

Républ ique Al gérienne Démocratique et Popul aire
Ministère de l 'Enseignement Supérieur
et de l a recherche scientifique

UNIVERSITE Abderrahmane MIRA BEJAIA
Facul té de Technol ogie
Dépar tement de Génie Mécanique

MEMOIRE

Présenté pour l 'obtention du dipl ôme de

MASTER

Fil ière : Génie Mécanique

Spécial ité : Construction Mécanique

Par :

Bessai Adel

Bouanani Idriss

Thème

Calcul et modélisation par éléments finis de l'assemblage de deux
profilés métalliques par platine d'extrémité sous CAST3M

Soutenu le 28 juin 2018 devant le jury composé de:

Mr. BELAMRI	Président
Mr. BECHEUR	Rapporteur
Mr. BOUTAANI	Examineur

Année Universitaire 2017-2018

Dédicaces

On a le plaisir de dédier ce modeste travail :

A nos chers parents qui nous ont soutenus durant la réalisation de ce mémoire et pour tout le mal qu'ils se sont donnés afin de nous faciliter la tâche, en témoignage de la profonde affection qu'on leurs porte.

A nos frères et sœurs à qui nous souhaitons un avenir prospère.

A toutes nos familles.

A nos chers amis(es) pour leurs présences et encouragements, qu'ils trouvent là toute notre reconnaissance.

Remerciements

En préambule à ce mémoire nous remercions Allah qui nous a dotés d'une grande volonté et qui nous a aidés et nous a donné le courage, la force et la patience d'accomplir ce travail.

Nous tenons à remercier, toutes celles et ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus chaleureux :

À nos chers parents pour tous les sacrifices consentis à notre égard et leur énorme soutien.

À notre Encadreur, en l'occurrence Mr BECHEUR Abdelhamid pour l'attention qu'il nous a accordé et pour nous avoir orientés dans le bon sens quant à l'élaboration de ce mémoire qui n'aurait jamais pu voir le jour sans son soutien actif.

À toutes nos familles et nos proches amis (es) qui par leurs prières et leurs encouragements On a pu surmonter tous les obstacles.

Aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Table des matières

Dédicaces	i
Remerciements	ii
Table des matières	iii
Liste des figures	vi
Liste des tableaux	viii
Liste des abréviations	ix
Introduction générale	1
CHAPITRE I. GENERALITES SUR LES ASSEMBLEGES	2
I.1 Introduction	2
I.2 Définition et role d'un assemblage	2
I.3 Configurations d'assemblages poutre-poteau	3
I.3.1 Assemblages poutre- poteau par platine d'about	3
I.3.2 Assemblage poteau-poutre par cornière d'âme et ou de semelle	4
I.3.3 Assemblage poteau-poutre par cornière d'âme et ou de semelle	5
I.4 Modes d'assemblage	6
I.4.1 Assemblage boulonnés	6
I.4.1.1 Le boulonnage	6
I.4.2 Assemblage soudés	7
I.4.3 Assemblage chimiques	8
I.5 Modes de transmissions des efforts	8
I.5.1 Assemblages avec déplacements	8
I.5.2 Assemblages sans déplacements	9
I.6 Caractérisation du comportement des assemblages	9
I.7 Classification des assemblages	11
I.7.1 Classification des assemblages en rigidité	11
I.7.2 Classification des assemblages par la résistance	12
I.7.2.1 Assemblage à résistance complète	12
I.7.2.2 Assemblage à résistance partielle	13
I.7.2.3 Assemblage articulé	13
I.7.3 Classification des assemblages par capacité de rotation	13
I.8 Renforcement d'assemblage	14
I.8.1 Les raidisseurs transversaux de poteau	15
I.8.2 Les renforcements par contre-plaques	15
I.8.3 Les doublures d'âme	15
I.9 Dimensionnement des boulons ordinaires	16
I.9.1 Coefficients partiels de sécurité	16
I.9.2 Assemblages sollicités au cisaillement	16
I.9.3 Assemblages sollicités à la traction	16
I.9.4 Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction	16
I.10 Précaution constructives	17
I.11 Conclusion	17
CHAPITRE II. LE PROBLEME DE CONTACT UNILATERAL AVEC ET SANS FROTTEMENTS	18
II.1 Généralités	18

II.1.1	L'aire de contact	18
II.1.2	Les pressions de contact	19
II.1.3	Les types de contacts.....	19
II.1.4	Les non linéarités dues au contact.....	20
II.2	Les frottements	20
II.2.1	Les lois de frottement.....	21
II.2.1.1	La loi de Tresca	21
II.2.1.2	La loi de Coulomb	22
II.2.1.3	La loi de Coulomb régularisée.....	23
II.2.2	La Loi de Coulomb en quasi statique	24
II.3	Formulation mathématique du problème de contact.....	25
II.3.1	Cas du contact unilatéral sans frottements.....	27
II.3.2	Cas du contact unilatéral avec frottements	28
II.4	Le problème de Signorini	28
II.5	Conclusion.....	30
CHAPITRE III.	INTRODUCTION A LA METHODE DES ELEMENTS FINIS.....	31
III.1	Introduction	31
III.2	Historique.....	31
III.3	Définition.....	31
III.4	Applications	32
III.5	Avantages et inconvénients de la méthode des éléments finis.....	32
III.6	Procédures de base de la méthode des éléments finis	33
III.6.1	Choix du type d'élément finis.....	33
III.6.2	Qualité d'un élément fini	33
III.6.3	Type d'élément d'éléments finis.....	34
III.6.4	Taille des éléments finis	35
III.6.5	Formulation des éléments finis	35
III.6.6	Procédure d'analyse par éléments finis.....	36
III.7	Étapes du calcul par éléments finis.....	38
III.8	Conclusion	39
CHAPITRE IV.	PRESENTATION DU LOGICIEL CAST3M	40
IV.1	Introduction	40
IV.2	Historique.....	40
IV.3	Présentation de cast3M.....	40
IV.4	Le langage de Cast3M.....	40
IV.5	Règles syntaxiques générales.....	42
IV.6	Système d'unités.....	42
IV.7	Génération de maillage.....	43
IV.8	Procédure de résolution d'un problème castem.....	43
IV.9	Les avantages et les inconvénients.....	44
IV.10	Conclusion	45
CHAPITRE V.	MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS, RESULTATS ET DISCUSSION	46
V.1	Introduction	46
V.2	Description de l'assemblage	46
V.3	Modèle élément fini utilisé	49
V.4	Modèle de contact utilisé.....	51
V.5	Résultats	53
V.5.1	Influence de l'épaisseur de la platine	53
V.5.1.1	Analyse des déformées.....	53
V.5.1.2	Analyse de la distribution des contraintes	53

V.5.1.3	Analyse des surfaces de contact.....	55
V.5.1.4	Analyse des courbes moments rotations M- φ	56
V.5.2	Influence de la présence ou non des raidisseurs.....	56
V.5.2.1	Analyse des déformées.....	56
V.5.2.2	Analyse de la distribution des contraintes	57
V.5.2.3	Analyse des surfaces de contact.....	58
V.5.2.4	Analyse des courbes moments rotations M- φ	59
V.6	discussion des résultats et conclusion.....	60
Conclusion générale.....		61
Bibliographie		62
Annexes.....		64

Liste des figures

Figure 1 – Exemple d’assemblage tridimensionnel	3
Figure 2 – Assemblage poteau-poutre par platine d’about boulonnée	4
Figure 3 – Assemblages poutre-poteau par cornières d’âme et/ou des semelles	4
Figure 4 – Assemblage de continuité de poutre	5
Figure 5 – Assemblage de continuité de poteau	5
Figure 6 – Boulon d’assemblage	6
Figure 7 – Exemple d’assemblage soudé	8
Figure 8 – Comportement des assemblages métallique	9
Figure 9 – Courbe moment–rotation d’un assemblage métallique	10
Figure 10 – Classification des assemblages	11
Figure 11 – Répartition élastique des moments fléchissant dans un portique simple	12
Figure 12 – Limites de la classification des assemblages par résistance	13
Figure 13 – Classification des assemblages selon la capacité de rotation	14
Figure 14 – Moyens de renforcement des assemblages selon l'EN 1993-1-8	15
Figure 15 – Loi de Tresca	22
Figure 16 – Loi de Coulomb	22
Figure 17 – Cône de Coulomb 2D	23
Figure 18 – Cône de Coulomb 3D	23
Figure 19 – Régularisation de la loi de Coulomb	24
Figure 20 – Deux corps élastiques déformables en contact unilatéral	26
Figure 21 – Corps élastique déformable en contact avec un socle rigide indéformable (problème de Signorini)	29
Figure 22 – Modélisations par éléments finis de structures	37
Figure 23 – Assemblage HEA 600 et IPE 400 par platine sans raidisseur	46
Figure 24 – Assemblages HEA 600 et IPE 400 par platine avec raidisseur	47
Figure 25 – Caractéristiques géométriques poteau-poutre	47
Figure 26 – Caractéristiques géométriques de la platine	48
Figure 27 – Caractéristique du boulon M18	49
Figure 28 – Modèle élément fini tridimensionnel de l’assemblage sans raidisseur	50
Figure 29 – Modèle élément fini tridimensionnel de l’assemblage avec raidisseur	50
Figure 30 – Modèle élément fini tridimensionnel de la moitié d’assemblage	50
Figure 31 – Condition aux limites et chargement	51
Figure 32 – Maillage de surface de contact platine et semelle de poteau	52
Figure 33 – Maillage de boulon	52
Figure 34 – déformées de l’assemblage avec des platines d’épaisseurs différentes de 10mm (à gauche), de 20mm (au milieu) et de 30 mm (à droite)	53
Figure 35 – Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l’assemblage avec une platine d’épaisseur de 10mm	54
Figure 36 – Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l’assemblage avec une platine d’épaisseur de 20mm	54
Figure 37 – Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l’assemblage avec une platine d’épaisseur de 30mm	55
Figure 38 – Nœuds décollants (noir), glissants (rouge) et adhérents (vert) sur les trois surfaces de contact dans l’assemblage pour des platines d’épaisseurs différentes de 10mm (à gauche), de 20mm (au milieu) et de 30 mm (à droite)	55
Figure 39 – assemblage sans raidisseurs épaisseur platine variable	56
Figure 40 – déformées de l’assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite)	57
Figure 41 – Distribution des champs de contraintes de VONMISES des poteaux dans l’assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite)	57

Figure 42 – Distribution des champs de contraintes de VONMISES des platines dans l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite).....	58
Figure 43 – Distribution des champs de contraintes de VONMISES des boulons dans l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite).....	58
Figure 44 – Nœuds décollants, glissants et adhérents sur les deux surfaces de contact dans l'assemblage pour les deux cas : sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite).....	59
Figure 45 – Courbe moment rotation (M-φ) de l'assemblage pour platine d'épaisseur 30 mm.....	59

Liste des tableaux

Tableau 1 – Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons....	17
Tableau 2 – Types d'éléments finis	35
Tableau 3 – Description du quelque directive	41
Tableau 4 – Description du quelque opérateurs.....	41
Tableau 5 – Exemples des systèmes d'unités de mesure cohérents.....	43
Tableau 6 – Caractéristiques géométriques de la poutre et du poteau (en mm)	47
Tableau 7 – Dimensions et positions des trous dans la platine (en mm).....	48
Tableau 8 – Caractéristiques géométriques de boulon (en mm).....	49

Liste des notations

EDP : équations aux dérivées partielles

MEF: Méthode élément finie.

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

DM2S : Département de Modélisation des Systèmes et Structures.

IPE : Poutrelles européennes en I.

HEA : Poutrelles européennes en H à larges ailes.

T_{FB} : Epaisseur de la semelle de la poutre.

T_{FC} : Epaisseur de la semelle du poteau.

T_{WB} : Epaisseur de l'âme de la poutre.

T_{WC} : 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.

$M_{j,Rd}$: Moment résistant de l'assemblage. $S_{j,ini}$: c'est la rigidité initiale.

S_j : La rigidité nominale de l'assemblage.

ϕ_{cd} : Capacité de rotation de calcul.

ϕ_j : La rotation dans l'assemblage.

$M_{pl,Rd}$: le moment plastique de calcul de la poutre assemblée.

F_{yb} : Limite d'élasticité des boulons.

F_{ub} : résistance à la traction des boulons.

A_s : aire de la section brute du boulon si le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon.

A : aire de la section brute du boulon si le plan de cisaillement passe par la partie non fileté du boulon.

μ : Coefficient de frottement.

γ_{Mb} : coefficients partiels de sécurité.

F_n : composante normale de force de contact.

F_t : composante tangente de force de contact.

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

K_e : raideur élastique.

F^e : vecteur élémentaire.

$[K^e]$: matrice de rigidité élémentaire.

$[K]$: Matrice de rigidité globale.

U : Force déplacement.

Introduction générale

Les assemblages métalliques poteau poutre par platine d'extrémités assurent généralement la transmission des moments fléchissants et d'efforts tranchants. Dans les assemblages boulonnés, cette transmission se fait par cisaillement-traction. Toutefois, le nombre de rangées de boulons tendus se trouve dans la zone de contact ayant subi de décollement. L'objectif du présent mémoire est d'étudier cette zone de 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 où les zones de décollement, de glissement et d'adhérence seront analysées.

Ce travail est partagé en cinq chapitres représentés comme suit :

Le premier chapitre est consacré aux généralités sur les assemblages métalliques avec les différentes configurations utilisées dans les constructions métalliques, en donnant quelques définitions sur les différents modes et moyens d'assemblages.

Le deuxième chapitre est consacré à la formulation du problème de contact unilatéral avec et sans frottement ainsi que les lois les plus utilisées pour tenir compte du frottement.

Le troisième chapitre, consiste en une brève présentation de la méthode des éléments finis, son principe, ses avantages et inconvénients ainsi que les étapes de calcul.

Le quatrième chapitre, consiste également en une brève présentation du logiciel de calcul avec élément fini CAST3M, son fonctionnement et les procédures de calcul utilisées.

Le dernier chapitre est consacré au développement d'un modèle numérique tridimensionnel poteau poutre avec platine d'extrémité avec des éléments volumiques e 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. Généralités sur les assemblages

I.1 Introduction

Une structure en acier est constituée des profilés en I et/ou en H obtenus par laminage ou reconstitués par soudage. La réalisation de ce type de structure impose de lier ces éléments entre eux par des assemblages. A l'heure actuelle, il existe principalement deux types d'assemblages : les assemblages soudés et les assemblages boulonnés. Ces assemblages assurent, en général, la continuité à l'intérieur d'un même élément ou servent de liaison nodale entre les éléments.

I.2 Définition et rôle d'un assemblage [1]

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées soit d'un ensemble d'éléments barres, soit d'un ensemble (poteaux et de poutres). Ils sont constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assembler entre eux pour constituer l'ossature.

Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique. Ils jouent un rôle très important. On peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, et ce, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites dus aux excentricités de montage.

Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale.

