

# **Calcul des assemblages en acier poutre-poteau boulonnés par platine d'extrémité**

**"Application de l'approche de l'Eurocode 3"**

***Présenté par M. ABIDELAH ANIS***

***Grade : Maître de Conférences Classe B***

***Etablissement de rattachement : USTOMB.***

***Faculté : D'ARCHITECTURE ET DE GENIE CIVIL***

***Département de : GENIE CIVIL***

## *Préface*

La caractéristique essentielle des structures en acier formées de poutres et de poteaux est d'être composées de profilés laminés ou reconstitués par soudage élaborés en usine et ensuite assemblés sur le site de construction. 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.

Ce polycopié est adressé aux étudiants de troisième année LMD en Génie Civil. Il présente une compilation du chapitre de l'Eurocode 3 qui traite des assemblages utilisés dans les structures en acier. S'agissant des assemblages, l'Eurocode 3 fait état d'une évolution importante par rapport aux concepts habituels (assemblage articulé et assemblage rigide) utilisés dans l'analyse globale des structures en acier et propose une classification adaptée en se basant sur les trois caractéristiques de l'assemblage (rigidité, résistance et rotation).

Dans ce polycopié, 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. Ce cours comportera également des exemples. Ces exemples n'ont pas la prétention d'illustrer toutes les situations possibles rencontrées dans la pratique. Ils sont toutefois traités dans le détail en vue de montrer la procédure de calcul et d'en faciliter la pratique.

Cette première version du polycopié a bénéficié de la relecture et des nombreuses remarques du Pr Kerdal Djamel, Dr Solatni Rabah (enseignants à l'Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf) et du Pr Megnounif Abdellatif (enseignant à l'Université de Tlemcen).

## **Table des matières**

### **Premier chapitre : Généralités sur les assemblages en acier**

1.1 Introduction	6
1.2 Types d'assemblages boulonnés par platine d'extrémité	6
1.2.1 Assemblage poutre-poteau	7
1.2.2 Assemblage poutre-poutre ou de raboutage	8
1.2.3 Assemblage de pied de poteau	9
1.3 Comportement des assemblages	9
1.4 Classification des assemblages	11
1.4.1 Classification par la rigidité	11
1.4.2 Classification par la résistance	13
1.4.3 Classification par la capacité de rotation	15
1.5 Modélisation des assemblages poutre-poteau	16
1.6 Modélisation des assemblages adoptée par l'Eurocode 3	18

### **Deuxième chapitre : Caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité**

2.1 Introduction	21
2.2 Approche pour le calcul de la rigidité	24
2.3 Approche pour le calcul de la résistance	30
2.4 Capacité de rotation	33
2.5 Concept du tronçon en té	34

### **Troisième chapitre : Exemples d'application**

3.1 Présentation générale	41
3.2 Exemple 1 ( Assemblage par platine d'extrémité non débordante)	41
3.2.1 Caractéristiques géométriques et mécaniques de l'assemblage	41
3.2.2 Résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement	42
3.2.3 Résistance âme du poteau comprimée transversalement	42
3.2.4 Semelle de poteau fléchie transversalement	43
3.2.5 Platine d'about fléchie	44
3.2.5.1 Calcul des longueurs efficaces (mécanismes individuels)	44
3.2.5.2 Calcul des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)	45
3.2.6 Calcul des efforts résistants de chaque tronçon en flexion	47
3.2.6.1 Calcul des efforts résistants côté poteau	47
3.2.6.2 Calcul des efforts résistants côté platine	48
3.2.7 Semelle et âme de poutre comprimées	49
3.2.8 Résistance âme du poteau tendue transversalement	49
3.2.9 Résistance âme de poutre tendue	50
3.2.10 Réduction éventuelle de la résistance des rangées	50
3.2.11 Résistance des soudures (poutre –platine)	50

3.2.12	<i>Moment résistant de l'assemblage</i>	51
3.2.13	<i>Vérification de l'assemblage au cisaillement</i>	51
3.2.14	<i>Rigidité de l'assemblage</i>	51
3.3	<i>Exemple 1 ( Assemblage par platine d'extrémité débordante)</i>	53
3.3.1	<i>Caractéristiques géométriques et mécaniques de l'assemblage</i>	53
3.3.2	<i>Résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement</i>	54
3.3.3	<i>Résistance âme du poteau comprimée transversalement</i>	54
3.3.4	<i>Semelle de poteau fléchie transversalement</i>	55
3.3.4.1	<i>Calcul des longueurs efficaces (mécanismes individuels)</i>	55
3.3.4.2	<i>Calcul des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)</i>	56
3.3.5	<i>Platine d'about fléchie</i>	57
3.3.5.1	<i>Calcul des longueurs efficaces (mécanismes individuels)</i>	57
3.3.5.2	<i>Calcul des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)</i>	58
3.3.6	<i>Calcul des efforts résistants de chaque tronçon en flexion</i>	59
3.3.6.1	<i>Calcul des efforts résistants côté poteau</i>	59
3.3.6.2	<i>Calcul des efforts résistants côté platine</i>	60
3.3.7	<i>Semelle et âme de poutre comprimées</i>	61
3.3.8	<i>Résistance âme du poteau tendue transversalement</i>	62
3.3.9	<i>Résistance âme de poutre tendue</i>	62
3.3.10	<i>Réduction éventuelle de la résistance des rangées</i>	62
3.3.11	<i>Résistance des soudures (poutre–platine)</i>	63
3.3.12	<i>Moment résistant de l'assemblage</i>	63
3.3.13	<i>Vérification de l'assemblage au cisaillement</i>	64
3.3.14	<i>Rigidité de l'assemblage</i>	64
	<i>Références bibliographiques:</i>	66
	<i>Annexe - Formulation utilisée par l'Eurocode 3</i>	67

## *Premier chapitre*

### *Généralités sur les assemblages boulonnés par platine d'extrémité*

## 1.1 Introduction

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 Types d'assemblages boulonnés par platine d'extrémité

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

- assemblages poutre-poteau ;
- assemblages poutre-poutre ;
- assemblages de raboutage (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.

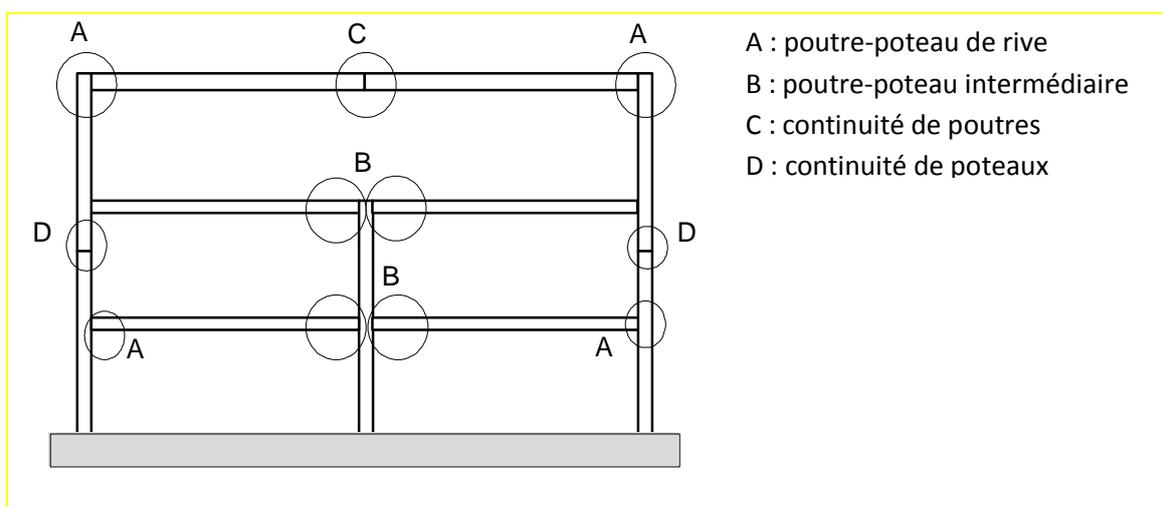


Figure 1.1 : Assemblages boulonnés par platine d'extrémité dans une structure en acier

### 1.2.1 Assemblage poutre-poteau

Ce type d'assemblages est souvent utilisé dans le cas de changement de direction et/ou de sollicitations, voir figure 1.2. 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.

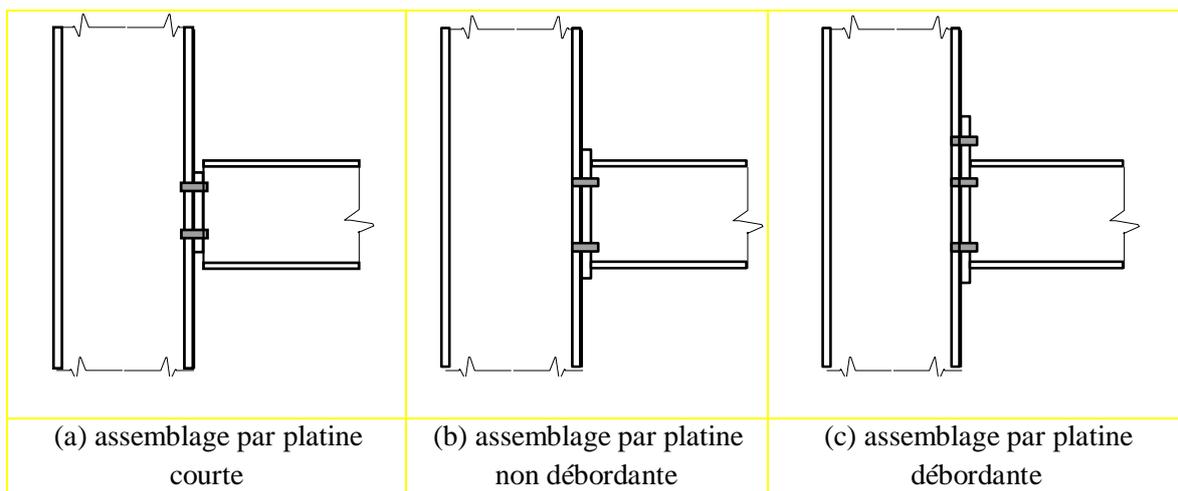


Figure 1.2 : Assemblage poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée

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 pour le cas d'un assemblage poutre-poteau de rive et d'un assemblage poutre-poteau intermédiaire.

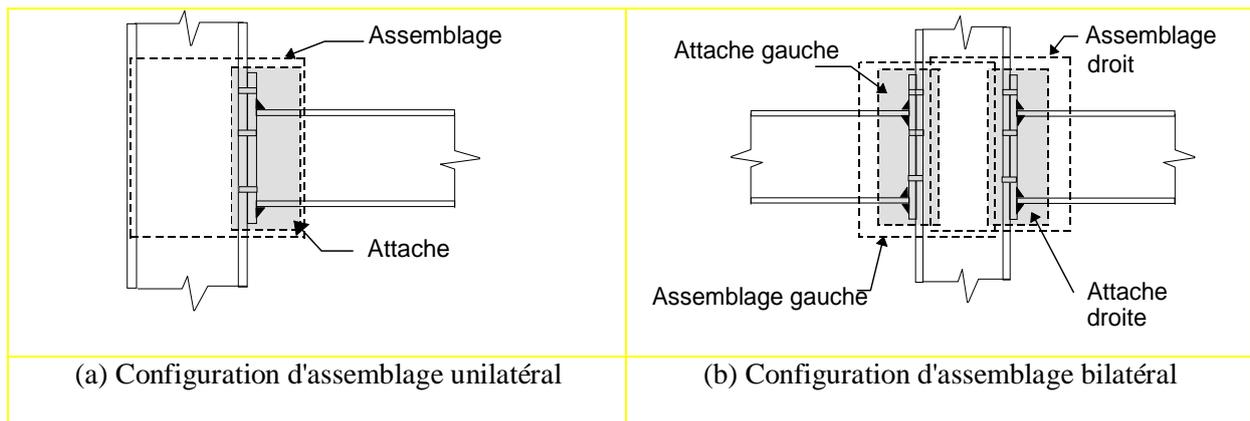


Figure 1.3 : Assemblages et attaches

### 1.2.2 Assemblage poutre-poutre ou de raboutage

Ce type d'assemblages est souvent utilisé pour des raisons de transport ou de montage et lorsque la longueur des poutres ou des poteaux est limitée, voir figure 1.4. La platine peut être non débordante ou débordante.

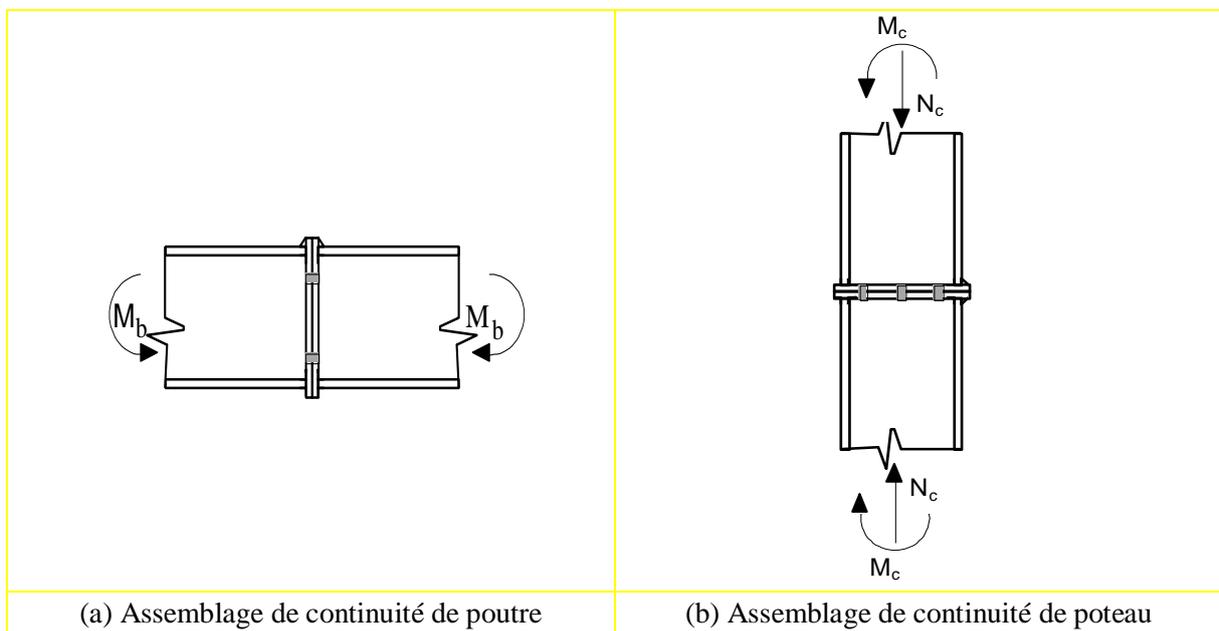


Figure 1.4 : Assemblages de continuité de poutre et poteau

### 1.2.3 Assemblage de pied de poteau

Ce type d'assemblages est utilisé lorsqu'il s'agit de relier une structure en acier à un noyau de béton, voir figure 1.5. La base du poteau est soudée à une platine mince ou épaisse, boulonnée au noyau du béton à l'aide des tiges d'ancrage.

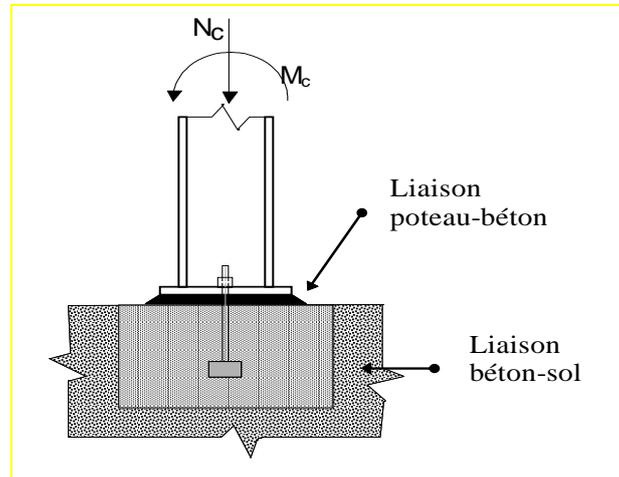


Figure 1.5 : Assemblage pied de poteau

### 1.3 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) — qui interdit toute rotation relative (rotation nulle) entre les sections assemblées.

