

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENE CIVIL

N° :



DOMAINE : STRECTEUR ET TECHNOLOGIE
FILIERE : GENE CIVIL
OPTION : STRECTEUR

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par: MESSAAD KAIMA
BEN SILETTE SAIDA

Intitulé

Calcul des assemblages métalliques de type
(poutre - poteau)

Soutenu devant le jury composé de:

Boulaouad Abderrachid	Université M'sila	Président
Titoum Messaoud	Université M'sila	Rapporteur
Ouzendja Djamel	Université M'sila	Examineur

Année universitaire : 2016 /2017



Remerciements

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

*Nous rendons nos profondes gratitudees à Dieu le tout puissant
qui nous a aidés à réaliser ce modeste travail.*

*Nous sommes très reconnaissant à Monsieur le Pr : TITOU
MESSAOUD pour nous avoir encadré et en particulier son
soutient, ses conseils et sa patience. Son expérience et sa
connaissance ont contribué à notre formation scientifique.*

*Nous exprimons toute nos gratitudees à nos parents, nos frères,
nos sœurs qui nous ont apporté soutien et encouragements tout
au long de nos études. Nous leurs
réservons une pensée toute particulière.*

*Enfin, merci à nos amis qui ont partagé au quotidien nos espoirs
et nos inquiétudes, qui nous ont réconforté dans les moments
difficiles et avec qui nous avons partagé d'inoubliables
instants de détente.*



Tous ceux qui m'aiment et que j'aime.



RESUME

Dans ce travail de fin d'études ,nous avons fait l'analyse du comportement d'un assemblage métallique de type (poutre –poteau) par platine d'extrémité boulonnés en utilisant la méthode des composantes adoptée par le règlement de conception et calcule des construction métallique E'urocode 3.

Après la présentation de la méthode des composant, nous avons donné une comparaison entre un assemblage (poutre –poteau) avec raidisseur et un autre sans raidisseur.

En conclusion nous avons trouvé que l'assemblage (poutre –poteau) sans raidisseur est classifie comme un assemblage semi-rigide et partiellement résistance .

ABSTRACT

In this end-of-study work, we analyzed the behavior of a bolted-end-type metal (bolt-post) type assembly using the component method adopted by the design regulation and calculated Metal construction E'urocode 3.

After the presentation of the component method, we have given a comparison between an assembly (beam-post) with stiffener and another without stiffener.

In conclusion we found that the assembly (beam-post) without stiffener is classified as a semi-rigid and partially resistant assembly.

ملخص

في هذه المذكرة، نقوم بتحليل سلوك الروابط المعدنية عمود عارضة (قائمة، كمرّة) بواسطة صفيحة البلاطين باللوالب مسبقة الإجهاد، باستخدام طريقة المركبات المتبنيات وفقا لقواعد تصميم وحساب البنايات المعدنية الأروكود 3.

بعد عرض طريقة المركبات، أعطينا مقارنة بين التجمع (قائمة، كمرّة) مع الميبس وآخر دون الميبس.

وفي الختام وجدنا أن التجمع (قائمة، كمرّة) دون الميبس تصنف على أنها جمعية شبه جامدة ومقاومة جزئيا.

Sommaire

<u>Résumé</u>	I
<u>Sommaire</u>	II
<u>Notation</u>	V
<u>Liste des figures</u>	VI
<u>Liste des tableaux</u>	VII
<u>Introduction Générale</u>	01

Premier chapitre : Etude bibliographique sur les assemblages dans les bâtiments métalliques

1.1- Introduction.	03
1.2- Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité	03
1.2.1- Types d'assemblages boulonnés par platine d'extrémité	03
1.3- Assemblage poteau-poutre par cornière d'âme et ou de semelle	06
1.4- Comportement des assemblages	06
1.5- Classification des assemblages métalliques	05
1.5.1- <i>Classification par la rigidité</i>	08
1.5.2- <i>Classification par la résistance</i>	09
1.5.3- <i>Classification par la capacité de rotation</i>	10
1.6- Modélisation des assemblages poutre-poteau	11
1.7- Renforcement d'assemblages	13
1.8- Modélisation des assemblages adoptée par l'Eurocode 3	15

Deuxième chapitre : caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

2.1- Introduction	17
2.2 La méthode des composante -3	19
2.3 Approche analytique de calcul des assemblages selon l'EC3	20
2.3.1 Approche pour le calcul de la rigidité.	20
2.3.2 Approche pour le calcul de la résistance	24
2.3.3 Approche pour le calcul de la Capacité de rotation	27
2.4 Concept du tronçon en té	27

Troisième chapitre : exemple d'application

3.1 Présentation générale	33
3.2 Exemple de calcul N°1: assemblage poutre – poteau non raidi	33
3.2.1 Données	33

3.3.8.5 Classification (cf. clause 5.2.2.5 (1) 62

de la norme NF EN 1993-1-8)

Conclusion générale 63

Références bibliographiques

Annexe

Notation

Notation

▪ Caractéristique de l'assemblage

$M_{j.Ed}$: moment fléchissant de calcul au point d'épure des barres ;

$M_{j.Rd}$: moment fléchissant résistance de l'assemblage ;

s_j : rigidité en rotation de l'assemblage ;

$s_{j.ini}$: rigidité en rotation initiale rigidité en rotation

▪ Résistances /rigidités des composantes de l'assemblage

$F_{C.fb.Rd}$: résistance de la semelle et de l'âme de la poutre comprimées;

$F_{C.wc.Rd}$: résistance de l'âme du poteau comprimé ;

$v_{wp.Rd}$: résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement ;

$F_{t.r.Rd}$: résistance en traction de la rangée de boulons r ;

$F_{T.i.Rd}$: résistance en traction d'un T équivalent pour le mode de ruine i ;

$F_{t.Rd}$: résistance d'un boulon à la traction ;

h_r : bras de levier de la rangée de boulons r par rapport au centre de Compression ;

$k_{i,r}$: coefficient de rigidité pour la composante i ;

k_{eq} : coefficient de rigidité équivalent à la partie tendue ;

z_{eq} : bras de levier de la partie tendue par rapport au centre de Compression;

▪ Caractéristiques géométriques

L_{eff} : longueur efficace d'un rangée (d'un groupe de rangée)de boulons ;

t_{fb} : épaisseur de la semelle du poutre ;

t_{wb} : épaisseur de la l'âme du poutre ;

t_p : épaisseur de la platine ;

t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau ;

t_{wc} : épaisseur de la l'âme du poteau ;

A_{vc} aire de cisaillement du poteau .

▪ Propriétés des acier

E : module d'young . $E = 210000$ MPa .

f_y : limite d'élasticité de l'acier ;

f_{ub} : résistance ultime à la traction des boulons .

Listes des Figures Et des tableaux

Listes des Figures

CHAPITRE : 1

Figure 1.1 : Assemblages boulonnés par platine d'extrémité dans une structure en acier.....	04
Figure 1.2 : Assemblage poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée	05
Figure 1.3 : Assemblages et attaches	05
Figure 1.4:-Exemple d'assemblage tridimensionnel	06
Figure 1.5 : Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelle	06
Figure 1.6: Comportement semi-rigide des assemblages en acier	07
Figure 1.7 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique.....	08
Figure 1.8: Limites de la classification des assemblages par résistance	09
Figure 1.9 : Classification des assemblages par la capacité de rotation	10
Figure 1.10 : Modélisation d'assemblages (analyse globale élastique	12
Figure 1.11 : Modélisation d'assemblages (analyse globale élastique).....	13
Figure I-12 : Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3.....	14
Figure I-13 : Assemblages avec raidisseurs de platine d'about débordante	15
Figure 1.14: Modélisation simplifiée des assemblages selon l'Eurocode 3	16

CHAPITRE : 2

Figure 2.1 : Composantes d'un assemblage poutre-poteau boulonné par platine d'extrémité	18
Figure 2.2 : Comportement d'une composant	20
Figure 2.3: Composantes d'un assemblage poutre-poutre en acier représentées par des ressorts	21
Figure 2.4: Approche EUROCODE 3 pour le calcul de la rigidité initiale d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité boulonnée	22
Figure 2.5: Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulon	25
Figure 2.6 : Modélisation d'une semelle de poteau et d'une platine d'extrémité sous forme de tronçons en té	28
Figure 2.7 : Mode de ruine du tronçon en té	29
Figure 2.8: Répartition des moments dans un tronçon en té	31
Figure 2.9 : Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme individuel).....	32
Figure 2.10 : Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme de groupe)	32

CHAPITRE : 3

Figur 3.1:schéma de l' assemblage poteau – poutre à vérifiere	33
Figure 3.2:schéma de l' assemblage poteau – poutre à vérifiere.....	50

ANNEXE

Figure E-2: Valeurs de a pour des semelles du poteau raidi et de la platine d'extrémité	
---	--

Listes des Tableaux

CHAPITRE :1

Tableau : 1 - 1 Modélisation des assemblages dans l'analyse des structures en acier..... 12

CHAPITRE :2

Tableau : 2 – 2 Liste des composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité..... 18

CHAPITRE :3

Tableau : 3.1 calcule la résistance de l'assemblage..... 47

Tableau : 3.2 la résistance de la zone tendue coté poutre 52

Tableau : 3-3 calcule la résistance de l'assemblage 60

ANNEXE

Tableau Annexe -1 tableau des longueur efficace semelle poteau en flexion

Tableau Annexe -2 Tableau des longueur efficace semelle poteau en

Tableau Annexe -3 Tableau des longueur efficace platine d'extrémité

Tableau Annexe -4: tableau des caractéristique géométrique des boulons

Tableau Annexe -5: Tableau des caractéristique mécanique des Boulons

Introduction générale

Introduction générale

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

Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les **assemblages**. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, Les assemblages ont donc un double rôle qui est de permettre la constitution de la structure en acier apte à supporter les charges et les surcharges appliquées et surtout de contribuer à sa pérennité et à sa stabilité globale.

Les assemblages dans les structures en acier sont, en règle générale, réalisés par soudure et/ou par boulonnage. L'assemblage par platine d'extrémité est largement utilisé Dans les structures en acier et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication. Toutefois, le comportement structural de ce type d'assemblages est extrêmement complexe à analyser. Cette complexité est due à la variation de leurs propriétés géométriques et matérielles qui aboutit à un comportement difficile à prédire.

Ainsi, pour la réalisation de notre mémoire, nous avons scindé notre travail en trois chapitres :

- Le chapitre I, à caractère bibliographique, permet de faire une présentation générale des assemblages structuraux. Les différents types d'assemblages boulonnés d'utilisation courante et leurs principales sources de déformabilité sont décrits et définis.

Cette représentation est effectuée du point de vue des caractéristiques géométriques et mécaniques. Il est question également de la classification des assemblages, en particulier selon les critères de résistance et de rigidité ainsi que l'idéalisation des courbes moments-rotation, en s'appuyant principalement sur l'EC3 .

- Le chapitre II, Dans ce chapitre , où l'on se propose de présenter d'une manière simplifiée le contenu de l'Eurocode 3 qui traite des assemblages, on se limitera volontairement aux assemblages poutre-poteau en acier boulonnés par platine d'extrémité. On fournira les règles de classification, de caractérisation et de dimensionnement d'une manière détaillée. Enfin, on explique la procédure de la méthode des composantes proposée par l'Eurocode 3.

- Le chapitre III, consacrée à exemple d'application en détail de la méthode des composantes de L 'EUROCODE3 qui commence par l'identification des composantes de chaque type d 'assemblage étudié (assemblage poteau –poutre raide et assemblage poteau – poutre non raide) passant par la caractérisation de chaque composante pour en fin déterminer les caractéristiques principales d 'un assemblage métallique :

- leur moment résistant ($M_{j,Rd}$)
- leur rigidité initiale en rotation ($S_{j,ini}$).

Nous terminerons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous présenterons une synthèse du travail, les résultats et les recommandations pour des développements futurs.

Chapitre 1 :
Etude bibliographique sur les
assemblages dans les bâtiments
métalliques

1.1- Introduction

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

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

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

1.2-Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité

Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité constituent les parties 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 en acier.

1.2.1-Types d'assemblages boulonnés par platine d'extrémité [ENV 1993-1-1 –E' urocode 3]

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

assemblages poutre-poteau ;

➤ assemblages poutre-poutre ;

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur les assemblages dans les bâtiments métalliques

- assemblages de rabouillage (de continuité) ;
- assemblages de pied de poteau.

La figure(1.1) donne une illustration de ces types d'assemblages dans une structure en acier. Les poutres et les poteaux dans une structure en acier sont des sections en I ou H, obtenus par laminage ou reconstitués par soudage. Ces poutres et poteaux sont sollicités soit en flexion simple, soit en traction ou compression, soit en flexion composée. Ainsi, chaque type de ces assemblages doit être dimensionné pour transmettre les moments et/ou les efforts tranchants et/ou les efforts normaux.

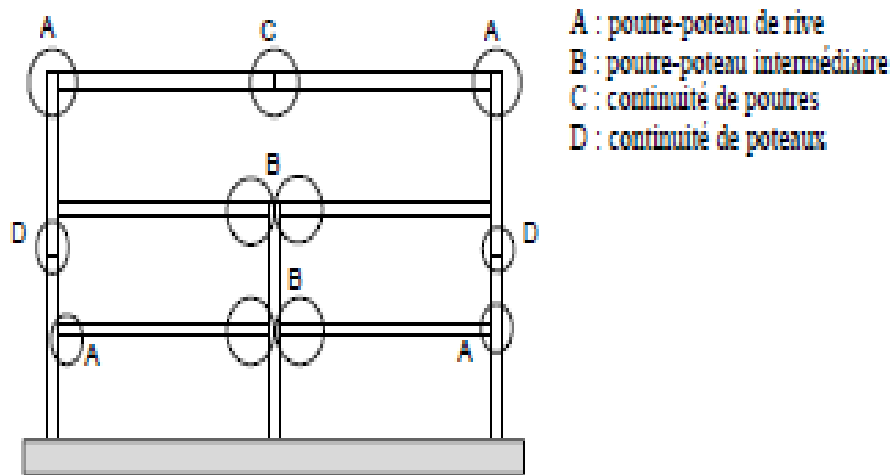


Figure 1.1 : Assemblages boulonnés par platine d'extrémité dans une structure en acier

1.2.1.1 -Assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité

Ce type d'assemblages est souvent utilisé dans le cas de changement de direction et/ou de sollicitations, voir figure(2). Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide de la platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons. Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité peuvent être réalisés par une platine courte, non débordante ou débordante.

La platine courte est soudée à l'âme de la poutre assemblée et boulonnée à l'aile du poteau ; la platine non débordante borde la poutre sur toute sa hauteur. Enfin, la platine débordante dépasse la hauteur de la poutre. La figure 1.2 donne une illustration de la topologie de ces trois types d'assemblages.

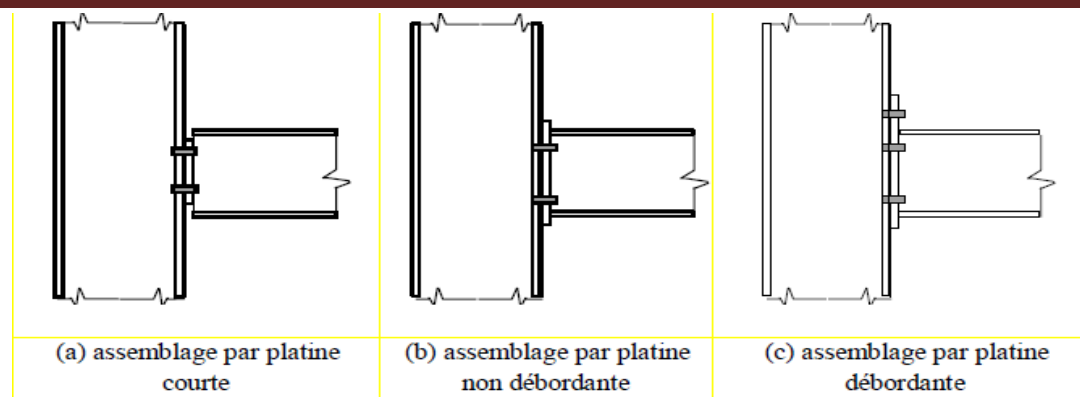


Figure 1.2 : Assemblage poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée

Le terme assemblage signifie toute la zone d'interaction qui englobe une partie de la poutre assemblée, la platine d'extrémité y compris les boulons et soudures et la partie du poteau à hauteur de la platine, comme illustré dans la figure 1.3 . [Bijlaard 1989, Nethercot 1990] pour le cas d'un assemblage poutre-poteau de rive et d'un assemblage poutre-poteau intermédiaire.

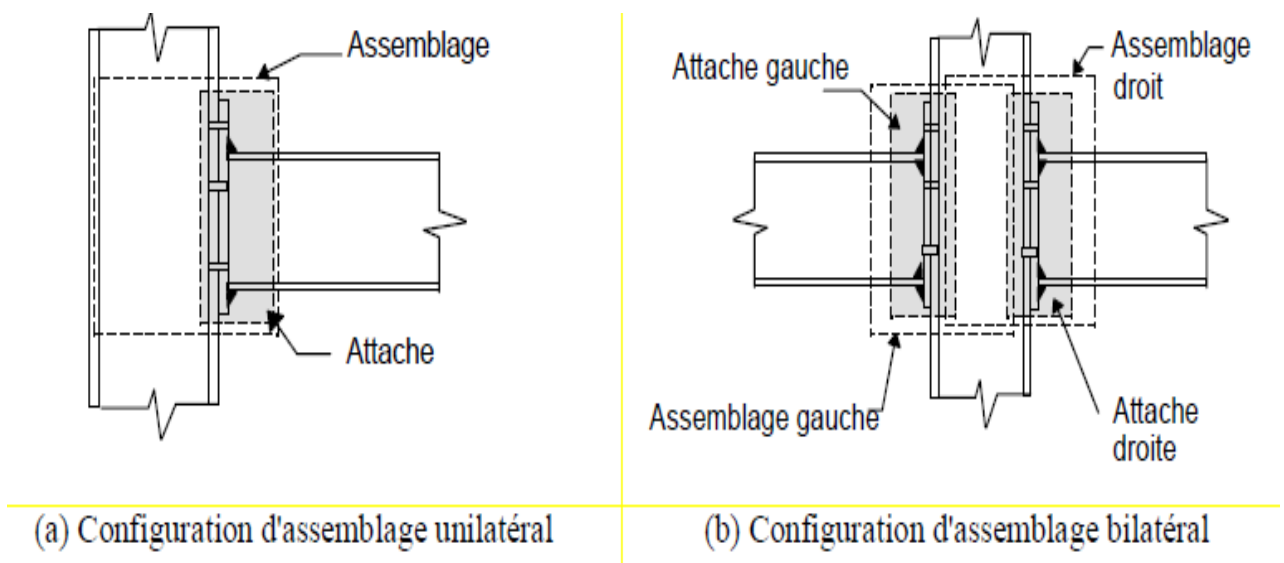


Figure 1.3 : Assemblages et attaches

Il convient de signaler que l'assemblage poteau-poutre peut être tridimensionnel. Il est alors caractérisé par la présence de poutres assemblées sur les semelles et sur l'âme du poteau (Figure 1.4). C'est ainsi que nous pouvons trouver des zones d'attache sur l'axe de forte inertie et sur l'axe de faible inertie du poteau.

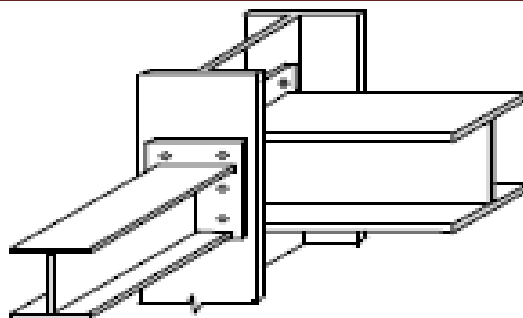


Figure 1.4: Exemple d'assemblage tridimensionnel

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

Dans ce type d'assemblages (Figure 1.5), les cornières sont boulonnées sur les semelles et les âmes du poteau et de la poutre. L'assemblage de type (a) avec une simple cornière sur l'âme de la poutre est considéré comme articulé. Ce type d'assemblage ne peut transmettre que des efforts tranchants et éventuellement un effort axial de la poutre. Il doit être capable de subir une rotation significative sans développer des valeurs élevées de moment fléchissant. Les assemblages articulés sont utilisés dans une ossature de poutres et poteaux lorsque la rigidité latérale est assurée par d'autres moyens comme par exemple une palée de stabilité triangulée. Les assemblages de types (b) et (c) sont en général semi-rigides. [Anise Abidelah –2012]

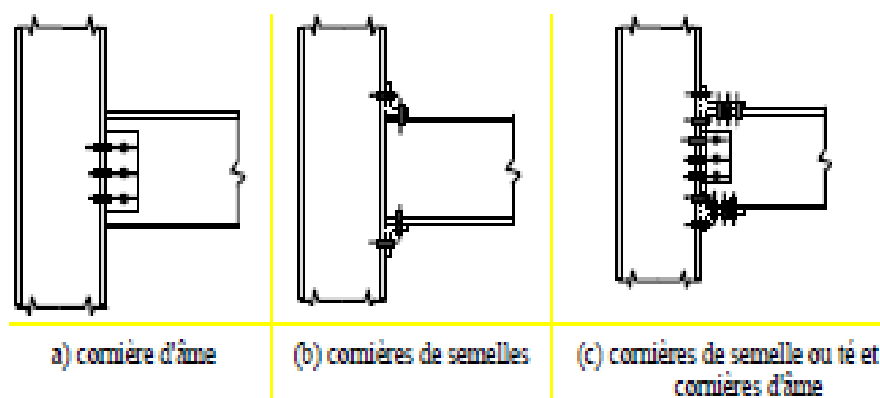


Figure 1.5 : Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles

1.4- Comportement des assemblages

D'habitude dans l'analyse globale des structures poutres-poteaux en acier, l'assemblage boulonné par platine d'extrémité courte, dimensionné pour ne transmettre aucun moment de flexion, est idéalisé comme un nœud articulé — assemblage articulé (rigidité nulle) — qui n'empêche aucune rotation (rotation élevée) des sections assemblées ; l'assemblage boulonné par platine d'extrémité débordante, dimensionné pour transmettre l'ensemble des sollicitations, est idéalisé comme un nœud rigide — assemblage rigide (rigidité élevée) —

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur les assemblages dans les bâtiments métalliques

qui interdit toute rotation relative (rotation nulle) entre les sections assemblées. [Anis Abidelah-2012]

La figure(1.6) présente des exemples de comportement d'assemblages poutre-poteau par platine d'extrémité. La courbe 1 correspond à l'assemblage idéalisé comme un noeud articulé tandis que la courbe 2 correspond à l'assemblage idéalisé comme un noeud rigide. Les courbes 1, 2 et 3 correspondent aux assemblages boulonnés par platine d'extrémité courte, non débordante et débordante, respectivement. Chaque assemblage possède un comportement non-linéaire intermédiaire (semi-rigide) situés entre les deux extrêmes (courbes 1 et 2).