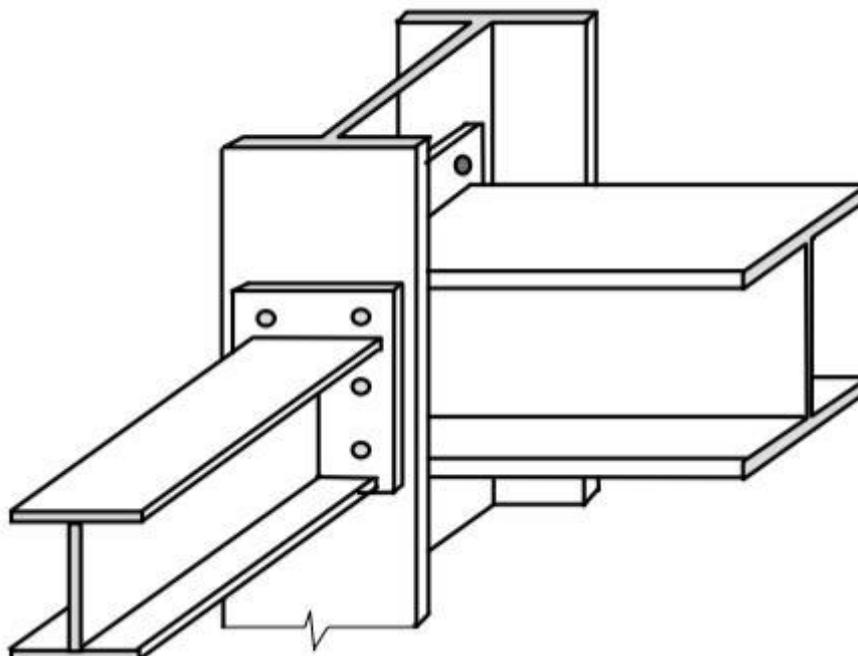


Figure 1 – Exemple d'assemblage tridimensionnel

I.3 Configurations d'assemblages poutre-poteau

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

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

Dans ce type d'assemblages, la transmission des moments fléchissant se fait par l'intermédiaire d'une platine d'about soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons disposés en plusieurs rangées verticales. Cette platine peut être débordante ou non débordante (Figure 2). Ils sont utilisés sous réserve de savoir déterminer le degré d'interaction entre les éléments, ce qui suppose la connaissance de la courbe moment-rotation de l'assemblage.

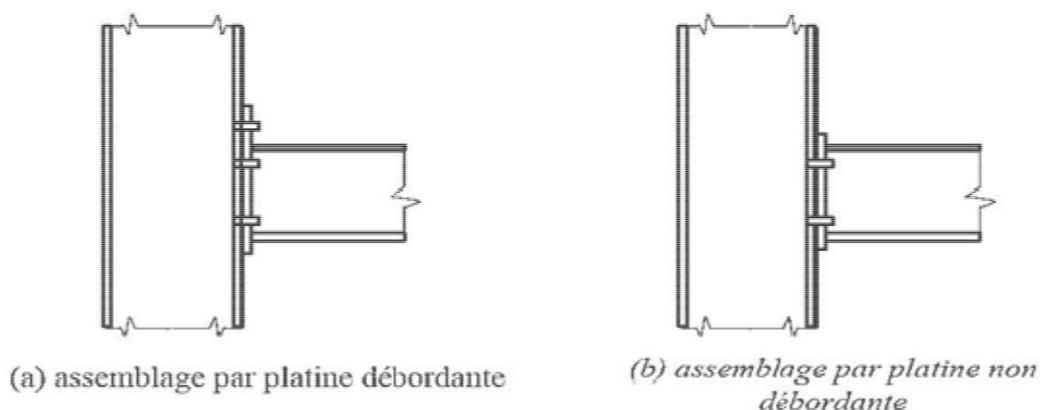


Figure 2 – Assemblage poteau-poutre par platine d'about boulonnée

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

L'assemblage avec une simple cornière sur l'âme (Figure 3a) 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 3 b et c) sont en général considérés comme semi-rigides transmettant donc un moment fléchissant et un effort tranchant .

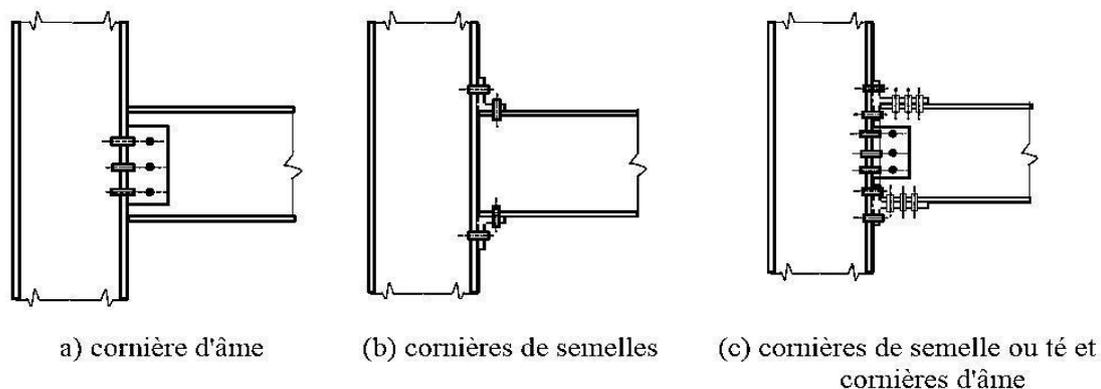
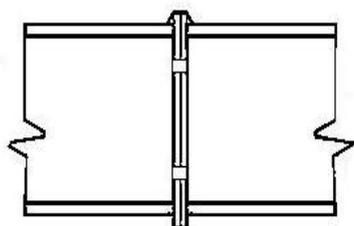


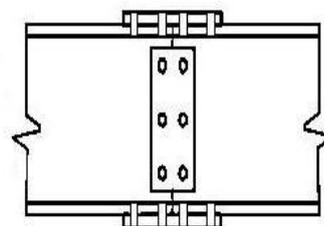
Figure 3 – Assemblages poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles

I.3.3 Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux

Les (figures 4a) et (5a) montrent des assemblages avec platines d'about qui assurent la continuité de poutres ou de poteaux. Les platines peuvent être débordantes ou non débordantes.

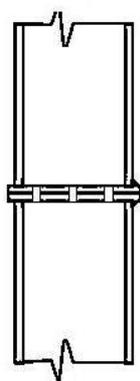


(a) Assemblage par platines d'about

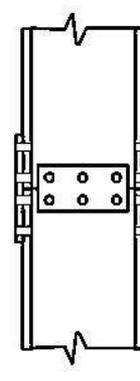


(b) Assemblage par couvre-joint

Figure 4 – Assemblage de continuité de poutre



(a) Assemblage par platines d'about



(b) Assemblage par couvre-joint

Figure 5 – Assemblage de continuité de poteau

Une alternative à l'utilisation de platines d'about fait appel aux assemblages par couvre-joint (Figures 4b et 5b) avec des zones d'attaches boulonnées réalisées sur les âmes et les semelles des poutres.

I.4 Modes d'assemblages

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

- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages soudés.
- Les assemblages chimiques (colles).

I.4.1 Assemblage boulonnés

I.4.1.1 Le boulonnage

Les boulons peuvent être utilisés en atelier ou sur le chantier. Ils sont assez couramment mis en œuvre. Un boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté qui constitue la vis et un écrou également hexagonal. Les rondelles, freins d'écrou, contre-écrou font partie des accessoires des assemblages. Les jeux dans les trous sont de 1 à 3 mm . Ils travaillent soit en traction, soit au cisaillement, soit au cisaillement-traction. Les principales caractéristiques: la tige se compose de deux parties rainurées (et non pas filetées), séparées par une portion de tige dont la section est affaiblie.

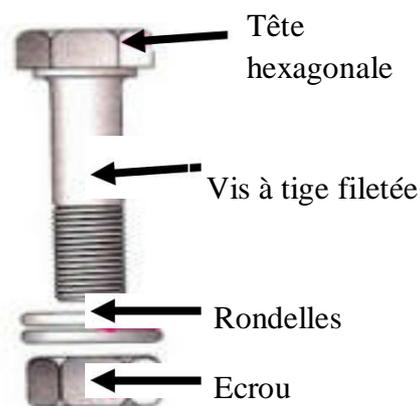


Figure 6 – Boulon d'assemblage [3]

I.4.2 Assemblage soudés

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

Le soudage nécessite donc :

- a) l'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau, elle peut être d'origine électrique.
- b) Une aptitude du matériau à être soudé, appelée soudabilité, la soudabilité à haute température dépend des qualités propres du matériau, mais également de divers paramètres limitatif, tels que :
 - Les modifications de la structure physico-chimique du matériau.
 - L'apparition de fissurations et de criques au refroidissement.
 - L'apparition de déformations géométriques dues aux effets de dilatation et retrait ;
 - La naissance de contraintes résiduelles internes.

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

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

En revanche, il présente divers inconvénients:

- Le métal de base doit être soudable.
- Le contrôle des soudures est nécessaire et onéreux.
- Le contrôle des soudures est aléatoire.
- Le soudage exige une main-d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique.

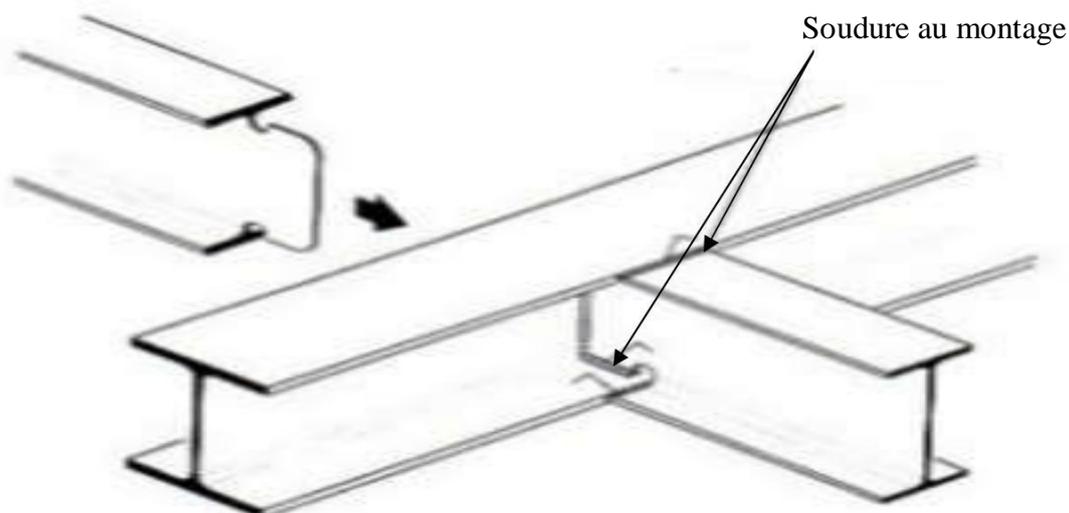


Figure 7 – Exemple d'assemblage soudé

I.4.3 Assemblage chimiques(colles)[4]

Encore expérimentale, le collage des pièces métalliques ne s'emploie en pratique que pour des pièces d'enveloppe où les contraintes mécaniques à prendre en compte sont faibles (par exemple raccord d'angle pour un bardage). Néanmoins les progrès très importants réalisés ces dernières années dans les colles laissent prévoir un grand développement de ce type d'application.

I.5 Mode de transmission des efforts

On peut aussi distinguer les différents procédés d'assemblages d'après le mode de transmission des efforts et les déformations en résultant, en deux catégories.

I.5.1 Assemblages sans déplacements

C'est le cas des assemblages mécaniques par contact (rivets, boulons ordinaires, certains rivets à froid ou nivelons), lorsque celui-ci se produit après un déplacement égal au jeu entre les pièces d'assemblage et les trous, plus une certaine ovalisation de ceux-ci. Les procédés de cette catégorie ne pourront être employés que si de tels déplacements sont acceptables, soit une fois lors de la première mise en charge si les efforts sont toujours de même sens, soit de manière alternative si les efforts peuvent changer de signe.

I.5.2 Assemblages sans déplacements

D'autres procédés assurent des transmissions d'efforts sans déplacements, ou avec des déplacements extrêmement réduits. C'est le cas des assemblages mécaniques par frottement (boulons HR) et des soudages.

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 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 (ϕ) 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[5]) (figure 8).

Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement. Il est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau [5].

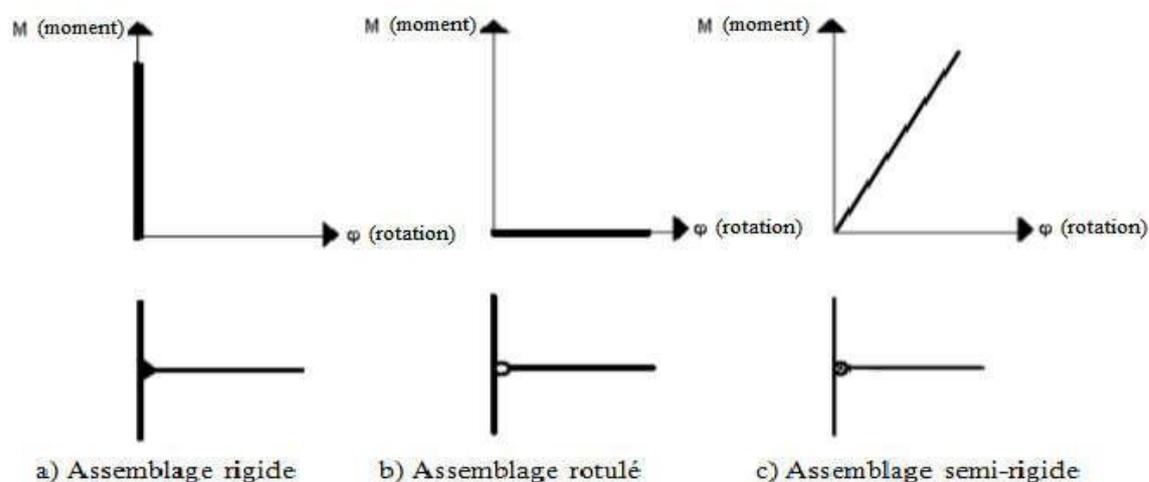


Figure 8 – Comportement des assemblages métallique [6].

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 ($S_{j,ini}$ ou S_j) et la capacité de rotation (Φ_{Cd}). Ces caractéristiques sont obtenues à partir de courbe moment rotation représentée dans la figure 9.

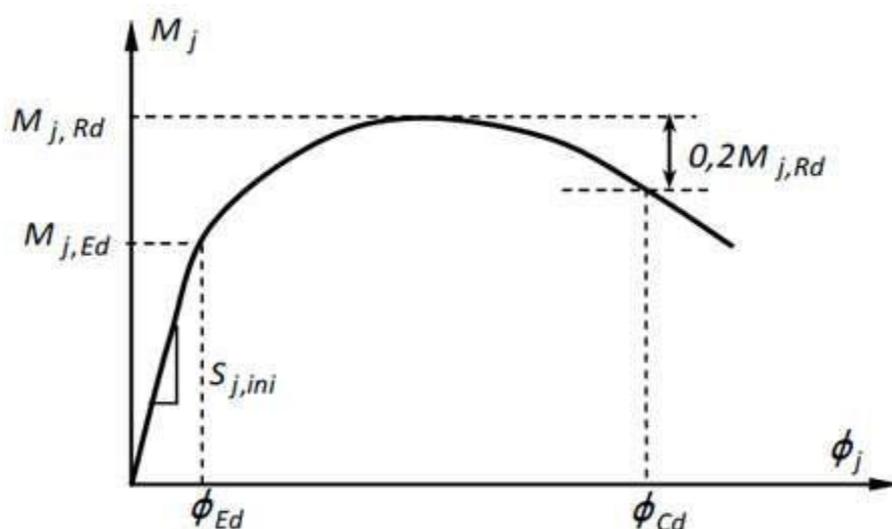


Figure 9 – Courbe moment–rotation d'un assemblage métallique [6].

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 [5] par une classification en rigidité, résistance et capacité de rotation de ces assemblages [3].

I.7 Classification des assemblages

Selon l'EN 1993-1-8 [5], 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 [5].

Les courbes de comportement $M-\phi$ des assemblages peuvent être ramenées à trois grandes catégories représentées sur la figure 10. Chaque catégorie de comportement $M-\phi$ est associée à la conception de l'assemblage correspondante [7].