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 nœud articulé tandis que la courbe 2 correspond à l'assemblage idéalisé comme un nœud 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).

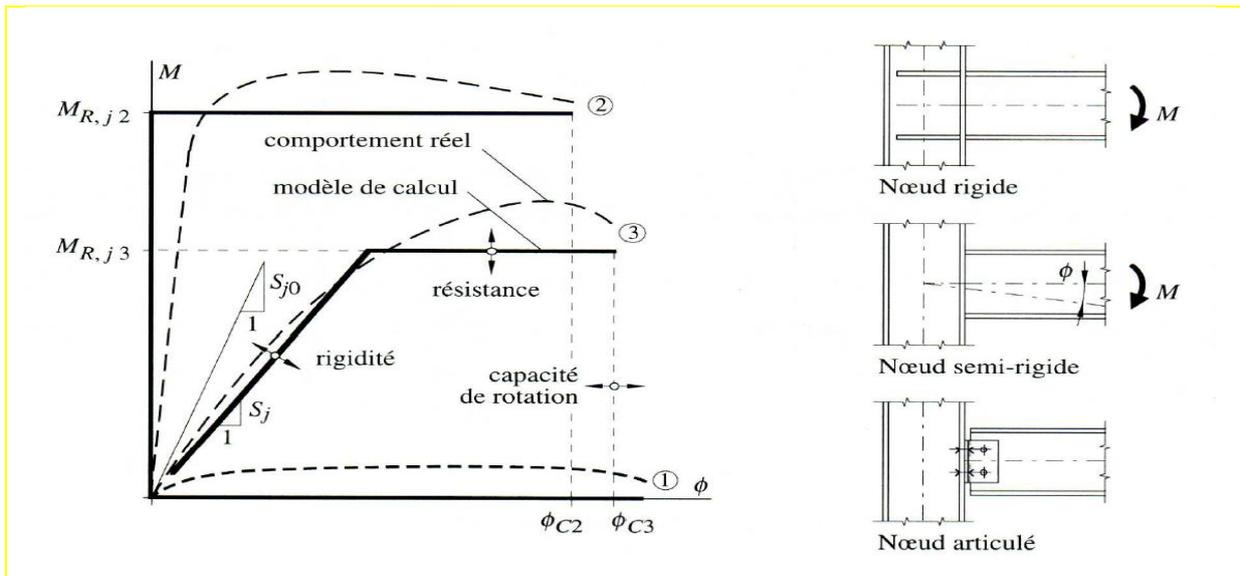


Figure 1.6 : Comportement semi-rigide des assemblages en acier

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.

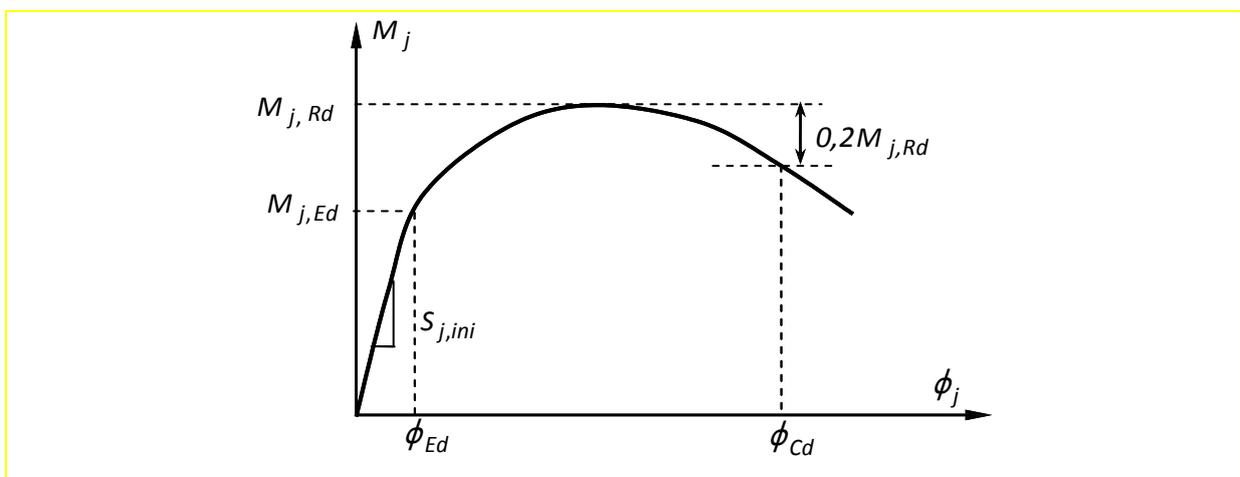


Figure 1.7 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique

En se basant sur l'approche retenue par l'EUROCODE 3 pour l'analyse globale des structures utilisant des assemblages par platine d'extrémité, il y a lieu de considérer les propriétés structurales (rigidité initiale, résistance et capacité de déformation) de chaque type d'assemblage. L'EUROCODE 3 suggère ainsi une classification des assemblages.

#### 1.4 Classification des assemblages

L'approche de l'Eurocode 3, qui traite de la classification des assemblages, fournit les règles de calcul de la rigidité initiale et de la résistance ultime. En vue d'une application pratique, l'approche idéalise le comportement réel des assemblages en utilisant le modèle linéaire, le modèle bilinéaire ou le modèle trinéaire de la figure 1.8.

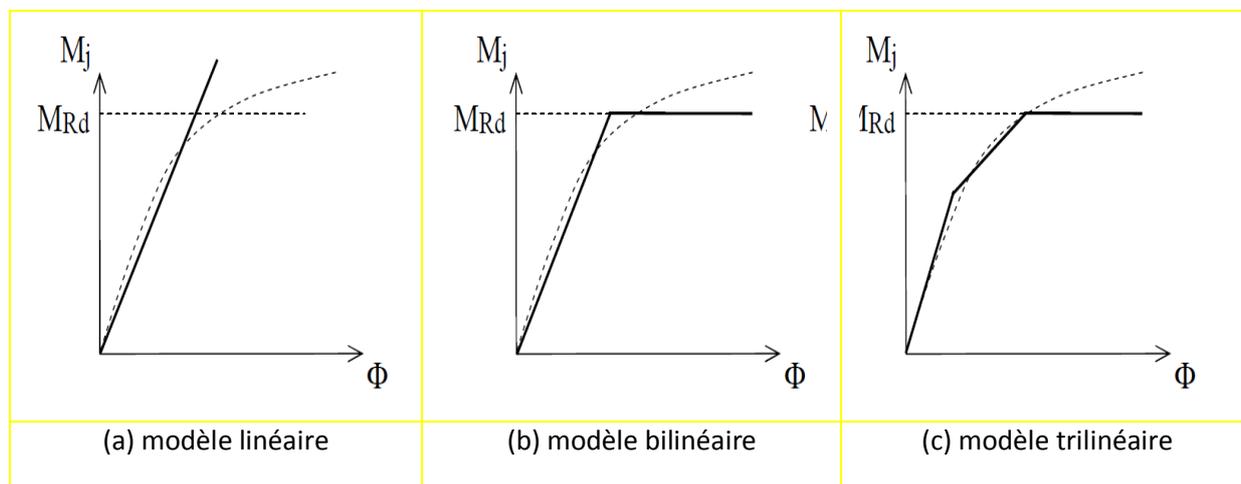


Figure 1.8 : Idéalisations du comportement des assemblages en acier

##### 1.4.1 Classification par la rigidité

La rigidité de l'assemblage intervient dans la phase initiale de l'analyse globale des structures en acier. Ainsi lors de la modélisation de la structure en acier, une attention particulière doit être accordée à la rigidité de l'assemblage. Bien sûr, la rigidité de l'assemblage influe sur le niveau de sollicitations et la flèche dans les poutres, comme illustré sur la figure 1.9. En particulier, la rigidité des assemblages peut également avoir des effets significatifs sur le comportement de la structure en acier et sur sa stabilité globale. La classification des assemblages, établie par l'approche de l'Eurocode 3, distingue l'assemblage articulé, l'assemblage semi-rigide et l'assemblage rigide et donne les limites de rigidités pour chaque type d'assemblage résumées ci-après :

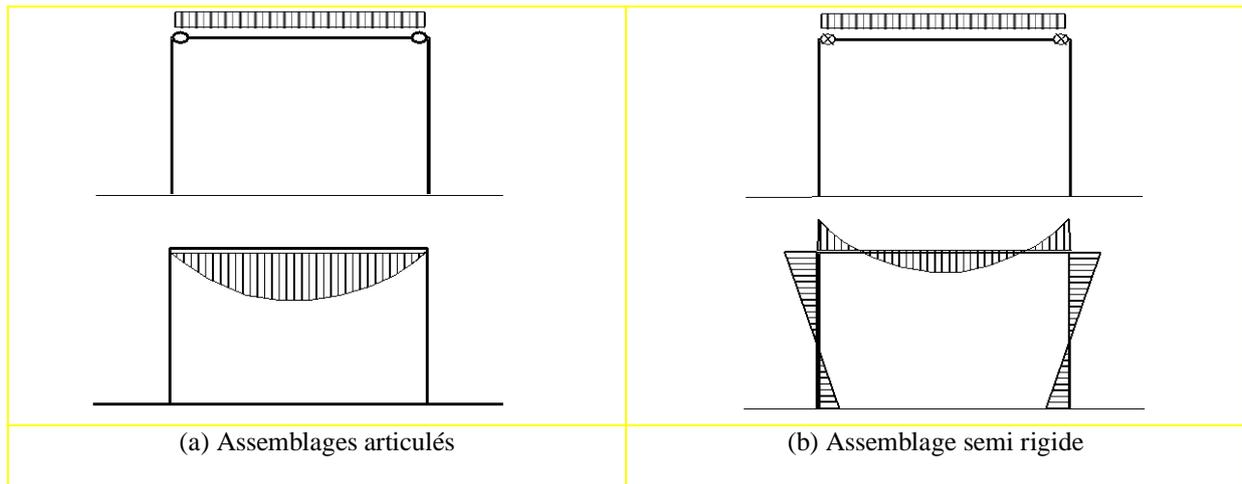


Figure 1.9: Répartition élastique des moments fléchissants dans un portique simple

— **assemblage rigide**

Lorsque l'assemblage rigide est considéré dans l'analyse globale de la structure en acier, sa conception et son dimensionnement doivent effectivement être tels pour que ses déformations aient une influence négligeable sur la distribution des efforts et sur les déformations de la structure en acier. Les assemblages rigides sont usuellement utilisés dans les structures en acier non contreventées. L'assemblage est considéré rigide si :

$$S_{j.ini} > 8 E I_b / L_b \quad (\text{structure contreventée})$$

$$S_{j.ini} > 25 E I_b / L_b \quad (\text{structure non contreventée})$$

où  $S_{j.ini}$ ,  $E \cdot I_b$  et  $L_b$  désignent, respectivement, la rigidité initiale de l'assemblage, la rigidité flexionnelle de la poutre assemblée et la longueur de la poutre.

Même si en règle générale un assemblage rigide est un assemblage qui permet de transmettre à la fois un moment de flexion, un effort tranchant et parfois un effort normal, il n'en reste pas moins que son rôle principal est de transmettre un moment de flexion.

— **assemblage semi-rigide**

$$0.5 E I_b / L_b < S_{j.ini} < 8 E I_b / L_b \quad (\text{structure contreventée})$$

$$S_{j.ini} < 25 E I_b / L_b \quad (\text{structure non contreventée})$$

### — assemblage articulé

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

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

Un assemblage articulé a donc pour mission de reporter depuis la poutre au poteau qu'un effort tranchant et/ou un effort normal. On comprend dès lors que ce type d'assemblage convient aux structures contreventées. Au niveau de chaque assemblage, les charges verticales sont transmises du plancher aux poutres et des poutres aux poteaux ; les charges horizontales sont reprises directement par le système de contreventement adopté.

### 1.4.2 Classification par la résistance

La classification fondée sur la résistance est utile dans le cas de structures en acier calculées par la théorie de plasticité. La classification de l'Eurocode 3 vis-à-vis de la résistance des assemblages fait une distinction entre l'assemblage à résistance complète, l'assemblage à résistance partielle et l'assemblage articulé (Figure 1.10).

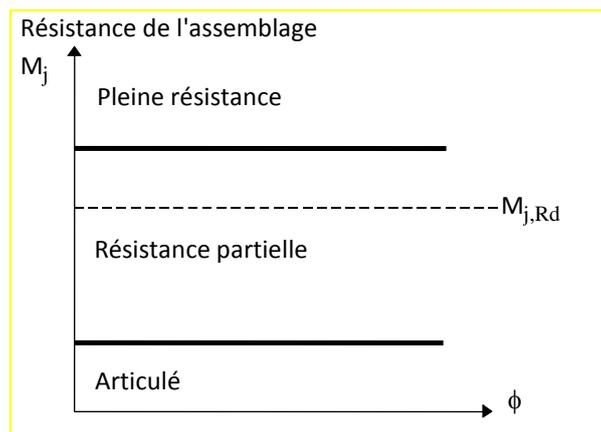


Figure 1.10: Limites de la classification des assemblages par résistance

— **assemblage à résistance complète**

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

$$M_{Rd} > M_{Pl,Rd} \quad (\text{avec vérification de la capacité de rotation})$$

$$M_{Rd} > 1.2 M_{Pl,Rd} \quad (\text{sans vérification de la capacité de rotation})$$

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

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

— **assemblage à résistance partielle**

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

$$0,25 M_{Pl,Rd} < M_{Rd} < M_{Pl,Rd}$$

— **assemblage articulé**

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

$$M_{Rd} < 0,25 M_{Pl,Rd}$$

### 1.4.3 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.

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 1.11. 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.

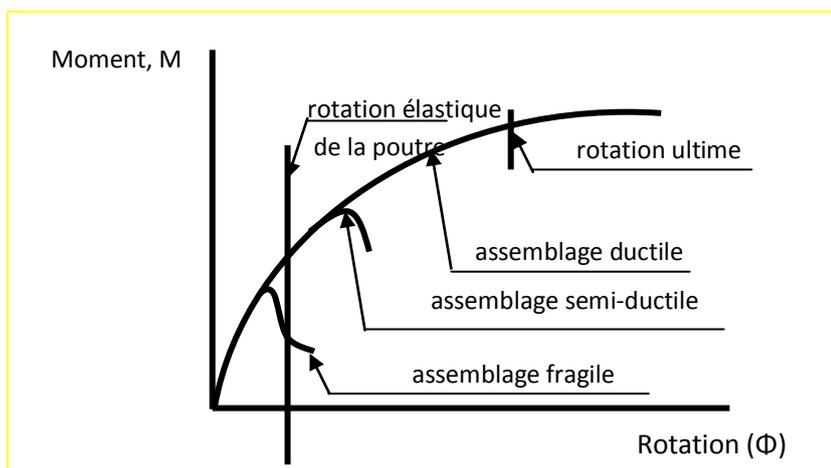


Figure 1.11 : Classification des assemblages par la capacité de rotation

## 1.5 Modélisation des assemblages poutre-poteau

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 élastoplastique 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).

MODELISATION	TYPE D'ANALYSE		
	Analyse élastique	Analyse rigide-plastique	Analyse élastoplastique et élastique-parfaitement plastique
Continue	Rigide	Pleine résistance	Rigide/pleine résistance
Semi-continue	Semi-rigide	Résistance partielle	Rigide/résistance partielle Semi-rigide/pleine résistance Semi-rigide/résistance partielle
Simple	Articulé	Articulé	Articulé

Tab. 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 ( $\phi$ ), comme illustré dans la figure 1.12 où, pour des raisons de simplicité, on suppose que l'analyse globale est effectuée avec des hypothèses élastiques linéaires.

