)	Cubique
Unidimensionnel			
Bidimensionnel			
Tridimensionnel			

Tableau III.1 : types d'éléments finis (Batoz J.L et dhatt.G 1994)

III.5.2. Taille des éléments finis

En général plus le maillage est fin plus les résultats obtenus sont meilleurs, mais en même temps plus les temps CPU nécessaires pour les calculs deviennent importants. Par ailleurs, le nombre d'éléments utilisés sera en fonction du type de la structure à analyser, mais généralement plus d'éléments sont requis dans les régions où les contraintes varient rapidement que dans les régions où elles varient graduellement. Cependant pour les éléments complexes ou de degré supérieur (quadratiques, cubiques etc.), les maillages grossiers donneront des résultats aussi bons que ceux des maillages fins ayant des éléments linéaires.

III.5.3. Formulation des éléments finis

La méthode des éléments finis représente l'extension de la méthode des rigidités pour les portiques. On définit de manière unique le champ des déplacements à l'intérieur de chaque «élément fini» qui est une approximation du problème. Cette approximation de la fonction choisie par un élément est appelée «interpolation». Elle est exprimée en fonction des déplacements aux nœuds (figure III.1).

Il est possible, par l'utilisation des théorèmes de l'énergie, de déterminer la matrice de rigidité qui relie les forces nodales aux déplacements nodaux d'un «élément fini». La matrice de rigidité de l'assemblage des éléments est obtenue de la même manière que le cas des portiques (Méthode des rigidités).

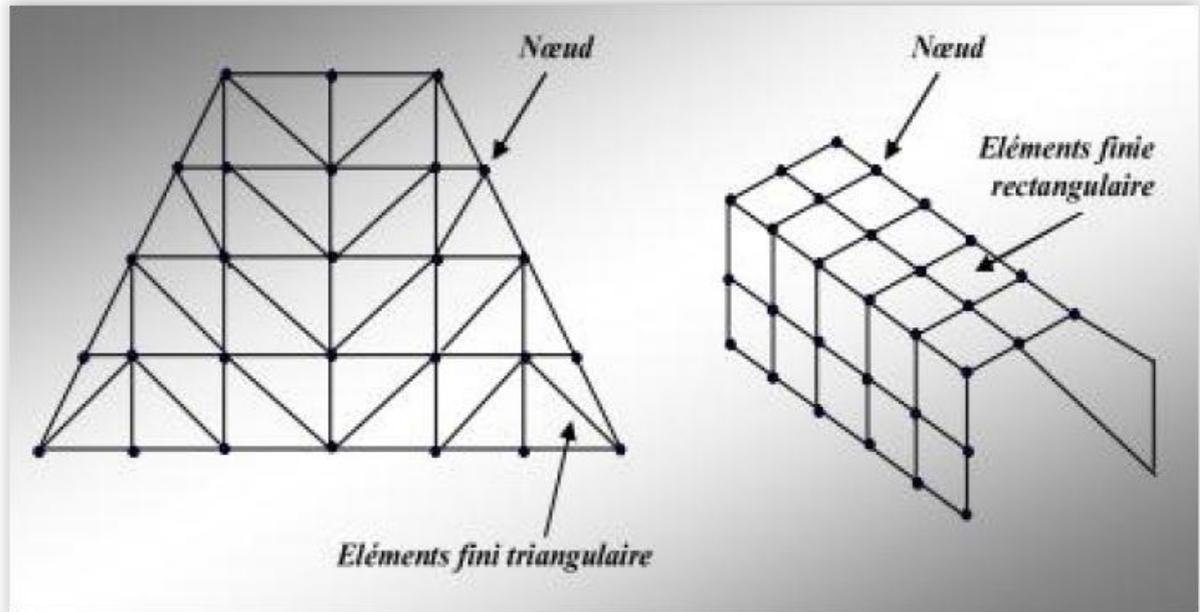


Figure III.1 : Modélisations par éléments finis de structures.

III.5.4. Étapes du calcul par éléments finis (Zhi-Qiang FENG 2005)

Préprocesseur

- Choisir le type d'éléments
- Entrer les propriétés géométriques
- Créer le modèle géométrique
- Créer le maillage : définir les nœuds et les éléments
- Entrer les paramètres physiques
- Appliquer les sollicitations
- Imposer les conditions aux limites
- Choisir le type d'analyse (statique, dynamique,...)



Calcul

- Construire la matrice et le vecteur élémentaire $[K_e]$, $\{f_e\}$
- Assembler $[K_e]$ et $\{f_e\}$ dans $[K]$ et $\{F\}$
- -Prendre en compte les conditions aux limites
- Résoudre le système d'équations $[K] \{U\} = \{F\}$

**Post processeur**

- Présenter les résultats de façon claire et synthétique : sous forme numérique et sous forme graphique

III.6. Modélisation par éléments finis des assemblages métalliques

La première recherche sur le comportement d'assemblages métalliques basée sur la méthode des éléments finis a été élaborée par KRISHNAMURTHY et GRADDY (1976), les résultats ont été obtenus avec l'hypothèse de ne pas prendre en compte le contact entre la platine et la semelle supposée rigide. En effet, il semble qu'à cette époque, les algorithmes du contact n'étaient pas encore disponibles et les concepteurs utilisaient des ressorts aux endroits du contact.

III.6.1. Modélisation bidimensionnelle des assemblages

Un modèle d'assemblage bidimensionnel en utilisant des éléments de plaque en calcul élasto-plastique a été développé par Jenkins et al. (Jenkins1986). Les auteurs ont supposé que la déformation majeure de l'assemblage est due à la flexion de la platine d'about car la semelle du poteau était épaisse et raidie, ce qui limite sa déformation. Ainsi, dans l'analyse, seule la platine d'about est considérée comme une plaque avec des conditions aux limites spécifiques le long du profilé de la poutre. Les boulons dans la zone tendue sont modélisés par des conditions de compatibilité au niveau de leurs positions sur la platine en négligeant les boulons dans la zone comprimée (Figure 02). La moitié de l'assemblage a été modélisée en raison de la symétrie par rapport aux plans passant par les âmes de la poutre et du poteau. La poutre et le poteau utilisés sont respectivement des profilés (305 x 165 x 54 UB) et (254 x 254

x 132 UC). Les boulons sont des M20 de classe 8.8 non précontraints. L'épaisseur de la platine d'about varie de 12 à 25 mm.

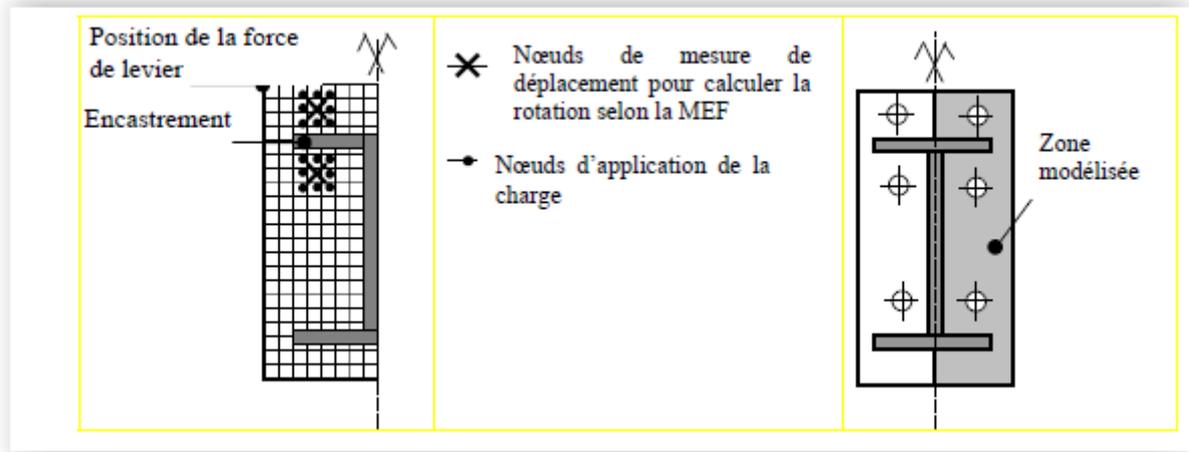


Figure III.2 : Modèles éléments finis 2D (Jenkins 1986)

Cette analyse par éléments finis a été utilisée pour déterminer la courbe moment-rotation de l'assemblage avant de la comparer avec les résultats expérimentaux. La courbe moment-rotation est obtenue numériquement en mesurant le déplacement au centre des boulons. Ensuite, ce déplacement est transformé en rotation de l'assemblage autour de la semelle comprimée de la poutre. Les courbes moment-rotation ainsi obtenues sont toujours situées en dessous des courbes expérimentales (Figure III.3). Nous pouvons noter que la nature de ce type d'éléments finis et le type de modélisation choisie nécessite une simplification importante des conditions aux limites, des boulons et du chargement ce qui nuit à l'efficacité du modèle (anis abidelah 2009).

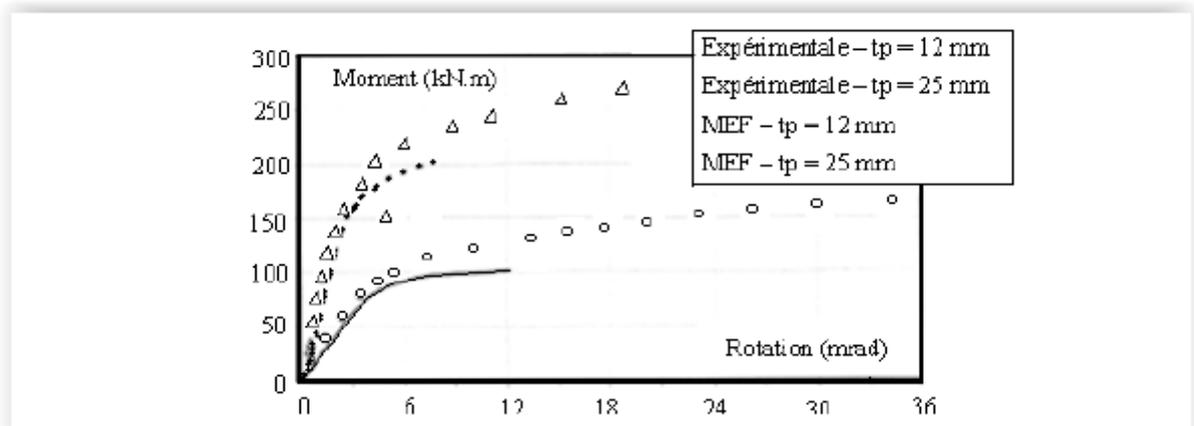


Figure III.3 : Courbes M- Φ (comparaison essais et MEF) (Jenkins 1986)

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

III.6.2. Modélisation tridimensionnelle des assemblages

Après avoir proposé le modèle 2D en 1994, Bahaaria a proposé un modèle 3D en 1997. Ce dernier a été proposé en se basant sur le logiciel ANSYS. Il concerne des assemblages par platine d'about non raidie boulonnée avec quatre rangées de boulons et comparés aux résultats expérimentaux obtenus par Jenkins (1986). Des éléments de type SHELL ou coques ont été utilisés pour modéliser l'âme et la semelle de la poutre, la platine d'about, l'âme, la semelle et les raidisseurs du poteau. La tête du boulon et l'écrou, considérés en liaison parfaite avec la platine d'about et la semelle du poteau, sont modélisés par des éléments volumiques iso-paramétriques à huit nœuds. La tige du boulon est modélisée par six éléments de barre reliant ensemble les nœuds de la tête du boulon et de l'écrou. Des éléments de contact sont utilisés pour modéliser le contact entre la semelle du poteau et la platine d'about. Pour la modélisation des assemblages avec boulons précontraints, la précontrainte dans les boulons a été modélisée par des déformations initiales dans les éléments de barre représentant la tige du boulon.

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

Les courbes moment-rotation obtenues par l'analyse numérique sont en bon accord avec celles données par les essais pour des platines d'extrémité minces (12 et 15 mm). Par contre, avec l'augmentation de l'épaisseur de la platine (20 et 25 mm), l'écart entre les courbes numériques et expérimentales augmente. Les auteurs ont expliqué ce phénomène par l'allongement excessif de la tige du boulon, car la contribution du boulon à la rotation totale devient plus significative avec l'augmentation de l'épaisseur de la platine d'about et la plasticité dans les épaisseurs qui n'est pas considérée dans cette analyse (Figure III.4). Les auteurs ont conclu aussi que le pré-chargement des boulons n'affecte pas la force dans les boulons ainsi que l'effet de levier en phase finale. Cependant, la taille des boulons a un effet significatif sur la force de levier (anis abidelah 2009).

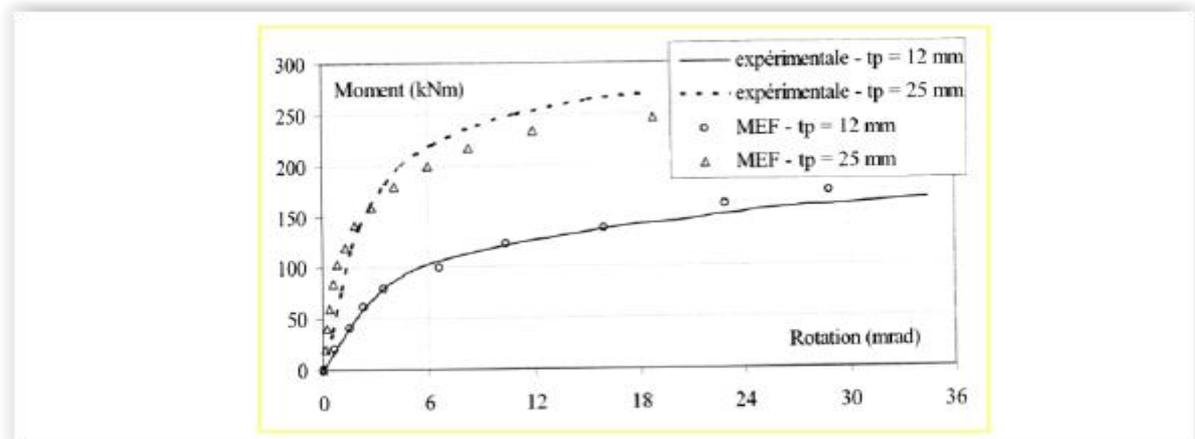


Figure III.4 : Courbes M- Φ (comparaison essais et MEF) (Bahaari 1997)

III.7. Conclusion

Dans ce chapitre à caractère bibliographique, on peut extraire, de son contenu, quelques points importants.

- L'analyse du comportement des assemblages métalliques nécessite la connaissance de leurs courbes de moment-rotation.
- Les courbes moment-rotation d'assemblages métalliques sont déterminées, en général, en s'appuyant sur trois catégories de méthodes qui sont : les travaux expérimentaux, les approches analytiques et les simulations numériques par la méthode des éléments finis.

En dépit de certains de ses inconvénients, la méthode des éléments finis, demeure extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charge complexes. Toutefois; elle nécessite un grand nombre de calculs qui à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique et à la résolution par ordinateur.

Chapitre IV
Comportement
d'assemblages métalliques
par platine d'extrémité
boulonnée

IV. Comportement d'assemblages métalliques par platine d'extrémité boulonnée

IV.1. Introduction

L'analyse globale des structures, tenant compte du comportement des assemblages, nécessite la connaissance de leurs courbes de comportement moment-rotation. Ces courbes moment-rotation sont généralement obtenues, en s'appuyant sur trois catégories de méthodes. Ces méthodes sont basées :

- sur des travaux expérimentaux,
- des approches analytiques
- et enfin sur des simulations numériques par la méthode des éléments finis.

Les travaux expérimentaux permettent d'étudier le comportement de l'assemblage à soit à l'échelle réelle ou en modèle réduit. Les simulations numériques permettent d'analyser le comportement de l'assemblage par des modèles éléments finis plus ou moins développés. Les méthodes analytiques abordent le comportement de l'assemblage sous une approche théorique. Enrichies de résultats empiriques, les méthodes analytiques sont souvent utilisées pour un dimensionnement pratique des structures.

IV.2. Historique sur les études du comportement d'assemblages métalliques

Il semble que la méthode des calculs tenant compte de l'épaisseur de la platine a été abordée pour la première fois, dans le cadre d'assemblages métalliques conçu avec 4 boulons, par KRISHNAMURTHY (1978), où l'épaisseur de la platine a été déterminée en assimilant la section à un té.

Par la suite GRUNDY (1980) a étudié le comportement général de l'assemblage métallique avec platine d'extrémité. Toutefois, cette étude est restée limitée jusqu'en 1984 où GRIFFITHS (1984) donna, une explication sur le développement du moment des assemblages métalliques avec platine d'extrémité et leurs procédures de calcul. Ses travaux ont permis une meilleure compréhension de l'utilisation et l'usage de ces assemblages.

D'autres travaux de recherche d'une procédure de calcul pour certaines configurations d'assemblages métalliques avec platine d'extrémité sous un chargement statique ont été effectués aux (U.S.A) et présentés le manuel de l'AISC « manual of steel construction (1994) ». Ils concernaient essentiellement 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 (1984) a présenté une synthèse de la recherche sur les assemblages avec platine d'extrémité avec leurs méthodes de calcul et ce pour les différentes configurations. Par ailleurs, d'autres méthodes de calcul aux états limites des assemblages métalliques avec platine d'extrémité ont été présentées par FAELLA (2000).

Par ailleurs, plusieurs travaux expérimentaux ont été menés pour étudier les comportements des assemblages métalliques. En effet, on peut citer les travaux de Bernuzzi(1991) qui a étudié l'influence de la variation de l'épaisseur de la platine d'about sur la loi globale du moment-rotation. Son dispositif expérimental est constitué d'une poutre et d'une platine connectée à un poteau rigide. Ce dernier a observé que l'épaisseur de la platine d'about a une grande influence sur la rigidité et la résistance de l'assemblage.

Une autre configuration d'assemblage, a également été étudiée et où le poteau est renforcé ou non par deux raidisseurs au niveau des semelles tendues et comprimées de la poutre.(Zoetemeijer 1983, Jentins 1996). Dans les deux cas, les courbes moment-rotation ont montré l'influence de la présence ou non de ces raidisseurs ainsi que leurs épaisseurs sur la rigidité et la résistance de l'assemblage.