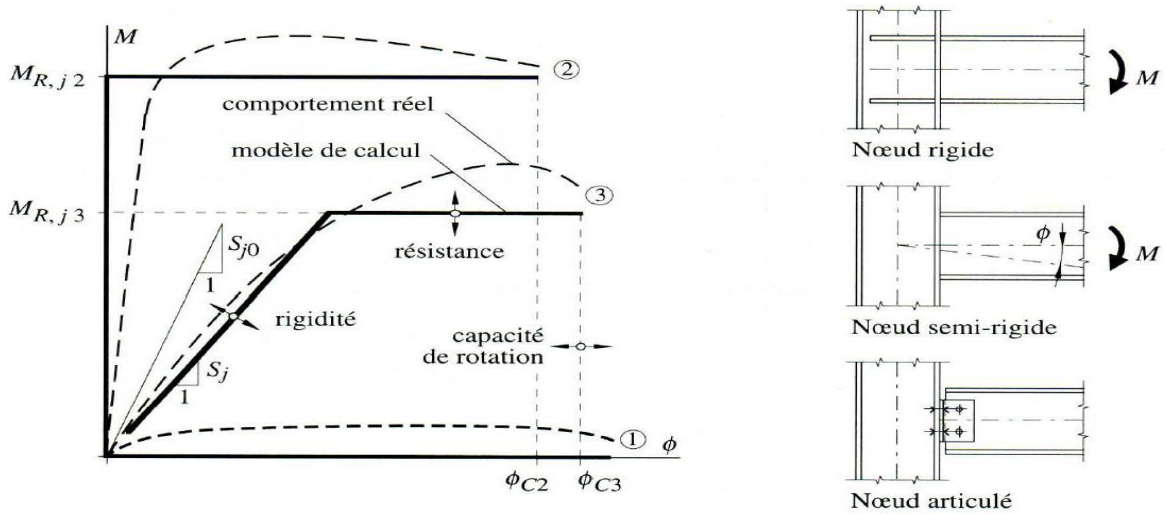


Figure 1.6: Comportement semi-rigide des assemblages en acier

Le comportement non-linéaire de ces types d'assemblages résulte de la forme géométrique et des proportions de l'assemblage, des moyens d'assemblages utilisés (boulons, soudures), des discontinuités et des propriétés mécaniques. Le comportement réel de chaque assemblage est représenté par une courbe moment-rotation figure 1.7, caractérisée par trois propriétés essentielles, à savoir :

- rigidité de rotation initiale ;
- capacité de résistance flexionnelle ;
- capacité de rotation

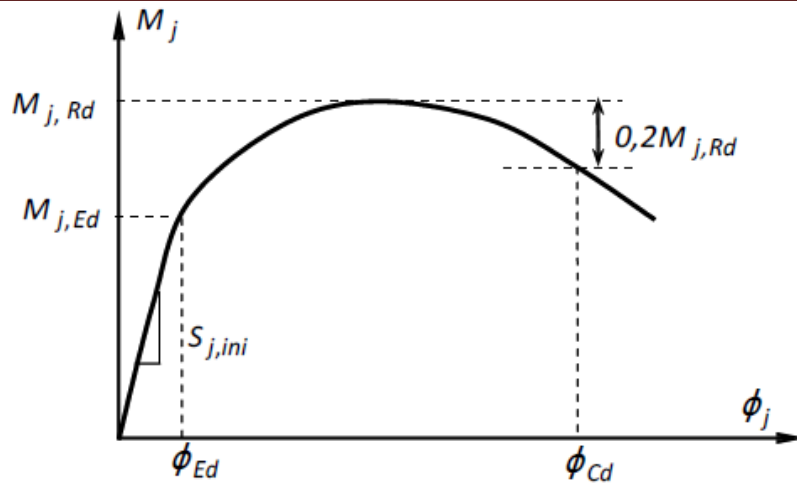


Figure 1.7 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique

Il a été démontré [AISC 1986, Colson 1992] que l'introduction du concept d'assemblage semi-rigide dans les ossatures permettait par un calcul plus précis et plus réaliste, d'effectuer une vérification plus sûre des critères de dimensionnement de l'ossature et d'aboutir à une configuration structurale moins coûteuse.

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

1.5-Classification des assemblages métalliques

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

1.5.1-Classification par la rigidité

La rigidité initiale d'un assemblage qui caractérise sa réponse élastique peut influencer d'une manière significative la réponse en déformation de la structure entière. L'EC3 offre une classification pratique des assemblages du point de vue de leur rigidité initiale. Il permet de classer les assemblages en trois grandes catégories selon leur rigidité: articulé, rigide ou semi-rigide.

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

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur les assemblages dans les bâtiments métalliques

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

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

Les valeurs limites de rigidité sont les suivantes:

L'assemblage est considéré comme rigide si : $S_{j.ini} > 8E I_b/L_b$ Ossatures contreventées

$$S_{j.ini} > 25E I_b/L_b \text{ Ossatures non contreventées}$$

L'assemblage est considéré comme articulé si $S_{j.ini} < 0.5 E I_b/L_b$

Le cas intermédiaire est considéré comme assemblage semi-rigide.

1.5.2-Classification par la résistance

La classification par la résistance fait apparaître les notions d'assemblage à résistance complète, à résistance partielle ou articulé:

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

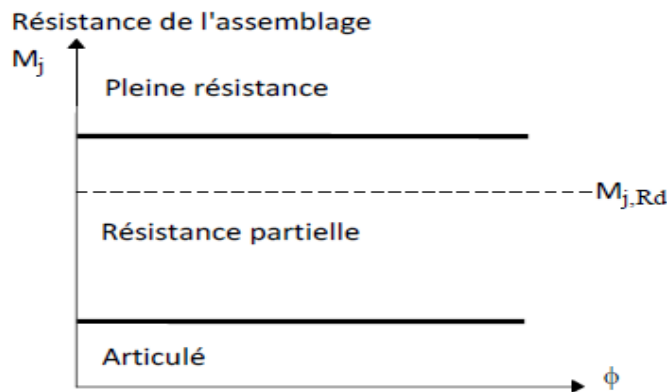


Figure 1.8: Limites de la classification des assemblages par résistance

La classification en résistance est plutôt utile pour l'analyse rigide-plastique de structure dans laquelle la procédure se réfère à la formation des rotules plastiques. L'assemblage doit posséder une ductilité suffisante qui assure sa déformation lors de la formation de la rotule plastique. Même un assemblage à résistance complète, dont la résistance est inférieure à 1,2 fois celle de la poutre attachée, doit posséder une ductilité

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur les assemblages dans les bâtiments métalliques

suffisante nécessaire, au cas où, pour des raisons de sur-résistance (over-strength), la rotule se formerait dans l'assemblage. En effet, si le matériau des éléments attachés a des résistances beaucoup plus élevées que les valeurs nominales, le calcul conduit alors à la sous-estimation de la résistance des éléments structuraux assemblés (poutre, poteau) et donc à l'éventuelle formation, en réalité, de la rotule plastique dans l'assemblage alors qu'on l'attend dans la poutre, par exemple [Colson A. and Borhovde R., (1992)].

1.5.3- Classification par la capacité de rotation

La capacité de rotation est une mesure de la déformation qui peut être atteinte avant que la ruine, dans l'assemblage ne provoque une chute de la résistance flexionnelle. Dans l'approche de l'EUROCODE 3, la classification des assemblages en termes de leur capacité de rotation demeure toujours vague. Cette classification constitue en principe une mesure de l'aptitude des assemblages à résister à une rupture fragile ou à instabilité locale prématurée. Une application pratique de cette classification des assemblages consiste à vérifier si une analyse globale basée sur un calcul plastique peut être conduite. [Gomes 1998, Da Silva 2002, Jaspart 2000]

Une classification des assemblages selon leur capacité de rotation est toutefois proposée dans la littérature et qui dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre assemblée. Trois classes ont été définies à savoir, l'assemblage ductile, l'assemblage semi-ductile et l'assemblage fragile, voir figure 1.9. Le comportement ductile est caractérisé par une courbe moment-rotation avec un plateau étendu qui indique généralement l'apparition de déformations plastiques avant la rupture. Le comportement fragile est caractérisé par une rupture, avec une rotation limitée, généralement sans déformation plastique. Enfin, le comportement semi-ductilité se situe entre le comportement fragile et le comportement ductile.

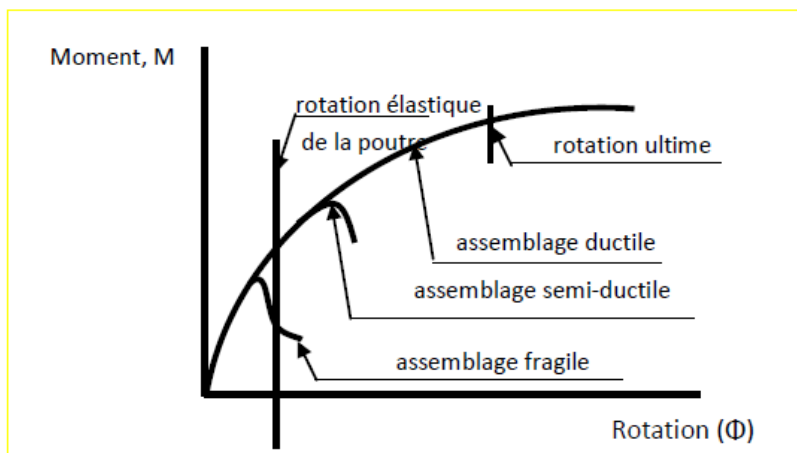


Figure 1.9 : Classification des assemblages par la capacité de rotation

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur les assemblages dans les bâtiments métalliques

1.6- Modélisation des assemblages poutre-poteau [Anise Abidelah –2012]

En se basant sur l'approche de 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.

Dans le cas d'une analyse globale élastique, on peut utiliser les trois types d'assemblages suivants :

- assemblage rigide ;
- assemblage semi-rigide ;
- assemblage articulé.

D'une manière similaire, dans le cas d'une analyse globale rigide-plastique, on peut utiliser les trois types d'assemblages suivants :

- assemblage à résistance complète ;
- assemblage à résistance partielle ;
- assemblage articulé.

Enfin, lors d'une analyse élasto -plastique ou élastique parfaitement plastique, on peut utiliser les trois types d'assemblages suivants :

- assemblage rigide à résistance complète ;
- assemblage rigide à résistance partielle ;
- assemblage semi-rigide à résistance complète ;
- assemblage semi-rigide à résistance partielle ;
- assemblage articulé.

Par souci pratique, l'Eurocode 3 donne à cet égard les modèles d'assemblages continus, semi-continus ou articulés, voir tableau 1.1. Ces modèles sont :

- modèle continu (assemblage rigide et/ou à résistance complète)
- modèle semi-continu (assemblage rigide à résistance partielle ; assemblage semi-rigide à résistance complète et assemblage semi-rigide à résistance partielle) ;
- modèle simple (assemblage articulé).

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur les assemblages dans les bâtiments métalliques

MODELISATION	TYPE D'ANALYSE		
	Analyse élastique	Analyse Rigide-plastique	Analyse elasto -plastique et élastique -parfaitement plastique
Continue	Rigide	Pleine Resistance	Rigide/pleine Resistance
Semi-continue	Semi-rigide	Resistance Partielle	Rigide/Resistance partielle Semi-rigide/pleine Resistance Semi rigide/Resistance partielle
Simple	Articule	Articule	Articule

Tableau 1.1: Modélisation des assemblages dans l'analyse des structures en acier

Pour les assemblages semi-rigides, les charges provoquent à la fois un moment fléchissant (M) et une rotation relative (ϕ), comme illustré dans la figure (1.10) où, pour des raisons de simplicité, on suppose que l'analyse globale est effectuée avec des hypothèses élastiques linéaires

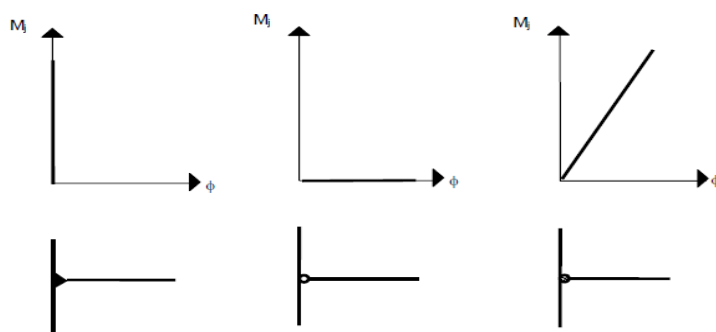


Figure 1.10: Modélisation d'assemblages (analyse globale élastique)

L'avantage d'adopter des assemblages semi-rigides au lieu d'assemblages articulés permet de modifier non seulement les sollicitations introduites dans la structure en acier mais aussi les déplacements. Dans l'exemple donné dans la figure 1.11, les diagrammes de moments fléchissant répartis sont donnés pour les deux types d'assemblages (semi-rigides ou articulés). L'adoption des assemblages semi-rigides ont aussi des effets avantageux

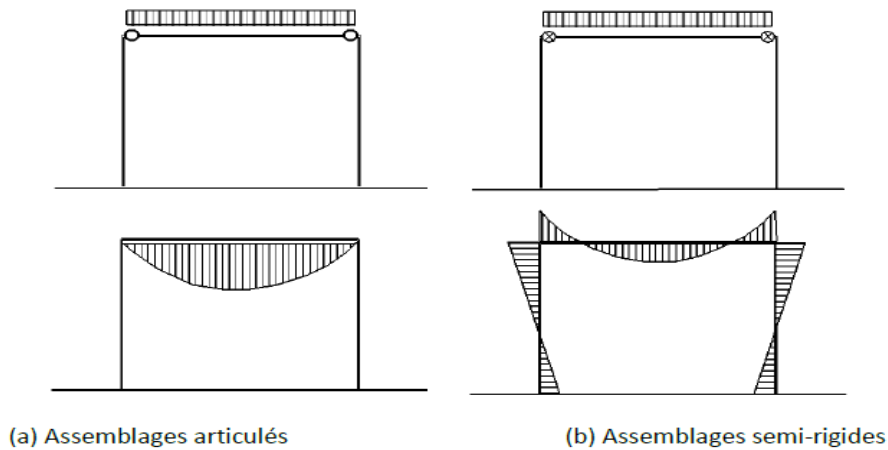


Figure 1.11 : Modélisation d'assemblages (analyse globale élastique)

1.7- Renforcement d'assemblages

L'assemblage par platine d'about est largement utilisé dans les structures métalliques et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication [Trahair 2007, Owens 1989, Kulak 1987]. Toutefois, ces assemblages sont extrêmement complexes dans leur analyse et comportement structural particulièrement quand ils sont soumis à des efforts très importants. Il convient donc d'être particulièrement vigilant sur les détails de conception des assemblages car c'est en cet endroit que se concentrent toutes les difficultés par suite de la présence de pièces intermédiaires. De surcroît, ces zones à brusque changement de géométrie induisent des efforts localisés et des concentrations de contraintes. Ainsi, des ajustements peuvent être faits à un assemblage par platine d'about simple pour répondre aux exigences de différentes situations [Moore 1983]. Par exemple, des raidisseurs de platine d'about peuvent être ajoutés pour augmenter la rigidité de la platine et/ou sa résistance tout en réduisant son épaisseur. Trois moyens de renforcement sont actuellement couverts dans l'EC3: les raidisseurs transversaux de poteau, les contre-plaques et les doublures d'âme. **Les raidisseurs transversaux de poteau** : ils sont soudés, au niveau des semelles en zones tendue et comprimée du poteau pour augmenter la rigidité et la résistance de l'âme du poteau en traction et en compression et de la semelle du poteau en flexion. Des raidisseurs diagonaux peuvent être utilisés pour améliorer la résistance de l'âme du poteau en cisaillement, en combinaison avec les raidisseurs transversaux.

Les renforcements par contre-plaques : ce sont des platines boulonnées contre la semelle du poteau en recouvrant au moins deux rangées de boulons dans la zone tendue de l'assemblage (Figure I-12 c). Elles permettent d'augmenter la résistance de la semelle du poteau pour certains modes de ruine ainsi que la rigidité dans certains cas, comme en présence

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur les assemblages dans les bâtiments métalliques

de la précontrainte [Al-khatab, 2003] [Al-khatab et Bouchaïr, 2007]. Dans l'EC3, seule la partie résistance est considérée.

Les doublures d'âme : une doublure d'âme, soudée sur tout son pourtour (Figure 1- 12d) est utilisée pour augmenter la résistance de l'âme du poteau vis-à-vis de la traction, de la compression et du cisaillement. Dans le cas où la largeur de la doublure est très grande, des boulons sont nécessaires pour la solidariser à l'âme du poteau.

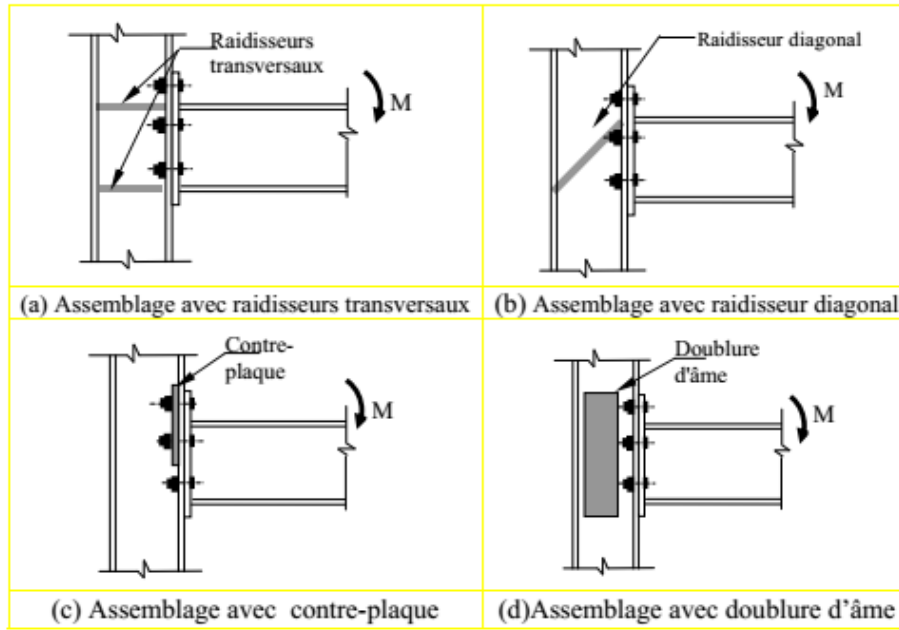


Figure I-12 : Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3

Durant la dernière décennie, de nombreuses recherches expérimentales, analytiques et numériques ont été entreprises afin de mieux maîtriser le comportement d'assemblages de conceptions existantes ou nouvelles. L'assemblage avec raidisseurs de platine d'about débordante est relativement courant en France dans les continuités de poutre ou les liaisons poteau-poutre (Figure I-13). Ces raidisseurs sont sous forme d'un plat de gousset soudé entre la semelle de la poutre et la platine d'about pour raidir la partie prolongée de la platine d'about et assurer la continuité de l'âme de la poutre. Ce procédé est aussi répandu aux Etats Unis et au Japon surtout après les séismes de Northridge (USA, 1994) et Hyokogen-Nanbu (Japon, 1995) tout en respectant en partie les traditions de conception et de fabrication des assemblages de ces mêmes pays [Ciutina 2003].

Ces raidisseurs peuvent être utilisés dans les zones tendue et comprimée de l'assemblage, simultanément ou de façon séparée. La présence de ces raidisseurs peut modifier la distribution des efforts et par conséquent le mode de déformation et de ruine de l'assemblage [Mimoune 2003]. Cependant, l'EC3 et le code algérien [CCM97 1998] ne donnent aucune indication quant à la façon dont les composants de l'assemblage se déforment

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur les assemblages dans les bâtiments métalliques

et ne fournissent pas d'aide pour améliorer la conception de ce type d'assemblages. Dans le cadre de cette étude, un programme de recherche expérimental et numérique est réalisé pour améliorer la compréhension du comportement des assemblages avec raidisseurs de platine d'about d'about.

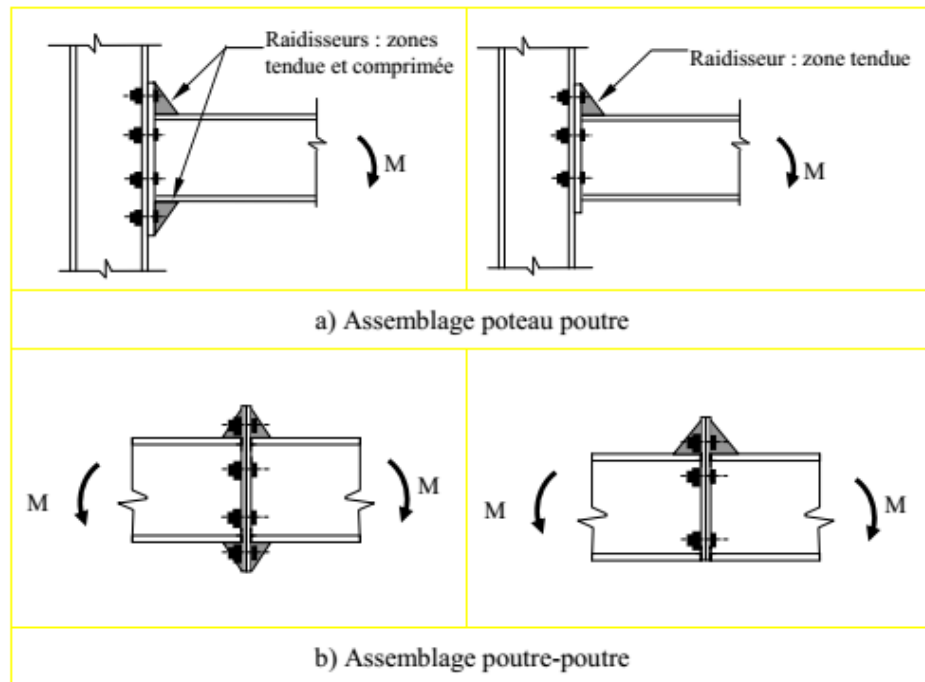


Figure I-13 : Assemblages avec raidisseurs de platine d'about débordante

1.8- Modélisation des assemblages adoptée par l'Eurocode 3

Pour déterminer les efforts appliqués à l'assemblage, une analyse globale s'impose. Dans cette analyse, on doit déterminer les charges de calcul appliquées sur la structure en acier ainsi que la définition des bases de dimensionnement de cette structure. Lors de cette analyse, il y a lieu également de prendre en compte le comportement structural de l'assemblage (assemblage articulé, semi-rigide ou rigide, assemblage à résistance partielle ou complète). La figure 1.14 donne une illustration de la modélisation simplifiée des assemblages (continu, semi-continu et simple) lors d'une analyse globale des structures en acier.

Dans cette modélisation, les poutres et les poteaux de la structure en acier sont représentés par des lignes (axes neutres) qui passent par les centres de gravité de leurs sections transversales. Ainsi, la portée effective des travées est dictée par la distance qui sépare les axes neutres des poteaux.

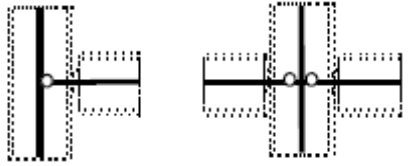

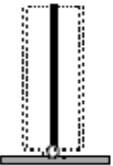
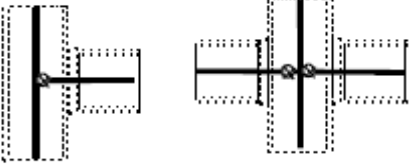

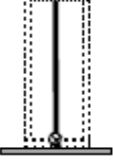
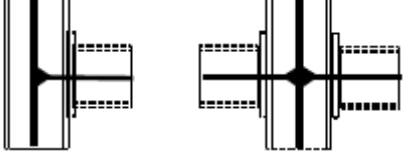

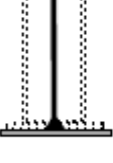
MODELISATION ASSEMBLAGES	ASSEMB. POUTRE-POTEAU FLEXION / AXE FORT	ASSEMB. DE CONTINUITÉ	BASES DE POTEAUX
SIMPLE			
SEMI-CONTINUE			
CONTINUE			

Figure 1.14: Modélisation simplifiée des assemblages selon l'Eurocode 3

Malgré les avantages dans la considération des assemblages semi-rigides et en dépit de l'approche de l'EC3 qui recommande de modéliser l'assemblage de la manière la plus réaliste possible, il y demeure une tendance de recourir dans la pratique à l'assemblage articulé ou l'assemblage rigide.

Il y a lieu de savoir que le concept de l'assemblage articulé et de l'assemblage rigide est retenu dans l'approche de l'EC3. Le choix d'un assemblage articulé ou rigide doit reposer sur une comparaison analytique de la rigidité de l'assemblage avec la rigidité de la poutre.

Chapitre 2 :
caractérisation des assemblages
boulonnés par platine d'extrémité

2.1 Introduction

Les poutres et les poteaux dans une structure en acier peuvent être assemblés soit par des assemblages articulés, soit par des assemblages permettant la transmission des moments de flexion. Avec l'assemblage articulé, la structure en acier est dite simple (modèle simple) et il n'est pas nécessaire de considérer ses caractéristiques dans l'analyse globale de la structure en acier. Lorsque l'assemblage permettant la transmission d'un moment de flexion est utilisé, la structure est semi-continue (modèle semi-continu) ou continue (modèle continu). La structure continue (modèle continu) repose sur le principe que l'assemblage est suffisamment rigide et/ou ayant une résistance complète, comme cela a été énoncé dans le premier chapitre. Dans ce cas, l'influence du comportement de l'assemblage peut être négligée et il n'est dès lors également pas nécessaire d'introduire ses caractéristiques pour effectuer une analyse globale de la structure en acier.

Pour les structures en acier modélisées avec le modèle semi-continu (assemblage rigide à résistance partielle ; assemblage semi-rigide à résistance complète et assemblage semi-rigide à résistance partielle), la détermination de la rigidité, de la résistance et de la capacité de rotation est plus que nécessaire pour effectuer une analyse globale. C'est la caractérisation du comportement de l'assemblage. Les règles nécessaires pour la détermination de la rigidité et de la résistance sont fournies dans l'Eurocode 3.

Il y a lieu de savoir que le modèle semi-continu et le modèle continu ne sont nécessaires que dans le cas des structures en acier hyperstatiques.

