

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA BEJAIA
FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE MÉCANIQUE

MEMOIRE

PRÉSENTÉ POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE
MASTER

FILIÈRE : GÉNIE MÉCANIQUE

SPÉCIALITÉ : CONSTRUCTION MÉCANIQUE

PAR :

SLIMANI ABDELMOUMEN

IFTISSEN HALIM

Thème

**Modélisation par éléments finis du comportement élastoplastique
de l'assemblage de deux profilés métalliques par platine d'extrémité**

Soutenu le 16/ 06 /2019 devant le jury composé de :

Mr. BELAMRI Abdelatif	Président
Mr. BANOUNE Brahim	Examineur
Mr BECHEUR Abdelhamid	Encadreur

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2018/2019

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier 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 remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr BECHEUR Abdelhamid.

Nous remercions les membres de jury pour avoir accepté de juger notre 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.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :
A toute ma famille et tous mes amis qui m'ont
encouragé du
début à la fin*

A tous mes amis.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A ma famille et mes amis

A mon cher Binôme Halim

Abdelmoumen

Introduction générale

Chapitre 1 . Généralité sur les assemblages

1- Introduction.....	2
2- Différents types de liaisons.....	2
3- Les boulons.....	4
3.1- Classification géométriques	4
3.2- Classification mécanique.....	5
4- Mode de transmission des efforts	6
4.1-Transmission d'efforts par cisaillement.....	6
4.1. A- Transmission par frottement.....	7
4.1 .B- Transmission par butée.....	7
4.2- Mode de transmission par traction.....	8
4.3- Mode de transmission par traction – cisaillement.....	8
5- Résistance des boulons.....	9
5.1- Cas des boulons ordinaires (cas de transmission par butée).....	9
5.2- Cas des boulons précontraints (cas de transmission par frottement).....	9
6- Resistance des plaques des pièces à assembler.....	10
6.1- Résistance à la pression diamétrale.....	10
7- Résistance au poinçonnement.....	11
8- Conclusion.....	11

Chapitre 2 .Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre

poteau par platine d'extrémité selon l'Ereucode03

1- Introduction.....	12
2- Quelques définitions	12
2.1- Poteaux.....	12
2.2.1- Définition et rôle.....	12
2.2.3- Section des poteaux en acier.....	12
2.2- Les poutres	13
2.2.1- Définition et Rôles.....	13
2.2.2- Section des poutres.....	14
2.3- L'Eurocode 03.....	14
2.4- la platine.....	15

3- L'assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité.....	15
4- Modélisation des assemblages poutre-poteau selon l'Eurocode 03..	15
4.1- Classification des assemblages.....	16
4.1.1- Classification des assemblages leur rigidité rigidités.....	16
4.1.1. A- assemblage rigide.....	16
4.1.1. B- assemblage semi-rigide.....	16
4.1.1. C - assemblage articulé	16
4.1.2- Classification des assemblages selon leur résistance.....	17
5- Concept du tronçon en Té.....	18
5.1-Rigidité axial du tronçon en Té.....	19
5.1.2- Résistance de l'assemblage élémentaire en Té.....	19
6- Résistance des assemblages par platine d'extrémité soumis a la traction centrée	22
7- Résistance des assemblages par platine d'extrémité sollicité en flexion.....	24
8- Conclusion.....	25
Chapitre 3. Les lois de comportement en plasticité	
1- Introduction.....	27
2-Elasticité et plasticité.....	27
3-Influence de la température.....	29
4- Caractéristique mécanique du domaine élastique et plastique.....	29
4.1- Domaine élastique.....	29
4.2- Domaine plastique.....	30
5- Principe de partition des déformations élastiques et plastiques	30
6- Notion de surface de charge	30
7- Model de comporte ment en élastoplasticité	31
7.1- Ecrouissage isotrope.....	31
7.2- Ecrouissage cinématique	32
8-Critère de plasticité.....	33
8.1- Critère de Von mises.....	33
8.2- Critère de Tresca.....	34

Chapitre 4. Le problème de contact

1-Introduction.....	35
2-Condition de non pénétration.....	35
3-Les types de contact.....	35
4-Les pressions de contact.....	37
5-L'aire de contact.....	37
6- Les formulations mathématiques du problème de contact.....	37
7- Cas du contact unilatéral avec frottements.....	38
8- Les frottements.....	39
8.1- Lois de frottement.....	39
8.1.1 - La loi de Tresca.....	39
8.1.2- La loi de Coulomb	40
9- Conclusion.....	41

Chapitre 5. Bref aperçu sur MEF

1- Introduction.....	42
2- Principe de la MEF.....	43
3- Les différentes étapes de résolution.....	43
3.1- Création du problème discrétiser	43
3.2- La résolution du problème	45
3.2.1- Écrire la matrice de rigidité élémentaire.....	46
3.2.2- Le Travail élémentaire des forces	47
3.2.3- Assemblage des matrices élémentaire	48
3.2.4- Introductions des conditions aux limites.....	50
3.2.5- Calcul des efforts internes en repère local.....	51
4- Avantages et inconvénients de la méthode des éléments finis	53
5- Présentation de logiciel cast3m.....	53
5.1- Historique.....	54
5.2-Le langage de cast3m.....	54
8- Conclusion	55

Chapitre 6. Modélisation par éléments finis, résultats et discussion

1- Introduction.....	56
2- Description de l'assemblage.....	56
3- Modèle élément fini utilisé.....	59
4-Modèle de contact utilisé.....	61
5- Méthode adoptée	63
6- Analyse des résultats en phase de comportement élastique.....	63
6.1-Influence de l'épaisseur de la platine.....	63
6.1.1-Analyse des déformées	63
6.1.2-Analyse de la distribution des contraintes	64
6.2-Influence de la présence ou non des raidisseurs.....	68
6.2.1-Analyse des déformées	68
6.2.2 -Analyse des champs de contrainte.....	68
7 - Analyse des résultats en phase de comportement plastique.....	70
7.1 -Influence de l'épaisseur de la platine.....	70
7.1.1- Analyse des processus de plastification.....	70
7.2 Influence de la présence ou non des raidisseurs sur la plastification des composants de l'assemblage.....	74
8- Analyse des surfaces de contact en fonction de l'épaisseur de la platine	76
8.1- Influence de l'épaisseur de la platine.....	76
8.2 - L'influence de la présence ou non de raidisseur.....	79
9- Analyse des courbes moments rotations M- ϕ	81
9.1-Influence de l'épaisseur de la platine	81
9.2 - Influence des raidisseurs.....	82
10- Discussion des résultats et conclusion.....	83
Conclusion générale	84

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 et ce, aussi bien en phase de comportement élastique qu'en phase de comportement plastique.

En vue de réaliser cet objectif, le modèle de calcul par éléments finis tridimensionnels ainsi les éléments de contact de surface seront utilisés et 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 au calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité selon l'Ereucode03.

Le troisième chapitre est consacré à d'écrire les lois de comportement en plasticité.

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

Le cinquième chapitre, consiste en une brève présentation de la méthode des éléments finis, son principe, ses avantages et inconvénients ainsi que ses étapes de calcul. Il contient également une brève présentation du logiciel de calcul éléments finis CAST3M, son fonctionnement ainsi que 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 de type CUB8 à l'aide du logiciel CAST3M et en utilisant les conditions de contact entre la platine et la semelle du poteau. Ces calculs seront suivis par l'analyse et l'interprétation des résultats obtenus numériquement.

Enfin, nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

1- Introduction

Les structures métalliques sont composées de plusieurs éléments pouvant être élaborés en des lieux et des temps différents. Ils sont par la suite assemblés sur chantier. Ces éléments sont fabriqués de deux manières différentes : soit par laminage soit par soudage. Sous forme de profilés, ces éléments constituent une ossature généralement linéique, telle que les poutres, les poteaux, les barres de contreventement, etc. Pour être optimisés vis-à-vis des différentes sollicitations, leurs sections transversales sont généralement des profilés ouverts sous forme de T ou de H. Pour cette raison les zones de contact sont de formes assez complexes et nécessitent des pièces intermédiaires telles que les platines d'extrémités pour les assemblages poteaux poutres et les goussets pour les assemblages des fermes métalliques en treillis ou des palées de stabilité.

Les assemblages sont généralement classés en deux catégories principales : les assemblages soudés et les assemblages boulonnés. Dans le cadre du présent projet de fin d'études, nous intéresserons uniquement aux assemblages boulonnés.

En effet, les assemblages boulonnés par platine d'extrémité constituent l'une des parties les plus importantes dans les structures en acier. Les propriétés géométriques et mécaniques de ces assemblages ont une influence significative sur le comportement et la stabilité globale de la structure.

Afin d'assurer la pérennité et la stabilité de la structure vis-à-vis de toutes les actions à court, moyen et long terme, les assemblages métalliques consistent en des liaisons dont le rôle essentiel consiste à transmettre en toute sécurité d'un élément à un autre des efforts internes qui sont souvent de grandes intensités.

Il est à noter qu'il existe deux composants dont les résistances sont essentielles dans les assemblages métalliques à savoir: les boulons et les cordons de soudure.

2-Différents types de liaisons

On peut identifier principalement trois grandes familles de liaisons :

- Les liaisons entre élément ayant des fonctions différentes et des directions différentes (A). c'est le cas des liaisons poutre- poteau, poutre- poutre orthogonales pour la réalisation d'un plancher ou des liaisons dans les structures en treillis.
- La liaison entre éléments individuels ayant les mêmes fonctions et destinées à assurer la continuité d'un seul et même élément(B). il s'agit typiquement des joints de montage qui sont rendus nécessaires pour des questions de taille ou de poids maximum de l'élément transporté.
- Les liaisons entre éléments de nature différente, par exemple les liaisons avec les fondations ou avec un noyau de stabilité en béton (C) [1] .

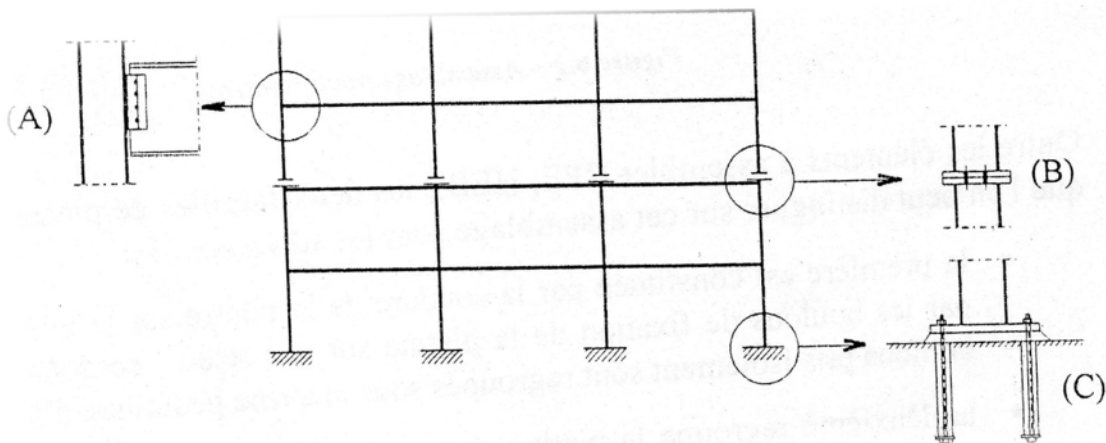


Figure 1.1-différentes liaisons dans une structure

3- Les boulons

Composé d'une vis à tige cylindrique partiellement filetée et munie d'une tête de serrage de forme hexagonale. Cette vis est associée à un écrou et éventuellement une rondelle.

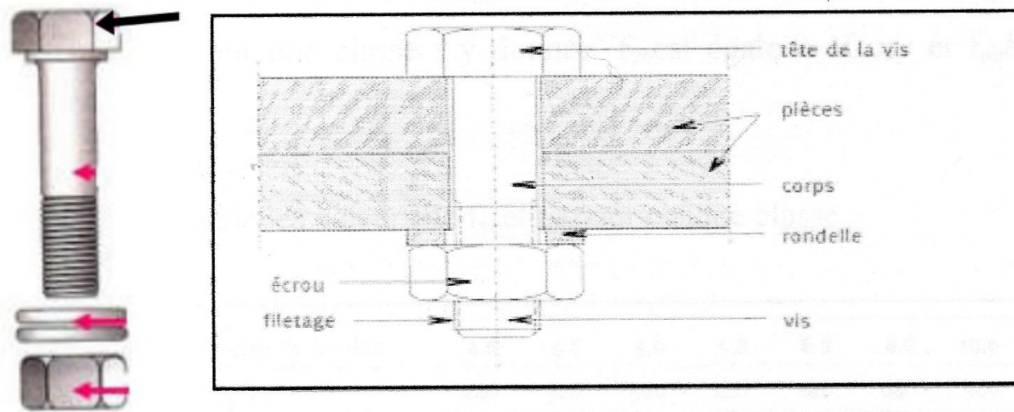


Figure 1.2 -Schéma explicatif d'assemblage de deux pièces par boulon

Par ailleurs, il existe deux types de classifications des boulons : géométriques et mécaniques.

3.1- Classification géométrique

Le boulon est désigné par le diamètre d en millimètre de la partie non filetée de la tige de la vis. Cette désignation est généralement précédée par la lettre M en majuscule. Par exemple, si le diamètre de la tige du boulon est $d = 10$ mm, le boulon sera désigné alors par la nomination M10. Les propriétés géométriques des boulons sont représentés dans le tableau 01 suivant :

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24
d_0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26
A_s (mm ²)	50.3	78.05	113	154	201	254	314	380	452
A (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353
d_m (mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.58	29.1	32.4	34.5	38.8

Tableau 1.1-Les principales caractéristiques géométriques [2]

D : diamètre de la partie non filetée de la vis

D₀ : Diamètre nominal du trou

A₀ : Section du boulon

A_s : Section résistante de la partie filetée

D_m : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle de la tête du Boulon.

3.2- Classification mécanique

Dans les assemblages boulonnés, on identifie deux types de boulons, selon leurs fonctions primaires dans l'assemblage :

- **Boulons HR à haute résistance** : Ce sont des boulons à haute limite élastique comportant une rondelle incorporée. Ils sont serrés fortement pour que les efforts de glissement soient repris par frottements entre les pièces à assembler, et non par cisaillement de la tige. Ces boulons ne travaillent en principe qu'en traction. Selon l'Eurocode3, les boulons de classes mécaniques 8.8 et 10.9 (voir le tableau 02) peuvent être utilisés comme des boulons précontraints à haute résistance pour la construction.
- **Les boulons ordinaires** : Contrairement aux boulons HR, ces boulons sont destinés à une mise en œuvre simple et sans serrage contrôlé. Ces boulons travaillent au cisaillement et à la traction.

Par ailleurs, afin d'éviter la multiplication de types de boulons, l'Eurocode03 n'autorise qu'une série limitée de classes mécaniques de boulons. Les caractéristiques mécaniques principales utilisées dans les calculs sont : la limite d'élasticité f_{yb} et la résistance à la traction f_{ub} . Chaque classe de boulon est désignée par deux nombres, par exemple : la classe 8.8. En effet, pour une classe de type X.Y donnée, $f_{yb} = 10 \text{ X.Y}$ et $f_{ub} = 100 \text{ X}$, toutes les deux exprimées en MPa

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

Tableau 1.2-tableau des valeurs nominales de f_{yb} et f_{ub} pour les Classes des boulons [2]

4 -Mode de transmission des efforts

Dans le domaine de la construction métallique, selon la manière dont les efforts agissent, on distingue trois principaux modes de transmission des efforts : transmission par traction, transmission par cisaillement, et transmission par traction- cisaillement.

4.1-Transmission d'efforts par cisaillement

La création du champ de contraintes de cisaillement nécessaire à la transmission des efforts il existe deux principes (frottement et la butée).

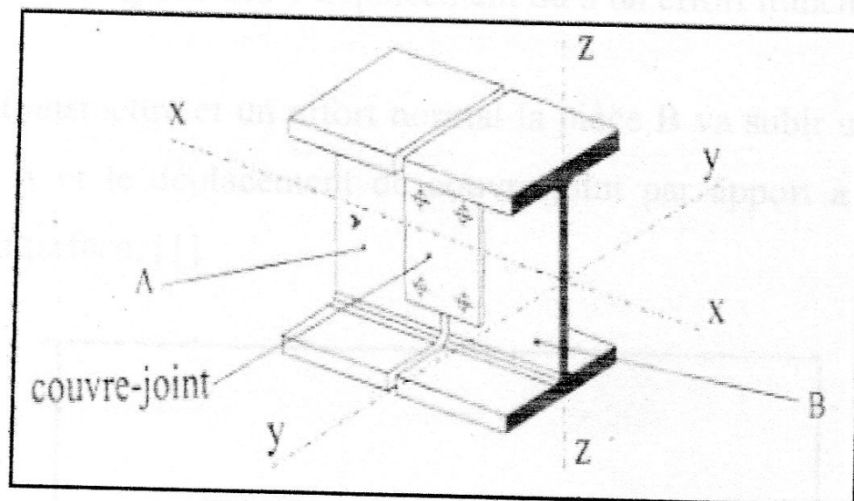


Figure1.3 -Assemblage de deux pièces A et B avec couvre-joint

4.1. A- Transmission par frottement

En prenons le cas simple de la transmission d'un effort N de la pièce C aux pièces A et B comme la figure si dessus.

Les trois pièces pincées par un effort (f_b) aux plans de contact lui meme grand, et que l'état de frottement entre ces pièces est plus important.

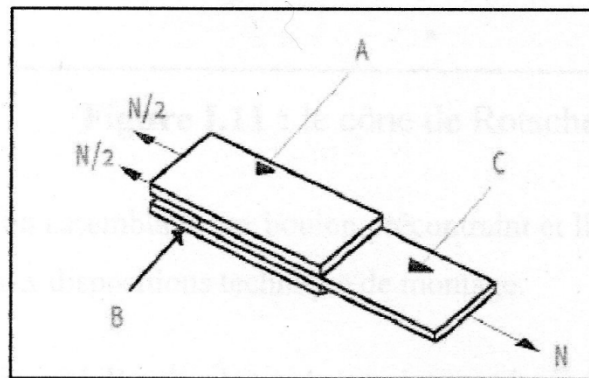


Figure 1.4-Assemblage de trois pièces A.B et C

4.1.B- Transmission par butée

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

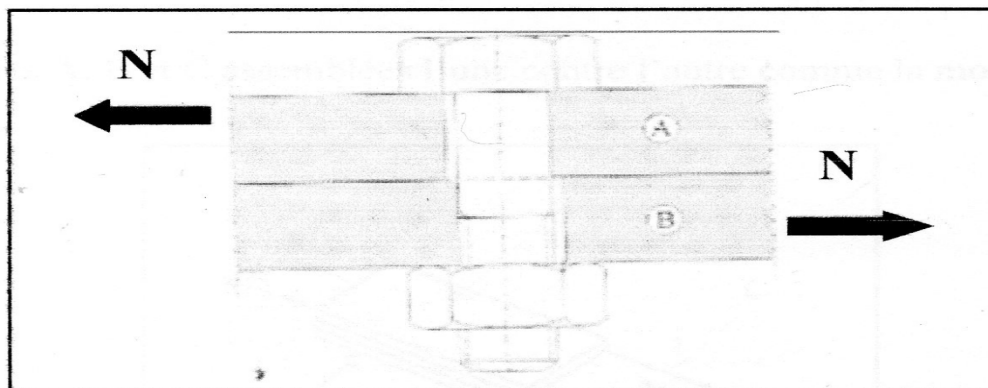


Figure 1.5-Assemblage par boulon ordinaires.

4.2- Mode de transmission par traction

Les fonctionnements mécaniques des boulons précontraints et des boulons ordinaires n'étant pas identique du fait de la présence d'une précontrainte pour les premiers, il y a lieu d'étudier séparément la résistance à la traction des deux familles d'assemblages

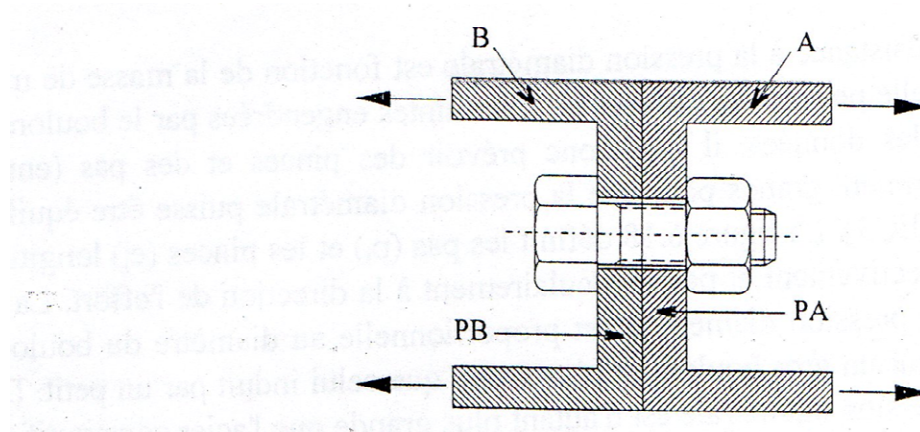


Figure1.6- Assemblage de deux pièces A, B par boulon

4.3- Mode de transmission par traction – cisaillement

Considérons la liaison d'une poutre en I ou en H soudée à son extrémité à une platine et assemblée par boulonnage à un poteau à ailes larges (soit en I ou en H) (figure 7.4.3). La géométrie de l'assemblage ou le type de sollicitations à transmettre d'un élément à l'autre provoque simultanément du cisaillement et de la traction dans les boulons. On parle alors de mode de transmission par cisaillement-traction

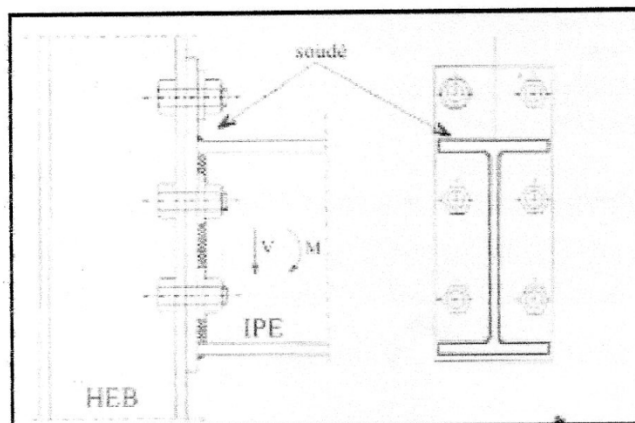


Figure 1.7- Assemblage boulonnée d'une poutre IPE sur poteau HEB

5-Resistance des boulons

Les caractéristiques qui conditionnent la résistance du boulon sont le diamètre, la nuance d'acier dans laquelle il a été réalisé et pour les boulons à serrage contrôlé, la qualité du frottement entre les pièces assemblées. Elles sont définies dans la partie 1-8 § 3.6.1 de l'Eurocode3.

Les boulons travaillant en pression diamétrale peuvent, en théorie être cisailés au niveau de la partie lisse de la tige .dans ce cas la résistance du boulon est proportionnelle la section brute de la tige du boulon.

5.1-Cas des boulons ordinaires (cas de transmission par butée)

Les boulons ordinaires qui sollicité à la traction, la partie plus forte a la contrainte normale est la section A_s de la partie fileté de la vis .L'effort de traction admissible vaut alors $F_t = A_s f_{ub}$.

5.2- Cas des boulons précontraints (cas de transmission par frottements)

Dans ce cas la vérification des boulons précontrainte a leur résistance au glissement.

On a la formulation suivant

Cas d'un effort perpendiculaire à l'axe du boulon qu'exerce celui-ci sur un ensemble de pièces :

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3,ser}} F_{p,C}$$

Cas d'un effort parallèle à l'axe du boulon qu'exerce celui-ci sur un ensemble de pièces

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3,ser}} F_{p,C} - 0.8 \cdot F_{t,Ed,ser}$$

K_s : dépend du type de trou

n : nombre de plans de glissement

μ : Coefficient de frottement entre les pièces assemblées

$F_{p,C}$: Effort de précontrainte

6-Resistance des plaques des pièces à assembler

6.1-Résistance à la pression diamétrale

Analysons le comportement de l'assemblage lorsque l'effort F croît (voir la figure ci-dessous). Dans un premier temps, les pièces A et B glissent l'une par rapport à l'autre et la tige de la vis vient en contact avec la surface latérale du trou. L'effort F croissant, les surfaces concernées se déforment en s'épousant mutuellement. Si le corps de la vis est suffisamment résistant, la ruine n'intervient pas par cisaillement de la vis mais par l'arrachement d'un coin ou par une ovalisation du trou de perçage.

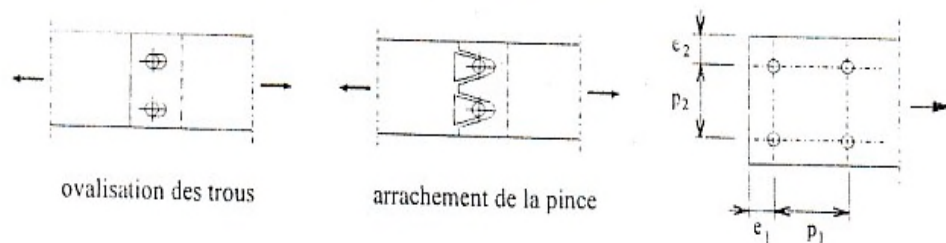


Figure 1.8- Mode de ruine par pression diamétrale

Cette dernière valeur de la résistance à la pression diamétrale est fonction de la masse de matière des pièces dans laquelle peuvent se diffuser les contraintes engendrées par le boulon. Pour des épaisseurs de tôles données, il faut donc prévoir des onces et des pas suffisamment grands pour que la pression diamétrale puisse être équilibrée.