IV.3. Approche analytique du calcul des assemblages selon l'EC3

L'approche adoptée par le règlement de calcul (Eurocode 03), s'appuie exclusivement sur la méthode des composantes. Cette dernière considère un assemblage comme un ensemble de composantes individuelles. Chaque composante est représentée par un ressort ayant sa propre loi de comportement. Les composantes sont ensuite associées en série ou en parallèle selon la configuration géométrique de l'assemblage, en respectant les compatibilités de déformations. Cette association permet d'aboutir à un comportement sous forme de courbe moment-rotation de l'assemblage. L'avantage de cette méthode des composantes consiste dans le fait qu'elle permet de couvrir les assemblages les plus courants. A cet effet, l'EC3 adopte un certain nombre d'hypothèses simplificatrices en vue de calculer le moment résistant et la rigidité d'un assemblage.

En effet, les études analytiques aussi limitées qu'elles soient, ont toujours contribué à l'avancement de différentes recherches effectuées sur les assemblages de manière générale.

Dans ce chapitre on va présenter l'une des méthodes les plus utilisées pour les calculs et les caractérisations des assemblages, cette méthode est appelée « méthode des composantes ».

IV.3.1. Présentation de la méthode des composantes

Le comportement mécanique d'un assemblage mixte en terme, de résistance, rigidité et capacité de rotation est un phénomène complexe. Pour déterminer, ce comportement complexe, on utilise la méthode des composantes qui consiste à décomposer un assemblage en différents éléments, chaque élément représente une composante dont le comportement est étudié séparément, ainsi le comportement mécanique de l'assemblage en entier pourra être déterminé par l'assemblage des contributions des différentes composantes en s'aidant du modèle mécanique de ressort. L'application de la méthode des composantes passe par trois étapes essentielles (EC- 3).

- **Etape 01** : identification des composantes
- **Etape 02** : caractérisation des composantes
- **Etape 03** : assemblage des composantes

a. Identification des composantes

Identification des composantes veut dire : détermination des composantes actives au sein de l'assemblage et intervenant en compression, traction et cisaillement (HAMOU Yassin 2019).

La (figure IV.1) nous montre un assemblage par platine d'about débordante boulonnée soumis à la flexion.

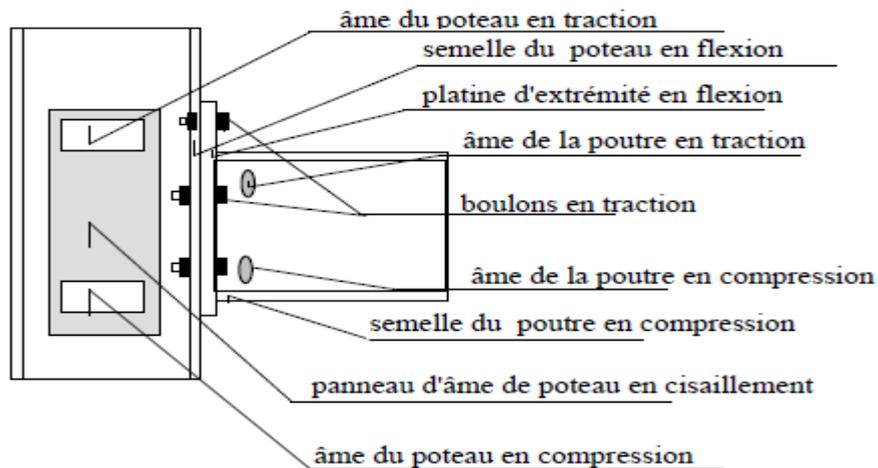


Figure IV.1 : Composantes de base de l'assemblage par platine d'about boulonnée (anis abidelah 2009)

A partir de la (figure IV.1) les composantes de base qui peuvent être identifiées selon le type de sollicitation qu'elles subissent sont les suivantes :

- **Région de compression** : Ame de poteau, semelle et âme de poutre ;
- **Région de traction** : Ame de poteau, boulons et âme de poutre en traction, semelle de poteau et platine d'about en flexion ;

- **Région de cisaillement** : Panneau d'âme de poteau.

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

b. Caractérisation des composantes

Chaque composante est caractérisée par sa résistance et sa rigidité, qui sont déterminés individuellement. Dans l'EC3 l'assemblage est caractérisé par la rigidité initiale, le moment résistant de calcul et la capacité de rotation. Ces caractéristiques permettent au concepteur de déterminer la caractéristique moment-rotation de calcul de l'assemblage quel que soit le type d'analyse globale effectuée.

i. Calcul de la rigidité initiale

La rigidité en rotation des assemblages soumis à la flexion constitue une caractéristique importante de leur comportement. Elle correspond à la rigidité de l'assemblage au tout début du chargement. Pour évaluer cette rigidité nous prenons l'exemple d'un assemblage poutre-poteau par platine d'about boulonné (figure IV.2). Le comportement de chaque rangée de boulons (i) cumule les contributions des composantes qui dépendent du nombre de boulons en traction et de la position de chaque rangée. Ces composantes sont : l'âme du poteau en traction, la semelle du poteau en flexion, la platine d'about en flexion et les boulons en traction avec leurs coefficients de rigidité (k_i) associés en série (figure IV.2) (Brown 2001). Le déplacement δ est calculé en utilisant le coefficient de rigidité k_i :

$$\delta_i = \frac{F_i}{K_i E} \quad (\text{IV. 1})$$

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

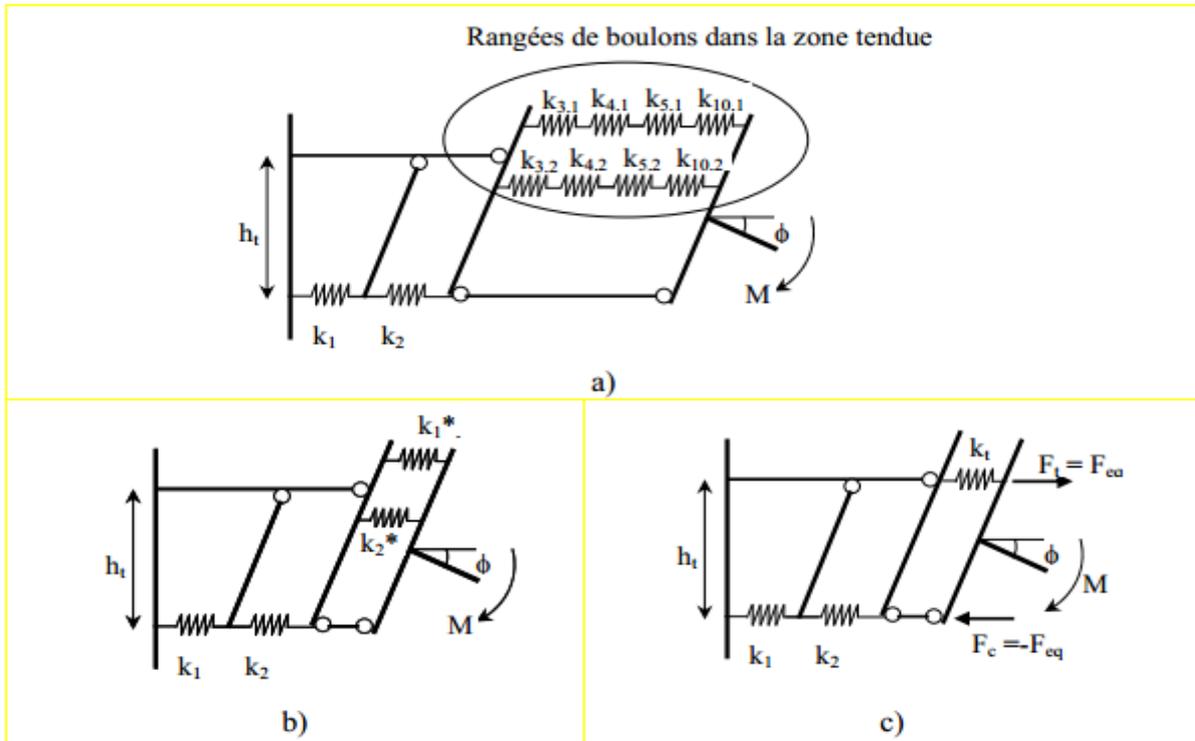


Figure IV.2 : Approche EC3 pour le calcul de la rigidité initiale d'un assemblage poutre-poteau par platine d'about boulonnée (anis abidelah 2009).

Pour chaque rangée de boulon en traction, les coefficients de rigidité de diverses composantes constituant cette rangée peuvent être regroupés pour n'avoir qu'un seul coefficient de rigidité k_i^* par rangée de boulon (Figure IV.2).

$$K_i^* = \frac{1}{\frac{1}{K_{3,i}} + \frac{1}{K_{4,i}} + \frac{1}{K_{5,i}} + \frac{1}{K_{10,i}}} \quad (IV. 2)$$

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

ii. Calcul de la résistance

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

- la zone de traction de l'assemblage qui est directement affectée par la flexion de la plaque d'extrémité, la flexion de la semelle du poteau, la traction des boulons, la traction de l'âme du poteau et la traction de l'âme de la poutre.
- la zone de compression de l'assemblage qui comprend l'âme du poteau et l'âme et la semelle de la poutre.
- la zone de cisaillement de l'âme du poteau.

Le moment résistant en flexion de l'assemblage est calculé par la formule suivante :

$$M_{Rd} = \sum_{r=1}^{nb} h_t F_{Rd,i} \quad (IV. 3)$$

Avec :

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

n_b : Nombre de rangées de boulons en traction ;

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

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

$$\sum_{j=1}^m F_j = F_{c,Rd} \quad (IV. 4)$$

Avec :

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

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

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

L'évaluation de la résistance en traction des différentes rangées de boulons est effectuée en considérant des tronçons en té équivalents. Ainsi, trois modes de ruine sont possibles et nous pouvons associer à chacun d'eux une résistance en traction; qui dépend de la longueur efficace L_{eff} du tronçon (anis abidelah 2009).

iii. Détermination de la capacité de rotation

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

$$t \leq 0,36d \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad (IV. 5)$$

Avec : d : Diamètre nominal du boulon ;

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

f_y : Limite d'élasticité.

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

c. Assemblage des composantes

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

Puisque le modèle de composantes sophistiqué nécessite des boucles itératives suite à l'interaction complexe, les (Euro-codes) proposent le modèle de composantes simplifié où la somme des ressorts des composantes de base est déduite en ajoutant pas à pas les ressorts agissant en parallèle ou en série (Nait Zerrad Abdel Illah Riad 2019).

IV.4. 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 (anis abidellah 2009).

IV.4.1. 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 IV. 3). 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.

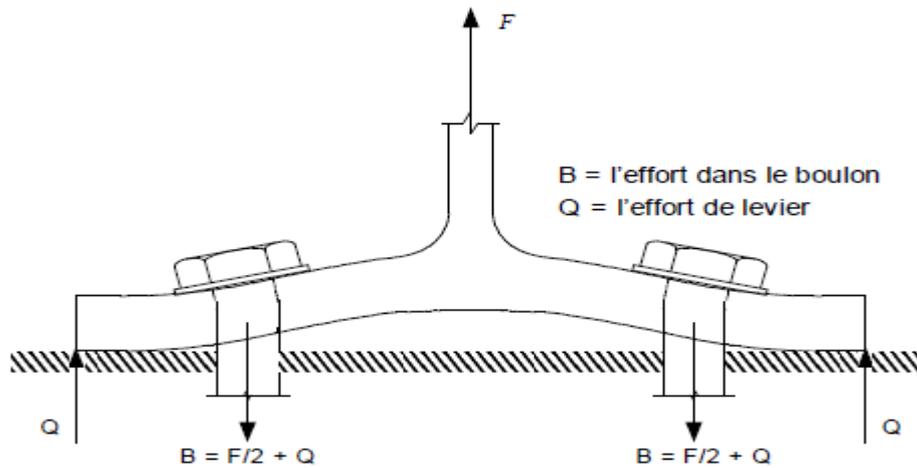


Figure IV.3 : mode de ruine du tronçon en té (anis abidelah 2009).

Q : force de levier = amplification de la traction (boulon)

B : l'effort dans le boulon

$$B = \left(\frac{F}{2} + Q \right) \quad (IV.6)$$

IV.4.2. Modèle théorique du tronçon en té

L'aspect théorique du comportement du tronçon en té comme élément indépendant de l'assemblage a été étudié par (Al-khatab 2003). En conséquence, la réponse globale en terme de loi force-déplacement est bien définie dans le domaine élastique et plastique et des règles de calcul ont été déterminées dans ce sens. Ainsi, les trois modes de ruines, définis selon l'EC3, envisagés dépendent du rapport des résistances de la semelle du tronçon en flexion et des boulons en traction. Ces trois modes de ruine sont caractérisés par la ruine de la platine par formation d'un mécanisme plastique (mode1), la ruine mixte de la platine et des boulons (mode 2) ou la ruine des boulons (mode 3) (figure IV.4).

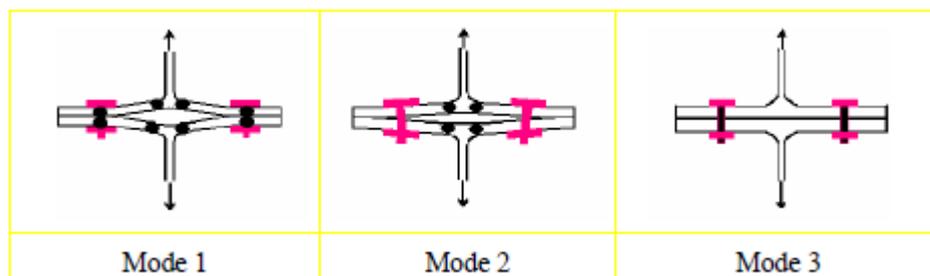


Figure IV.4 : mode de ruine du tronçon en té (anis abidelah 2009).

- **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.

- **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.
- **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.

IV.4.3. Résistance du tronçon en té

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

$F_{T,Rd} = \min(F_{T,Rd,1}, F_{T,Rd,2}, F_{T,Rd,3})$. Celles-ci sont données par les équations suivantes :

Mode 1 :

$$F_{T,Rd,1} = \frac{4M_p + 2M_{bp}}{m} \quad (IV. 7)$$

Mode 2 :

$$F_{T,Rd,2} = \frac{M_p + n \sum B_{T,Rd}}{m + n} \quad (IV. 8)$$

Mode 3 :

$$F_{T,Rd,3} = \sum B_{T,Rd} \quad (IV. 9)$$

Avec

n : nombre totale de rangées de boulon ;

m : rangée dont la capacité de déformation est insuffisante ;

M_{pb} : le moment plastique de la contre plaque ;

M_{pl} : le moment plastique de la semelle.

Ils sont calculés en utilisant la valeur de la longueur efficace.

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 \sum l_{eff,1} * (t_f)^2 * f_y}{\gamma_{m0}} \quad (IV. 10)$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \sum l_{eff,2} * (t_f)^2 * f_y}{\gamma_{m0}} \quad (IV. 11)$$

$$M_{bp,Rd} = \frac{0,25 \sum l_{eff,1} * (t_{bp})^2 * f_{y,bp}}{\gamma_{m0}} \quad (IV. 12)$$

Avec

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

t_{bp} : épaisseur de contre plaque ;

$f_{T,Rd}$: Résistance à la traction d'un boulon ;

$$e_w = d_w/4$$

d_w ; diamètre de la rondelle, de la tête de 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.

IV.4.4. 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 :

$$K_{ini} = \frac{E}{\left[\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_b} \right]} \quad (IV.13)$$

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

IV.4.5 Longueur efficace du tronçon en té

L'équivalence entre le tronçon en té et composante d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité se traduit par la détermination d'une longueur équivalente dite longueur efficace et noté L_{eff} . 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.

IV.5 Conclusion

Le but d'utilisation de la méthode des composantes est de déterminer les caractéristiques clés d'un assemblage qui sont le moment rotation et la rigidité initiale.

Le moment résistant et la rigidité d'un assemblage dépendent de la résistance des composants les plus faibles.

Chapitre V

Modélisation avec CAST3M du comportement des assemblages métalliques par platines d'extrémité débordante

V. Modélisation avec CAST3M du comportement des assemblages métalliques par platines d'extrémité débordante

V.1. Introduction

Cast3M est le fruit de plusieurs années de développement des programmes de calcul par la méthode des éléments finis. Ce développement entre dans le cadre d'une activité de recherche dans le domaine de mécanique dont le but est de définir un logiciel de haut niveau pouvant servir de support pour la conception, le dimensionnement et l'analyse de structures et de composants.

L'objectif de ce chapitre consiste à modéliser numériquement par la méthode des éléments finis, et en utilisant le logiciel CAST3M, les assemblages métalliques de type poteaux-poutres avec platines d'extrémités débordantes. A cet effet, des modèles tridimensionnels seront élaborés et sur lesquels l'approche de la mécanique du contact sera également utilisée. Par ailleurs, ce travail consiste en l'étude de l'influence de deux paramètres jugés essentiels à savoir : l'épaisseur de la platine et la présence ou non de raidisseurs transversaux dans les poteaux. Ainsi, les résultats obtenus seront analysés et discutés.

V.2. Présentation de CAST3M

Cast3M est un logiciel de calcul de structures par la méthode des éléments finis et plus généralement de résolution d'équations aux dérivées partielles par la méthode des éléments finis. Cast3M est développé au Département de Modélisation des Systèmes et Structures (DM2S) de la Direction de l'Énergie Nucléaire du Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives (CEA) en France, le développement de cast3m entre dans le cadre d'une activité de recherche dans le domaine de la mécanique, dont le but est de définir un instrument de haut niveau, pouvant servir de support pour la conception, le dimensionnement, l'analyse de structures et composants (CAST3M 2019).