L'approche de l'Eurocode 3 utilise la méthode des composantes pour calculer la rigidité et la résistance des assemblages boulonnés par platine d'extrémité (assemblage rigide et/ou à résistance complète ; assemblage rigide à résistance partielle ; assemblage semi-rigide à résistance complète et assemblage semi-rigide à résistance partielle).

En se basant sur la méthode des composantes, on suppose que l'assemblage boulonné par platine d'extrémité est constitué d'un ensemble de composantes. La figure 2.1 montre les différentes composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité selon l'approche de l'Eurocode 3 et la liste de ces composantes est donnée dans la tab 2.1. Les composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité sont :

- zone de compression (âme du poteau, semelle et âme de poutre) ;
- zone de traction (âme du poteau, boulons et âme de la poutre en traction, semelle de poteau et platine d'extrémité en flexion) ;
- zone de cisaillement (âme du poteau)

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

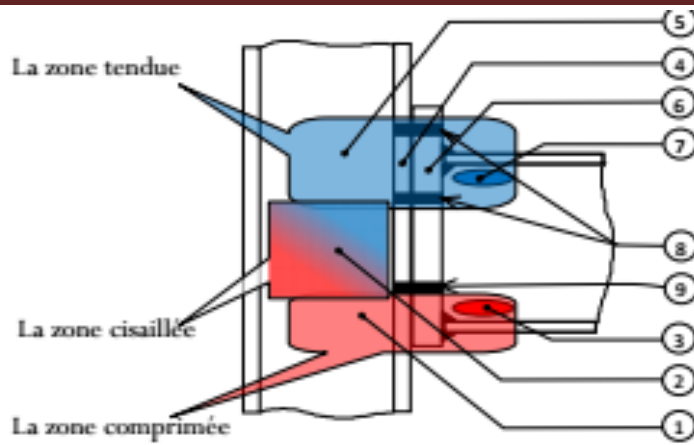


Figure 2.1 : Composantes d'un assemblage poutre-poteau boulonné par platine d'extrémité.

N°	Composante	
1	Ame de poteau en compression	
2	Panneau d'âme de poteau en cisaillement	
3	Semelle et âme de poutre en compression	
4	Semelle de poteau en flexion	
5	Ame de poteau en traction	
6	Platine d'extrémité en flexion	
7	Ame de poutre en traction	
8	Boulon en traction	

Tableau 2.1 : Liste des composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité.

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

Dans un même assemblage, chaque composante est soumise à un effort particulier (traction, compression ou cisaillement) ou à une combinaison de ces efforts. L'approche de l'Eurocode 3 nécessite l'identification de chaque composante par laquelle sont transmis ces efforts. Ainsi, le comportement de chaque composante est caractérisé par sa rigidité propre, sa résistance

2. 2 LA METHODE DES COMPOSANTES SEC-3

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

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

* L'application de la méthode des composantes passe par trois étapes essentielles.

LA METHODE DES COMPOSANTES :



1ère ETAPE :

Identification des composantes



2ième ETAPE :

Caractérisation des composantes



3ième ETAPE :

Assemblage des composantes

2.3 Approche analytique de calcul des assemblages selon l'EC3

Cette approche s'appuie exclusivement sur la méthode des composantes de l'EC3 qui considère un assemblage comme un ensemble de composantes individuelles. Chaque composante est représentée par un ressort ayant sa propre loi de comportement. Les composantes sont ensuite associées en série ou en parallèle selon la configuration géométrique de l'assemblage, en respectant les compatibilités de déformation. Cette association permet d'aboutir à un comportement en termes de courbe moment-rotation de l'assemblage. La méthode des composantes est suffisamment générale pour couvrir les assemblages les plus courants. L'EC3 adopte un certain nombre d'hypothèses simplificatrices en vue de calculer le moment résistant et la rigidité d'un assemblage propre et sa capacité de déformation propre.

2.3.1 Approche pour le calcul de la rigidité

Les composantes de l'assemblage boulonné par platine d'extrémité sont examinées séparément. Une fois les caractéristiques de chaque composante sont connues, le comportement de l'assemblage en termes de rigidité, résistance et capacité de rotation peut être déterminé.

Les efforts possibles qui peuvent être appliqués à chaque composante sont la traction, la compression et le cisaillement. Cela nécessite la détermination auxquels chaque composante est soumise. Le comportement de chaque composante est représenté par une courbe force déplacement. Ce comportement est en règle générale non-linéaire, comme montré sur la figure 2.2, et les paramètres déduits de cette courbe sont la rigidité, la résistance et la capacité de déformation.

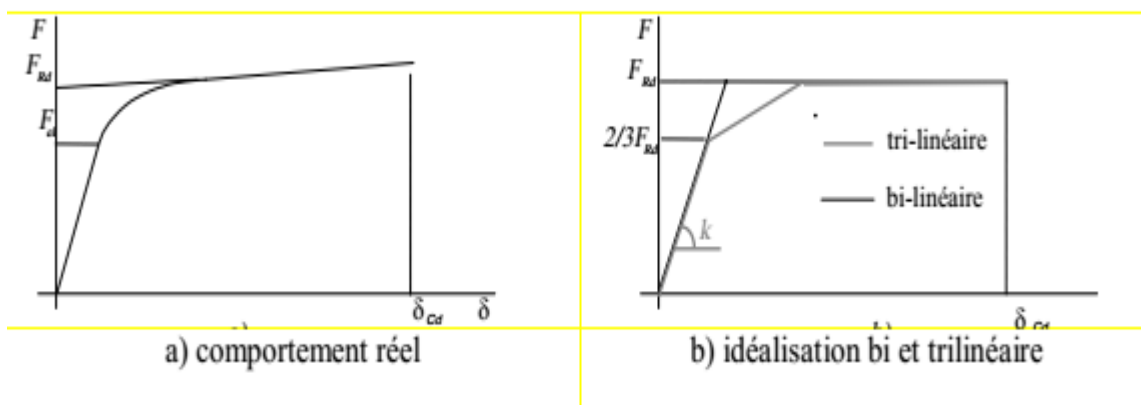


Figure 2.2 : Comportement d'une composante

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

Le comportement global de l'assemblage peut être connu en tenant compte de la contribution des comportements des différentes composantes. Des hypothèses doivent être respectées pour la distribution des efforts à travers les différentes composantes de l'assemblage. En règle générale, ces hypothèses sont :

- 1)- les efforts internes sont en équilibre avec les charges appliquées ;
- 2)- chaque composante doit être capable de résister aux efforts qui lui sont appliqués ;
- 3)- la déformation due à la distribution d'efforts est supposée ne pas dépasser la capacité de déformation de chaque composante ;
- 4)- la distribution doit être plus ou moins réaliste vis à vis de la distribution des rigidités. Chaque composante est maintenant modélisée par un ressort et l'assemblage est représenté par un système des ressorts. La figure 2.3 donne une illustration détaillée. La réponse de l'assemblage dépend des efforts appliqués. Dans les structures en acier continues et semi-continues, le principe adopté est que l'assemblage doit être capable de résister à la sollicitation principale due à la flexion, même si l'assemblage est appelé, en même temps, à transmettre un effort tranchant et parfois un effort normal. C'est la raison pour laquelle la plupart des modèles disponibles décrivent le comportement en rotation des assemblages

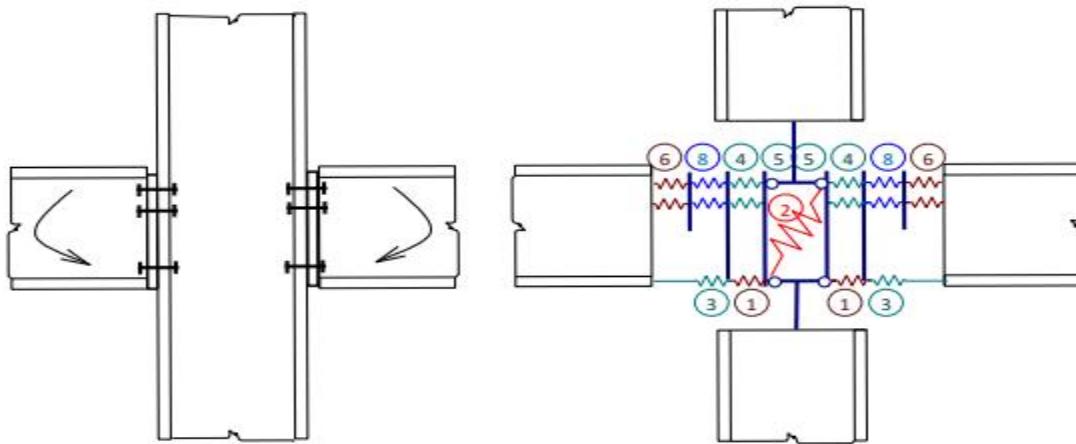


Figure 2.3: Composantes d'un assemblage poutre-poutre en acier représentées par des ressorts.

La courbe moment-rotation peut être déterminée de l'étude du système à ressorts, en tenant compte de l'équilibre des forces, la compatibilité des déplacements, etc. La précision des résultats dépend de la caractérisation des composantes. Ainsi, chaque composante est modélisée par un ressort soumis à la traction, la compression ou le cisaillement, avec une rigidité propre et, par conséquent, chaque composante possède sa propre loi de comportement. Pour obtenir la rigidité globale de l'assemblage, ces ressorts sont groupés en série ou en

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

parallèle selon la configuration géométrique de l'assemblage et, tout en respectant la compatibilité de déformation des différentes composantes. Cette association permet d'obtenir la courbe moment-rotation de l'assemblage.

La rigidité en rotation des assemblages soumis à la flexion constitue une caractéristique importante de leur comportement. Elle correspond à la rigidité de l'assemblage au tout début du chargement. Pour évaluer cette rigidité, on prend l'exemple d'un assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité boulonnée de la figure 2.4 [Brown 2001]. Le comportement de chaque rangée de boulons (i) cumule les contributions des composantes qui dépendent du nombre de boulons en traction et de la position de chaque rangée. Ces composantes sont l'âme du poteau en traction, la semelle du poteau en flexion, la platine d'extrémité en flexion et les boulons en traction avec leurs coefficients de rigidité (k_i) associés en série, voir figure 2.4 a. Le déplacement δ est calculé en utilisant le coefficient de rigidité k_i :

$$\delta_i = \frac{F_i}{K_i E} \quad (\text{E q. 2-1})$$

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

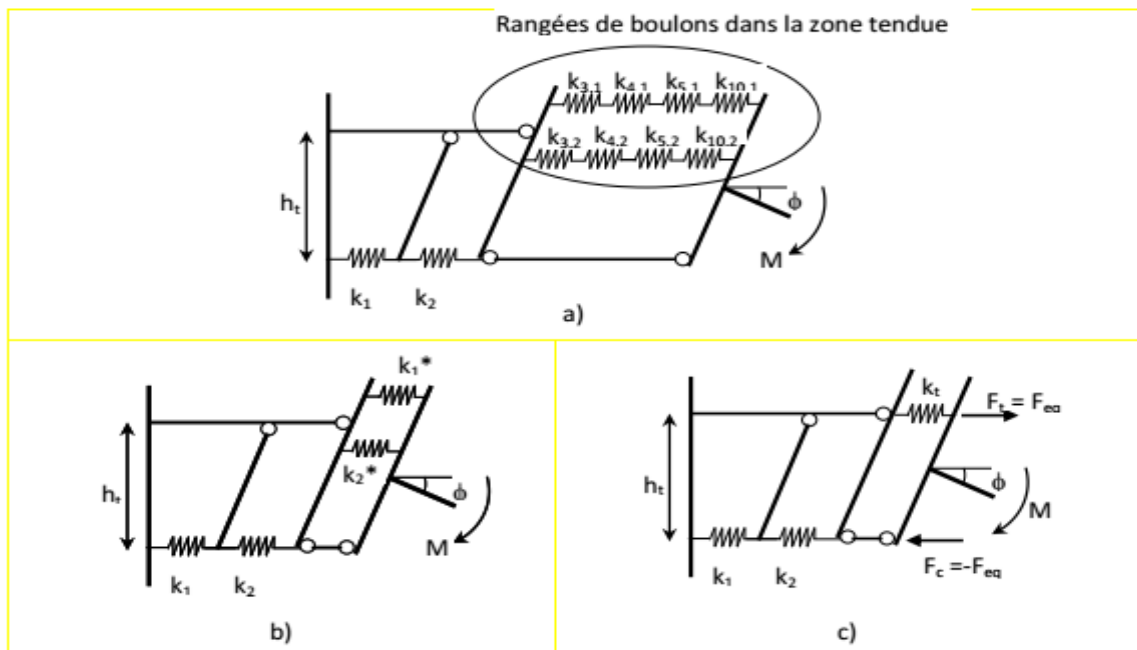


Figure 2.4: Approche EUROCODE 3 pour le calcul de la rigidité initiale d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité boulonnée

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

Pour chaque rangée de boulon en traction, les coefficients de rigidité de diverses composantes constituant cette rangée peuvent être regroupés pour n'avoir qu'un seul coefficient de rigidité K_i^* par rangée de boulon, selon la figure 2.4 b ; on déduit pour chaque rangée de boulon :

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

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

Dans le cas où plusieurs rangées de boulons travaillent en traction, les rigidités équivalentes de toutes les rangées tendues sont regroupées en parallèle de façon que, dans la formule 2-3 de la rigidité initiale, on n'introduit qu'un seul coefficient de rigidité équivalente, voir figure 2.

$$K_t = \frac{\sum_{i=1}^n K_i^* h_i}{h_t} \quad (\text{Eq. 2-3})$$

où : K_i^* : est la rigidité efficace de la rangée i de boulons ;

h_i : est la distance entre le centre de compression et la rangée i de boulons.

En supposant que le centre de compression est situé au centre de la semelle comprimée de la poutre et en tenant compte de la position de chaque rangée de boulons (h_i), le bras de levier équivalent (h_t) est défini par :

$$h_t = \frac{\sum_{i=1}^n K_i^* h_i^2}{\sum_{i=1}^n K_i^* h_i} \quad (\text{Eq. 2-4})$$

Enfin, la contribution de toutes les composantes est obtenue par la combinaison des rigidités des deux premières composantes (âme du poteau en cisaillement et âme du poteau en compression) avec les composantes dépendant des rangées de boulons (K_t). En considérant que la position du ressort final est située au niveau du centre de traction défini par le bras de levier (h_t), la rigidité en rotation k_ϕ du ressort pour l'assemblage entier est obtenue par la formule suivante :

$$K_\phi = \frac{h_t^2}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_t}} \quad (\text{Eq. 2-5})$$

Il convient de signaler que le coefficient de rigidité k_1 , qui représente l'âme comprimée du poteau, prend une valeur infinie en présence d'un raidisseur transversal d'âme comprimée. Par contre, le coefficient de rigidité k_2 qui traduit le cisaillement du panneau d'âme dépend de la configuration de l'assemblage et des conditions du chargement

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

(chargement symétrique ou non) L'équation 2-6 permet d'obtenir la rigidité initiale $S_{j.ini}$ de l'assemblage comme étant égale à :

$$S_{j.ini} = Ek_{\phi} \quad (\text{Eq. 2-6})$$

La somme des efforts de traction dans les boulons de la zone tendue et l'effort de compression dans la zone comprimée de l'assemblage sont égaux et de signes opposés lorsque l'assemblage est sollicité en flexion sans effort normal. Ainsi, le moment transmis par l'assemblage est équivalent statiquement à deux forces $\pm F_{eq}$ ($F_{eq} = F_t$ et $-F_{eq} = F_c$) telles que:

$$M = F_{eq} h_t \quad (\text{Eq. 2-7})$$

Par ailleurs, la rotation de l'assemblage due à la flexion est donnée par :

$$\phi = \frac{\Delta_t - \Delta_c}{h_t} \quad (\text{Eq. 2-8})$$

avec Δ_t Allongement du ressort unique de rigidité K_t ; Δ_c Raccourcissement du ressort k_c représentant la zone comprimée de l'âme du poteau.

Les relations force-déplacement des deux ressorts, de rigidités équivalentes K_t (zone tendue) et k_2 (zone comprimée), sont données par les relations suivantes :

$$F_t = k_t E \Delta_t \quad (\text{Eq.2-9})$$

$$F_c = k_2 E \Delta_c \quad (\text{Eq.10})$$

Il est à noter que les déformations associées à la semelle et l'âme de la poutre en compression et l'âme de la poutre en traction sont supposées être incluses dans la déformation de la poutre.

Elles ne contribuent donc pas à la flexibilité de la zone d'attache de l'assemblage. En fonction du rapport de rigidité en rotation non dimensionnel $k = (S_{j.ini})/EI_b/L_b$, l'assemblage poutre-poteau peut être classé comme étant rigide, semi-rigide ou articulé. Il est considéré semi-rigide pour des valeurs de k situées dans les intervalles suivants

- $0,5 \leq k \leq 25$ pour les structures non contreventées;
- $0,5 \leq k \leq 8$ pour les structures contreventées.

avec L_b et I_b sont la longueur et l'inertie de la poutre, respectivement.

2.3.2 Approche pour le calcul de la résistance

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

— la zone de traction de l'assemblage qui est directement affectée par la flexion de la plaque d'extrémité, la flexion de la semelle du poteau, la traction des boulons, la traction de l'âme du poteau et la traction de l'âme de la poutre ;

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

— la zone de compression de l'assemblage qui comprend l'âme du poteau et l'âme et la semelle de la poutre ;

— la zone de cisaillement de l'âme du poteau.

Selon la capacité de déformation des rangées de boulons, une distribution plastique des efforts internes peut être considérée, voir figure 2.5. Dans ce cas, le moment résistant en flexion de* l'assemblage M_{Rd} est calculé par la formule suivante :

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^{n_b} h_t F_{Rd,i} \quad (\text{Eq. 2-11})$$

où $F_{Rd,i}$ est la résistance de la rangée de boulons (i) soumise à la traction ; n_b est le nombre de rangées de boulons en traction ; h_i est la distance de la rangée de boulons (i) du centre de compression situé au milieu de l'épaisseur de la semelle comprimée de la poutre.

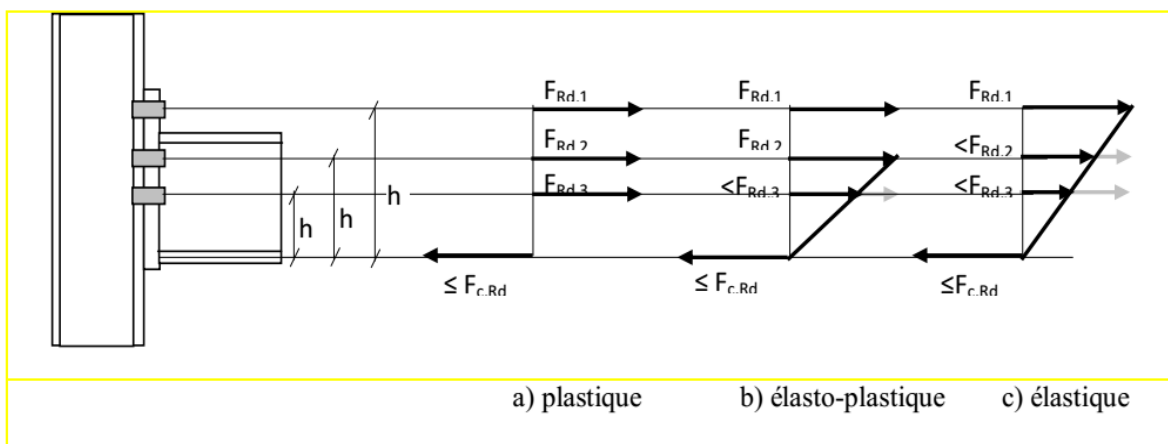


Figure 2.5: Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonné

Dans la procédure d'évaluation de la résistance de chaque rangée de boulons, la première rangée à considérer est la plus éloignée du centre de compression. Les autres rangées, qui sont progressivement de plus en plus proches du centre de compression, sont successivement prises en compte.

En général, la résistance de la rangée de boulons (i) est donnée par la valeur minimale de la résistance des composantes de base, en considérant aussi le comportement de groupe des boulons constitué de la rangée de boulons (i) et les autres rangées dont la distance au centre de compression est plus grande que h_i .

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

$$\sum_{j=1}^m F_j = F_{C,Rd} \quad (\text{Eq. 2-12})$$

avec m: est l'indice de la dernière rangée supposée soumise à un effort de traction ; F_j est l'effort de traction dans la rangée de boulon j ; $F_{C,Rd}$ est la résistance de calcul de la semelle comprimée de la poutre.

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

L'approche suggérée par l' Eurocode 3 fournit des formules d'évaluation de la résistance de chacune des composantes. Ces formules sont rapportées dans l'annexe. En résumé, suivant le schéma de fonctionnement de l'assemblage boulonné par platine d'extrémité, le calcul du moment résistant est effectué en considérant les cinq étapes suivantes:

- ✓ déterminer les efforts de traction admissibles pour les différentes rangées de boulons en considérant les composantes associées à la rangée ;
- ✓ adopter un type de diagramme de répartition des efforts entre les rangées de boulons, voir figure 2.5. Une distribution plastique est souvent considérée mais une distribution élastique ou élasto-plastique doit être utilisée si la capacité de déformation d'une rangée au moins est limitée. Avec une distribution élastique, la résistance de l'assemblage est limitée par la rangée la plus éloignée du centre de compression. Dans ce cas, le moment résistant de l'assemblage est donné par l'expression suivante [Bourrier 1996] :

$$M_{rRd} = \frac{F_{Rd}}{h_1} \sum h_t^2 \quad \text{avec} \quad F_{Rd} = 2B_{t,Rd} \quad (\text{E q. 2-13})$$

Ici, $B_{t,Rd}$ désigne la résistance de calcul du boulon en traction.

Dans le cas où la distribution plastique des efforts est limitée, en raison du manque de capacité de déformation d'une rangée de boulons (m) qui atteint sa résistance de calcul ($F_{Rd,k} > 2B_{t,Rd}$), une distribution élasto-plastique peut être utilisée. Dans ce cas, on considère que les efforts dans les rangées inférieures à la rangée (m) sont distribués linéairement en fonction de leur distance au centre de compression. Le moment résistant est donné par l'expression suivante 1 [Bourrier 1996] :

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^k F_{Rd,i} h_i + \frac{F_{Rd,k}}{h_k} \sum_{j=m}^n h_j^2 \quad (\text{E q. 2-14})$$

avec n : désigne le nombre total de rangées de boulons ; m : désigne la rangée dont la capacité de déformation est insuffisante.

- ✓ vérifier que la zone comprimée de la poutre présente une résistance suffisante pour équilibrer la somme des efforts de traction admissibles dans les boulons ;
- ✓ effectuer une vérification similaire en ce qui concerne la résistance de l'âme du poteau;
- ✓ établir le moment résistant de l'assemblage comme étant la somme des résistances en traction admises dans chaque rangée de boulons par la distance de ces rangées au centre de compression situé au milieu de la semelle comprimée de la poutre.

L'évaluation de la résistance en traction des différentes rangées de boulons est effectuée en considérant des tronçons en té équivalents. Ainsi, trois modes de ruine sont possibles et on

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

peut associer à chacun d'eux une résistance en traction; qui dépend de la longueur efficace L_{eff} du tronçon. Pour en définir la valeur, l'Eurocode 3 fait référence à plusieurs schémas de plastification possibles en considérant la résistance en traction du tronçon correspondant au mode de ruine le plus défavorable. Cela sera détaillé dans les paragraphes suivants. Suivant la valeur du moment résistant du calcul M_{Rd} , l'assemblage poutre-poteau peut être considéré à résistance totale, à résistance partielle ou articulé. Il est considéré à résistance

$$0.25 M_{b;pl,Rd} < M_{Rd} < M_{b;pl,Rd} \quad (\text{E q. 2-15})$$

Ici, $M_{b;pl,Rd}$ est le moment résistant de calcul de la poutre.

2.3.3 Approche pour le calcul de la Capacité de rotation

L'approche de l'Eurocode 3 ne propose pas de formule permettant de calculer la capacité de rotation des assemblages boulonnés. Cependant, le règlement stipule que dans un assemblage par platine d'extrémité boulonnée, la capacité de rotation est suffisante pour une analyse plastique si le moment résistant de l'assemblage est piloté par la résistance de la semelle du poteau en flexion dont l'épaisseur t doit satisfaire la condition suivante :

$$t \leq 0.36 d \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad (\text{E q. 2-16})$$

avec d : est le diamètre nominal du boulon ; f_{ub} :est la résistance ultime du boulon en traction
 f_y : est la limite d'élasticité.