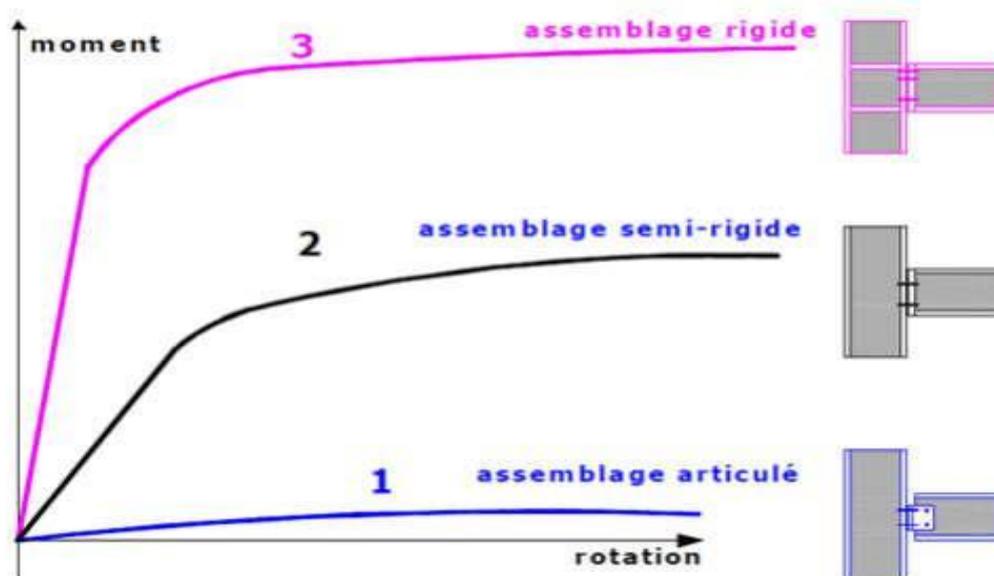


Figure 10 – Classification des assemblages [7].

I.7.1 Classification des assemblages en rigidité

La rigidité de l'assemblage intervient dans la phase initiale de l'analyse globale des structures en acier. Ainsi lors de la modélisation de la structure en acier, une attention particulière doit être accordée à la rigidité de l'assemblage. Bien sûr, la rigidité de l'assemblage influe sur le niveau de sollicitations et la flèche dans les poutres, comme illustré sur la figure 11. En particulier, la rigidité des assemblages peut également avoir des effets significatifs sur le comportement de la structure en acier et sur sa stabilité globale.

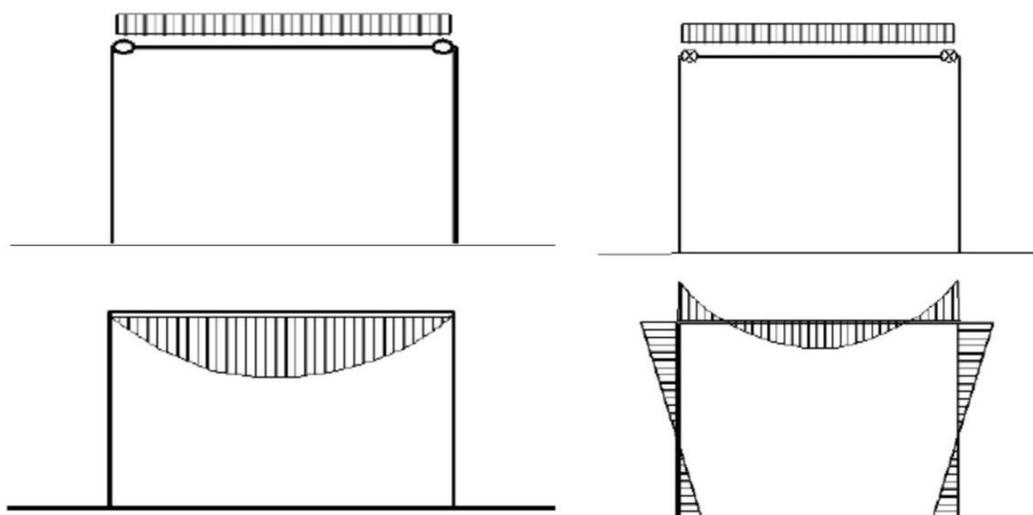


Figure 11– Répartition élastique des moments fléchissant dans un portique simple

I.7.2 Classification des assemblages par la résistance

La classification fondée sur la résistance est utile dans le cas des structures en acier calculées par la théorie de plasticité. La classification de l'EN 1993-1-8 [5] vis-à-vis de la résistance des assemblages fait une distinction entre l'assemblage à résistance complète, l'assemblage à résistance partielle et l'assemblage articulé (Figure 12) [9].

I.7.2.1 Assemblage à résistance complète

Un assemblage à résistance complète est un assemblage qui possède une résistance plus grande que la résistance de la poutre assemblée(EC3 1993[5]). Dans ce cas, la déformation plastique est supposée se former dans la poutre assemblée. L'assemblage est considéré à résistance complète si :

$$M_{j,Rd} > M_{pl,Rd} \quad (\text{Avec vérification de la capacité de rotation})$$

$$M_{j,Rd} > 1,2 M_{pl,Rd} \quad (\text{Sans vérification de la capacité de rotation})$$

Où $M_{j,Rd}$ désigne le moment résistant de calcul de l'assemblage et $M_{pl,Rd}$ le moment plastique de calcul de la poutre assemblée.

Il n'est pas rare que la limite d'élasticité du matériau dont est constituée la poutre assemblée soit élevée par rapport à celle de l'assemblage. Dans ce cas, le calcul conduit alors à une sous-estimation de la résistance de la poutre assemblée et la rotule plastique se formerait dans l'assemblage [5].

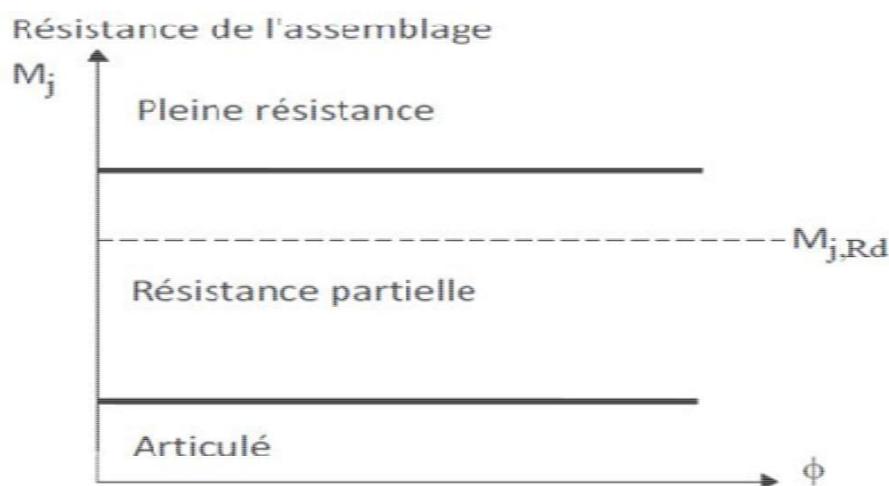


Figure 12– Limites de la classification des assemblages par résistance [9].

I.7.2.2 Assemblage à résistance partielle

Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire. L'assemblage doit posséder une capacité de rotation suffisante pour assurer la formation de la rotule plastique. L'assemblage est considéré à résistance partielle (EC3 1993[5]) si :

$$0,25 M_{pl,Rd} < M_{j,Rd} < M_{pl,Rd}$$

I.7.2.3 Assemblage articulé

Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage résistance complète.

$$M_{j,Rd} < 0,25 M_{pl,Rd}$$

I.7.3 Classification des assemblages par capacité de rotation

Les assemblages peuvent être classifiés en fonction de leur ductilité ou capacité de rotation. Cette classification constitue une mesure de leur aptitude à résister à une rupture fragile ou à une instabilité locale prématurée. Une application pratique de cette

classification des assemblages consiste à vérifier si une analyse globale plastique peut être conduite jusqu'à la formation d'un mécanisme d'effondrement plastique dans la structure pouvant impliquer des rotules plastiques dans certains assemblages. Une classification des assemblages selon leur capacité de rotation qui dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre. Trois classes ont été définies à savoir: ductile, semi-ductile et fragile (Figure 13).

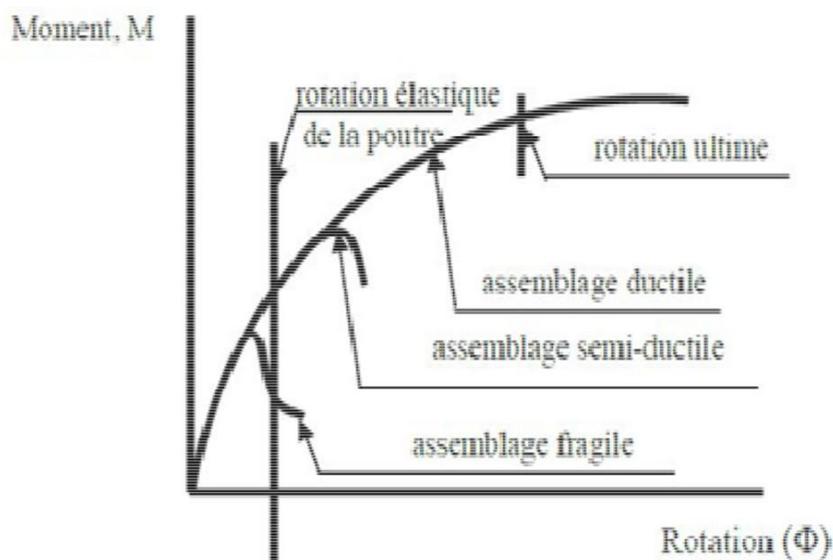


Figure 13 – Classification des assemblages selon la capacité de rotation [6].

I.8 Renforcement d'assemblage

L'assemblage par platine d'about est largement utilisé dans les structures métalliques et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication. Toutefois, ces assemblages sont extrêmement complexes dans leur analyse et comportement structural, particulièrement quand ils sont soumis à des efforts très importants. Il convient donc d'être particulièrement vigilant sur les détails de conception des assemblages car c'est en cet endroit que se concentrent toutes les difficultés par suite de la présence de pièces intermédiaires. De surcroît, ces zones à brusque changement de géométrie induisent des efforts localisés et des concentrations de contraintes. Ainsi, des ajustements peuvent être faits à un assemblage par platine d'about simple pour répondre aux exigences de différentes situations. Par exemple, des raidisseurs de platine d'about peuvent être ajoutés pour augmenter la rigidité de la platine et/ou sa résistance tout en réduisant son épaisseur [7]. Trois moyens de renforcement sont actuellement couverts

dans l'EN 1993-1-8[5]: les raidisseurs transversaux de poteau, les contre-plaques et les doublures d'âme.

I.8.1 Les raidisseurs transversaux de poteau

Ils sont soudés, au niveau des semelles en zones tendue et comprimée du poteau (Figure 14a), pour augmenter la rigidité et la résistance de l'âme du poteau en traction et en compression et de la semelle du poteau en flexion. Des raidisseurs diagonaux peuvent aussi être utilisés pour améliorer la résistance de l'âme du poteau en cisaillement, en combinaison avec les raidisseurs transversaux (Figure 14b) [10].

I.8.2 Les renforcements par contre-plaques

Ce sont des platines boulonnées contre la semelle du poteau en recouvrant au moins deux rangées de boulons dans la zone tendue de l'assemblage (Figure 14c). Elles permettent d'augmenter la résistance de la semelle du poteau pour certains modes de ruine ainsi que la rigidité dans certains cas, comme en présence de la précontrainte. Dans l'EN 1993-1-8[5], seule la partie résistante est considérée [10].

I.8.3 Les doublures d'âme

Une doublure d'âme, soudée sur tout son pourtour (Figure 14d) est utilisée pour augmenter la résistance de l'âme du poteau vis-à-vis de la traction, de la compression et du cisaillement. Dans le cas où la largeur de la doublure est très grande, des boulons sont nécessaires pour la solidariser à l'âme du poteau.

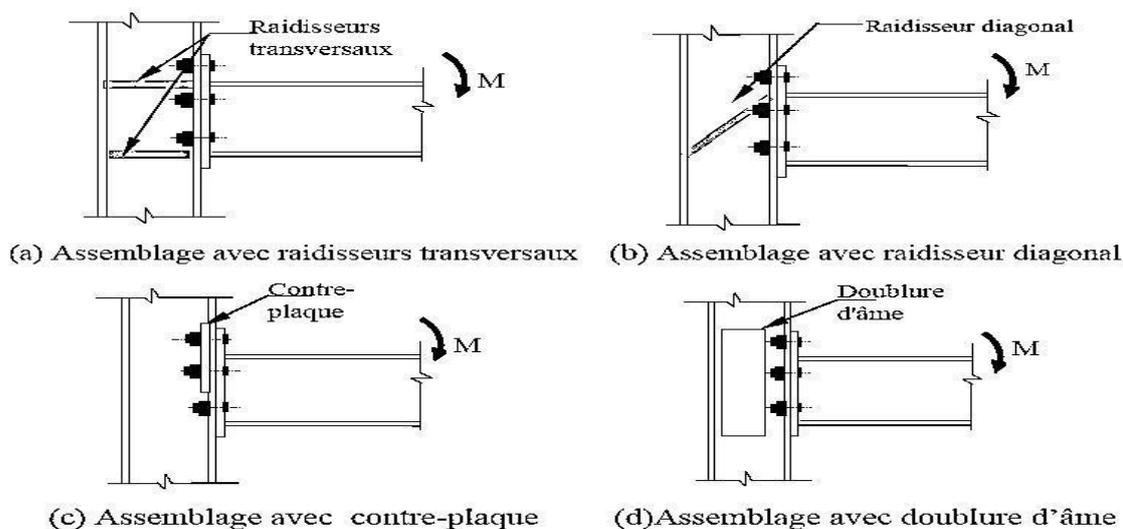


Figure 14 – Moyens de renforcement des assemblages selon l'EN 1993-1-8 [5]

I.9 Dimensionnement des boulons ordinaires [11]

I.9.1 Coefficients partiels de sécurité

-Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$

-Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,50$

I.9.2 Assemblages sollicités au cisaillement

Pour les classes de qualité 4.6, 5.6 et 8.8 :

$$F_V = 0,6 \times f_{ub} \times \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

Pour les classes de qualité 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9 :

$$F_V = 0,5 \times f_{ub} \times \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

avec $A_b = A$: aire de la section brute du boulon si le plan de cisaillement passe par

la partie non filetée du boulon .

= A_s : aire de la section brute du boulon si le plan de cisaillement passe par

la partie filetée du boulon.

I.9.3 Assemblages sollicités à la traction

La résistance en traction des boulons vaut :

$$F_T = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

I.9.4 Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

Les boulons soumis à des efforts combinés des cisaillement V et de traction T .doivent satisfaire aux condition suivantes :

$$\frac{V}{F_V} + \frac{T}{1,4 F_T} \leq 1$$

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

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

I.10 Précaution constructives

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

Il est de 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[11], mais un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte, il faut assurer, au travers de l'assemblage, la transmission parfaite des forces, afin de ne pas créer d'efforts ou de moments secondaires parasites.

I.11 Conclusion

D'une manière générale, la construction métallique et les avantages qu'elle offre ne sont plus à démontrer. Elle ouvre une large porte vers la modernisation et l'industrialisation de la construction. Elle est appréciée et recherchée dès que des grandes portées ou des grandes hauteurs s'imposent.

Chapitre II. Le problème de contact unilatéral avec et sans frottements

II.1 Généralités

Du point de vue mathématique, les phénomènes de contact sont modélisés par des problèmes aux limites non linéaires. Ces non linéarités constituent une grande difficulté. Elles sont dues au fait que les conditions aux limites telles que les surfaces de contact, les intensités des efforts de contact ainsi que leurs directions peuvent évoluer avec l'évolution du chargement.

Du point de vue physique, l'étude des contacts entre les solides qui composent une structure est également délicate à mettre en œuvre car on maîtrise difficilement tous les paramètres tels 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.

Devant autant de paramètres, la modélisation semble complexe. Pour notre étude, nous ne retiendrons que deux données qui seront considérées comme fondamentales : l'aire de contact et les pressions de contact.