V.2.1. Le langage de cast3M : Gibiane

Le langage gibiane est un langage destiné au calcul d'éléments finis mais aussi un vrai langage de programmation, il est l'interface qui permet de communiquer directement avec cast3M. Ainsi, le principe est d'écrire un programme en langage gibiane à l'aide d'un éditeur de texte (n'importe lequel). Puis de lancer l'application CAST3M sur le fichier créé. Il est

recommandé d'utiliser le suffixe "dgibi". La syntaxe est basée sur l'utilisation de directives, d'opérateurs et de procédures qui s'appliquent à des opérandes (CAST3M 2019).

Voici quelques opérateurs et quelques directives avec leurs descriptions dans les deux tableaux suivant :

Directive	Description
OPTI	Déclare les principaux paramètres du programme
ELIM	Remplace tout les doubles nœuds par un seul point
TRAC	Trace ou bien dessine l'objet de type maillage, vecteur, ...ets
TITR	Donne un nom à l'étude
SI ,SINON,FINSI	Permet l'exécution conditionnelle des données suivant la valeur d'une variable de type logique.

Tableau V.1 : Description du quelque directive.

Opérateur	Description
DIME	Dimension de l'espace.
ELEM	Type d'éléments géométriques utilisé.
DROI	Construit une ligne entre deux points.
REGL	Construit une surface réglée.
ROTA	Construit une surface engendrée par la rotation d'une ligne.
SYME	construit l'objet résultant de la symétrie d'un autre objet par rapport à une droite ou un plan.
DALL	Construit une surface.
VOLU	Construit des volumes.
MODE	Définie un type de comportement et une formulation élément fini a un objet type maillage.
MATE	Définie les propriétés physiques du matériau pour un modèle donné.

Tableau V.2 : Description du quelque opérateurs.

V.2.2. Règles syntaxiques générales

Voici la liste des principales règles syntaxiques à observer lors de l'utilisation du langage GIBIANE :

- Les caractères espace, virgule, égal et deux-points sont des séparateurs.
- Le point-virgule termine une instruction.

- Une instruction doit être écrite sur moins de 9 lignes, mais une même ligne peut contenir plusieurs instructions.
- L'interpréteur GIBIANE ignore toute ligne dont le premier caractère est un astérisque, d'où la possibilité pour l'utilisateur d'insérer des commentaires
- Les opérateurs et les directives sont définis par leurs 4 premiers caractères, les caractères suivants n'étant pas pris en compte.
- L'instruction est interprétée de gauche à droite.
- Seuls les 72 premiers caractères d'une ligne sont pris en compte.
- Le signe = permet à l'utilisateur de donner un nom au résultat de l'instruction.
- La longueur du nom attribué à un objet ne doit pas dépasser 8 caractères.

V.2.3. Système d'unités

Cast3M ne dispose d'aucun système particulier d'unités de mesure. C'est à l'utilisateur de fournir les données dans un système cohérent vérifiant la loi fondamentale de la dynamique : $F = M \cdot \gamma$. Une fois que les unités de mesure utilisées dans les données définies, tous les résultats seront exprimés dans ces mêmes unités.

Il existe une exception à cette règle concernant la mesure des angles qui doivent toujours être exprimés en degrés pour la géométrie et en radians pour les résultats obtenus (T.Charras et J.kichenin 2011).

longueur	masse	force	temps	Masse volumiques	pression
m	Kg	N	sec	Kg /m ³	Pa (N/m ²)
mm	10 ³ Kg	N	sec	10 ⁻¹² Kg /m ³	Mpa (N/m ²)

Tableau V.3 : Exemples des systèmes d'unités de mesure cohérents.

V.2.4. Généralités sur le maillage

L'objet du maillage est de discrétiser géométriquement le domaine d'analyse de manière à pouvoir ultérieurement associer une formulation éléments finis au support géométrique. Concrètement cette discrétisation s'effectue par la création d'objets de type maillage (points, lignes, surfaces, volumes) à l'aide des opérateurs géométriques.

La technique à suivre est presque toujours la même :

- construction des points
- construction des lignes à partir des points

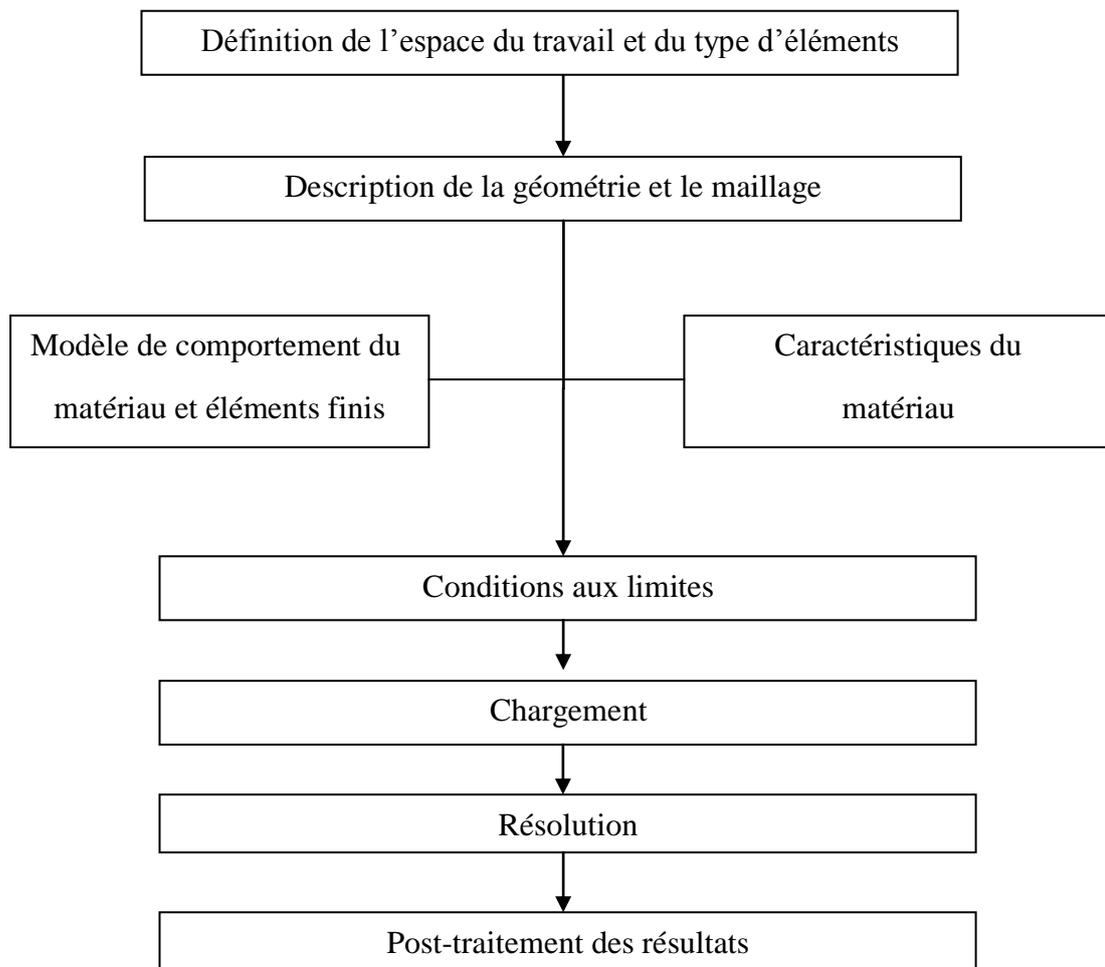
- construction des surfaces à partir des lignes
- construction des volumes à partir des surfaces.

V.2.5. Problèmes pouvant être résolus par cast3M

Cast3M dispose d'un certain nombre d'exemples reprenant la majorité des problèmes pouvant être traités. Cast3M étant à l'origine un code pour le calcul des structures, on y trouve de l'élasticité linéaire ou non-linéaire, des modèles de plaques de coques ou de poutre très variés. Mais sa souplesse lui ont permis de s'adapter à d'autres problèmes. Ainsi, on trouve également des problèmes de thermiques et de mécanique des fluides.

V.2.6. Procédure de résolution d'un problème CAST3M (KACIMI. N 2013)

Tout problème résolu avec cast3M doit être construit de la manière suivante :



Ainsi, Cast3M offre la possibilité de collaboration entre la théorie et la pratique, il utilise le langage Gibiane qui est un vrai langage de programmation, pour traiter les problèmes mécaniques ou bien l'étude des assemblages métalliques en générale d'une Façon efficace avec d'excellents résultats de calculs.

V.3. Modélisation de l'assemblage avec des éléments finis tridimensionnels

L'objectif essentiel étant analyser l'influence de deux paramètres principaux sur :

- la réponse de ce type assemblage (ou bien de sa déformée),
- la distribution des champs de contraintes en mode de comportement élastique et élastoplastique,
- ainsi que sur la configuration de la zone de contact platine-semelle divisée en trois zones (zone d'adhérence, zone de décollement et zone de glissement).

V.4. Description de l'assemblage

Le présent cas d'étude d'assemblage poteau-poutre par platine d'extrémité débordante est constitué d'un poteau en acier de type HEA 400, et d'une poutre en acier de type IPE 600 dont l'extrémité est soudée à une platine métallique d'épaisseur variable selon le cas d'étude à savoir : 10, 20 et 30 mm. Cet assemblage est réalisé par l'intermédiaire de sept (07) rangées de boulons (14 boulons de type M18) et espacées de 100 mm. Ces boulons sont ordinaires (non précontraints) de classe mécanique 8.8.

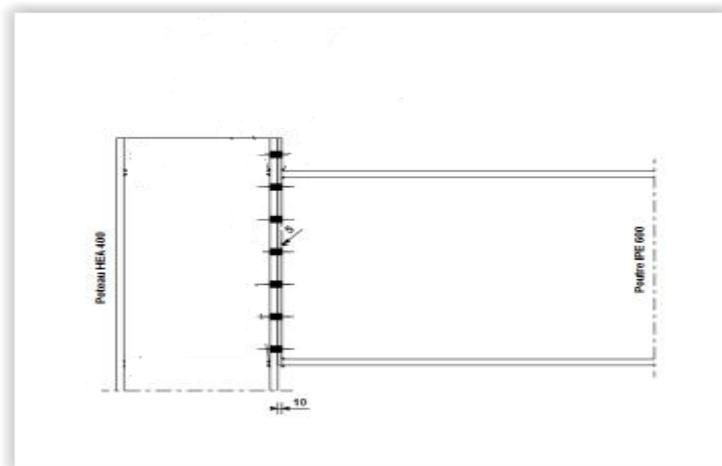


Figure V.1 : Assemblage HEA 600 et IPE 400 par platine sans raidisseur.

Le premier cas considéré est celui d'un assemblage sans raidisseur (figure V.1), et le deuxième cas consiste en un assemblage avec deux raidisseurs soudés sur les deux côtés de l'âme du poteau (figure V.2).

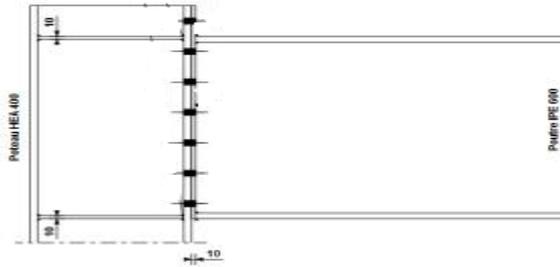


Figure V.2 : Assemblages HEA 600 et IPE 400 par platine avec raidisseur.

Les caractéristiques géométriques de poteau HEA 400 et de la poutre IPE 600 sont représentées sur la (figure V.3), ainsi que sur le tableau

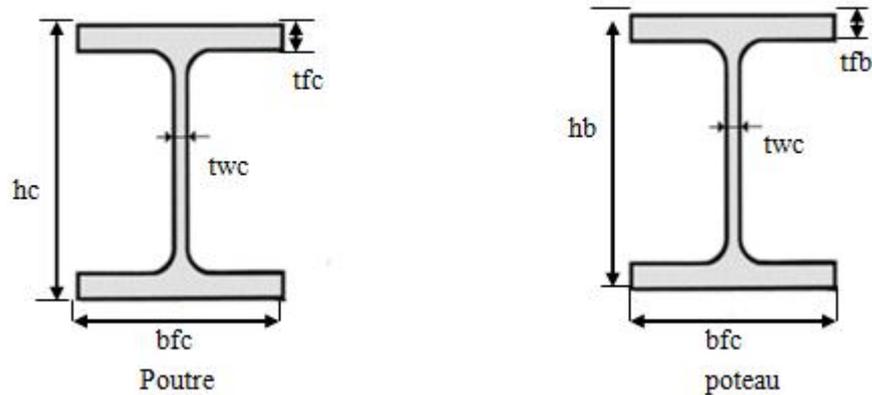


Figure V.3 : Caractéristiques géométriques poteau-poutre.

Poutre					Poteau				
t_{fb}	t_{wb}	b_{fb}	h_b	l_b	t_{fc}	t_{wc}	b_{fc}	h_c	h_p
19	12	220	600	800	19	11	300	390	500

Tableau V.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre et du poteau (en mm).

Les caractéristiques géométriques de la platine sont représentées sur la (figure V.4), et définies dans le tableau V.4. Nous avons étudié trois cas d'épaisseurs différentes, à savoir : 10mm, 20mm et 30mm.

Pour les différents éléments constituant l'assemblage étudié, les caractéristiques matérielles adoptées sont celles de l'acier S235 avec une contrainte limite d'élasticité de 235 MPa, une

contrainte limite de rupture de 360 MPa, un module d'élasticité longitudinale de 210000 N/mm et un coefficient de Poisson égale 0.3. Les boulons utilisés sont de classe mécanique 8.8 avec une contrainte limite d'élasticité de 640 MPa et une contrainte limite de rupture de 800 MPa.

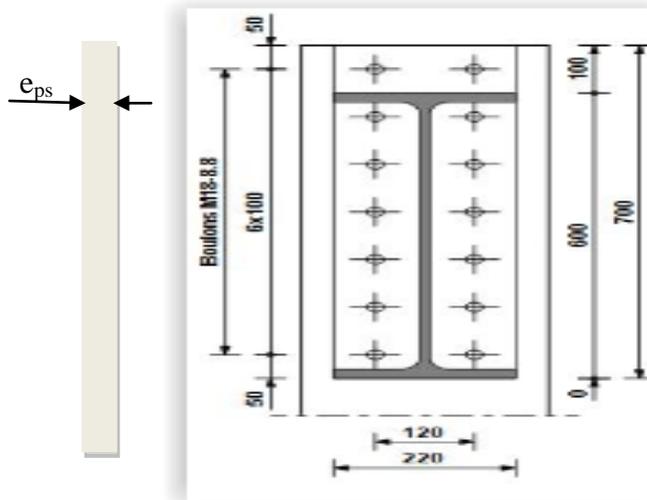


Figure V.4 : Caractéristiques géométriques de la platine.

largeur	hauteur	pince longitudinale e_1	Pas longitudinal p_1	Pince transversale e_2	Pas transversal p_2	Epaisseurs e_{ps}
220	600	50	100	50	120	10
220	600	50	100	50	120	20
220	600	50	100	50	120	30

Tableau V.5 : Dimensions et positions des trous dans la platine (en mm).

Les boulons utilisés sont en acier de type M18 avec une tête hexagonale H et partiellement filetés. Les caractéristiques géométriques sont représentées sur la (figure V.5), et définies dans le tableau (V.6).

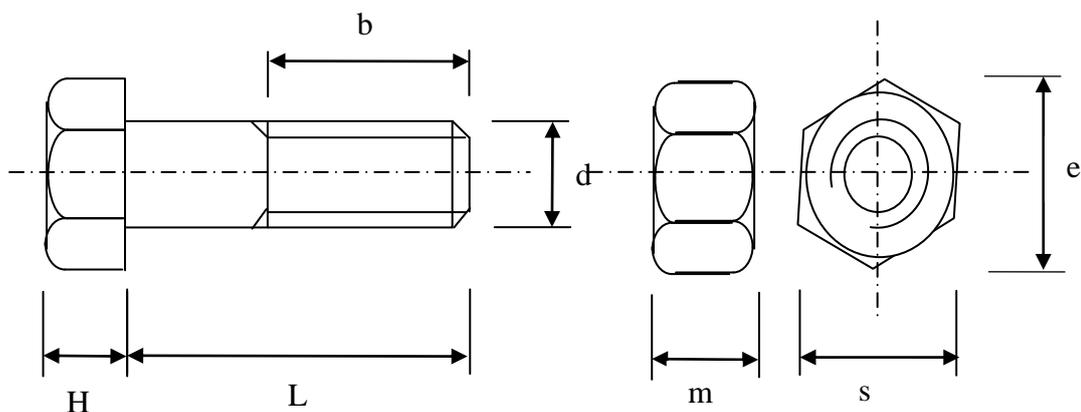


Figure V.5 : Caractéristique du boulon M18.

H	L	b	d	m	s	e	d ₀
10	39	42	20	10	29	30.1	20
10	49	42	20	10	29	30.1	20
10	59	42	20	10	29	30.1	20

Tableau V.6 : caractéristiques géométriques de boulon en (mm)

V.5. Type d'éléments finis utilisés

Les éléments finis utilisés pour les deux cas (avec et sans raidisseurs), sont de type tridimensionnel, formulé en déplacements, isoparamétriques, linéaire, de forme hexaédrique à 8 nœuds nommés CUB8. Chaque nœud possède trois degrés de liberté en translation selon les axes du repère global X, Y et Z.

Deux cas de modèles de comportement ont été considérés pour tous les composants de cet assemblage à savoir :

- la phase de comportement élastique
- et la phase de comportement élastoplastique dans laquelle le phénomène de l'érouissage a été négligé.

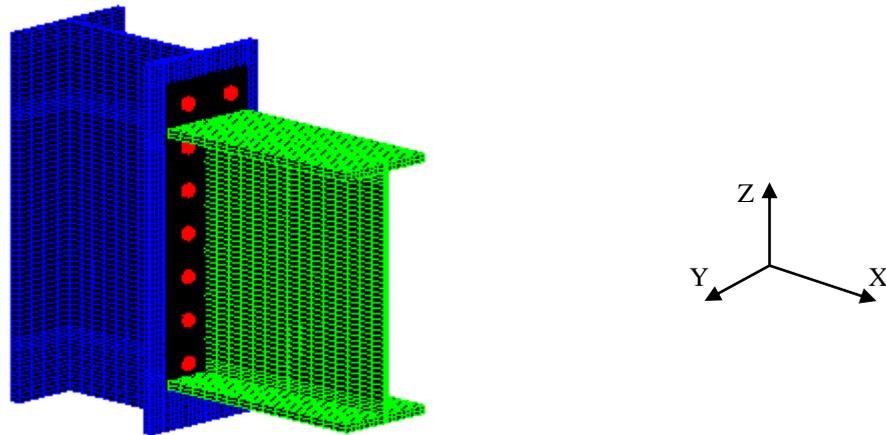


Figure V.6 : Modèle élément fini tridimensionnel de l'assemblage sans raidisseur.