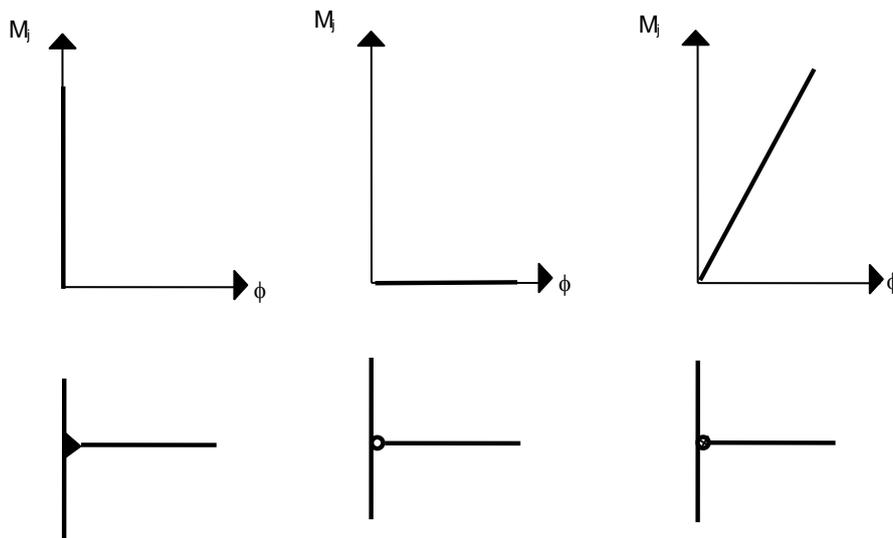
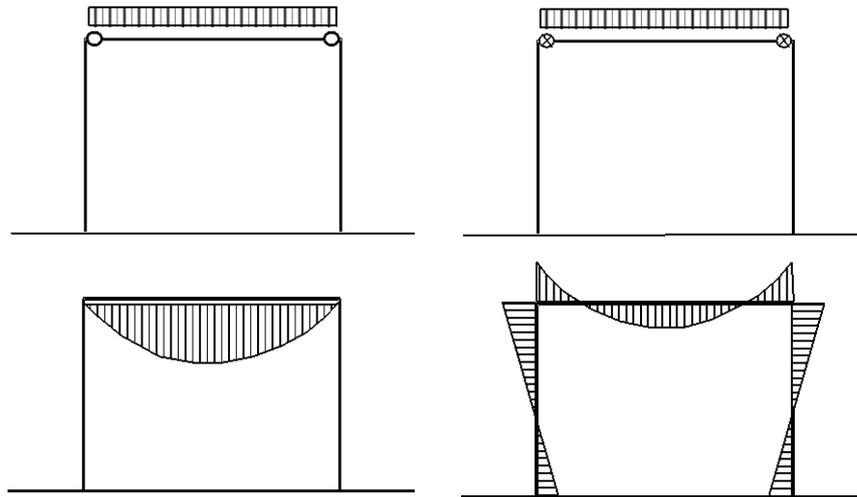


Figure 1.12 : Modélisation d'assemblages (analyse globale élastique)

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 1.13, les diagrammes de moments fléchissants répartis sont donnés pour les deux types d'assemblages (semi-rigides ou articulés). L'adoption des assemblages semi-rigides ont aussi des effets avantageux.



(a) Assemblages articulés

(b) Assemblages semi-rigides

Figure 1.13 : Modélisation d'assemblages (analyse globale élastique)

### 1.6 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.

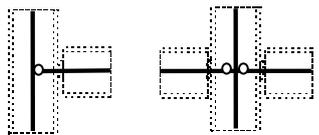
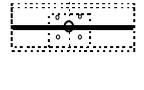
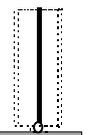
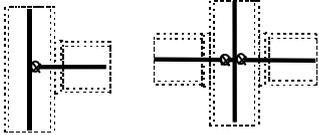
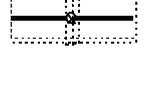
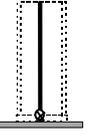
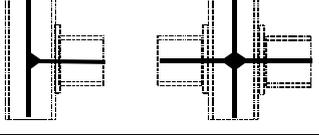
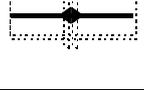
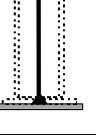
MODELISATION ASSEMBLAGES	ASSEMB. POUTRE-POTEAU FLEXION / AXE FORT	ASSEMB. DE CONTINUITÉ	BASES DE POTEAUX
SIMPLE			
SEMI-CONTINUE			
CONTINUE			

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.

## *Deuxième chapitre*

### *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 figure 2.2. 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)

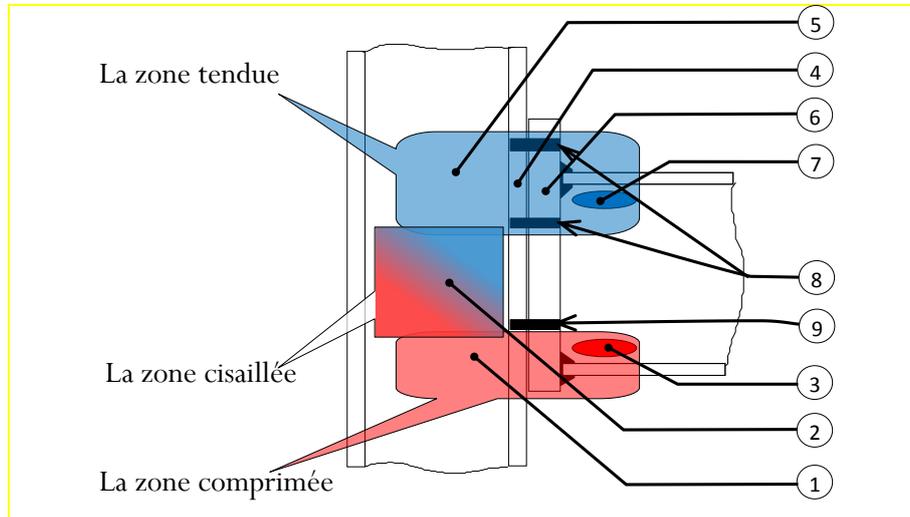


Figure 2.1 : Composantes d'un assemblage poutre-poteau boulonné par platine d'extrémité.

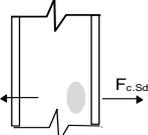
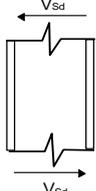
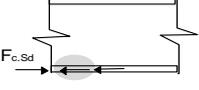
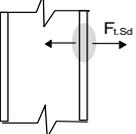
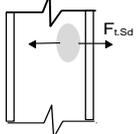
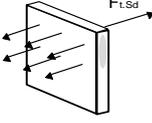
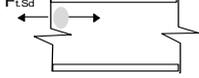
N°	Composante	
1	Ame de poteau en compression	
2	Panneau d'âme de poteau en cisaillement	
3	Semelle et âme de poutre en compression	
4	Semelle de poteau en flexion	
5	Ame de poteau en traction	
6	Platine d'extrémité en flexion	
7	Ame de poutre en traction	
8	Boulon en traction	

Figure 2.2 : Liste des composantes d'un assemblage boulonné 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 propre et sa capacité de déformation propre.

## 2.2 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 2.3, et les paramètres déduit de cette courbe sont la rigidité, la résistance et la capacité de déformation.

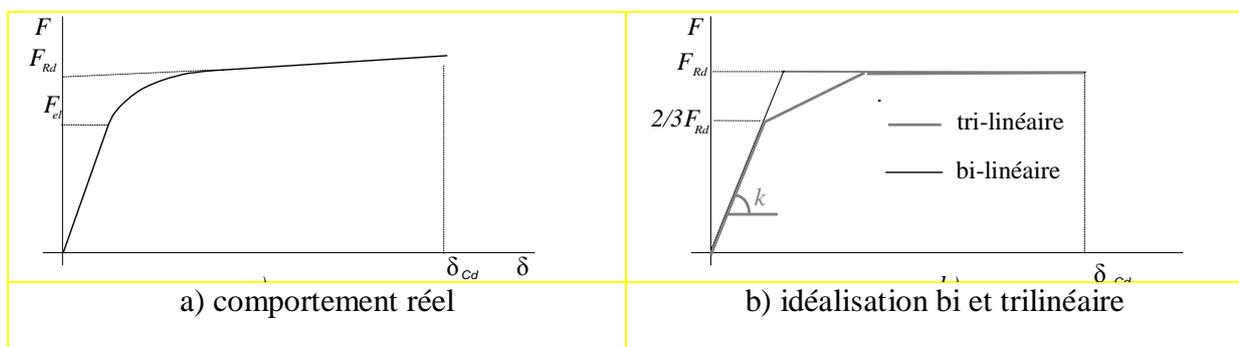


Figure 2.3 : Comportement d'une composante

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 :

- les efforts internes sont en équilibre avec les charges appliquées ;
- chaque composante doit être capable de résister aux efforts qui lui sont appliqués ;
- la déformation due à la distribution d'efforts est supposée ne pas dépasser la capacité de déformation de chaque composante ;
- 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 2.4 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.

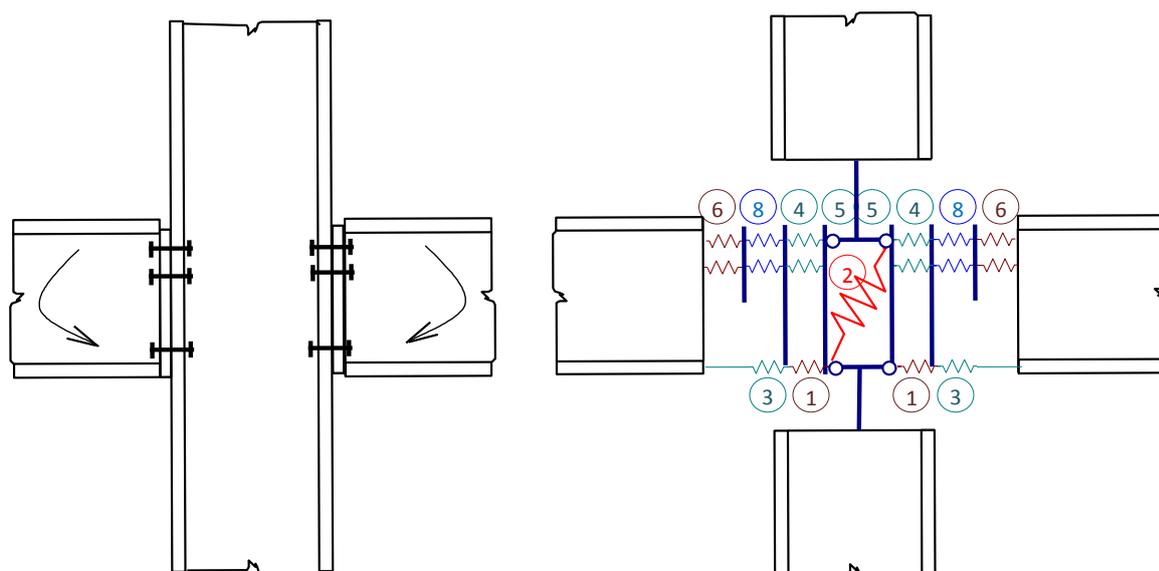


Figure 2.4 : Composantes d'un assemblage poutre-poutre en acier représentées par des ressorts.

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 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 2.5. 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 2.5 a. Le déplacement  $\delta$  est calculé en utilisant le coefficient de rigidité  $k_i$  :

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

avec  $F$  la force dans la composante.  $k_i$  le coefficient de rigidité et  $E$  le module d'élasticité de l'acier.

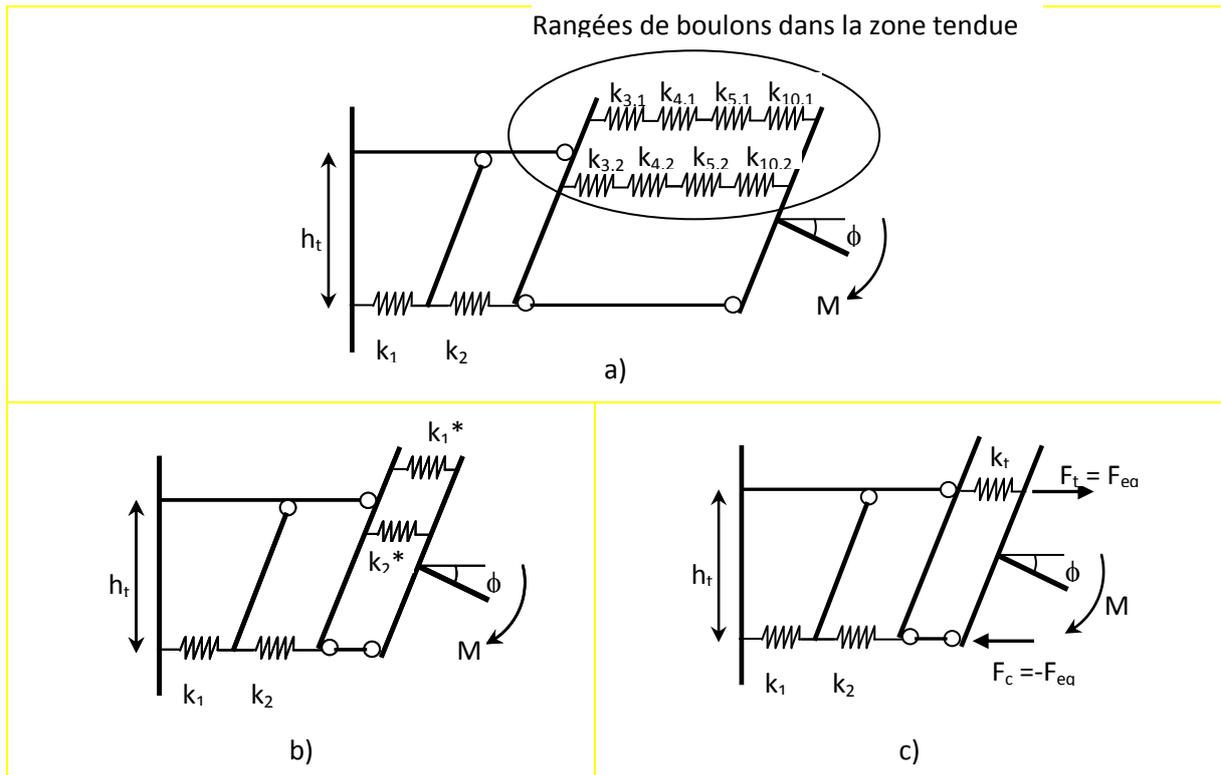


Figure 2.5 : Approche EUROCODE 3 pour le calcul de la rigidité initiale d'un assemblage poutre poteau par platine d'extrémité boulonnée

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 2.5 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 2.5c.

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

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  $k_\phi$  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  $k_2$ , 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  $k_1$  qui traduit le cisaillement du panneau d'âme dépend de la configuration de l'assemblage et des conditions du chargement (chargement symétrique ou non).

L'équation 2-6 permet d'obtenir la rigidité initiale  $S_{j,ini}$  de l'assemblage comme étant égale à :

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

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  $\Delta_t$  Allongement du ressort unique de rigidité  $k_t$  ;  $\Delta_c$  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  $k_c$  (zone comprimée), sont données par les relations suivantes :

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

$$F_c = k_c E \Delta_c \quad (\text{Eq. 2-10})$$

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 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 ;
- 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 2.6. Dans ce cas, le moment résistant en flexion de l'assemblage  $M_{Rd}$  est calculé par la formule suivante :

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

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.

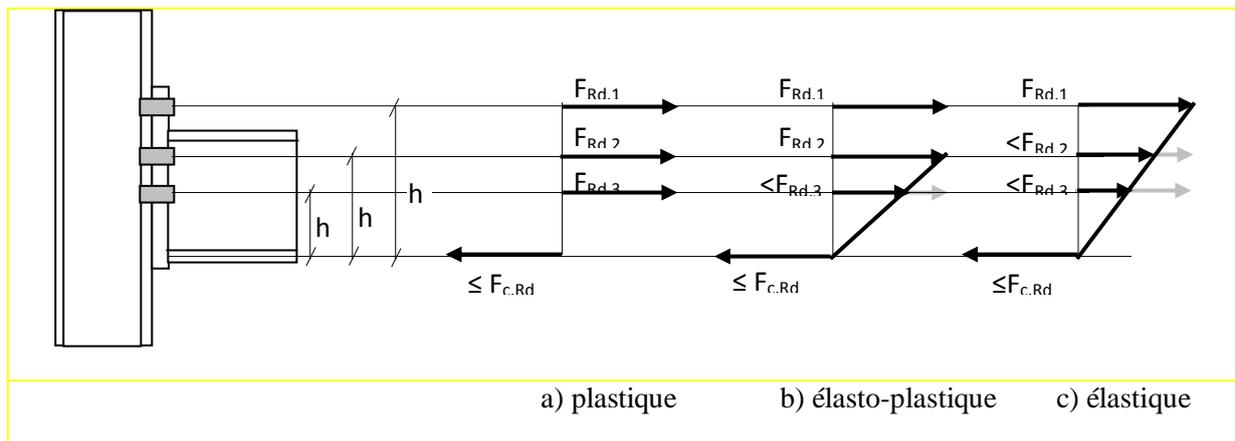


Figure 2.6: Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonné

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.