II.1.1 L'aire de contact

En pratique elle est définie par l'aire de contact nominale. C'est à dire par la surface ou 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.1.2 Les pressions de contact

Les actions et les réactions de solides en contact les uns contre les autres sont appliquées 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.1.3 Les types de contacts

Il faut distinguer deux types de contacts :

- le contact bilatéral où le contact est maintenu quels que soit les sens et les directions des efforts appliqués
- le contact unilatéral où le contact est maintenu seulement si les efforts appliquent les solides l'un contre l'autre.

Dans le présent travail, nous allons nous limiter uniquement au cas du contact unilatéral. Les raisons de notre choix sont motivées par le fait que le cas du contact bilatéral soit plus fréquemment bien traité par les théories des résistances des matériaux. D'autre part, les problèmes du contact unilatéral sont très fréquemment rencontrés dans la construction. En revanche, ils y sont rarement étudiés.

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 : le contact entre un cylindre et un cylindre 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.

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.1.4 Les non linéarités dues au contact

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 de 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 celles de frottement.

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

II.2 Les frottements

De 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.2.1 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 forces 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 :

$$\mathbf{u}_t = (\mathbf{u}_2 - \mathbf{u}_1) - ((\mathbf{u}_2 - \mathbf{u}_1) \cdot \mathbf{n})\mathbf{n} \quad (01)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_t = \frac{\partial \mathbf{u}_t}{\partial t} \quad (02)$$

II.2.1.1 La loi de Tresca[12]

Parmi les lois de frottement, la loi de Tresca semble être relativement 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.

Elle s'écrit de la manière suivante :

Soient F_n et F_t les composantes normales et tangentielles des forces de contact respectivement, et telles que :

$$\left| \begin{array}{ll} \text{Si } F_t \leq g & \text{alors } \dot{\mathbf{u}}_t = \mathbf{0} \quad (\text{adhérence}) \\ \text{Si } F_t = g & \text{alors } \exists \lambda > 0 \text{ tel que } \dot{\mathbf{u}}_t = -\lambda \mathbf{F}_t \quad (\text{Glissement}) \end{array} \right. \quad (03)$$

où 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 la très forte non linéarité de cette loi sur le graphe de la figure 15.

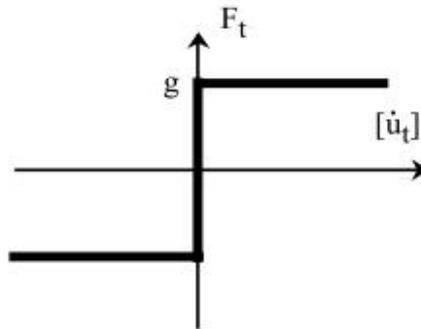


Figure 15 – Loi de Tresca [12].

II.2.1.2 La loi de Coulomb[13]

Dans la loi précédente, le seuil g de glissement est indépendant de l'intensité des efforts normaux. Ce qui ne correspond pas à la réalité. Pour tenir compte de cette dépendance, Coulomb (1785) a modifié cette loi en adoptant un seuil g proportionnel à l'effort normal.

$$\left| \begin{array}{l} \text{Si } F_t \leq \mu F_n \text{ alors } \dot{u}_t = \mathbf{0} \quad (\text{adhérence}) \\ \text{Si } F_t = \mu F_n \text{ alors } \exists \lambda > 0 \text{ tel que } \dot{u}_t = -\lambda F_t \quad (\text{Glissement}) \end{array} \right. \quad (04)$$

avec μ le coefficient de frottement qui dépend des états des surfaces en contact et \dot{u}_t la vitesse relative tangentielle entre les deux corps. Le graphe de cette loi est tracé sur la figure 16.

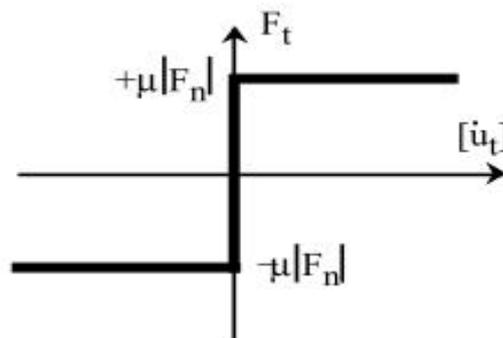


Figure 16 – Loi de Coulomb [12].

On peut tracer le lieu géométrique de l'extrémité du vecteur force de contact sous forme d'un cône, en 2D (fig.17) ou en 3D (fig.18). On l'appelle le cône de Coulomb. L'enveloppe de ce cône est la surface seuil du glissement dont la définition et l'utilisation est à rapprocher de la définition de la surface seuil en plasticité.

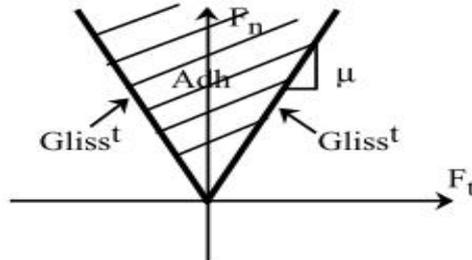


Figure 17 – Cône de Coulomb 2D [12].

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.

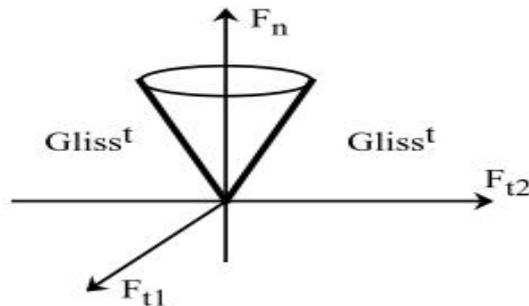


Figure 18 – Cône de Coulomb 3D [12].

II.2.1.3 La loi de Coulomb régularisée

Pour remédier aux inconvénients précédents, on utilise souvent des lois régularisées qui sont plus douces. Une loi autorisant un glissement élastique réversible paramétrée par une raideur élastique K_e , est souvent utilisée. Nous pouvons l'observer sur la figure 19. Toutefois, 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, ce qui laisse apparaître des problèmes numériques d'instabilités lors de la résolution.

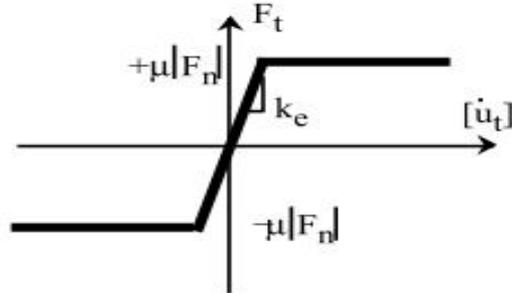


Figure 19 – Régularisation de la loi de Coulomb [12].

Nous signalons également que pour cette loi de Coulomb régularisée, l'inconvénient majeur de relation non biunivoque entre efforts et vitesses lorsqu'il y a glissement irréversible, est toujours conservé.

II.2.2 La Loi de Coulomb en quasi statique

Au lieu d'une relation entre forces de frottement et vitesse de glissement, la loi de Coulomb peut être réduite, dans le cas de problèmes statiques ou monotones quasi-statiques, à une relation entre les forces de frottement et les déplacements de glissement :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } F_t \leq \mu F_n & \text{alors } \mathbf{u}_t = \mathbf{0} \quad (\text{adhérence}) \\ \text{Si } F_t = \mu F_n & \text{alors } \exists \lambda > 0 \text{ tel que } \mathbf{u}_t = -\lambda \mathbf{F}_t \quad (\text{Glissement}) \end{array} \right. \quad (06)$$

Toutefois, cette formulation ne peut être adoptée et utilisée que sous la condition qu'en tout point de la zone de contact la variation des efforts soit monotone. L'une des possibilités de conserver cette monotonie est d'intervenir au niveau des chargements extérieurs. Mais cela reste difficile à maîtriser. La raison est due au fait qu'une monotonie du chargement extérieur n'assure pas forcément une monotonie des forces de contact.

Cela étant dit, dans le cas des hypothèses de petites déformations et où les déplacements relatifs sont faibles, nous pouvons considérer comme monotones les variations des efforts dans les zones de contact ; et la loi de Coulomb en quasi –statique peut être appliquée de manière satisfaisante.

II.3 Formulation mathématique du problème de contact

Considérons le problème du contact unilatéral entre deux solides élastiques notés Ω^1 et Ω^2 respectivement (figure 20). 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 :

$$\mathbf{U}_d^\ell|_{\partial_1\Omega^\ell} = \mathbf{U}_d^\ell, \quad \ell = 1, 2. \quad (07)$$

Par souci de simplicité, on supposera que :

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

- Sur la seconde partie notée $\partial_2\Omega^\ell$, une densité surfacique de forces \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 supposons que le tenseur des déformations ε 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.

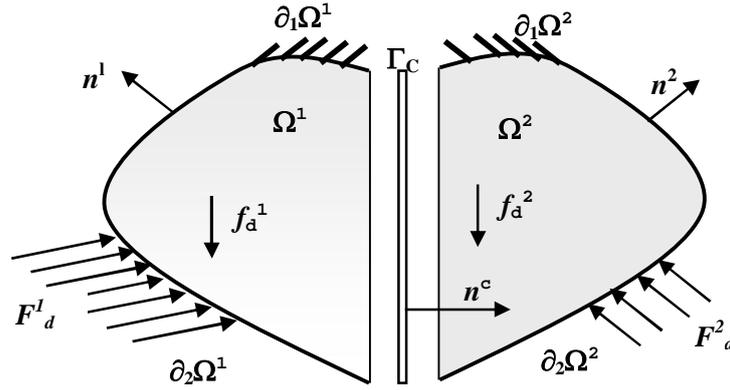


Figure 20 –Deux corps élastiques déformables en contact unilatéral.

Nous considérons la zone de contact Γ_C comme une entité mécanique à part entière munie de sa propre loi constitutive. Pour cela, choisissons l'orientation positive de la normale à Γ_C , en posant $n^c = n^1$ et introduisons alors sur l'interface Γ_C , les fonctions W^1 , W^2 , R^1 , R^2 et R^C qui représentent :

les deux champs de déplacement W^1 et W^2 (sur chaque coté de l'interface Γ_C),
 les deux champs de densité de forces surfaciques R^1 et 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 R^C tel que l'équilibre interne de l'interface soit représenté par :

$$R^C = R^1 \quad \text{et} \quad R^C = -R^2 \quad \text{sur} \quad \Gamma_C. \quad (08a)$$

Et tel que :

$$R^\ell = \sigma^\ell : n^\ell, \quad \ell = 1, 2 \quad (08b)$$

II.3.1 Cas du contact unilatéral sans frottements[12]

Soit W^C la définition, au niveau de l'interface, du saut en déplacement qui joue un rôle similaire à celui de la déformation, avec :

$$W^C = W^1 - W^2 \quad (09)$$

Pour tout vecteur Z , soient :

$$Z_n = Z^T n^C \quad \text{et} \quad Z_t = Z - Z_n n^C \quad (10)$$

Les champs de déplacement,

$$W^C = W_n^C n + W_t^C t$$

et les champs de densités de forces,

$$R^C = R_n^C + R_t^C$$

vérifient les conditions de contact sans frottements à l'interface Γ_C .

Ces conditions peuvent être formulées de la manière suivante :

$$W_n^C \leq 0 \quad (11)$$

$$R_n^C \leq 0 \quad (12)$$

$$R_n^C W_n^C = 0 \quad (13)$$

$$R_t^C = 0 \quad (14)$$

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.3.2 Cas du contact unilatéral avec frottements

Nous adoptons comme loi de frottement, la loi de Coulomb en quasi statique. Les champs de déplacement W^C et les champs de densités de réactions R^C tels que définis dans le paragraphe IV-1 précédent, vérifient les conditions de contact avec frottement à l'interface Γ_C .

Ceci peut être formulé de la manière suivante :

$$W_n^C = W_n^1 - W_n^2 \leq 0 \quad (29)$$

$$R_n^\ell \leq 0 \quad , \ell = 1, 2 \quad (30)$$

$$R_n^\ell W_n^C = 0 \quad , \ell = 1, 2 \quad (31)$$

$$|R_t^\ell| \leq \mu |R_n^\ell| \quad , \ell = 1, 2 \quad (32)$$

$$|R_t^\ell| < \mu |R_n^\ell| \Rightarrow W_t^\ell = 0 \quad , \ell = 1, 2 \quad (33)$$

$$|R_t^\ell| = \mu |R_n^\ell| \Rightarrow \exists \lambda \geq 0 \text{ tel que } W_t^\ell = -\lambda R_t^\ell \quad , \ell = 1, 2 \quad (34)$$

II.4 Le problème de Signorini

Ce problème fut introduit, pour la première fois, par Signorini en 1933 en posant le problème général de l'équilibre d'un corps élastique en contact sans frottement sur un socle rigide. Dans ce cas, il ne s'agit plus (comme dans le cas du paragraphe précédent) du contact entre deux corps élastiques déformables, mais d'un corps élastique déformable appuyé sur un autre corps supposé indéformable. En effet, ce problème de Signorini, a trouvé un vaste champ d'applications dans les domaines de la mécanique que du génie civil

Ce problème consiste à considérer le cas d'un solide Ω élastique et déformable (figure 21), en contact avec un socle rigide indéformable. Soit $\partial\Omega$ la frontière de Ω , avec :

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

- $\partial_1\Omega$ est la zone sur la quelle le champ de déplacement est imposé ;
- $\partial_2\Omega$ 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.

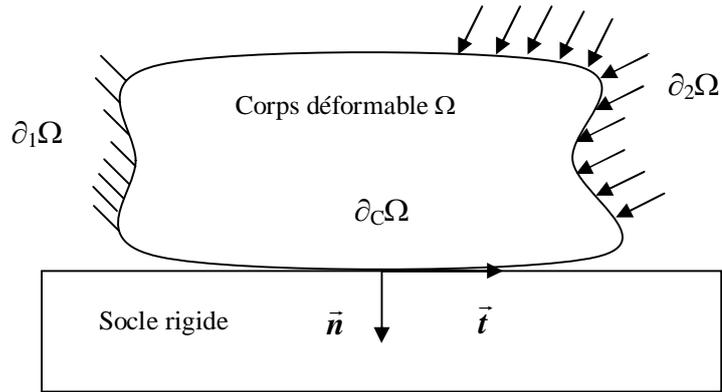


Figure 21 : Corps élastique déformable en contact avec un socle rigide indéformable (problème de Signorini).

De la même manière que dans les 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 déplacements W , ainsi que le champ de densité de réaction R , les conditions de contact peuvent être formulées de la manière suivante.

$$W_n \leq 0 \quad (53)$$

$$R_n \leq 0 \quad (54)$$

$$W_n R_n = 0 \quad (55)$$

- Pour le cas sans frottements :

$$R_t = 0 \quad (56)$$

- Pour le cas avec frottements de Coulomb:

$$|R_t| \leq \mu |R_n| \quad (57)$$

$$|R_t| < \mu |R_n| \Rightarrow W_t = 0 \quad (58)$$

$$|R_t| = \mu |R_n| \Rightarrow \exists \lambda \geq 0 \text{ tel que } W_t = -\lambda R_t \quad (59)$$

II.5 Conclusion

De ce chapitre, nous pouvons conclure que la non linéarité du problème de contact est d'avantage accentuée dans le cas avec frottements. Parmi les lois de frottements qui semblent être plus « réalistes », nous pouvons citer la loi de Coulomb. Toutefois, cette loi présente certaines difficultés particulièrement en 3D, de convergence vers la solution exacte lorsque le coefficient de frottement prend des valeurs assez élevées.

Chapitre III. Introduction à la méthode des éléments finis.

III.1 Introduction

En rendant la complexité des calculs une chose du passé, l'avènement de l'ordinateur a révolutionné les sciences de l'ingénieur. Des problèmes autrefois considérés insolubles avec les méthodes classiques, sont maintenant facilement accessibles avec les méthodes numériques. Une de ces méthodes est la méthode des éléments finis. De ce point de vue, elle constitue un outil formidable à la disposition de l'ingénieur.