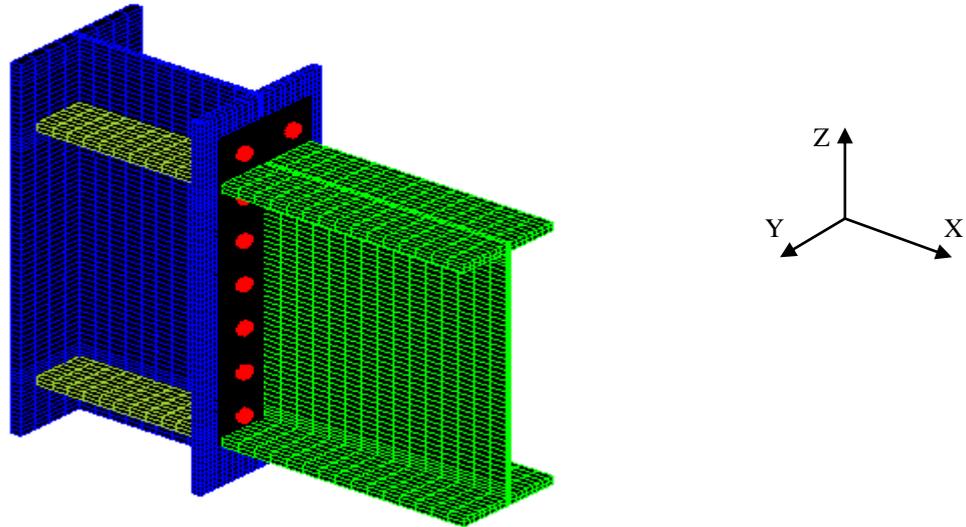


Figure V.7 : Modèle élément fini tridimensionnel de l'assemblage avec raidisseur.

Par ailleurs, en raison de la présence d'un plan de symétrie OXZ présent dans les plans moyens des deux âmes de la poutre et du poteau, et afin de réduire les coûts des calculs aussi bien en temps de calcul qu'en espace mémoire, seule la moitié de l'assemblage a été considérée (figure V.8). Toutefois, des conditions aux limites de symétries doivent être imposées. Ces conditions consistent à bloquer tous les déplacements dans la direction perpendiculaire (OY) de tous les nœuds appartenant à ces plans de symétrie OXZ.

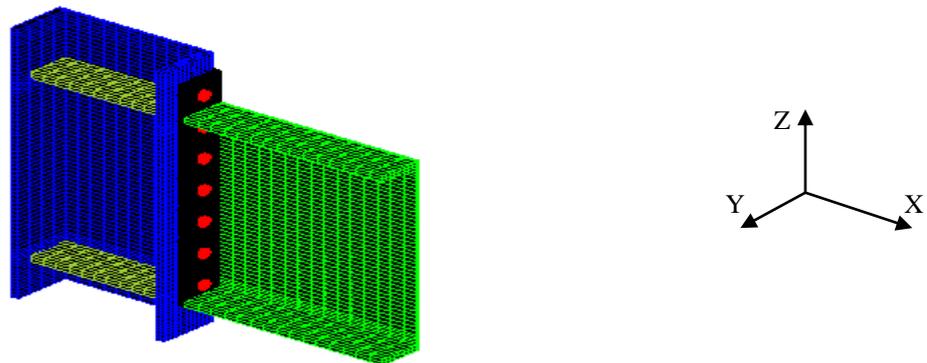


Figure V.8 : Modèle élément fini tridimensionnel de la moitié d'assemblage.

En plus des conditions aux limites de symétrie citées précédemment, d'autres conditions aux limites du problème sont prescrites par un blocage des déplacements des nœuds de la section inférieure du poteau dans les trois directions X, Y et Z. De plus, un chargement surfacique est directement appliqué sur la face supérieure de la semelle. Toutefois, afin d'éviter les flexions locales des ailes de ces semelles, ce chargement surfacique est limité uniquement à l'âme de la poutre. Autrement dit, seuls les éléments volumiques contenus dans le plan de l'âme de la poutre sont chargés.

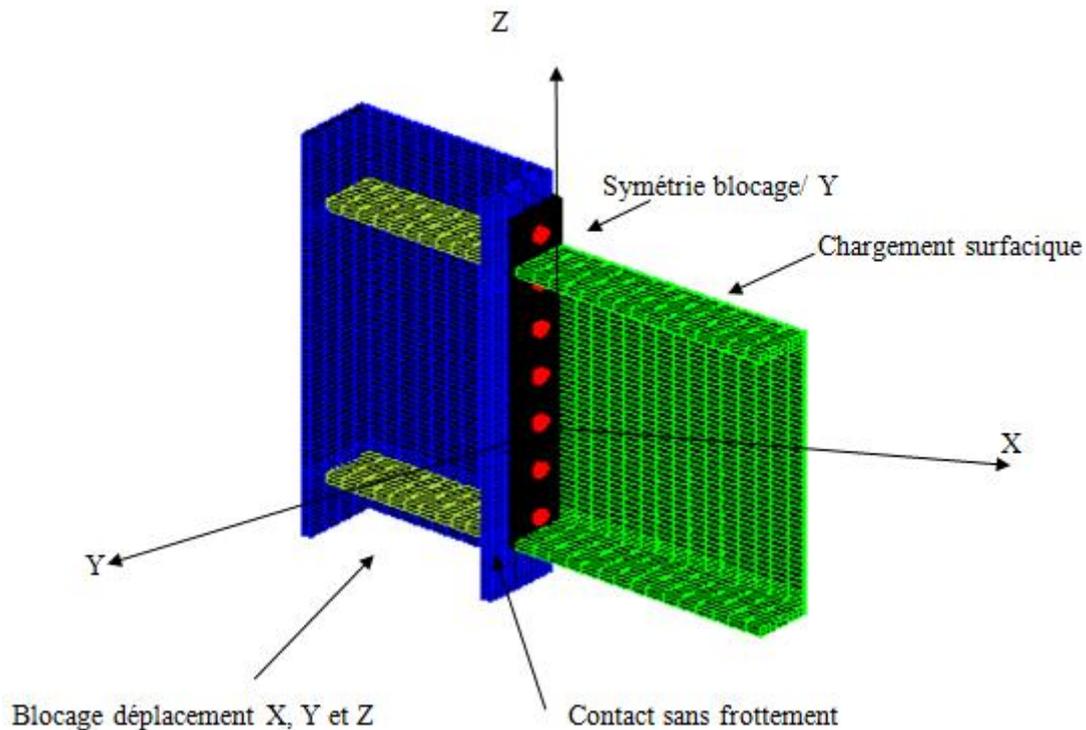


Figure V.9 : Condition aux limites et chargement.

V.6. Modèle de contact utilisé

S'agissant de boulons ordinaires, des relations de contact sans frottements entre la platine d'extrémité et la semelle du poteau ont été utilisées. Plus précisément, ces relations consistent en l'écriture des conditions de non pénétration.

A cet effet des éléments de contact surfaciques doivent être utilisés de part et d'autre du contact platine-semelle de poteau. Afin de faciliter d'avantage la résolution de ce problème, des maillages de contact de type compatibles (nœuds à nœuds) ont été utilisés. Autrement dit, il s'agit de deux maillages identiques situés de part et d'autres et où les nœuds sont en vis-à-vis et ont les mêmes coordonnées. Ainsi, l'écriture et la programmation des conditions de non pénétration devient plus facile à mettre en œuvre avec l'opérateur RELATION (ou bien RELA). Pour cela, le type d'élément utilisé est linéaire de forme quadrangulaire à quatre nœuds et nommé QUA4 dans CAST3M (figure V.10).

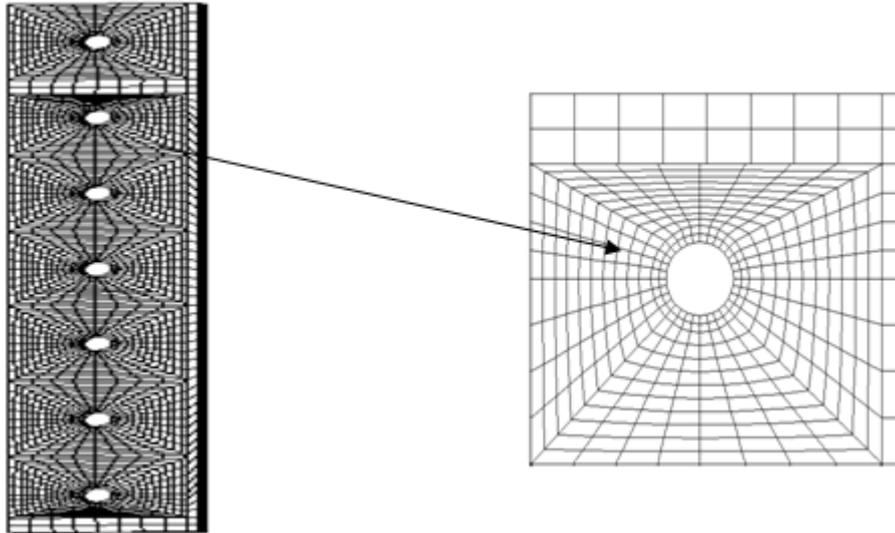


Figure V.10 : Maillage de surface de contact platine et semelle de poteau.

Par ailleurs, pour le maillage des boulons, des éléments volumiques de type CUB8 (figure V.11), ont également été utilisés. Les deux surfaces de contact considérées sont celles de la tête de vis avec la face interne des trous de la semelle, et celle du contact de l'écrou avec la face de la platine.

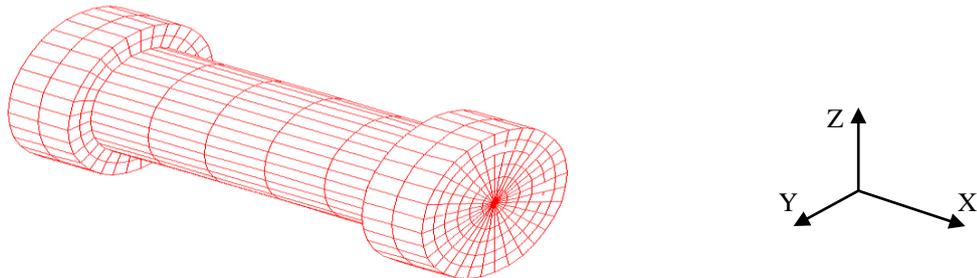


Figure V.11 : Maillage de boulon.

V.7. Démarche adoptée

La démarche adoptée pour la présente étude, consiste à étudier en premier lieu les influences de paramètres cités plus haut en phase de comportement élastique. De la même manière, la phase de comportement plastique sera analysée en second lieu. Les analyses de ces deux étapes (élastique et plastique) seront complétées en dernier lieu par une discussion de tous les résultats obtenus.

Par ailleurs, un autre objectif consiste à comparer nos résultats avec ceux obtenus manuellement en utilisant les méthodes de calcul adoptées par le règlement Eurocode 03. A cet effet, le modèle de comportement adopté sera identique à celui utilisé par ce règlement l'Eurocode 03, à savoir : le modèle de comportement élastoplastique parfait.

V.8. Analyse des résultats en phase de comportement élastique

V.8.1. Influence de l'épaisseur de la platine

a. Analyse des déformées

La figure V.12 ci-dessous représente trois déformées de l'assemblage avec des platines d'épaisseurs différentes : de 10mm (à gauche), de 20mm (au milieu) et de 30 mm (à droite). Il est clair que la déformation est plus importante dans les assemblages ayant des platines d'épaisseurs minces. Ceci est due à la faible rigidité en flexion de cette platine, d'où une plus grande déformabilité de cet assemblage.

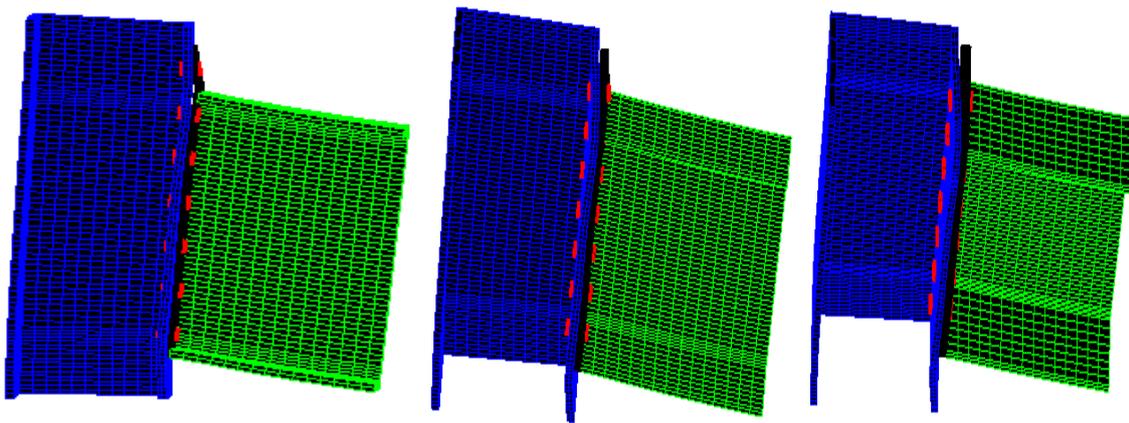


Figure V.12 : déformées de l'assemblage avec des platines d'épaisseurs différentes de 10mm (à gauche), de 20mm (au milieu) et de 30 mm (à droite)

b. Analyse de la distribution des contraintes

En phase élastique obtenue sous un moment d'intensité $M=18$ KNm et un effort tranchant et $V=72$ KN, les distributions des champs de contraintes de VONMISES dans le poteau, la poutre, la platine et les boulons, pour les trois cas d'épaisseurs (10, 20 et 30mm) sont représentées sur les figures (V.14a, V.14b et V.15). On peut constater sur ces figures qu'en augmentant l'épaisseur, les contraintes maximales dans les boulons ont diminué de 85 MPa (pour 10mm) vers 54 MPa (pour 20mm) et 60 MPa (pour 30mm). L'interprétation de cette diminution peut être attribuée au phénomène de l'effet de Levier (figure V.13) dont l'effet sur les efforts internes dans les boulons n'est significatif que lorsque la platine est mince (10mm). Ce phénomène connu est dû à la déformabilité de la platine mince dont la surface de contact avec la semelle du poteau devient excentrée tout en créant une force supplémentaire Q dite force de Levier et qui s'ajoute aux efforts internes déjà existants dans le boulon.

En ce qui concerne la distribution des contraintes dans les autres parties de l'assemblage, on peut remarquer que les contraintes maximales augmentent de l'ordre de 17 MPa (en augmentant l'épaisseur de la platine de 10 à 20mm) et augmentent de l'ordre de 11 MPa (en augmentant l'épaisseur de la platine de 20 à 30mm) dans les poteaux. Par contre, il y a une certaine diminution de ces contraintes au niveau de la platine dans la mesure où elles diminuent de l'ordre de 27 MPa (en augmentant de 10 à 20 mm) et de 19 MPa (en augmentant de 20 à 30mm). Enfin, les contraintes maximales dans les poutres ont également diminué de 33 MPa (épaisseur 10mm) vers 24 MPa (épaisseur 20mm) et 22 MPa (épaisseur 30 mm).