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 2.6. 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 :

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

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 :

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

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 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 partielle pour des valeurs de  $M_{Rd}$  situées dans les intervalles suivants :

$$0,25M_{b,pl,Rd} < M_{Rd} < M_{b,pl,Rd} \quad (\text{Eq. 2-15})$$

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

## 2.4 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 :

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

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.

## 2.5 Concept du tronçon en té

La modélisation des composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité pour calculer la rigidité et la résistance est un problème complexe. L'approche de l'Eurocode 3 a rendu ce problème abordable en utilisant le tronçon en té équivalent, voir figure 2.7. Ce dernier est utilisé pour modéliser les différentes composantes

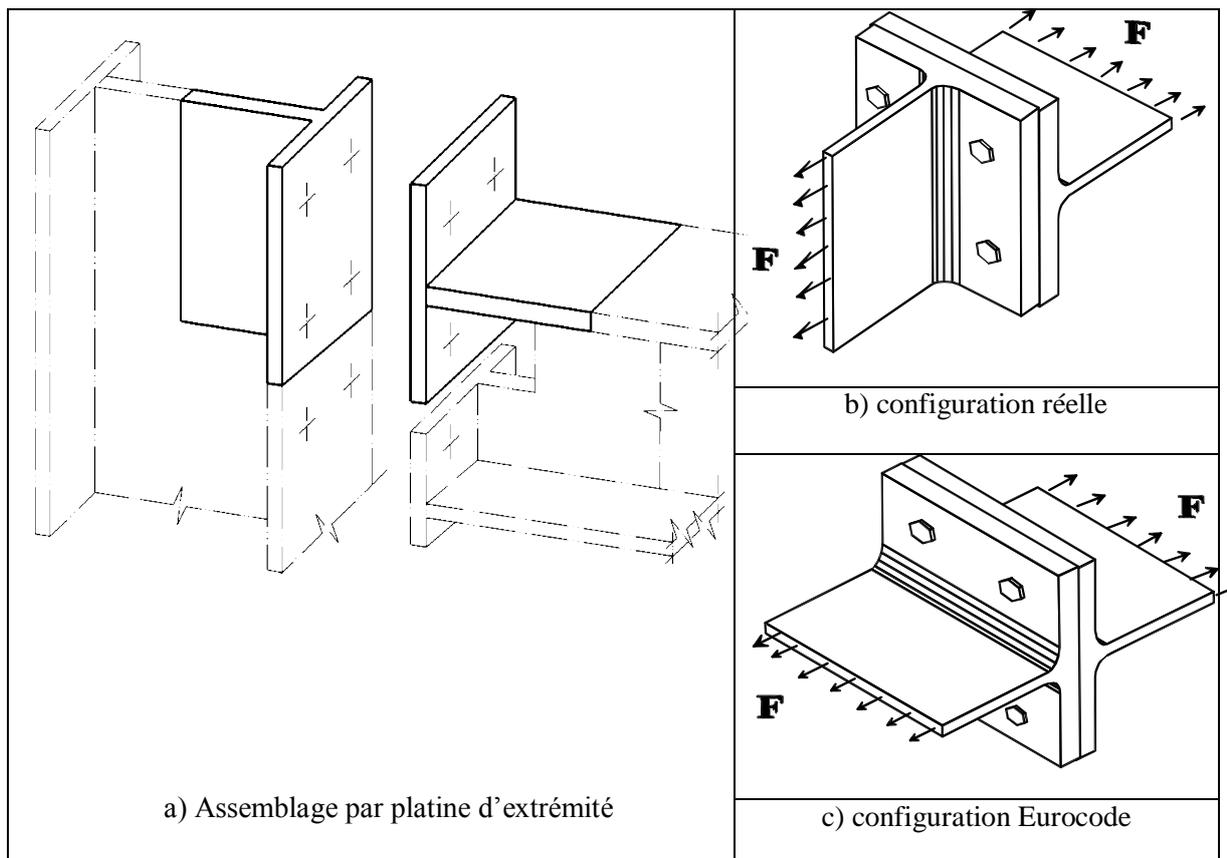


Figure 2.7 : Modélisation d'une semelle de poteau et d'une platine d'extrémité sous forme de tronçons en té.

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'Eurocode 3, 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. 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 (1<sup>er</sup> tronçon), de la platine d'extrémité (2<sup>eme</sup> 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 2.8. 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).

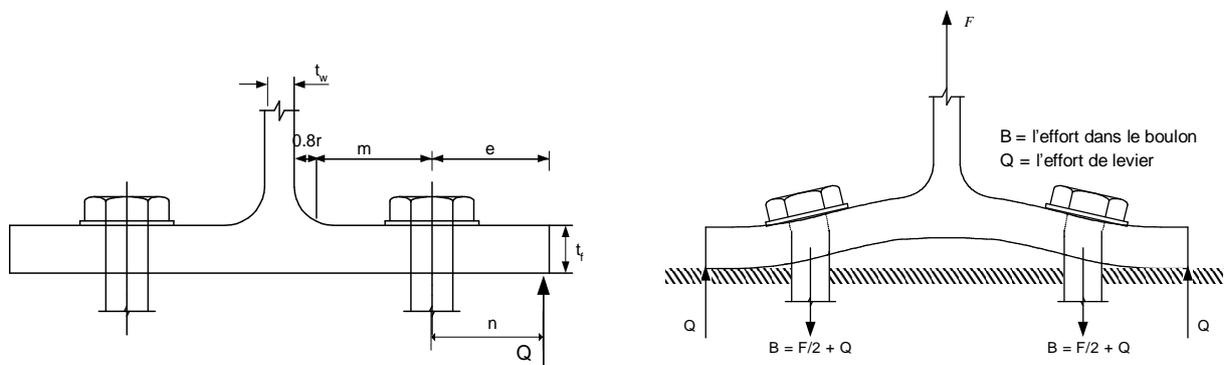


Figure 2.8 : Mode de ruine du tronçon en té

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 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

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

Mode 1 :

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

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

Mode 2 :

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

Mode 3 :

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

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

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

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

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

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 2.9. 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 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  $M_{bp} = 0$  dans les formules qui donnent la résistance des tronçons en té renforcés par contre-plaque.

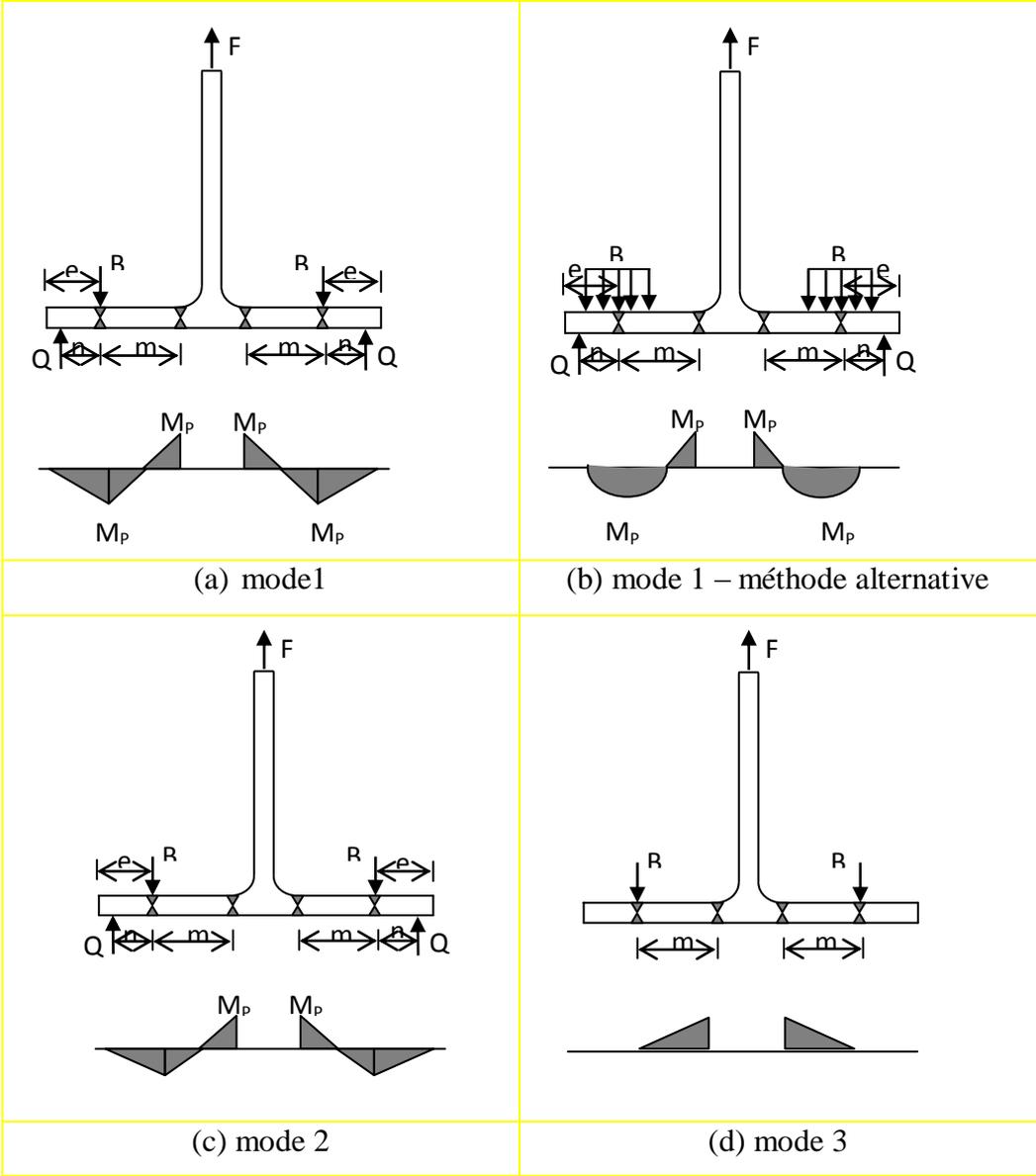
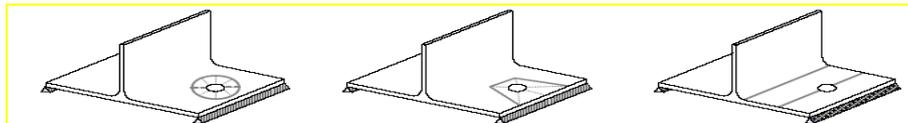


Figure 2.9 : Répartition des moments dans un tronçon en té

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

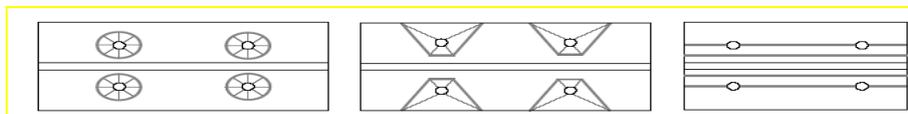
L'équivalence entre le tronçon en té et composante d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité se traduit par la détermination d'une longueur équivalente dite longueur efficace. La longueur efficace d'un tronçon en té équivalent est une longueur théorique et ne comprend pas nécessairement la longueur 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 2.9 ou en groupe, voir figure 2.10. 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.

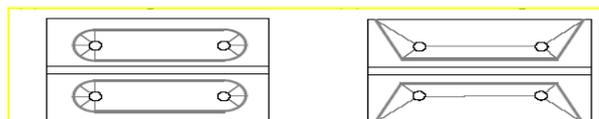


(a) mécanisme circulaire (b) mécanisme non circulaire (c) mécanisme poutre

Figure 2.10 : 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 2.11 : 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.

## *Troisième chapitre*

### *Exemples 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 IPE240 et le poteau HEA120 serviront de support aux deux exemples d'assemblages cruciformes qui sont traités. Les assemblages comportent des boulons M16-8.8 extérieurs à la semelle de la poutre en traction. Les boulons ne sont pas précontraints. L'acier S235 ( $f_u = 360$  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 de la procédure retenue dans l'approche de l'Eurocode 3. Le but essentiel des ces exemples est d'expliquer la méthode de calcul en vue de faciliter la pratique.

### 3.2 Exemple 1 (Assemblage par platine d'extrémité non débordante)

#### 3.2.1 Caractéristiques géométriques et mécaniques de l'assemblage

L'assemblage à vérifier est présenté sur la Fig. 3.1. La poutre est un IPE 240 attachée à un poteau HEA 120. Les dimensions du poteau ne sont pas réalistes mais ce sont celles choisies pour des essais de laboratoire. Le poteau et la poutre sont constitués d'un acier S235 ( $f_u=360$  MPa). Les boulons sont des M16 8.8 non précontraints. Le diamètre de perçage des trous est  $d_0 = 18$  mm.

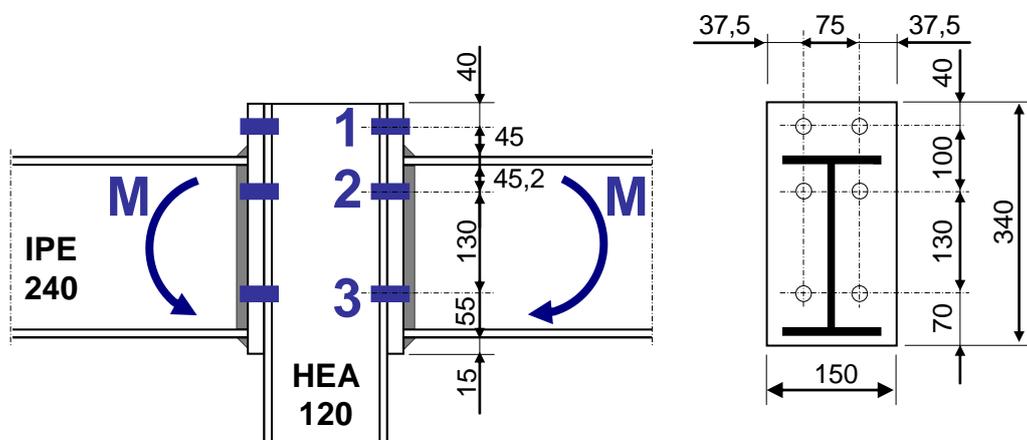


Fig. 3.1: Caractéristiques géométriques des assemblages

Les paramètres de calcul des éléments assemblés sont :

**Poutre : IPE240 , S235**

$h_b=240$  mm;  $b_b=120$  mm;  $t_{fb}=9,8$  mm;  $t_{wb}=6,2$  mm;  $r = 15$  mm;  $I_y= 3891,6$  cm<sup>4</sup>;  $A= 39,12$  cm<sup>2</sup> ;  $A_{vz}=19,1$  cm<sup>2</sup> ;  $w_{pl,y}= 366,6$  cm<sup>3</sup> ;  $d_b=190,4$  mm.

**Poteau : HEA120, S235**

$h_c=114$  mm;  $b_c=120$  mm;  $t_{fc}=8$  mm;  $t_{wc}=5$  mm;  $r = 12$  mm;  $I_y= 606,2$  cm<sup>4</sup>;  $A= 25,3$  cm<sup>2</sup> ;  $A_{vz}=8,5$  cm<sup>2</sup> ;  $w_{pl,y}= 119,5$  cm<sup>3</sup> ;  $d_c=74$  mm.