III.2 Historique

La méthode des éléments finis est apparue avec l'analyse des structures, née vers 1850. Les premières études menées sur la résistance des matériaux dans des conditions de petites déformations, ce qui a permis d'obtenir des systèmes simples résolus « manuellement », notamment par Maxwell, Castigliano, Mohr. La formalisation, et le concept mathématique d'élément fini est apparu bien plus tard, vers 1940 et la définition est posée par Newmark, Hrenikoff, Mc Henry et Courant. L'arrivée du calcul numérique et de méthodes de résolution performantes par ordinateur a permis de populariser la méthode.

III.3 Définition

La méthode des éléments finis est une méthode générale d'analyse structurale dans laquelle la solution d'un problème dans la mécanique continue est rapprochée par l'analyse d'un assemblage des éléments finis qui sont reliés ensemble à un nombre de points nodaux finis et représentent le domaine de solution du problème. Elle est maintenant bien admise en tant qu'une technique générale plus puissante pour la solution numérique des problèmes de technologie variée. Les applications s'étendent de l'analyse de contrainte des solides la solution des phénomènes acoustiques, de la physique et des problèmes dynamiques liquides.[14]

III.4 Applications

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

La méthode des éléments finis 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. On trouve même des méthodes d'éléments finis en dimension 4.

III.5 Avantages et inconvénients de la méthode des éléments finis

De toutes les méthodes permettant de résoudre de manière approximative un problème aux limites (séries, différences finies, ...), la méthode des éléments finis présente de tels avantages qu'elle est la plus utilisée (parfois même exagérément), sauf cas particuliers.

Ces avantages sont essentiellement les suivants :

- La puissance de la méthode des éléments finis 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 méthode des éléments finis réside dans le fait que le modèle qu'elle utilise est très proche de la structure réelle.

La méthode des éléments finis a néanmoins quelques inconvénients :

- Elle donne un résultat numérique particulier pour un problème spécifique.

- Elle ne fournit aucune forme de solution susceptible de permettre une étude analytique de l'effet d'un changement de paramètre par exemple.
- Un ordinateur, un programme fiable et une utilisation intelligente sont nécessaires.
- Les programmes généraux 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 un grand nombre de données et une foule de résultats qu'on doit dépouiller avec méthode pour une compréhension optimale.

III.6 Procédures de base de la méthode des éléments finis

Les différentes étapes pour l'application de la méthode des éléments finis seront décrites d'une manière générale.

III.6.1 Choix du type d'élément fini

Les éléments doivent s'adapter à la nature du problème à traiter, c'est-à-dire respecter les hypothèses et se conformer aux caractéristiques de la modélisation. Certains programmes offrent un choix très vaste, d'autres très limité. Il convient donc de passer en revue les particularités essentielles des éléments disponibles [15] :

- Modèle (déplacement, équilibre, mixte, ...).
- Convergence (critères et taux).
- Degré (des divers champs).
- Nœuds et inconnues aux divers nœuds.
- Compatibilité des éléments les uns avec les autres .
- Performances et limitations.

III.6.2 Qualité d'un élément fini

Un bon élément fini doit réunir les propriétés suivantes :

- Aucun défaut de base.
- Convergence rapide.

- Bonne précision.
- Qualités de convergence et précision conservée pour une distorsion raisonnable.
- Vecteurs forces consistants.
- souplesse d'emploi.
- Connexion (conforme) possible avec d'autres modèles.
- Dérivation théorique simple et claire.
- Programmation claire et efficace.

III.6.3 Type d'élément 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- l'analyse des solides tridimensionnels.

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

- **Les éléments unidimensionnels (1D)** : sont utilisés de façon individuelle ou associée des plaques pour modéliser les raidisseurs. Exemple : barre, poutre rectiligne ou courbe.
- **Les éléments bidimensionnels (2D)** : Élasticité plane : (déformation ou contrainte plane). Exemple : plaque en flexion, coques courbes, de forme triangulaire ou quadrangulaire.
- **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.

Tableau 3 : Types d'éléments finis [16]

Eléments	Linéaires	paraboliques (quadratiques)	Cubiques
Unidimensionnels			
bidimensionnels			
tridimensionnels			

III.6.4 Taille des éléments finis

En général plus le maillage est fin plus les résultats obtenus sont meilleurs, mais en même temps un grand effort de programmation est requis. Le nombre d'éléments utilisés sera la 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 les maillages grossiers donneront des résultats aussi bons que ceux des maillages fins ayant des éléments simples.

III.6.5 Formulation des éléments finis

La méthode des éléments finis représente l'extension de la méthode de rigidité pour les portiques à l'étude bidimensionnelle et tridimensionnelle des structures continues (exemple : plaque, coque ... etc.).

Dans la méthode des éléments finis, la structure continue est remplacée par une structure idéalisée équivalente composée d'un ensemble d'élément appelé «élément fini », qui est censé relier les uns aux autres en un nombre fini de points appelés nœuds.

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 appelé une «interpolation » qui est exprimée en fonction des déplacements aux nœuds.

Il est possible, par l'utilisation des théorèmes de l'énergie, de déterminer la matrice de rigidité qui relie les forces nodales avec les 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).

Si les conditions d'équilibre sont appliquées, chaque nœud de la structure modélisée, on obtient un système d'équations simultanées résoudre.

III.6.6 Procédure d'analyse par éléments finis

La procédure comporte les étapes suivantes :

- L'idéalisation et la discrétisation de la structure en éléments finis par un maillage constitue de lignes ou de surfaces imaginaires. Les éléments sont supposés reliés en un nombre fini de points nodaux situés sur leurs frontières.

- On choisit une fonction de déplacement permettant de définir de manière unique le champ des déplacements à l'intérieure de chaque « élément fini » en fonction des déplacements de ces nœuds. On se basant sur cette fonction de déplacement, nous déduisons- la matrice de rigidité de l'élément qui lie les forces nodales avec les déplacements nodaux et la matrice masse en utilisant le principe des travaux virtuels ou le principe de l'énergie potentielle totale minimale.

- L'analyse de la structure idéalisée de l'assemblage des éléments. Cette analyse procède de la manière classique qui a été décrite par la méthode des rigidités.

En fin la solution de ces équations nous permet d'évaluer les déplacements et les Efforts internes dans la structure (contrainte, déformation).

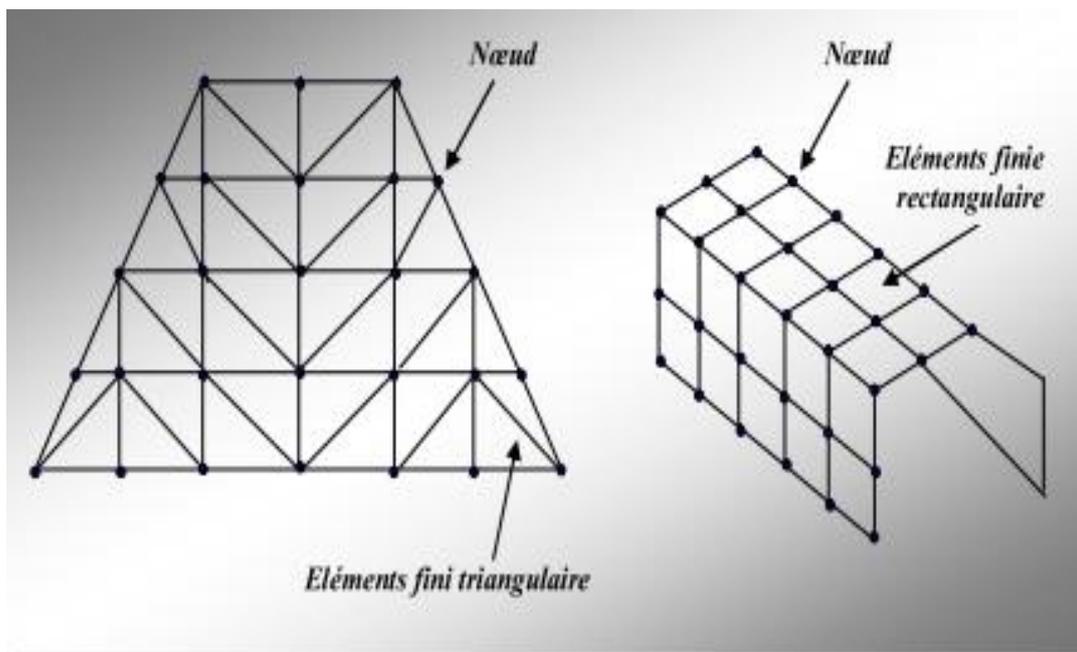


Figure 22 – Modélisations par éléments finis de structures.

III.7 Étapes du calcul par éléments finis [18]

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.8 Conclusion

La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charge compliquées ; 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. Présentation du logiciel

CAST3M

IV.1 Introduction

CAST3M est le fruit de plus de vingt ans de développement des programmes de calcul par la méthode des éléments finis (résolution d'équations aux dérivées partielles sur un domaine fini). Il tente d'incorporer toutes les étapes nécessaires pour mener à bien une étude par éléments finis, du maillage au post-traitement. Son champ d'application privilégié est la mécanique, mais il traite aussi bien de la thermique ou de l'hydraulique [19].

IV.2 Historique

Le développement des codes de calcul a évolué de pair avec le matériel informatique. Au départ, les programmes de calcul étaient écrits pour résoudre des problèmes donnés et fonctionnaient généralement en boîte noire, On 1983 Lancement de CAST3M, basé sur gibi, étendu aux calculs mécaniques, analyse modale, post-traitement intégré [19], et Depuis l'été 1999, castem est gratuit pour l'enseignement et la recherche, de plus le code source est ouvert aux développeurs, Il est devenu castem en 2001[20].

IV.3 Présentation de cast3M

CAST3M est un logiciel de calcul par la méthode des éléments finis pour la mécanique des structures et des fluides. 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 [19].

IV.4 Le langage de Cast3M

Gibiane est le langage interprété qui permet de communiquer 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. [20]

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

Tableau 3 – Description du quelque directive.

Directive	Description
OPTI	déclare les principaux paramètres du programme.
ELIM	Remplace tous les doubles nœuds par un seul point.
TRAC	Trace ou bien dessine l'objet de type maillage, vecteur,...etc.
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 4 – Description du quelque opérateurs.

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.

IV.5 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.

IV.6 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 : $F = M \cdot \gamma$. Seule la mesure des angles doit être dans tous les cas exprimée en degrés pour la géométrie et en radians pour les résultats obtenus. [20]

Tableau 5 – Exemples des systèmes d'unités de mesure cohérents.

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/mm ²)

IV.7 Génération de maillage [20]

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.

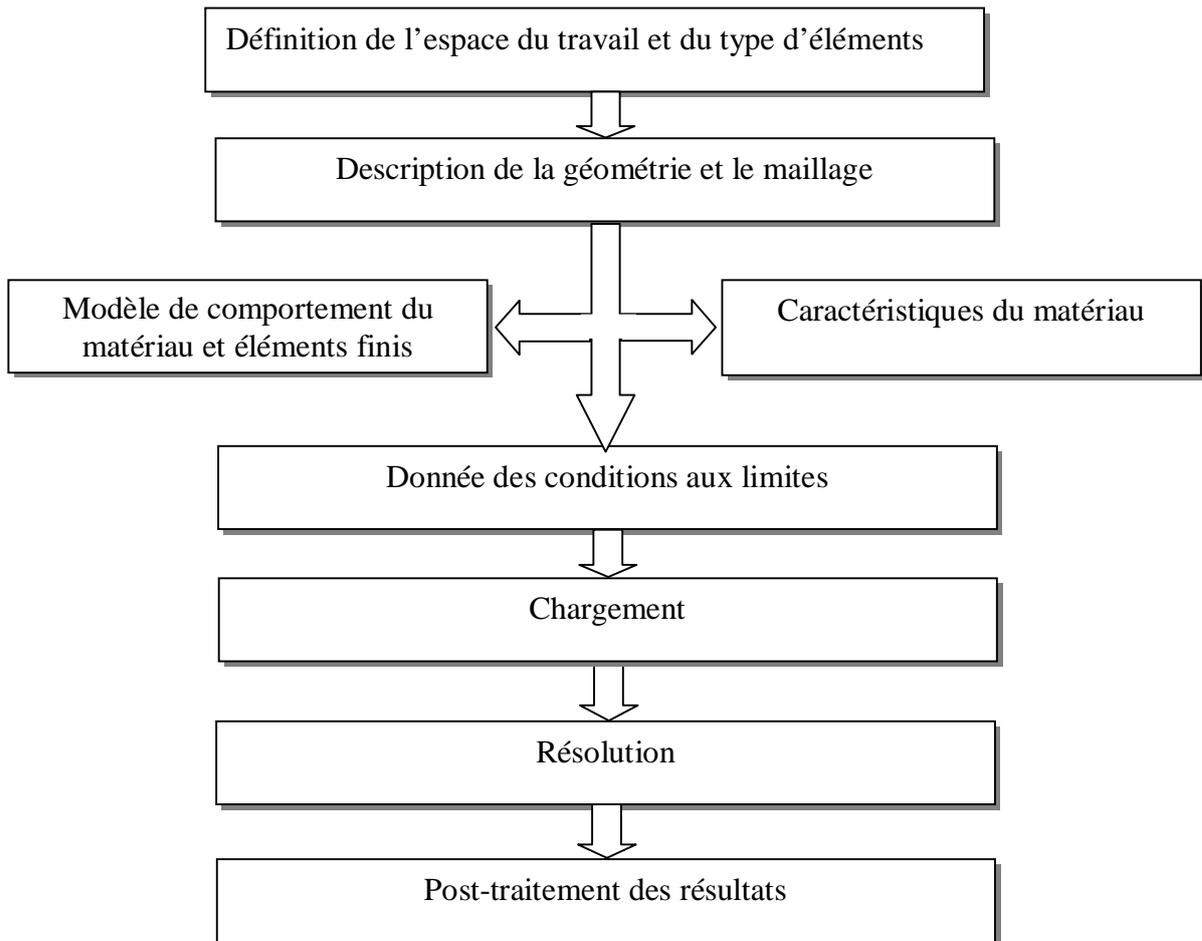
La technique à suivre est presque toujours la même :

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

Cependant les objets de type maillage constituent le support géométrique des éléments finis qui seront définis ultérieurement.

IV.8 Procédure de résolution d'un problème CAST3M [21]

Tout problème (mécanique, thermique, chimique,...etc.) résolu avec CAST3M doit être construit de la manière suivante :



IV.9 Les avantages et les inconvénients

Avantage :

- Choix de maillage.
- Ce n'est pas nécessaire de faire une nouvelle modalisation pour changer les dimensions de modèle.
- Certains procédures sont déjà programmer et inséré dans l'installation CAST3M.
- Tous les opérateurs et les directives sont expliqués dans la notice cast3m avec des exemples d'application.

- Session développeur.

Inconvénients :

- Certains problèmes ou bien erreur sont difficile à reconnaître.
- Nécessité d'utilisation un matériel informatique puissant pour certains modélisation.
- Inconvénient de temps de programmation et des calculs numériques.

IV.10 Conclusion

Le logiciel de calcul CAST3M présente une passerelle parfaite entre la théorie et la pratique , et la meilleure aide pour traiter les problèmes mécaniques ou bien l'étude des assemblages métalliques en générale, par la méthode des éléments finis, avec excellents résultats de calcul.

Chapitre V. Modélisation par éléments finis, résultats et discussion

V.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la modélisation par la méthode des éléments finis de l'assemblage boulonné poteau-poutre avec platine d'extrémité non débordante et ce, à l'aide du logiciel CAST3M VERSION 2016. L'objectif essentiel est d'analyser l'influence de deux paramètres essentiels sur la réponse de cet assemblage (ou bien sa déformée), sur la distribution des champs de contraintes, 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). Ces paramètres consistent en la présence ou non de raidisseurs ainsi que sur l'épaisseur de la platine.