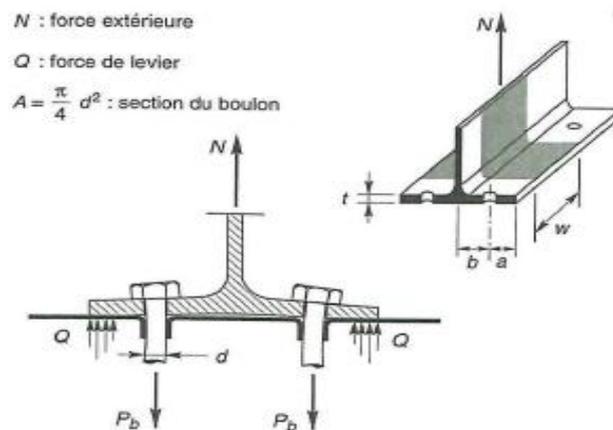
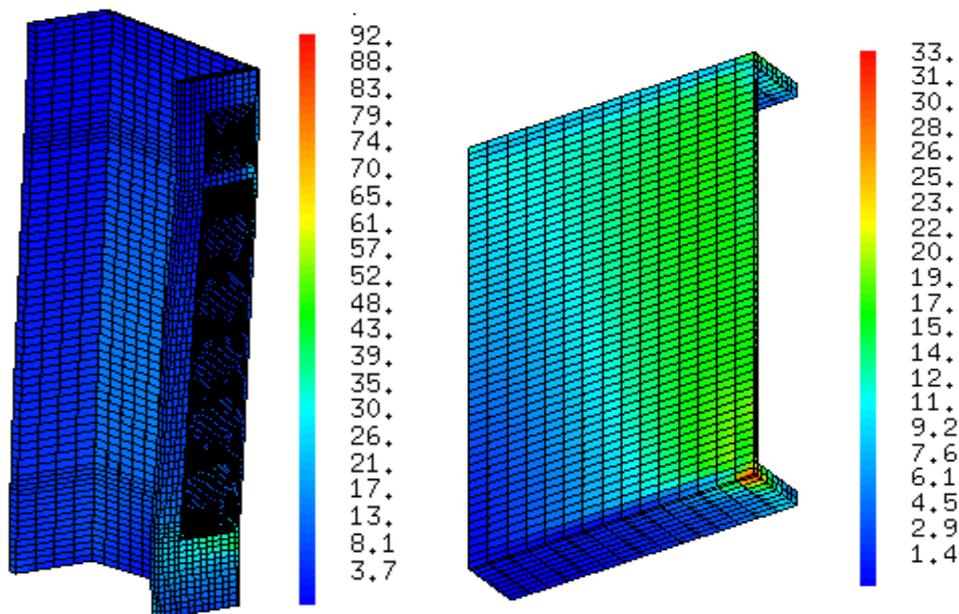


Figure V.13 : (extrait de Jean Morel) : Phénomène de l'effet de levier dû à la déformabilité de la platine mince



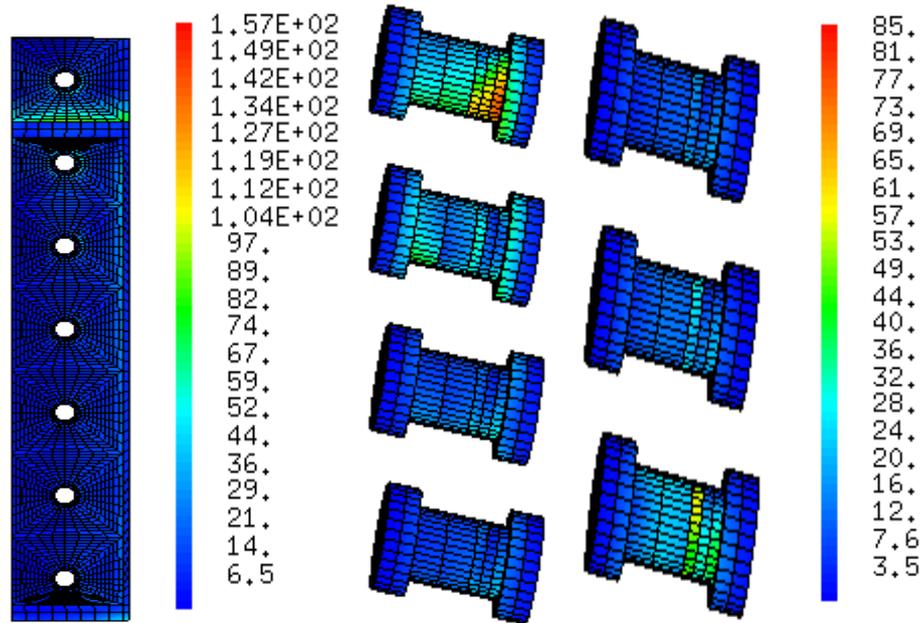
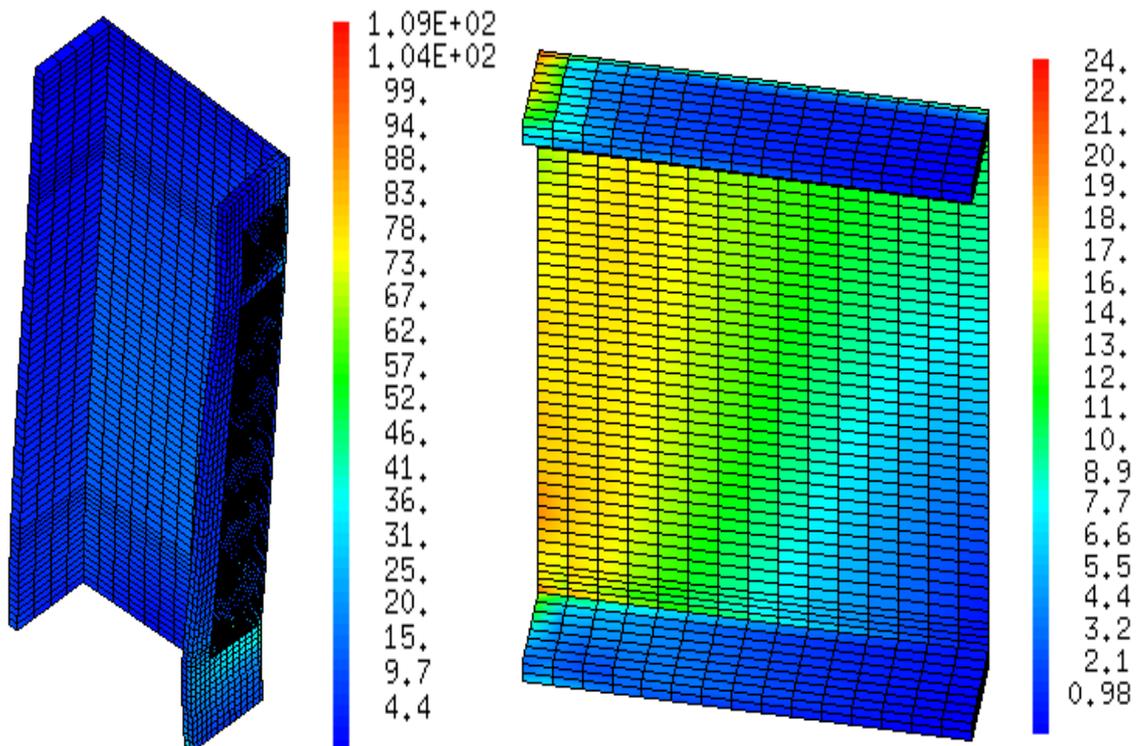


Figure V.14a : Distribution élastique des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 10mm sous $M=18 \text{ KNm}$ et $V= 72 \text{ KN}$



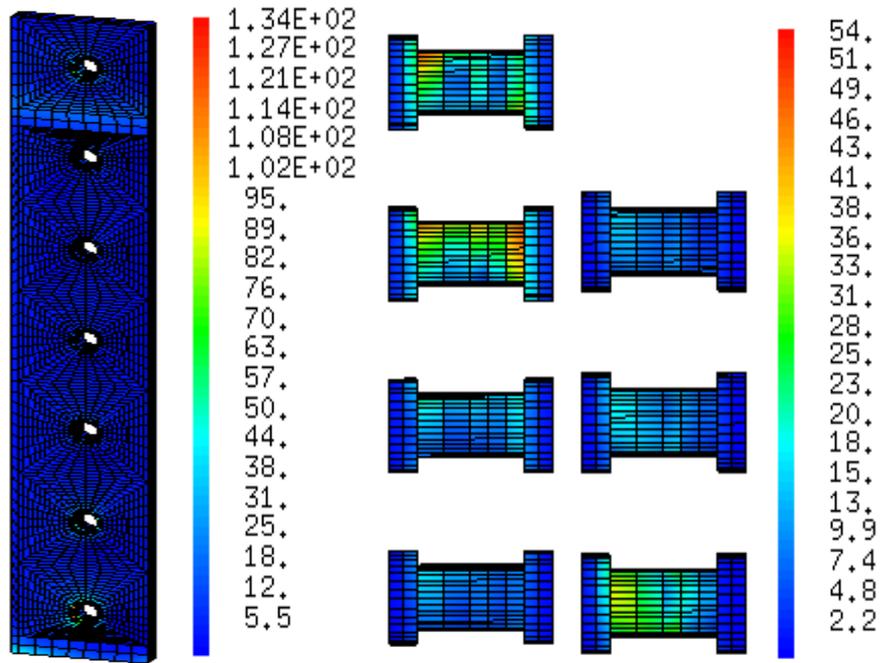
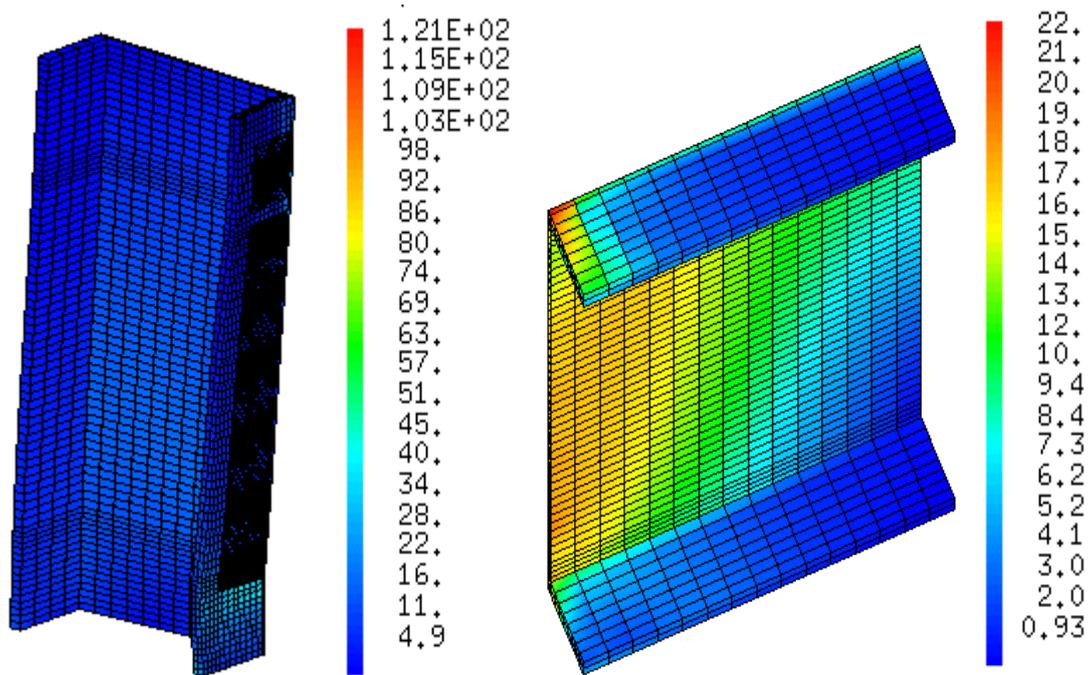


Figure V.14b : Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 20mm sous $M=18$ KNm et $V= 72$ KN.



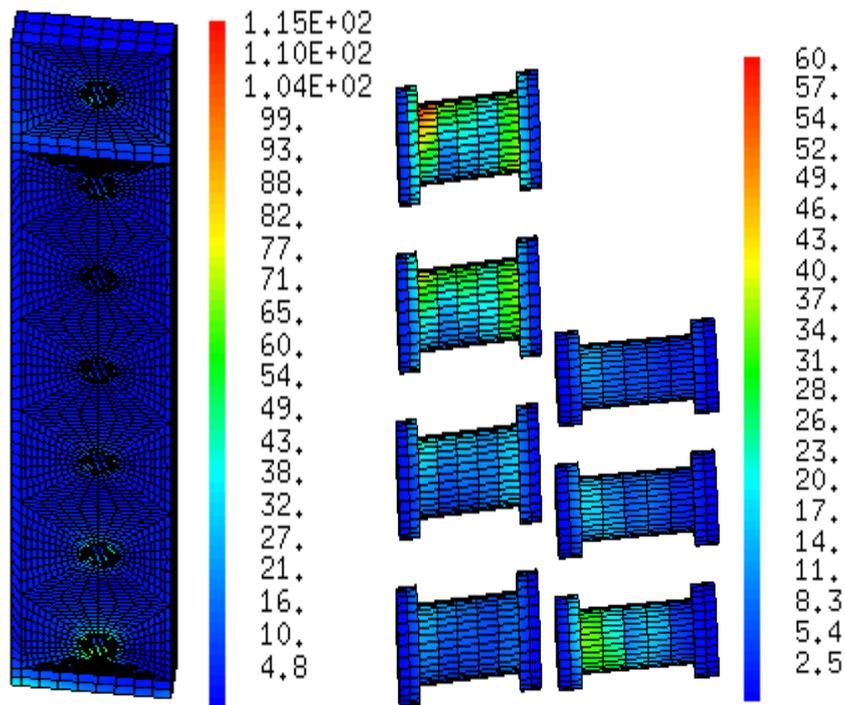


Figure V.15 : Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 30mm sous $M=18$ KNm et $V= 72$ KN.

V.9. Influence de la présence ou non des raidisseurs

V.9.1. Analyse des déformées

Afin d'étudier l'influence de ce paramètre, les assemblages considérés seront ceux dont l'épaisseur de la platine est d'une valeur fixe, choisie égale à 20mm. La figure V.16 ci-dessous représente les deux déformées de l'assemblage sans la présence des raidisseurs (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche), on constate que la présence des raidisseurs fait diminuer la déformabilité des semelles des poteaux et contribue donc à la réduction de la rotation de l'assemblage. Autrement dit, les raidisseurs font augmenter la rigidité en rotation de l'assemblage.

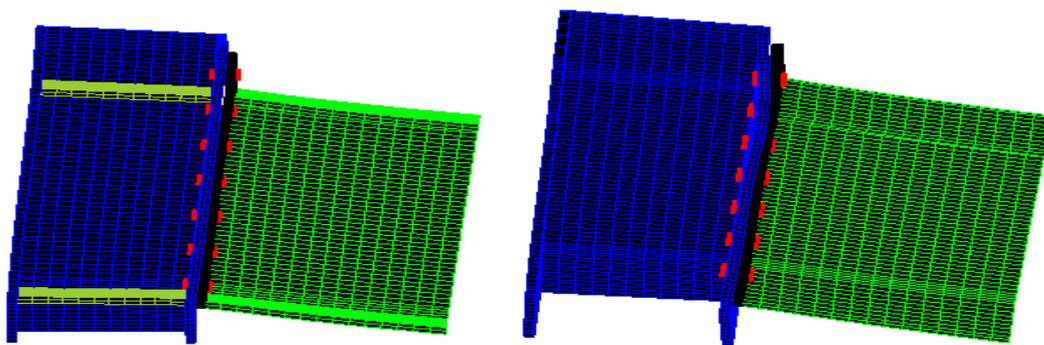


Figure V.16 : déformées de l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).

V.9.2. Analyse des champs de contrainte

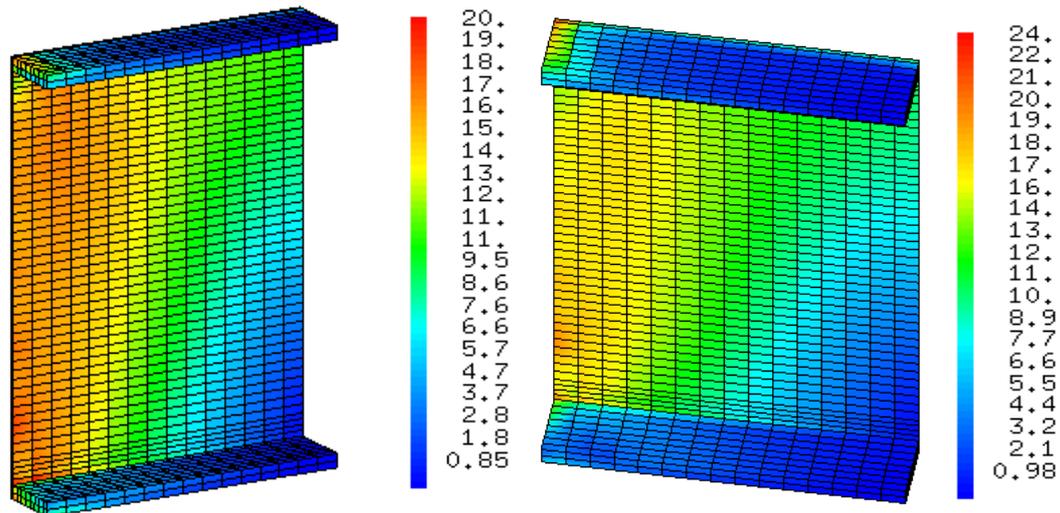


Figure V.17 : Distribution des champs de contraintes de VONMISES des poutres dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).

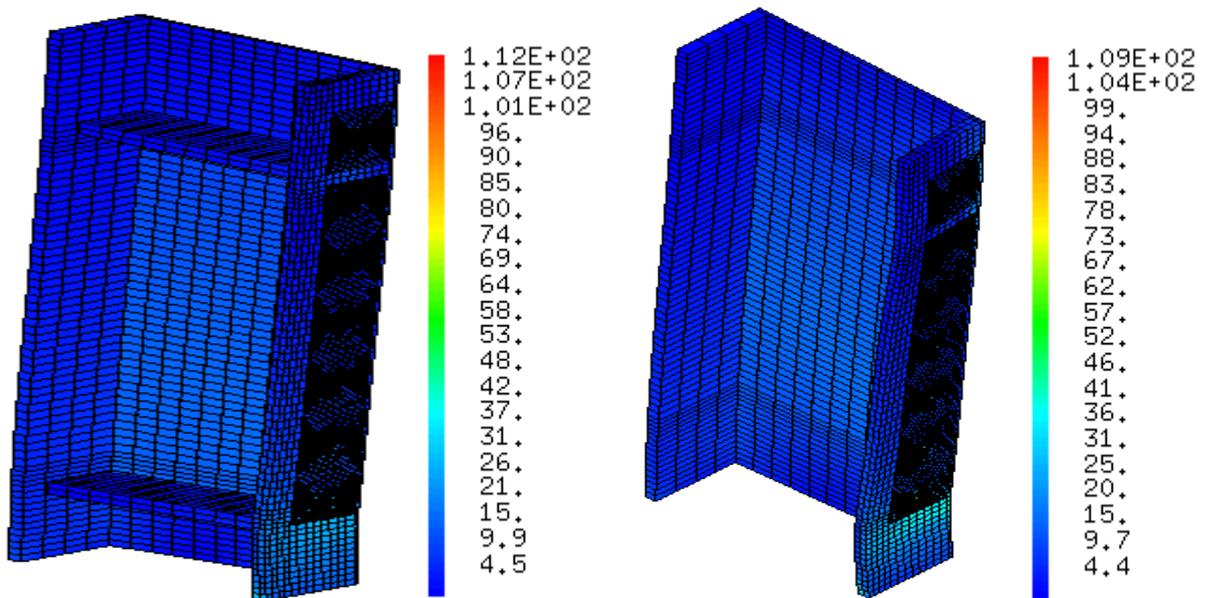


Figure V.18: Distribution des champs de contraintes de VONMISES des poteaux dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).