**Platine d'about : S235**

$h_p=340$  mm;  $b_p=150$  mm;  $t_p=15$  mm

**Boulons : M16, classe 8.8 avec deux rondelles (facultatif)**

$f_y=640$  MPa;  $f_u=800$  MPa ;  $A_s = 157$  mm<sup>2</sup>

**Coefficients partiels de sécurité :**  $\gamma_{M0} = 1,0$ ,  $\gamma_{M1} = 1,0$  et  $\gamma_{M2} = 1,25$

**3.2.2 Résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement (EN 1993-1-8\_6.2.6.1)**

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9f_{y,wc}A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = \frac{0,9 \times 235 \times 850}{1,0 \times \sqrt{3}} = 103,8kN$$

**Il est à noter que cette composante n'est pas à considérer ici car l'assemblage a une configuration bilatérale et il est chargé de façon symétrique.**

**3.2.3 Résistance âme du poteau comprimée transversalement (EN 1993-1-8\_ 6.2.6.2)**

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

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

$$\text{Mais } b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p$$

$$s = r_c = 12mm \text{ et } s_p = t_p + (15 - a_p \sqrt{2}) = 15 + (15 - 5\sqrt{2}) = 22,93mm$$

$$b_{eff,c,wc} = 9,8 + 5 \times 2 \times \sqrt{2} + 5 \times (8 + 12) + 22,93 = 146,87mm$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{146,87 \times 74 \times 235}{210000 \times (5)^2}} = 0,65 < 0,72$$

$$\rho = 1,0$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 0$$

$$\omega = 1$$

$$\sigma_{com,Ed} < 0,7 f_{y,wc} \Rightarrow k_{wc} = 1$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 146,87 \times 5 \times 235}{1,0} = 172,57 \text{ kN}$$

### 3.2.4 Semelle de poteau fléchi transversalement

- Rangée 3 (individuelle) – Rangée intérieure :

$$e = e_{\min} = 22,5 \text{ mm} ; \quad m = \frac{(75-5)}{2} - 0,8 \times 12 = 25,4 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi n = 159,51 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 4m + 1,25e = 129,7 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc}; l_{eff,cp}) = 129,7 \text{ mm} \quad \text{et} \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 129,7 \text{ mm}$$

- Rangée 1 (dans un mécanisme de groupe) : rangée d'extrémité

$$e = e_{\min} = 22,5 \text{ mm} ; e_1 = 135 \text{ mm} ; m = \frac{(75-5)}{2} - 0,8 \times 12 = 25,4 \text{ mm} ; p = 82 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = \min(\pi n + p; 2e_1 + p) = \min(161,7; 204) = 161,7 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = \min(2m + 0,625e + 0,5p; e_1 + 0,5p) = \min(105,86; 176) = 105,86 \text{ mm}$$

- Rangée 2 (dans un mécanisme de groupe) : rangée d'extrémité ou milieu

$$e = 22,5 \text{ mm} ; m = 25,4 \text{ mm} ; p_1 = 82 \text{ mm} ; p_2 = 82 \text{ mm}$$

Groupe 1-2 :

$$l_{eff,cp} = \pi n + p = 161,75 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625e + 0,5p = 105,86 \text{ mm}$$

Groupe 2-3 :

$$l_{eff,cp} = \pi n + p = 161,75 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625e + 0,5p = 105,86 \text{ mm}$$

Groupe 1-2-3 :

$$l_{eff,cp} = 2p = p_1 + p_2 = 164 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = p = 0,5(p_1 + p_2) = 82 \text{ mm}$$

**Rangée 3 (dans un mécanisme de groupe) :**

$$e = 22,5mm ; m = 25,4mm ; P_2 = 82mm$$

$$l_{eff,cp} = (\pi n + p ; 2e_1 + p) = \min(209,75;504) = 209,75mm$$

$$l_{eff,nc} = (2m + 0,625e + 0,5p ; e_1 + 0,5p) = \min(105,82;252) = 105,82mm$$

**Somme des longueurs efficaces (mécanismes individuels)**

$$l_{eff,nc} (1 + 2 + 3) = 129,7 + 129,7 + 129,7 = 389,2mm$$

$$l_{eff,nc} (1 + 2) = 129,7 + 129,7 = 259,4mm$$

$$l_{eff,nc} (2 + 3) = 129,7 + 129,7 = 259,4mm$$

**Somme des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)**

$$l_{eff,nc} (1 - 2 - 3) = 105,82 + 82 + 105,82 = 293,64mm$$

$$l_{eff,nc} (1 - 2) = 105,86 + 105,86 = 205,72mm$$

$$l_{eff,nc} (2 - 3) = 105,86 + 105,86 = 211,2mm$$

*Les mécanismes de groupe sont déterminants pour (1-2-3), (1-2) et (2-3). Au final, pour le poteau, nous retenons les valeurs suivantes pour chaque rangée (de manière à ne pas dépasser les valeurs de ruine individuelles et de groupe)*

**Rangée 1 :**

$$l_{eff,nc} = 105,86mm$$

**Rangée 2 :**

$$l_{eff,nc} = 82mm$$

**Rangée 3 :**

$$l_{eff,nc} = 105,82mm$$

**3.2.5 Platine d'about fléchie**

**3.2.5.1 Calcul des longueurs efficaces (mécanismes individuels)**

**Rangée 1 (individuelle) *rangée située sous la semelle de la poutre tendue :***

### Rangée 3 :

$$l_{eff,nc} = 105,86mm$$

### Rangée 2 (individuelle) –intermédiaire :

$$e = e_{\min} = 22,5mm ; m = 28,74mm ;$$

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi n; 4m + 1,25e) = \min(180,24; 143,08) = 143,08mm$$

$$l_{eff,1} = 143,08mm \text{ et } l_{eff,2} = 143,908mm$$

$$e = e_{\min} = 22,5mm ; m = \frac{(75 - 6,2)}{2} - 0,8x5x\sqrt{2} = 28,74mm ; w = 75mm ; \lambda_1 = 0,56 ;$$
$$\lambda_2 = 0,43 ; m_2 = 28,2 - 0,8x5x\sqrt{2} = 22,54mm$$

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi m ; \alpha m) = \min(180,48; 172,44) = 172,44mm$$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc} ; l_{eff,cp}) = 172,44mm \text{ et } l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 172,44mm$$

### Rangée 3 (individuelle) *cas similaire à une rangée proche d'un raidisseur :*

$$e = e_{\min} = 22,5mm ; m = 28,74mm ; m_2 = 29,2 - 0,8x5x\sqrt{2} = 23,54mm$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi n = 180,24mm$$

$$l_{eff,nc} = \alpha n = 5,25x28,74 = 150,88mm$$

$$l_{eff,1} = 150,88mm \text{ et } l_{eff,2} = 150,88mm$$

### 3.2.5.2 Calcul des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)

#### Rangée 1 (dans un mécanisme de groupe) : *première rangée sous semelle*

$$e = e_{\min} = 22,5mm ; m = 28,74mm ; m_2 = 22,54mm ; p = 82mm$$

$$l_{eff,cp} = \pi n + p = 172,24mm$$

$$l_{eff,nc} = 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e) \quad l_{eff,nc} = 0,5x82 + 6x28,74 - (2x28,74 + 0,625x22,5) = 141,89mm$$

#### Rangée 2 (dans un mécanisme de groupe) : *rangée d'extrémité ou milieu*

$$e = 22,5mm ; m = 28,74mm ; p_1 = 82mm ; p_2 = 82mm$$

Groupe 1-2 :

$$l_{eff,cp} = \pi m + p = 172,24mm$$

$$l_{eff,nc} = 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e) = 141,89mm$$

Groupe 2-3 :

$$l_{eff,cp} = \pi m + p = 172,24mm$$

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625e + 0,5p = 112,5mm$$

Groupe 1-2-3 :

$$l_{eff,cp} = 2p = p_1 + p_2 = 164mm$$

$$l_{eff,nc} = p = 0,5(p_1 + p_2) = 82mm$$

**Rangée 3 (dans un mécanisme de groupe) :** *rangée proche d'un raidisseur*

$$e = e_{\min} = 22,5mm ; m = 28,74mm ; m_2 = 29,54mm ; p = 82mm$$

$$l_{eff,cp} = \pi m + p = 172,24mm$$

$$l_{eff,nc} = 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$$

$$l_{eff,nc} = 0,5 \times 82 + 5,25 \times 28,74 - (2 \times 28,74 + 0,625 \times 22,5) = 120,3mm$$

**Somme des longueurs individuelles**

$$l_{eff,nc} (1+2) = 172,44 + 143,90 = 316,34mm$$

$$l_{eff,nc} (1+2+3) = 172,44 + 143,90 + 150,88 = 467,22mm$$

$$l_{eff,nc} (2+3) = 143,90 + 150,88 = 294,78mm$$

**Somme des longueurs de groupe**

$$l_{eff,nc} (1-2) = 141,89 + 141,89 = 283,78mm$$

$$l_{eff,nc} (1-2-3) = 141,89 + 82 + 120,3 = 344,19mm$$

$$l_{eff,nc} (2-3) = 112,5 + 120,3 = 232,8mm$$

**On remarque que le mécanisme de groupe donne une somme des longueurs efficaces plus faible que celui du mécanisme individuel.**

Au final, pour la platine d'about, nous retenons les valeurs suivantes :

**Rangée 1 :**

$$l_{eff,nc} = 141,89mm$$

**Rangée 2 :**

$$l_{eff,nc} = 82mm$$

**Rangée 3 :**

$$l_{eff,nc} = 120,3mm$$

**En résumé,** les longueurs efficaces [mm] retenues pour le calcul des résistances de la semelle et de la platine fléchies sont données dans le tableau : ( $l_{eff,1}=l_{eff,2}$ )

rangée	poteau	platine
1	105,86	141,89
2	82	82
3	105,86	120,3

### 3.2.6 Calcul des efforts résistants de chaque tronçon en flexion

La résistance de chaque tronçon en T est déterminée sur la base d'un modèle 2D avec trois mécanismes de ruine. Ils concernent la plastification totale de la semelle du T, la plastification partielle de la semelle et la ruine des boulons en traction ou la ruine en traction des boulons. La longueur efficace représente la troisième dimension du T.

#### 3.2.6.1 Calcul des efforts résistants côté poteau

**Rangée 1 :**

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 105,86 \times (8)^2 \times 235 / 1,0 = 398,03 kN.mm$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 398,03}{25,4} = 62,68 kN$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 398,03 + 22,5 \times 180,86}{25,4 + 22,5} = 101,57 kN$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 kN$$

**Rangée 2 :**

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 82 \times (8)^2 \times 235 / 1,0 = 308,32 kN.mm$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 308,32}{25,4} = 48,63kN$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 308,32 + 22,5 \times 180,86}{25,4 + 22,5} = 97,8kN$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86kN$$

**Rangée 3 :**

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 105,86 \times (8)^2 \times 235 / 1,0 = 398,03kN.mm$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 398,03}{25,4} = 62,68kN$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 398,03 + 22,5 \times 180,86}{25,4 + 22,5} = 101,57kN$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86kN$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

### 3.2.6.2 Calcul des efforts résistants côté platine

**Rangée 1 :**

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 141,89 \times (15)^2 \times 235 / 1,0 = 1875,60kN.mm$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1875,6}{28,74} = 261,04kN$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 1875,6 + 22,5 \times 180,86}{28,74 + 22,5} = 152,62kN$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86kN$$

**Rangée 2 :**

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 82 \times (15)^2 \times 235 / 1,0 = 1083,93kN.mm$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1083,93}{28,74} = 150,86kN$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 1083,93 + 22,5 \times 180,86}{28,74 + 22,5} = 121,72 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 \text{ kN}$$

**Rangée 3 :**

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 120,3 \times (15)^2 \times 235 / 1,0 = 1590,2 \text{ kN.mm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1590,2}{28,74} = 221,32 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 1590,2 + 22,5 \times 180,86}{28,74 + 22,5} = 141,48 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 \text{ kN}$$

**En résumé,** les résistances des différentes rangées (trouçons en flexion) sont données dans le tableau [kN]:

rangée	poteau	Mode	platine	Mode
1	<b>62,68</b>	1	<b>152,62</b>	2
2	<b>48,5</b>	1	<b>121,72</b>	2
3	<b>62,68</b>	1	<b>141,48</b>	2

### 3.2.7 Semelle et âme de poutre comprimées

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) = 86,15 \times 10^3 / (240 - 9,8) = 374,24 \text{ kN}$$

Car :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = w_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = 366,6 \times 10^3 \times 235 / 1,0 = 86,15 \text{ kN.m}$$

### 3.2.8 Résistance âme du poteau tendue transversalement

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$\omega = 1$$

Rangée 1 :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{1 \times 105,86 \times 5 \times 235}{1,0} = 124,38 \text{ kN}$$

Rangée 2 :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{1 \times 82 \times 5 \times 235}{1,0} = 96,35 \text{ kN}$$

Rangée 3 :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{1 \times 105,86 \times 5 \times 235}{1,0} = 124,38 \text{ kN}$$

### 3.2.9 Résistance âme de poutre tendue

Rangée 2 :

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{82 \times 6,2 \times 235}{1,0} = 119,47 \text{ kN}$$

Rangée 3 :

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{120,3 \times 6,2 \times 235}{1,0} = 173,03 \text{ kN}$$

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{141,89 \times 6,2 \times 235}{1,0} = 206,73 \text{ kN}$$

### 3.2.10 Réduction éventuelle de la résistance des rangées

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$$

Rangée 1 :

$$\sum_r F_{tr,Rd} = 62,68 + 62,68 + 48,5 = 173,86 \text{ kN}$$

*Cette valeur dépasse la résistance de l'âme du poteau en compression. Il est donc nécessaire de réduire les résistances des rangées à utiliser dans le calcul du moment résistant de façon à vérifier la résistance de toutes les composantes.*

Ainsi, les efforts à retenir pour le calcul du moment sont :

$$F_{t1,Rd} = 62,68 \text{ kN}$$

$$F_{t2,Rd} = 48,5 \text{ kN}$$

$$F_{t3,Rd} = 61,39 \text{ kN}$$

### 3.2.11 Résistance des soudures (poutre –platine)

*Moment de flexion (cordon frontal) = semelle en traction et semelle en compression:*

*La section résistante pour une semelle est :  $A_w = \sum a l_{eff}$*

Avec :  $l_{eff} = 2b_p - t_w - 2r = 2 \times 120 - 6,2 - 2 \times 15 = 203,8 \text{ mm}$  et  $a = 5 \text{ mm}$

*La résistance est à vérifier par les deux conditions suivantes :*

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \text{ et } \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}$$

$$\beta_w = 0,8 \text{ (tableau 4.1) et } \gamma_{M2} = 1,25$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{F_{Ed}}{A_w} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \text{ et } \tau_{//} = 0$$

*Ainsi, l'effort maximum à appliquer à chaque semelle ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs suivantes :*

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \Rightarrow F_{w,Rd} = \frac{A_w f_u}{\gamma_{M2} \beta_w \sqrt{2}} = \frac{203,8 \times 5 \times 360}{1,25 \times 0,8 \times \sqrt{2}} = 259,39 \text{ kN}$$

$$\text{Et } \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \Rightarrow F_{w,Rd} = \frac{0,9 A_w f_u \sqrt{2}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 203,8 \times 5 \times 360 \sqrt{2}}{1,25} = 373,5 \text{ kN}$$

$$F_{\text{semelle}} = b_b t_{fb} f_y / \gamma_{M0} = 120 \times 9,8 \times 235 = 276,36 \text{ kN}$$

**Moment résistant si l'on considère la soudure seule :**

$$M_{j,Rd} = F_{w,Rd} z = 259,39 \times (240 - 9,8) = 59,7 \text{ kN.m}$$

### 3.2.12. Moment résistant de l'assemblage

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} = 190,10 \times 62,68 + 110,1 \times 48,5 + 30,10 \times 61,39 = 19,10 \text{ kN.m}$$

**La contribution de la troisième rangée représente 4 % de la résistance totale de l'assemblage en moment.**

**Le moment est réduit par l'effet de groupe pour la rangée 2. Aussi, une autre réduction des efforts est imposée par la résistance de l'âme du poteau en compression. Les autres composantes (cisaillement âme poteau et traction âme poteau et poutre) sont vérifiées.**

### 3.2.13 Vérification de l'assemblage au cisaillement

**Pour vérifier l'assemblage en cisaillement, il est nécessaire de vérifier la résistance de la soudure poutre-platine en considérant que seule la soudure sur l'âme reprend l'effort tranchant. Aussi, il est nécessaire de vérifier les boulons à l'interaction cisaillement-traction comme toutes les rangées participent à la résistance en moment. Les efforts de cisaillement sont supposés répartis uniformément sur les boulons alors que ceux de traction dépendent de l'effort que chaque rangée reprend.**