Donc pour calculer la résistance à la pression diamétrale on a les formulations suivantes

$$F_{b.Rd} = (2.5\alpha F_u dt) / Y_{Mb}$$

$$\text{Avec } \alpha = \min (e_1 / 3 d_0 ; p_1 / 3 d_0 - 0.25 ; F_{ub} / F_u ; 1)$$

7-Resistance au poinçonnement

En considérant le boulon plus résistant que les plaques PA et PB, on peut imaginer que la tête de la vis, ou bien l'écrou va poinçonner les plaques, c'est-à-dire jouer le rôle d'un véritable emporte-pièce pour les plaques. Poursuivant l'analogie et considérant que la tête de vis est un cylindre de diamètre D , l'élément de plaque découpé par la tête de la vis est lui aussi un cylindre de diamètre D dont la hauteur est égale à l'épaisseur de la plaque ces deux :

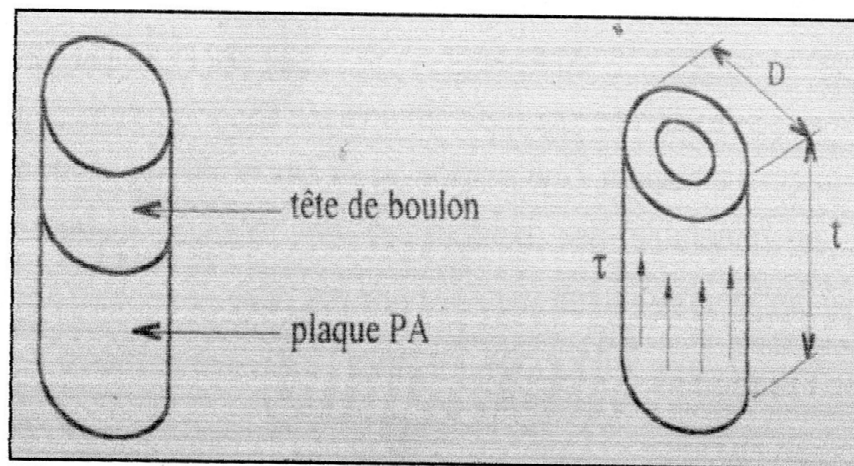


Figure 1.9-Poinçonnement de la plaque par la tête de la vis

Pour qu'il n'y ait pas de poinçonnement sous la tête de la vis ou sous l'écrou, il faut que la contrainte de cisaillement résistante, τ_u , à la périphérie du cylindre s'oppose à l'action du boulon sur la plaque la contrainte de cisaillement de la plaque vaut $\tau_u = 0,6 f_u$. L'aire sur laquelle se développe le cisaillement vaut $(\pi d_m t_p)$. L'effort résistant au cisaillement vaut alors

$0,6 \pi d_m t_p f_u$. Réglementairement l'eurocode 03 donne pour valeur de la résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement : $B_{prd} = 0,6 d_m t_p f_u / \gamma_{Mb}$

Où : t_p est l'épaisseur de la plaque sous la tête de la vis ou de l'écrou ;

d_m est le diamètre moyen calculé entre les cercles inscrits et circonscrits de la tête de la vis ou de l'écrou.

$$F_{tsd} \leq B_{prd}$$

F_{tsd} : effort de traction sollicitant de calcul (prenant un seul boulon).

8-Conclusion

D'une manière générale, la construction métallique et les avantages qu'elles offrent 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 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité selon l'Eurocode03

1-Introduction

Généralement, les assemblages des éléments d'une structure en acier sont réalisés par soudage ou par boulonnage. L'assemblage d'une poutre à un poteau par platine d'extrémité est aujourd'hui très utilisé dans la construction métallique en raison de sa simplicité d'une part et de son économie de fabrication d'autre part. En Europe, la conception des assemblages métalliques est réglementée par l'Eurocode 3, qui fournit des spécifications pour les éléments soudés et boulonnés. En particulier, l'Eurocode 3 suggère l'utilisation d'un Tronçon en Té équivalent en traction afin de modéliser l'assemblage.

2- Quelques définitions

2.1- Poteaux

2.2.1-Définition et rôle

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents et ponts, colonnes pour le cas du ver trois sortes de poteau BA.

- Poteau isolé
- L'épaisseur d'un mur d'agglos
- En extrémité d'un mur

2.2.3- Section des poteaux en acier

Contrairement aux éléments du béton qui permettent d'avoir des formes très diverses, l'utilisation de l'acier restreint et limite pour l'architecte l'emploi de formes ; tient à la standardisation de ces éléments. En effet;

À ce titre les principales familles de profiles sont les suivantes:

- Profilés de types IPE-IPN.

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité selon l'Ereucode03

- Profilés de types HEA- HEB- HEM.
- Profilés de types UPN – UAP.
- Profilés de types cornière L.
- Profilés de types tubulaires carrés- rectangulaires- ou creux.

Sur la figure suivante sont représentés quelques uns de ces profilés.

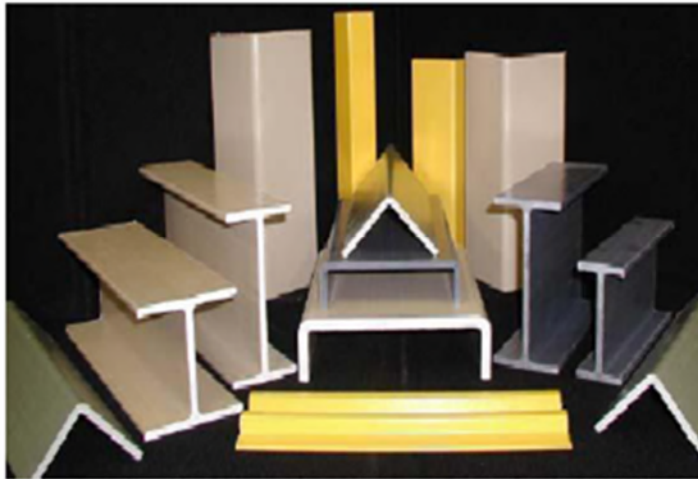


Figure2.1-Les types de profiles en acier.

2.2- Les poutres

2.2.1- Définition et Rôles

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux,

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation, ou de neige).

A noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ces mêmes charges peuvent être ponctuelles.

Ainsi, les planchers recevant les charges (permanentes, et d'exploitation), en s'appuyant sur les poutres transmettent à ces dernières par réaction d'appui ces mêmes charges, qui seront transmises aux éléments porteurs verticaux toujours par les mêmes principes d'action et de réaction.

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité selon l'Eurecode03

2.2.2-Section des poutres

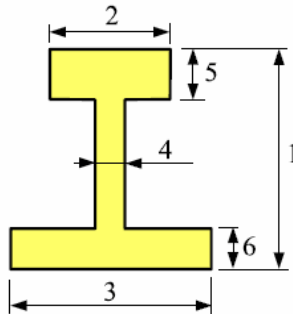
Dans la construction métallique, on utilise généralement trois types distincts de poutres.

1. Les poutres à constituées par des profilés laminés à chaud de type IPE, IPN et parfois, mals rarement, en HEA, HEB. Pour une utilisation ordinaire (surcharge d'exploitations modérées)Les portées à franchir par ce genre de poutres sont comprises dans l'intervalle ci- après:

$$5\text{m} < L < 10\text{m} \text{ (maximum)}$$

et la hauteur de la poutre est telle que:

$$1/40 < H/L < 1/30.$$



1. Hauteur du I
2. Longueur de la semelle supérieure
3. Longueur de la semelle inférieure
4. Épaisseur de l'âme
5. Épaisseur de la semelle supérieure
6. Épaisseur de la semelle inférieure

Figure2.2-Schéma explicatif des dimensions d'une poutre métallique

2.3- L'Eurocode03

L'Eurocode 3 s'applique au calcul des bâtiments et des ouvrages métalliques en acier. ii est conforme aux principes et exigences concernant la sécurité et l'aptitude au service des structures. Les bases de leur calcul et de leur vérification sont donnes dans l'en 1990 l'Eurocode03 concerne uniquement les exigences de résistance, d'aptitude au service, de durabilité et de résistance au feu des structures en acier. Les autres exigences, par exemple concernant l'isolation thermique ou phonique, ne sont pas considérées. L'en 1993-1-1 donne

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité selon l'Eurecode03

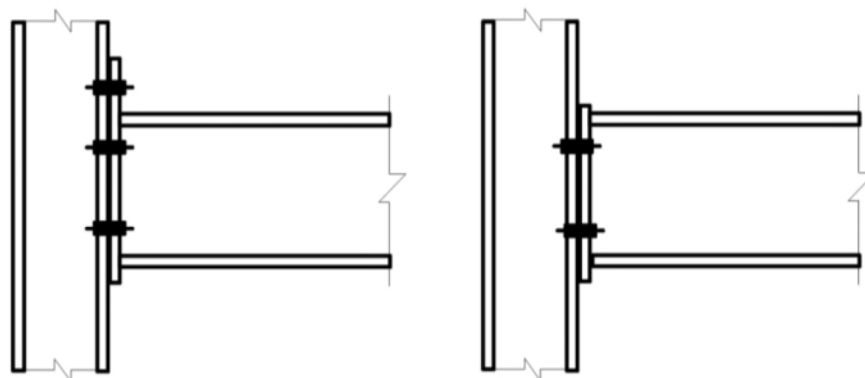
des règles de calcul fondamentales pour les structures en acier avec des épaisseurs de matériau 3 mm. [3]

2.4 - la platine

Plaque d'assemblage disposée aux extrémités des poteaux ou des poutres. Elle est fixée par soudage selon un plan le plus souvent perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce.

3-L'assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité

Ce type d'assemblage se fait par une platine d'extrémité soudée à l'extrémité de la poutre qui est par la suite attachée au poteau par des boulons disposés en plusieurs rangées horizontales. Cette platine peut être débordante ou non (figure 03)



(a) Assemblage par platine débordante

(b) Assemblage par platine non débordante

Figure 2.3-Assemblage boulonné par platine d'extrémité débordante ou non débordante

4-Modélisation des assemblages poutre-poteau selon l'Eurocode03

Selon l'Eurocode 3, l'analyse globale d'une structure en acier nécessite la modélisation des poutres, des poteaux et des assemblages. Le choix de la méthode d'analyse des structures en acier gouverne les caractéristiques de l'assemblage à introduire.

4.1- Classification des assemblages

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine **d'extrémité selon l'Eurocode03**

Le type de modélisation à adopter dépend de la classification des assemblages, selon l'Eurocode 3 les assemblages peuvent être classés en fonction de [4]

Leur rigidité

Leur résistance.

4.1.1-Classification des assemblages leur rigidité rigidités

4.1.1. A- assemblage rigide

Un assemblage est rigide si sa déformation n'a pas d'influence sur la répartition des efforts et des moments dans la structure. Les assemblages rigides sont usuellement utilisés dans les structures en acier non contreventées. L'assemblage est considéré rigide si :

$S_j > 8 E I / L$ (structure contreventée)

$S_j > 25 E I / L$ (structure non contreventée)

Où S_j . La rigidité initiale de l'assemblage

$E.I$. L désigne la rigidité flexionnelle de la poutre assemblée et L_b la longueur de poutre.

4.1.1. B- assemblage semi-rigide

En se basant sur les caractéristiques moment-rotation des nœuds. Les assemblages semi rigide doivent également être aptes à transmettre les efforts et moments calculés lors de leur conception.

Selon l'eurocode3, ils sont considérés comme semi rigide si :

$0.5 E I / L < S_j < 8 E I / L$ (structure contreventée)

$S_{j,ini} < 25 E I / L$ (structure non contreventée).

4.1.1.C - assemblage articulé

Ce type d'assemblage doit être suffisamment souple pour se déformer lors de la rotation. Il doit être conçu et dimensionné pour ne transmettre, en règle générale, aucun moment de flexion. L'assemblage est considéré articulé si :

$S_{j,ini} < 0.5 E I_b / L_b$.

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité selon l'Ereucode03

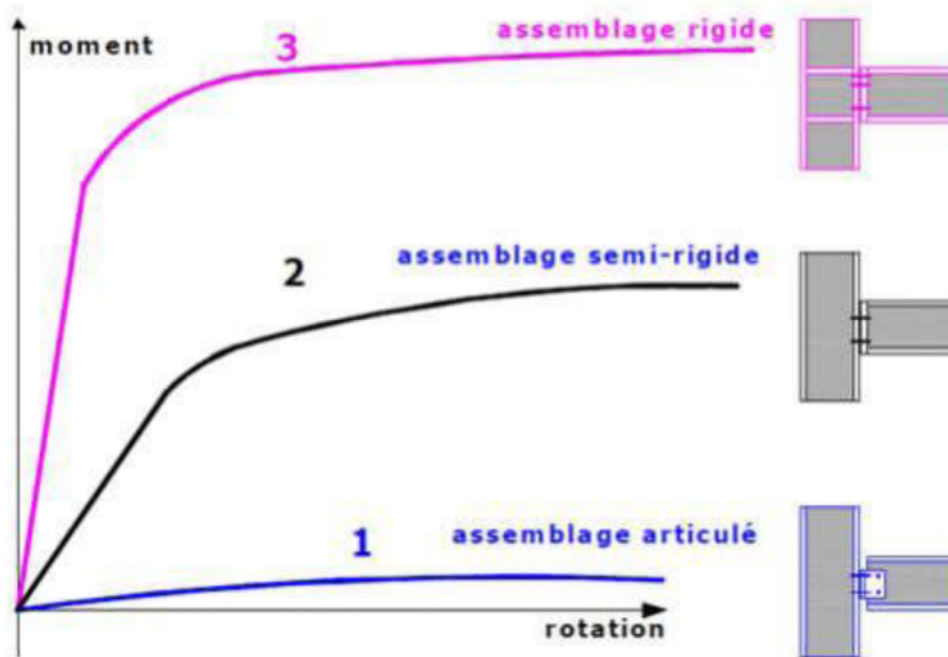


Figure2.4-Classification des assemblages.

4.1.2- Classification des assemblages selon leur résistance

La classification selon leur résistance fait apparaître les notions d'assemblage à résistance complète, à résistance partielle ou articulé (Figure5)

A / Un assemblage à résistance complète possède une résistance plus grande que la résistance des éléments structuraux assemblés. Autrement dit, une éventuelle rotule plastique formera plutôt dans les éléments structuraux (poutre, poteau).

B / Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance Minimale requise pour avoir un assemblage à pleine résistance

C / Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire.

**Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine
d'extrémité selon l'Ereucode03**

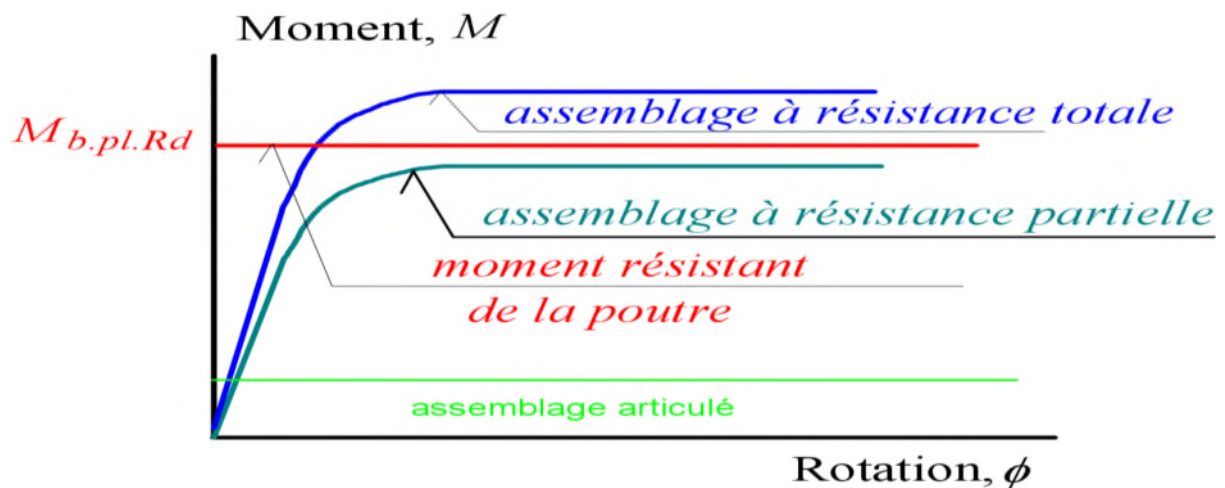


Figure 2.5-Classification des assemblages en résistance.

5-Concept du tronçon en Té

La modélisation des composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité pour calculer la rigidité et la résistance est un problème complexe. L'approche de l'Eurocode 3 a rendu ce problème abordable en utilisant le tronçon en té équivalent, voir (figure 08) Ce dernier est utilisé pour modéliser les différentes composantes. [4]

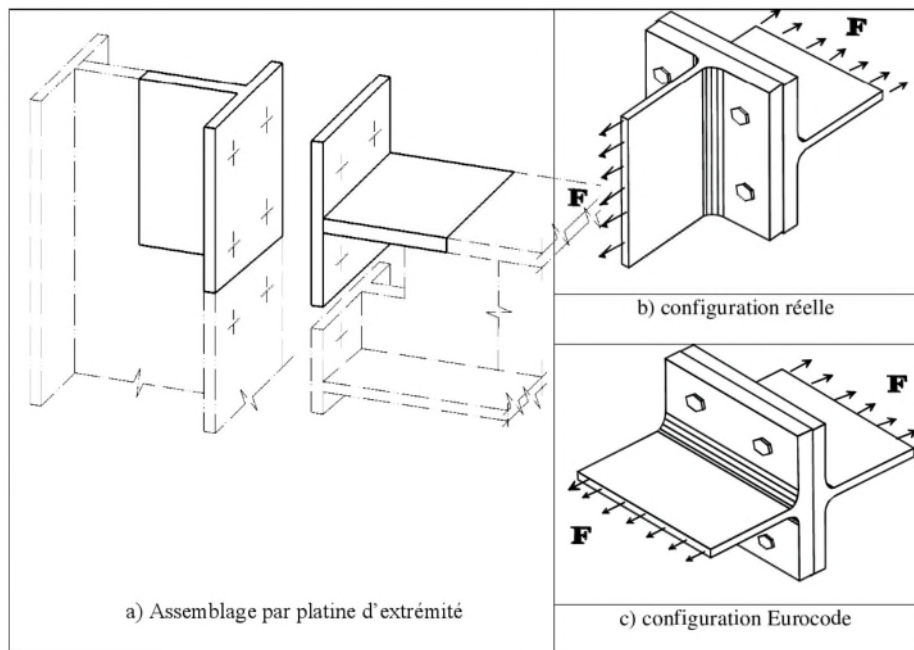


Figure 2.6-Modélisation d'une semelle de poteau et d'une platine d'extrémité sous forme de tronçons en té. (Brozetti et al ,1996)

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine
d'extrémité selon l'Ereucode03

5.1-Rigidité axial du tronçon en Té

Pour le calcul de la rigidité axial du tronçon en Té d'une seule rangée de boulons, nous devons cumuler la contribution de la semelle du poteau (1er tronçon), de la platine d'extrémité (2eme tronçon) et des boulons avec leurs coefficients de rigidité associés en série. Nous en dé duisons alors la rigidité de la rangée de boulons de la façon suivante :

$$1/K_{ini} = 1/K_f + 1/K_b + 1/K_p \dots \dots \dots (01)$$

Avec

K_p : Rigidité de la platine d'extrémité (2ème tronçon).

K_b : Rigidité axiale des boulons.

K_f : Rigidité de la semelle du poteau (1er tronçon)

5.1.2- Résistance de l'assemblage élémentaire en Té

Considérons le cas du profilé en Té dont la semelle est solidaritée a un support supposé rigide par l'intermédiaire de quatre boulons et l'âme est soumise a un effort de traction centré F.

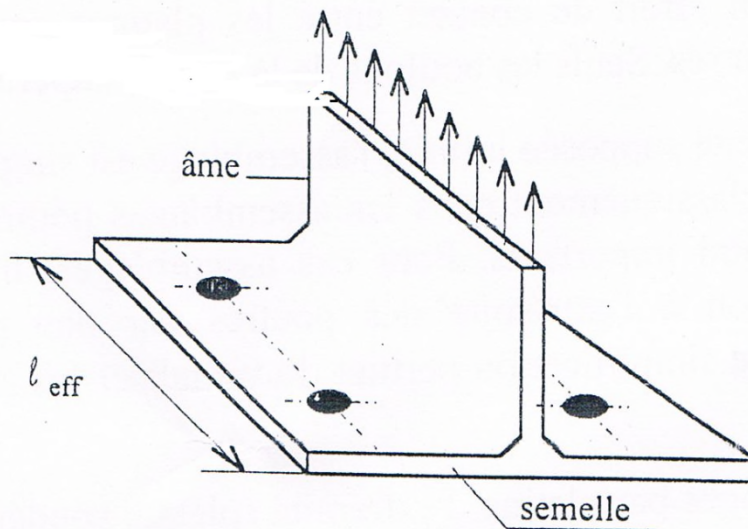


Figure 2.7-Profilé en Té soumis a la traction.

Dans ce cas, il existe trois modes différents de ruine ces modes peuvent apparaître selon le rapport des résistances et des rigidités relatives de la semelle du tronçon en Té et des boulons.

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité selon l'Ereucode03

Le premier mode correspond à la ruine brutale des boulons tendus Cemode de ruine, dit fragile doit généralement être écarté lors du dimensionnement. La charge des ruines est égale à la somme des résistances de calcul des boulons.

$$F_{rd,1} = \sum B_{t.Rd}$$

$$\text{Avec : } B_{t.Rd} = \frac{0.9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

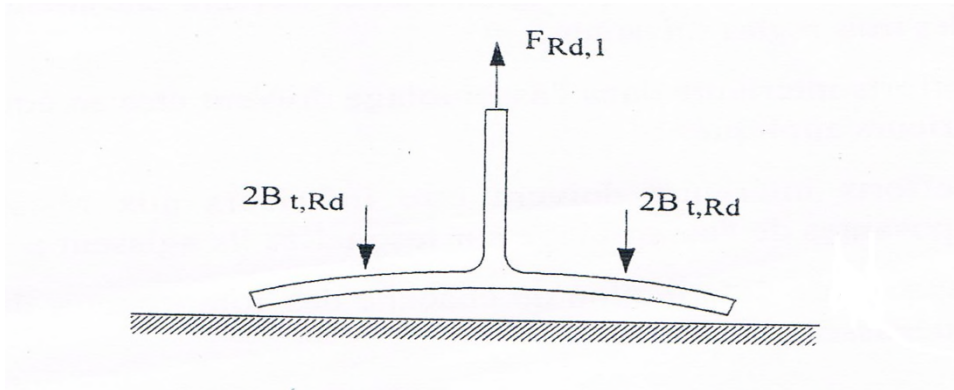


Figure2.8-Premier mode Ruine des boulons seuls

Le deuxième mode s'accompagne d'une déformation plastique importante de la semelle. Ce comportement ductile est souvent recherché et la charge de ruine associée ce mode de ruine vaut :

$$F_{Rd,2} = \frac{4l_{eff}m_p}{m}$$

**Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine
d'extrémité selon l'Ereucode03**

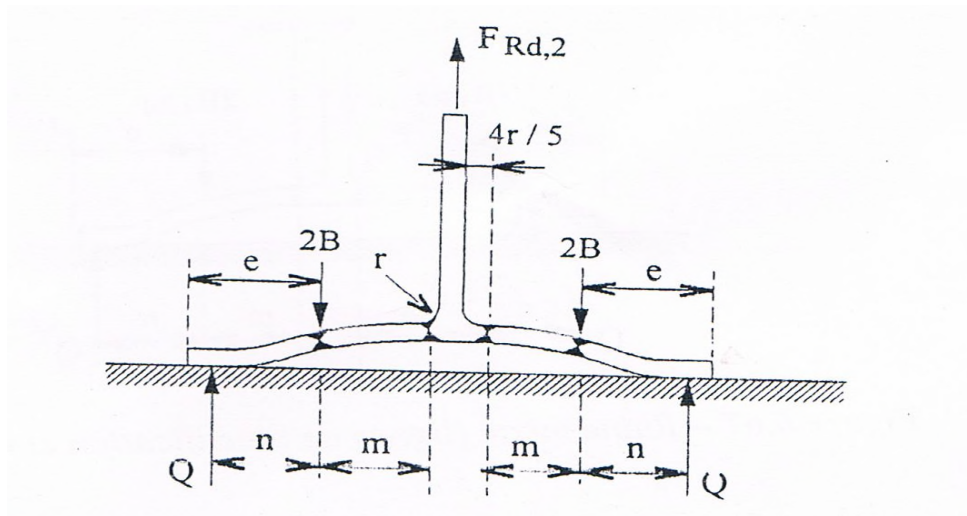


Figure 2.9-deuxième mode Ruine plastique de la semelle du profilé en T

Le troisième mode se situe entre les deux précédant et se caractérise par une capacité de déformation variable d'un tronçon à l'autre, selon la rigidité et la raideur relative de la semelle et des boulons et la résistance de calcul associée :

$$F_{Rd,3} = \frac{2l_{eff}mp + \sum Btrd}{m+n}$$

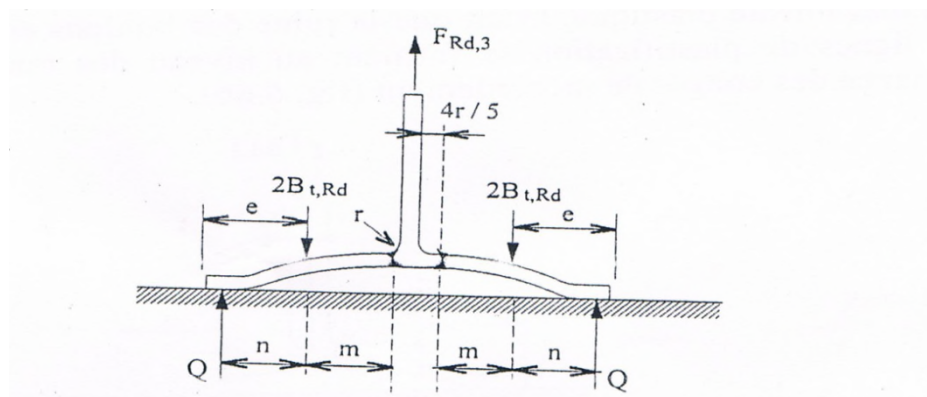


Figure 2.10-Ruine mixte ligne de la plastification et ruine des boulons

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine
d'extrémité selon l'Ereucode03

6-Résistance des assemblages par platine d'extrémité soumis a la traction centrée

Soit un assemblage par platine d'extrémitésous-mislattraction centrée (voir la figureci-dessous).

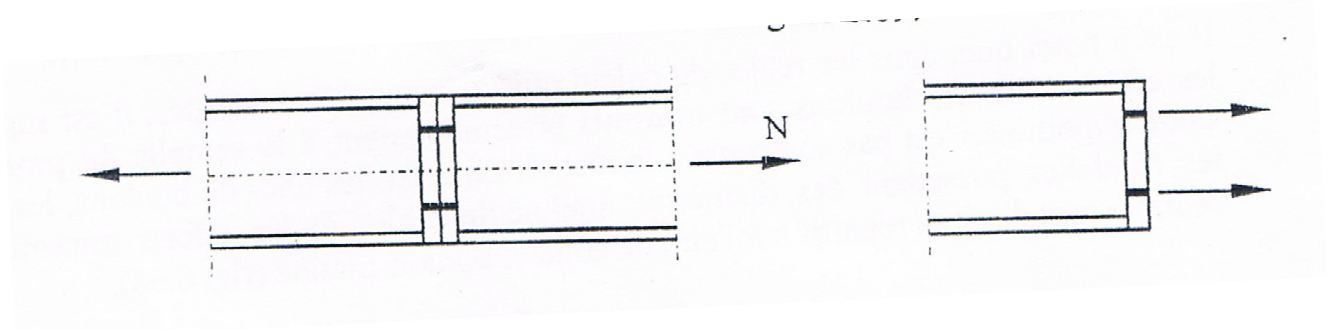


Figure 2.11- assemblage soumise à une traction centrée.