V.2 Description de l'assemblage

Le présent cas d'étude d'assemblage poteau-poutre par platine d'extrémité non 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 (10, 20 et 30 mm). Cet assemblage est réalisé par l'intermédiaire de six (06) rangées de boulons (12 boulons de type M18) et espacés de 100 mm.

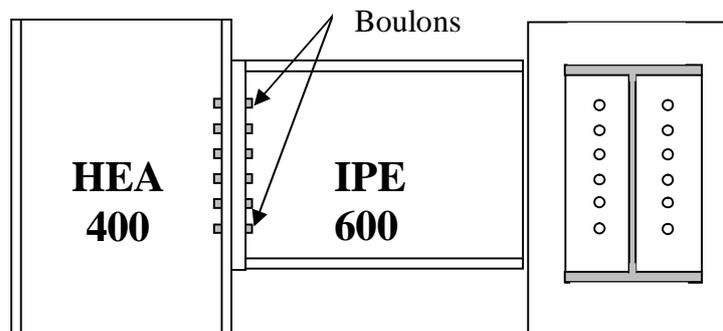


Figure 23 – Assemblage HEA 600 et IPE 400 par platine sans raidisseur.

Le premier cas considéré est celui d'un assemblage sans raidisseur (figure 23), et le deuxième cas consiste en un assemblage avec deux raidisseurs soudés sur les deux côtés de l'âme du poteau (figure 24).

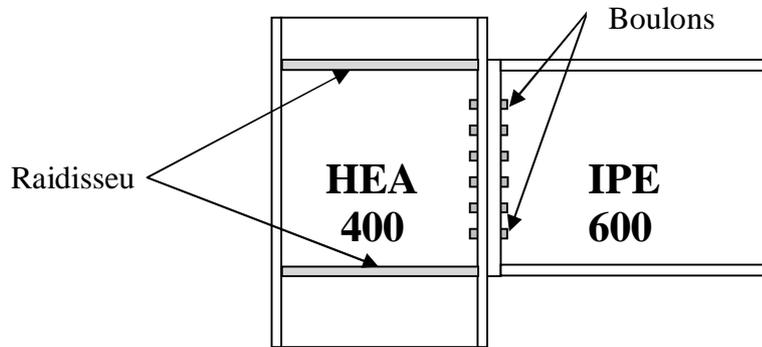


Figure 24 – assemblages HEA 600 et IPE 400 par platine avec raidisseur.

Les caractéristiques géométriques de poteau HEA 400 et de la poutre IPE 600 sont représentées sur la (figure 25), ainsi que sur le tableau 6.

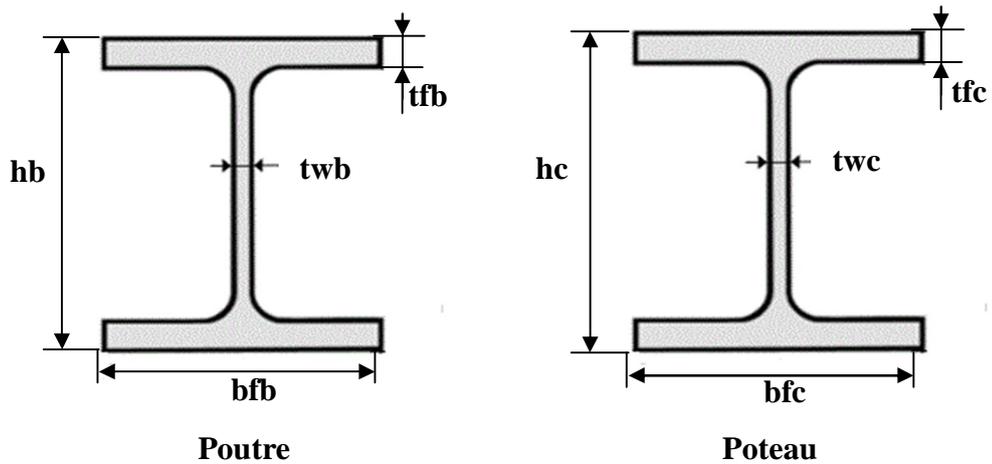


Figure 25 – Caractéristiques géométriques poteau-poutre.

Tableau 6 – Caractéristiques géométriques de la poutre et du poteau (en mm).

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

Les caractéristiques géométriques de la platine sont représentées sur la (figure 26), et définies dans le tableau 7. 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.

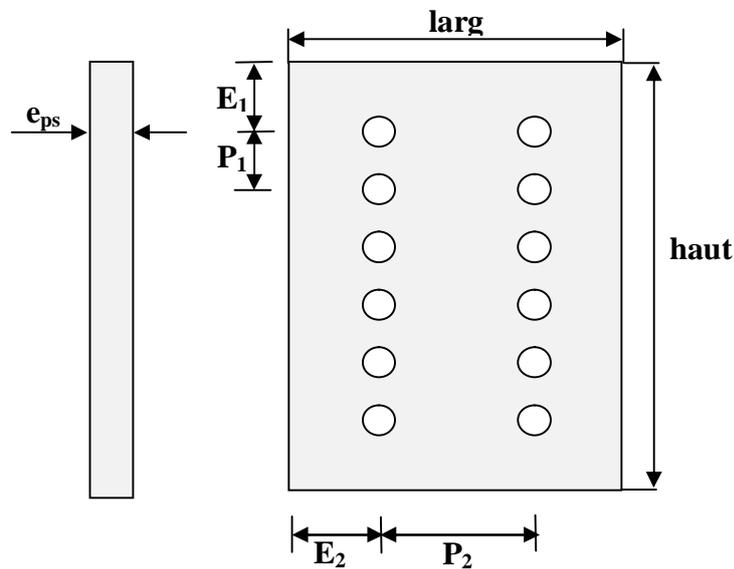


Figure 26 – Caractéristiques géométriques de la platine.

Tableau 7- Dimensions et positions des trous dans la platine (en mm).

largeur r	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

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 27), et définies dans le tableau 8.

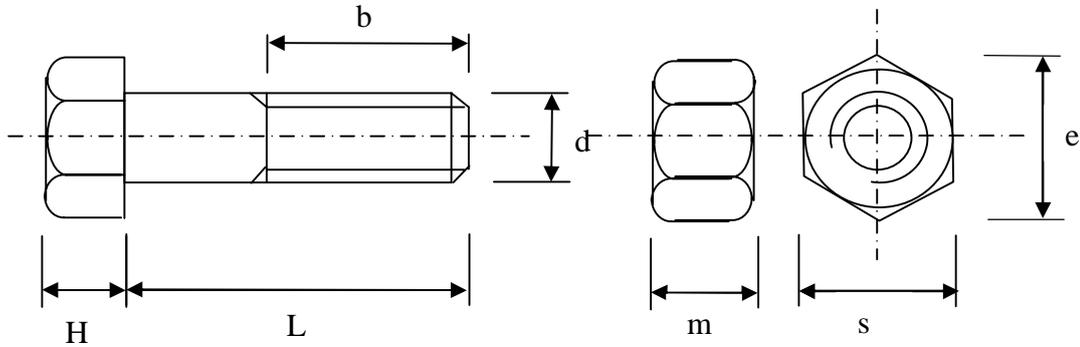


Figure 27– Caractéristique du boulon M18.

Tableau 8 – Caractéristiques géométriques de boulon (en mm).

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

V.3 Modèle élément fini utilisé

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 iso-paramétriques hexaédriques à 8 nœuds nommés CUB8 à trois degrés de liberté de translation par nœud (figures 28 et 29).

Le modèle de comportement adopté pour tous les composants de cet assemblage est un modèle élastique linéaire. Par conséquent, l'opérateur utilisé dans CAST3M pour déterminer en premier lieu les champs de déplacements est l'opérateur RESOLUTION ou bien RESOU.

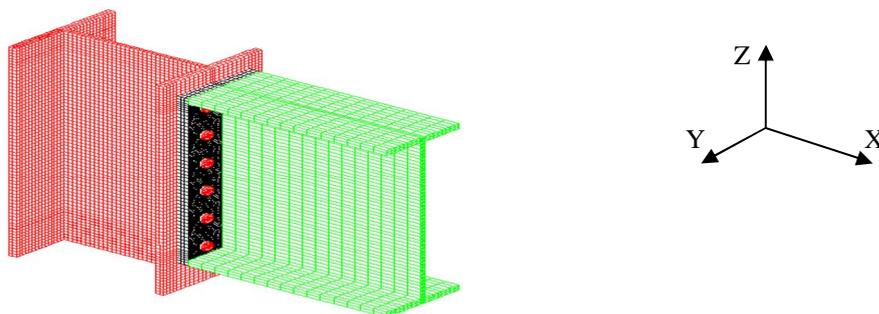


Figure 28 – Modèle élément fini tridimensionnel de l'assemblage sans raidisseur.

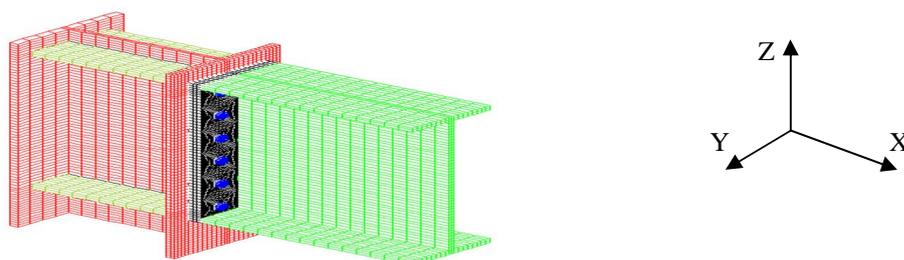


Figure 29 – Modèle élément fini tridimensionnel de l'assemblage avec raidisseur.

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 30). 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 .

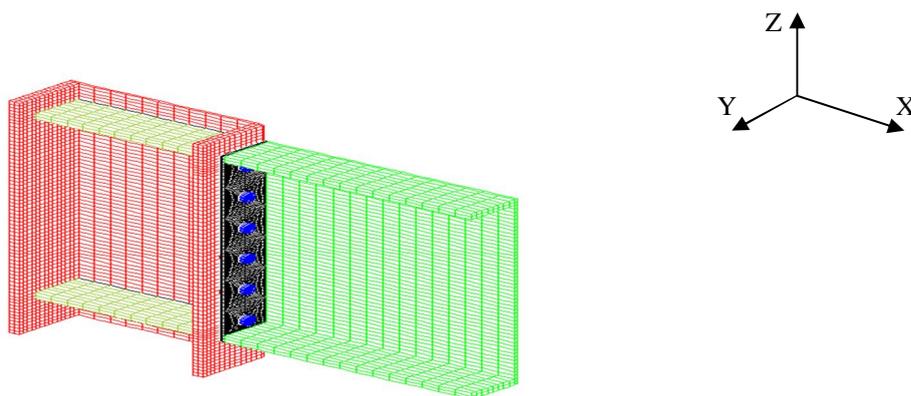


Figure 30 – Modèle élément fini tridimensionnel de la moitié d'assemblage.

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 la poutre sont chargés.

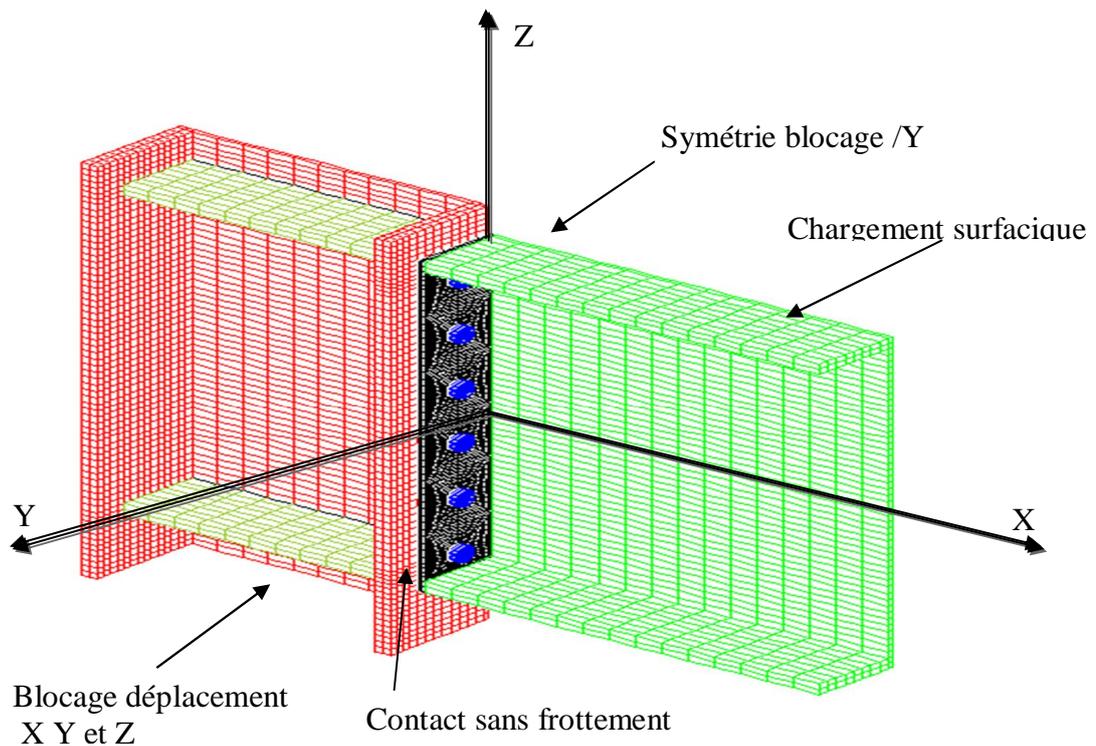


Figure 31 – Condition aux limites et chargement.

V.4 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 des conditions de non pénétration telles que formulées dans le chapitre.

A cet effet des éléments de contact surfaciques doivent être utilisés de part et d'autre du contact platine-semelle du poteau. Afin de faciliter d'avantage la résolution de ce problème, des maillages de contact compatibles (nœuds à nœuds) ont été utilisés. Autrement dit, il s'agit de deux maillages identiques situés de part et d'autres 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 le langage Cast3m (figure 32).

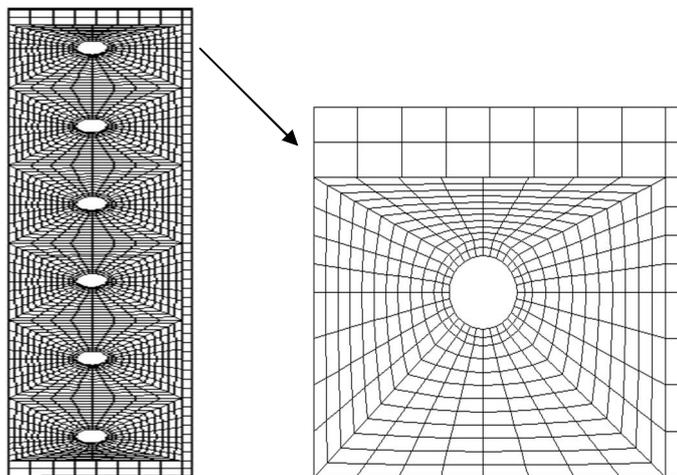


Figure 32 – Maillage de surface de contact platine et semelle de poteau.

Par ailleurs, des éléments volumiques de type CUB8 (figure 33), ont également été utilisés pour le maillage des boulons. Les deux surfaces de contact considérées sont celles de la tête de vis avec la face interne de la semelle, et celle du contact de l'écrou avec la face interne de la platine. Afin de simplifier les calculs, la relation de contact adoptée dans ce cas est une relation d'accrochage (en zone de contact uniquement) des nœuds du boulon sur soit la platine (pour l'écrou), soit la semelle du poteau (pour la tête de la vis).