### 3.2.14 Rigidité de l'assemblage

**Pour un assemblage poutre-poteau boulonné par platine d'about, à configuration bilatérale, deux rangées de boulons ou plus et moments égaux et opposés, les composantes à considérer pour le calcul de la rigidité sont :  $k_2$  et  $k_{eq}$**

$$k_2 = \frac{0,7 b_{\text{eff},c,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 146,87 \times 5}{74} = 6,94 \text{ mm}$$

$$k_{3,1} = \frac{0,7 b_{\text{eff},t,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 105,86 \times 5}{74} = 5,00 \text{ mm}$$

$$k_{3,2} = \frac{0,7 b_{\text{eff},t,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 82 \times 5}{74} = 3,87 \text{ mm}$$

$$k_{3,3} = \frac{0,7 b_{\text{eff},t,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 105,86 \times 5}{74} = 5,00 \text{ mm}$$

$$k_{4,1} = \frac{0,9 l_{\text{eff}}^3 t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 105,86 \times 8^3}{(25,4)^3} = 2,97 \text{ mm}$$

$$k_{4,2} = \frac{0,9 l_{\text{eff}}^3 t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 82 \times 8^3}{(25,4)^3} = 2,30 \text{ mm}$$

$$k_{4,3} = \frac{0,9l_{eff}t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 105,86 \times 8^3}{(25,4)^3} = 2,97mm$$

$$k_{5,1} = \frac{0,9l_{eff}t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 141,89 \times 15^3}{(28,74)^3} = 18,15mm$$

$$k_{5,2} = \frac{0,9l_{eff}t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 82 \times 15^3}{(28,74)^3} = 10,49mm$$

$$k_{5,3} = \frac{0,9l_{eff}t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 120,3 \times 15^3}{(28,74)^3} = 15,39mm$$

$$k_{10} = \frac{1,6A_s}{L_b} = \frac{1,6 \times 157}{(15 + 8 + 2 \times 4 + 0,5(10 + 13))} = \frac{251,2}{42,5} = 5,91mm$$

$$k_{eff,1} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,1}} + \frac{1}{k_{4,1}} + \frac{1}{k_{5,1}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{5} + \frac{1}{2,97} + \frac{1}{18,15} + \frac{1}{5,91}} = 1,31mm$$

$$k_{eff,2} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,2}} + \frac{1}{k_{4,2}} + \frac{1}{k_{5,2}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{3,87} + \frac{1}{2,30} + \frac{1}{10,49} + \frac{1}{5,91}} = 1,04mm$$

$$k_{eff,3} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,3}} + \frac{1}{k_{4,3}} + \frac{1}{k_{5,3}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{5} + \frac{1}{2,97} + \frac{1}{15,39} + \frac{1}{5,91}} = 1,29mm$$

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} = \frac{1,31 \times (190,1)^2 + 1,04 \times (110,1)^2 + 1,29 \times (43,92)^2}{1,31 \times 190,1 + 1,04 \times 110,1 + 1,29 \times 43,92} = \frac{62436,05}{420,19} = 148,59mm$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} = \frac{1,31 \times 190,1 + 1,04 \times 110,1 + 1,29 \times 43,92}{148,07} = \frac{420,93}{148,07} = 2,84mm$$

$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{210000 \times (z_{eq})^2}{\frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}} = \frac{210000 \times (148,59)^2}{\frac{1}{6,94} + \frac{1}{2,84}} = 9344,09kN.m / rd$$

$$\text{Rigidité sécante } S_j = S_{j,ini} / 3 = 3114,69kN.m / rad$$

### 3.3 Exemple 1 ( Assemblage par platine d'extrémité débordante)

#### 3.3.1 Caractéristiques géométriques et mécaniques de l'assemblage

La poutre est un IPE 240 attachée à un poteau HEA 120 (Fig. IV-2). Les dimensions du poteau ne sont pas réalistes mais ce sont celles choisies pour des essais de laboratoire. Le poteau et la poutre sont constitués d'un acier S235 ( $f_u=360$  MPa). Les boulons sont des M16 8.8 non précontraints. Le diamètre de perçage des trous est  $d_0 = 18$  mm.

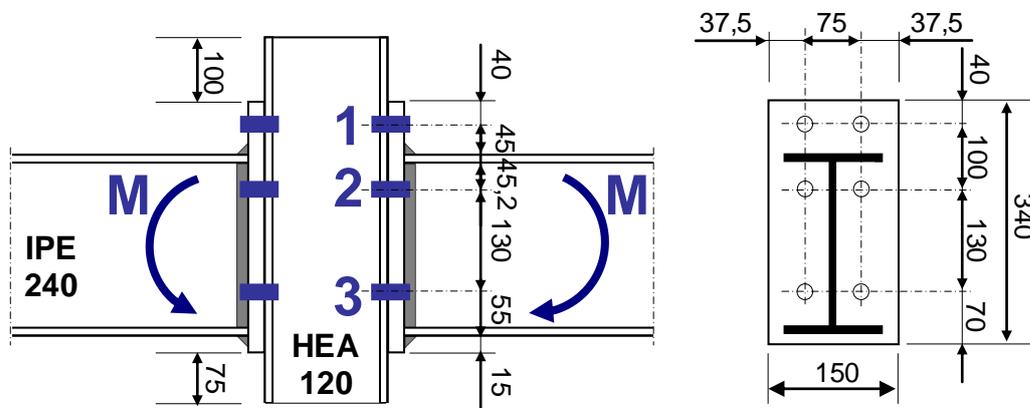


Fig. IV-2: Caractéristiques géométriques des assemblages

Les paramètres de calcul des éléments assemblés sont :

#### **Poutre : IPE240 , S235**

$h_b=240$  mm;  $b_b=120$  mm;  $t_{f_b}=9,8$  mm;  $t_{w_b}=6,2$  mm;  $r = 15$  mm;  $I_y= 3891,6$  cm<sup>4</sup>;  $A= 39,12$  cm<sup>2</sup> ;  $A_{v_z}=19,1$  cm<sup>2</sup> ;  $w_{pl,y} = 366,6$  cm<sup>3</sup> ;  $db=190,4$  mm

#### **Poteau : HEA120, S235**

$h_c=114$  mm;  $bc=120$  mm;  $t_{f_c}=8$  mm;  $t_{w_c}=5$  mm;  $r = 12$  mm;  $I_y= 606,2$  cm<sup>4</sup>;  
 $A= 25,3$  cm<sup>2</sup> ;  $A_{v_z}=8,5$  cm<sup>2</sup> ;  $w_{pl,y} = 119,5$  cm<sup>3</sup> ;  $dc=74$  mm

#### **Platine d'about : S235**

$h_p=340$  mm;  $b_p=150$  mm;  $t_p=15$  mm

#### **Boulons : M16, classe 8.8 avec deux rondelles (facultatif)**

$f_y=640$  MPa;  $f_u=800$  MPa ;  $A_s = 157$  mm<sup>2</sup>

**Coefficients partiels de sécurité** :  $\gamma_{M0} = 1,0$  ,  $\gamma_{M1} = 1,0$  et  $\gamma_{M2} = 1,25$

### 3.3.2 Résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \times 235 \times 850}{1,0 \times \sqrt{3}} = 103,8 \text{ kN}$$

*Il est à noter que cette composante n'est pas à considérer ici car l'assemblage a une configuration bilatérale et il est chargé de façon symétrique.*

### 3.3.3 Résistance âme du poteau comprimée transversalement

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Mais } F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

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

$$s = r_c = 12 \text{ mm} \quad \text{et} \quad s_p = t_p + (15 - a_p \sqrt{2}) = 15 + (15 - 5\sqrt{2}) = 22,93 \text{ mm}$$

$$b_{eff,c,wc} = 9,8 + 5 \times 2 \times \sqrt{2} + 5 \times (8 + 12) + 22,93 = 146,87 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{146,87 \times 74 \times 235}{210000 \times (5)^2}} = 0,65 < 0,72$$

$$\rho = 1,0$$

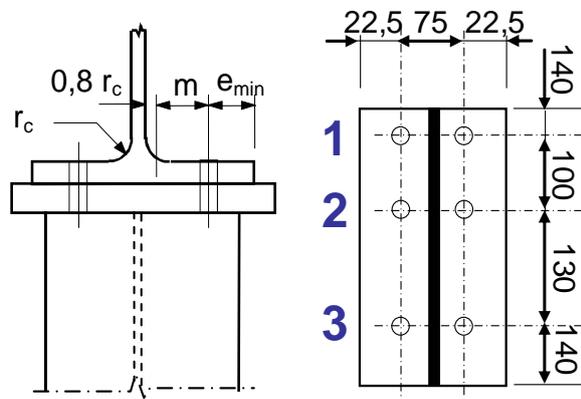
$$\beta_1 = \beta_2 = 0$$

$$\omega = 1$$

$$\sigma_{com,Ed} < 0,7 f_{y,wc} \Rightarrow k_{wc} = 1$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{1 \times 146,87 \times 5 \times 235}{1,0} = 172,57 \text{ kN}$$

### 3.3.4 Semelle de poteau fléchi transversalement



Définition de :

- $e_{min}$ ,  $r_c$  et  $m$
- caractéristiques dimensionnelles côté poteau (sans raidisseur)

#### 3.3.4.1 Calcul des longueurs efficaces (mécanismes individuels)

- **Rangée 1 (individuelle) rangée d'extrémité:**

$$e = e_{min} = 22,5mm ; \quad e_1 = 140mm ; \quad m = \frac{(75-5)}{2} - 0,8 \times 12 = 25,4mm$$

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi n; \pi n + 2e_1) = \min(159,51; 359,75) = 159,51mm$$

$$l_{eff,nc} = \min(4m + 1,25e; 2m + 0,625e + e_1) = \min(129,7; 204,86) = 129,7mm$$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc}; l_{eff,cp}) = 129,7mm \quad \text{et} \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 129,7mm$$

- **Rangée 2 (individuelle) rangée intérieure :**

$$e = e_{min} = 22,5mm ; \quad m = \frac{(75-5)}{2} - 0,8 \times 12 = 25,4mm$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi n = 159,51mm$$

$$l_{eff,nc} = 4m + 1,25e = 129,7mm$$

$$l_{eff,1} = 129,7mm \quad \text{et} \quad l_{eff,2} = 129,7mm$$

- **Rangée 3 (individuelle) rangée intérieure:**

$$e = e_{min} = 22,5mm ; \quad m = \frac{(75-5)}{2} - 0,8 \times 12 = 25,4mm$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi n = 159,51mm$$

$$l_{eff,nc} = 4m + 1,25e = 129,7mm$$

$$l_{eff,1} = 129,7mm \text{ et } l_{eff,2} = 129,7mm$$

### 3.3.4.2 Calcul des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)

- Rangée 1 (dans un mécanisme de groupe) **rangée d'extrémité**

$$e = e_{\min} = 22,5mm ; e_1 = 140mm ; m = \frac{(75-5)}{2} - 0,8 \times 12 = 25,4mm ; p = 100mm$$

$$l_{eff,cp} = \min(\pi m + p; 2e_1 + p) = \min(179,8; 380) = 179,8mm$$

$$l_{eff,nc} = \min(2m + 0,625e + 0,5p; e_1 + 0,5p) = \min(114,86; 190) = 114,86mm$$

- Rangée 2 (dans un mécanisme de groupe) : **rangée d'extrémité ou milieu**

$$e = 22,5mm ; m = 25,4mm ; p_1 = 100mm ; p_2 = 130mm$$

Groupe 1-2 :

$$l_{eff,cp} = \pi m + p = 179,75mm$$

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625e + 0,5p = 114,86mm$$

Groupe 2-3 :

$$l_{eff,cp} = \pi m + p = 209,75mm$$

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625e + 0,5p = 129,86mm$$

Groupe 1-2-3 :

$$l_{eff,cp} = 2p = p_1 + p_2 = 230mm$$

$$l_{eff,nc} = p = 0,5(p_1 + p_2) = 115mm$$

- Rangée 3 (dans un mécanisme de groupe) : **rangée d'extrémité**

$$e = 22,5mm ; m = 25,4mm ; p_2 = 130mm$$

$$l_{eff,cp} = \pi m + p = 209,75mm$$

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625e + 0,5p = 129,86mm$$

### Somme des longueurs efficaces (mécanismes individuels)

$$l_{eff,nc} (1+2+3) = 129,7 + 129,7 + 129,7 = 389,1mm$$

$$l_{eff,cp} (1+2) = 129,7 + 129,7 = 259,4mm$$

$$l_{eff,nc}(2+3) = 129,7 + 129,7 = 259,4mm$$

### Somme des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)

$$l_{eff,nc}(1-2-3) = 114,89 + 115 + 129,86 = 359,64mm$$

$$l_{eff,nc}(1-2) = 114,89 + 114,86 = 229,72mm$$

$$l_{eff,nc}(2-3) = 129,86 + 129,86 = 259,7mm$$

**Les mécanismes de groupe sont déterminants pour (1-2-3), (2-3) et (1-2)**

#### Rangée 1 :

$$l_{eff,nc} = 114,89mm$$

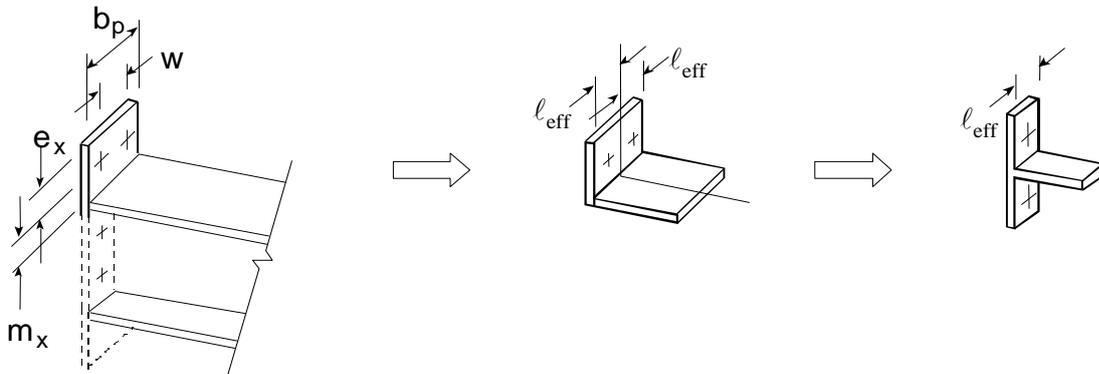
#### Rangée 2 :

$$l_{eff,nc} = 114,89mm$$

#### Rangée 3 :

$$l_{eff,nc} = 129,7mm$$

### 3.3.5 Platine d'about fléchie



#### 3.3.5.1 Calcul des longueurs efficaces (mécanismes individuels)

- **Rangée 1 (individuelle)** *rangée située sur la partie débordante de la platine:*

$$e = 37,5mm; e_{\min} = e_x = 40mm; w = 75mm; m_x = 45 - 0,8 \times 5\sqrt{2} = 39,34mm$$

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi m_x; \pi m_x + w; \pi m_x + 2e) = \min(247; 198,5; 322) = 198,5mm$$

$$l_{eff,nc} = \min(4m_x + 1,25e_x; e + 2m_x + 0,625e_x; 0,5b_p; 0,5w + 2m_x + 0,625e_x)$$

$$l_{eff,nc} = \min(207,36; 141,18; 75; 141,18) = 75mm$$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc}; l_{eff,cp}) = 75mm \text{ et } l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 75mm$$

- **Rangée 2 (individuelle)** première rangée sous la semelle de poutre tendue :

$$e = e_{\min} = 22,5mm; m = \frac{(75 - 6,2)}{2} - 0,8 \times 5 \times \sqrt{2} = 28,74mm ;$$

$$m_2 = 45,2 - 0,8 \times 5 \times \sqrt{2} = 39,54mm$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 180,24mm$$

$$l_{eff,nc} = \alpha m = 5,1 \times 28,74 = 146,57mm$$

$$l_{eff,1} = 146,57mm \text{ et } l_{eff,2} = 146,57mm$$

- **Rangée 3 (individuelle)** cas similaire à une rangée proche d'un raidisseur :

$$e = e_{\min} = 22,5mm ; m = 28,74mm ; m_2 = 45,2 - 0,8 \times 5 \times \sqrt{2} = 39,54mm$$

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 180,24mm$$

$$l_{eff,nc} = \alpha m = 5,1 \times 28,74 = 146,57mm$$

$$l_{eff,1} = 146,57mm \text{ et } l_{eff,2} = 146,57mm$$

### 3.3.5.2 Calcul des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)

- **Rangée 2 (dans un mécanisme de groupe)** : première rangée sous semelle

$$e = e_{\min} = 22,5mm ; e_1 = 40mm ; m = 28,74mm ; m_2 = 39,54mm ; p = 130mm$$

$$l_{eff,cp} = \pi m + p = 220,24mm$$

$$l_{eff,nc} = 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$$

$$l_{eff,nc} = 0,5 \times 130 + 5,1 \times 28,74 - (2 \times 28,74 + 0,625 \times 22,5) = 145,77mm$$

- **Rangée 3 (dans un mécanisme de groupe)** : rangée proche d'un raidisseur

$$e = e_{\min} = 22,5mm ; m = 28,74mm ; m_2 = 39,54mm ; p = 130mm$$

$$l_{eff,cp} = \pi m + p = 190,24mm$$

$$l_{eff,nc} = 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$$

$$l_{eff,nc} = 0,5 \times 130 + 5,1 \times 28,74 - (2 \times 28,74 + 0,625 \times 22,5) = 145,77mm$$

#### Somme des longueurs individuelles

$$l_{eff,nc} (2 + 3) = 146,57 + 146,57 = 293,14mm$$

#### Somme des longueurs de groupe

$$l_{eff,nc}(2-3) = 145,77 + 145,77 = 291,54mm$$

On remarque que le mécanisme de groupe (2-3) donne une somme des longueurs efficaces plus faible que celui du mécanisme individuel.