Dans ce cas les trois modes de ruine précités sont aussi susceptible d'apparaître (voir la figure 2.12) :

- ruine des boulons seuls
- ruine de la platine par formation d'un mécanisme plastique-ruine mixte platine – boulons

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine
d'extrémité selon l'Ereucode03

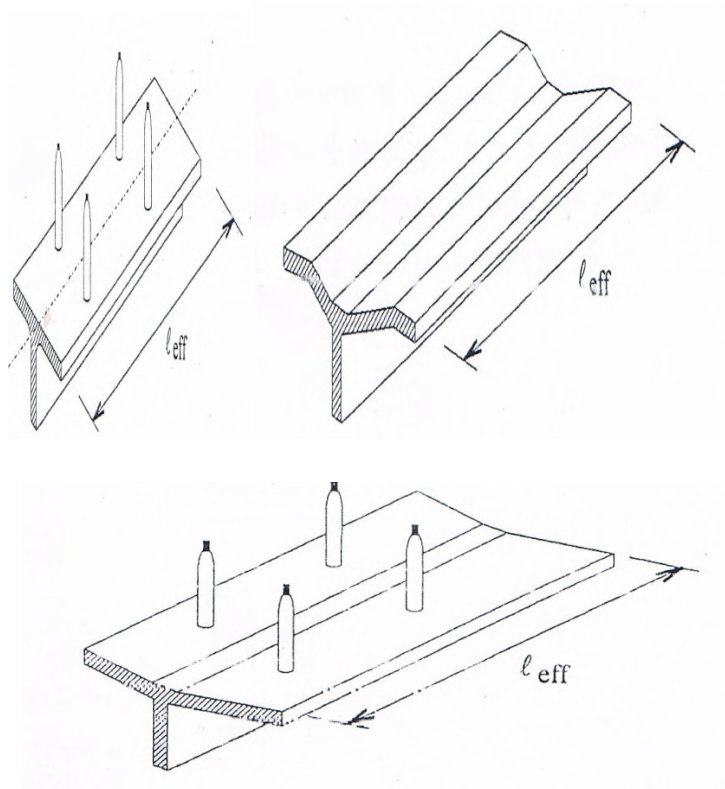


Figure 2.12-tronçon en té équivalent.

Pour le calcul de la résistance de l'assemblage existe deux approches la première connue se le nom de l'étude en plaque. Tandis que la seconde approche consiste en l'étude en Té.

-L'étude en plaque considère la platine comme une plaque et envisage une plastification partielle ou complète selon le mode de ruine.

- étude en Té a la particularité de substituer à la platine un tronçon en té équivalent (voir la figure13) dont la résistance et le mode de ruine sont censés être similaires à ceux de la platine réelle.

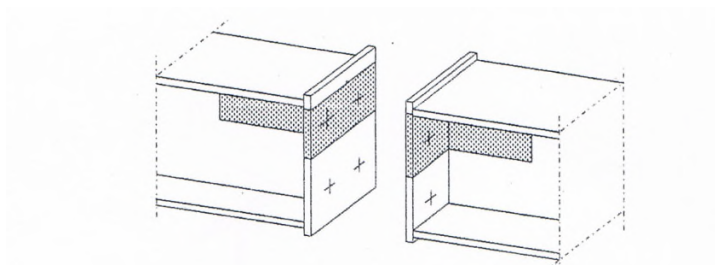


Figure2.13-Tronçon en Té.

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité selon l'Eurocode03

La longueur l_{eff} dite équivalente du tronçon en té définit l'équivalence entre la platine et le tronçon en té. Selon l'Eurocode03 voici quelques exemples des valeurs de cette longueur équivalente. Ces exemples constituent la grande majorité des cas rencontrés dans la pratique :

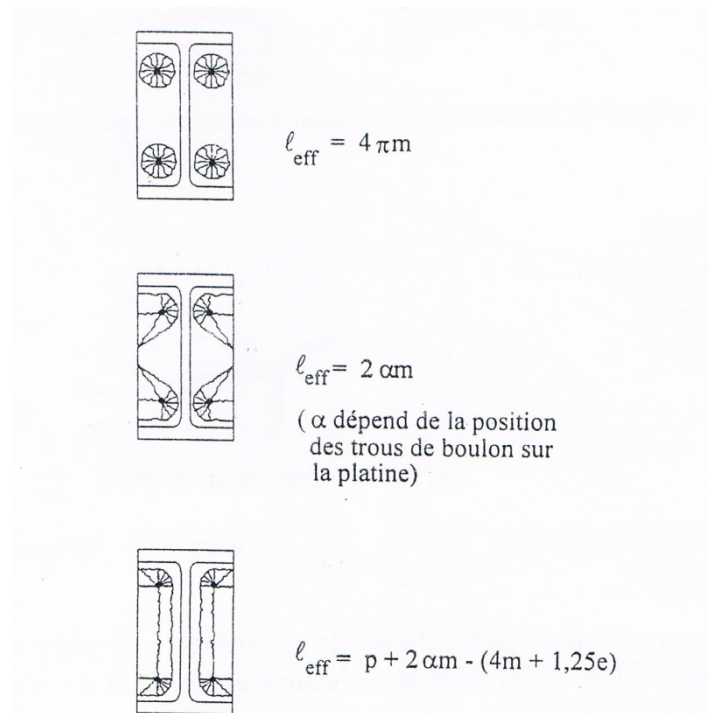


Figure 2.14-valeur de la longueur équivalente

7- Résistance des assemblages par platine d'extrémité sollicitée en flexion

Trois types de distribution des efforts intérieurs peuvent être identifiés dans les Rangées de boulon :

- Une distribution « plastique » ;
- Une distribution « élastique » ;
- Une distribution « élastique-plastique ».

La distribution appropriée dépendra de la capacité de déformation des composantes de l'assemblage. La (Figure15) illustre ces distributions.

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité selon l'Ereucode03

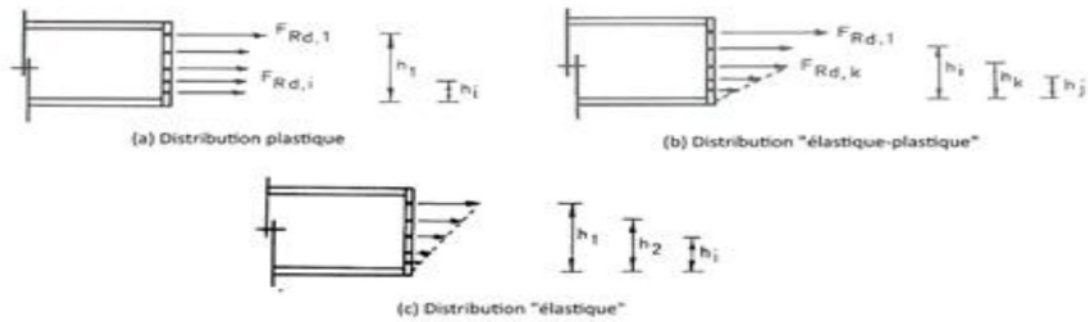


Figure 2.15-Répartition des efforts entre les rangées des boulons.

La Figure (15) montre une distribution plastique des efforts intérieurs qui prend place progressivement de la rangée de boulons supérieure jusqu'aux rangées inférieures grâce aux capacités de déformation suffisantes des composantes considérées. Le moment résistant est alors considéré comme la somme des produits des efforts dans les rangées de boulons par leur bras de levier.

Dans d'autres configurations (Figure 15), la redistribution plastique des efforts est interrompue à cause du manque de capacité de déformation de la dernière rangée de boulons qui a atteint sa résistance de calcul et est conditionnée par la rupture des boulons ou de la platine.

Dans les rangées de boulons situées sous cette rangée, les efforts sont distribués linéairement (à condition que leur résistance propre ne soit pas dépassée) suivant leur distance au centre de compression

Enfin, la distribution élastique représentée à la Figure 15 (c) constitue un cas particulier de la distribution élastoplastique où la première rangée atteint sa résistance et présente un comportement non ductile.

8-Conclusion

Dans ce chapitre, l'un des assemblages les plus répandus dans les constructions en acier a été présenté. Il s'agit des assemblages poutre-poteau par platine d'extrémité. Les notions de classification de ces assemblages ont également été abordées. Enfin, l'analyse des comportements à la ruine a montré que les tronçons en T constituent des composantes majeures dans la zone tendue des assemblages soumis à la flexion. À cet effet, des formules

Chapitre 2 : Calcul élastoplastique d'un assemblage poutre poteau par platine **d'extrémité selon l'Ereucode03**

Permettant de calculer la rigidité, la résistance et les efforts internes d'un tronçon en T dont ont été données.

1- Introduction

En mécanique, on peut regrouper sous le terme « loi de comportement » les modèles qui régissent la relation entre les états locaux de contrainte et de déformation en prenant éventuellement en compte.

les états antérieurs. Avant de parler de lois de comportement, il nous semble utile de rappeler rapidement les principaux Phénomènes que l'on peut rencontrer en termes de comportement des matériaux, en mettant plus particulièrement l'accent sur le comportement des matériaux métalliques.

2-Elasticité et plasticité

La loi de comportement la plus simple est l'élasticité linéaire qui correspond à la capacité du matériau à reprendre sa forme d'origine lorsque l'on supprime la sollicitation La loi de comportement qui représente l'élasticité linéaire correspond à une relation de proportionnalité entre les contraintes et les déformations. Pour un grand nombre de matériaux, on pourra considérer l'élasticité comme isotrope (le coefficient de proportionnalité est le même quelle que soit la direction de sollicitation). Cependant certains matériaux (monocristaux, matériaux texturés) présentent des caractéristiques élastiques différentes selon la direction de la sollicitation.

Certains matériaux tels que les élastomères possèdent un comportement élastique non linéaire.

Dans ce cas, les contraintes et les déformations ne sont plus reliées par une relation de proportionnalité, cependant le matériau reprend sa forme initiale lorsqu'il n'est pas sollicité. Pour la plupart des matériaux (dont les matériaux métalliques) on observe un comportement élastique linéaire pour les sollicitations modérées. Lorsque l'on continue d'augmenter le chargement on crée progressivement une déformation plastique irréversible et l'on perd la relation de linéarité entre contrainte et déformation.

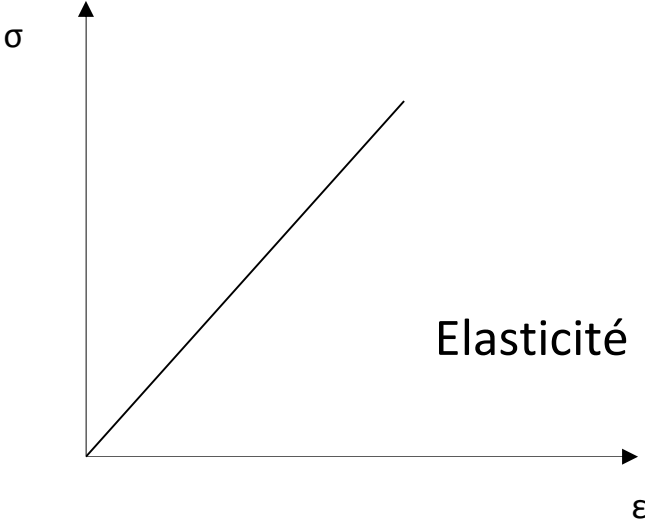


Figure 3.1- Comportements élastique

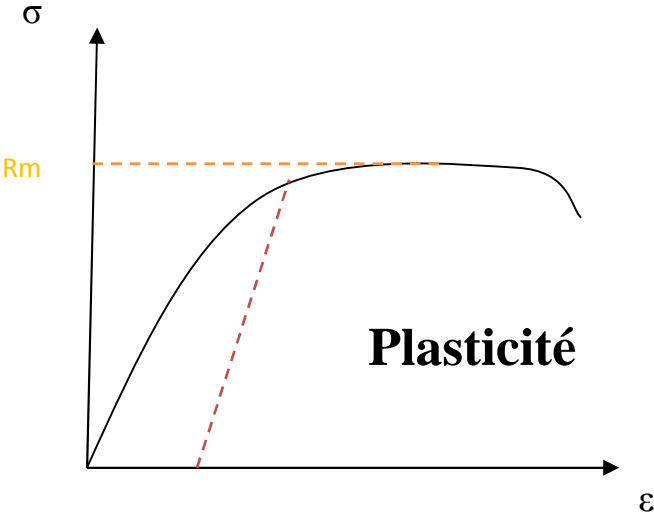


Figure 3.2- Comportements plastique

3-Influence de la température

Lorsque l'on sollicite mécaniquement un même matériau à différents niveaux de température, on observe une évolution de sa réponse aussi bien dans le domaine élastique que dans le domaine plastique. Généralement, lorsque la température augmente, la déformation totale observée est plus importante pour un même niveau de contrainte.

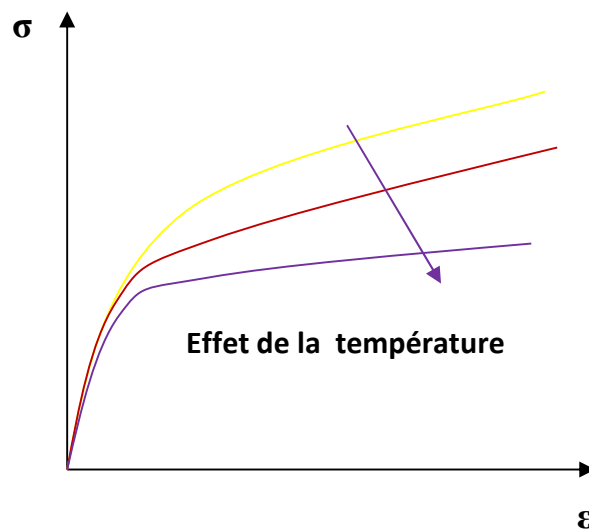


Figure 3.3 Influence de la température

4- Caractéristique mécanique du domaine élastique et plastique

4.1- Domaine élastique

Le domaine élastique est caractérisé par le module de Young E qui est la partie linéaire de la courbe et la limite d'élasticité f_y .

f_y : limite supérieure des contraintes du domaine élastique. Elle est prise selon la convention la plus courante comme étant la contrainte correspondante à une déformation plastique de l'ordre de 0.2%.

4.2- Domaine plastique

Le Module tangent E_t : il prend en chaque point de la courbe la valeur de sa tangente au point considéré (Figure 3.2). C'est une fonction décroissant de l'état de chargement et ces variations traduisent non linéarité du comportement plastique.

5-Principe de partition des déformations élastiques et plastiques

Les déformations totales peuvent se décomposer en déformations élastiques réversibles et en déformations plastiques irréversibles. D'un point de vue microstructural, les déformations élastiques correspondent à une simple variation de distances intra-atomiques alors que les déformations plastiques induisent une modification structurale du milieu continu. L'hypothèse, qui consiste à partager les déformations totales en une part élastique et une part plastique, simplifie considérablement l'identification expérimentale du comportement du matériau ainsi que la modélisation numérique qui s'en suit. Elle se traduit par l'équation suivante [5] :

$$\epsilon_{ij} = \epsilon_{ije} + \epsilon_{ijp} \quad (I.1)$$

ϵ_{ij} Le terme du tenseur de déformations totales,

ϵ_{ije} Le terme du tenseur de déformations élastiques,

ϵ_{ijp} Le terme du tenseur de déformations plastiques.

6- Notion de surface de charge

Dans le cas de sollicitation multiaxiale, le seuil de plasticité est remplacé par une surface caractérisée par une fonction scalaire appelée fonction de charge. $F(\sigma, R) = 0$ (III.1)

Avec σ : Tenseur des contraintes

R : L'ensemble des paramètres « cachés » ou « d'écrouissage ».

Cette fonction décrit dans l'espace des contraintes, une surface dite surface de charge ou d'écoulement, la position de cette surface dépend de la valeur instantanée du paramètre d'écrouissage :

Pour $F < 0$: C'est l'intérieur de la surface, ce domaine est élastique.

Pour $F = 0$: Plastification.

Pour $F > 0$: Est un état de contraintes physiquement impossibles en élastoplasticité.

7- Model de comporte ment en élastoplasticité

Lors de l'écoulement du matériau sous sollicitations mécaniques, la surface de charge définie dans le repère des contraintes principales peut évoluer. Ainsi, le domaine d'élasticité actuel dépend de l'état d'écrouissage, c'est-à-dire de l'histoire du chargement du matériau. On peut observer un accroissement de la limite élastique lors de ce chargement. On parle alors d'écrouissage positif ou de durcissement. A l'opposé, l'écrouissage négatif correspond à une diminution de la limite élastique, ou en d'autres termes, à un radoucissement du matériau. L'écrouissage peut être soit isotrope soit cinématique.

7.1- Ecrouissage isotrope

L'hypothèse de l'écrouissage isotrope est une expansion uniforme du domaine élastique, c'est-à-dire une modification du seuil du patin avec les déformations plastiques. Prenons un matériau avec des limites élastiques en compression et traction identique avant toute histoire de sollicitation. Appliquons maintenant au matériau une traction qui le porte dans le domaine plastique. On a vu que la limite élastique en traction se trouve augmentée. Si on décharge, la limite élastique a changé de la même valeur, on est en présence d'un écrouissage isotrope schématisé par la figure (3.4).

L'écrouissage est dit isotrope, quand l'évolution de la surface n'est gouvernée que par un seul paramètre scalaire, par exemple la déformation plastique cumulée. [6]

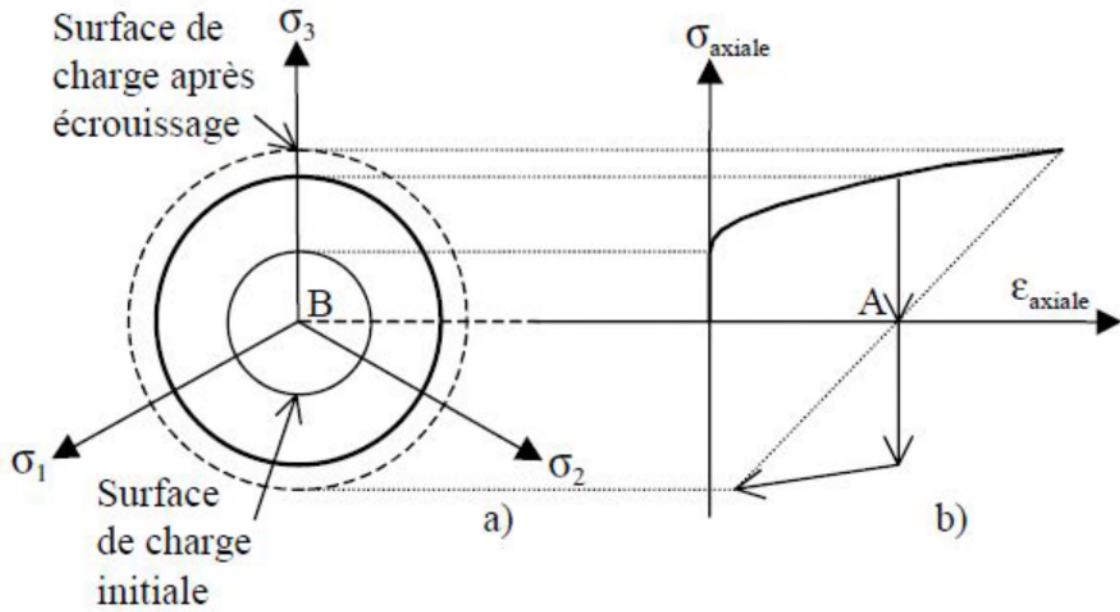


Figure 3.4 -Représentation de l'écrouissage isotrope.

7.2- Ecrouissage cinématique

Bien souvent, l'écrouissage isotrope reste insuffisant pour décrire le comportement des géomatériaux qui diffère notamment suivant que la sollicitation soit en compression ou en traction. Une schématisation possible de l'écrouissage anisotrope est écrouissage cinématique linéaire, comme représenté sur la figure 04.

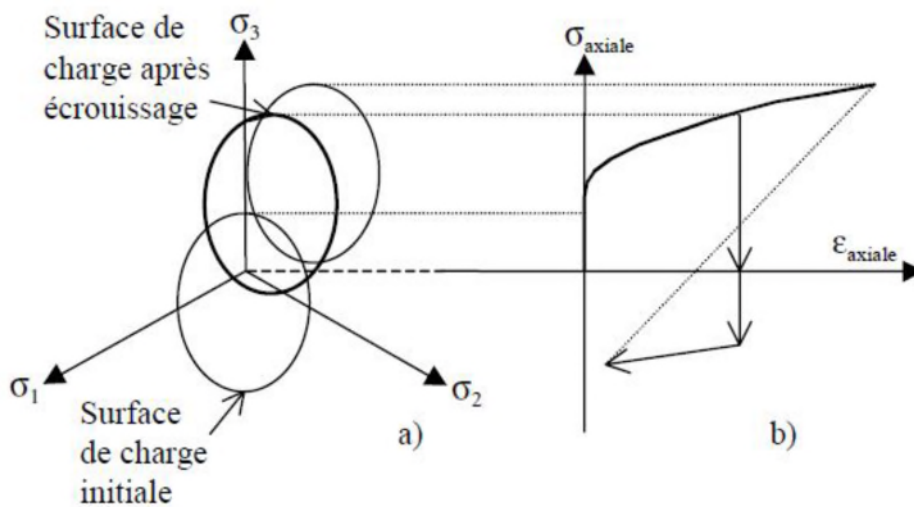


Figure 3.5 -Représentation de l'écrouissage cinématique.

8-Critère de plasticité

Un critère de plasticité, ou critère d'écoulement plastique, est un critère permettant de savoir, sous des sollicitations données, si une pièce se déforme plastiquement ou si elle reste dans le domaine élastique. De nombreux essais ont montré que l'on pouvait utiliser deux critères principaux : le critère de Tresca-Guest ou le critère de Von Mises.

En résistance des matériaux, on désire toujours rester dans le domaine élastique, on parle donc parfois de critère de résistance [7].

8.1- Critère de Von mises

Le critère de plasticité permet de se positionner par rapport à la \underline{Re} :

- contraintes $\leq Re$: non-plastification, d'où existence d'un potentiel de tenue en fatigue
- Contraintes $> Re$: plastification, potentiel de tenue en fatigue réduit, voire inexistant

Le critère de Von Mises est le plus couramment utilisé.

Critère de Von Mises [8] :

:

$$\sigma_e = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

ou

$$\sigma_e = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2)}$$

Ce critère prend compte des composantes de contraintes en traction, compression et cisaillement pour donner un niveau de contrainte isotrope (le même dans toutes les directions).

Le critère de Von Mises n'indique pas le type de sollicitations : traction, compression, cisaillement, ...

8.2- Critère de Tresca

$$\sigma_e = \max (|\sigma_1 - \sigma_2|, |\sigma_2 - \sigma_3|, |\sigma_1 - \sigma_3|)$$

Par convention, on suppose que $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, il devient donc : $\sigma_e = \sigma_1 - \sigma_3$

La représentation graphique de ces deux critères permet de donner une comparaison entre la limite de contrainte de Tresca et Von mises. C'est en cisaillement pur que la différence entre les critères de Tresca et Von Mises est maximale. Tresca étant plus conservatif (la limite de contrainte admissible est \leq à Von Mises), il est préférable de l'utiliser en cisaillement pur. Nous rappelons que ces deux critères sont valables seulement pour les matériaux isotropes. [8]

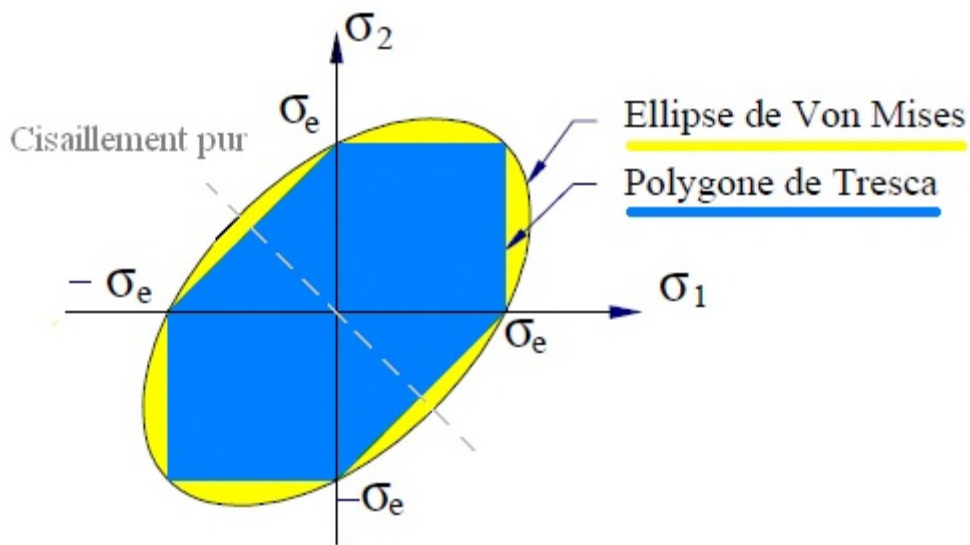


Figure 06- Représentation des critères (Von mises et tresca).

1-Introduction

Le problème de contact est très fréquent dans les structures mécaniques en général et métalliques en particulier. En effet, les aires de contact constituent des zones de transition et de transmission d'efforts entre les différents éléments de la structure. Toutefois, le phénomène physique que constitue le frottement est étroitement lié au contact. En effet, en raison des états de rugosité des surfaces en contact, celui-ci ne peut se faire sans frottements.

Par ailleurs, la formulation mathématique de ce problème peut se faire avec ou sans frottements. En cas de prise en compte du frottement, il existe plusieurs lois parmi lesquelles nous adoptons celle de Coulomb qui semble la plus réaliste et la plus utilisée. Toutefois, comme nous verrons plus loin, cette loi (de Coulomb) présente une difficulté majeure qui consiste en la non-unicité de la solution lorsque les valeurs du coefficient de frottement sont assez élevées. Ceci engendre des difficultés numériques de convergence des modèles éléments finis notamment dans les cas des contacts tridimensionnels. Fort heureusement, ces difficultés sont assez atténuées dans le cas des assemblages des structures métalliques pour lesquels les valeurs du coefficient de frottement sont assez modérées et généralement comprise entre 0.2 et 0.5.