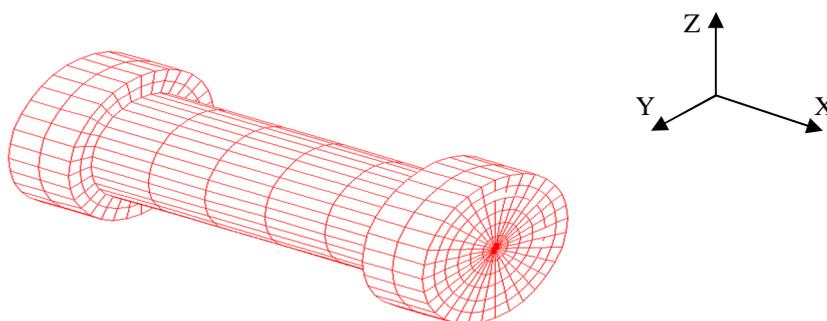


Figure 33 – Maillage de boulon.

V.5 Résultats

V.5.1 Influence de l'épaisseur de la platine

V.5.1.1 Analyse des déformées

La figure 34 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). On constate 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.

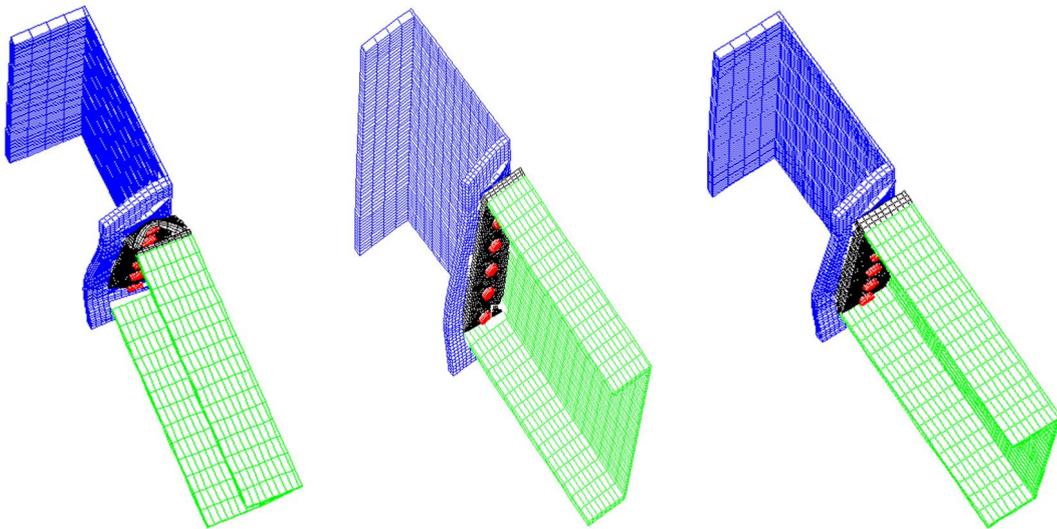


Figure 34– déformées de l'assemblage avec des platines d'épaisseurs différentes de 10mm (à gauche), de 20mm (au milieu) et de 30 mm (à droite)

V.5.1.2 Analyse de la distribution des contraintes

Les figures ci-dessous (figure 35 ,36 ,37)représentent les distributions des champs de contraintes de VONMISES dans le poteau, la platine et les boulons, pour trois cas d'épaisseurs différentes de la platine correspondant respectivement à 10, 20 et 30 mm. On peut constater sur ces figures qu'au fur et à mesure que cette épaisseur augmente, les contraintes dans les boulons diminuent considérablement et ce, à cause du phénomène de l'effet de Levier. 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 celles-ci sont restées quasiment constantes dans les poteaux. Par contre, il y a une forte variation de ces contraintes au niveau de la platine où elles sont quatre fois plus importantes dans le cas de la platine mince (10mm) que celle de la platine épaisse (30 mm)

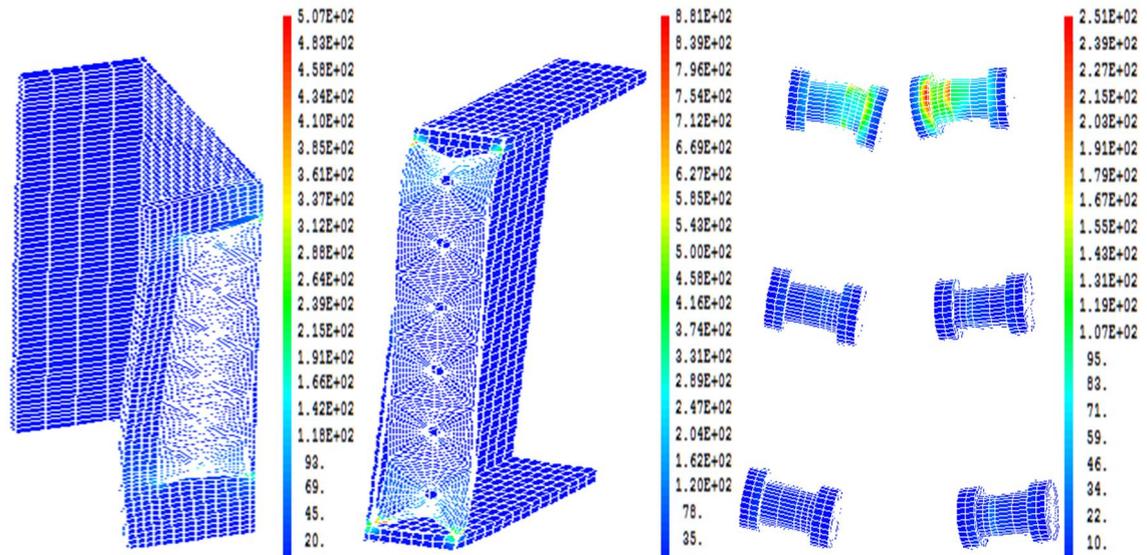


Figure35– Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 10mm.

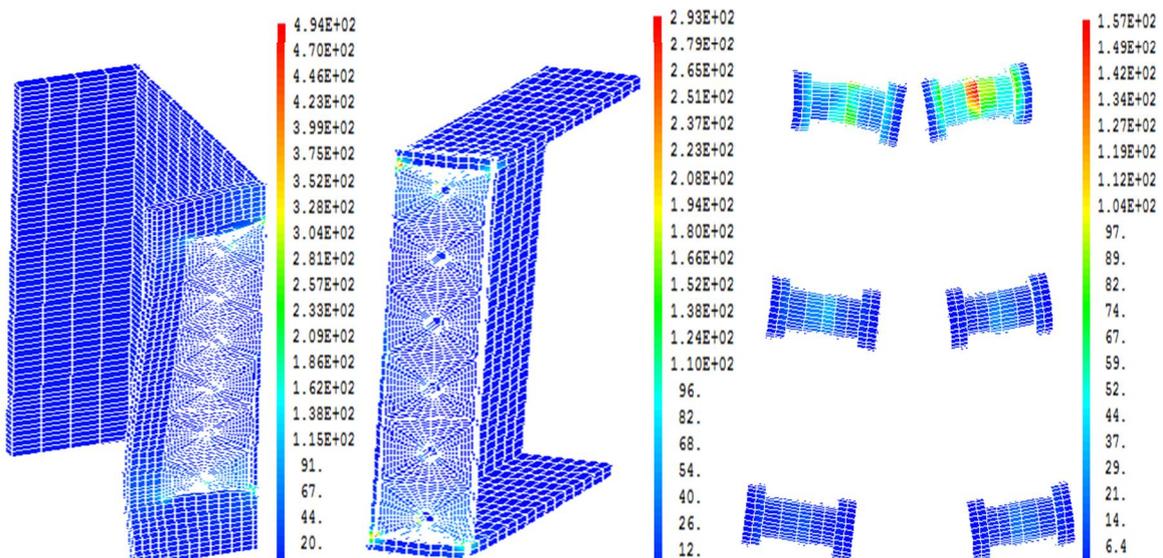


Figure36– Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 20mm.

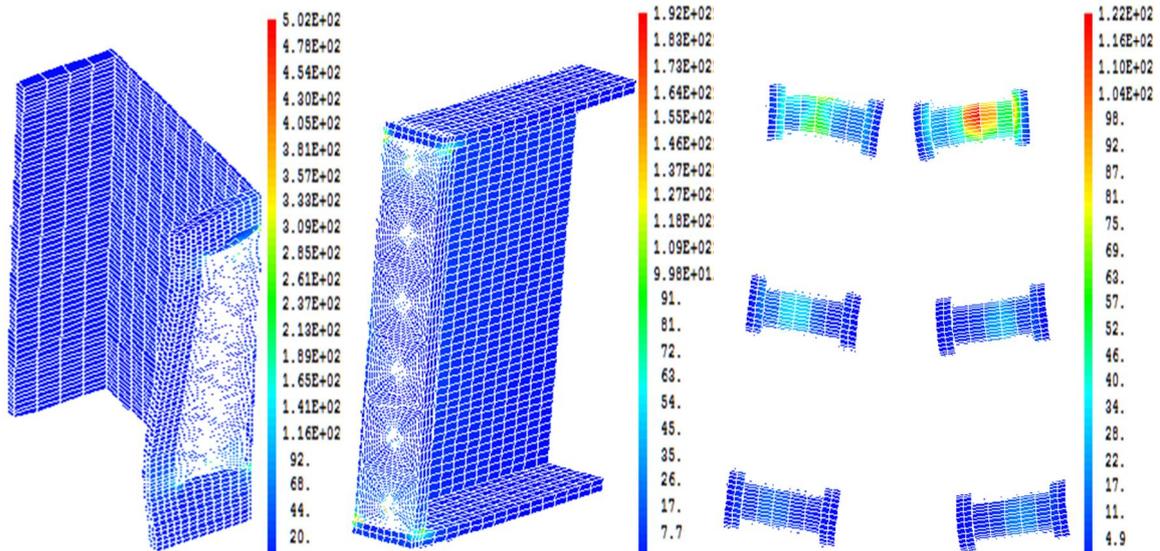


Figure37– Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l’assemblage avec une platine d’épaisseur de 30mm.

V.5.1.3 Analyse des surfaces de contact

La figure 38 montre les configurations des nœuds décollants, glissants et adhérents sur les trois surfaces de contact correspondants aux trois cas de platines considérées. On peut constater sur cette figure que les platines minces présentent des zones de décollement plus importantes que les platines épaisses.

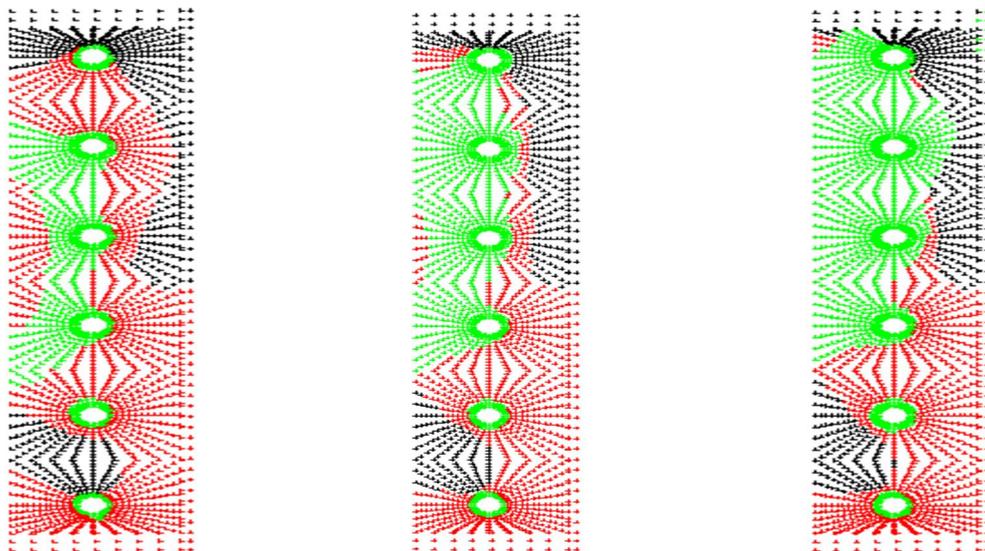


Figure 38– Nœuds décollants (noire), glissants(rouge)et adhérents(vert) sur les trois surfaces de contact dans l’assemblage pour des platines d’épaisseurs différentes de 10mm (à gauche), de 20mm (au milieu) et de 30 mm (à droite)

V.5.1.4 Analyse des courbes moments rotations M- ϕ

La figure 39 ci-dessous montre les trois courbes reliant le moment M transmis par l'assemblage à rotation ϕ de la platine 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 de l'assemblage.

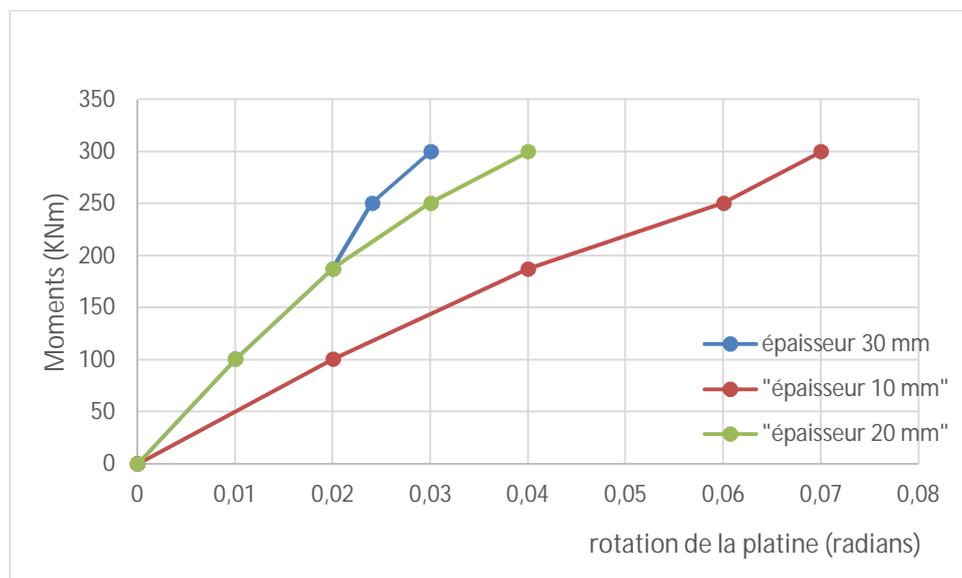


Figure 39- Courbe moment rotation (M- ϕ) de l' assemblage sans raidisseurs épaisseur platine variable

V.5.2 Influence de la présence ou non des raidisseurs

V.5.2.1 Analyse des déformées

En adoptant une épaisseur fixe de platine de 20mm, la figure 40 ci-dessous représente les deux déformées de l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite). 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.

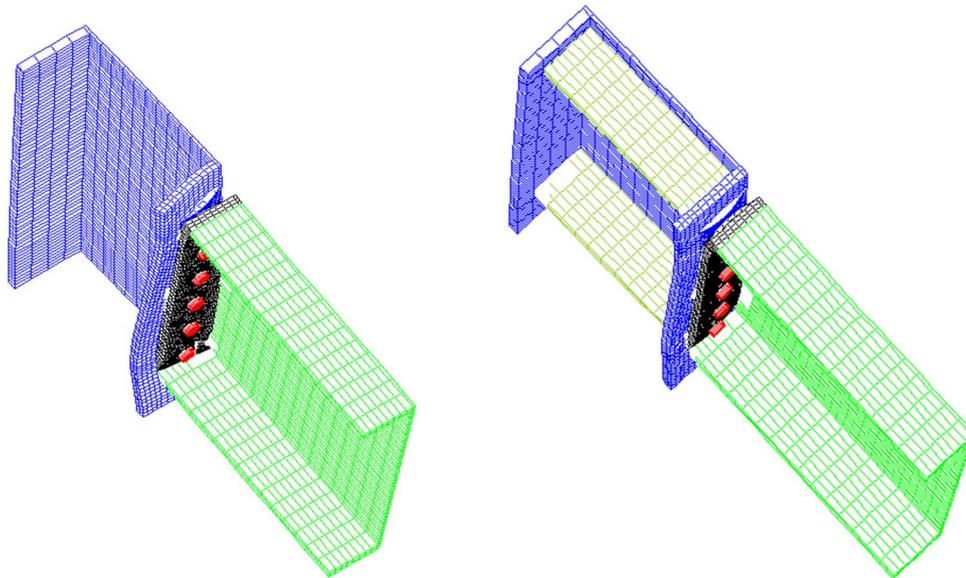


Figure 40– déformées de l’assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite).