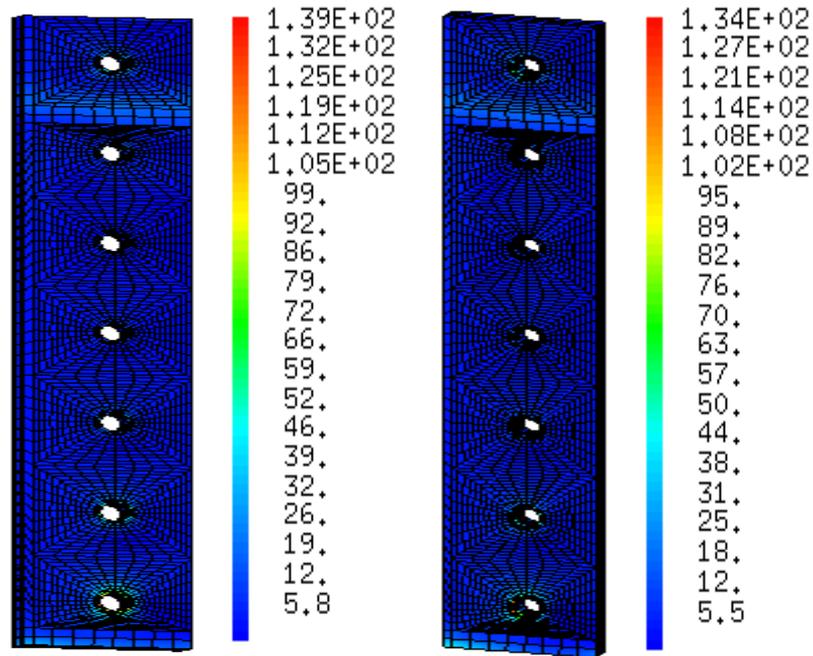


Figure V.19 : distribution des champs de contraintes de VONMIOSES dans la platines de l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).

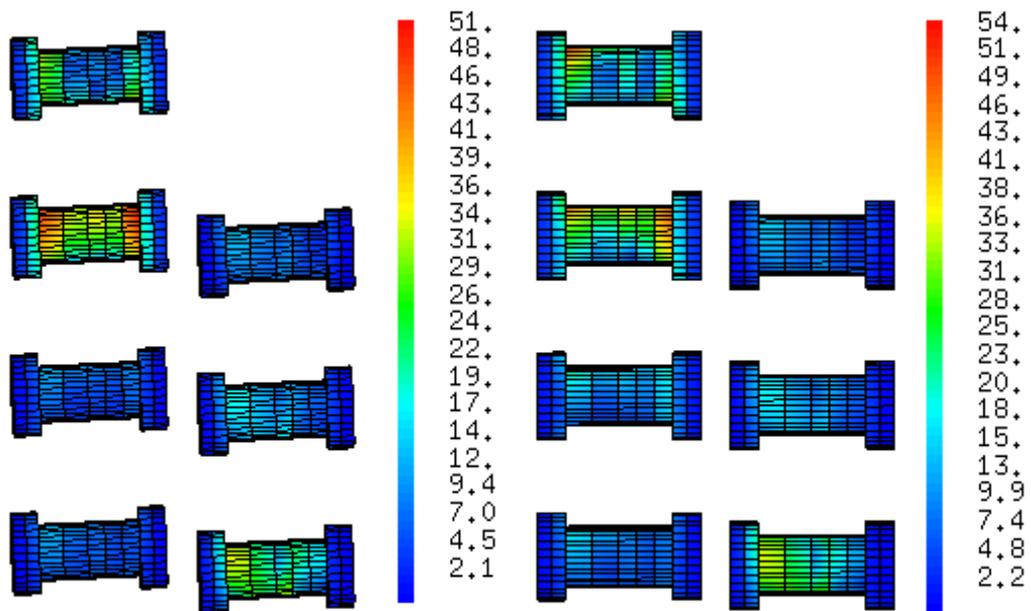


Figure V.20 : Distribution des champs de contraintes de VONMISES des boulons dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).

En comparant les résultats ci-dessus, on constate, en plaçant les raidisseurs, une légère diminution des contraintes maximales dans la poutre et les boulons contre une légère augmentation dans la platine et le poteau. Ainsi, on déduit une assez faible influence de la présence des raidisseurs sur les valeurs des contraintes maximales.

V.10. Analyse des résultats en phase de comportement plastique

V.10.1. Influence de l'épaisseur de la platine sur la plastification des composants de l'assemblage

Les figures ci-dessous (figures V.21, V.22 et V.23) représentent les champs de déformations inélastiques dans les composants de cette assemblage (poutre, platine, poteau et boulons) et ce, pour les trois cas d'épaisseurs 10, 20 et 30 mm correspondant à chargement provoquant un moment $M= 262,8 \text{ KNm}$ et un effort tranchant $V= 1051,2 \text{ KN}$.

Concernant la plastification de la poutre, celle-ci se plastifie faiblement jusqu'à 0.22%, au niveau de sa partie inférieure lorsque la platine est mince (10mm) tandis qu'elle se plastifie et de manière plus faible jusqu'à 0.11% au niveau de la partie supérieure lorsque la platine est suffisamment épaisse (20 ou 30 mm). Ceci peut être expliqué par l'état de décollement de la platine mince par rapport à la semelle et dont la zone de contact est transférée à la partie inférieure.

Concernant le poteau, la zone plastifiée se trouve au niveau de la zone de contact avec la semelle inférieure de la poutre où des fortes contraintes de compression sont transmises localement de la poutre vers le poteau. Ce qui a provoqué une flexion localisée de la semelle du poteau suivie d'une déformation plastique dont l'ordre de grandeur est compris entre 4 et 4,9 %.

Pour sa part la platine mince d'épaisseur 10 mm subit localement une très forte plastification (jusqu'à 31%) au voisinage des trous des boulons de la rangée supérieure. Ceci peut également être expliqué par l'effet de poinçonnement. Toutefois, pour les cas des deux autres épaisseurs, la plastification avoisine les 2%. On constate donc une diminution considérable du phénomène de plastification en passant d'une épaisseur de 10 mm à 20 mm et plus.

Enfin, vue leur haute classe mécanique (8.8) dont la limite élastique est égale à 640 MPa, les boulons utilisés présentent une déformation plastique maximale assez faible de l'ordre de 0.74% lorsque la platine est suffisamment mince (10mm). Cette valeur sera davantage réduite lorsque la platine devient plus épaisse (0.2% pour 20mm), contre une légère augmentation (0.35%) pour la platine d'épaisseur de 30mm).

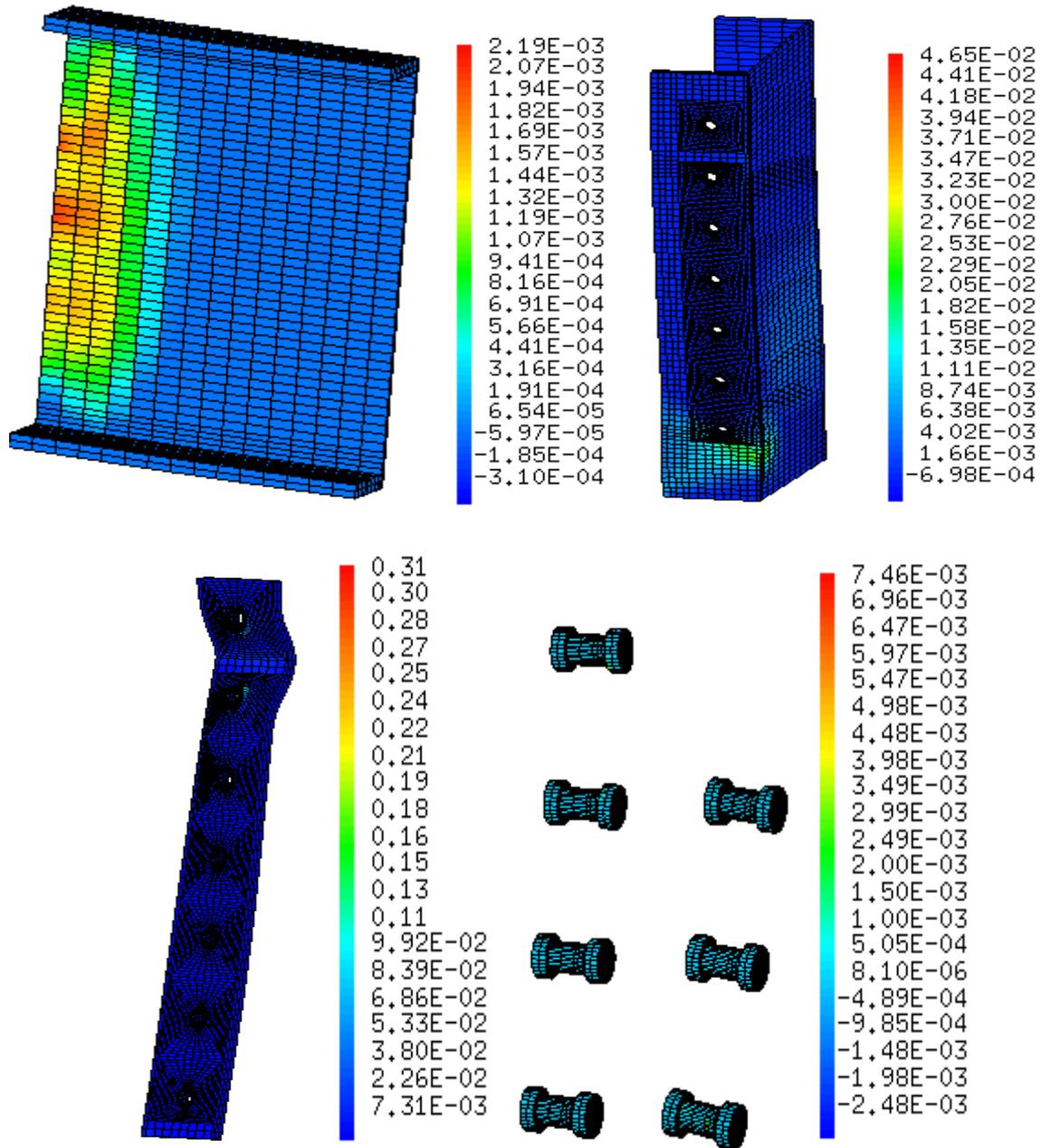


Figure V.21 : Déformations inélastiques des composants de l'assemblage Avec une platine d'épaisseur 10mm sous $M=262,8$ KNm et $V=1051,2$ KN.

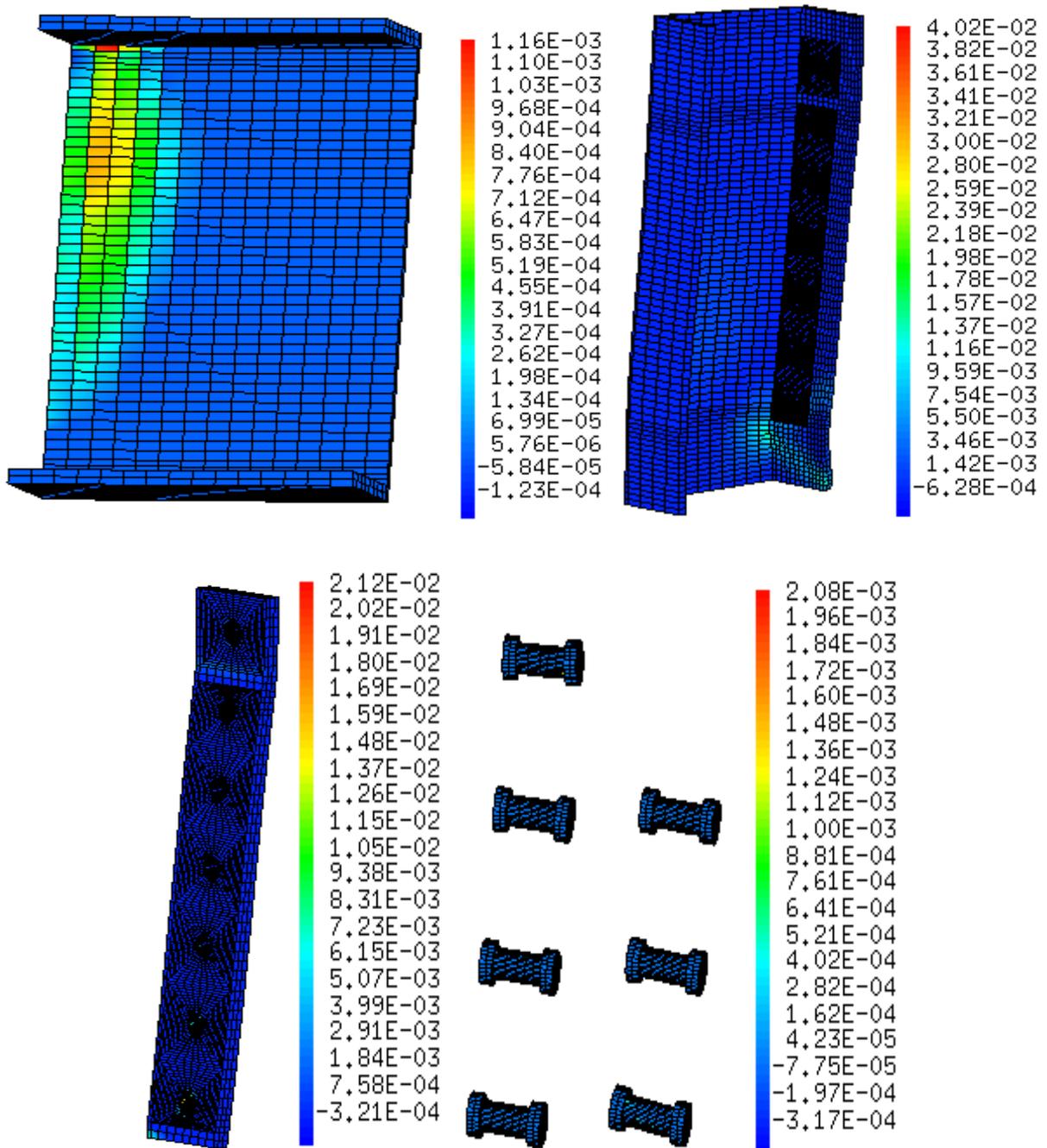


Figure V.22 : Déformations inélastiques des composants de l'assemblage avec une platine d'épaisseur 20mm sous $M=262,8$ KNm et $V=1051,2$ KN.

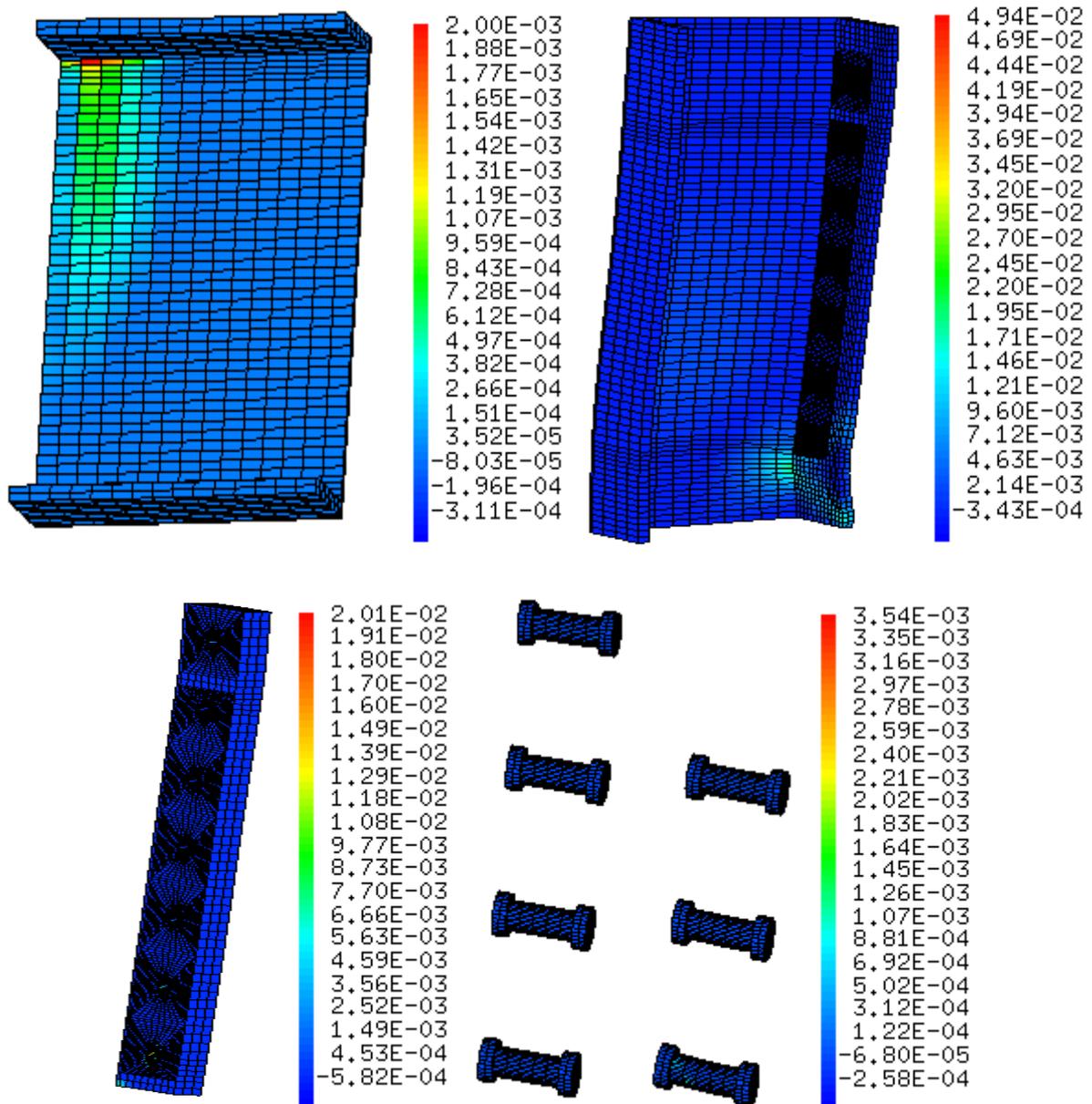


Figure V.23 : Déformations inélastiques des composants de l'assemblage avec une platine d'épaisseur 30mm sous $M=262,8$ KNm et $V=1051$ KN.