2-Condition de non pénétration

Le contact d'une manière générale est une condition qui est définie entre deux corps A et B, afin que la pénétration de l'un des corps dans l'autre soit empêchée. C'est-à-dire, quel que soit les forces appliquées sur le corps A, les points appartenant à la surface de ce dernier (corps A) qui est en contact avec le corps B, doivent être au maximum au même endroit que les points situés à la surface de contact du corps B. Ceci est connu sous le nom de condition de non pénétration

3-Les types de contact

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 [9].

Par ailleurs, du point de vue de la zone de contact, on peut aussi distinguer trois types

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 surfaces longitudinales cylindres ou bien le contact entre un cylindre et une surface plane (figure 01).

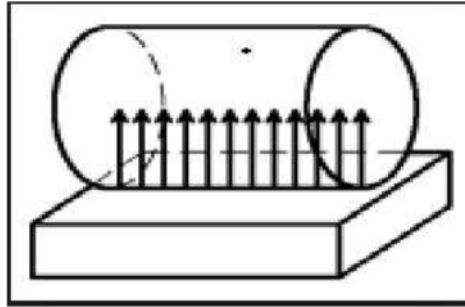


Figure 4.1- Exemple de contact linéique 1.

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.

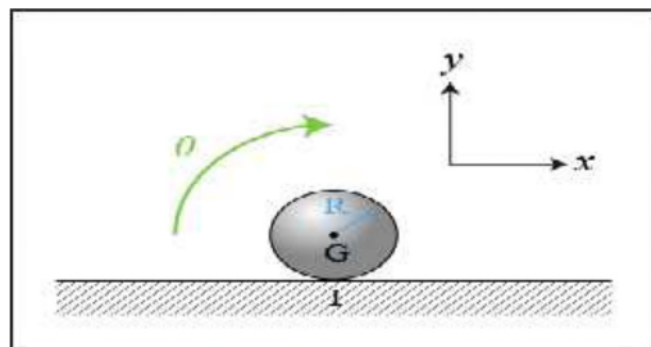


Figure4.2- Contact ponctuelle

4-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.

5-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

6- Les formulations mathématiques du problème de contact :

Considérons le problème du contact unilatéral entre deux solides élastiques notés Ω^1 et Ω^2 respectivement (figure 5). Nous supposons que chaque frontière $\delta \Omega^l$ de Ω^l , $l=1,2$ est divisée en trois parties [10] :

✓ Sur la première partie, notée $\partial \Omega^l$, nous supposons que le champ de Déplacement est donné par :

$$U_{1 \Omega^l}^l = U_d^l \quad L=1,2$$

Par souci de simplicité, on supposera que :

$$U_d^l = 0 \quad L=1,2$$

✓ Sur la seconde partie notée $\partial_2 \Omega^l$, une densité surfacique de forces F_d^l est appliquée

✓ La dernière partie (complémentaire) notée $\partial \Omega^l$ telle que

$\partial_c \Omega^l = \partial \Omega^l - (\partial_1 \Omega^l \cup \partial_2 \Omega^l)$ 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 $l = 1,2$, sont soumis à des densités de forces volumiques f_d .

Nous supposons que le tenseur des déformations ε est linéarisé et nous noterons K^l

L'opérateur d'élasticité du matériau associé à Ω^l

n^l : Est la normale à la frontière de Ω^l orientée positivement vers l'extérieur

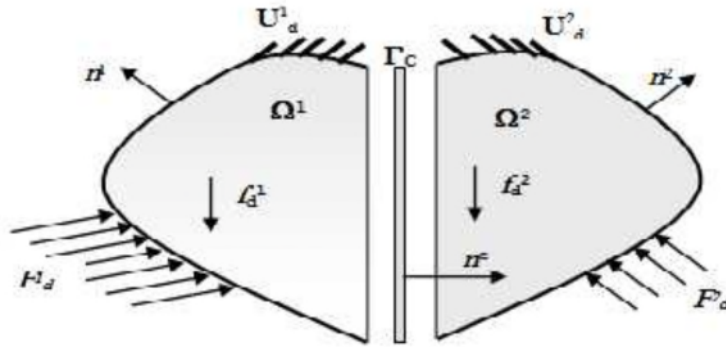


Figure 4.3- Deux corps élastique déformables en contact unilatérale

7- 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 précédent, vérifient les conditions de contact avec frottements à l'interface Γ_c .

Ceci peut être formulé de la manière suivante :

$$w_n^c = w_n^1 - w_n^2 \leq 0$$

$$R_n^l \leq 0, \quad l = 1, 2$$

$$w_n^c R_n^l = 0, \quad l = 1, 2$$

$$R_t^l \leq \mu R_n^l, \quad l = 1, 2$$

$$\text{si } R_t^l \leq \mu R_n^l \implies w_t^l = 0, \quad l = 1, 2$$

$$\text{si } R_t^l = \mu R_n^l \implies \text{il existe } \lambda \geq 0 \text{ tel que } w_t^l = -\lambda R_t^l, \quad l = 1, 2$$

8- 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).

Les premières études du frottement entre deux corps sont dues aux travaux de Léonard de Vinci au début de 16ème siècle dans lesquels on retrouve des esquisses de machines à mesurer les forces de frottement. Ces études furent ensuite développées par Amontons en 1699 puis formalisées par Coulomb en 1785.

8.1- Lois de frottement

Les phénomènes physiques à faire apparaître dans une loi de frottement sont l'existence d'un seuil d'effort en dessous duquel aucun glissement n'est possible et une éventuelle dépendance de ce seuil à l'intensité des efforts normaux. Par ailleurs le déplacement de glissement semble irréversible ce qui pousse à imaginer pour les lois de frottement, des relations entre les forces de frottement et la vitesse de glissement.

Bien évidemment, ces lois 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 le glissement et la vitesse de glissement par :

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

$$\frac{D\mathbf{u}_t}{dt} = \frac{\partial \mathbf{u}_t}{\partial t}$$

8.1.1 - La loi de Tresca

En simulation numérique, la loi de Tresca est l'une des lois de frottement les plus utilisées, car elle est la loi la plus simple et la plus facile à utiliser en cette simulation, la raison la plus logique qui rend cette loi simple et facile c'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 les composantes normales et tangentielles des forces de contact respectivement, et telles que :

Si $F_t \leq g$ alors $\dot{u}_t = 0$ (adhérence)

Si $F_t = g$ alors il existe $\lambda > 0$ tel que $\dot{u}_t = -\lambda F_t$ (Glissement)

Avec 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 le très fort non linéarité de cette loi sur le graphe de la figure 04.

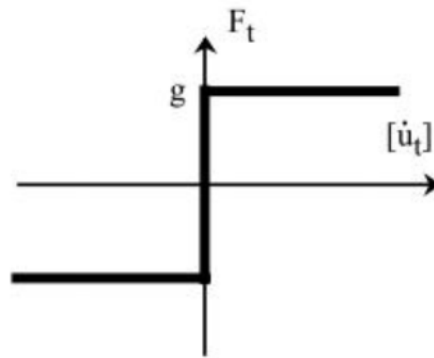


Figure 4.4- loi de tresca

8.1.2- La loi de Coulomb

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 [6].

Si $F_t \leq \mu F_n$ alors $\dot{u}_t = 0$ (adhérence)

Si $F_t = \mu F_n$ alors il existe $\lambda > 0$ tel que $\dot{u}_t = -\lambda F_t$ (Glissement)

Où 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 5.

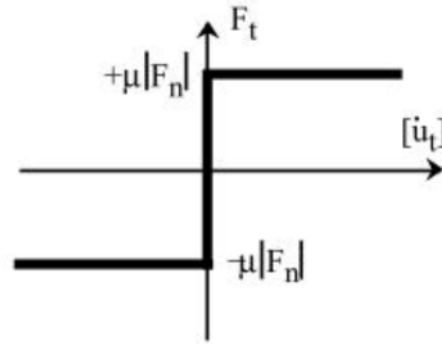


Figure 4.5- loi de Colomb

Avec : μ le coefficient de frottement qui dépend des états des surfaces en contact.

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 :

Si $F_t \leq \mu F_n$ alors $u_t = 0$ (adhérence)

Si $F_t = \mu F_n$ alors il existe $\lambda > 0$ tel que $u_t = -\lambda F_t$ (Glissement)

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.

9- Conclusion

De ce chapitre, on a parlé sur les problèmes du contact entre deux corps avec frottement, nous avons abordé deux principales lois de frottement (Coulomb, Tresca). 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.

1-Introduction

Le problème de contact est très fréquent dans les structures mécaniques en général et métalliques en particulier. En effet, les aires de contact constituent des zones de transition et de transmission d'efforts entre les différents éléments de la structure. Toutefois, le phénomène physique que constitue le frottement est étroitement lié au contact. En effet, en raison des états de rugosité des surfaces en contact, celui-ci ne peut se faire sans frottements.

Par ailleurs, la formulation mathématique de ce problème peut se faire avec ou sans frottements. En cas de prise en compte du frottement, il existe plusieurs lois parmi lesquelles nous adoptons celle de Coulomb qui semble la plus réaliste et la plus utilisée. Toutefois, comme nous verrons plus loin, cette loi (de Coulomb) présente une difficulté majeure qui consiste en la non-unicité de la solution lorsque les valeurs du coefficient de frottement sont assez élevées. Ceci engendre des difficultés numériques de convergence des modèles éléments finis notamment dans les cas des contacts tridimensionnels. Fort heureusement, ces difficultés sont assez atténuées dans le cas des assemblages des structures métalliques pour lesquels les valeurs du coefficient de frottement sont assez modérées et généralement comprise entre 0.2 et 0.5.

2-Condition de non pénétration

Le contact d'une manière générale est une condition qui est définie entre deux corps A et B, afin que la pénétration de l'un des corps dans l'autre soit empêchée. C'est-à-dire, quel que soit les forces appliquées sur le corps A, les points appartenant à la surface de ce dernier (corps A) qui est en contact avec le corps B, doivent être au maximum au même endroit que les points situés à la surface de contact du corps B. Ceci est connu sous le nom de condition de non pénétration

3-Les types de contact

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 [9].

Par ailleurs, du point de vue de la zone de contact, on peut aussi distinguer trois types

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 surfaces longitudinales cylindres ou bien le contact entre un cylindre et une surface plane (figure 01).

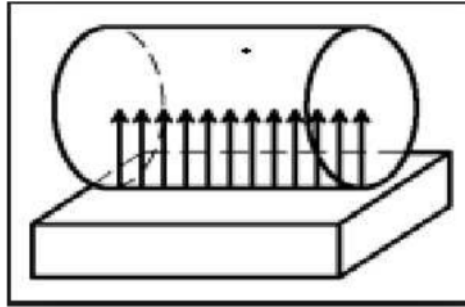


Figure 4.1- Exemple de contact linéique 1.

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.

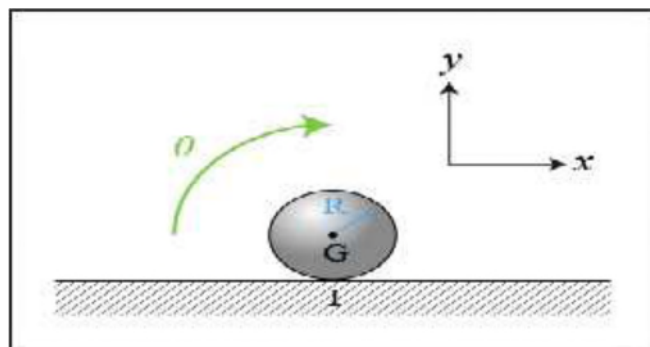


Figure4.2- Contact ponctuelle

4-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.

5-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

6- Les formulations mathématiques du problème de contact :

Considérons le problème du contact unilatéral entre deux solides élastiques notés Ω^1 et Ω^2 respectivement (figure 5). Nous supposons que chaque frontière $\delta \Omega^l$ de Ω^l , $l=1,2$ est divisée en trois parties [10] :

✓ Sur la première partie, notée $\delta_1 \Omega^l$, nous supposons que le champ de Déplacement est donné par :

$$U_d^l \Big|_{\delta_1 \Omega^l} = U_d^l \quad L=1,2$$

Par souci de simplicité, on supposera que :

$$U_d^l = 0 \quad L=1,2$$

✓ Sur la seconde partie notée $\delta_2 \Omega^l$, une densité surfacique de forces F_d^l est appliquée

✓ La dernière partie (complémentaire) notée $\delta_c \Omega^l$ telle que

$$\delta_c \Omega^l = \delta \Omega^l - (\delta_1 \Omega^l \cup \delta_2 \Omega^l) \text{ est la zone de contact.}$$

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

Par ailleurs, les corps Ω^l $L= 1,2$, sont soumis à des densités de forces volumiques f_d .

Nous supposons que le tenseur des déformations ϵ est linéarisé et nous noterons K^l

L'opérateur d'élasticité du matériau associé à Ω^l

n^l : Est la normale à la frontière de Ω^l orientée positivement vers l'extérieur

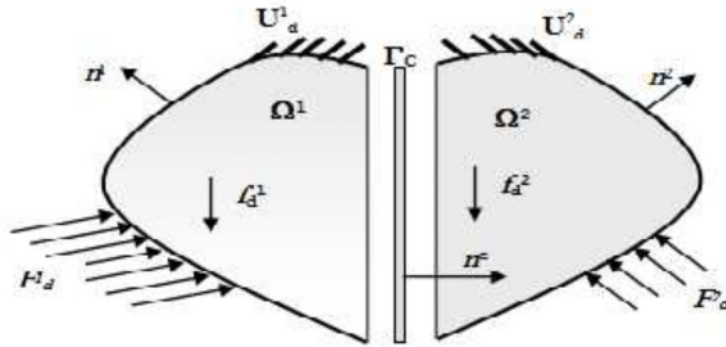


Figure 4.3- Deux corps élastique déformables en contact unilatérale

7- 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 précédent, vérifient les conditions de contact avec frottements à l'interface Γ_c .

Ceci peut être formulé de la manière suivante :

$$w_n^c = w_n^1 - w_n^2 \leq 0$$

$$R_n^l \leq 0, \quad l = 1, 2$$

$$w_n^c R_n^l = 0, \quad l = 1, 2$$

$$R_t^l \leq \mu R_n^l, \quad l = 1, 2$$

$$\text{si } R_t^l \leq \mu R_n^l \implies w_t^l = 0, \quad l = 1, 2$$

$$\text{si } R_t^l = \mu R_n^l \implies \text{il existe } \lambda \geq 0 \text{ tel que } w_t^l = -\lambda R_t^l, \quad l = 1, 2$$

8- 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).

Les premières études du frottement entre deux corps sont dues aux travaux de Léonard de Vinci au début de 16ème siècle dans lesquels on retrouve des esquisses de machines à mesurer les forces de frottement. Ces études furent ensuite développées par Amontons en 1699 puis formalisées par Coulomb en 1785.

8.1- Lois de frottement

Les phénomènes physiques à faire apparaître dans une loi de frottement sont l'existence d'un seuil d'effort en dessous duquel aucun glissement n'est possible et une éventuelle dépendance de ce seuil à l'intensité des efforts normaux. Par ailleurs le déplacement de glissement semble irréversible ce qui pousse à imaginer pour les lois de frottement, des relations entre les forces de frottement et la vitesse de glissement.

Bien évidemment, ces lois 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 le glissement et la vitesse de glissement par :

$$u_t = ((u_2 - u_1) - (u_2 - u_1) \cdot n) n \longrightarrow (01)$$

$$\frac{Du_t}{dt} = \frac{\sigma u_t}{\sigma t}$$

8.1.1 - La loi de Tresca

En simulation numérique, la loi de Tresca est l'une des lois de frottement les plus utilisées, car elle est la loi la plus simple et la plus facile à utiliser en cette simulation, la raison la plus logique qui rend cette loi simple et facile c'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 les composantes normales et tangentielles des forces de contact respectivement, et telles que :

Si $F_t \leq g$ alors $\dot{u}_t = 0$ (adhérence)

Si $F_t = g$ alors il existe $\lambda > 0$ tel que $\dot{u}_t = -\lambda F_t$ (Glissement)

Avec 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 le très fort non linéarité de cette loi sur le graphe de la figure 04.

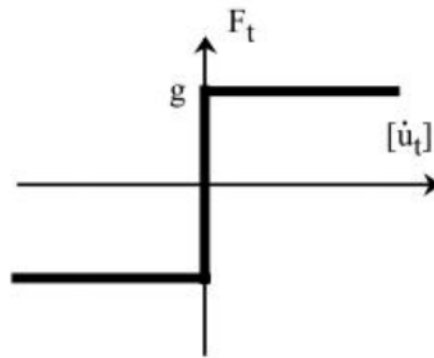


Figure 4.4- loi de tresca

8.1.2- La loi de Coulomb

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 [6].

Si $F_t \leq \mu F_n$ alors $\dot{u}_t = 0$ (adhérence)

Si $F_t = \mu F_n$ alors il existe $\lambda > 0$ tel que $\dot{u}_t = -\lambda F_t$ (Glissement)

Où 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 5.

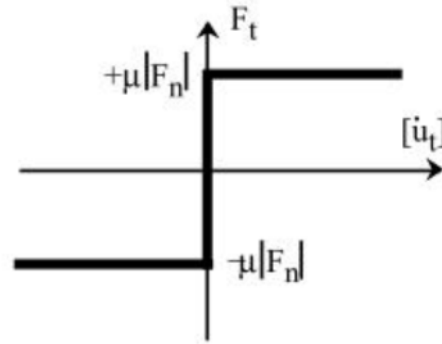


Figure 4.5- loi de Colomb

Avec : μ le coefficient de frottement qui dépend des états des surfaces en contact.

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 :

Si $F_t \leq \mu F_n$ alors $\mathbf{u}_t = 0$ (adhérence)

Si $F_t = \mu F_n$ alors il existe $\lambda > 0$ tel que $\mathbf{u}_t = -\lambda F_t$ (Glissement)

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.

9- Conclusion

De ce chapitre, on a parlé sur les problèmes du contact entre deux corps avec frottement, nous avons abordé deux principales lois de frottement (Coulomb, Tresca). 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.

1-Introduction

L'avènement de l'ordinateur a révolutionné les sciences de l'ingénieur. La première véritable application de cette méthode a été réalisée par un groupe de chercheurs (Tumer, Clough, Martin et Topp) en 1956 en mécanique des structures où cette méthode a été utilisée pour calculer les ailes d'un avion.

Anciennement, il existe des problèmes considérés comme insolubles avec les méthodes classiques. Ils sont maintenant facilement résolubles avec des méthodes numériques en général, et la méthode des éléments finis en particulier. Cette méthode fait l'objet d'une brève présentation dans le présent chapitre.

En effet, la méthode des éléments finis est une méthode générale d'analyse structurale dans laquelle la solution d'un problème de mécanique des milieux continus est rapprochée par l'analyse d'un assemblage d'éléments finis qui sont reliés entre eux grâce à un nombre fini de points nodaux appelés nœuds. L'ensemble de ces éléments finis appelé maillage, représente le domaine de solution du problème.

Cette méthode est maintenant bien admise en tant qu'une technique de résolution numérique des problèmes pouvant être de issus de technologies variées. Les applications s'étendent de l'analyse de contraintes dans les solides, à la résolution des phénomènes acoustiques, de la physique, des problèmes dynamiques, liquides etc.

La méthode consiste à découper le domaine spatial en petits éléments et à rechercher une formulation simplifiée du problème sur chaque élément, c'est-à-dire à transformer le système d'équations quelconque en un système d'équations linéaires. Chaque système d'équations linéaires peut se représenter par une matrice. Les systèmes d'équations pour tous les éléments sont ensuite assemblés. Ce qui forme une grande matrice dite globale. La résolution de ce système global donne la solution approchée au problème.

2-Principe de la MEF

La méthode des éléments finis consiste donc à :

- découper le modèle spatial en éléments finis : c'est le maillage ;
- écrire une version simplifiée de l'ÉDP sur chaque élément fini ; notons que les conditions limites d'un élément ne sont pas connues, on ne connaît que les conditions globales ; limites du problème.

D'un point de vue pratique, la mise en œuvre de la méthode comporte les étapes suivantes :

- 1 Analyse du problème : définition de l'objectif du calcul, recherche des zones pouvant poser problème, éventuellement calcul manuel avec un modèle très simplifié pour avoir un ordre de grandeur du résultat.
 - Définition du modèle de calcul : la géométrie du système est dessinée avec un logiciel CAST3M .
 - ne présentant pas de singularités : les singularités sont des points particuliers se comportant mal vis-à-vis de l'algorithme de calcul ; en ces point-là, les résultats sont en général éloignés de la réalité.
- 2 Maillage : découpage du modèle en éléments finis ; il convient de choisir des formes d'éléments adaptés, permettant d'avoir un maillage régulier, et de vérifier la qualité du maillage. Le maillage est fait par l'ordinateur suivant les paramètres définis par l'utilisateur.
- 3 Calcul, fait par l'ordinateur.
- 4 Affichage des résultats, vérification de leur cohérence et post-traitement.

3-Les différentes étapes de résolution

Les différentes étapes pour le calcul par la méthode des éléments finis seront décrites d'une manière suivant :

3.1- Création du problème discrétiser

Considérant un champ de déplacement cinématiquement admissible sur l'élément, la méthode consiste le plus souvent à approximer celui-ci au moyen d'une fonction

Chapitre 5. Bref aperçu sur MEF

polynomiale formée d'un nombre fini de paramètres et à l'exprimer en fonction des déplacements nodaux (les déplacements associés aux degrés de liberté). On aura donc, l'expression suivante (1.1) :

$$X(x, y, z) = \sum N_i(x, y, z) \cdot X_i$$

$$X(x, y, z) = N_1(x, y, z) \cdot X_1 + N_2(x, y, z) \cdot X_2 + \dots + N_n(x, y, z) \cdot X_n$$

Où les :

X_i désignent les inconnues en déplacement associées aux degrés de liberté considérés,
 $N_i(x, y, z)$ désignent les fonctions de forme de l'élément permettant d'obtenir les déplacements de celui-ci n'importe quel point de sa géométrie et ce toujours à partir des déplacements nodaux. Prenons comme exemple, un élément « barre » travaillant uniquement en traction ou en compression. Le matériau utilisé étant supposé linéaire, la déformation est de fait constante sur la hauteur de sa section. La fonction de déplacement $u(x)$ est alors forcément linéaire. On a donc, (1.2) :

$$\epsilon_{xx} = du/dx = Cte \Rightarrow u(x) = a_0 + a_1 \cdot x$$

Par ailleurs, on sait qu'en :

$$x = 0 \Rightarrow u(0) = u_1$$

$$x = L \Rightarrow u(L) = u_2$$

D'où

$$u(x) = \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot u_1 + \frac{x}{L} \cdot u_2 = \begin{bmatrix} 1 - \frac{x}{L} & \frac{x}{L} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix}$$

Soit sous la forme montrée dans la figure suivante :

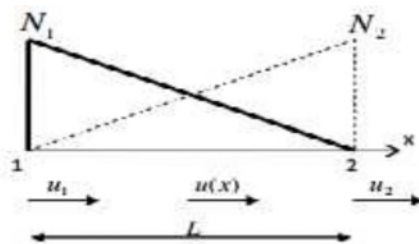


Figure 5.1-fonctions de formes d'un élément barre

On écrit, (1.3) :

Chapitre 5. Bref aperçu sur MEF

$$u(x) = \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot u_1 + \frac{x}{L} \cdot u_2 = N_1 \cdot u_1 + N_2 \cdot u_2 = \sum_{i=1}^2 N_i \cdot u_i = [N] \cdot \{q_e\}$$

En regroupant toutes les fonctions de forme de l'élément au sein de la matrice $[N]$ et les déplacements nodaux dans les vecteurs $\{q_e\}$, le champ de déplacement s'exprimera alors, (1.4) :

$$\{u\} = [N] \cdot \{q_e\}$$

$\{u\}$ correspond au vecteur des fonctions de déplacement applicables sur l'élément : $u(x, y, z)$, $v(x, y, z)$, $w(x, y, z)$, $\beta_x(x, y, z)$, etc.

Le degré du polynôme retenu pour l'élément est donc intimement lié aux nombres de nœuds et de degrés de liberté par nœud. Par exemple, un élément unidimensionnel à trois nœuds aura une fonction d'approximation parabolique. Les fonctions d'interpolations retenues sont généralement linéaires, quadratiques et plus rarement cubiques. Afin d'avoir une solution très approchée au problème, il faut rechercher une discrétisation adaptée permettant une bonne reconstitution de champ de contraintes et le champ de déplacements.

3.2- La résolution du problème

La méthode de résolution s'inspire généralement de celle de Rayleigh-Ritz qui consiste via une minimisation de l'énergie potentielle, en une recherche des termes d'une fonction approximant le champ connu et satisfaisant aux conditions aux limites. On définit l'énergie potentielle E comme étant la différence entre l'énergie de déformation W et le travail T des forces de volume et de surface, (1.5) :

$$E = W - T = \underbrace{\frac{1}{2} \int_V \{\varepsilon\}^T \cdot \{\sigma\} \cdot dV}_W - \underbrace{\int_V \{u\}^T \cdot \{f^v\} \cdot dV - \int_S \{u\}^T \cdot \{f^s\} \cdot dS}_T$$

Le problème consiste à rechercher un champ de déplacement minimisant E de manière à caractériser son équilibre. Nous allons pouvoir bien comprendre cette étape de résolution grâce à l'exemple suivant qui est l'étude d'un barreau en traction : Soit un barreau de longueur L et de section constante S soumis à une charge extérieure F comme illustré dans la figure 2.