V.5.2.2 Analyse de la distribution des contraintes

La figure 41 ci-dessous représente les distributions des champs de contraintes de VONMISES pour les deux cas considérés (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) pour une platine d’épaisseur 20mm. On peut constater sur cette figure que la présence des raidisseurs fait diminuer les intensités des contraintes dans l’assemblage.

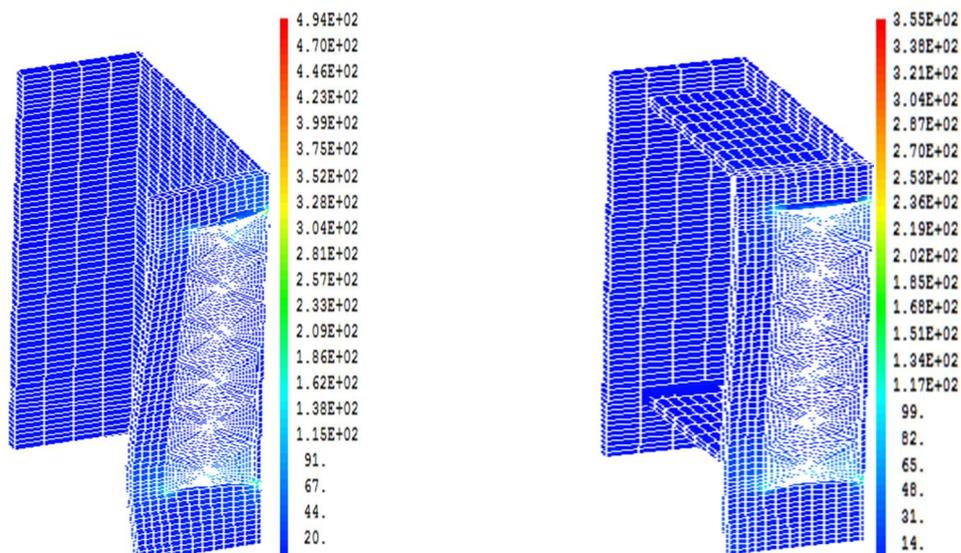


Figure 41– Distribution des champs de contraintes de VONMISES des poteaux dans l’assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite).

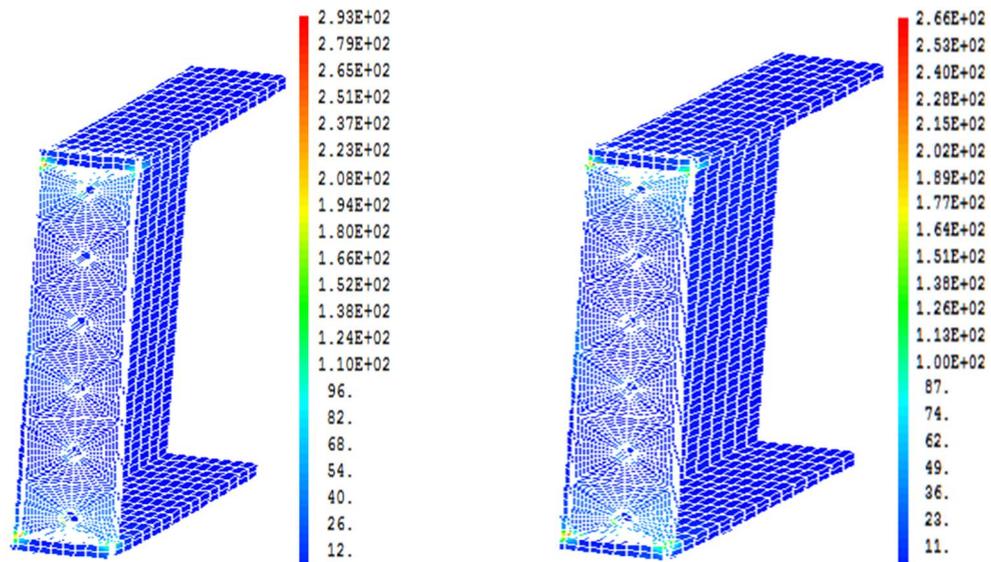


Figure 42– Distribution des champs de contraintes de VONMISES des platines dans l’assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite).

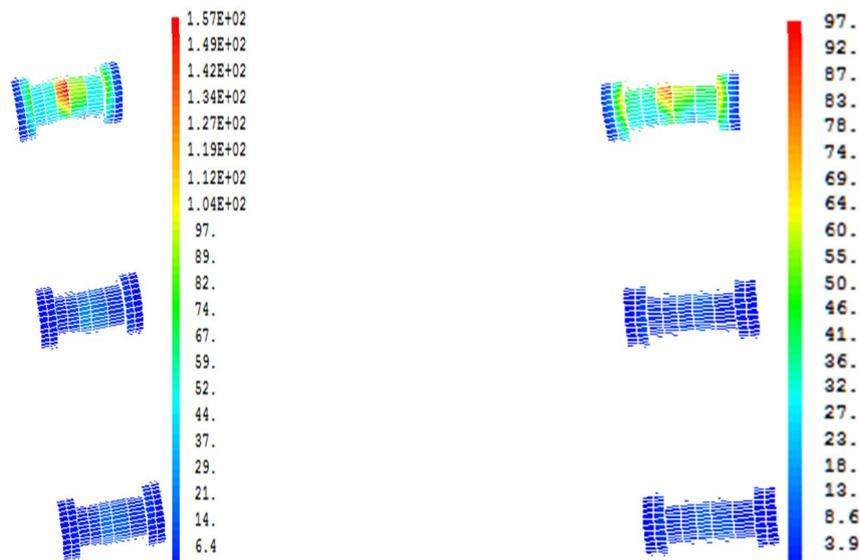


Figure 43– Distribution des champs de contraintes de VONMISES des boulons dans l’assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite).

V.5.2.3 Analyse des surfaces de contact

La figure 44 montre les configurations des nœuds décollants, glissants et adhérents sur les trois surfaces de contact correspondants aux deux cas sans et avec raidisseurs. La présence de raidisseurs fait diminuer la déformabilité de l’assemblage ainsi que les zones de décollement. Par ailleurs, l’observation des zones de décollement, confirme l’approche de calcul de la méthode dite des composantes adoptée par l’eurocode 03 de déformation de la platine par tronçon en Té superposés.

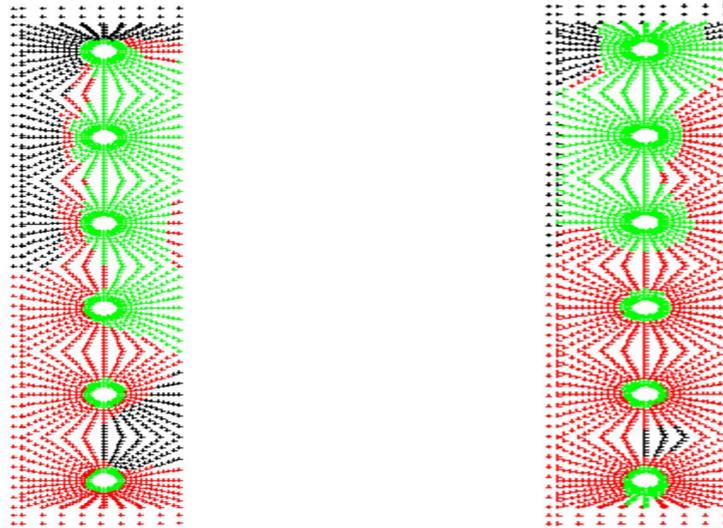


Figure 44– Nœuds décollants, glissants et adhérents sur les deux surfaces de contact dans l'assemblage pour les deux cas : sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite).

V.5.2.4 Analyse des courbes moments rotations $M-\varphi$

La figure 45 ci-dessous montre les deux courbes reliant le moment M transmis par l'assemblage à la rotation φ de la platine en radians et ce, pour les deux cas considérés : sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite)... On peut remarquer que ces deux courbes $M-\varphi$ confirment les résultats précédents sur la déformabilité de l'assemblage ainsi que l'augmentation de la rigidité en rotation due à la présence des raidisseurs.

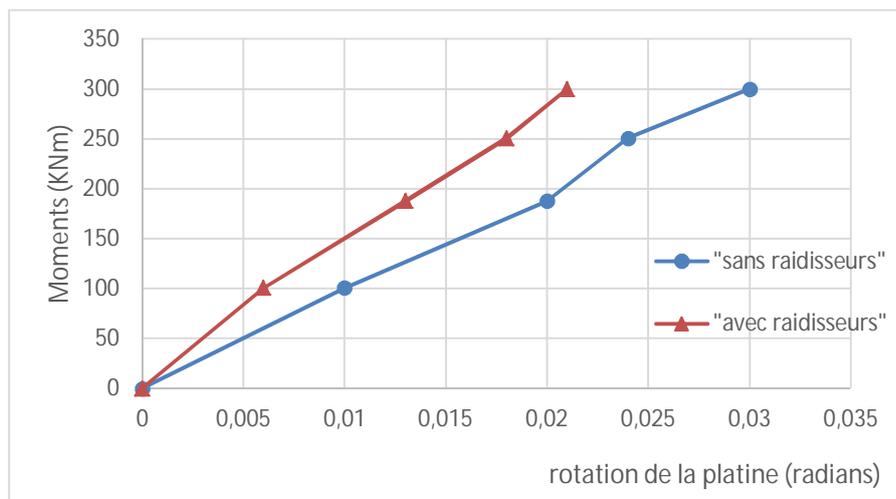


Figure45- Courbe moment rotation ($M-\varphi$) de l'assemblage pour platine d'épaisseur 30 mm

V.6 discussion des résultats et conclusion

A l'issue des calculs précédents, nous pouvons retenir les points suivants :

En ce qui concerne les boulons, ceux-ci subissent l'effet de Levier lorsque les platines sont particulièrement minces. Les calculs en 3D montrent également une légère déformation en flexion non prise en compte dans les calculs analytiques.

En ce qui concerne la platine, celle-ci est plus sollicitée lorsqu'elle est mince à cause également des moments internes supplémentaires créés par l'effet de Levier.

Par contre, en présence des raidisseurs, les contraintes diminuent considérablement dans le poteau. Il devient donc moins sollicité en présence de ces raidisseurs.

En ce qui concerne les zones de contact, à travers l'analyse des zones de décollement, nous confirmons l'approche de calcul de la méthode dite des composantes adoptée par l'eurocode 03 de déformation de la platine par tronçon en T_e superposés.

Conclusion générale

A l'issue de cette étude consistant en l'utilisation d'un modèle numérique tridimensionnel de l'assemblage poteau poutre avec platine d'extrémité, des éléments finis de type volumiques CUB8 ont été utilisés dans le logiciel CAST3M. Les conditions de contact entre la platine et la semelle du poteau ont également été introduites. Ces calculs suivis par l'analyse et l'interprétation des résultats ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ En ce qui concerne les boulons, ceux-ci subissent l'effet de Levier lorsque les platines sont particulièrement minces. Les calculs en 3D montrent également une légère déformation en flexion non prise en compte dans les calculs analytiques.
- ✓ En ce qui concerne la platine, celle-ci est plus sollicitée lorsqu'elle est mince à cause également des moments internes supplémentaires créés par l'effet de Levier.
- ✓ Par contre, en présence des raidisseurs, les contraintes diminuent considérablement dans le poteau. Celui-ci devient donc moins sollicité en présence de ces raidisseurs.
- ✓ En ce qui concerne les zones de contact, à travers l'analyse des zones de décollement, nous confirmons l'approche de calcul de la méthode dite des composantes adoptée par l'eurocode 03 de déformation de la platine par tronçon en Té superposés.

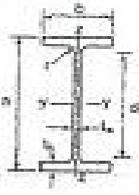
Bibliographie

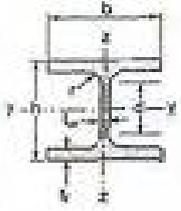
- [1] Mémoire magister thème caractérisation des assemblages structuraux en construction Métallique selon L'EC3 : Takouachet Mounit 2008.
- [2] ABIDELAH Anis. Ingénieur Génie Civil – U.S.T.O. – Algérie. Thèse doctorat sous titre : Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques (Approche numérique et validation expérimentale).
- [3] LinkedIn SlideShare, [en ligne]. Disponible sur : www.slideshare.net/bibaarchitecte/structure-metalique. (consulté le 17 mai 2018)
- [4] MUZEAU J.P. – Constructions métalliques-Moyens d'assemblages. Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand II. Novembre 2010
- [5] JASPART J.P. –Elément de stabilité des structures de bâtiments métalliques. notes destinées aux étudiants de CUST de Clermont-Ferrand. 1998.
- [6] Mémoire master thème bibliographie sur les assemblages boulonnés par platine d'about : Hadhoud Amira 2016.
- [7] EN 1993-1-1 – Eurocode 3 : Calcul des structures en acier Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments.
- [8] LABED. A. – Cours de constructions métalliques pour Master. Université de Tébessa. 2014
- [9] Krishnamurthy N. (1978), Fresh look at bolted end-plate behaviour and design, *Engineering Journal*;15(2):39–49.
- [10] CIUTINA L. A. – Assemblage et comportement sismique de portiques en acier et mixtes acier-béton : Expérimentation et simulation numérique. Thèse de doctorat : Institut National des Sciences Appliquées de Rennes. 2003.
- [11] Calcul Des Structures Métallique Selon l'Eurocode 3 : JEAN-MOREL 1994.
- [12] L. CHAMPANEY : Contact unilatéral entre solides élastiques.
- [13] Gestion du contact avec frottement entre plusieurs corps déformables [en ligne]. Disponible sur : <www.csidoc.insa-lyon.fr/these/1999/walter/chapitre2.pdf.com> (consulté le 20 mai 2018).
- [14] KHENNANE Amar, la méthode des éléments finis, Enoncé des principes de base.

- [15] François. Frey, et Jarostove. Jirousek, « Analyse des structures et milieu continu par la méthode des éléments finis », volume 6, Presses polytechniques, édition 2001.
- [16] Batoz J. L. et Dhatt G., Modélisation des structures par éléments finis, Vol.1
- [17] Mémoire magister thème Modélisations des plaques de formes géométriques irrégulières par la méthode des éléments: SAYAD Youcef.
- [18] Codes de calcul, Zhi-Qiang FENG, IUP Université d'Evry - Val d'Essonne, DESS/CS41.
- [19] Cast3M 2003, [en ligne]. Disponible sur :
<www-cast3m.cea.fr/html/Documentation_Cast3M>. (Consulté le 22 Mai 2018).
- [20] HYPERLINK "<http://www.unicaen.fr/>" Université de Caen¹, [en ligne].
Disponible sur :
<<https://choi.users.lmno.cnrs.fr/pdf/castem-tp.pdf>>. (Consulté le 22 Mai 2018).
- [21] KACIMI Nacéra, Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles), Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Décembre 2013.

Annexe 1

Tableau des sections des profilés

Noms	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
IPE	IPE 60	60,0	48	3,8	5,2	5	50,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,6	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,6	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	169,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,8	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,6
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,8	21	378,4	77,8	98,9
	IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	487,6	106,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	18,0	24	514,0	122,4	156,0	

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
HEA 100	95	100	5,0	8	12	58	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3	
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3	
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	88,8	
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3	
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	84,3	112,5	
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4	
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5	
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8	
HEA 400	390	300	11,0	19	27	290	124,8	159,0	
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	176,0	
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,3	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,8	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	348,8	