V.10.2. Influence de la présence ou non des raidisseurs sur la plastification des composants de l'assemblage

Pour une platine de 20mm d'épaisseur, les figures V.24 à V.25 ci-dessous représentent les champs de déformations inélastiques sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite). Il est facile de constater que la présence des raidisseurs fait diminuer significativement la déformabilité inélastique des poutres et des semelles de poteaux .Par contre, une faible influence est relevée au niveau des allongements plastiques des boulons

(figure V.27). Par ailleurs, aucune influence des raidisseurs n'est relevée au niveau des champs de déformations plastiques des platines (figure V.26).

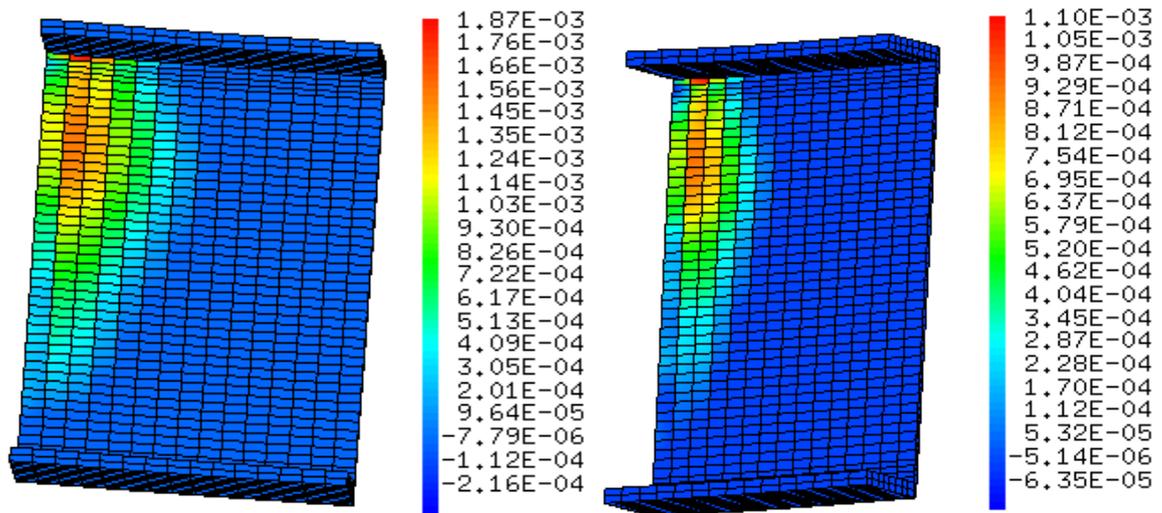


Figure V.24 : Déformation inélastique dans la poutre de l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M= 270\text{KNm}$ et $V= 1080 \text{ KN}$.

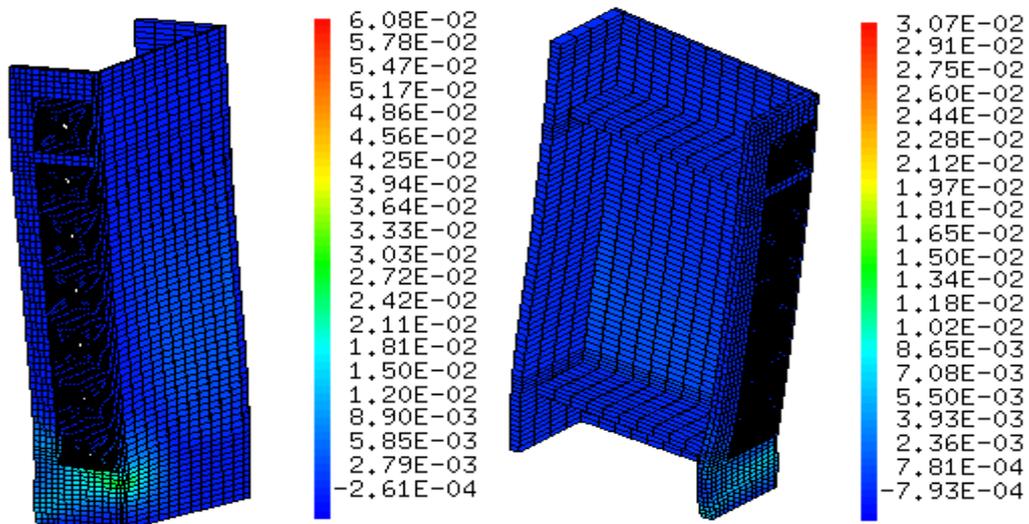


Figure V.25 : Déformation inélastique dans les poteaux de l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M= 270\text{KNm}$ et $V=1080 \text{ KN}$

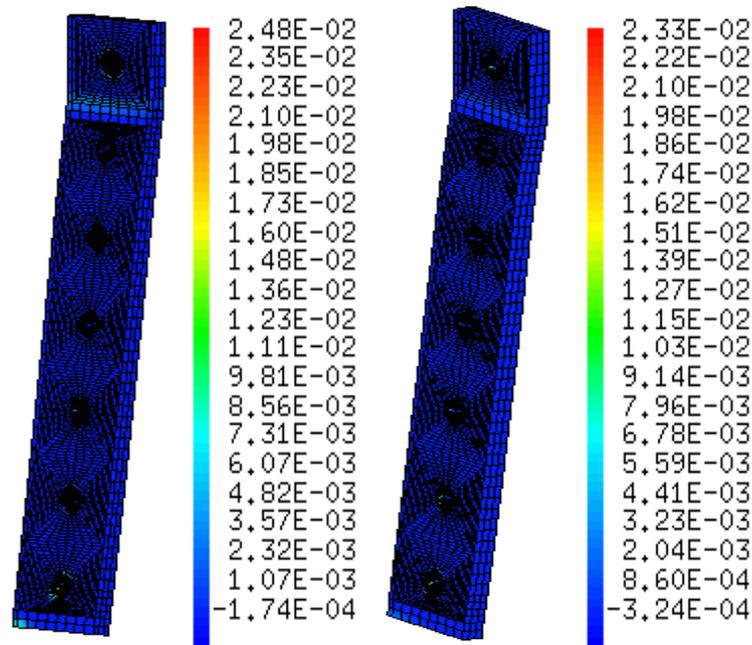


Figure V.26: Déformation inélastique dans la platine de l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M= 270\text{KNm}$ et $V= 1080 \text{ KN}$

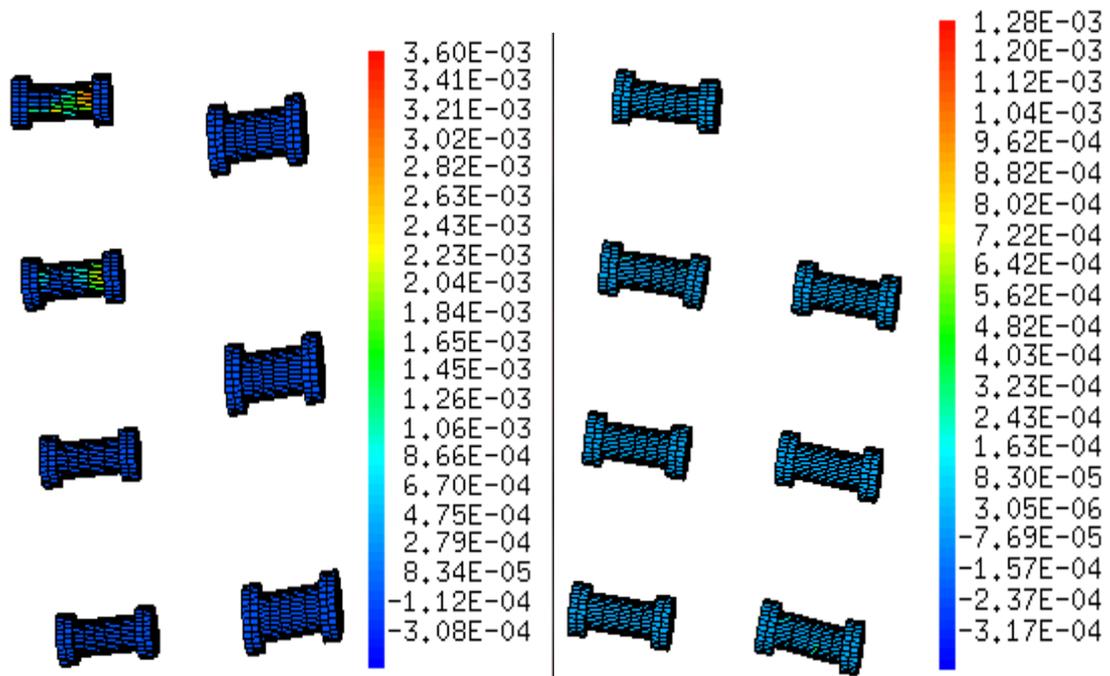
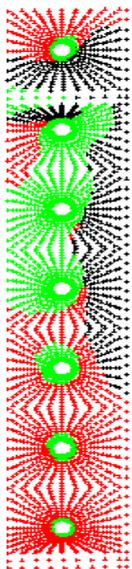
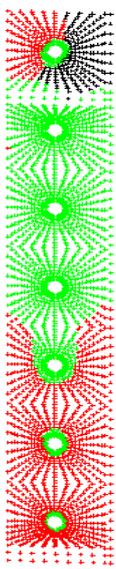
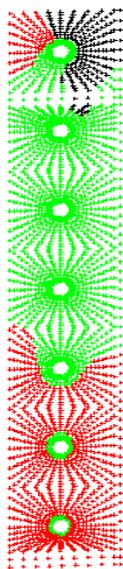


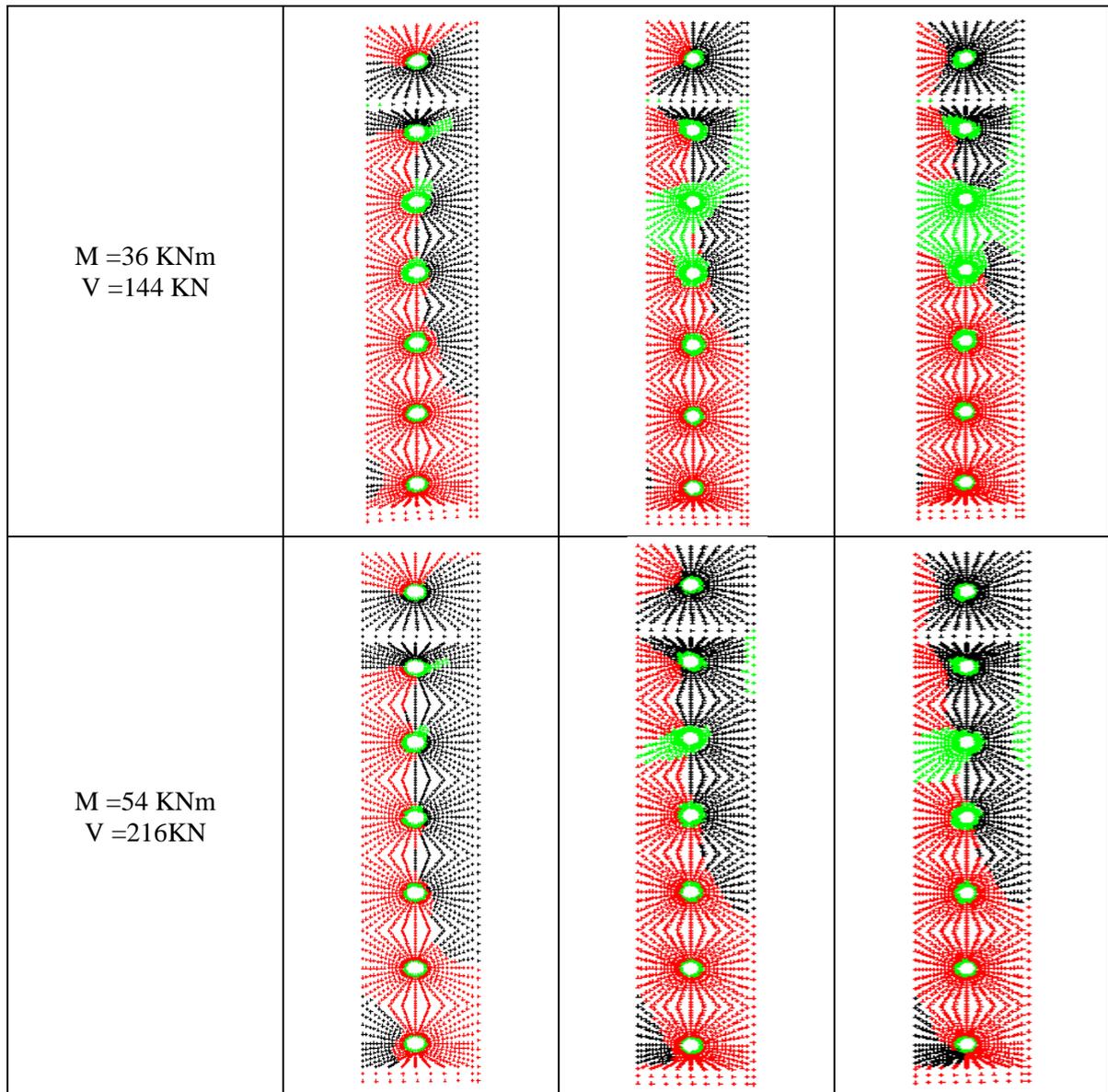
Figure V.27 : Déformations inélastiques dans les boulons de l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M=270\text{KNm}$ et $V= 1080\text{KN}$

V.11. Analyse des surfaces de contact en fonction de l'épaisseur de la platine

V.11.1. Influence de l'épaisseur de la platine

En faisant varier les épaisseurs de la platine, de moments et d'efforts tranchants sous différentes valeurs tels que illustré dans le tableau ci-dessous, et après résolution : trois zones de contact ont été obtenues et représentées, à savoir : la zone de contact des nœuds adhérents (en vert), la zone de contact des nœuds glissants (en rouge) et la zone de contact des nœuds décollants (en noir). Ces différentes figures montrent que la zone de décollement se développe le long de l'âme de la poutre et confirme les résultats théoriques à l'origine de la méthode adoptée par l'Eurocode 03 où des tronçons en T déformables sont utilisés comme éléments de calcul de la méthode des composantes.

Efforts appliqués	Epaisseur 10mm	Epaisseur 20mm	Epaisseur 30mm
M=18KNm V=72 KN			



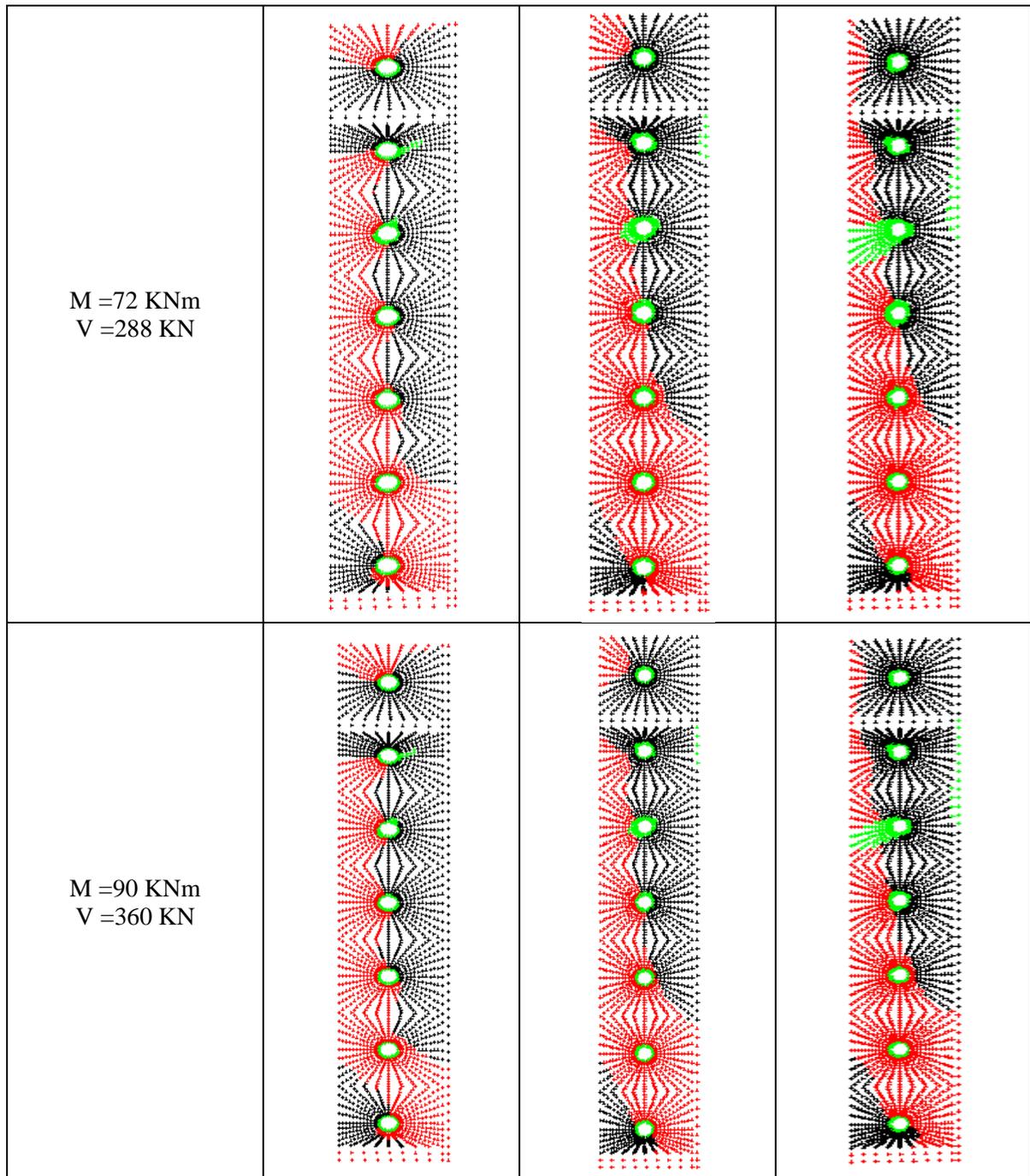
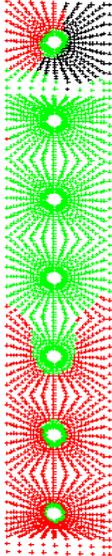
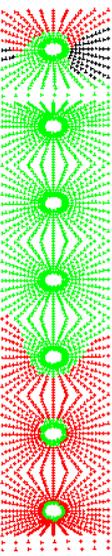
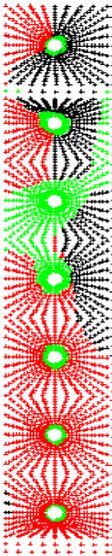
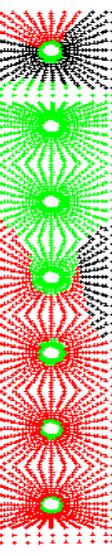
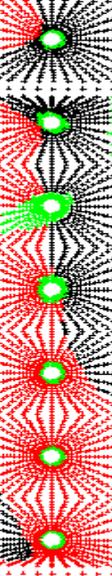
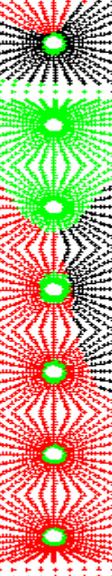


Tableau V.7 : Influence de l'épaisseur de la platine

V.11.2. L'influence de la présence ou non de raidisseur

Le tableau des figures ci-dessous montre les configurations des nœuds décollants, glissants et adhérents sur les deux surfaces de contact avec même épaisseur de platine 20mm, correspondants aux deux cas : sans et avec raidisseurs de poteau. On constate que la présence des raidisseurs fait réduire les zones de décollement Ceci est dû à la diminution de la déformabilité de l'assemblage causée par ces raidisseurs.