Chapitre 5. Bref aperçu sur MEF

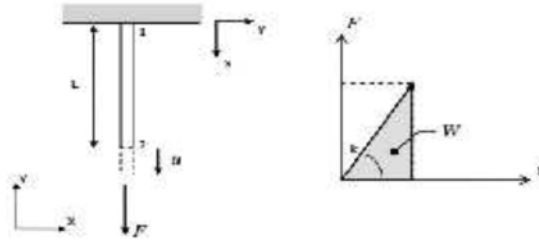


Figure 5.2-Barreau en traction

Posant que $\epsilon_{xx} = \frac{au}{dx} = \frac{u2-u1}{l} = \frac{u-0}{l}$ et $\sigma_{xx} = \frac{F}{S}$, la relation contrainte-déformation s'écrit (1.6)

$$\sigma_{xx} = E \cdot \epsilon_{xx} \longrightarrow \frac{F}{S} = E \cdot \frac{u}{l} \quad F = \frac{ES}{l} u = K \cdot U$$

Avec : $k = \frac{ES}{l}$ correspondant dans le domaine élastique à la rigidité du barreau et à la pente de la droite $F = k \cdot u$. La déformation ϵ_{xx} étant indépendante de x , l'énergie de déformation devient (1.7) :

$$\begin{aligned} W &= \frac{1}{2} \int_V \sigma_{xx} \cdot \epsilon_{xx} \cdot dV = \frac{1}{2} \int_V E \cdot \epsilon_{xx}^2 \cdot dS \cdot dx = \frac{E \cdot \epsilon_{xx}^2}{2} \int_S dS \cdot \int_0^L dx \\ &= \frac{E \cdot S \cdot L}{2} \cdot \left(\frac{u}{L}\right)^2 = \frac{1}{2} \cdot k \cdot u^2 \end{aligned}$$

Le travail de la force F est égal à $F \cdot u$, l'énergie potentielle s'exprimera sous la forme (1.8) :

$$E = W - T = \frac{1}{2} \cdot k \cdot u^2 - F \cdot u.$$

Considérons un problème statique, ce qui signifie qu'après obtention de l'équilibre, le déplacement n'évolue plus, la variation du potentiel par rapport à u sera alors nulle d'où :

$$\frac{dE}{du} = 0 = K \cdot U - F \quad \Longrightarrow \quad K \cdot U = F \text{ d'où le déplacement } u.$$

3.2.1- Écrire la matrice de rigidité élémentaire

Pour écrire la matrice de rigidité élémentaire il faut écrire au premier temps, l'énergie de déformation pour chaque élément. Afin d'avoir l'énergie de déformation élémentaire, notant la relation de déformation suivante sous

la forme matricielle $\{\epsilon\} = [\delta] \{U\}$

Chapitre 5. Bref aperçu sur MEF

Le vecteur de déformation $\{\mathcal{E}\}$ peut être exprimé en fonction des déplacements nodaux (1.9) :

$$\{\mathcal{E}\} = [\delta] \cdot \{U\} = [\delta] [N] \cdot \{q_e\} = [B] \cdot \{q_e\}$$

Avec $[\delta]$: opérateur dérivation dont les dimensions dépendent de celles de l'élément étudié.

Pour l'élément barre, on écrit :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{du}{dx} = \underbrace{\begin{bmatrix} -\frac{1}{L} & \frac{1}{L} \end{bmatrix}}_{[B]} \cdot \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix}$$

Le champ de contrainte est exprimé sous la forme matricielle par la relation contrainte-déformations suivante :

$$\{\sigma\} = [H] \cdot \{\varepsilon\}$$

En fonction de ces relations $\{\mathcal{E}\}$ et $\{\sigma\}$, l'énergie de déformation associée à l'élément « e » s'écrit, (1.10) :

$$\begin{aligned} W_e &= \frac{1}{2} \int_{V_e} \{\varepsilon\}^T \cdot \{\sigma\} \cdot dV_e = \frac{1}{2} \int_{V_e} \{q_e\}^T \cdot [B]^T \cdot [H] \cdot [B] \cdot \{q_e\} \cdot dV_e \\ &= \frac{1}{2} \{q_e\}^T \cdot [k_e] \cdot \{q_e\} \end{aligned}$$

Avec : k_e la matrice de rigidité élémentaire de l'élément « e », (1.11) :

$$[k_e] = \int_{V_e} [B]^T \cdot [H] \cdot [B] \cdot dV_e$$

Cette matrice de rigidité élémentaire aura après développement, la forme suivante pour l'élément barre,

(1.12) :

$$\begin{aligned} [k_e] &= \int_{V_e} [B]^T \cdot [H] \cdot [B] \cdot dV_e = \int_0^L \int_{S_e} \underbrace{\begin{bmatrix} -\frac{1}{L} \\ \frac{1}{L} \end{bmatrix}}_S \cdot E \cdot \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} & \frac{1}{L} \end{bmatrix} \cdot dx \\ [k_e] &= ES \cdot \int_0^L \begin{bmatrix} \frac{1}{L^2} & -\frac{1}{L^2} \\ -\frac{1}{L^2} & \frac{1}{L^2} \end{bmatrix} \cdot dx = \frac{ES}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

3.2.2- Le Travail élémentaire des forces

En traduisant les actions des éléments connectés « e » sous la forme d'un vecteur force $\{p_e\}$, T_e s'écrit,

(1.13) :

Chapitre 5. Bref aperçu sur MEF

$$T_e = \int_{V_e} \{u\}^T \cdot \{f^v\} \cdot dV_e + \int_{S_e} \{u\}^T \cdot \{f^s\} \cdot dS_e + \underbrace{\{q_e\}^T \cdot \{p_e\}}_{\text{actions des autres éléments sur } e}$$

Comme $\{u\}$ est égal à $[N] \cdot \{q_e\}$, on a, (1.14) :

$$T_e = \int_{V_e} \{q_e\}^T \cdot [N]^T \cdot \{f^v\} \cdot dV_e + \int_{S_e} \{q_e\}^T \cdot [N]^T \cdot \{f^s\} \cdot dS_e + \{q_e\}^T \cdot \{p_e\}$$

D'où, (1.15) :

$$T_e = \{q_e\}^T (\{f_e^v\} + \{f_e^s\} + \{p_e\})$$

Avec : Les forces nodales de volume :

$$\{f_e^v\} = \int_{V_e} [N]^T \cdot \{f^v\} \cdot dV_e$$

Les forces nodales de surface.

$$\{f_e^s\} = \int_{S_e} [N]^T \cdot \{f^s\} \cdot dS_e$$

3.2.3- Assemblage des matrices élémentaire

Les caractérisations globales sont obtenues par assemblages des différentes quantités W et T établies en (1.10) et (1.15). L'énergie potentielle totale de la structure est égale à la somme des différences entre énergies de déformation et travaux des forces de chacun des éléments, (1.16) :

$$\begin{aligned} E = W - T &= \sum_e W_e - \sum_e T_e \\ &= \sum_e \frac{1}{2} \{q_e\}^T \cdot [k_e] \cdot \{q_e\} - \sum_e \{q_e\}^T (\{f_e^v\} + \{f_e^s\} + \{p_e\}) \end{aligned}$$

Mais, la sommation des énergies de déformations et des travaux des forces extérieures ne peut être directement appliquée, puisque les éléments n'ont pas le même repère local. Il est donc nécessaire de les exprimer dans un référentiel unique appelé repère global. Pour ce faire, un changement de base doit être effectué du repère global vers le repère local de chacun des éléments. Lorsqu'on se limite à des problèmes plans, les formules de changement de base qui nous permet de passer du repère global au repère local écrivent, (1.17) :

Chapitre 5. Bref aperçu sur MEF

$$x = X.\cos(\theta) + Y.\sin(\theta)$$

$$y = -X.\sin(\theta) + Y.\cos(\theta)$$

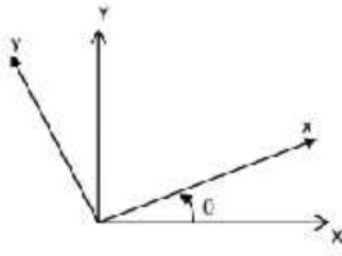


Figure 5.3-changement de repère

Dans notre exemple du barreau à deux nœuds et qui est défini en plan, le changement de base se fait en

appliquons la relation (1.17) à ses deux nœuds $i=1$ et $j=2$, et on aura, (1.18) :

$$\begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\theta) & \sin(\theta) & 0 & 0 \\ -\sin(\theta) & \cos(\theta) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos(\theta) & \sin(\theta) \\ 0 & 0 & -\sin(\theta) & \cos(\theta) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \\ U_j \\ V_j \end{Bmatrix}$$

Ce changement de base permet d'une manière générale de calculer les déplacements des nœuds d'élément « e » en repère local $\{qe\}$ à partir de ceux du repère global $\{Qe\}$ à l'aide d'une matrice de passage désignée $[Re]$. Soit, (1.19) :

$$\{q_e\} = [R_e]. \{Q_e\}$$

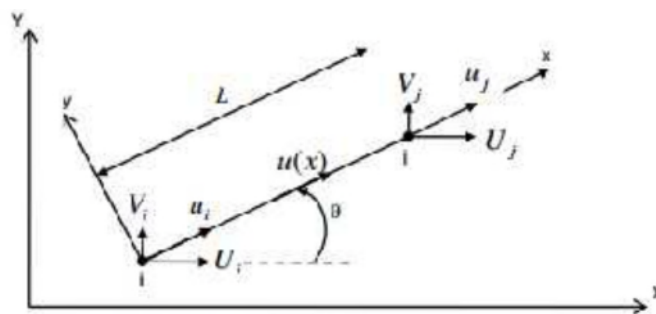


Figure04 : Changement de base d'un élément barre

En effectuons le changement de base l'énergie de déformation devient alors, (1.20) :

$$w_e = \frac{1}{2} \{Q_e\}^T \cdot [K_e] \cdot \{Q_e\}$$

D'où l'expression de la rigidité élémentaire en repère global, (1.21) :

$$[K_e] = [R_e]^T \cdot [k_e] \cdot [R_e]$$

En utilisant la matrice de passage, afin d'obtenir le travail élémentaire des forces par rapport au repère global, on aura, (1.22) :

$$\begin{aligned} T_e &= \{q_e\}^T (\{f_e^v\} + \{f_e^i\} + \{p_e\}) = ([R_e] \cdot \{Q_e\})^T (\{f_e^v\} + \{f_e^i\} + \{p_e\}) \\ &= \{Q_e\}^T \left(\underbrace{[R_e]^T \cdot \{f_e^v\}}_{\{F_e^v\}} + \underbrace{[R_e]^T \cdot \{f_e^i\}}_{\{F_e^i\}} + \underbrace{[R_e]^T \cdot \{p_e\}}_{\{P_e\}} \right) \\ &= \{Q_e\}^T (\{F_e^v\} + \{F_e^i\} + \{P_e\}) \end{aligned}$$

Lorsque les matrices de rigidité et vecteurs forces des différents éléments sont exprimés dans le repère global, il ne reste qu'à les positionner chacun d'entre eux dans une matrice de rigidité $[K]$ et un vecteur charges $\{F\}$ caractérisant l'ensemble de la structure.

3.2.4- Introductions des conditions aux limites

Pour fixer la structure au sol, des conditions d'appuis sont introduites de telle manière à assurer la stabilité d'ensemble. Suivant la nature des degrés de liberté bloqués, ces supports peuvent constituer des appuis ponctuels, des appuis rotules ou des encastremements mais également correspondre à des déplacements

connus liés aux appuis au sein d'un vecteur $\{Q_B\}$ et ceux inconnus dans $\{Q_L\}$, le système $[K] \cdot \{Q\} = \{F\}$

peut être transformé de telle manière à séparer les degrés de liberté et bloqués, soit (1.23) :

$$[K] \cdot \{Q\} = \{F\} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} [K_{LL}] & [K_{LB}] \\ [K_{BL}] & [K_{BB}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{Q_L\} \\ \{Q_B\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_{ext}\} \\ \{R\} \end{Bmatrix}$$

Avec :

$\{R\}$: vecteur des réactions d'appui,

$\{F_{ext}\}$: vecteur des charges associées aux degrés de liberté libres.

Les déplacements inconnus $\{Q_L\}$ peuvent donc être déterminés en résolvant le système linéaire, (1.24) :

Chapitre 5. Bref aperçu sur MEF

$$[K_{LL}] \cdot \{Q_L\} = \{F_{ext}\} - [K_{LB}] \cdot \{Q_B\} \Rightarrow \{Q_L\}$$

3.2.5- Calcul des efforts internes en repère local

Une fois les déplacements en repère global connus et pour déterminer les efforts internes aux nœuds, il suffit de calculer pour chacun des éléments, les déplacements associés en repère local puis de les injecter dans la relation de rigidité élémentaire. On a donc, (1.25) :

$$\{f_e\}_{interne} = [k_e] \cdot \{q_e\}$$

Nous avons ci-dessous une figure qui représente l'organigramme général de résolution, (1.26)

Chapitre 5. Bref aperçu sur MEF

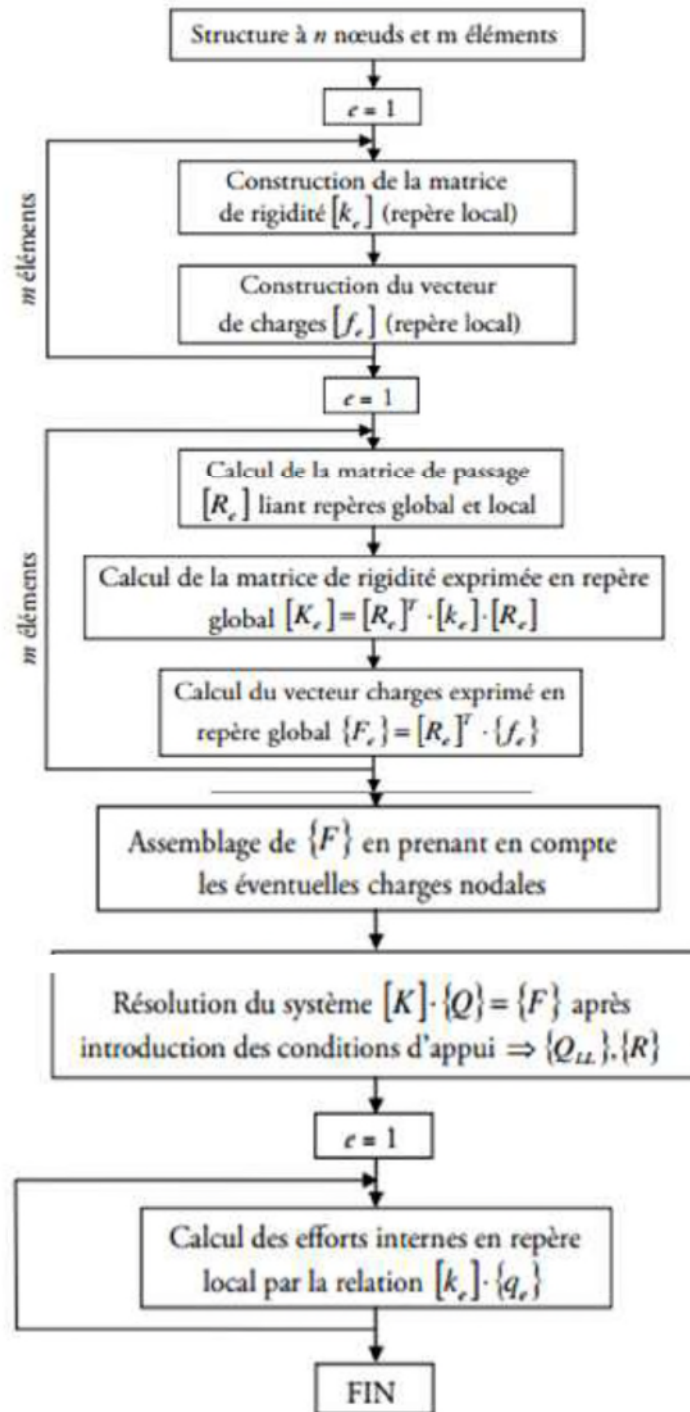


Figure 5.5- Organigramme général de résolution

4- Avantages et inconvénients de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est la méthode la plus utilisée, sauf cas particulier, en citez quelque principal avantage :

- 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.

D'autre part la méthode des éléments finis contient des 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.

5-Présentation de logiciel 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 et l'analyse de structures et de composants[11].

Chapitre 5. Bref aperçu sur MEF

5.1- 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].

5.2-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 :

directive	Description
OPTI	déclare les principaux paramètres du programme.
ELI M	Remplace tous les doubles noeuds par un seul point.
TRAC	Trace ou bien dessine l'objet de type maillage, vecteur,...etc.
TITRE	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 5.1 – Description du quelque directive

opérateur	Description
DIME	dimension de l'espace.
ELE M	Type d'éléments géométriques utilisé.

Tableau 5.2– Description du quelque opérateurs.

6- Conclusion

La méthode des éléments finis s'avère efficace et assez résulter puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charge compliquées. Malgré le grand nombre de calculs qu'elle nécessite, cette méthode s'adapte parfaitement à la programmation numérique et à la résolution par ordinateur.

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 2018..L'objectif essentiel d'analyser l'influence de trois paramètres principaux 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 trois paramètres consistent en le choix du modèle de comportement de l'acier; en la présence ou non de raidisseurs ainsi que sur l'épaisseur de la platine. Concernant les types de modèles de comportement adoptés pour la présente étude, ils sont comme suit :

- Le modèle de comportement élastique
- modèle de comportement élastoplastique parfait

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 selon le cas d'étude à savoir : 10, 20 et 30 mm. Cet assemblage est réalisé par l'intermédiaire de six (06) rangées de boulons (12 boulons de type M18) et espacées de 100 mm. Ces boulons sont ordinaires (non précontraints) de classe mécanique 8.8.

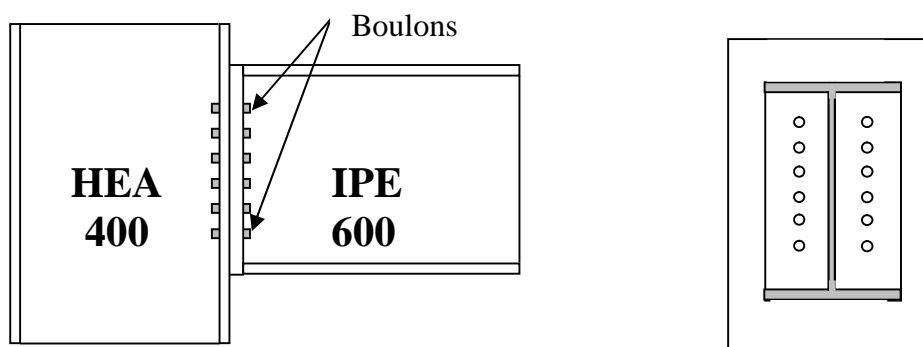


Figure 6.1 –Assemblage HEA 600 et IPE 400 par platine sans raidisseur.

Le premier cas considéré est celui d'un assemblage sans raidisseur (figure01), et le deuxième cas consiste en un assemblage avec deux raidisseurs soudés sur les deux côtés de l'âme du poteau (figure 6.2).

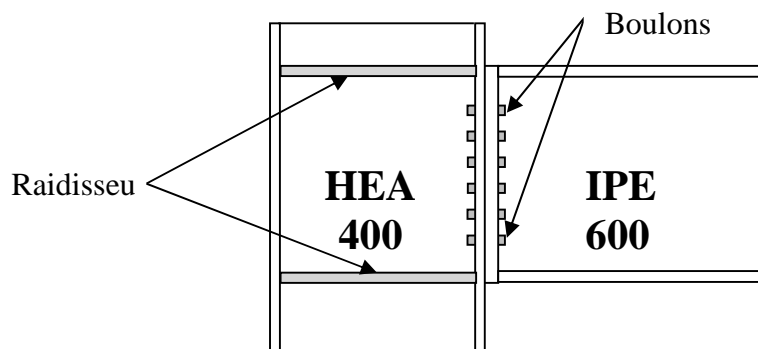


Figure 6.2 –Assemblages HEA 600 et IPE 400 par platine avec raidisseur.

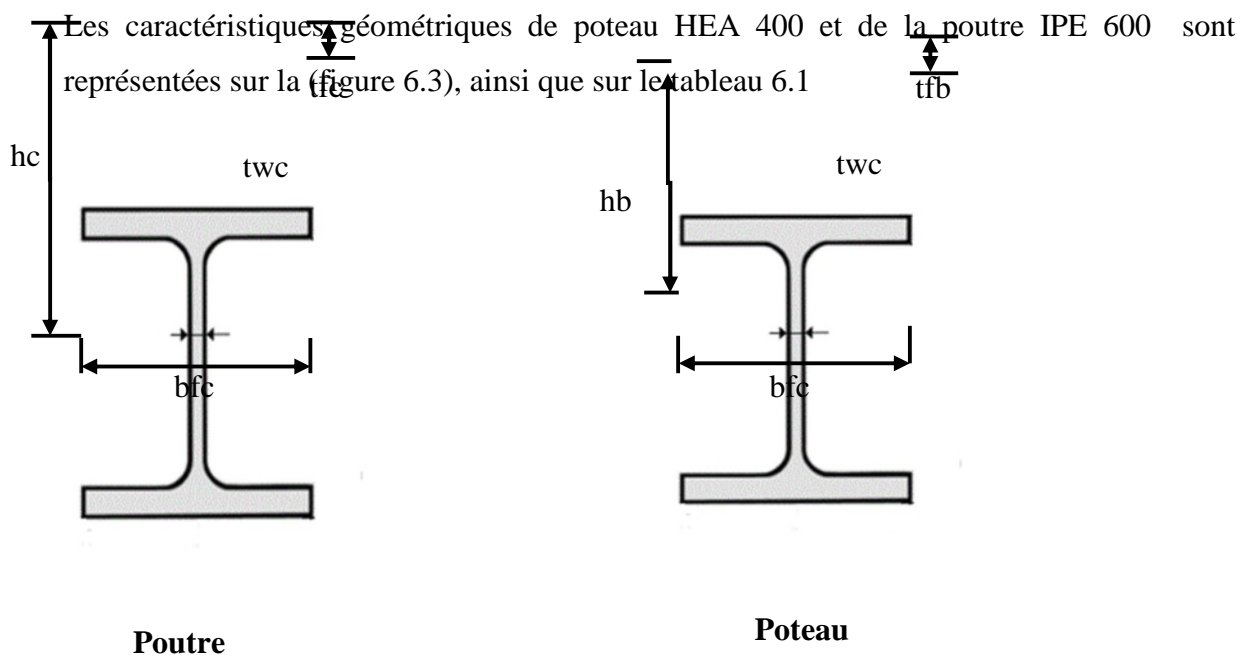


Figure 6.3 –Caractéristiques géométriques poteau-poutre.

Tableau 6.1 – 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 4), et définies dans le tableau 6.2. 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.

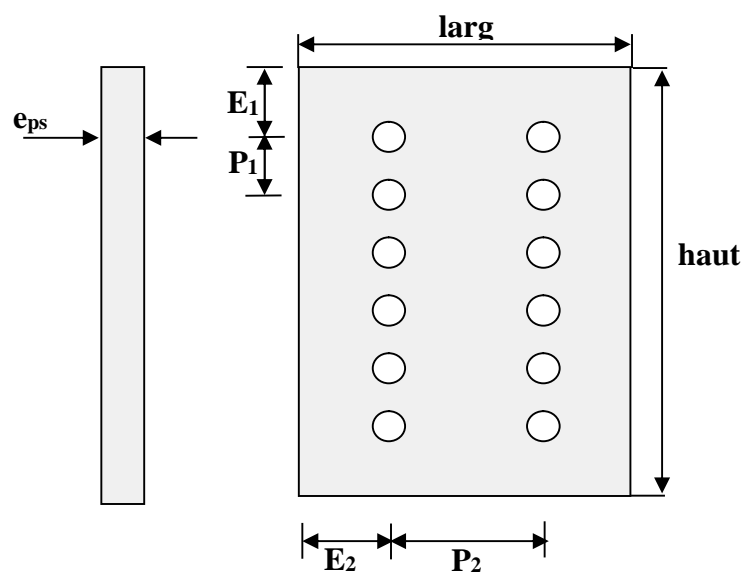


Figure 6.4 –Caractéristiques géométriques de la platine.

Tableau 6.2- Dimensions et positions des trous dans la platine (en mm).

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

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 5, et définies dans le tableau (1.1) .

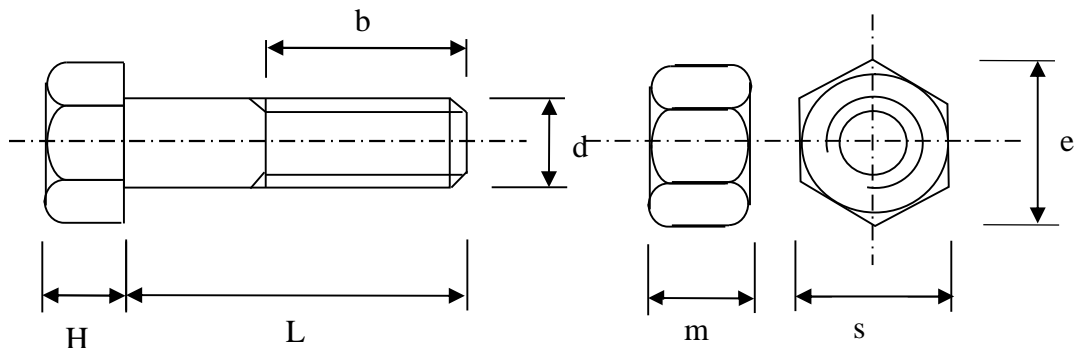


Figure 6.5– Caractéristique du boulon M18.

6.3- 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 (6.6) et (6.7)).

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

- La phase de comportement élastique
- La phase de comportement élastoplastique parfait

Par conséquent, l'opérateur utilisé dans CAST3M pour déterminer en premier lieu les champs de déplacements est l'opérateur PASAPAS.

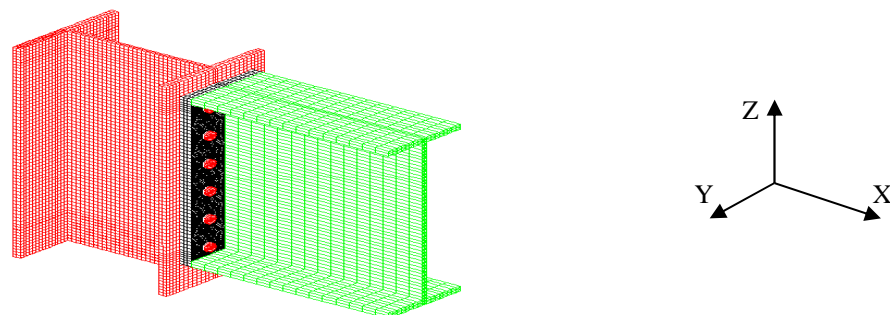


Figure 6.6 –Modèle élément fini tridimensionnel de l'assemblage sans raidisseur.