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

2.4 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 2.6. Ce dernier est utilisé pour modéliser les différentes composantes

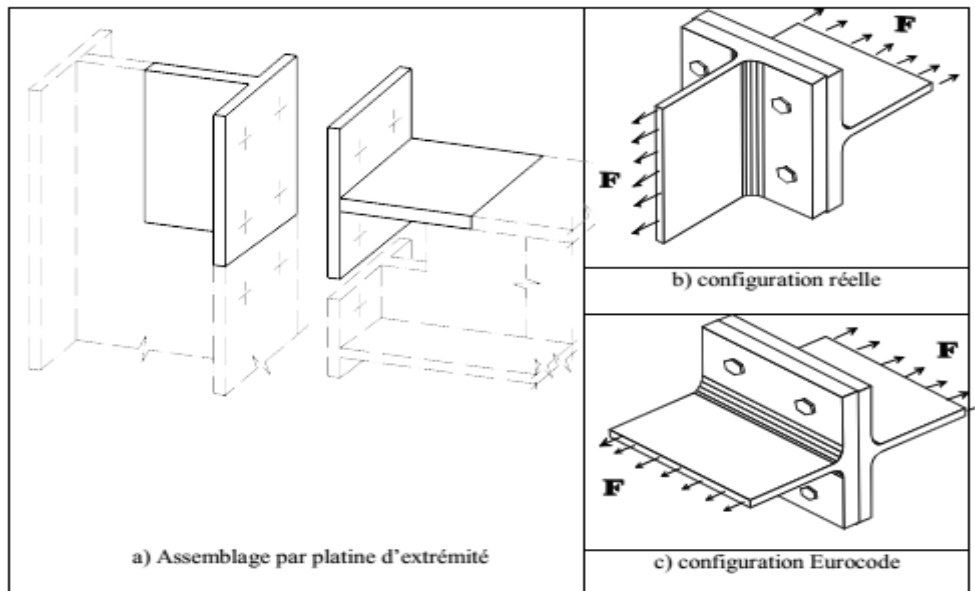


Figure 2.6 : Modélisation d'une semelle de poteau et d'une platine d'extrémité sous forme de tronçons en té.

Le tronçon en té offre la possibilité de traduire la courbe force-déplacement de chaque composante. Le modèle est utilisé dans le domaine élastique (calcul de la rigidité) et le domaine plastique (calcul de la résistance). Les règles de calcul, fournies dans l'approche de l'Eurocode3, sont reproduites dans ce cours.

Dans un assemblage boulonné par platine, le moment de flexion est transmis sous forme de couple. Ainsi, il est d'usage d'admettre que les efforts dus au moment de flexion sont concentrés dans l'axe des semelles de la poutre assemblée. En l'absence de l'effort tranchant et de l'effort normal dans la poutre, les efforts dus au moment de flexion sont égaux. Les efforts dus au moment de flexion sont des efforts de traction et de compression.

L'effort de traction se développe dans la semelle supérieure de la poutre assemblée tandis que l'effort de compression agit au niveau de la semelle inférieure. Ainsi, les boulons supérieurs sont soumis à la traction. La compression est transmise par contact direct entre la semelle de la poutre assemblée et la semelle adjacente du poteau. En règle générale, le schéma de transfert des efforts dans un assemblage boulonné par platine est celui qui opère par traction. L'effort de traction transmis par la semelle supérieure de la poutre développe des efforts de traction dans les boulons qui permettent d'assembler la platine d'extrémité à la semelle du poteau. L'effort de traction dans les boulons induit une flexion dans la platine d'extrémité.

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

Dans les domaines élastique et plastique, l'effort que chaque boulon peut transmettre de la poutre assemblée au poteau adjacent est conditionné par la platine d'extrémité, par ces boulons mêmes ou par la combinaison des deux.

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

$$K_{ini} = \frac{E}{\left[\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_P} + \frac{1}{K_b} \right]} \quad (\text{Eq. 2-17})$$

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

Dans le domaine plastique, trois modes de ruines sont envisagés, voir figure 2.7. Ces modes de ruines sont conditionnés par la résistance de la semelle du tronçon en flexion et des boulons en traction. Ces trois modes de ruine sont représentés d'une manière simple par la ruine plastique de la platine (mode1), la ruine mixte de la platine et des boulons (mode 2) ou la ruine Des boulons(mode 3).

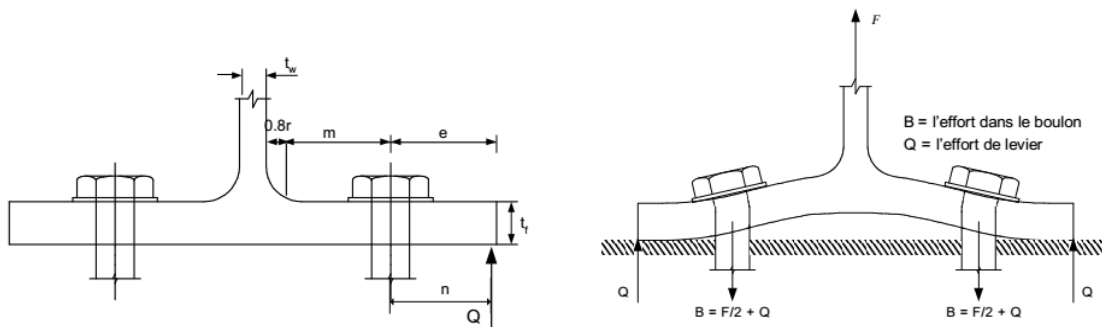


Figure 2.7 : Mode de ruine du tronçon en té

Le mode 1 correspond à la ruine du tronçon en té par formation d'un mécanisme plastique, avant que la ruine des boulons ne soit atteinte. Les lignes de plastification se forment au niveau des rangées de boulons et à la naissance des congés de raccordement. Ce mode de ruine, qui s'accompagne d'une déformation plastique importante de la semelle, est donc recherché. Le mode 2 se rapporte à l'atteinte de la résistance des boulons alors que les lignes de plastification se sont déjà développées à la naissance du congé de raccordement entre la semelle et l'âme du tronçon. Ce mode de ruine, qui se caractérise par une capacité de déformation variable d'un tronçon à l'autre, est un mode intermédiaire. Le mode 3 s'apparente à la ruine des boulons. La rigidité importante des semelles du tronçon en té

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

conduit à la séparation des plats sans apparition d'effort de levier. Ce mode de ruine, qui est à éviter, est fragile et correspond à la ruine brutale des boulons.

La résistance à considérer est celle donnée par la valeur minimale de ruine des trois modes $F_{Rd} = \min(F_{T,Rd,1}, F_{T,R,2}, F_{T,Rd,3})$; Celles-ci sont données par les équations

Mode 1 :

$$\text{(Formule simplifiée)} \quad F_{T,Rd,1} = \frac{4M_P + 2M_{bp}}{m} \quad (\text{E q. 2-18})$$

$$\text{(Formule alternative)} \quad F_{T,Rd,1} = \frac{(32n - 2d_w)M_P + 16nM_{bp}}{8mn - d_w(m+n)} \quad (\text{E q. 2-19})$$

Mode 2 :

$$F_{T,R,2} = \frac{M_P + n \sum B_{t,Rd}}{m+n} \quad (\text{E q.2-20})$$

Mode 3 :

$$F_{T,Rd} = \sum B_{t,Rd} \quad (\text{Eq. 2-21})$$

Où M_{p1} et M_{bp} sont les moments plastiques de la semelle et de la contre-plaque, respectivement. Ils sont calculés en utilisant la valeur de la longueur efficace.

$$M_{P1,1,Rd} = \frac{0.25 \sum L_{eff,1} * (t_f)^2 * f_y}{y_{m0}} \quad (\text{Eq. 2-22})$$

$$M_{P1,2,Rd} = \frac{0.25 \sum L_{eff,2} * (t_f)^2 * f_y}{y_{m0}} \quad (\text{Eq. 2-23})$$

$$M_{bp,Rd} = \frac{0.25 \sum L_{eff,1} * (t_{bp})^2 * f_{y,bp}}{y_{m0}} \quad (\text{Eq. 2-24})$$

où $f_{y,bp}$ est la limite d'élasticité des contre-plaques ; t_{bp} est l'épaisseur des contre-plaques ; $F_{T,Rd}$ est la résistance à la traction d'un boulon ; d_w est le diamètre de la rondelle, de la tête du boulon ou de l'écrou selon la partie qui est en contact avec la semelle et $B_{t,Rd}$ est la résistance en traction de tous les boulons dans le tronçon en té.

Dans le mode 1 et 2, la déformation de la semelle du tronçon en té conduit à l'apparition de l'effort de levier dont la position dépend de la rigidité des boulons tendus et de la semelle fléchie. Par contre, la rigidité importante de la semelle dans le troisième mode conduit à une répartition des efforts sans apparition des efforts de levier, voir figure 2.8. En réalité, les têtes des boulons, les écrous et les rondelles possèdent des diamètres non négligeables et les efforts transmis à la semelle sont répartis sur une certaine zone de contact entre le boulon et la semelle, voir figure 2.9b. Cet effet est traduit dans l'Eurocode 3 sous une

Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

forme alternative d'évaluation de la résistance plastique de la semelle. Cette formule est basée sur l'hypothèse d'une distribution uniforme de contraintes sous la tête du boulon, de l'écrou ou de la rondelle.

Dans ce cas, la résistance du tronçon en té en mode 1, doit être modifiée en intégrant l'effet de (n et d_w) (Eq. 2-18). Nous retrouvons la charge de ruine des tronçons seuls en mode 1 si nous posons que $M_{bp} = 0$ dans les formules donnent la résistance des tronçons en té renforcés a contre-plaque .

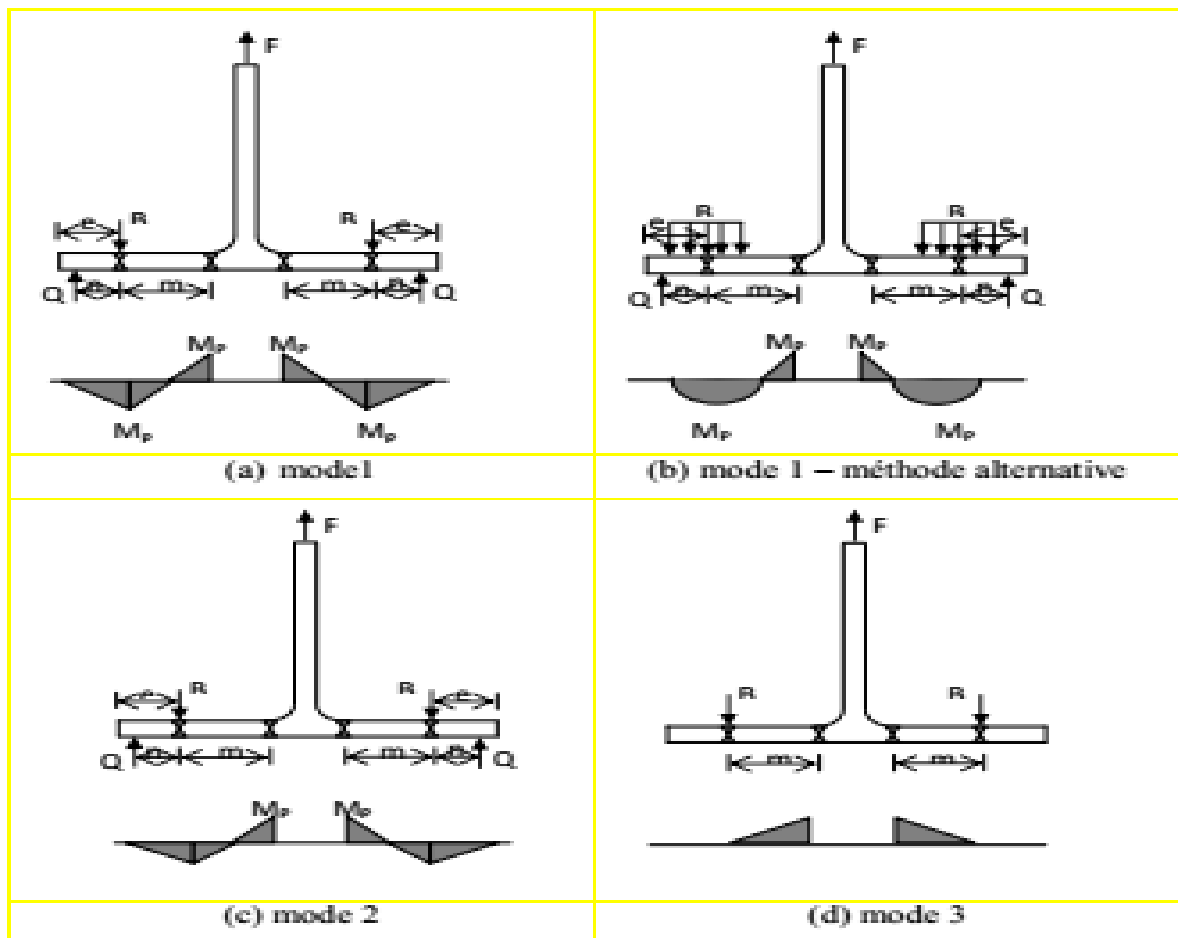


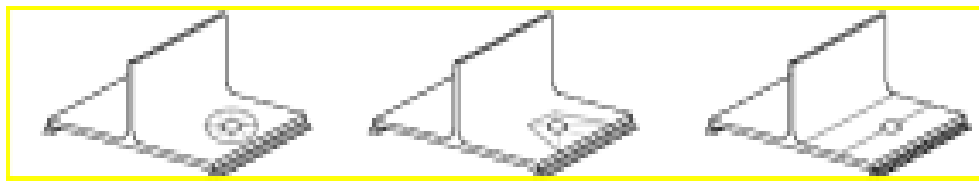
Figure 2.8: Répartition des moments dans un tronçon en té

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

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

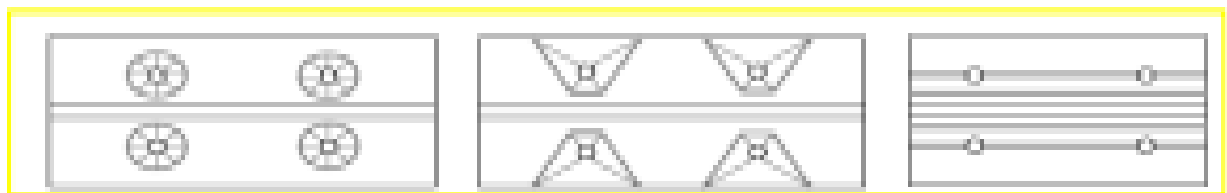
Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité

La longueur efficace d'un tronçon en té équivalent est une longueur théorique et ne comprend pas nécessairement la longueur physique de la composante de base qu'il représente. La longueur efficace est définie par les schémas des lignes de plastification des différentes rangées de boulons, prises en compte séparément selon la figure 2.8 ou en groupe, voir figure 2.9. Ces lignes de plasticité dépendent de la configuration de l'assemblage et de la disposition des trous. L'approche de l'Eurocode 3 fournit les longueurs efficaces à adopter dans le calcul de la rigidité et de la résistance pour la plupart des assemblages utilisés dans la pratique

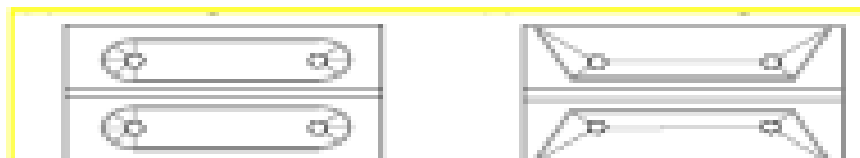


(a) *mécanisme circulaire* (b) *mécanisme non circulaire* (c) *mécanisme poutre*

Figure 2.9 : Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme individuel)



(a) *mécanisme circulaire* (b) *mécanisme non circulaire* (c) *mécanisme poutre*



(d) *mécanisme circulaire* (e) *mécanisme non circulaire*

Figure 2.10 : Schémas des lignes de plastification des tronçons en té (mécanisme de groupe)

Les longueurs efficaces du tronçon en té associées aux différents types de ruine sont données dans des tableaux dans l'annexe.

Chapitre 3:

exemple d'application

Exemple d'application

3.1 Présentation générale

On se propose de déterminer la rigidité et la capacité de résistance de deux assemblages poutre-poteau en acier boulonnés par platine d'extrémité. La poutre IPE500 et le poteau HEB 240 serviront de support aux deux exemples d'assemblages.

Les assemblages comportent des boulons D27 Q.10.9 extérieurs à la semelle de la poutre en traction. Les boulons ne sont pas précontraints. L'acier S235

($f_u = 360 \text{ MPa}$) est utilisé. Il y a lieu de savoir que ces deux exemples n'ont pas la prétention de couvrir toutes les situations possibles. Ils sont considérés ici en vue de présenter toutes les étapes de la procédure retenue dans l'approche de l'Eurocode 3. Le but essentiel de ces exemples est d'expliquer la méthode de calcul en vue de faciliter la pratique.

3.2 Exemple de calcul N°1: assemblage poutre – poteau non raidi

3.2.1 Données

- Géométrie

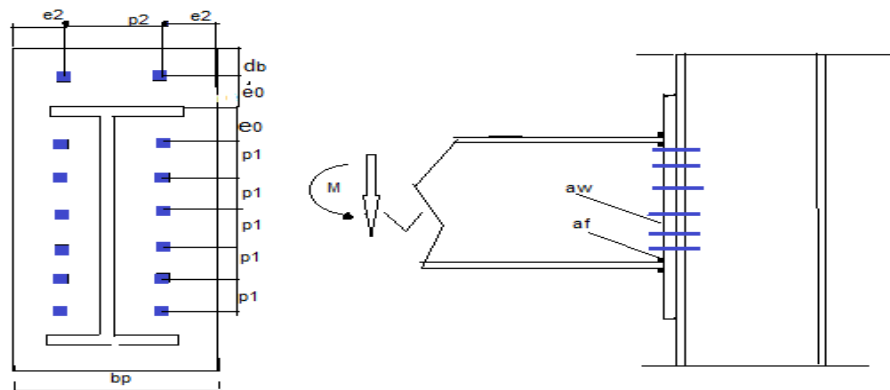


Figure 3.1: schéma de l'assemblage poteau – poutre à vérifier .

- Caractéristiques de la poutre

IPE 500 S235

$f_{yb} = 235 \text{ MPa}$; $f_{ub} = 360 \text{ MPa}$; $a_w = 7 \text{ m}$; $a_f = 10 \text{ mm}$

$t_{fb} = 16 \text{ mm}$; $t_{wb} = 10.2 \text{ mm}$, $e_0 = 60 \text{ mm}$; $e_1 = 60 \text{ mm}$

$P_0 = 130 \text{ mm}$; $P_1 = 90 \text{ mm}$, $d_b = 120 \text{ mm}$, $d_b = 120 \text{ mm}$

$u = 15 \text{ mm}$; $P_2 = 120 \text{ mm}$; $e_2 = 60 \text{ mm}$

- Caractéristiques de poteau:

HEB 240 S235 $f_{uc} = 360 \text{ MPa}$; $f_{yc} = 235 \text{ MPa}$

- Caractéristiques de la platine:

$f_{up} = 490 \text{ MPa}$; $f_{yp} = 235 \text{ MPa}$;

$h_p = 635 \text{ mm}$; $t_p = 30 \text{ mm}$; $b_p = 240 \text{ mm}$;

- Caractéristiques des boulons:

Exemple d'application

$$D27 \text{ Q.10.9d} = 27\text{mm.}; \quad f_u = 1000 \text{ MPa} \quad ; \quad f_y = 900\text{MPa} \quad ;$$

$$A_s = 459\text{m}; \text{Nombre de rangées} = 6$$

3.2.2 Vérification des cordons de soudure

(cf. article 4.5.3.2 de la norme NF EN 1993-1-8)

$$\text{En imposant que la résistance de calcul } \frac{a}{t} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{f_y B_w \gamma_{M2}}{f_u \gamma_{M0}}$$

Ou' d un double cordon d angle sous un effort de traction soit égale à la résistance plastique de la section attachée. On obtient:

a est la largeur de chaque gorge; -

l'épaisseur attachée; t est -

est la résistance ultime a' la traction de la pièce attachée la plus faible ; $f_u - f_y$ est la limite d'élasticité de la pièce assemblée. -

soudure semelle /platine:

$$f_{yb} = 235 \text{ Ma} \quad ; \quad f_{ub} = 360 \text{ MPa} \quad t = t_{fb} = 16 \text{ mm}$$

$$B_w = 0.8 \text{ pour s235} \quad ; \quad \gamma_{M2} = 1.25$$

$$a \geq \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{235 \cdot 0.8 \cdot 1.25}{360 \cdot 1.0} * 16 = 7.4\text{mm} = a_f = 10\text{mm} \geq 7.4\text{mm} \quad \text{OK}$$

(cf. tableau 4.1 de la norme NF EN 1993-1-8)

Soudure à me /platine :

$$f_{yb} = 235 \text{ Mpa}; f_{ub} = 360 \text{ MPa}; \quad t = t_{wb} = 10.2\text{mm};$$

$$\beta_w = 0.8 \text{ pour s235}; \quad \gamma_{M2} = 1.25$$

$$a \geq \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{235 \cdot 0.8 \cdot 1.25}{360 \cdot 1.0} * 10.2 = 4.7\text{mm} \quad a = a_w = 7\text{mm} \geq 4.7\text{mm} \quad \text{ok}$$

résistance de la zone cisailée du poteau non raidi 3.2.3

poutre d'un seul coté $\beta = 1$ (paramètre de transformation).

Condition d'élanement (cf. clause 6.2.6.1(1) de la norme NF EN 1993-1-8):

$$\frac{d}{t_{wc}} = \frac{164}{10} = 16.4 < 69\epsilon = 69 \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = 69; \quad v_{wp, RD} = \frac{0.9 * f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

(cf. clause 6.2.6.1(2) de la norme NF EN 1993-1-8):

$$v_{wp, RD} = 405,77\text{KN}; \quad \gamma_{M0} = 1,0; \quad A_{vc} = 33,23 \text{ cm}^2 \text{aire de cisaillement du poteau}$$

3.2.4 Résistance de la zone comprimée

$$3.2.4.1 \text{ Coté poutre } f_{c,fb,rd} = 1065.27\text{KN}$$

3.2.4. 2coté poteau (cf. clause 6.2.6.1(1) de la norme NF EN 1993-1-8):

Exemple d'application

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

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

$$\beta = 1 \quad ; \quad w = w_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(b_{eff,c,wc} \frac{t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}}$$

k_{wc} : interaction avec la contrainte de compression dans l'ame du poteau

Par simplification : $k_{wc} = 1$.