Au final, pour la platine d'about, nous retenons le mécanisme individuel pour la rangée 2 en réduisant celui de la rangée 3 (de manière à ne pas dépasser la valeur de ruine de groupe).

**Rangée 1 :**

$$l_{eff,nc} = 75mm \text{ (mécanisme individuel, naturellement)}$$

**Rangée 2 :**

$$l_{eff,nc} = 146,57mm \text{ (mécanisme individuel)}$$

**Rangée 3 :**

$$l_{eff,nc} = (291,54 - 146,57) = 144,97mm \text{ (mécanisme de groupe)}$$

**En résumé,** les longueurs efficaces [mm] retenues pour le calcul des résistances de la semelle et de la platine fléchies sont données dans le tableau : ( $l_{eff,1}=l_{eff,2}$ )

rangée	poteau	platine
1	114,89	75
2	114,89	146,57
3	129,7	144,97

### 3.3.6 Calcul des efforts résistants de chaque tronçon en flexion

La résistance de chaque tronçon en T est déterminée sur la base d'un modèle 2D avec trois mécanismes de ruine. Ils concernent la plastification totale de la semelle du T, la plastification partielle de la semelle et la ruine des boulons en traction ou la ruine en traction des boulons. La longueur efficace représente la troisième dimension du T.

#### 3.3.6.1 Calcul des efforts résistants côté poteau

**Rangée 1 :**

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 114,89 \times (8)^2 \times 235 / 1,0 = 431,98kN.mm$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 431,98}{25,4} = 68,02 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 431,98 + 22,5 \times 180,86}{25,4 + 22,5} = 102,99 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 \text{ kN}$$

### Rangée 2 :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 114,89 \times (8)^2 \times 235 / 1,0 = 431,98 \text{ kN.mm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 431,98}{25,4} = 68,02 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 431,98 + 22,5 \times 180,86}{25,4 + 22,5} = 102,99 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 \text{ kN}$$

### Rangée 3 :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 129,7 \times (8)^2 \times 235 / 1,0 = 487,67 \text{ kN.mm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 487,67}{25,4} = 76,8 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 487,67 + 22,5 \times 180,86}{25,4 + 22,5} = 105,3 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 \text{ kN}$$

### 3.3.6.2 Calcul des efforts résistants côté platine

#### Rangée 1 :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 75 \times (15)^2 \times 235 / 1,0 = 991,41 kN.mm$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 991,41}{39,34} = 100,8 kN$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 991,41 + 40 \times 180,86}{39,34 + 40} = 116,17 kN$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 kN$$

**Rangée 2 :**

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 146,57 \times (15)^2 \times 235 / 1,0 = 1937,4 kN.mm$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1937,4}{28,74} = 269,65 kN$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 1937,4 + 22,5 \times 180,86}{28,74 + 22,5} = 155,03 kN$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 kN$$

**Rangée 3 :**

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 144,97 \times (15)^2 \times 235 / 1,0 = 1916,61 kN.mm$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1916,61}{28,7} = 267,07 kN$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 1916,6 + 22,5 \times 180,86}{28,74 + 22,5} = 154,22 kN$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2x \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}} = 2x \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 180,86 kN$$

**En résumé**, les résistances des différentes rangées (tronçons en flexion) sont données dans le tableau [kN]:

rangée	poteau	Mode	platine	Mode
1	68,02	1	100,8	1
2	68,02	1	155,03	2
3	76,8	1	154,22	2

### 3.3.7 Semelle et âme de poutre comprimées

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) = 86,15 \times 10^3 / (240 - 9,8) = 374,24 \text{ kN}$$

Car :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = w_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = 366,6 \times 10^3 \times 235 / 1,0 = 86,15 \text{ kN.m}$$

### 3.3.8 Résistance âme du poteau tendue transversalement

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$\omega = 1$$

**Rangée 1 :**

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{1 \times 114,89 \times 5 \times 235}{1,0} = 134,99 \text{ kN}$$

**Rangée 2 :**

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{1 \times 114,89 \times 5 \times 235}{1,0} = 134,99 \text{ kN}$$

**Rangée 3 :**

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{1 \times 129,7 \times 5 \times 235}{1,0} = 152,39 \text{ kN}$$

### 3.3.9 Résistance âme de poutre tendue

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$$

**Rangée 2 :**

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{155,03 \times 6,2 \times 235}{1,0} = 225,87 \text{ kN}$$

**Rangée 3 :**

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{154,22 \times 6,2 \times 235}{1,0} = 217,45 \text{ kN}$$

### 3.3.10 Réduction éventuelle de la résistance des rangées

$$\sum_r F_{tr,Rd} = 68,02 + 68,02 + 76,8 = 212,84 \text{ kN}$$

Cette valeur dépasse la résistance de l'âme du poteau en compression. Il est donc nécessaire de réduire les résistances des rangées à utiliser dans le calcul du moment résistant de façon à vérifier la résistance de toutes les composantes.

Ainsi, les efforts à retenir pour le calcul du moment sont :

$$F_{t1,Rd} = 68,02 \text{ kN}$$

$$F_{t2,Rd} = 68,02 \text{ kN}$$

$$F_{t3,Rd} = 172,57 - (68,02 + 68,02) = 36,53 \text{ kN}$$

### 3.3.11 Résistance des soudures (poutre-platine)

Moment de flexion (cordon frontal)=semelle en traction et semelle en compression:

La section résistante pour une semelle est :  $A_w = \sum a \ell_{\text{eff}}$

Avec :  $\ell_{\text{eff}} = 2b_p - t_w - 2r = 2 \times 120 - 6,2 - 2 \times 15 = 203,8 \text{ mm}$  et  $a = 5 \text{ mm}$

La résistance est à vérifier par les deux conditions suivantes :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \text{ et } \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}$$

$$\beta_w = 0,8 \text{ (tableau 4.1) et } \gamma_{M2} = 1,25$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{F_{Ed}}{A_w} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \text{ et } \tau_{\parallel} = 0$$

Ainsi, l'effort maximum à appliquer à chaque semelle ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \Rightarrow F_{w,Rd} = \frac{A_w f_u}{\gamma_{M2} \beta_w \sqrt{2}} = \frac{203,8 \times 5 \times 360}{1,25 \times 0,8 \times \sqrt{2}} = 259,39 \text{ kN}$$

$$\text{Et } \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \Rightarrow F_{w,Rd} = \frac{0,9 A_w f_u \sqrt{2}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 203,8 \times 5 \times 360 \sqrt{2}}{1,25} = 373,5 \text{ kN}$$

$$F_{\text{semelle}} = b_b t_{fb} f_y / \gamma_{M0} = 120 \times 9,8 \times 235 = 276,36 \text{ kN}$$

Moment résistant si l'on considère la soudure seule :

$$M_{j,Rd} = F_{w,Rd} z = 259,39 \times (240 - 9,8) = 59,7 \text{ kN.m}$$

### 3.3.12 Moment résistant de l'assemblage

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} = 280,1 \times 68,02 + 180,1 \times 68,02 + 50,1 \times 36,53 = 33,12 \text{ kN.m}$$

La contribution de la troisième rangée représente 5 % de la résistance totale de l'assemblage en moment.

Le moment est réduit par l'effet de groupe pour la rangée 2. Aussi, une autre réduction des efforts est imposée par la résistance de l'âme du poteau en compression. Les autres composantes (cisaillement âme poteau et traction âme poteau et poutre) sont vérifiées.

### 3.3.13 Vérification de l'assemblage au cisaillement

Pour vérifier l'assemblage en cisaillement, il est nécessaire de vérifier la résistance de la soudure poutre-platine en considérant que seule la soudure sur l'âme reprend l'effort tranchant. Aussi, il est nécessaire de vérifier les boulons à l'interaction cisaillement-traction comme toutes les rangées participent à la résistance en moment. Les efforts de cisaillement sont supposés répartis uniformément sur les boulons alors que ceux de traction dépendent de l'effort que chaque rangée reprend.

### 3.3.14 Rigidité de l'assemblage

Pour un assemblage poutre-poteau boulonné par platine d'about, à configuration bilatérale, deux rangées de boulons ou plus et moments égaux et opposés, les composantes à considérer pour le calcul de la rigidité sont :  $k_2$  et  $k_{eq}$

$$k_2 = \frac{0,7 b_{\text{eff},c,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 146,87 \times 5}{74} = 6,94 \text{ mm}$$

$$k_{3,1} = \frac{0,7 b_{\text{eff},t,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 114,89 \times 5}{74} = 5,43 \text{ mm}$$

$$k_{3,2} = \frac{0,7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 114,89 \times 5}{74} = 5,43 \text{ mm}$$

$$k_{3,3} = \frac{0,7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \times 129,7 \times 5}{74} = 6,13 \text{ mm}$$

$$k_{4,1} = \frac{0,9 l_{eff} t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 114,89 \times 8^3}{(25,4)^3} = 3,23 \text{ mm}$$

$$k_{4,2} = \frac{0,9 l_{eff} t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 114,89 \times 8^3}{(25,4)^3} = 3,23 \text{ mm}$$

$$k_{4,3} = \frac{0,9 l_{eff} t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 129,7 \times 8^3}{(25,4)^3} = 3,64 \text{ mm}$$

$$k_{5,1} = \frac{0,9 l_{eff} t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 75 \times 15^3}{(39,34)^3} = 3,74 \text{ mm}$$

$$k_{5,2} = \frac{0,9 l_{eff} t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 155,03 \times 15^3}{(28,74)^3} = 19,83 \text{ mm}$$

$$k_{5,3} = \frac{0,9 l_{eff} t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 154,22 \times 15^3}{(28,74)^3} = 19,73 \text{ mm}$$

$$k_{10} = \frac{1,6 A_s}{L_b} = \frac{1,6 \times 157}{(15 + 8 + 2 \times 4 + 0,5(10 + 13))} = \frac{251,2}{42,5} = 5,91 \text{ mm}$$

$$k_{eff,1} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,1}} + \frac{1}{k_{4,1}} + \frac{1}{k_{5,1}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{5,45} + \frac{1}{3,23} + \frac{1}{3,74} + \frac{1}{5,91}} = 1,394 \text{ mm}$$

$$k_{eff,2} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,2}} + \frac{1}{k_{4,2}} + \frac{1}{k_{5,2}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{5,45} + \frac{1}{3,23} + \frac{1}{19,83} + \frac{1}{5,91}} = 1,4 \text{ mm}$$

$$k_{eff,3} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,3}} + \frac{1}{k_{4,3}} + \frac{1}{k_{5,3}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{6,13} + \frac{1}{3,64} + \frac{1}{19,37} + \frac{1}{5,91}} = 1,51 \text{ mm}$$

$$Z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} = \frac{1,394 \times (280,1)^2 + 1,4 \times (180,1)^2 + 1,51 \times (50,1)^2}{1,394 \times 280,1 + 1,394 \times 180,1 + 1,51 \times 50,1} = \frac{158351,09}{717,16} = 220,8 \text{ mm}$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{Z_{eq}} = \frac{1,394 \times 280,1 + 1,394 \times 180,1 + 1,51 \times 50,1}{220,8} = \frac{717,16}{220,8} = 3,24 \text{ mm}$$

$$S_{j,ini} = \frac{E Z_{eq}^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{210000 \times (Z_{eq})^2}{\frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}} = \frac{210000 \times (208,4)^2}{\frac{1}{6,94} + \frac{1}{3,24}} = 18336 .1 \text{ kN.m / rad}$$

### Références bibliographiques:

- [1] Eurocode 3–ENV 1993-1-1, “Design of steel structures–New revised annex J. Joints in building frames”.
- [2] **La construction métallique avec les Eurocodes**, AFNOR 2013, 465 pages.
- [3] **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.
- [4] **Jaspart J.P., (2000)**. “General report: session on connections”, Journal of Constructional Steel Research 55, p.p. 69–89.
- [5] **Mazroi, A. (1990)**. “Moment-Rotation Behaviour of Beam-to-Column End-Plate Connections in Multi-Story Frames”, Ph.D. dissertation, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma.
- [6] **Bourrier P. and Brozzetti J., (1996)**. “Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon Eurocode3 et Eurocode4”, APK, édition Eyrolles, Paris.
- [7] **Agerskov H., (1976)**. “High-strength bolted connections subject to prying”. Journal of the Structural Division, Vo. 102, N° ST1, pp.161–75.
- [8] **Structures métalliques - Ouvrages simples**, Collectif Eyrolles, Eyrolles 2013, 104 pages.
- [9] **Choix de l'analyse globale des ossatures en acier**, CSTB, 130 pages.

### Annexe 1 - Formulation utilisée par l'Eurocode 3

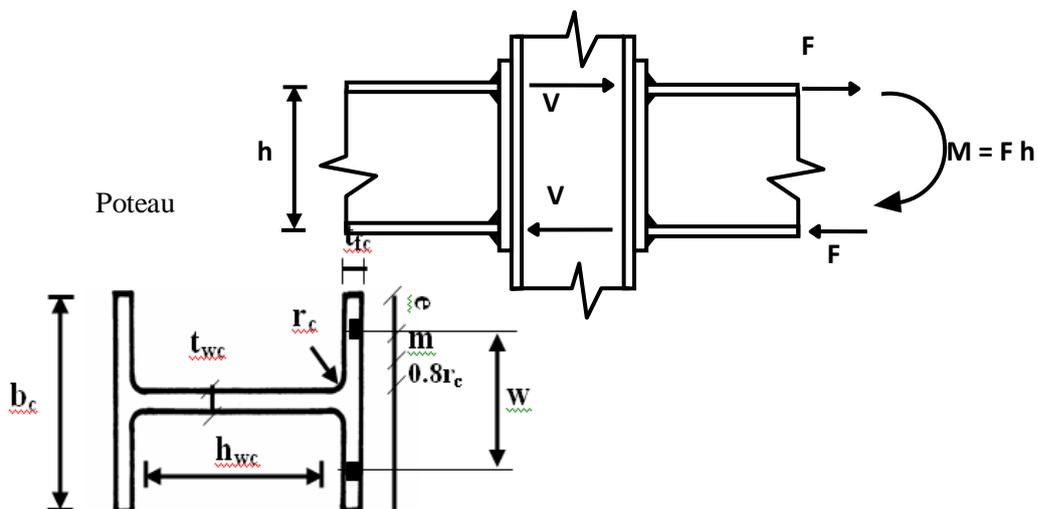
Caractéristiques mécaniques

	Limite d'élasticité	Limite ultime
Ame de la poutre	$f_{ywb}$	-
Semelle de la poutre	$f_{yfb}$	-
Platine d'about	$f_{yp}$	$f_{up}$
Boulon	-	$f_{ub}$
Ame du poteau	$f_{ywc}$	-
Semelle du poteau	$f_{yfc}$	-