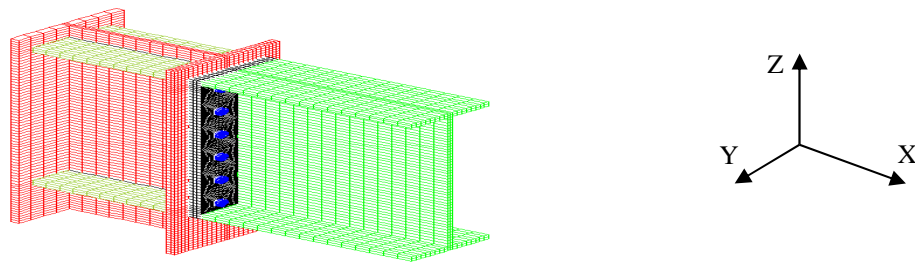


Figure 6.7 –Modèle élément fini tridimensionnel de l'assemblage avec raidisseur.

Par ailleurs, en raison de la présence d'un plan de symétrie OXZ présent dans les plans moyens des deux âmes de la poutre et du poteau, et afin de réduire les coûts des calculs aussi bien en temps de calcul qu'en espace mémoire, seule la moitié de l'assemblage a été considérée (figure 6.8). Toutefois, des conditions aux limites de symétries doivent être imposées. Ces conditions consistent à bloquer tous les déplacements dans la direction perpendiculaire (OY) de tous les nœuds appartenant à ces plans de symétrie OXZ .

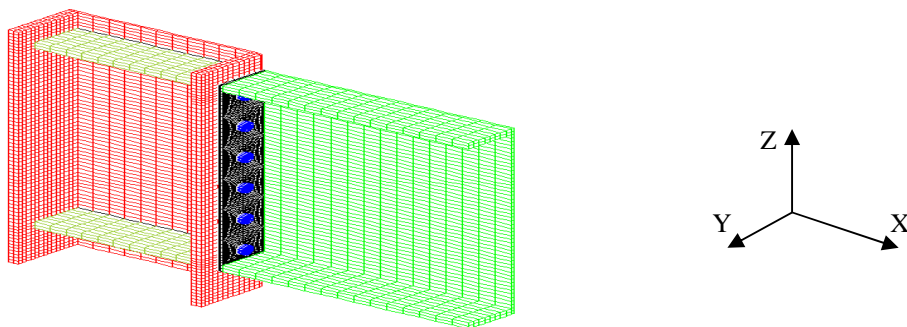


Figure 6.8 –Modèle élément fini tridimensionnel de la moitié d'assemblage.

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

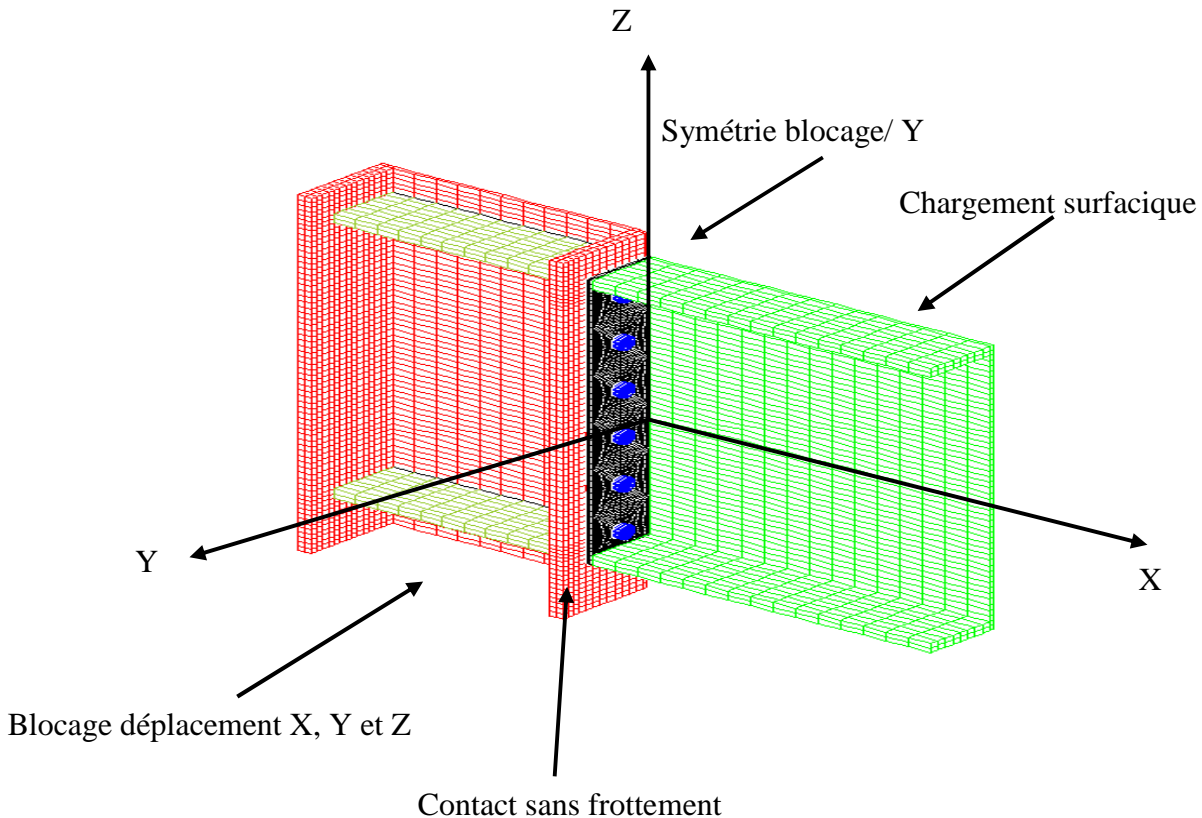


Figure 6.9 – Condition aux limites et chargement.

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 l'écriture des conditions de non pénétration telles que formulées dans le chapitre 5.

A cet effet des éléments de contact surfaciques doivent être utilisés de part et d'autre du contact platine-semelle de poteau. Afin de faciliter d'avantage la résolution de ce problème, des maillages de contact de type compatibles (nœuds à nœuds) ont été utilisés. Autrement dit, il s'agit de deux maillages identiques situés de part et d'autres et où les nœuds sont en vis-à-vis et ont les mêmes coordonnées. Ainsi, l'écriture et la programmation des conditions de non pénétration devient plus facile à mettre en œuvre avec l'opérateur RELATION (ou bien RELA). Pour cela, le type d'élément utilisé est linéaire de forme quadrangulaire à quatre nœuds et nommé QUA4 dans CAST3M (figure 6.10).

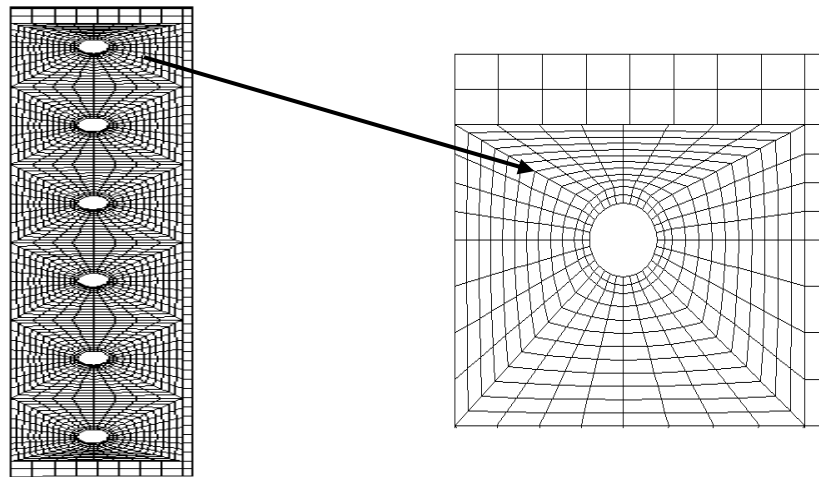


Figure 6.10 – Maillage de surface de contact platine et semelle de poteau.

Par ailleurs, des éléments volumiques de type CUB8 (figure 6.11), 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.

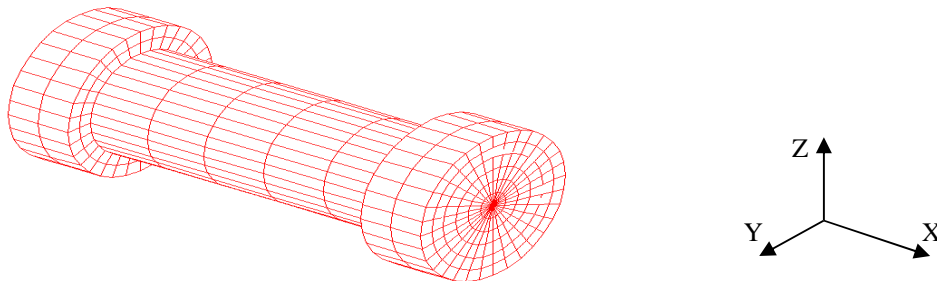


Figure 6.11 – Maillage de boulon.

5- Méthode adoptée

L'objectif principal de la présente étude consiste à étudier les différentes distributions des champs de contraintes et de déformations entre les différents éléments composant notre assemblage ainsi que l'analyse des surfaces de contact entre la platine et la semelle du poteau et ce, aussi bien en phase de comportement élastique qu'en phase de comportement plastique. Toutefois, il y a lieu de signaler d'importantes influences de certains paramètres sur ces distributions. Il s'agit en l'occurrence de l'influence de l'épaisseur de la platine ainsi que celle concernant la présence (ou non) des raidisseurs dans l'assemblage. A cet effet, la démarche suivie lors de la présente étude, consiste à étudier en premier lieu les influences de ces paramètres en phase de comportement élastique. De la même manière, la phase de comportement plastique sera analysée en second lieu. Les analyses de ces deux étapes (élastique et plastique) seront complétées en dernier lieu par une discussion de tous les résultats obtenus.

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

6- Analyse des résultats en phase de comportement élastique

6.1-Influence de l'épaisseur de la platine

6.1.1-Analyse des déformées

La figure 6.12 ci-dessous représente trois déformées de l'assemblage avec des platines d'épaisseurs différentes : de 10mm (à gauche), de 20mm (au milieu) et de 30 mm (à droite). Il est clair que la déformation est plus importante dans les assemblages ayant des platines d'épaisseurs minces. Ceci est due à la faible rigidité en flexion de cette platine, d'où une plus grande déformabilité de cet assemblage.

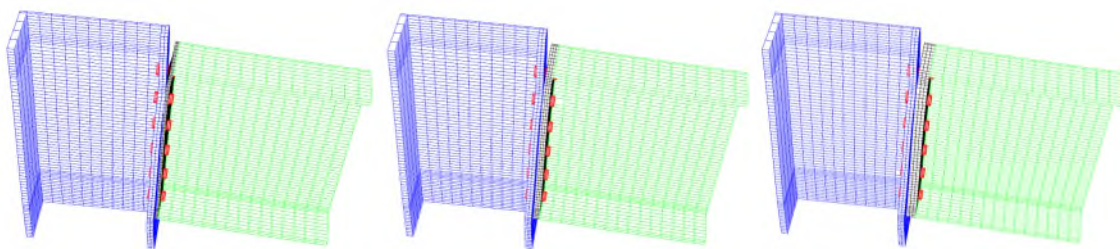


Figure 6.12- déformées de l'assemblage avec des platines d'épaisseurs différentes de 10mm (à gauche), de 20mm (au milieu) et de 30 mm (à droite)

6.1.2-Analyse de la distribution des contraintes

En phase élastique obtenue sous un moment et un effort tranchant assez faibles avec $M=18$ KNm et $V=72$ KN, les distributions des champs de contraintes de VONMISES dans le poteau, la poutre, la platine et les boulons, pour les trois cas d'épaisseurs (10, 20 et 30mm) sont représentées sur les figures 6.14A, 6.14B et 6.15. On peut constater sur ces figures qu'en augmentant l'épaisseur, les contraintes maximales dans les boulons ont diminué de 127 MPa (pour 10mm) vers 90 MPa (pour 20mm) et 92MPa (pour 30mm). Ceci peut être attribué au phénomène de l'effet de Levier(figure13) dont l'effet sur les efforts internes dans les boulons n'est significatif que lorsque la platine est mince (10mm).Ce phénomène connu est dû à la déformabilité de la platine mince dont la surface de contact avec la semelle du poteau devient excentrée tout en créant une force supplémentaire Q dite force de Levier et qui s'ajoute aux efforts internes déjà existants dans le boulon.

En ce qui concerne la distribution des contraintes dans les autres parties de l'assemblage, on peut remarquer que les contraintes maximales augmentent de l'ordre de 10MPa dans les poteaux. Par contre, il y a une certaine diminution de ces contraintes au niveau de la platine dans la mesure où elles diminuent de l'ordre de 25 MPa (en augmentant de 10 à 20 mm) et de 18 MPa (en augmentant de 20 à 30mm). Enfin, les contraintes maximales dans les poutres ont également diminué de 36 MPa (épaisseur 10mm) vers 27 MPa (épaisseur 20mm) et 22 MPa (épaisseur 30 mm).

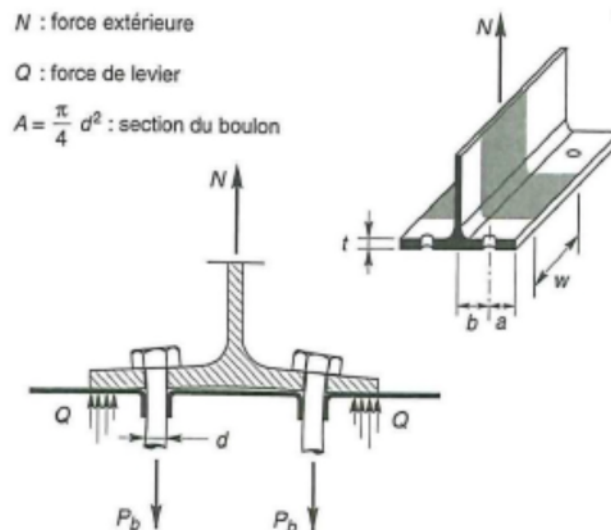


Figure 6.13 : (extrait de Jean Morel) : Phénomène de l'effet de levier dû à la déformabilité de la platine mince

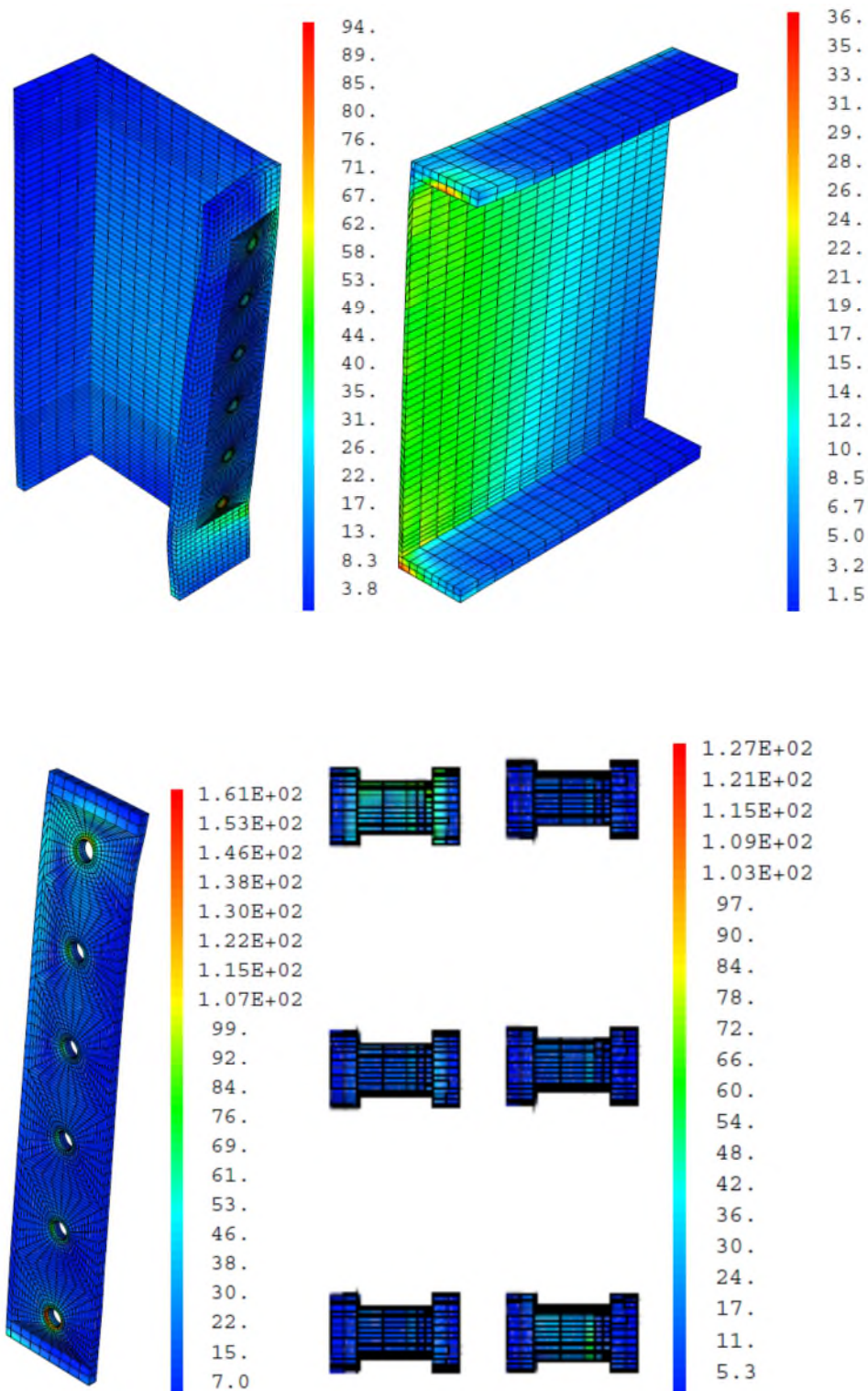


Figure 6.14.A– Distribution élastique des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 10mm sous $M=18$ KNm et $V=72$ KN

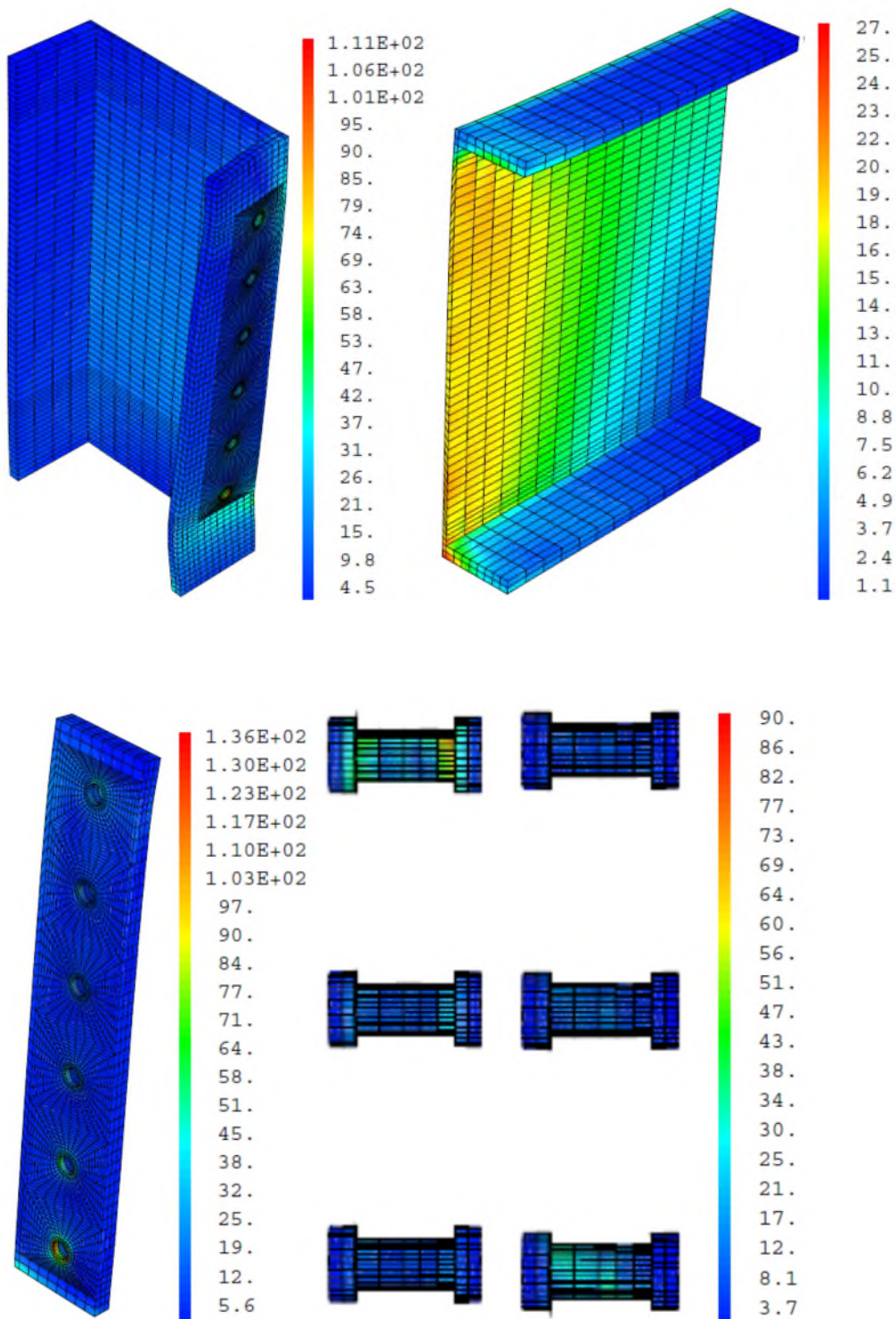


Figure6.14.B – Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l’assemblage avec une platine d’épaisseur de 20mm sous $M=18$ KNm et $V= 72$ KN.

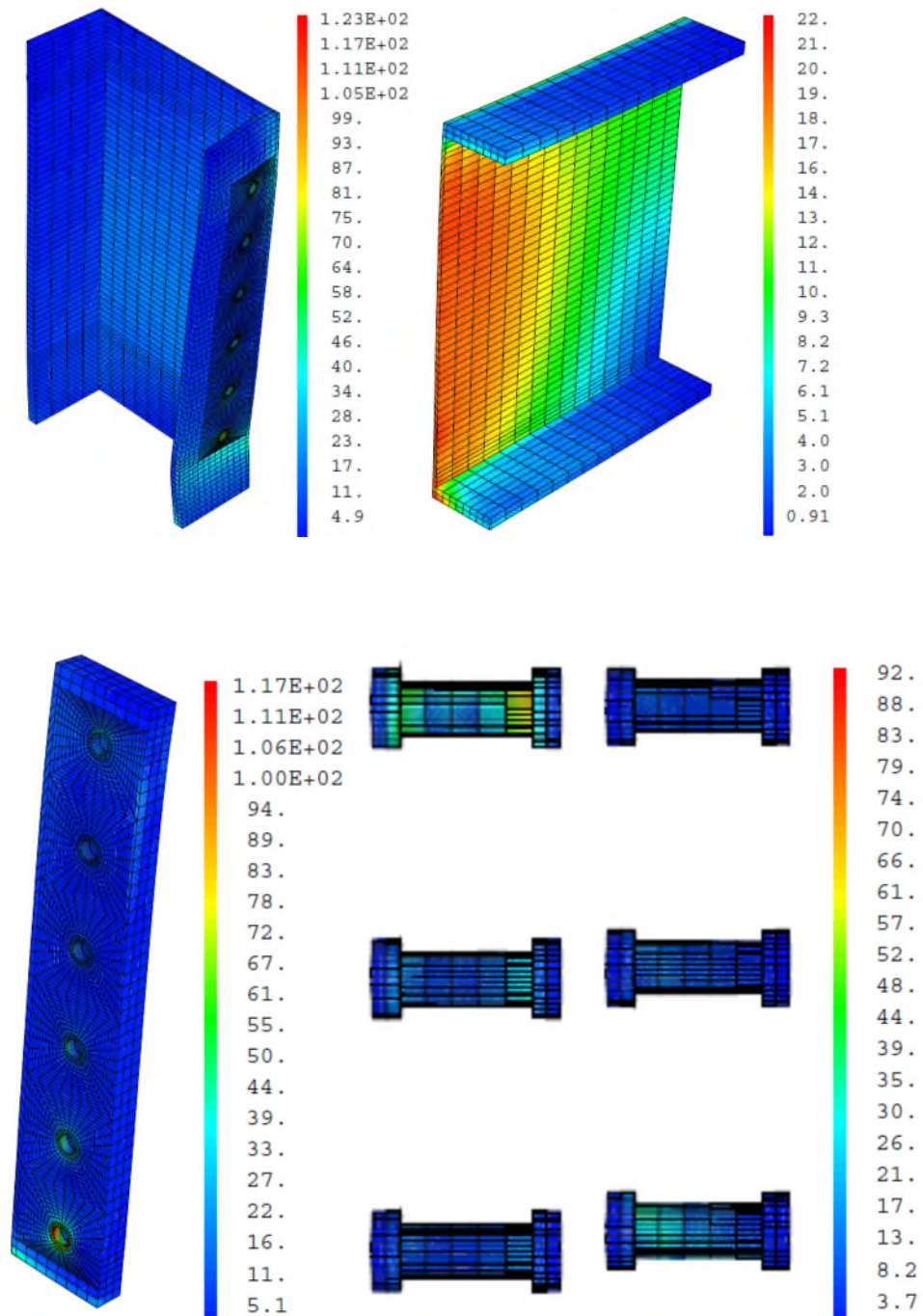


Figure 6.15– Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 30mm sous $M=18$ KNm et $V= 72$ KN..

6.2-Influence de la présence ou non des raidisseurs

6.2.1-Analyse des déformées

En adoptant une épaisseur fixe de platine de 20mm, la figure 6.16 ci-dessous représente les deux déformées de l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche), on constate que la présence des raidisseurs fait diminuer la déformabilité des semelles des poteaux et contribue donc à la réduction de la rotation de l'assemblage. Autrement dit, les raidisseurs font augmenter la rigidité en rotation de l'assemblage.

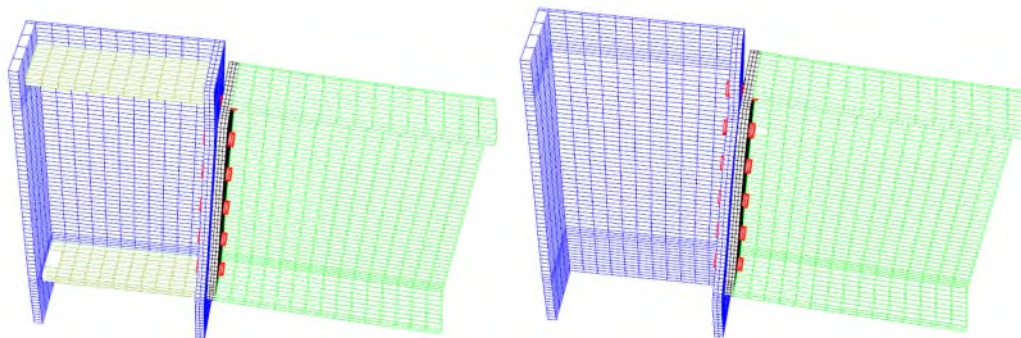


Figure 6.16– déformées de l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).