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} * a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad ; \quad b_{eff,c,wc} = 265.14mm$$

$$s = (h_i - d)/2 = (206 - 164)/2 = 21mm \quad .s_p = t_p + u - \sqrt{2} * a_f = 30.85mm$$

Diffusion dans la platine .

$$a_p = a_f = 10mm \quad ; \quad t_{fc} = 17mm \quad ; \quad t_{fb} = 16mm .$$

$$t_{wc} = 10mm \quad ; \quad u = 15mm. \quad ; \quad w = 0.739$$

Réduction pour risque de voilement de l'âme .

voilement de l'âme sous compression:

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} = 0.932 \sqrt{\frac{265.14 * 164 * 235}{210000 * 10^2}} = 0.650 < 0.72.$$

$$= I . \rho ; \bar{\lambda}_p \leq 0.72 ; \bar{\lambda}_p = 0.650 \quad ; \quad \rho =$$

$$\frac{\bar{\lambda}_p - 0.2}{\bar{\lambda}_p^2}$$

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

$$F_{C,wc,Rd} = 460.46 KN \text{ (cf. clause 6.2.6.2(2) de la norme NF EN 1993-1-8).}$$

3.2.5 La résistance de la zone tendue coté poutre

.2.5.1 Longueur de tronçon en T équivalent 3

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

$$l_1 = l_2 = 120mm.$$

- **Rangée intérieure**

$$l_1 = l_2 = 295.2mm$$

- **Rangée centrale**

$$l_1 = l_2 = 263mm.$$

- **Groupe de Rangées.3**

$$\text{Groupe 2 à 3 : } l_1 = l_2 = 385.2mm$$

$$\text{Groupe 2 à 4 : } l_1 = l_2 = 475.3mm$$

$$\text{Groupe 2 à 5 : } l_1 = l_2 = 565.3mm$$

Exemple d'application

Groupe 2 à 6: $l_1 = l_2 = 655.3mm$

Groupe 3 à 4: $l_1 = l_2 = 353mm$

Groupe 3 à 5: $l_1 = l_2 = 443mm$

Groupe 3 à 6: $l_1 = l_2 = 533mm$

3.2.5.2 Résistance du T équivalent sous différent modes de ruine

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

3.2.5.2.1 Mode 1 : mécanisme complet

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \quad ; \quad M_{pl,1,Rd} = \frac{l_1 t_p^2 f_y}{4\gamma_{MO}}$$

- **Range r=1 (extérieure non raidie)**

$l_1 = 120mm$; $t_p=30mm$; $f_y = f_{yp} = 355Mpa$; $m = m_x = 48.7 m$

$$M_{pl,1,Rd1} = \frac{120 * 30^2 * 355 * 10^{-3}}{4 * 1} = 9.585KN.m \quad F_{T,1,Rd1} = 787.27KN$$

- **Range r=2 (intérieure)**

$l_1 = 295.2mm$; $t_p=30mm$; $f_y = f_{yp} = 355Mpa$; $m = 47.0 mm$.

$$M_{pl,1,Rd2} = \frac{295.2 * 30^2 * 355 * 10^{-3}}{4 * 1} = 23.579KN.m \quad ; F_{T,1,Rd2} = 2006.73KN$$

- **Range r=3,4,5 et 6 seules (centrale)**

$l_1 = 263.0mm$; $t_p=30mm$; $f_y = f_{yp} = 355Mpa$; $m = 47.0 mm$

$$M_{pl,1,Rd3} = \frac{263.0 * 30^2 * 355 * 10^{-3}}{4 * 1} = 21.007KN.m \quad ; F_{T,1,Rd3} = 1787.84KN$$

- **Groupe de rangées 2+3+....**

- **Groupe 2 à 3 :**

$l_1 = 385.2mm$; $m = 47.0 mm$.

$$M_{pl,1,Rd2\&3} = \frac{385.2 * 30^2 * 355 * 10^{-3}}{4 * 1} = 30.767KN.m \quad ; F_{T,1,Rd2\&3} = 2618.54KN$$

- **Groupe 2 à 4 :**

$l_1 = 475.3mm$; $m = 47.0 mm$;

$$M_{pl,1,Rd2\&3\&4} = \frac{475.3 * 30^2 * 355 * 10^{-3}}{4 * 1} = 37.965KN.m \quad ; F_{T,1,Rd2\&3\&4} = 3231.02KN$$

- **Groupe 2 à 5:**

$l_1 = 565.3m$; $m = 47.0 mm$;

$$M_{pl,1,Rd2\&3\&4\&5} = \frac{565.3 * 30^2 * 355 * 10^{-3}}{4 * 1} = 45.153KN.m \quad ; F_{T,1,Rd2\&3\&4\&5} = 3842.84 KN$$

- **Groupe 2 à 6:**

$l_1 = 655.3mm$; $m = 47.0 mm$;

Exemple d'application

$$M_{pl,1,Rd2\grave{a}6} = \frac{655.3 * 30^2 * 355 * 10^{-3}}{4 * 1} = 52.342 KN.m; F_{T,1,Rd2\grave{a}6} = 4454.65 KN ;$$

- **Groupe de rangées 3+4+**

Groupe 3 à 4:

$$l_1 = 353mm ; m = 47.0 mm;$$

$$M_{pl,1,Rd3\grave{a}4} = \frac{353 * 30^2 * 355 * 10^{-3}}{4 * 1} = 28.196 KN.m; F_{T,1,Rd3\grave{a}4} = 2399.65 KN ;$$

Groupe 3 à 5:

$$l_1 = 443mm ; m = 47.0 mm;$$

$$M_{pl,1,Rd3\grave{a}5} = \frac{443 * 30^2 * 355 * 10^{-3}}{4 * 1} = 35.385 KN.m; F_{T,1,Rd3\grave{a}5} = 3011.46 KN ;$$

- **Groupe 3 à 6:**

$$l_1 = 533mm ; m = 47.0 mm;$$

$$M_{pl,1,Rd3\grave{a}5} = \frac{533 * 30^2 * 355 * 10^{-3}}{4 * 1} = 42.573 KN.m; F_{T,1,Rd3\grave{a}5} = 3623.27 KN ;$$

3.2.5.2.2 Mode 2: mécanisme partiel et rupture des boulons

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

$$F_{T,Rd} = 330.48 KN ; n = \text{Min}(e_{\min}; 1.25m);$$

- **Rangées r=1**

$$M_{pl,2,Rd1} = 9.585 KN.m ;$$

$$m = 48.7mm ; n = e_2 = 60 mm ; \sum F_{T,Rd} = 2F_{T,Rd}; F_{T,2,Rd1} = 541.2kN$$

- **Rangées r=2**

$$M_{pl,2,Rd2} = 23.579 KN.m ;$$

$$m = 47.0mm ; n = 58.75 mm ; \sum F_{T,Rd} = 2F_{T,Rd}; F_{T,2,Rd2} = 813.14kN$$

- **Rangées r=3, 4,5 à 6 seules**

$$M_{pl,2,Rd3} = 21.007 KN.m ;$$

$$m = 47.0mm ; n = 58.75 mm ; \sum F_{T,Rd} = 2F_{T,Rd}; F_{T,2,Rd3} = 764.5k$$

- **Groupe de rangées 2+3+...**

Groupe 2 à 3:

$$M_{pl,2,Rd2\grave{a}3} = 30.767 KN.m ;$$

$$m = 47.0mm ; n = 58.75 mm ; \sum F_{T,Rd} = 4 F_{T,Rd}; F_{T,2,Rd2\grave{a}3} = 1316.28 kN .$$

Groupe 2 à 4:

$$M_{pl,2,Rd2\grave{a}4} = 37.965 KN.m ;$$

$$m = 47.0mm ; n = 58.75 mm ; \sum F_{T,Rd} = 6 F_{T,Rd}; F_{T,2,Rd2\grave{a}4} = 1819.61 kN$$

Groupe 2 à 5:

Exemple d'application

$$M_{pl,2,Rd2\grave{a}5} = 45.153 KN.m ;$$

$$m = 47.0mm ; n = 58.75 mm ; \sum F_{T,Rd} = 8 F_{T,Rd}; F_{T,2.Rd2\grave{a}5} = 2322.76k$$

Groupe 2 à 6:

$$M_{pl,2,Rd2\grave{a}6} = 52.342 KN.m ;$$

$$m = 47.0mm ; n = 58.75 mm ; \sum F_{T,Rd} = 10 F_{T,Rd}; F_{T,2.Rd2\grave{a}6} = 2825.92k$$

- **Groupe de rangées 3+4+...**

Groupe 3 à 4:

$$M_{pl,3,Rd3\grave{a}4} = 28.196 KN.m ;$$

$$m = 47.0mm ; n = 58.75 mm ; \sum F_{T,Rd} = 4 F_{T,Rd}; F_{T,3.Rd3\grave{a}4} = 1267.66kN$$

Groupe 3 à 5:

$$M_{pl,3,Rd3\grave{a}5} = 35.385 KN.m ;$$

$$m = 47.0mm ; n = 58.75 mm ; \sum F_{T,Rd} = 6 F_{T,Rd}; F_{T,3.Rd3\grave{a}5} = 1770.82kN$$

Groupe 3 à 6:

$$M_{pl,3,Rd3\grave{a}6} = 42.573 KN.m ; m = 47.0mm ; n = 58.75 mm ;$$

$$\sum F_{T,Rd} = 8 F_{T,Rd}; F_{T,3.Rd3\grave{a}6} = 2273.96$$

3.2.5.2.3 Mode 3:rupture des boulons

$$F_{T,3.Rd} = \sum F_{T,Rd} ; F_{T,3.Rd} = 2 * Nbr_{rangée} * F_{T,Rd}$$

- **Rangée r = 1**

$$F_{T,3.Rd1} = 660.96 KN.$$

- **Rangée r = 2**

$$F_{T,3.Rd2} = 660.96 KN.$$

- **Rangée r = 3 , 4, 5 et 6 seules**

$$F_{T,3.Rd3} = 660.96 KN.$$

- **Groupe de rangées 2+3+...**

$$\text{Groupe 2 à 3: } F_{T,3.Rd2\grave{a}3} = 1321.92 KN; \text{Groupe 2 à 4: } F_{T,3.Rd2\grave{a}4} = 1982.88 KN.$$

$$\text{Groupe 2 à 5: } F_{T,3.Rd2\grave{a}5} = 2643.84 KN; \text{Groupe 2 à 6: } F_{T,3.Rd2\grave{a}6} = 3304.8 KN.$$

- **Groupe de rangées 3+4+....**

$$\text{Groupe 3 à 4: } F_{T,3.Rd3\grave{a}4} = 1321.92 KN; \text{Groupe 3 à 5: } F_{T,3.Rd3\grave{a}5} = 1982.88 KN.$$

$$\text{Groupe 3 à 6: } F_{T,3.Rd3\grave{a}6} = 2643.84 KN$$

3.2.5.2.4 Mode 1-2

$$\text{Condition de flexibilité : } L_b > L_b^*$$

$$F_{T,1-2Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m} L_b^* = \frac{8.8 m^3 * Nbr_{rangée} * A_s}{L_1 t_p^3} ; L_b = t_p + t_{fc} + \frac{(h_e + h_t)}{2} = 67.65mm$$

$$h_e = 23.8 mm \text{ hauteur crou} ; \quad h_t = 17.5 mm \text{ hauteur de t\^ete}$$

Exemple d'application

$$A_s = 459 \text{ mm}^2 \quad ; \quad t_p = 30 \text{ mm} \quad ; \quad t_{fc} = 17 \text{ mm}.$$

- Rangée r=1

$$L_1 = 120 \text{ mm} \quad ; \quad nbr = 1; \quad m = 48.7 \text{ mm}; \quad L_b^* = \frac{8.8(48.7)^3 * 1 * 459}{120 * 30^3} = 144 \text{ mm} > L_b.$$

- Rangée r=2

$$L_1 = 295.2 \text{ mm} \quad ; \quad nbr = 1n; \quad L_b^* = 52.6 \text{ mm} < L_b. \quad m = 47.0 \text{ mm}.$$

$$F_{T,1-2Rd2} = 1003.37 \text{ KN}$$

- Rangée r=3,4,5 et 6 seules

$$L_1 = 263,0 \text{ mm} \quad ; \quad nbr = 1; \quad L_b^* = 59,06 \text{ mm} < L_b; \quad m = 47.0 \text{ mm}.$$

$$F_{T,1-2Rd2} = 893.92 \text{ KN}$$

- Groupe de rangées 2+3+...

Groupe 2 à 3 :

$$L_1 = 385.2 \text{ mm} ; nbr = 2 \quad ; \quad L_b^* = 80.64 \text{ mm} > L_b; \quad m = 47.0 \text{ mm}.$$

Groupe 2 à 4 :

$$L_1 = 475.3 \text{ mm} ; nbr = 3; \quad L_b^* = 98.03 \text{ mm} > L_b; \quad m = 47.0 \text{ mm}.$$

Groupe 2 à 5 :

$$L_1 = 565.3 \text{ mm} ; nbr = 4; \quad L_b^* = 109.9 \text{ mm} > L_b \quad ; \quad m = 47.0 \text{ mm}.$$

Groupe 2 à 6:

$$L_1 = 655.3 \text{ mm} ; nbr = 5; \quad L_b^* = 118.5 \text{ mm} > L_b \quad ; \quad m = 47.0 \text{ mm}.$$

- Groupe de rangées 3+4+...

$$L_1 = 353 \text{ mm} ; \quad nbr = 2; \quad L_b^* = 88.0 \text{ mm} > L_b \quad ; \quad m = 47.0 \text{ mm}.$$

Groupe 3à 5:

$$L_1 = 443 \text{ mm} ; \quad nbr = 3; \quad L_b^* = 105.2 \text{ mm} > L_b \quad ; \quad m = 47.0 \text{ mm}.$$

Groupe 3à 6:

$$L_1 = 533 \text{ mm} ; nbr = 4; \quad L_b^* = 116.6 \text{ mm} > L_b \quad ; \quad m = 47.0 \text{ mm}$$

3.2.5.2.5 Mode 4:plastification de l'âme tendue

$$F_{t,4,Rd} = F_{t,w,Rd} = \frac{l_{eff} t_w f_y}{\gamma_{M0}}; \quad t_w = 10.2 \text{ mm}; \quad f_y = 235 \text{ MPa} .$$

- Rangée r=1

$$F_{t,4,Rd1} = \frac{b_{fb} t_{fb} f_y}{2\gamma_{M0}} = 376.0 \text{ KN}; \quad l_{eff} = 120 \text{ mm} = L_1; \quad \frac{b_{fb}}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}.$$

$$t_{fb} = 16 \text{ mm}; \quad F_{t,4,Rd1} = 376.0 \text{ KN}.$$

- Rangée r=2

Exemple d'application

$$F_{t,4,Rd2} = \frac{b_{fb}t_{fb}f_y}{2\gamma_{M0}} + \left(e_0 - t_{fb} + \frac{p_1}{2}\right) \frac{t_{wb}f_y}{\gamma_{M0}} = 613.3KN; l_{eff} = 295.2mm = L_1 .$$

$$\frac{b_{fb}}{2} = \frac{200}{2} = 100mm ; \quad t_{wb} = 10.2mm; \quad p_1 = 90 mm$$

$$e_0 = 70 mm; F_{t,4,Rd2} = 613.3KN.$$

- Rangée r=3,4,5 et 6 seules

$$L_1 = 263.0 mm; F_{t,4,Rd3} = 630.41KN$$

- Groupe de rangées 2+3+.....

Groupe 2 à 3:

$$L_1 = 385.2 mm.; \quad F_{t,4,Rd2\grave{a}3} = 923.32KN$$

Groupe 2 à 4:

$$L_1 = 475.3 mm; F_{t,4,Rd2\grave{a}4} = 1139.29KN .$$

Groupe 2 à 5:

$$L_1 = 565.3 mm; \quad F_{t,4,Rd2\grave{a}5} = 1355.02KN .$$

Groupe 2 à 6:

$$L_1 = 655.3 mm; \quad F_{t,4,Rd2\grave{a}6} = 1570.75KN .$$

- Groupe de rangées 3+4+....

Groupe 3 à 4:

$$L_1 = 353 mm; \quad F_{t,4,Rd3\grave{a}4} = 846.14 KN .$$

Groupe 3 à 5:

$$L_1 = 443 mm; \quad F_{t,4,Rd3\grave{a}5} = 1061.87KN .$$

Groupe 3 à 6:

$$L_1 = 533 mm; \quad F_{t,4,Rd3\grave{a}6} = 1277.6KN .$$

3.2.6 Résistance de la zone tendue coté poteau

3.2.6.1 Longueur de tronçon en T équivalent

- ✓ Rangée extérieur non raidie

- Mécanisme circulaire

$$L_0 = \min(2\pi m ; \pi m + 2e_1) = 240mm ; m = \frac{p_2 - t_{wc}}{2} - 0.8r_c = 38.2 mm ;$$

$$r_c = 21mm ; e_1 = 1000mm ; \quad t_{wc} = 10mm ; \quad p_2 = 120mm ;$$

- Mécanisme non circulaire

$$L_2 = \min(4m + 1.25e ; 2m + 0.625e + e_1) = 227.8mm ;$$

$$e = e_2 = 60mm ; L_1 = \min(L_0 ; L_2) = 227.8mm ;$$

- ✓ Rangée centrale

- Mécanisme circulaire

Exemple d'application

$$L_0 = 2\pi m = 240 \text{ mm} ;$$

- **Mécanisme non circulaire**

$$L_2 = 4m + 1.25e = 227.8 \text{ mm} ; L_1 = \min(L_0 ; L_2) = 227.8 \text{ mm}$$

- ✓ **Groupe de rangées**

- **Rangée 1+2**

Mécanisme circulaire

$$L_0 = \min(2\pi m + 2p ; \pi m + 2e_1 + 2p) = 500 \text{ mm} ; p_0 = p = 130 \text{ mm} ;$$

Mécanisme non circulaire

$$L_2 = \min(4m + 1.25e + p ; 2m + 0.625e + e_1 + p) = 357.8 \text{ mm} ;$$

$$L_1 = \min(L_0 ; L_2) = 357.8 \text{ mm} ;$$

- **Rangée 1+2+3+.....**

Mécanisme circulaire:

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

$$\text{Groupe 1 à 3: } L_0 = 2\pi m + 2(p_0 + p_1) = 680.02 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 1 à 4: } L_0 = 2\pi m + 2(p_0 + 2p_1) = 860.02 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 1 à 5: } L_0 = 2\pi m + 2(p_0 + 3p_1) = 1040.02 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 1 à 6: } L_0 = 2\pi m + 2(p_0 + 4p_1) = 1220.02 \text{ mm} ;$$

Mécanisme non circulaire:

$$L_2 = \min(4m + 1.25e + \sum p_i ; 2m + 0.625e + e_1 + \sum p_i)$$

$$\text{Groupe 1 à 3: } L_2 = 4m + 1.25e + p_0 + p_1 = 447.8 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 1 à 4: } L_2 = 4m + 1.25e + p_0 + 2p_1 = 537.8 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 1 à 5: } L_2 = 4m + 1.25e + p_0 + 3p_1 = 627.8 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 1 à 6: } L_2 = 4m + 1.25e + p_0 + 4p_1 = 717.8 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 1 à 3: } L_1 = \min(L_0 ; L_2) = 447.8 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 1 à 4: } L_1 = \min(L_0 ; L_2) = 537.8 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 1 à 5: } L_1 = \min(L_0 ; L_2) = 627.8 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 1 à 6: } L_1 = \min(L_0 ; L_2) = 717.8 \text{ mm} ;$$

- **Rangée 2+3+.....**

Mécanisme circulaire:

$$L_0 = 2\pi m + 2\sum p_i .$$

$$\text{Groupe 2 à 3: } L_0 = 2\pi m + 2p = 420.0 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 2 à 4: } L_0 = 2\pi m + 4p = 600.0 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 2 à 5: } L_0 = 2\pi m + 6p = 780.0 \text{ mm} ;$$

$$\text{Groupe 2 à 6: } L_0 = 2\pi m + 8p = 960.0 \text{ mm} ;$$

Exemple d'application

Mécanisme non circulaire:

$$L_2 = 4m + 1.25e + \sum p_i .$$

$$\text{Groupe 2 à 3: } L_2 = 4m + 1.25e + p = 317.8 \text{ mm};$$

$$\text{Groupe 2 à 4: } L_2 = 4m + 1.25e + 2p = 407.8 \text{ mm};$$

$$\text{Groupe 2 à 5: } L_2 = 4m + 1.25e + 3p = 497.8 \text{ mm};$$

$$\text{Groupe 2 à 6: } L_2 = 4m + 1.25e + 4p = 587.8 \text{ mm};$$

$$\text{Groupe 2 à 3: } L_1 = \min(L_0 ; L_2) = 317.8 \text{ mm};$$

$$\text{Groupe 2 à 4: } L_1 = \min(L_0 ; L_2) = 407.8 \text{ mm};$$

$$\text{Groupe 2 à 5: } L_1 = \min(L_0 ; L_2) = 497.8 \text{ mm};$$

$$\text{Groupe 2 à 6: } L_1 = \min(L_0 ; L_2) = 587.8 \text{ mm};$$

3.2.6.2 Résistance de T équivalent sous les différents modes de ruine

3.2.6.2.1 Mode 1: mécanisme complet

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \quad \text{et} \quad M_{pl,1,Rd} = \frac{L_1 t_f^2 f_y}{4\gamma_{MO}};$$

$$m = 38.2 \text{ mm}; t_f = t_{fc} = 17 \text{ mm}; f_y = f_{yc} = 235 \text{ Mpa};$$

- Rangée r=1 (extérieure non raidie)

$$L_1 = 227.8 \text{ mm}; M_{pl,1,Rd1} = 3.868 \text{ KN.m}; F_{T,1,Rd1} = 405.0 \text{ KN} .$$

- Rangée r=2,3,4..... (centrale)

$$L_1 = 227.8 \text{ mm}; M_{pl,1,Rd2} = 3.868 \text{ KN.m}; F_{T,1,Rd2} = 405.0 \text{ KN}$$

- Groupe de rangées 1+2

$$L_1 = 357.8 \text{ mm}; M_{pl,1,Rd2+2} = 6.075 \text{ KN.m}; F_{T,1,Rd1+2} = 636.13 \text{ KN}$$

- Groupe de rangées 1+2+3+.....

Groupe 1 à 3 :

$$L_1 = 447.8 \text{ mm}; M_{pl,1,Rd1\grave{a}3} = 7.603 \text{ KN.m}; F_{T,1,Rd1\grave{a}3} = 796.13 \text{ KN}$$

Groupe 1 à 4 :

$$L_1 = 537.8 \text{ mm}; M_{pl,1,Rd1\grave{a}4} = 9.131 \text{ KN.m}; F_{T,1,Rd1\grave{a}4} = 956.13 \text{ KN} .$$

Groupe 1 à 5 :

$$L_1 = 627.8 \text{ mm}; M_{pl,1,Rd1\grave{a}5} = 10.659 \text{ KN.m}; F_{T,1,Rd1\grave{a}5} = 1116.13 \text{ KN} .$$

Groupe 1 à 6 :

$$L_1 = 717.8 \text{ mm}; M_{pl,1,Rd1\grave{a}6} = 12.187 \text{ KN.m}; F_{T,1,Rd1\grave{a}6} = 1276.13 \text{ KN} .$$

- Groupe de rangées 2+3+.....

Groupe 2 à 3 :

$$L_1 = 317.8 \text{ mm}; M_{pl,1,Rd2\grave{a}3} = 5.396 \text{ KN.m}; F_{T,1,Rd2\grave{a}3} = 565.03 \text{ KN} .$$

Groupe 2 à 4 :

Exemple d'application

$$L_1 = 407.8 \text{ mm} ; M_{pl,1,Rd2\grave{a}4} = 6.924 \text{ KN.m} ; F_{T,1,Rd2\grave{a}4} = 725.03 \text{ KN}.$$

Groupe 2 à 5 :

$$L_1 = 497.8 \text{ mm} ; M_{pl,1,Rd2\grave{a}5} = 8.452 \text{ KN.m} ; F_{T,1,Rd2\grave{a}5} = 885.03 \text{ KN}.$$

Groupe 2 à 6 :

$$L_1 = 587.8 \text{ mm} ; M_{pl,1,Rd2\grave{a}6} = 9.980 \text{ KN.m} ; F_{T,1,Rd2\grave{a}6} = 1045.03 \text{ KN}.$$

3.2.6.2.2 Mode 2:mécanisme partiel et rupture des boulons

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,RD} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} ; F_{t,Rd} = 330.48 \text{ KN}.$$

$$n = \min(e_{min} ; 1.25m) = 1.25m = 47.75 \text{ mm} \text{ avec } m = 38.2 \text{ mm}.$$

- **Rangée r=1**

$$M_{pl,2,RD1} = 3.868 \text{ KN.m} ; \sum F_{t,Rd} = 2F_{t,Rd} ; F_{T,2,Rd1} = 457.21 \text{ KN}.$$

- **Rangée r=2,3,4...**

$$M_{pl,2,RD2} = 3.868 \text{ KN.m} ; \sum F_{t,Rd} = 2F_{t,Rd} ; F_{T,2,Rd2} = 457.21 \text{ KN}.$$

- **Groupe de rangées 1+2**

$$M_{pl,2,RD1\grave{a}2} = 6.075 \text{ KN.m} ; \sum F_{t,Rd} = 4F_{t,Rd} ; F_{T,2,Rd1\grave{a}2} = 875.76 \text{ KN}.$$

- **Groupe de rangées 1+2+3+....**

Groupe 1 à 3:

$$M_{pl,2,RD1\grave{a}3} = 7.603 \text{ KN.m} ; \sum F_{t,Rd} = 6F_{t,Rd} ; F_{T,2,Rd1\grave{a}3} = 1278.52 \text{ KN}.$$

Groupe 1 à 4:

$$M_{pl,2,RD1\grave{a}4} = 9.131 \text{ KN.m} ; \sum F_{t,Rd} = 8F_{t,Rd} ; F_{T,2,Rd1\grave{a}4} = 1681.27 \text{ KN}.$$

Groupe 1 à 5:

$$M_{pl,2,RD1\grave{a}5} = 10.659 \text{ KN.m} ; \sum F_{t,Rd} = 10 F_{t,Rd} ; F_{T,2,Rd1\grave{a}5} = 2084.03 \text{ KN}.$$

Groupe 1 à 6 :

$$M_{pl,2,RD1\grave{a}6} = 12.187 \text{ KN.m} ; \sum F_{t,Rd} = 12 F_{t,Rd} ; F_{T,2,Rd1\grave{a}6} = 2486.78 \text{ KN}.$$

- **Groupe de rangées 2+3+....**

Groupe 2 à 3 :

$$M_{pl,2,RD2\grave{a}3} = 5.396 \text{ KN.m} ; \sum F_{t,Rd} = 4 F_{t,Rd} ; F_{T,2,Rd2\grave{a}3} = 859.96 \text{ KN}.$$

Groupe 2 à 4 :

$$M_{pl,2,RD2\grave{a}4} = 6.924 \text{ KN.m} ; \sum F_{t,Rd} = 6 F_{t,Rd} ; F_{T,2,Rd2\grave{a}4} = 1262.72 \text{ KN}.$$

Groupe 2 à 5 :

$$M_{pl,2,RD2\grave{a}5} = 8.452 \text{ KN.m} ; \sum F_{t,Rd} = 8 F_{t,Rd} ; F_{T,2,Rd2\grave{a}5} = 1665.47 \text{ KN}.$$

Groupe 2 à 6 :

$$M_{pl,2,RD2\grave{a}6} = 9.98 \text{ KN.m} ; \sum F_{t,Rd} = 10 F_{t,Rd} ; F_{T,2,Rd2\grave{a}6} = 2068.23 \text{ KN}.$$

3.2.6.2.3 Mode 3: rupture des boulons

Exemple d'application

$$F_{t,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}; F_{t,3,Rd} = 2 * Nbr_{rangée} * F_{t,Rd}.$$

- **Rangée r=1**

$$F_{t,3,Rd1} = 660.96KN.$$

- **Rangée r=2,3,4**

$$F_{t,3,Rd2} = 660.96KN.$$

- **Groupe de rangées 1+2**

$$F_{t,3,Rd1+2} = 1321.92KN.$$

- **Groupe de rangées 1+2+3+...**

Groupe 1 à 3 : $F_{t,3,Rd1\grave{a}3} = 1982.88 KN$; Groupe 1 à 4 : $F_{t,3,Rd1\grave{a}4} = 2643.84 KN$;

Groupe 1 à 5 : $F_{t,3,Rd1\grave{a}5} = 3304.8 KN$; Groupe 1 à 6: $F_{t,3,Rd1\grave{a}6} = 3965.76KN$;

- **Groupe de rangées 2+3+...**

Groupe 2 à 3 : $F_{t,3,Rd2\grave{a}3} = 1321.92 KN$; Groupe 2 à 4 : $F_{t,3,Rd2\grave{a}4} = 1982.88 KN$;

Groupe 2 à 5 : $F_{t,3,Rd2\grave{a}5} = 2643.84 KN$; Groupe 2 à 6: $F_{t,3,Rd2\grave{a}6} = 3304.8 KN$.