Pour les profils laminés:  $f_{ywb} = f_{yfb}$

Caractéristiques géométriques

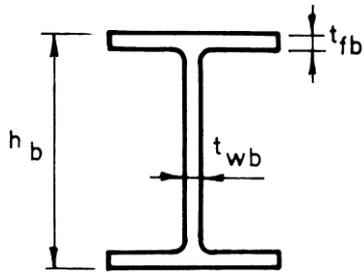
Assemblage



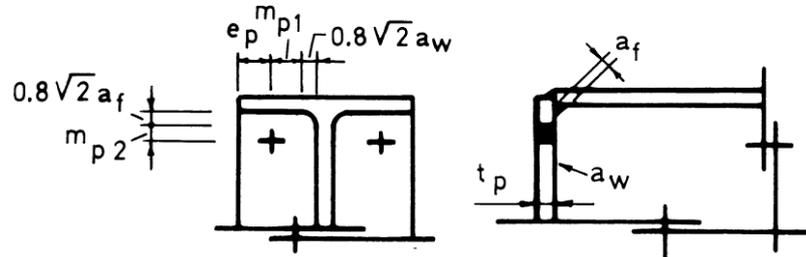
$$A_{vc} = A_c - 2b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c)t_{fc}$$

$A_c$ : surface de la section

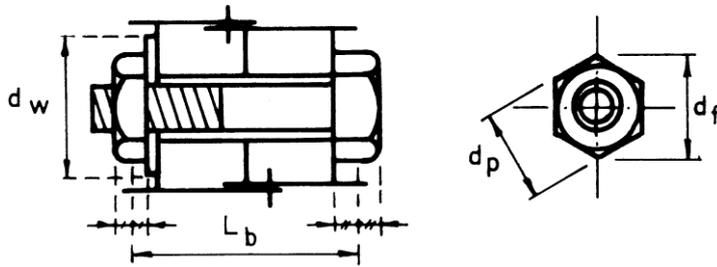
Poutre



Platine



Boulons



$$d_w = d_f \text{ (sans rondelle)}$$

$A_s$  = section résistante de la tige du boulon

	Rigidité	Résistance
1. Ame du poteau en cisaillement	$k_1 = \frac{0,38 A_{wc}}{\beta h}$ $\beta = \frac{V}{F} : (\text{force de cisaillement âme/ force dans semelle})$	$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc,Rd}}{\beta}$ <p>avec <math>V_{wc,Rd} = \frac{0,9 A_{vc} f_{ywc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}</math></p>
2. Ame du poteau en compression	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,wc} t_{wc}}{h_{wc}}$	$F_{Rd,2} = \eta \rho_c b_{eff,wc} t_{wc} f_{ywc} / \gamma_{M0}$ <p>avec</p> $\eta = (1,25 - 0,5 \frac{\sigma_n}{f_{ywc}}) \leq 1,0$ $\rho_c = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc,c} / A_{vc})^2}}$ $b_{eff,wc,c} = t_{fb} + 2a_f \sqrt{2} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$ <p><math>\sigma_n</math> : contraintes normales dans l'âme du Poteau au niveau du congé de raccordement</p>
3. Ame du poteau en traction	$k_5 = \frac{0,7 b_{eff,wc,t} t_{wc}}{h_{wc}}$	$F_{Rd,2} = \rho b_{eff,wc,t} t_{wc} f_{ywc} / \gamma_{M0}$ $\rho_t = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc,t} t_{wc} / A_{vc})^2}}$ $b_{eff,wc,t} = \min[4\pi n; 8m + 2,5e; p + 4m + 1,25]$
4. semelle du poteau en flexion	$k_6 = \frac{0,85 l_{eff,fc,t} t_{fc}^3}{m^3}$	$F_{Rd,6} = \min[F_{fc,Rd,t1} ; F_{fc,Rd,t2}]$ $F_{ep,Rd,1} = \frac{(8n - 2e_w) l_{eff,fc,t} m_{pl,fc}}{2mn - e_w(m+n)}$ $F_{ep,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,fc,t} m_{pl,fc} + 4B_{t,Rd} n}{m+n}$ $n = \min[e ; 1,25m ; (bp - w) / 2]$ $m_{pl,fc} = 0,25 t_{fc}^2 f_{yfc} / \gamma_{M0}$ $l_{eff,fc,t} = b_{eff,wc,t}$ $e_w = d_w / 4$
5. platine d'about en flexion	$k_7 = \frac{0,85 l_{eff,p1} t_p^3}{2 m_p^3}$	$F_{Rd,7} = \min [ F_{ep,Rd,1} ; F_{ep,Rd,2} ]$ $F_{ep,Rd,1} = \frac{(8n_p - 2e_w) l_{eff,p1} m_{pl,p}}{2 m_{p1} n_p e_w (m_{p1} + n_p)}$ $F_{ep,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,p1} m_{pl,p} + 2 B_{t,Rd} n_p}{m_{p1} + n_p}$

		$n_p = \min [ e_p ; 1,25 m_{pl} ]$ $m_{pl,p} = 0,25 t_p^2 f_{yp} / \gamma_{Mo}$ $e_w = d_w / 4$ $l_{eff,p,t} = \min [ 4\pi m_{pl} ; 8m_p + 2,5e_p ; w + 4m_p + 1,25e_p ; b_p ]$
7. semelle de la poutre en compression	$k_3 = \infty$	$F_{Rd,3} = M_{c,Rd} / ( h_b t_{fb} )$ $M_{c,Rd} : \text{Moment résistant du calcul de la poutre}$
8. Ame de la poutre en traction	$k_8 = \infty$	$F_{Rd,8} = b_{eff,wbt} t_{wb} f_{ywb} / \gamma_{Mo}$ $b_{eff,wbt} = l_{eff,p,t}$
10. Boulons en traction	$k_4 = 1,6 \frac{A_s}{L_b}$	$F_{Rd,4} = 2 B_{t,Rd} \text{ with } B_{t,Rd} = F_{t,Rd}$ $B_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$
Assemblage	Rigidité initiale $S_{j,ini} = E h^2 / \sum_{i=3,4,7,8} 1/k_i$ Rigidité nominale $S_j = S_{j,ini} / 3$	$F_{Rd} = \min [ F_{Rd,i} ]$ moment de résistance plastique : $M_{Rd} = F_{Rd} h$ moment de résistance élastique : $\frac{2}{3} M_{Rd}$

**Annexe 2 - Valeur de la longueur efficace de la semelle du poteau et de la platine d'extrémité selon l'EC3**

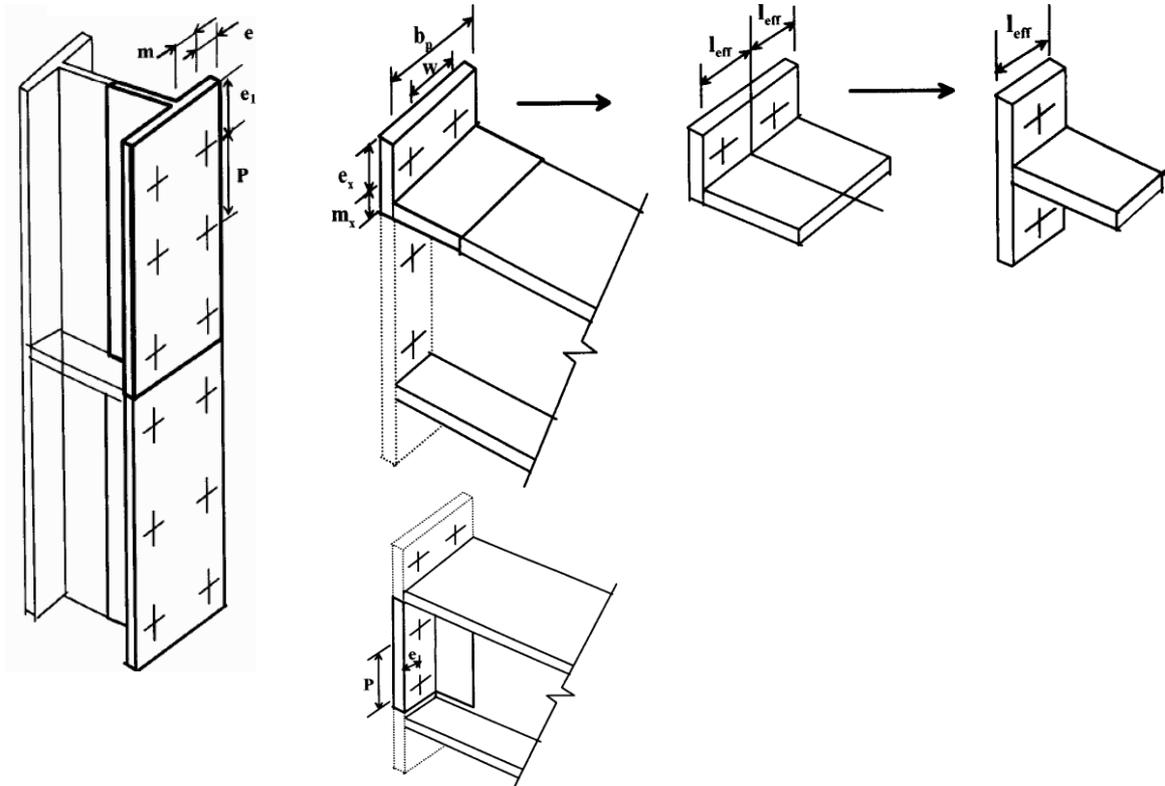


Figure 2-1 : Modélisation de l'assemblage par platine d'extrémité par des tronçons en té - a) semelle du poteau raidi - b) platine d'extrémité débordant

Position de la rangée de boulons	Rangée de boulons considérée individuellement		Rangée de boulons considérée comme une partie de groupes des rangées des boulons	
	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$
Rangée intérieure	$2\pi m$	$4m+1,25e$	$2P$	$P$
Rangée extérieure	La plus petite de : $2\pi m$ $\pi m+2e_1$	La plus petite de : $4m+1,25e$ $2m+0,625e+e_1$	La plus petite de : $\pi m+P$ $2e_1+P$	La plus petite de : $2m+0,625e+0,5P$ $e,+0,5P$
Mode 1	$L_{eff,1} = L_{eff,nc}$ mais $L_{eff,1} \leq L_{eff,cp}$		$\sum L_{eff,1} = \sum L_{eff,nc}$ mais $\sum L_{eff,1} \leq \sum L_{eff,cp}$	
Mode 2	$L_{eff,2} = L_{eff,nc}$		$\sum L_{eff,2} = \sum L_{eff,nc}$	

Tableau 2-1 : Valeurs de la longueur efficace de la semelle du poteau non raidi

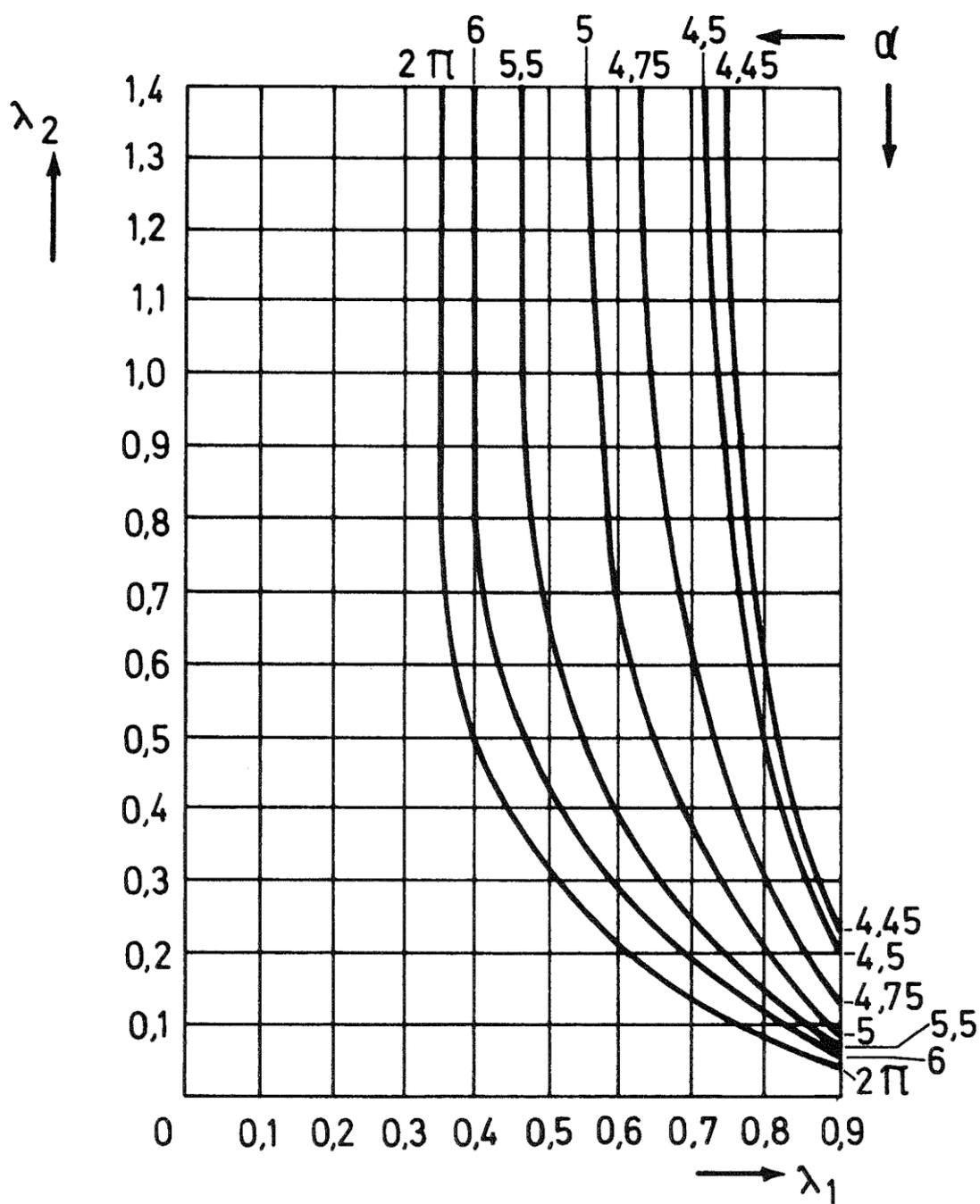
Position de la Rangée de boulons	Rangée de boulons considérée Individuellement		Rangée de boulons considérée comme une partie de groupes des rangées des boulons	
	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$
Rangée adjacente à un raidisseur	$2\pi m$	$\alpha m$	$\pi m + P$	$0,5 P + \alpha m - (2m + 0,625 e)$
Autre rangée intérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2P$	$P$
Autre rangée extérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + P$	$2m + 0,625e + 0,5P$
Mode 1	$L_{eff,1} = L_{eff,nc}$ mais $L_{eff,1} \leq L_{eff,cp}$		$\sum L_{eff,1} = \sum L_{eff,nc}$ mais $\sum L_{eff,1} \leq \sum L_{eff,cp}$	
Mode 2	$L_{eff,2} = L_{eff,nc}$		$\sum L_{eff,2} = \sum L_{eff,nc}$	

Tableau 2-2 : Valeurs de la longueur efficace de la semelle du poteau raidi

Position de la rangée de boulons	Rangée de boulons considérée Individuellement		Rangée de boulons considérée comme une partie de groupes des rangées des boulons	
	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$
Rangée extérieure de la semelle tendue de la poutre	la plus petite valeur de : $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	la plus petite valeur de : $4m + 1,25e$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ , $0,5 b_p$ $0,5 w + 2m_x + 0,625e_x$	-	-
1 <sup>er</sup> rangée en dessous de la semelle tendue de la poutre	$2\pi r_n$	$\alpha m$	$\pi m + p$	$0,5P + \alpha m - (2m + 0,625 e)$
Autre rangée intérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2P$	$P$
Autre rangée extérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + P$	$2m + 0,625e + 0,5P$
Mode 1	$L_{eff,1} = L_{eff,nc}$ mais $L_{eff,1} \leq L_{eff,cp}$		$\sum L_{eff,1} = \sum L_{eff,nc}$ mais $\sum L_{eff,1} \leq \sum L_{eff,cp}$	
Mode 2	$L_{eff,2} = L_{eff,nc}$		$\sum L_{eff,2} = \sum L_{eff,nc}$	

Tableau 2-3 : Valeurs de la longueur efficace de la platine d'extrémité

Le paramètre  $\alpha$  doit être calculé de la Figure suivante :



$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e}$$

Figure 2-2: Valeurs de  $\alpha$  pour des semelles du poteau raidi et de la platine d'extrémité