6.2.2 -Analyse des champs de contrainte

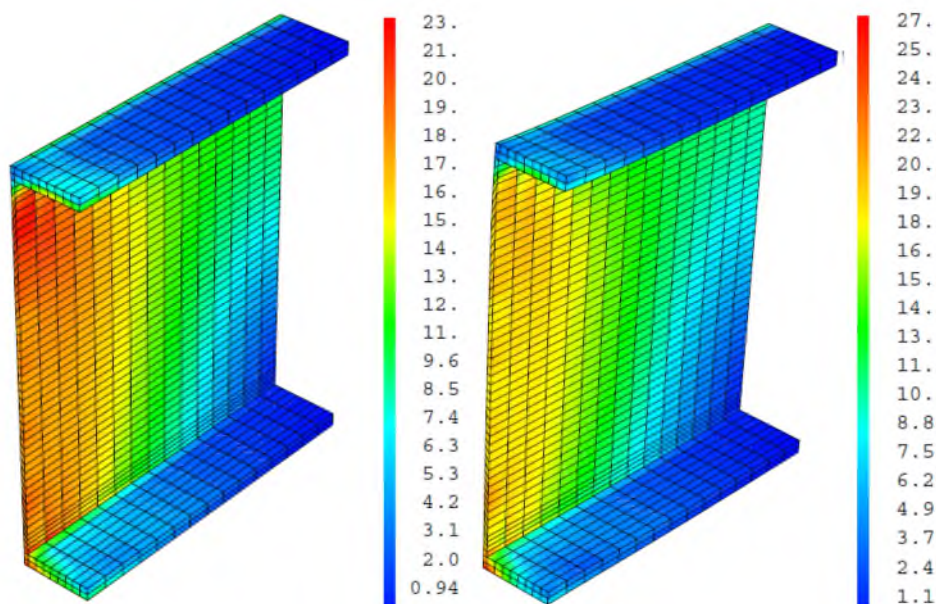


Figure 6.17– Distribution des champs de contraintes de VONMISES des poutres dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).

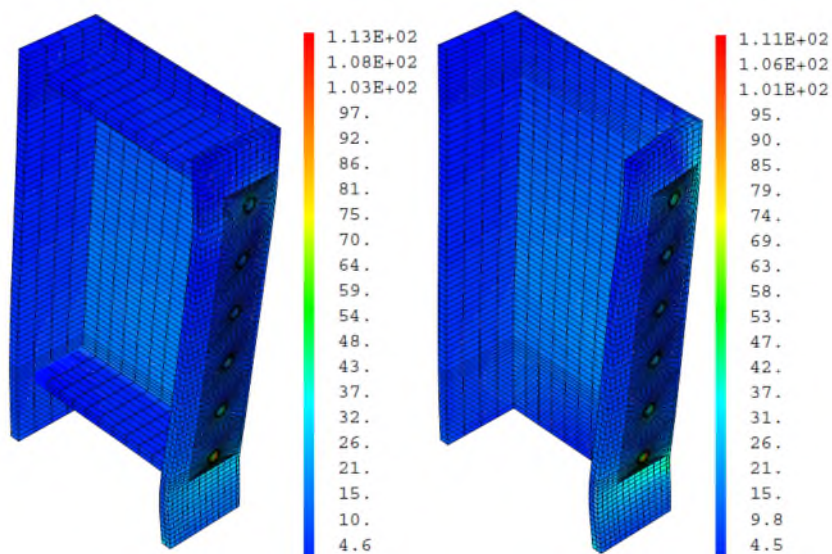


Figure 6.18– Distribution des champs de contraintes de VONMISES des poteaux dans l’assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).

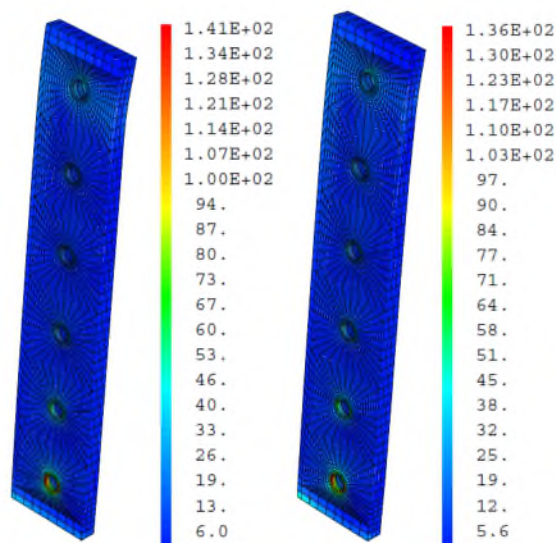


Figure 6.19– Distribution des champs de contraintes dans la platine de l’assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).

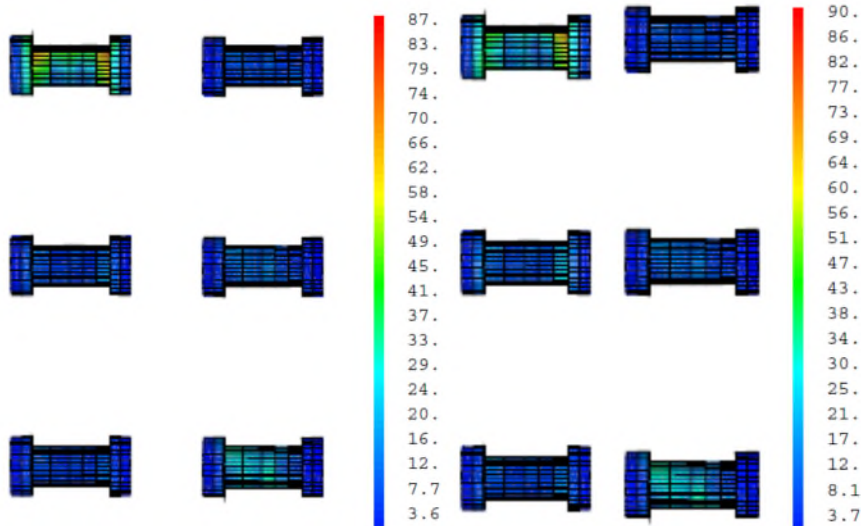


Figure 6.20– Distribution des champs de contraintes de VONMISES des boulons dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche).

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

7 - Analyse des résultats en phase de comportement plastique

7.1 -Influence de l'épaisseur de la platine

7.1.1- Analyse des processus de plastification

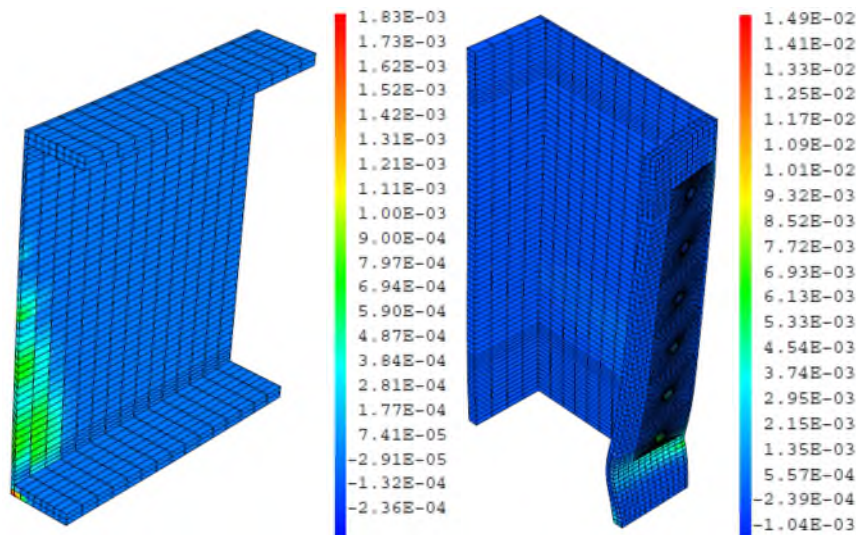
Les figures ci-dessous (figures 6.21, 6.22 et 6.23) représentent les champs de déformations inélastiques dans les composants de cette assemblage (poutre, platine, poteau et boulons) et ce, pour les trois cas d'épaisseurs 10,20 et 30 mm correspondant à chargement provoquant un moment $M=117\text{KNm}$ et un effort tranchant $V= 468 \text{ KN}$.

Concernant la plastification de la poutre, celle-ci se plastifie faiblement jusqu'à 0.18%, au niveau de sa partie inférieure lorsque la platine est mince (10mm) tandis qu'elle se plastifie et de manière plus faible jusqu'à 0.02% au niveau de la partie supérieure lorsque la platine est suffisamment épaisse (20 ou 30 mm). Ceci peut être expliqué par l'état de décollement de la platine mince par rapport à la semelle et dont la zone de contact est transférée à la partie inférieure.

Concernant le poteau, la zone plastifiée se trouve au niveau de la zone de contact avec la semelle inférieure de la poutre où des fortes contraintes de compression sont transmises localement de la poutre vers le poteau. Ce qui a provoqué une flexion localisée de la semelle du poteau suivie d'une déformation plastique dont l'ordre de grandeur est compris entre 1.5 et 2 %.

Pour sa part la platine mince d'épaisseur 10 mm subit localement une très forte plastification (jusqu'à 28%) au voisinage des trous des boulons de la rangée supérieure. Ceci peut également être expliqué par l'effet de poinçonnement. Toutefois, pour les cas des deux autres épaisseurs, la plastification avoisine les 1.5%. On constate donc une diminution considérable du phénomène de plastification en passant d'une épaisseur de 10 mm à 20 mm et plus.

Enfin, vue leur haute classe mécanique (8.8) dont la limite élastique est égale à 640 MPa, les boulons utilisés présentent une déformation plastique maximale assez faible de l'ordre de 0.46% lorsque la platine est suffisamment mince (10mm). Cette valeur sera davantage réduite de moitié lorsque la platine devient plus épaisse (0.28% pour 20mm et 0.2% pour 30mm).



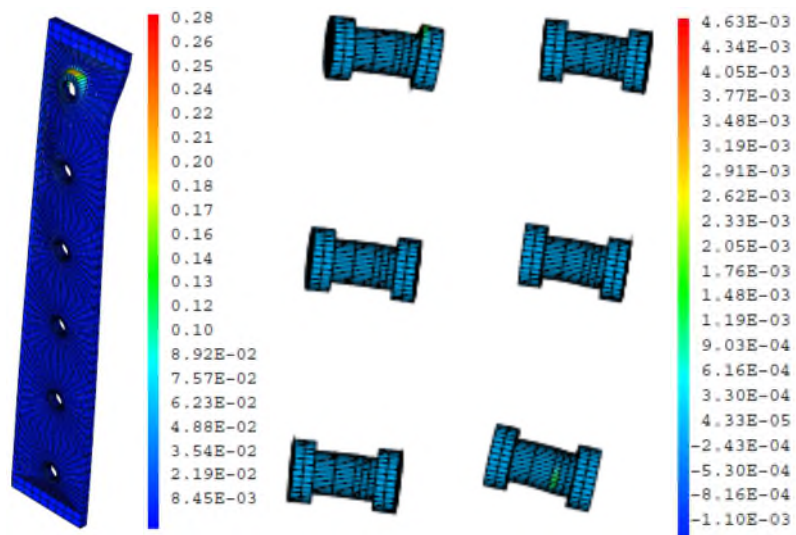
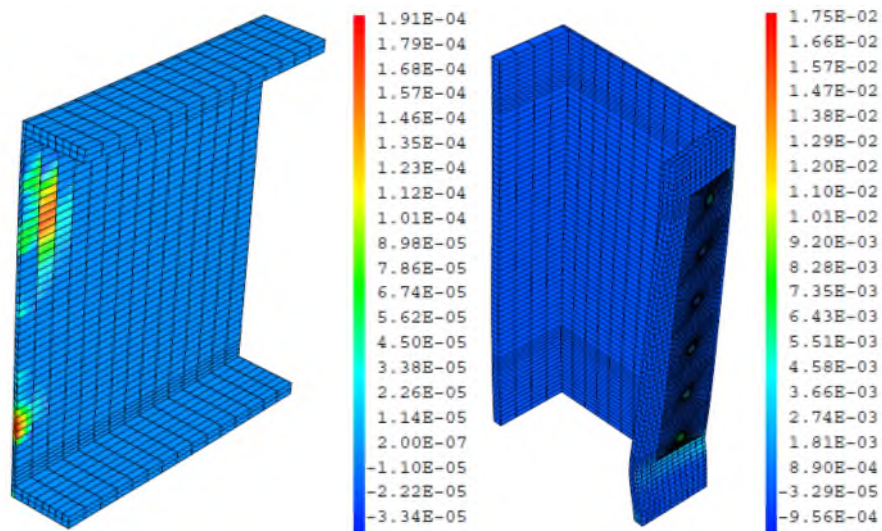


Figure 6.21- Déformations inélastiques des composants de l'assemblage
Avec une platine d'épaisseur 10mm sous $M=117\text{KNm}$ et $V=468\text{ KN}$.



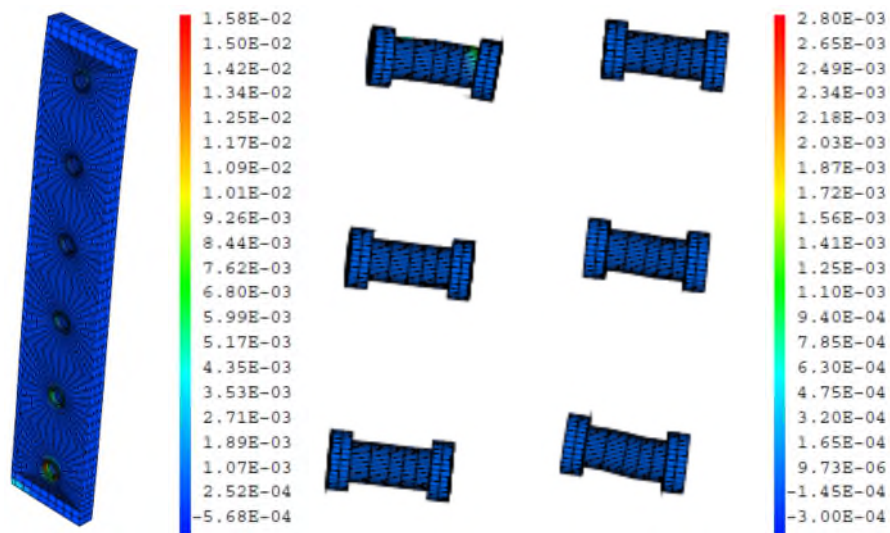
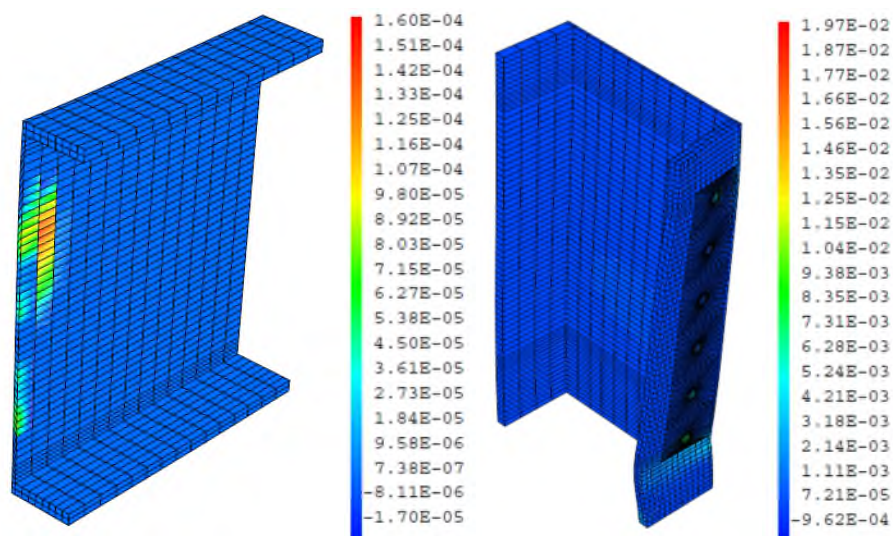


Figure 6.22- Déformations inélastiques des composants de l'assemblage avec une platine d'épaisseur 20mm sous $M=117\text{KNm}$ et $V=468\text{ KN}$.



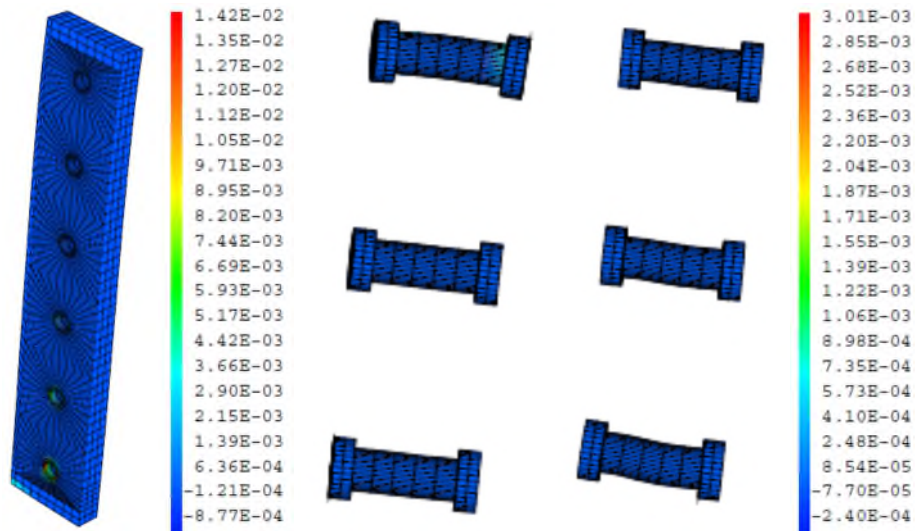


Figure 6.23- Déformations inélastiques des composants de l'assemblage avec une platine d'épaisseur 10mm sous $M=117\text{KNm}$ et $V=468\text{ KN}$.

7.2 Influence de la présence ou non des raidisseurs sur la plastification des composants de l'assemblage

Pour une platine de 20mm d'épaisseur, les figures 6.24 à 6.25 ci-dessous représentent les champs de déformations inélastiques sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite). Il est facile de constater que la présence des raidisseurs fait diminuer significativement la déformabilité inélastique des poutres et des semelles de poteaux. Par contre, une faible influence est relevée au niveau des allongements plastiques des boulons (figure 6.26). Par ailleurs, aucune influence des raidisseurs n'est relevée au niveau des champs de déformations plastiques des platines (figure 6. 27).

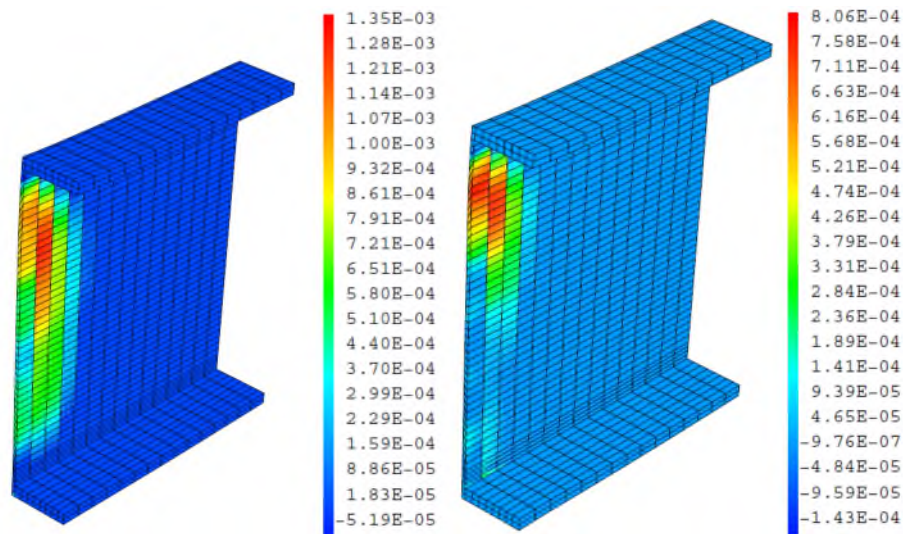


Figure 6.24 - Déformation inélastique dans la poutre de l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M= 117\text{KNm}$ et $V= 468\text{ KN}$.

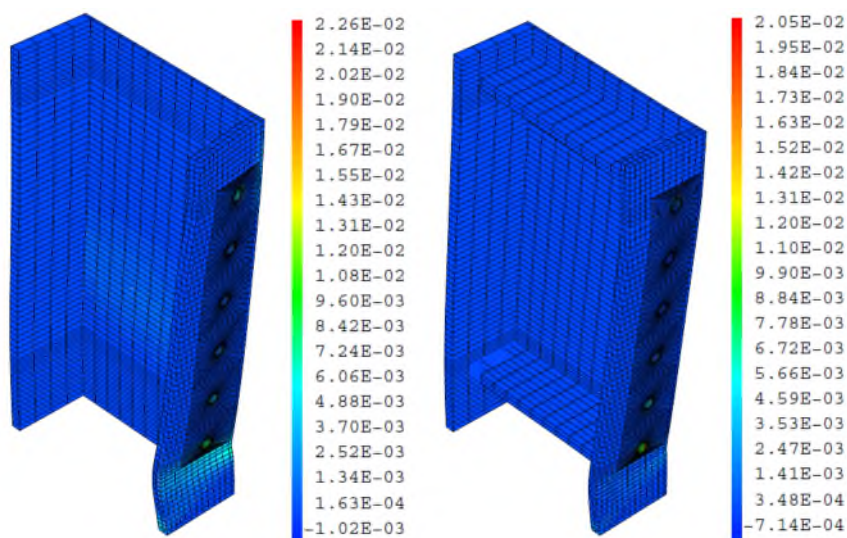


Figure 6.25–Déformation inélastique dans les poteaux de l’assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M= 117\text{KNm}$ et $V= 468 \text{ KN}$

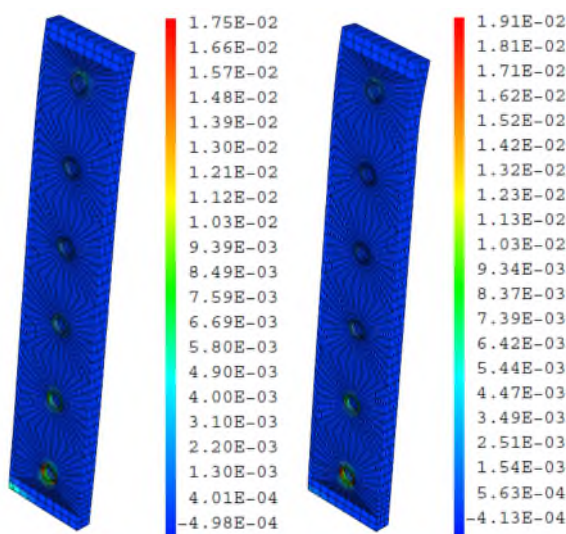


Figure 6.26- Déformation inélastique dans la platine de l’assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M= 117\text{KNm}$ et $V= 468 \text{ KN}$

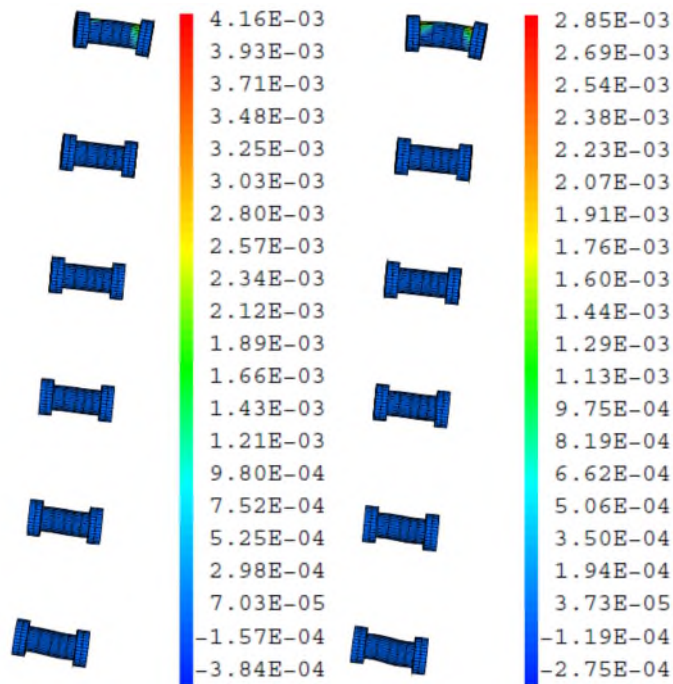
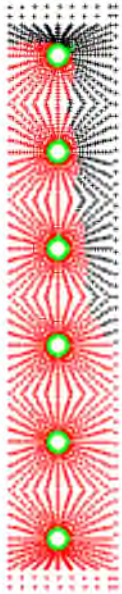
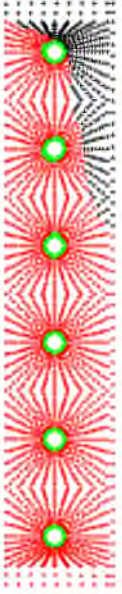
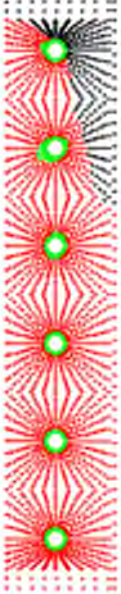
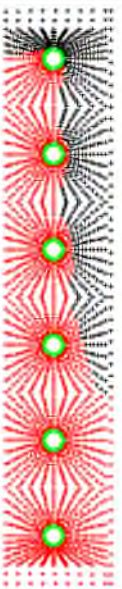
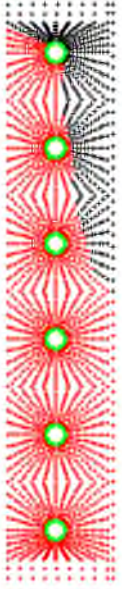
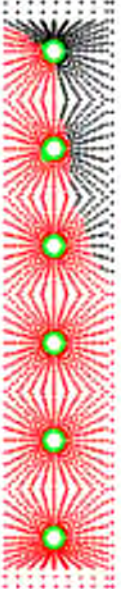