3.2.6.2.4 Mode 1-2

Condition de flexibilité : $L_b > L_b^*$.

$$L_b = t_p + t_{fc} + \frac{h_e + h_t}{2} = 67.65 mm ; F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,1,Rd}}{m}.$$

$$L_b^* = \frac{8.8 m^3 * Nbr_{rangée} * A_S}{L_1 t_f^3}.$$

$h_e = 23.8mm$, hauteur écrou ; $h_t = 17.5 mm$, hauteur de tête.

$A_S = 459 mm^2$; $t_p = 30mm$; $m = 38,2mm$; $t_{fc} = 17mm$.

- **Rangée r = 1**

$$L_1 = 227,8mm; \quad nbr = 1; \quad L_b^* = 201,18 mm > L_b.$$

- **Rangée r = 2, 3, 4.....**

$$L_1 = 227,8mm; \quad nbr = 1; \quad L_b^* = 201,18 mm > L_b.$$

- **Rangée r = 1 + 2**

$$L_1 = 357,8mm; \quad nbr = 2; \quad L_b^* = 256,17 mm > L_b.$$

- **Groupe de rangée 1 + 2 + 3 +.....**

Groupe 1 à 3 :

$$L_1 = 447,8mm; \quad nbr = 3; \quad L_b^* = 307,0 mm > L_b.$$

Groupe 1 à 4 :

$$L_1 = 537,8mm; \quad nbr = 4; \quad L_b^* = 340,9 mm > L_b.$$

Groupe 1 à 5 :

$$L_1 = 627,8mm; \quad nbr = 5; \quad L_b^* = 365,0 mm > L_b.$$

Exemple d'application

Groupe 1 à 6 :

$$L_1 = 717,8\text{mm}; \text{ nbr} = 6; L_b^* = 383,1 \text{ mm} > L_b.$$

- Groupe de rangée 2 + 3 +

Groupe 2 à 3 :

$$L_1 = 317,8\text{mm}; \text{ nbr} = 2; L_b^* = 288,1 \text{ mm} > L_b.$$

Groupe 2 à 4 :

$$L_1 = 407,8\text{mm}; \text{ nbr} = 3; L_b^* = 337,1 \text{ mm} > L_b.$$

Groupe 2 à 5 :

$$L_1 = 497,8\text{mm}; \text{ nbr} = 4; L_b^* = 368,3 \text{ mm} > L_b.$$

Groupe 2 à 6 :

$$L_1 = 587,8\text{mm}; \text{ nbr} = 5; L_b^* = 389,8 \text{ mm} > L_b.$$

3.2.6.2.5 Mode : plastification de l'âme tendue (cf. article 6.2.6.3 de la norme NF EN 1993-1-8)

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

$$t_w = t_w = 10 \text{ mm}; f_{yc} = 235 \text{ MPa}; A_{vc} = 33,23 \text{ cm}^2.$$

$$w = w_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{L_{eff} t_w}{A_{vc}} \right)^2}} \text{ (cf. paragraphe 3.11.4.2 de ce guide)}$$

- Rangée r = 1

$$L_1 = 227,8\text{mm}; w = 0,787; F_{T,4,Rd1} = 421,3 \text{ kN}.$$

- Rangée r = 2, 3

$$L_1 = 227,8\text{mm}; w = 0,787; F_{T,4,Rd2} = 421,3 \text{ kN}.$$

- Rangée r = 1 + 2

$$L_1 = 357,8\text{mm}; w = 0,632; F_{T,4,Rd1+2} = 531,41 \text{ kN}.$$

- Groupe de Rangée 1+2+3.....

Groupe 1 à 3 :

$$L_1 = 447,8\text{mm} ; w = 0,545; F_{T,4,Rd1\grave{a}3} = 573,52 \text{ kN}.$$

Groupe 1 à 4 :

$$L_1 = 537,8\text{mm}; w = 0,476; F_{T,4,Rd1\grave{a}4} = 601,58 \text{ kN}.$$

Groupe 1 à 5 :

$$L_1 = 627,8\text{mm}; w = 0,421; F_{T,4,Rd1\grave{a}5} = 621,11 \text{ kN}.$$

Groupe 1 à 6 :

$$L_1 = 717,8\text{mm}; w = 0,37; F_{T,4,Rd1\grave{a}6} = 634,25 \text{ kN}.$$

Exemple d'application

- Groupe de Rangée 2+3.....

Groupe 2 à 3 :

$$L_1 = 317,8\text{mm} ; w = 0,676; F_{T,4,Rd2\grave{a}3} = 504,86 \text{ kN}.$$

Groupe 2 à 4 :

$$L_1 = 407,8\text{mm}; w = 0,581; F_{T,4,Rd2\grave{a}4} = 556,79 \text{ kN}.$$

Groupe 2 à 5:

$$L_1 = 497,8\text{mm} ; w = 0,505; F_{T,4,Rd2\grave{a}5} = 590,76 \text{ kN}.$$

Groupe 2 à 6:

$$L_1 = 587,8\text{mm} ; w = 0,444; F_{T,4,Rd2\grave{a}6} = 613,3 \text{ kN}.$$

3.2.7 Résistance de l'assemblage

3.2.7.1 Limitation

Si la capacité de déformation plastique d'une rangée est jugée insuffisante, c'est-à-dire si $F_{T,i,Rd} > 1,9F_{T,i,Rd}$ on limite la capacité résistance des rangées situées en dessous suivant une répartition triangulaire.

On a:- $F_{t,Rd} = 330,5\text{kN}$;

- $1,9F_{T,Rd} = 1,9 \times 330,5 = 627,95\text{kN}$.

Pour toutes les rangées, la résistance en traction est inférieure à $1,9F_{T,Rd}$ cette réparation doit aussi être appliquée sur les rangées centrales si c'est la composante en compression ou cisaillement qui limite la résistance de l'assemblage.

Résistance de la zone cisailée: $V_{wp,Rd} = 405,77\text{kN} < 634,25\text{kN}$.

Ame de poteau comprimée transversalement:

$$F_{c,wc,Rd} = 460,46\text{kN} < 634,25\text{kN}.$$

Semelles et âme de poutre comprimées:

$$F_{c,fb,Rd} = 1065,27\text{kN} > 634,25\text{kN}.$$

La résistance de l'assemblage est donc limitée à 405,77 kN par le cisaillement et la compression de l'âme de poteau.

On effectue donc une répartition triangulaire de capacité résistante des rangées.

A partir de la troisième rangée:

$$h_{r3} = 332\text{mm} ; r = 3; F_{t,3,Rd} = 42,11\text{kN};$$

$$h_{r4} = 242\text{mm} ; r = 4; F_{t,4,Rd} = 28,06\text{kN};$$

$$F_{t,4,Rd,tr} = (h_{r4}/h_{r3}) \times F_{t,3,Rd} = (242/332) \times 42,11 = 30,69\text{kN}.$$

$$h_{r5} = 152\text{mm} ; r = 5 ; F_{t,5,Rd} = 19,53\text{kN};$$

$$F_{t,5,Rd,tr} = (h_{r5}/h_{r3}) \times F_{t,3,Rd} = (152/332) \times 42,11 = 19,28\text{kN}$$

Exemple d'application

$$h_{r6} = 62\text{mm} ; r = 6 ; F_{t,6,Rd} = 13,14\text{kN};$$

$$F_{t,6,Rd,tr} = (h_{r6}/h_{r3}) \times F_{t,3,Rd} = (62/332) \times 42,11 = 7,86\text{kN}.$$

On retiendra la plus petite valeur entre la réparation triangulaire la répartition initiale.

Finalement:

$$F_{t,1,Rd} = 376\text{kN}; F_{t,2,Rd} = 155,41\text{kN};$$

$$F_{t,Rd1} + F_{t,Rd2} = 531,41\text{kN} > V_{wp,Rd} = 405,77\text{kN}.$$

$$F_{t,3,Rd} = 42,11\text{kN}; F_{t,Rd2} = V_{wp,Rd} - F_{t,Rd1} = 29,77\text{kN};$$

$$F_{t,4,Rd} = 28,06\text{kN}; F_{t,5,Rd} = 19,28\text{kN}; F_{t,6,Rd} = 7,86\text{kN};$$

Résistance en flexion de l'assemblage:

$$M_{j,Rd} = \Sigma h_r F_{t,r,Rd};$$

Ou: h_r = bras de levier de la rangée r ;

$F_{t,r,Rd}$ = résistance de calculer traction.

Rangée	h_r (mm)	$F_{T,Rd}$ (kN)	$h_r F_{t,r,Rd}$ (kN.m)
1	552	376	207,552
2	422	29,77	12,56294
3	322		

Tableau 3.1: calcule la résistance de l'assemblage

$$M_{j,Rd} = 210,114 \text{ kN.m}.$$

3.2.7.2 Effort tranchant capable de l'assemblage (cf. clauses 6.2.2 (2) de la norme NF EN 1993-1-8)

$$V_{Rd} = 2 \left(n_1 + \frac{0,4}{1,4} n_2 \right) F_{v,Rd} < 0,5V_{pl,Rd}; F_{v,Rd} = 183,6 \text{ kN}.$$

$n_1 = 4$: nombre de rangée de boulons non utilisées pour reprendre la traction.

$n_2 = 2$: nombre de rangée de boulons utilisées pour reprendre la traction.

$$V_{Rd} = 2(4 + 0,4/1,4 \times 2) \times 183,6 = 1687,62\text{kN}.$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{59,87 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^6}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 812,3 \text{ kN}.$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 406,15 \text{ kN}; V_{Rd} = 406,15 \text{ kN}.$$

3.2.8 Rigidity de l'assemblage

3.2.8.1 Raideur équivalente par rangée (cf. clauses 6.3.3.1 (2) et 6.3.3.1(4) de la norme NF EN 1993-1-8)

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}}.$$

3.2.8.1.1 Platine fléchie k_5 (cf. tableau 6.11 de la norme NF EN 1993-1-8)

Exemple d'application

$$k_5 = \frac{0,9L_{eff}t_p^3}{m^3}; t_p = 30mm;$$

$$k_{5,1} = 24.276mm; k_{5,2} = 47.89mm; k_{5,3} = 20.08mm; k_{5,6} = 40.33mm;$$

3.2.8.1.2 Boulons tendus k_{10}

$$k_{10} = \frac{0,6A_s}{L_b} L_b = 67,65mm; k_{10} = 10,856mm.; A_s = 459mm^2.$$

3.2.8.1.3 Semelles de poteau fléchies k_4 (cf. tableau 6.11 de la norme NF EN 1993-1-8)

$$k_4 = \frac{0,9L_{eff}t_{fc}^3}{m^3}; t_{fc} = 17mm;$$

- Rangée $r = 1$

$$L_1 = 227.8mm; m = 38,2mm; k_{4,1} = 18.06mm.$$

- Rangée $r = 2$

Seule : $L_1 = 227.8 mm; m = 38,2mm; k_{4,2s} = 18.06mm.$

Partie d'un groupe :

$$L_1 = \min(\pi m + p; 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e));$$

$$L_1 = \min(210; 183,22) = 183,22mm;$$

$$m = 38,2 mm; \alpha = 6,6 mm; p = p_1 = 90 mm; e = e_2 = 60 mm.;$$

$$k_{4,2gr} = 14,533 mm; k_{4,2} = 14,533 mm.$$

- Groupe de rangée 3+4+5

Seul: $L_1 = 227,8 mm; m = 38,2 mm; k_{4,3sz} = 18,070 mm.$

Partie d'un groupe :

$$L_1 = \min(2p; p) = \min(180; 90) = 90 mm; p = p_1 = 90 mm;$$

$$k_{4,3gr} = 7,139mm; k_{4,3} = 7,139 mm.$$

- Rangée $r = 6$

Seule: $L_1 = 227,8mm; m = 38,2 mm; k_{4,6s} = 18,070mm.$

Partie d'un groupe :

$$L_1 = \min(\pi m + p; 0,5p + 2m + 0,625e); L_1 = \min(210; 158,9) = 158,9mm;$$

$$m = 38,2 mm; \alpha = 6,6 mm; p = p_1 = 90 mm; e = e_2 = 60 mm.;$$

$$k_{4,6gr} = 12,604mm; k_{4,6} = 12,604mm.$$

3.2.8.1.4 Ame de poteau tendue k_3 (cf. tableau 6.11 de la norme NF EN 1993-1-8)

$$k_3 = \frac{0,7b_{eff,c,wc}t_{wc}}{d_c}$$

$$d_c = 164 mm, \text{ hauteur d'ame}; b_{eff,c,wc} = L_1 \text{ pour une rangée}; t_{wc} = 10 mm.$$

- Rangée $r = 1$

$$L_1 = 227.8mm; k_{3,1} = 9.723 mm.$$

- Rangée $r = 2$

Exemple d'application

Seule $L_1 = 227.8 \text{ mm}$; $k_{3,2s} = 9.723 \text{ mm}$.

Partie d'un groupe :

$$L_1 = 183,22\text{mm}; k_{3,2} = 7,820\text{mm}.$$

- **Groupe de rangée 3+4+5**

Seul: $L_1 = 227,8\text{mm}$; $k_{3,3sz} = 9,723\text{mm}$.

Partie d'un groupe :

$$L_1 = 90\text{mm}; k_{3,3gr} = 3,841\text{mm}; k_{3,3} = 3,841 \text{ mm}.$$

- **Rangée r =6**

Seule $L_1 = 227,8 \text{ mm}$; $k_{3,6s} = 9,723\text{mm}$.

Partie d'un groupe :

$$L_1 = 158,9\text{mm}; k_{3,6gr} = 6,782\text{mm}; k_{3,6} = 6,782 \text{ mm}.$$

3.2.8.1.5 Raideur par rangée

$k_{10} = 10,856\text{mm}$.

- **Rangée r =1**

$$k_{3,1} = 9.723 \text{ mm}; k_{4,1} = 18.06 \text{ mm}; k_{5,1} = 24.726\text{mm}; k_{eff,1} = 3,43\text{mm};$$

- **Rangée r =2**

$$k_{3,2} = 7,820\text{mm}; k_{4,2} = 14,533\text{mm}; k_{5,2} = 47.89\text{mm}; k_{eff,2} = 3,23\text{mm};$$

- **Groupe de rangée 3+4+5**

$$k_{3,3} = 3,841\text{mm}; k_{4,3} = 7,139\text{mm}; k_{5,3} = 20.08\text{mm}; k_{eff,3} = 1,84\text{mm};$$

- **Rangée r =6**

$$k_{3,6} = 6,782\text{mm}; k_{4,6} = 12,604\text{mm}; k_{5,6} = 40,33\text{mm}; k_{eff,6} = 2,90\text{mm};$$

3.2.8.2 Raideur équivalente pour la partie de l'assemblage (cf. clauses 6.3.3.1 de la norme NF EN 1993-1-8):

$$Z_{eq} = \frac{\sum k_{eff,r} h_r^2}{\sum k_{eff,r} h_r} \cdot Z_{eq} = \frac{3,43 \times 522^2 + 3,23 + 422^2}{3,43 \times 522 + 3,23 + 422} = 421.5 \text{ mm}.$$

Coefficient de rigidité de l'assemblage(cf. clauses 6.3.3.1(1)de la norme NF EN 1993-1-8)

$$k_{eq} = \frac{\sum k_{eff,r} h_r}{Z_{eq}} ; k_{eq} = \frac{3,43 \times 522 + 3,23 + 422}{421.5} = 7\text{mm}.$$

3.2.8.3 Coefficient de rigidité pour les zones comprimées et cisillées

Du fait du raidisseur transversal en partie comprimée, $k_2 = \infty$.

$$k_1 = \frac{0.38 A_{vc}}{\beta Z_{eq}} ; \text{ Avec: } k_1 = 2,9 \text{ mm}; \beta = 1; A_{vc} = 33.23 \text{ cm}^2.$$

3.2.8.4 Rigidité en rotation initiale $S_{j,ini}$ (cf. clauses 6.3.3.1(4) de la norme NF EN 1993-1-8)

Exemple d'application

$$S_{j,ini} = E \times z_{eq}^2 \times \frac{1}{\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_1}}$$

$$S_{j,ini} = 210000 \times (421.5)^2 \times (1/7 + 1/2,9) = 7.65 * 10^{10} n. mm^2$$

3.2.8.5 Classification (cf. clause 5.2.2.5 (1) de la norme NF EN 1993-1-8)

$$I_b = 48200 \text{ cm}^4 (\text{IPE } 500).$$

Zone 3: assemblage nominalelement articulé, $S_{j,ini} \leq 0,5 E I_b / L_b$.

Zone 1:: assemblage rigide, $S_{j,ini} > k_b E I_b / L_b$ avec :

$k_b = 8$ pour les ossatures contreventées : $L_b \geq 8,45 \text{ m}$;

$k_b = 25$ sion $L_b \geq 26,4 \text{ m}$.

Pour $L_b \geq 26,4 \text{ m}$ l'assemblage est considéré semi –rigid

3.3 Exemple de calcul N°:2 : assemblage poteau – poutre raidie

Données 3.3.1

- Géométri

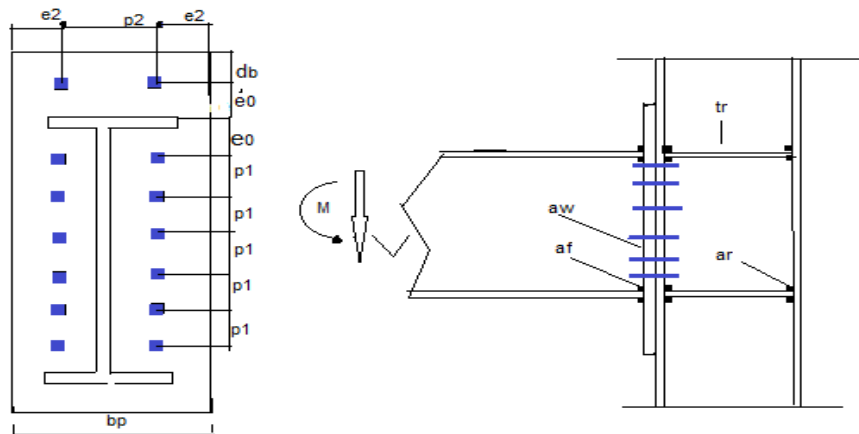


Figure 3.2: schéma de l' assemblage poteau – poutre à vérifier .

- .Caractéristiques de la poutre

IPE 500 S235

$$f_{yb} = 235 \text{ MPa} ; f_{ub} = 360 \text{ MPa} ; \quad a_w = 7 \text{ m} \quad ; \quad a_f = 10 \text{ mm}$$

$$t_{fb} = 16 \text{ mm} ; \quad t_{wb} = 10.2 \text{ mm} \quad ; \quad e_0 = 60 \text{ mm} \quad ; \quad e_1 = 60 \text{ mm}$$

$$P_0 = 130 \text{ mm} \quad ; \quad P_1 = 90 \text{ mm} ; d_b = 120 \text{ mm} \quad ; \quad d_b = 120 \text{ m}$$

$$u = 15 \text{ mm} \quad ; \quad P_2 = 120 \text{ mm} \quad ; \quad e_2 = 60 \text{ mm}$$

- Caractéristiques de poteau:

$$\text{HEB } 240 \text{ S235 } f_{uc} = 360 \text{ MPa} ; f_{yc} = 235 \text{ MPa}$$

- Caractéristiques de la platine:

$$f_{up} = 490 \text{ MPa} ; f_{yp} = 235 \text{ MPa} ;$$

Exemple d'application

$$h_p = 635 \text{ mm} ; t_p = 30 \text{ mm} ; b_p = 240 \text{ mm}$$

▪ Caractéristiques des boulons:

$$D27; Q.10.9d = 27 \text{ mm} ; f_u = 1000 \text{ MPa} ; f_y = 900 \text{ MPa} ; A_s = 459 \text{ mm}^2 ; \text{Nombre de rangées} = 6.$$

▪ Caractéristiques du raidisseur

$$t_r = 20 \text{ mm} ; a_r = 10 \text{ mm} ;$$

3.3.2 Vérification des cordons de soudure

(cf. article 4.5.3.2 de norme NF EN 1993-1-8)

En imposant que la résistance de calcul d'un double cordon d'angle sous un effort de traction soit égale à la résistance plastique de la section attachée on obtient:

$$\frac{a}{t} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{f_y}{f_u} \frac{\beta_w \gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} ;$$

Où : a est la largeur de chaque groupe ;

t est l'épaisseur attaché

f_u est la résistance ultime à la traction de la pièce attachée la plus faible;

f_y est la limite d'élasticité de la pièce assemblée

Soudure raidisseur/poteau :

$$f_{yr} = 235 \text{ MPa} ; f_{uc} = 360 \text{ MPa} ; t = t_r = 20 \text{ mm} ; \beta_w = 0,8 \text{ pour S235}$$

$$- a \geq \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{235}{360} \frac{0,8 \times 1,25}{1,0} \times 20 = 9,2 \text{ mm} ; a = a_r = 10 \text{ mm} \geq 9,2 \text{ mm} ; \text{ok}$$

(cf. tableau 4.1 de la norme NF EN 1993-1-8) $\gamma_{m2} = 1$

3.3.3 Résistance de la zone cisailée

3.3.3.1 Poteau non raidi

$$V_{wp,Rd} = 405,77 \text{ kN}$$

3.3.3.2 Raidissage par raidisseurs transversaux

$$V_{wp,add,Rd} = \min \left(\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} ; \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \right) ; M_{pl,fc,Rd} = \frac{w_{pl,fc,Rd} f_{yc}}{\gamma_{M0}} ;$$

Avec :

$$f_{yc} = 235 \text{ MPa} ; w_{pl,fc,Rd} = b_{fc} \times t_{fc}^2 / 4 = 240 \times 17^2 / 4 \times 10^{-3} = 17,34 \text{ cm}^3.$$

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{17,34 \times 235}{1,0} = 4,075 \text{ kN.m} ; M_{pl,st,Rd} = \frac{w_{pl,st,Rd} f_{yr}}{\gamma_{M0}} ;$$

Avec :

$$f_{yc} = 235 \text{ MPa} ; w_{pl,fc,Rd} = 23 \text{ cm}^3 ; M_{pl,st,Rd} = 5,405 \text{ kN.m}$$

Exemple d'application

d_s est la distance entre axes des raidisseurs .

$$d_s = h_b - t_{fb} = 500 - 16 = 484 \text{ mm.}$$

$$\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} = \frac{4 \times 4075}{484 \times 10^{-3}} = 33,68 \text{ kN.}$$

$$\frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} = \frac{2 \times 4075 + 2 \times 5405}{484 \times 10^{-3}} = 39,17 \text{ kN.}$$

$$V_{wp,add,Rd} = \text{Min}(33,68 \text{ kN}; 39,17 \text{ kN.}) = 33,68 \text{ kN.}$$

$$V_{wp,Rd} = V_{wp,Rd,nr} + V_{wp,add,Rd} = 405,77 + 33,68 = 439,45 \text{ kN.}$$

3.3.4 Résistance de la zone comprimée

3.3.4.1 Coté poutre $F_{c,fb,Rd} = 1065,27 \text{ kN.}$

3.3.4.2 Coté poteau

Se référer à la clause 6.2.6.2(1) de la norme **NF EN 1993-1-8**

3.3.4.2.1 Poteau non raidi $F_{c,wc,Rd} = 460,46 \text{ kN.}$

3.3.4.2.2 Raidissage transversal

$$F_{c,c,Rd} = F_{c,wc,Rd} + F_{c,st,Rd}; \quad F_{c,wc,Rd} = \frac{w_{kwc} A f_{y,wc}}{\gamma_{MO}}; \quad F_{c,st,Rd} = \frac{A_{st} f_{y,st}}{\gamma_{MO}}$$

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

Par simplification : $K_{wc} = 1$;

$$A = b_{eff,c,wc} t_{wc} = 265,14 \times 10 = 2651 \text{ cm}^2;$$

$$A_{st} = (b_{fc} - t_{wc}) t_r = (240 - 10) \times 20 = 4600 \text{ cm}^2.$$

$$w = w_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff,c,wc} t_{wc} + A_{st}}{A_{vc}} \right)^2}};$$

Avec : $w_1 = 0,373$.

$$\frac{w_{kwc} A f_{y,wc}}{\gamma_{MO}} = \frac{0,373 \times 1 \times 2651 \times 235}{1,0} = 232,4 \text{ kN.}$$

$$\frac{A_{st} f_{y,st}}{\gamma_{MO}} = \frac{4600 \times 235}{1,0} = 1081 \text{ kN}; \quad F_{c,c,Rd} = 1313 \text{ kN.}$$

Résistance de la zone tendue coté poutre 3.3.5

$f_{eff}(\text{mm})$	Rangée	Flexion platine				Ame tendue	
		Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 1-2	Mode 4	Min $F_{t,Rd}$
120	Rangée 1	787,27	541,20	660,96		376	376
295,2	Rangée 2	2006,73	813,14	660,96	1003,37	613,30	613,30
263	Rangée 3	1787,84	764,50	660,96	893,92	630,41	639,41
385,2	Groupe 3 à 2	2618,84	1316,28	1321,92		923,32	923,32
263	Rangée 4	1787,84	764,50	660,96	893,92	630,41	630,41
475,3	Groupe	3231,02	1819,61	1982,88		1139,29	1139,29

Exemple d'application

	4 à 2						
353	Groupe 4 à 3	2399,65	1267,66	1321,92		846,14	846,14
263	Rangée 5	1787,84	764,50	660,96	893,92	630,41	630,41
265,3	Groupe 5 à 2	3842,84	2322,76	2643,43		1355,02	1355,02
443	Groupe 5 à 3	3011,46	1770,82	1982,88		1061,87	1061,87
353	Groupe 5 à 4	2399,65	1267,66	1321,92		846,14	846,14
263	Rangée 6	1787,84	764,50	660,96	893,92	630,41	630,41
655,3	Groupe 6 à 2	4454,65	2825,92	3304,80		1570,75	1570,75
553	Groupe 6 à 3	3623,27	2273,96	2643,43		1277,60	1277,60
443	Groupe 6 à 4	3011,46	1770,82	1982,88		1061,87	1061,87
353	Groupe 6 à 5	2399,65	1267,66	1321,92		846,14	846,14

Tableau : 3.2 la résistance de la zone tendue coté poutre.