Efforts appliqués	Cas d'absence des raidisseurs	Cas de présence des raidisseurs
<p>M = 18 KNm V = 72 KN</p>		
<p>M = 36 KNm V = 144 KN</p>		
<p>M = 54 KNm V = 216 KN</p>		

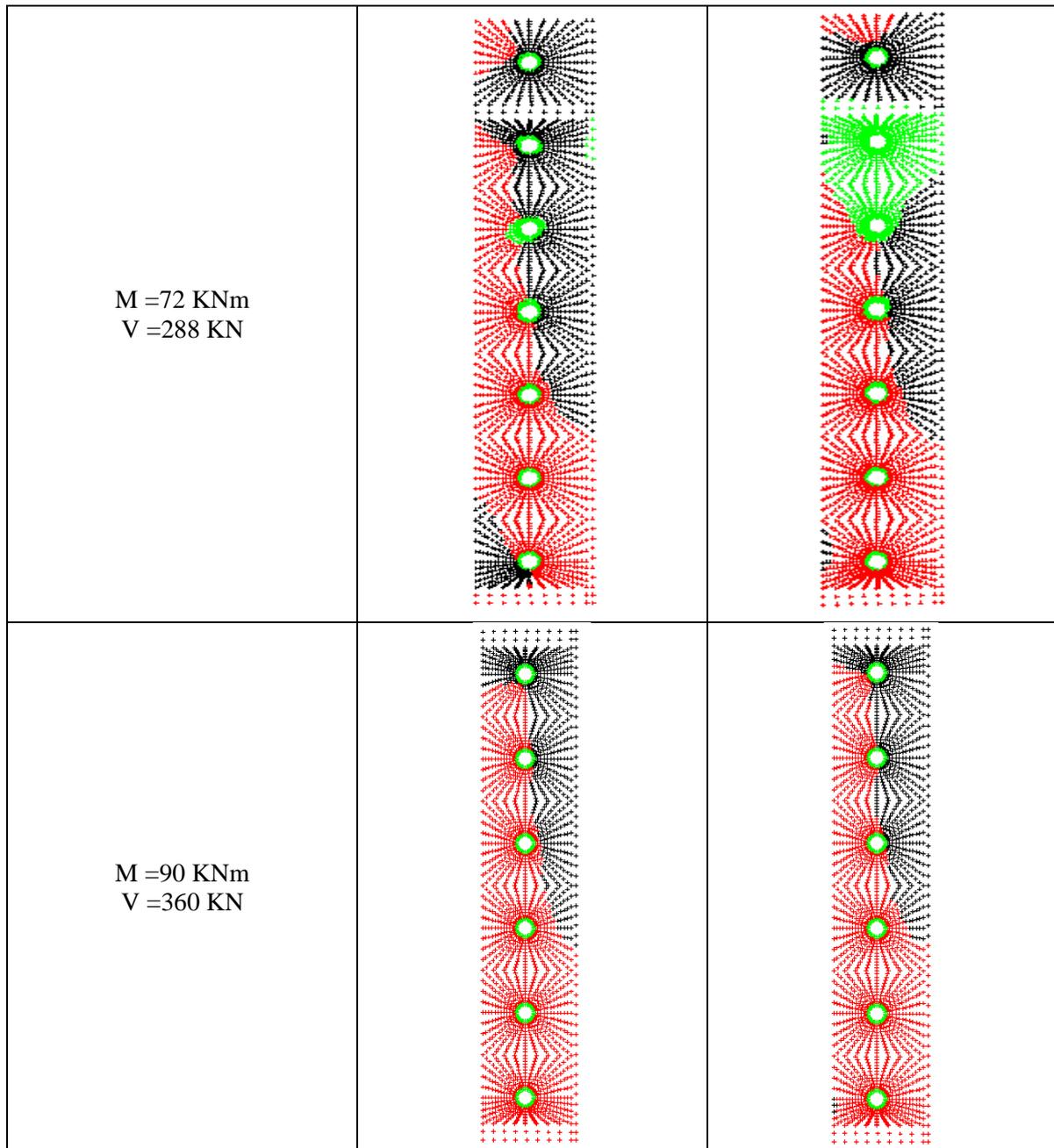


Tableau V.8 : L'influence de la présence ou non de raidisseur

V.12. Analyse des courbes moments rotations M- ϕ

V.12.1. Influence de l'épaisseur de la platine

La figure V.28 ci-dessous montre les trois courbes reliant le moment M appliqué à l'assemblage à sa rotation en radians et ce, pour les trois cas d'épaisseurs de la platine considérée (10, 20 et 30mm). On peut remarquer que plus l'épaisseur de la platine augmente, plus la pente de la courbe moment rotation augmente.. Cette pente correspond à la rigidité en rotation de l'assemblage. Ainsi, ce résultat confirme les résultats théoriques de la méthode de calcul de l'Eurocode 03 montrant l'influence de l'épaisseur de cette platine sur la rigidité en

rotation. Toutefois, les deux courbes relatives aux épaisseurs 20 et 30 mm sont quasiment très proches (voir confondues). Ceci permet de conclure qu'au-delà d'une certaine valeur (approximativement 20 mm), l'influence de l'épaisseur de la platine sur la courbe moment rotation de l'assemblage devient faible.

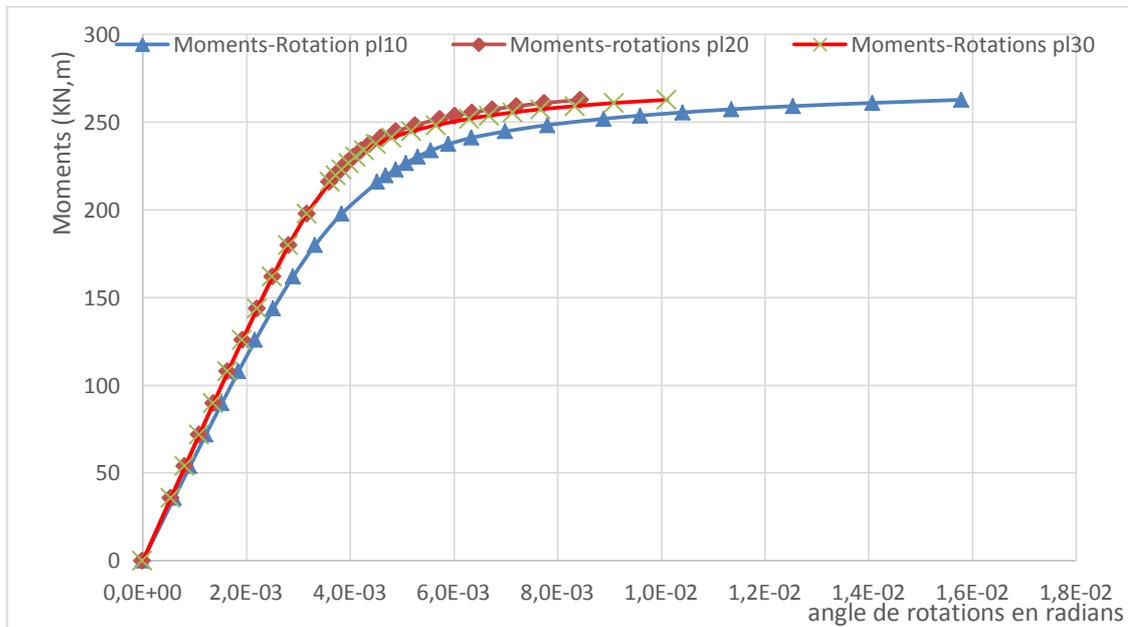


Figure V.28: influence de l'épaisseur de la platine

V.12.2. Influence des raidisseurs

La figure V.29 ci-dessous montre les deux courbes reliant le moment M appliqué à l'assemblage à sa rotation en radians et ce, pour les deux cas considérés : sans et avec la présence des raidisseurs (en rouge). On peut remarquer que l'influence est minimale au début du chargement (puisque les courbes sont confondues) et l'écart entre ces courbes tend à augmenter d'avantage au fur et à mesure de l'augmentation du chargement. Ceci permet également de conclure sur la déformabilité de l'assemblage en l'absence de raidisseurs transversaux des poteaux.

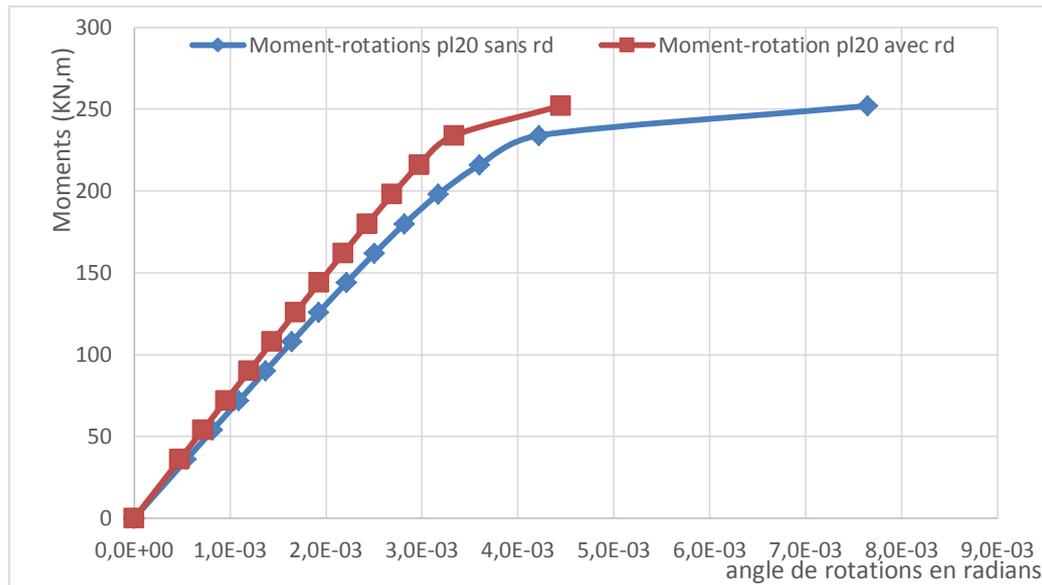


Figure V.29: Influences présence des raidisseurs platine ép 20 mm

V.13. Discussion des résultats

Les calculs par éléments finis de l'assemblage boulonné poteau-poutre avec platine d'extrémité débordante, avait pour objectif essentiel l'analyse de l'influence de deux paramètres principaux sur la réponse de cet assemblage (ou bien de sa déformée), sur la distribution des champs de contraintes, ainsi que sur les configurations des zones de contact platine-semelle classée en trois zones (zone d'adhérence, zone de décollement et zone de glissement). Ces paramètres ont consisté en l'influence des raidisseurs ainsi que l'épaisseur de la platine.

Le modèle élément fini utilisé pour les deux cas (avec et sans raidisseurs), est un modèle tridimensionnel formulé en déplacements et utilisant des éléments volumiques isoparamétriques hexaédriques à 8 nœuds nommés CUB8 à trois degrés de liberté de translation par nœud.

S'agissant de boulons ordinaires, des relations de contact sans frottements entre la platine d'extrémité et la semelle du poteau ont été utilisées. Plus précisément, ces relations consistent en l'écriture des conditions de non pénétration telles que formulées dans le chapitre II.

A cet effet des éléments de contact surfaciques ont été utilisés de part et d'autre du contact platine-semelle de poteau. Afin de faciliter d'avantage la résolution de ce problème, des maillages de contact de type compatibles (nœuds à nœuds) ont également été utilisés. Autrement dit, il s'agit de deux maillages identiques situés de part et d'autres et où les nœuds sont en vis-à-vis et ont les mêmes coordonnées. Ainsi, l'écriture et la programmation des conditions de non pénétration devient plus facile à mettre en œuvre avec l'opérateur

RELATION (ou bien RELA). Pour cela, le type d'élément utilisé est linéaire de forme quadrangulaire à quatre nœuds et nommé QUA4 dans CAST3M

A l'issue de ces analyses, nous confirmons le phénomène de l'effet de levier déjà considéré par l'Eurocode 03 dans la méthode des composantes utilisant des tronçons en T dans sa formulation. Il y a lieu de rajouter la mise en évidence de l'effet de poinçonnement de la platine lorsque celle-ci présente de faibles épaisseurs. Par ailleurs, l'approche de la théorie du contact a permis également d'identifier les zones susceptibles de faire l'objet de décollement et de favoriser la formation de mécanismes plastique par effet de Levier. Un autre objectif consistait étudier l'influence de la nature débordante ou non de la platine. Une étude similaire a déjà été effectuée l'année précédente dans le cadre d'un projet de fin d'études. La comparaison de nos résultats avec ceux obtenus par l'étude sus citée, montre une plus grande déformabilité de la platine notamment dans la zone de débordement et en particulier lorsque celle-ci devient de plus en plus mince.

Concernant les courbes moments rotations, la nature débordante de la platine présente une faible influence sur les allures de ces courbes. En effet, la comparaison avec celles (les courbes) obtenues sans débordement, montre que toutes les courbes $M-\varnothing$ présentent les mêmes allures. Toutefois, lorsque la platine est mince (10 mm d'épaisseur), celle-ci devient plus déformable d'où une plus grande rotation de l'assemblage.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

A l'issue de cette étude, il en ressort que l'idée de prolonger l'assemblage en dehors la section de la poutre par platine débordante, fait augmenter à la fois la capacité portante (sa résistance) de ce dernier ainsi que sa déformabilité (diminution de sa rigidité) notamment en présence de platines d'épaisseurs minces.

A cet effet, plusieurs aspects ont été abordés à savoir : les aspects de calculs et de conception mécanique liés aux assemblages métalliques ainsi que les aspects règlementaires fournis par les Eurocodes, la théorie du contact sans frottements, et enfin la simulation numérique tridimensionnelle utilisant la méthode des éléments finis. La mise en place de modèles numériques de calcul et sa résolution en utilisant le logiciel CAST3M, ont permis d'obtenir des résultats très proches de la réalité et en bonne concordance avec ceux de l'Eurocode 03. Toutefois, il y a lieu de signaler que nous nous sommes limités uniquement au modèle de comportement élastoplastique parfait lequel est adopté par les quasi-totalité des règlements notamment l'Eurocode 03. Cela étant dit, afin d'enrichir d'avantage le présent travail à l'avenir, l'idée consiste à enrichir d'avantage les lois de comportement en tenant compte par exemple, de l'érouissage de l'acier ou bien de son endommagement. Une autre idée consiste à raidir davantage la platine notamment en zone de débordement. Ceci pourrait faire l'objet de futurs thèmes de fin d'études.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

Jean MOREL (1994). Calcul des structures selon l'eurocode 3.

Amira HADHOUD (2016). Bibliographie sur les assemblages. Université de Tebesa.

J. P. MUZEAU (2010). Construction métallique, moyen d'assemblages. Université Blaise Pascale Clermont-Ferrand.

Pierre BOURRIER et **Jaque BROZZETI** (1996). Construction métallique et mixte acier-béton. Editions Eyrolles.

Anis ABEIDELAH (2009). Analyse numérique du comportement métallique. Approche numérique et validation expérimentale. G.M [physics. Classe-PH]. Université Blaise pascale Clermont-Ferrmond.

BENSAADA. S (2019). Citation sur les généralités du soudage. Université de Biskra.

Sébastien CHAUFFAILLE (2011). Durabilité des assemblages collés.

Eurocode 3. E N 1993.1-1. Calculs des structures en acier.

KRICHAMUNTHY. N (1978). Look at bolted end-plate behaviour and design engineering journal.

Yacine HAMOU et **Houssam MAAROUF** (2019). Modélisation par éléments finis des assemblages mixtes tige (poutre-poutre) par platine d'extrémité boulonnée. Université de Msila.

NAIT ZERRAD Abdelilah et **MESLI Mohamed** (2019). Modélisation analytique du comportement statique et dynamique d'un assemblage métallique boulonné. Université de Tlemcen.

L. CHAMPANY (2005). Contact unilatéral.

François FREY et **Girostove** (2011). Analyse des structures et milieu continu par la méthode des éléments finis, volume 6, presse polytechnique.

Batoy J. L. et **Dha H. G** (1994). Modélisation des structure par éléments finis. Vol1.

Zhi-Qiang FENG (2005). IUP. Université d'Evry-Val d'Essone DEESS/CS41.

Cast3m 2018. Enligne disponible ([//www.cast3m.cea.fr/HTML/documentation](http://www.cast3m.cea.fr/HTML/documentation)). Consulté le 15.09.2020.

Nacera KACIMI (2013). Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte, mémoire magister, université mouloud mammeri de tizi ouzou.