Figure 6.27- Déformations inélastiques dans les boulons de l'assemblage sans (à gauche) et avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M= 117\text{KNm}$ et $V= 468\text{ KN}$

8- Analyse des surfaces de contact en fonction de l'épaisseur de la platine

8.1- Influence de l'épaisseur de la platine

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

Efforts appliqués	Epaisseur 10mm	Epaisseur 20mm	Epaisseur 30mm
<p>M=18KNm V=72 KN</p>			
<p>M =36 KNm V =144 KN</p>			

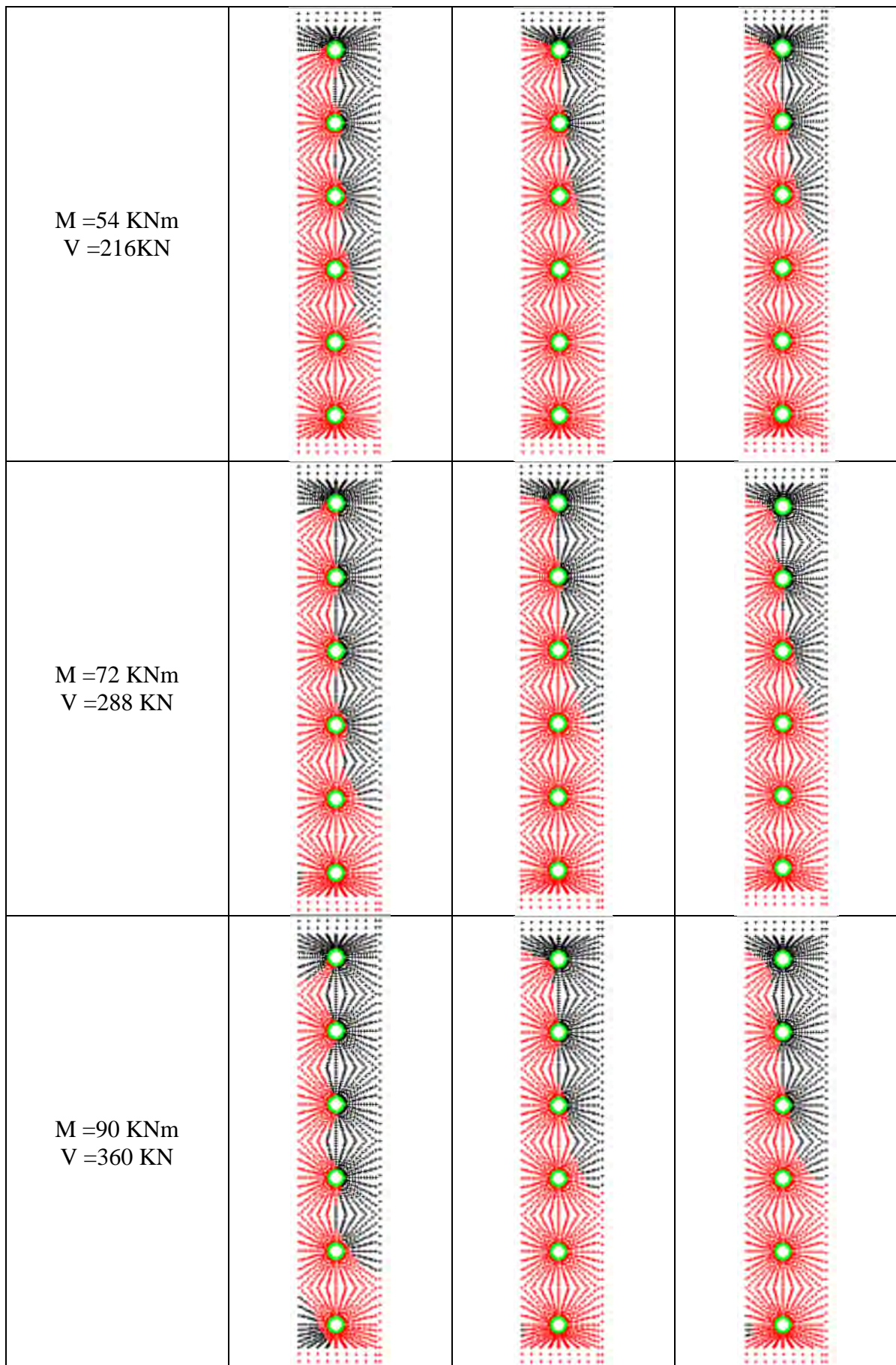
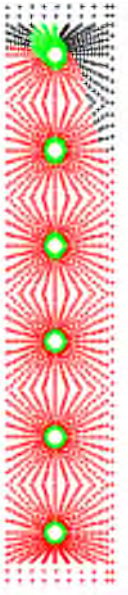
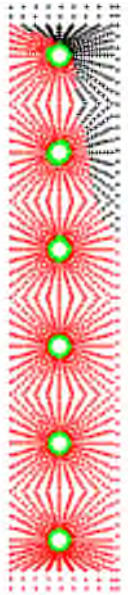
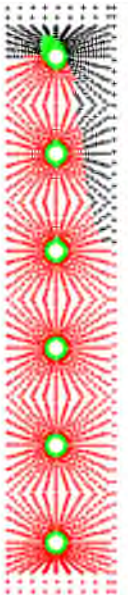
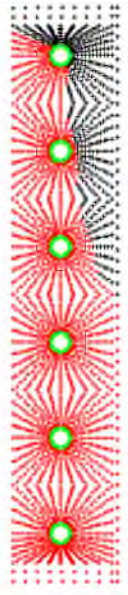


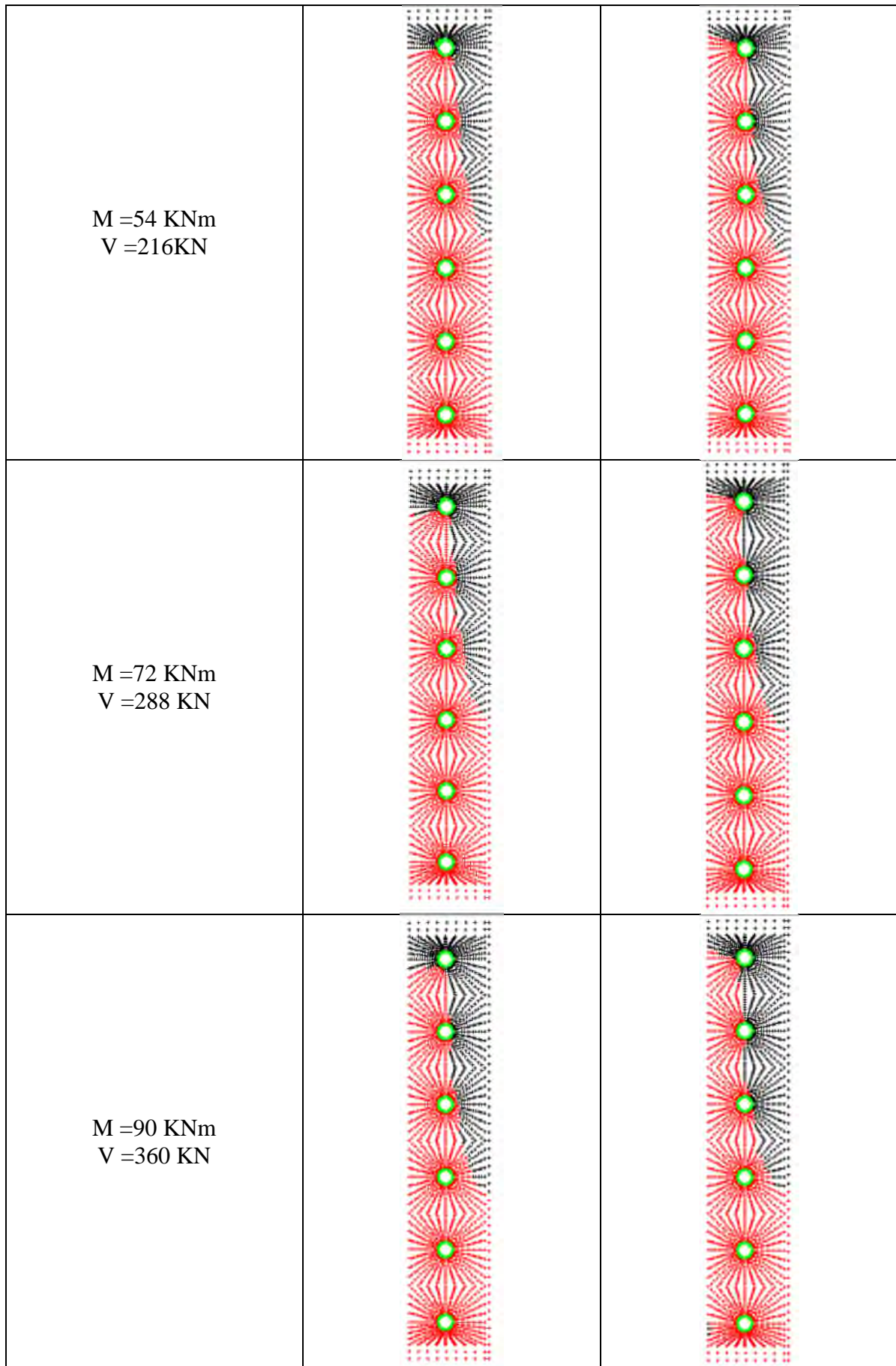
Tableau6.3- Influence de l'épaisseur de la platine

8.2 - L'influence de la présence ou non de raidisseur

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

Tableau 6. 4- L'influence de la présence ou non de raidisseur

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



9- Analyse des courbes moments rotations M- φ

9.1-Influence de l'épaisseur de la platine

La figure 6.28 ci-dessous montre les trois courbes reliant le moment M transmis par l'assemblage à rotation 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.

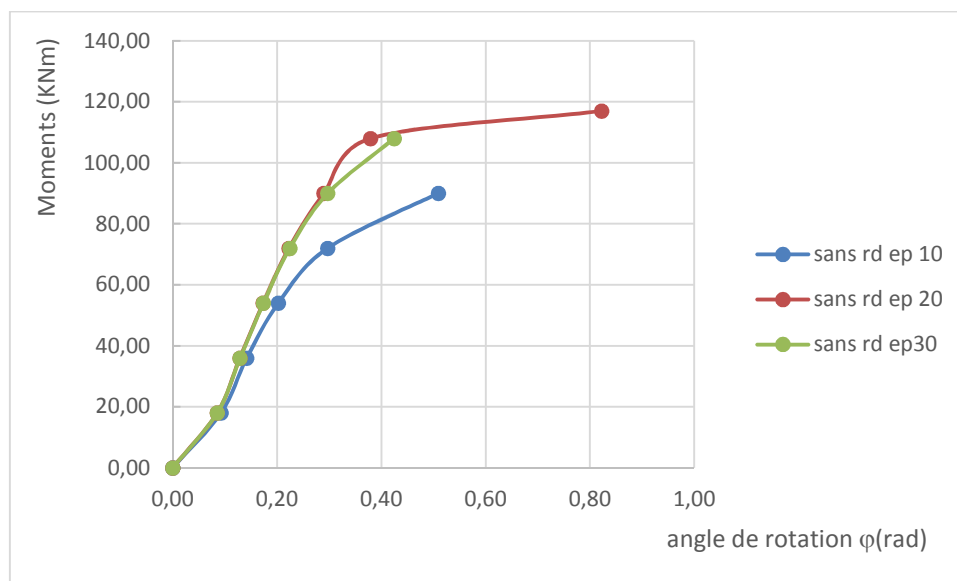


Figure 6.28- influence de l'épaisseur de la platine en l'absence des raidisseurs

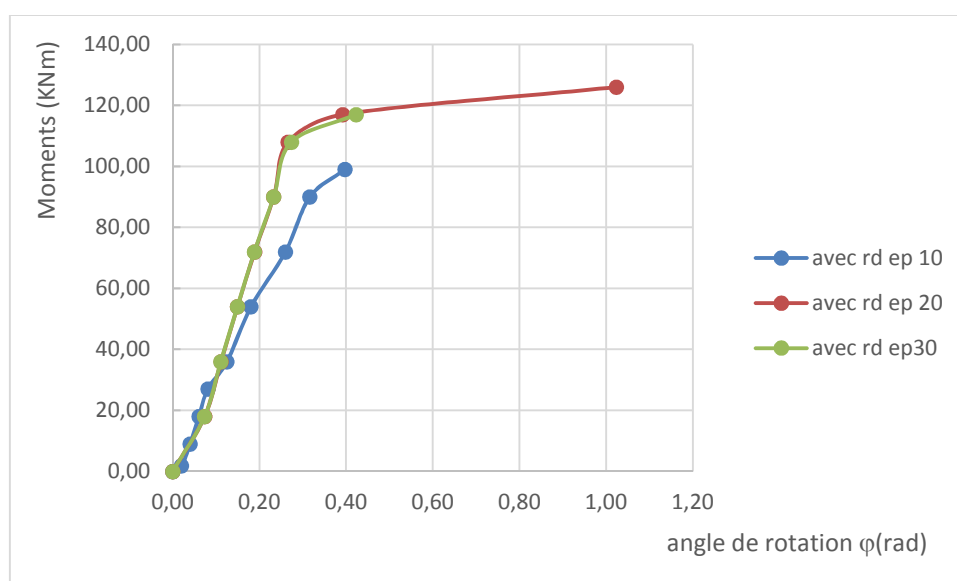


Figure 6.29- influence de l'épaisseur de la platine en présence des raidisseurs

9.2 - Influence des raidisseurs

La figure 6.30 ci-dessous montre les deux courbes reliant le moment M appliqué à l'assemblage à sa rotation en radians et ce, pour les deux cas considérés : sans et avec la présence des raidisseurs (en rouge). On peut remarquer que l'influence est minime au début du chargement (puisque les courbes sont confondues) et l'écart entre ces courbes tend à augmenter d'avantage au fur et à mesure de l'augmentation du chargement. Toutefois cet écart semble ne pas dépasser la valeur de 10%.

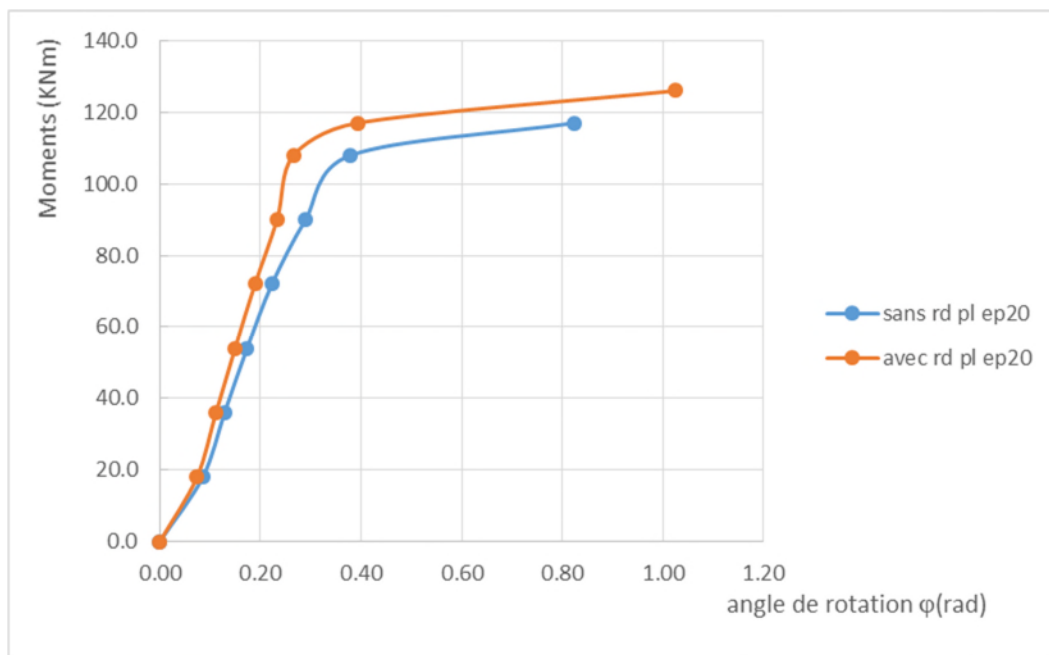


Figure 6.30-influences présence des raidisseurs platine ép 20 mm

10- Discussion des résultats et conclusion

La modélisation par la méthode des éléments finis de l'assemblage boulonné poteau-poutre avec platine d'extrémité non débordante traitée dans ce chapitre à l'aide du logiciel CAST3M VERSION 2018..avait pour objectif essentiel l'analyse de l'influence de trois paramètres principaux sur la réponse de cet assemblage (ou bien de 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 ont consisté en l'influence des raidisseurs ainsi que celle de la platine.

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

S'agissant de boulons ordinaires, des relations de contact sans frottements entre la platine d'extrémité et la semelle du poteau ont été utilisées. Plus précisément, ces relations consistent en l'écriture des conditions de non pénétration telles que formulées dans le chapitre 5.

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

L'objectif principal de la présente étude à consistée l'étude des différentes distributions des champs de contraintes et de déformations entre les différents éléments composant notre assemblage ainsi que l'analyse des surfaces de contact entre la platine et la semelle du poteau et ce, aussi bien en phase de comportement élastique qu'en phase de comportement plastique.

A l'issue de ces analyses, nous confirmons le phénomène de l'effet de levier déjà considéré par l'Eurocode 03 dans la méthode des composantes utilisant des tronçons en Té dans sa formulation. Il y a lieu de rajouter la mise en évidence de l'effet de poinçonnement de la platine lorsque celle-ci présente de faibles épaisseurs. Par ailleurs, l'approche de la théorie du contact à permis également d'identifier les zones susceptibles de faire l'objet de décollement et de favoriser la formation de mécanismes plastique par effet de Levier.

Conclusion générale

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

Liste des Figures

Chapitre 1.

- Figure 1.1-** différentes liaisons dans une structure **page3**
- Figure 1.2 -** Schéma explicatif d'assemblage de deux pièces par boulon **page4**
- Figure 1.3-** Assemblage de deux pièces A et B avec couvre-joint **page 6**
- Figure 1.4 -**Assemblage de trois pièces A.B et C **page 7**
- Figure 1.5-** Assemblage par boulon ordinaires **page 7**
- Figure 1.6-** Assemblage de deux pièces A, B par boulon **page 8**
- Figure 1.7-** Assemblage boulonné d'une poutre IPE sur poteau HEB **page8**
- Figure 1.8-** Mode de ruine par pression diamétrale **page 10**
- Figure 1.9-** Poinçonnement de la plaque par la tête de la vis **page11**

Chapitre 2.

- Figure 2.1-**Les types de profils en acier **page 13**
- Figure 2.2-** Schéma explicatif des dimensions d'une poutre métallique **page 14**
- Figure 2.3 –** Assemblage boulonné par platine d'extrémité débordante ou non débordante **page15**
- Figure 2.4-** Classification des assemblages **page 17**
- Figure 2.5-** Classification des assemblages en résistance **page18**
- Figure 2.6-** Modélisation d'une semelle de poteau et d'une platine d'extrémité sous forme de tronçons en té. **page18**
- Figure 2.7-** Profilé en Té soumis à la traction **page 19**

Figure 2.8- Premier mode Ruine des boulons seuls	page 20
Figure 2.9- Deuxième mode Ruine plastique de la semelle du profilé en Té	page21
Figure 2.10- Ruine mixte (ligne de la plastification et ruine des boulons)	page 21
Figure 2.11- Assemblage soumise à une traction centrée	Page22
Figure 2.12 Tronçon en Té équivalent	page23
Figure 2.13 Tronçon en Té	page23
Figure 2.4- la valeur de longueur équivalent	page24
Figure 2.15- distribution élastoplastique d effort	page25

Chapitre 3.

Figure 3.1- Comportements élastique	page 28
Figure 3.2 Comportements plastique	page 28
Figure 3.3- Influence de la température	page 29
Figure 3.4- Représentation de l'écrouissage isotrope	page 32
Figure 3.5- Représentation de l'écrouissage cinématique	page32
Figure 3.6- Représentation des critères (Von mises et tresca)	page34

Chapitre 4.

Figure 4.1- Exemple de contact linéique	page 36
Figure 4.2- Contact ponctuelle	page 36
Figure 4.3- Deux corps élastique déformables en contact unilatérale	page38
Figure 4.4- loi de tresca	page 40
Figure 4.5- loi de Colomb	page41

Chapitre 5.

Figure 5.1- fonctions de formes d'un élément barre **page 44**

Figure 5.2- Barreau en traction **page 45**

Figure 5.3- Changements de repère **page 49**

Figure 5.4- Changement de base d'un élément barre **page 49**

Figure 5.5- Organigramme général de résolution **page52**

Chapitre 6.

Figure 6.1- Assemblage HEA 600 et IPE 400 par platine sans raidisseur. **page 56**

Figure 6.2- Assemblages HEA 600 et IPE 400 par platine avec raidisseur. **page 57**

Figure 6.3- Caractéristiques géométriques poteau-poutre. **page 57**

Figure 6.4- Caractéristiques géométriques de la platine. **page 58**

Figure 6.5- Caractéristique du boulon M18. **page 59**

Figure 6.6- Modèle élément fini tridimensionnel de l'assemblage sans raidisseur. **Page59**

Figure 6.7- Modèle élément fini tridimensionnel de l'assemblage avec raidisseur. **page 60**

Figure 6.8- Modèle élément fini tridimensionnel de la moitié d'assemblage. **page 60**

Figure 6.9- Condition aux limites et chargement. **page61**

Figure 6.10- Maillage de surface de contact platine et semelle de poteau. **Page62**

Figure 6.11- Maillage de boulon. **page62**

Figure 6.12- déformées de l'assemblage avec des platines d'épaisseurs différentes de 10mm (à gauche), de 20mm (au milieu) et de 30 mm (à droite) **page63**

Figure 6.13-extraie de jean Morel phénomène de l'effet de levier **page64**

Figure 6.14.A-Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 10mm. **page65**

Figure 6.14.B-Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 20mm. **page66**

Figure6.15- Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans l'assemblage avec une platine d'épaisseur de 30mm. **page67**

Figure 6.16-Déformées de l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche). **page68**

Figure 6.17-Distribution des champs de contraintes de VONMISES des poutres dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche). **page68**

Figure 6.18-Distribution des champs de contraintes de VONMISES des poteaux dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche). **.page69**

Figure 6.19- Distribution des champs de contraintes de VONMISES dans la platines dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche). **page69**

Figure 6.20- Distribution des champs de contraintes de VONMISES des boulons dans l'assemblage sans (à droite) et avec la présence des raidisseurs (à gauche). **page67**

Figure 6.21- déformation inélastique des composante de l'assemblage avec une d'épaisseur 10mm sous $M=117\text{KNm}$ et $V=468\text{KN}$ **page72**

Figure 6.22- déformation inélastique des composante de l'assemblage avec une d'épaisseur 20mm sous $M=117\text{KNm}$ et $V=468\text{KN}$ **page72**

Figure 6.23- déformation inélastique des composante de l'assemblage avec une d'épaisseur 30mm sous $M=117\text{KNm}$ et $V=468\text{KN}$ **page74**

Figure 6.24- Déformation inélastique dans la poutre de l'assemblage sans (à gauche) avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M=117\text{KNm}$ et $V=468\text{KN}$ **page74**

Figure 6.25- Déformation inélastique dans les poteaux de l'assemblage sans (à gauche) avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M=117\text{KNm}$ et $V=468\text{KN}$ **page75**

Figure 6.26- Déformation inélastique dans la platine de l'assemblage sans (à gauche) avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M=117\text{KNm}$ et $V=468\text{KN}$ **page75**

Figure 6.27- Déformation inélastique dans les boulons de l'assemblage sans (à gauche) avec la présence des raidisseurs (à droite) sous $M=117\text{KNm}$ et $V=468\text{KN}$ **page75**

Figure 6.28- influence de les l'épaisseur de la platine en l'absence des raidisseurs **page81**

Figure 6.29- influence de les l'épaisseur de la platine en présence des raidisseurs **page81**

Figure 6.30- influence présence des raidisseurs platine épaisseur 20mm **page82**

Liste des tableaux

Chapitre 1.

Tableau 1.1- Les principales caractéristiques géométriques **page4**

Tableau 1.2- tableau des valeurs nominales de f_{yb} et f_{ub} pour les Classes des boulons **page6**

Chapitre 5.

Tableau 5.1- Description du quelque directive **page54**

Tableau 5.2- Description du quelque opérateurs. **Page54**

Chapitre 6.

Tableau 6.1- Caractéristiques géométriques de la poutre et du poteau (en mm). **page57**

Tableau 6.2- Dimensions et positions des trous dans la platine (en mm). **page58**

Tableau 6.2- Influence de l'épaisseur de la platine **page79**

Tableau 6.2- Influence de la présence ou non de raidisseur **page80**

Liste des notations

F_{yb} : La limite d'élasticité

F_{ub} : résistance à la traction des boulons

F_t : l'effort de la traction

F_b : La résistance à la pression diamétrale

IPE: poutrelle européennes en T

HEA: Poutrelles européennes en H à larges ailes

W^c : champ de déplacement

R^c : champ de réaction

μ : Coefficient de frottement

w : L'énergie de déformation

T : L'énergie de travail

ε : La déformation

σ : La contrainte

F_n : Composant normale de force de contact

Φ : La rotation dans l'assemblage

F_j : la rigidité nominale de l'assemblage

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

p_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

Références Bibliographiques

- [1] mémoire master bibliographe sur Déférent type liaison
- [2] Construction métallique Acier Béton
- [3] www.eurocodes.fr
- [4] Ms.Gc ben ketti*Guen douz.pdf
Classifications des assemblages
- [5] La déformation plastique et élastique .wikipedia
[/http://fr.wikipedia.org/wiki/déformation](http://fr.wikipedia.org/wiki/déformation)
- [6] [http://fr.wikipedia.org/wiki/critère de plasticité](http://fr.wikipedia.org/wiki/critère_de_plasticité)
- [7] <http://fr.wikipedia.org/wiki/écrouissage>
- [8] mémoire master bibliographie sur les types de contacts
- [9] mémoire master bibliographie sur description de l'assemblage
- [10] Critères de Tresca et Von mises : <http://Fr.wikipedia.org>

Chapitre1

Généralités sur les assemblages

Chapitre 2

*Calcul élastoplastique
d'un assemblage poutre
poteau par platine d'extrémité selon l'eurocode 03*

Chapitr 3

les lois de comportement en plasticité

Chapitre 4

Le problème de contact avec frottements

Chapitre 5

Bref aperçu sur MEF

Chapitre 6
Modélisation par
élément finis, résultats
et discussion