3.3.6 Résistance de la zone tendue coté poteau

3.3.6.1 Longueur de tronçon en T équivalent

✓ **Rangée extérieure raidie**

▪ **Mécanisme circulaire**

$$L_0 = \text{Min} (2\pi m ; 2\pi m_2 ; \pi m + 2e ; \pi m_2 + 2e_1) = 240 \text{ mm.}$$

$$m = (p_2 - t_{wc})/2 - 0,8r_c = 38,2 \text{ mm}; \quad r_c = 21 \text{ mm.}$$

$$e_1 = 1000 \text{ mm}; \quad t_{wc} = 10 \text{ mm}; \quad p_2 = 120 \text{ mm}; \quad e = e_2 = 60 \text{ mm.}$$

$$m_2 = (e'_0 + t_{eb}/2) - t_r/2 - 0,8\sqrt{2}a_r.$$

$$m_2 = (60 + 16/2) - 20/2 - 0,8\sqrt{2} \times 10 = 46,686 \text{ mm.}$$

▪ **Mécanisme non circulaire**

$$L_2 = \text{Min} (e_1 + \alpha m - (2m + 0,625e); \alpha m ; \alpha' m_2; e + \alpha' m_2 - (2m_2 + 0,625e_1)) \\ = 248,3 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{38,2}{38,2 + 60} = 0,389, \alpha = 6,5.$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e} = \frac{46,96}{38,2 + 60} = 0,475.$$

$$\lambda_1 = \frac{m_2}{m_2 + e_1} = \frac{46,96}{46,69 + 1000} = 0,0446 \quad \alpha' = 8.$$

$$\lambda_2 = \frac{m}{m_2 + e_1} = \frac{38,2}{46,69 + 1000} = 0,0364.$$

Exemple d'application

$$L_1 = \text{Min}(L_0; L_2) = 240 \text{ mm.}$$

✓ **Rangée intérieure**

▪ **Mécanisme circulaire**

$$L_0 = 2\pi m = 240 \text{ mm}; \quad m_2 = (p_0 - e'_0 - t_{fb}/2) - t_r/2 - 0,8 \sqrt{2} a_r.$$

$$m_2 = (130 - 60 - 16/2) - 20/2 - 0,8 \sqrt{2} \times 10 = 40,68 \text{ mm.}$$

$$m = (p_2 - t_{wc})/2 - 0,8 r_c = 38,2 \text{ mm.}$$

▪ **Mécanisme non circulaire**

$$L_2 = \alpha m = 252,12 \text{ mm}; \quad \lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{38,2}{38,2 + 60} = 0,389, \alpha = 6,6.$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e} = \frac{46,96}{38,2 + 60} = 0,475; \quad L_1 = \text{Min}(L_0; L_2) = 240 \text{ mm.}$$

✓ **Rangée centrale**

▪ **Mécanisme circulaire**

$$L_0 = 2\pi m = 240 \text{ mm.}$$

▪ **Mécanisme non circulaire**

$$L_2 = 4m + 1,25e = 227,8 \text{ mm}; \quad L_1 = \text{Min}(L_0; L_2) = 227,8 \text{ mm.}$$

✓ **Groupe de rangée**

▪ **Rangée 2 + 3.....**

- **Mécanisme circulaire**

$$L_0 = 2\pi m + 2\Sigma p_i.$$

$$\text{Groupe 2 à 3 : } L_0 = 2\pi m + 2p = 420,0 \text{ mm};$$

$$\text{Groupe 2 à 4 : } L_0 = 2\pi m + 4p = 600,0 \text{ mm}$$

$$\text{Groupe 2 à 5 : } L_0 = 2\pi m + 6p = 780,0 \text{ mm};$$

$$\text{Groupe 2 à 6 : } L_0 = 2\pi m + 8p = 960,0 \text{ mm};$$

- **Mécanisme non circulaire**

$$L_2 = \alpha m + \Sigma p_i.$$

$$\text{Groupe 2 à 3 : } L_2 = \alpha m + p = 342,12 \text{ mm.}$$

$$\text{Groupe 2 à 4 : } L_2 = \alpha m + 2p = 432,12 \text{ mm.}$$

$$\text{Groupe 2 à 5 : } L_2 = \alpha m + 3p = 522,12 \text{ mm.}$$

$$\text{Groupe 2 à 6 : } L_2 = \alpha m + 4p = 612,12 \text{ mm.}$$

$$\text{Groupe 2 à 3 : } L_1 = \text{Min}(L_0; L_2) = 342,12 \text{ mm.}$$

$$\text{Groupe 2 à 4 : } L_1 = \text{Min}(L_0; L_2) = 432,12 \text{ mm.}$$

$$\text{Groupe 2 à 5 : } L_1 = \text{Min}(L_0; L_2) = 522,12 \text{ mm.}$$

$$\text{Groupe 2 à 6 : } L_1 = \text{Min}(L_0; L_2) = 612,12 \text{ mm.}$$

▪ **Rangée 3 + 4...**

Exemple d'application

- Mécanisme circulaire

$$L_0 = 2\pi m + 2 \Sigma p_i$$

$$\text{Groupe 3 à 4 : } L_0 = 2\pi m + 2p = 420,0\text{mm.}$$

$$\text{Groupe 3 à 5 : } L_0 = 2\pi m + 4p = 600,0\text{mm.}$$

$$\text{Groupe 3 à 6 : } L_0 = 2\pi m + 6p = 780,0\text{mm.}$$

- Mécanisme non circulaire

$$L_2 = 4a m + 1,25e + \Sigma p_i.$$

$$\text{Groupe 3 à 4 : } L_2 = 4a m + 1,25e + p = 317,8\text{mm.}$$

$$\text{Groupe 3 à 5 : } L_2 = 4a m + 1,25e + 2p = 407,8\text{mm.}$$

$$\text{Groupe 3 à 6 : } L_2 = 4a m + 1,25e + 3p = 497,8\text{mm.}$$

$$\text{Groupe 3 à 4 : } L_1 = \text{Min}(L_0 ; L_2) = 317,8\text{mm.}$$

$$\text{Groupe 3 à 5 : } L_1 = \text{Min}(L_0 ; L_2) = 407,8\text{mm.}$$

$$\text{Groupe 3 à 6 : } L_1 = \text{Min}(L_0 ; L_2) = 497,8\text{mm.}$$

Résistance du T sous différents modes de ruine 3.6. 2..3.

3.3.6.2.1 Mode 1 : mécanisme complet

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \text{ et } M_{pl,1,Rd} = \frac{l_1 t_f^2 f_y}{4\gamma_{MO}}$$

$$m = 38,2\text{mm}; \quad t_f = t_{fc} = 17\text{mm}; \quad f_y = f_{yc} = 235 \text{ MPa}$$

Rangée r = 1 (extérieure raidie)

$$l_1 = 240\text{mm.}$$

$$M_{pl,1,Rd1} = \frac{240 \times 17^2 \times 235 \times 10^{-3}}{4 \times 1} = 4,075\text{KN. m}; \quad F_{T,1,Rd1} = 4,26,7\text{KN.}$$

▪ Rangée r = 2 (intérieure)

$$L_1 = 240 \text{ mm}; \quad M_{pl,1,Rd2} = 4,075\text{KN. m}; \quad F_{T,1,Rd2} = 426,7\text{KN.}$$

▪ Rangée r = 3, 4 ... (centrale)

$$L_1 = 227,8 \text{ mm}; \quad M_{pl,1,Rd3} = 3,868\text{KN. m}; \quad F_{T,1,Rd3} = 405 \text{ KN.}$$

▪ Groupe de rangées 2 + 3 +

Groupe 2 à 3 :

$$L_1 = 342,12\text{mm}; \quad M_{pl,1,Rd2\text{à}3} = 5,809\text{K. N}; \quad F_{T,1,Rd2\text{à}3} = 608,27 \text{ KN.}$$

Groupe 2 à 4 :

$$L_1 = 432,12\text{mm}; \quad M_{pl,1,Rd2\text{à}4} = 7,337\text{KN. m}; \quad F_{T,1,Rd2\text{à}4} = 768,27 \text{ KN.}$$

Groupe 2 à 5 :

$$L_1 = 522,12\text{mm}; \quad M_{pl,1,Rd2\text{à}5} = 8,865\text{KN. m}; \quad F_{T,1,Rd2\text{à}5} = 928,27 \text{ KN.}$$

Groupe 2 à 6 :

Exemple d'application

$$L_1 = 612,12\text{mm}; M_{pl,1,Rd2\grave{a}6} = 10,394\text{KN.m}; F_{T,1,Rd2\grave{a}6} = 1088,38\text{ KN.}$$

- **Groupe de rangées 3 + 4 +.....**

Groupe 3 à 4 :

$$L_1 = 317,8\text{mm}; M_{pl,1,Rd3\grave{a}4} = 5,396\text{KN.m}; F_{T,1,Rd3\grave{a}4} = 565,03\text{ KN.}$$

Groupe 3 à 5 :

$$L_1 = 407,8\text{mm}; M_{pl,1,Rd3\grave{a}5} = 6,924\text{KN.m}; F_{T,1,Rd3\grave{a}5} = 725,03\text{ KN.}$$

Groupe 3 à 6 :

$$L_1 = 497,8\text{mm}; M_{pl,1,Rd3\grave{a}6} = 8,452\text{KN.m}; F_{T,1,Rd3\grave{a}6} = 885,03\text{ KN.}$$

3.3.6.2.2 Mode 2 : mécanisme partiel et rupture des boulons

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}; F_{t,Rd} = 330,48\text{ kN.}$$

$$n = \text{Min}(e_{\text{Min}}; 1,25\text{m}) = 1,25\text{m} = 47,75\text{ mm avec } m = 38,2\text{ mm.}$$

- **Rangée r = 1**

$$M_{pl,2,Rd1} = 4,075\text{ kN}; \sum F_{t,Rd} = 2F_{t,Rd}; F_{T,2,Rd1} = 462,02\text{ kN.}$$

- **Rangée r = 2**

$$M_{pl,2,Rd2} = 4,075\text{ kN}; \sum F_{t,Rd} = 2F_{t,Rd}; F_{T,2,Rd2} = 462,02\text{ kN.}$$

- **Rangée r = 3, 4**

$$M_{pl,2,Rd3} = 3,868\text{ kN.m}; \sum F_{t,Rd} = 2F_{t,Rd}; F_{T,2,Rd3} = 457,21\text{ kN.}$$

- **Groupe de rangées 2 +3+.....**

Groupe 2 à 3 :

$$M_{pl,2,Rd2\grave{a}3} = 5,809\text{ kN.m}; \sum F_{t,Rd} = 4F_{t,Rd}; F_{T,2,Rd2\grave{a}3} = 869,57\text{ kN.}$$

Groupe 2 à 4 :

$$M_{pl,2,Rd2\grave{a}4} = 7,337\text{ kN.m}; \sum F_{t,Rd} = 6F_{t,Rd}; F_{T,2,Rd2\grave{a}4} = 1272,33\text{ kN.}$$

Groupe 2 à 5 :

$$M_{pl,2,Rd2\grave{a}5} = 8,865\text{ kN.m}; \sum F_{t,Rd} = 8F_{t,Rd}; F_{T,2,Rd2\grave{a}5} = 1675,08\text{ kN.}$$

Groupe 2 à 6 :

$$M_{pl,2,Rd2\grave{a}6} = 10,394\text{ kN.m}; \sum F_{t,Rd} = 10F_{t,Rd}; F_{T,2,Rd2\grave{a}6} = 1675,08\text{ kN.}$$

- **Groupe de rangées 3+4.....**

Groupe 3 à 4 :

$$M_{pl,2,Rd3\grave{a}4} = 5,396\text{ kN.m}; \sum F_{t,Rd} = 4F_{t,Rd}; F_{T,2,Rd3\grave{a}4} = 859,96\text{ kN.}$$

Groupe 3 à 5 :

$$M_{pl,2,Rd3\grave{a}5} = 6,924\text{ kN.m}; \sum F_{t,Rd} = 6F_{t,Rd}; F_{T,2,Rd3\grave{a}5} = 1262,72\text{ kN.}$$

Groupe 3 à 6 :

Exemple d'application

$$M_{pl,2,Rd3\grave{a}6} = 8,452 \text{ kN.m}; \Sigma F_{t,Rd} = 8F_{t,Rd}; F_{T,2,Rd3\grave{a}6} = 1665,47 \text{ kN.}$$

3.3.6.2.3 Mode 3 : rupture des boulons

- Rangée r= 1

$$F_{T,3,Rd1} = 660,96 \text{ kN.}$$

- Rangée r= 2, 3, 4.....

$$F_{T,3,Rd2} = 660,96 \text{ kN.}$$

- Groupe de rangées 1 +2

$$F_{T,3,Rd1+2} = 1321,92 \text{ kN.}$$

- Groupe de rangées 1 +2 + 3

$$\text{Groupe 1 à 3 : } F_{T,3,Rd1\grave{a}3} = 1982,88 \text{ kN}; \text{Groupe 1 à 4 : } F_{T,3,Rd1\grave{a}4} = 2643,84 \text{ kN};$$

$$\text{Groupe 1 à 5 : } F_{T,3,Rd1\grave{a}5} = 3304,8 \text{ kN}; \text{Groupe 1 à 6 : } F_{T,3,Rd1\grave{a}6} = 3965,76 \text{ kN};$$

- Groupe de rangées 2 + 3+.....

$$\text{Groupe 2 à 3 : } F_{T,3,Rd2\grave{a}3} = 1321,92 \text{ kN}; \text{Groupe 2 à 4 : } F_{T,3,Rd2\grave{a}4} = 1982,88 \text{ kN.}$$

$$\text{Groupe 2 à 5 : } F_{T,3,Rd2\grave{a}5} = 2643,84 \text{ kN}; \text{Groupe 2 à 6 : } F_{T,3,Rd2\grave{a}6} = 3304,8 \text{ kN.}$$

3.3.6.2.4 Mode 1 - 2

Condition de flexibilité : $L_b > L_b^*$.

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}; \quad L_b^* = \frac{8,8m^3 \text{Nbr}_{rangée} A_s}{L_1 t_f^3}$$

$$L_b = t_p + t_{fc} + (h_e + h_t)/2 = 67,65 \text{ mm}; h_e = 23,8 \text{ mm hauteur écrou}$$

$$h_t = 17,5 \text{ mm, hauteur de tête}; A_s = 459 \text{ mm}^2$$

$$t_p = 30 \text{ mm}; m = 38,2 \text{ mm}; t_{fc} = 17 \text{ mm.}$$

- Rangée r= 1

$$L_1 = 240 \text{ mm}; \text{nbr} = 1. L_b^* = \frac{8,8(38,2)^3 \times 1 \times 459}{240 \times (17)^3} = 190 \text{ mm} > L_b.$$

- Rangée r= 2

$$L_1 = 240 \text{ mm}; \text{nbr} = 1; L_b^* = 190 \text{ mm} > L_b.$$

- Rangée r= 3

$$L_1 = 227,8 \text{ mm}; \text{nbr} = 1; L_b^* = 201,2 \text{ mm} > L_b.$$

- Groupe de rangées 2 + 3 +.....

Groupe 2 à 3 :

$$L_1 = 342,12 \text{ mm}; \text{nbr} = 2; L_b^* = 267,9 \text{ mm} > L_b.$$

Groupe 2 à 4 :

$$L_1 = 432,12 \text{ mm}; \text{nbr} = 3; L_b^* = 318,2 \text{ mm} > L_b.$$

Exemple d'application

Groupe 2 à 5 :

$$L_1 = 522,12\text{mm}; \text{nbr} = 4; L_b^* = 351,1 \text{ mm} > L_b.$$

Groupe 2 à 6 :

$$L_1 = 612,12\text{mm}; \text{nbr} = 5; L_b^* = 374,3 \text{ mm} > L_b.$$

- Groupe de rangées 3 + 4 +.....

Groupe 3 à 4 :

$$L_1 = 317,8\text{mm}; \text{nbr} = 2; L_b^* = 288,4\text{mm} > L_b.$$

Groupe 3 à 5 :

$$L_1 = 407,8\text{mm}; \text{nbr} = 3; L_b^* = 337,1\text{mm} > L_b.$$

Groupe 3 à 6 :

$$L_1 = 497,8\text{mm}; \text{nbr} = 4; L_b^* = 368,3\text{mm} > L_b.$$

3.3.6.2.5 Mode 4 : plastification de l'âme tendue (cf. article 6.2.6.3 de la norme NF EN 1993-1-8)

$$F_{t,4,Rd} = F_{tw,Rd} = w \frac{L_{eff} t_w}{\gamma_{MO}}; w = w_1 = \frac{1}{\sqrt{1+1,3\left(\frac{L_{eff} t_w c}{A_v c}\right)^2}}$$

$$t_w = t_{wc} = 10\text{mm}; f_y = 235 \text{ MPa}; A_v = 33,23 \text{ m}^2.$$

- Rangée r= 1

$$L_1 = 240 \text{ mm}; w = 0,772; F_{t,4,Rd1} = 435,41 \text{ kN}.$$

- Rangée r= 2

$$L_1 = 240 \text{ mm}; w = 0,772; F_{t,4,Rd2} = 435,41 \text{ kN}.$$

- Rangée r= 3

$$L_1 = 227,8 \text{ mm}; w = 0,788; F_{t,4,Rd3} = 421,21 \text{ kN}.$$

- Groupe de rangées 2 + 3 +.....

Groupe 2 à 3 :

$$L_1 = 342,12 \text{ mm}; w = 0,648; F_{t,4,Rd2\grave{a}3} = 520,98 \text{ kN}.$$

Groupe 2 à 4 :

$$L_1 = 432,12 \text{ mm}; w = 0,559; F_{t,4,Rd2\grave{a}4} = 567,65 \text{ kN}.$$

Groupe 2 à 5 :

$$L_1 = 522,12 \text{ mm}; w = 0,487; F_{t,4,Rd2\grave{a}5} = 567,54 \text{ kN}.$$

Groupe 2 à 6 :

$$L_1 = 612,12 \text{ mm}; w = 0,430; F_{t,4,Rd2\grave{a}6} = 618,55 \text{ kN}.$$

- Groupe de rangées 3 + 4 +.....

Exemple d'application

Groupe 3 à 4 :

$$L_1 = 317,8 \text{ mm}; w = 0,676; F_{t,4,Rd3\grave{a}4} = 504,86kN.$$

Groupe 3 à 5 :

$$L_1 = 407,8 \text{ mm}; w = 0,581; F_{t,4,Rd3\grave{a}5} = 556,79kN.$$

Groupe 3 à 6 :

$$L_1 = 497,8 \text{ mm} ; w = 0,505; F_{t,4,Rd3\grave{a}6} = 590,76kN.$$

3.3.7 résistance de l'assemblage

3.3.7.1 Limitation

Si la capacité de déformation plastique d'une rangée est jugée insuffisante, c'est-à-dire si $F_{T,i,Rd} > 1,9F_{T,i,Rd}$ on limite la capacité résistance des rangées situées en dessous suivant une répartition triangulaire.

On a: $F_{T,Rd} = 330,5k$

$$1,9F_{T,Rd} = 1,9 \times 330,5 = 627,95kN.$$

Pour toutes les rangées, la résistance en traction est inférieure à $1,9F_{T,Rd}$ cette réparation doit aussi être appliquée sur les rangées centrales si c'est la composante en compression ou cisaillement qui limite la résistance de l'assemblage.

Résistance de la zone cisailée: $V_{wp,Rd} = 439,45kN < 994,55kN$.

Ame de poteau comprimée transversalement:

$$F_{e,c,Rd} = 1313kN > 994,55kN.$$

Semelles et âme de poutre comprimées:

$$F_{c,fb,Rd} = 1065,27kN > 994,55kN.$$

La résistance de l'assemblage est donc limitée à 439,45 kN par le cisaillement.

On effectue donc une répartition triangulaire de capacité résistance des rangées.

A partir de la troisième rangée:

$$h_{r3} = 332mm ; r = 3F_{t,3,Rd} = 94,28kN;$$

$$h_{r4} = 242mm ; r = 4F_{t,4,Rd} = 46,67kN;$$

$$F_{t,4,Rd,tr} = (h_{r4}/h_{r3}) \times F_{t,3,Rd} = (242/332) \times 94,28 = 68,72kN.$$

$$h_{r5} = 152mm ; r = 5F_{t,5,Rd} = 29,89kN;$$

$$F_{t,5,Rd,tr} = (h_{r5}/h_{r3}) \times F_{t,3,Rd} = (152/332) \times 94,28 = 43,16kN$$

$$h_{r6} = 62mm ; r = 6F_{t,6,Rd} = 21,01kN;$$

Exemple d'application

$$F_{t,6,Rd,tr} = (h_{r6}/h_{r3}) \times F_{t,3,Rd} = (62/332) \times 94,28 = 17,6kN.$$

On retiendra la plus petite valeur entre la réparation triangulaire la répartition initiale.

Finalement:

$$F_{t,1,Rd} = 376kN; F_{t,2,Rd} = 426,7kN;$$

$$F_{t,Rd1} + F_{t,Rd2} = 805kN > V_{wp,Rd} = 439,45kN.$$

$$F_{t,3,Rd1} = 94,28kN; F_{t,Rd2} = V_{wp,Rd} - F_{t,Rd1} = 63,45kN;$$

$$F_{t,4,Rd} = 46,67kN; F_{t,5,Rd} = 29,89kN; F_{t,6,Rd} = 17,6kN;$$

Résistance en flexion de l'assemblage:

$$M_{j,Rd} = \Sigma h_r F_{t,r,Rd};$$

Ou: h_r est le bras de levier de la rangée r ;

$F_{t,r,Rd}$ est la résistance de calculer traction

Rangée	h_r (mm)	$F_{T,Rd}$ (kN)	$h_r F_{t,r,Rd}$ (kN)
1	552	376	207,552
2	422	63,45	26,7759
3	322		

$$M_{j,Rd} = 234,33 kN.m.$$

Tableau : 3-3 calcule la résistance de l'assemblage

3.3.8 Rigidité de l'assemblage

3.3.8.1 Raideur équivalente par rangée (cf. clauses 6.3.3.1 (2) et 6.3.3.1(4) de la norme NF EN 1993-1-8)

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}}.$$

3.3.8..1.1 Platine fléchie k_5 (cf. tableau 6.11 de la norme NF EN 1993-1-8)

$$k_5 = \frac{0,9L_{eff}t_p^3}{m^3}; \quad t_p = 30mm;$$

$$k_{5,1} = 25,256mm; k_{5,2} = 48,87mm; k_{5,3} = 21,06mm; k_{5,6} = 41,31mm;$$

3.3.8.1.2 Boulons tendus k_{10}

$$k_{10} = \frac{0,6A_s}{L_b}; \quad L_b = 67,65mm; k_{10} = 10,856mm; A_s = 459mm^2.$$

3.3.8.1.3 Semelles de poteau fléchie k_4 (cf. tableau 6.11 de la norme NF EN 1993-1-8)

$$k_4 = \frac{0,9L_{eff}t_{fc}^3}{m^3}; t_{fc} = 17mm;$$

- Rangée r = 1
- $L_1 = 240mm; m = 38,2mm; k_{4,1} = 19,04mm.$
- Rangée r = 2

Exemple d'application

Seule : $L_1 = 240\text{mm}$; $m = 38,2\text{mm}$; $k_{4,2s} = 19,04\text{mm}$.

Partie d'un groupe :

$$L_1 = \min(\pi m + p ; 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)) ;$$

$$L_1 = \min(210; 183,22) = 183,22\text{mm};$$

$$m = 38,2 \text{ mm}; \alpha = 6,6 \text{ mm}; p = p_1 = 90 \text{ mm}; e = e_2 = 60 \text{ mm};$$

$$k_{4,2gr} = 14,533 \text{ mm}; k_{4,2} = 14,533 \text{ mm}.$$

Groupe de rangée 3+4+5

Seul: $L_1 = 227,8 \text{ mm}$; $m = 38,2 \text{ mm}$; $k_{4,3sz} = 18,070 \text{ mm}$.

Partie d'un groupe :

$$L_1 = \min(2p; p) = \min(180; 90) = 90 \text{ mm} = p_1 = 90 \text{ mm};$$

$$k_{4,3gr} = 7,139\text{mm}; k_{4,3} = 7,139 \text{ mm}.$$

▪ Rangée r =6

Seule: $L_1 = 227,8\text{mm}$; $m = 38,2 \text{ mm}$; $k_{4,6s} = 18,070\text{mm}$.

Partie d'un groupe :

$$L_1 = \min(\pi m + p ; 0,5p + 2m + 0,625e) ;$$

$$L_1 = \min(210; 158,9) = 158,9\text{mm};$$

$$m = 38,2 \text{ mm}; \alpha = 6,6 \text{ mm}; p = p_1 = 90 \text{ mm}; e = e_2 = 60 \text{ mm};$$

$$k_{4,6gr} = 12,604\text{mm}; k_{4,6} = 12,604\text{mm}.$$

3.3.8.1.4 Ame de poteau tendue k_3 (cf. tableau 6.11 de la norme NF EN 1993-1-8)

$$k_3 = \frac{0,7b_{eff,c,wc}t_{wc}}{d_c}$$

$$d_c = 164 \text{ mm}, \text{ hauteur d'ame. } b_{eff,c,wc} = L_1 \text{ pour une rangée}; t_{wc} = 10 \text{ mm}.$$

▪ Rangée r =1

$$L_1 = 240\text{mm}; k_{3,1} = 10,243 \text{ mm}.$$

▪ Rangée r =2

Seule $L_1 = 240 \text{ mm}$; $k_{3,2s} = 10,243 \text{ mm}$.

Partie d'un groupe :

$$L_1 = 183,22\text{mm}; k_{3,2} = 7,820\text{mm}.$$

▪ Groupe de rangée 3+4+5

Seul: $L_1 = 227,8\text{mm}$; $k_{3,3sz} = 9,723\text{mm}$.

Partie d'un groupe :

$$L_1 = 90\text{mm}; k_{3,3gr} = 3,841\text{mm}; k_{3,3} = 3,841 \text{ mm}.$$

▪ Rangée r =6

Seule $L_1 = 227,8 \text{ mm}$; $k_{3,6s} = 9,723\text{mm}$.

Exemple d'application

Partie d'un groupe :

$$L_1 = 158,9mm; k_{3,6gr} = 6,782mm; k_{3,6} = 6,782 mm.$$

3.3.8.1.5 Raideur par rangée

$$k_{10} = 10,856mm.$$

- **Rangée r =1**

$$k_{3,1} = 10,243mm; k_{4,1} = 19,04mm; k_{5,1} = 25,256mm; k_{eff,1} = 3,548mm;$$

- **Rangée r =2**

$$k_{3,2} = 7,820mm; k_{4,2} = 14,533mm; k_{5,2} = 48,87mm; k_{eff,2} = 3,233mm;$$

- **Groupe de rangée 3+4+5**

$$k_{3,3} = 3,841mm; k_{4,3} = 7,139mm; k_{5,3} = 21,06mm; k_{eff,3} = 1,852mm;$$

- **Rangée r =6**

$$k_{3,6} = 6,782mm; k_{4,6} = 12,604mm; k_{5,6} = 41,31mm; k_{eff,6} = 2,915mm;$$

3.3.8.2 Raideur équivalente pour la partie de l'assemblage (cf. clauses 6.3.3.1 de la norme NF EN 1993-1-8):

$$Z_{eq} = \frac{\sum k_{eff,r} h_r^2}{\sum k_{eff,r} h_r}; Z_{eq} = 498,6 mm.$$

Coefficient de rigidité de l'assemblage(cf. clauses 6.3.3.1(1)de la norme NF EN 1993-1-8)

$$k_{eq} = \frac{\sum k_{eff,r} h_r}{Z_{eq}}; k_{eq} = 6,66mm.$$

3.3.8.3 Coefficient de rigidité pour les zones comprimées et cisailées

Du fait du raidisseur transversal en partie comprimée, $k_2 = \infty$.

$$k_1 = \frac{0,38A_{vc}}{\beta z_{eq}}; \text{Avec: } k_1 = 2,53 mm; \beta = 1; A_{vc} = 33,23 cm^2.$$

3.3.8.4 Rigidité en rotation initiale $S_{j,ini}$ (cf. clauses 6.3.3.1(4) de la norme NF EN 1993-1-8)

$$S_{j,ini} = E \times z_{eq}^2 \times \frac{1}{\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_1}}.$$

$$S_{j,ini} = 210000 \times (498,6)^2 \times (1/6,66 + 1/2,53) = 9,58 * 10^{10} N. mm^2$$

3.3.8.5 Classification (cf. clause 5.2.2.5 (1) de la norme NF EN 1993-1-8)

$$I_b = 48200 cm^4 (IPE 500).$$

$$EI_b/S_{j,ini} = 10^6 \times 210000 \times 48200 \times 10^{-8} / (95800 \times 10^3) = 1057mm.$$

Zone 3: assemblage nominalelement articulé, $S_{j,ini} \leq 0,5 E I_b/L_b$.

Zone 1:: assemblage rigide, $S_{j,ini} > k_b E I_b/L_b$ avec :

$$k_b = 8 \text{ pour les ossatures contreventées : } L_b \geq 8,45 m;$$

Exemple d'application

$k_b = 25$ sion $L_b \geq 26,4m$.

Suivant la configuration de la structure (longueur de la poutre, mode de contreventées),
L'assemblages est considéré rigide.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le but principale de ce mémoire est l'étude des assemblages métalliques types poteaux-poutres par platines d'extrémité, sous une sollicitation du moment fléchissant selon la méthode des composantes adoptée par L'EC-03, avec un objectif d'élaborer un calcul pour déterminer les caractéristiques clés de ces assemblages ($M_{j,Rd}$, $S_{j,ini}$), le calcul permet de mettre en évidence les différents paramètres influençant sur le comportement global de ces assemblages.

Le travail de recherche a été mené comme suit: est consacré à effectuer une étude bibliographique sur les assemblages surtout les assemblages, où l'on se propose de présenter d'une manière simplifiée le contenu de l'Eurocode 3 qui traite des assemblages, on se limitera volontairement aux assemblages poutre-poteau en acier boulonnés par platine d'extrémité. On fournira les règles de classification, de caractérisation et de dimensionnement d'une manière détaillée. Enfin, on explique la procédure de la méthode des composantes proposée par l'Eurocode 3.

Ote au poutre boulonné par platine d'extrémité au point de vue classification et résistance. et, consacrée à exemple d'application en détail de la méthode des composantes de L'EUROCODE3 qui commence par l'identification des composantes de chaque type d'assemblage étudié (assemblage poteau –poutre raide et assemblage poteau –poutre non raide) passant par la caractérisation de chaque composante pour en fin déterminer les caractéristiques principales d'un assemblage métallique :

- leur moment résistant ($M_{j,Rd}$)
- leur rigidité initiale en rotation ($S_{j,ini}$)

des conclusions ont été tirées. Ainsi, les principaux résultats relevés à partir de la calcul sont données ci-après

La présence du raidisseur augmente le moment résistant et la rigidité initiale. Les rotations ultimes des assemblages (poteau- poutre) testés ont montré qu'il est possible d'effectuer une analyse globale plastique de la structure.

La présence des raidisseurs dans la partie tendue et dans la partie comprimée influe de manière directe sur le comportement des assemblages. Elle permet des gains de résistance et de rigidité initiale très importants par rapport à un assemblage non raidi. De plus, la présence du raidisseur dans la partie comprimée seulement de l'assemblage est plus bénéfique par rapport à sa présence dans la zone tendue seulement de l'assemblage.

Conclusion générale

En conclusion général nous avons trouvé que l'assemblage (poutre – poteau) sans raidisseur est classifié comme un assemblage semi-rigide et partiellement résistance .

Enfin, d'un point de vue personnel, le travail qui a été entrepris a été l'occasion pour améliorer et approfondir les connaissances dans le domaine des structures métalliques

Référence bibliographiques

Références bibliographiques

-A-

Al-Khatib. Z. (2003) " « Analyse de comportement des assemblages métalliques renforcés par contre-plaques -Approche numérique et validation expérimentale", Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand.

Anise Abidelah –2012 calcul des assemblages en acier poutre –poteau boulonnés par platine d'extrémité "Application de l'approche de E urocode 3" .

American Institute of Steel Construction (AISC), (1986). "Load and resistance factor design specification for structural steel buildings". Chicago.

-B-

Bouchaïr A., Averseng J., Abidelah. A., (2008). " Analysis of the behaviour of stainless steel bolted connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, 2008, pp. 1264-1274.

Bijlaard F.S.K., Nethercot D.A., Stark J.W.B., Tschemmerneegg F. and Zoetemeijer P., (1989). "Structural Properties of Semi-rigid Joints in Steel Frames". IABSER Survey, Periodica 2

Brown N. D., Hughes A. F. and Anderson D., 2001. "Prediction of the initial stiffness of ductile end-plate steel connections", Proceeding of the Institution of Civil Engineers structures & Buildings, Vol. 146, issue 1, pp. 17-29.

Bourrier P. and Brozzetti J., 1996. "Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon EC3 et EC4", APK, édition Eyrolles, Paris.

-C-

Ciutina L. A., (2003). "Assemblage et comportement sismique de portiques en acier et mixtes acier béton : Expérimentation et simulation numérique" Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, pp. 258.

CECM, (1994). "Calcul d'ossatures et assemblages : considérations économiques", Construction Métallique N° 1, pp. 45-52.

ENV 1993-1-1 –E urocode 3: << design of steel structure >>. Part 1-8 .design of joint ; Draft N°01;29 february 20.

Colson A. and Borhovde R., (1992). "Intérêt économique des assemblages semi rigide", Construction Métallique, Vol. 29, No 2.

-E-

ENV 1993-1-1 –E urocode 3: << design of steel structure >>. Part 1-8 .design of joint ; Draft N°01;29 february 2000.

- M -

Moore D.B. and Sims P.A.C., (1983). "The influence of backing plates on the behaviour of extended end plate connections". Building Research Establishment

Mimoune M. and Mimoune F.Z., (2003). "Analyse du comportement des assemblages boulonnés par platine d'about sollicités en traction", Revue Canadienne de Génie Civil, 30 (4), pp. 615-624.

-G-

Gomes F.C.T., Kuhlmann U., De Matteis G. and Mandarra A., (1998). "Recent developments on classification of joints- COST C1 ", Int. Conf., Liege, Belgium, September (17-19), pp. 10

-T-

Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A. and Gardner L., (2007). "The behaviour and design of steel structures to EC3". 4th edition British, London, Spon Presse.

ANNEXE

**Annexe A - Longueur efficace (semelle de poteau et platine d'about)
selon l'EC3**

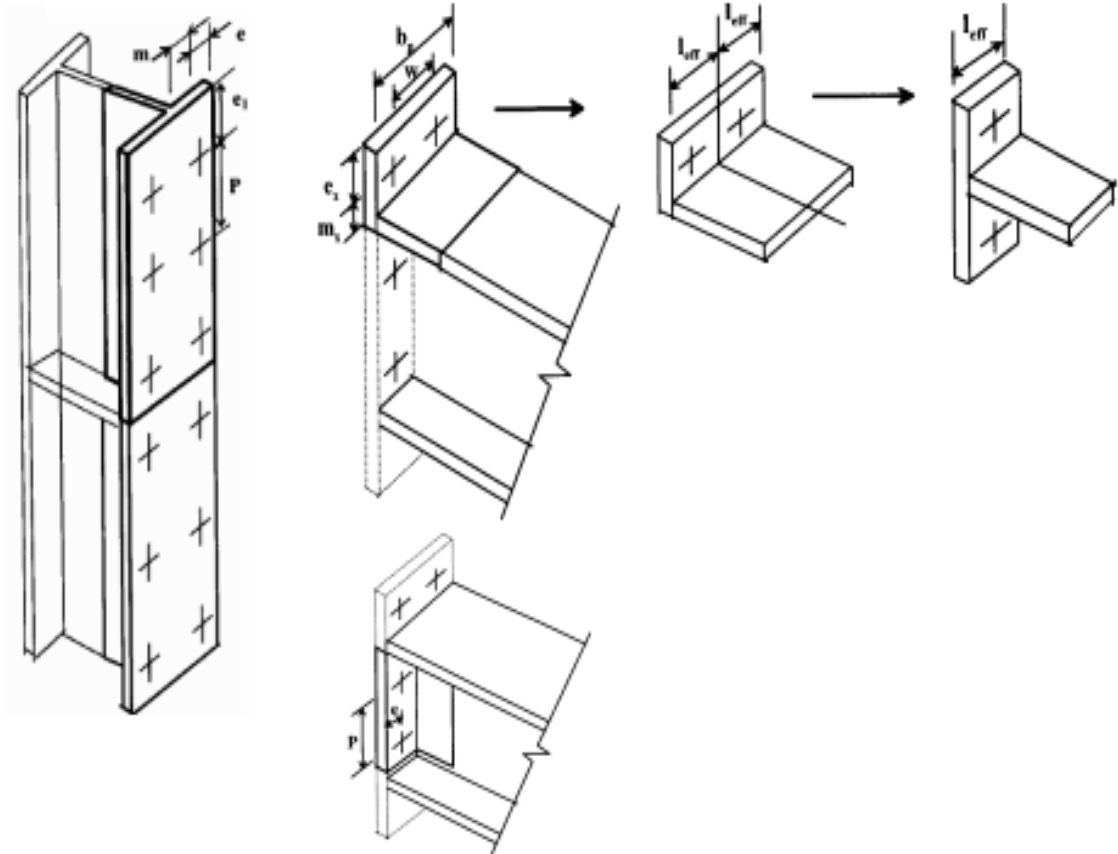


Figure E-1 : Modélisation de l'assemblage avec platine d'about par des tronçons en té - a) semelle du poteau raidi - b) platine d'about débordante

Valeurs de la longueur efficace:

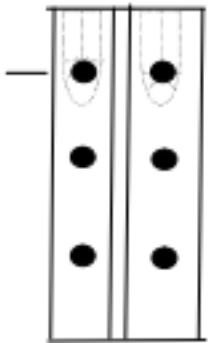
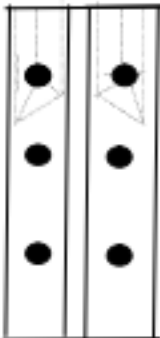
Position de la rangée de boulon	a) Rangée de boulons considérée individuellement	
	Mécanisme circulaire $l_{eff,sp}$	Mécanisme non circulaire $l_{eff,nc}$
Rangée de Boulons intérieure	$2\pi m$	$4m + 1.25e$
Rangée de Boulons extrême	Le plus petit $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	Le plus petit $4m + 1.25e$ $2m + 0.625e + e_1$
		
Mode 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mais $l_{eff,1} \leq l_{eff,sp}$	
Mode 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$	

Tableau Annexe -1 tableau des longueur efficace semelle poteau en flexion

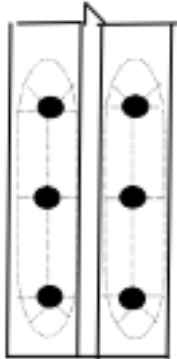
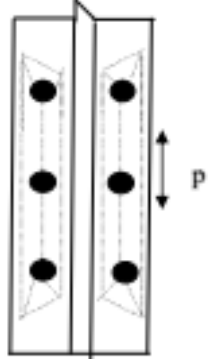
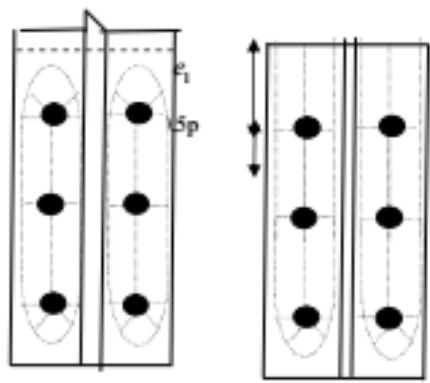
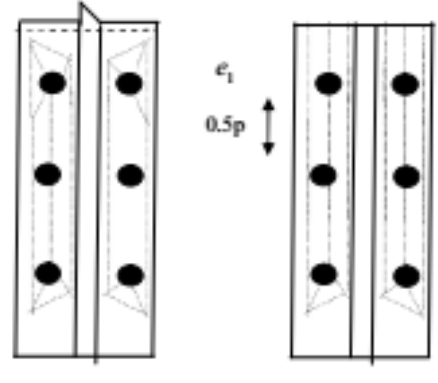
Position de la rangée de boulon	b) Rangée de boulons considérée comme partie d'un groupe	
	Mécanisme circulaire $l_{eff,sp}$	Mécanisme non circulaire $l_{eff,sc}$
Rangée de Boulons intérieure	$2p$ 	p 
Rangée de Boulons extrême	Le plus petit $\pi m + p$ $2e_1 + p$ 	Le plus petit $4m + 1.25e$ $2m + 0.625e + e_1$ 
Mode 1:	$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,sc}$ mais $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,sp}$	
Mode 2:	$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,sc}$	

Tableau Annexe -2 Tableau des longueur efficace semelle poteau en flexion

Position de la rangée de boulon	Rangée de boulons considérée individuellement		Rangée de boulons considérée comme faisant partie d'un groupe	
	Mécanisme circulaire $l_{eff,cp}$	Mécanisme non circulaire $l_{eff,nc}$	Mécanisme circulaire $l_{eff,cp}$	Mécanisme non circulaire $l_{eff,nc}$
Première rangée de boulons sous la semelle tendue de la poutre	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e)$
Autre rangée de boulons intérieurs	$2\pi m$	$4m + 1.25e$	$2p$	p
Rangée de boulons à l'autre extrémité	$2\pi m$	$4m + 1.25e$	$\pi m + p$	$2m + 0.625e + 0.5p$
Mode 1	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mais $l_{eff,1} = l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ mais $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,cp}$	
Mode 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	
α est obtenu à partir de l'abaque				

Tableau Annexe -3 Tableau des longueur efficace platine d'extrémité

Annexe B -Caractéristique géométrique des boulons

Le tableau Annexe -4 comporte les principales caractéristiques des boulons

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
(d_0) (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
(A_s) (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
(ϕ) rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
(ϕ) clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10-14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-
(d_m) (mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.58	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.60

Tableau Annexe -4: tableau des caractéristique géométrique des boulons

D : Diamètre de la partie non filetée de boulon.

d_0 : Diamètre normal du trou.

A : Section résistant de la partie filetée.

A_s : Diamètre résistance de la partie filetée.

d_m : Diamètre moyen entre le cercle réinscrit et le cercle inscrit à la

Tête du boulon.

caractéristique mécanique des boulons

Classe des boulons	Limite d'élasticité f_{yB} [N/mm ²]	Résistance à la traction $f_{u.B}$ [N/mm ²]	Allongement de rupture ϵ_r [%]
10.9	900	1000	9
8.8	640	800	12

Tableau Annexe -5: Tableau des caractéristique mécanique des Boulons

Annexe C Le paramètre α doit être calculé de la Figure suivante

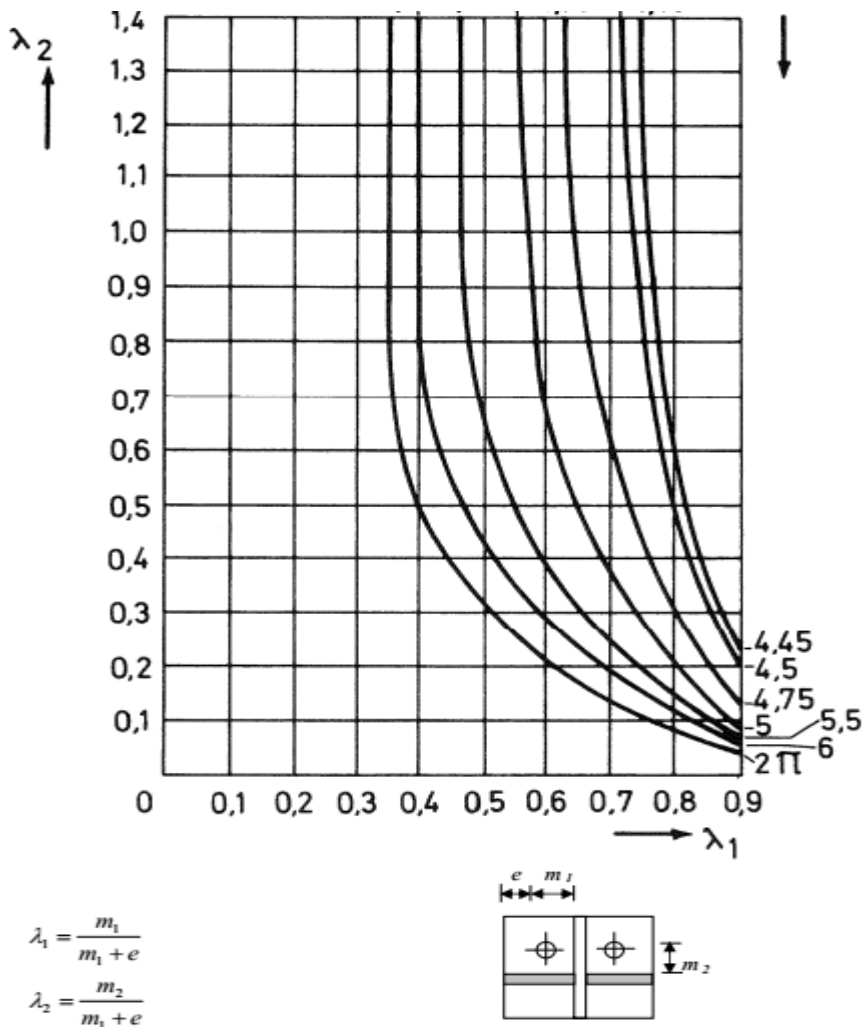


Figure E-2: Valeurs de α pour des semelles du poteau raidi et de la platine d'extrémité