

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

FACULTE : Technologie

DEPARTEMENT : Génie Civil

N° :



DOMAINE : SCIENCE ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par: BELFAR SALAH EDDINE

GOUARIR AHMED

Intitulé

**Modélisation des portiques mixtes
avec un assemblage semi-rigide**

Soutenu devant le jury composé de:

Prof.Z.RAHAMOUNI	Université M'sila	Président
Prof. M.TITOUM	Université M'sila	Encadreur
Doct. A.KHEMIS	Université M'sila	Co-Encadreur
Dr.Y.MENACRI	Université M'sila	Examineur
Dr.A.SEDDIKI	Université M'sila	Examineur

Année universitaire : 2018 /2019

Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverai jamais à leur exprimer mon amour sincère.

À ma chère maman qui a beaucoup souffert depuis ma naissance, elle m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études. Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

À l'homme qui s'est sacrifié pour moi, de moi un grand désir pour lui, mon père, que Dieu lui accueille dans son grand paradis.

À tous mes frères et sœurs qui n'ont pas cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leur offre la chance et le bonheur.

Et à mon chère âme dans mon cœur, mon frère Abdelghani que Dieu lui accueille dans son grand paradis.

À ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.

À Monsieur Le professeur Ahmed Chenati qui m'a soutenu tout au long de ma carrière universitaire. Sans oublier le personnel du bureau d'étude Saidji d'Alger, et son directeur Mer Saidji Abdelkader pour leurs conseils et orientation durant mon stage pratique.

À mon professeur depuis mon jeune âge Djamel Nessel Djelloud, que Dieu lui prolonge sa vie

Sans oublier tous mes amis (Omar, Nouredine, Mustafa, Walid, Aymen, Miloud) qui m'ont toujours encouragé, à qui je leur souhaite plus de succès et réussite.

Pour tout le monde que j'aime et à tous mes chères collègues.

Étudiant chercheur : Belfar Salah Eddine

Dédicaces

Je dédie cet ouvrage :

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher père

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A mes frères

Ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.

A tous mes amis

Qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A ma famille, elle qui m'a doté d'une éducation digne, son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui

Étudiant chercheur : GOUARIR AHMED

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, on tient à exprimer notre profonde gratitude à notre cher professeur et encadrant Pr TITOUM et Co-Encadreur: Dr A.KHEMIS pour leurs suivi et énorme soutien, qu'ils n'ont cessé de nous prodiguer tout au long de la période du projet, et pour le temps qu'ils nous ont consacré et pour les précieuses informations qu'ils nous ont prodiguées avec intérêt et compréhension.

On adresse aussi nos vifs remerciements aux membres des jurys pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.

Nos remerciements vont à tout le personnel du bureau d'étude EL MIAMARI HADJI ABID, pour leurs conseils et orientation durant notre stage pratique.

On ne laissera pas cette occasion passer, sans remercier tous les enseignants et le personnel de Faculté de Technologie, et particulièrement ceux du département de génie civil pour leur aide et leurs précieux conseils et pour l'intérêt qu'ils portent à notre formation.

Enfin, Nos remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce projet.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

1.1/Définition de la constriction mixte :.....	1
1.2/Problématique :.....	1
1.3/Objectif :.....	2
1.4/Contenu de manuscrit :.....	2

CHAPITRE I : CONCEPTION SUR LES CONSTRUCTIONS MIXTES

I.1 /INTRODUCTION :	3
I.2 / CONCEPTS GENERAUX SUR LA MODELISATION D'UNE STRUCTURE :.....	3
I.2.1/systèmes porteurs des structures de bâtiments :	4
I.2.2/ les planchers :.....	9
I.2.3/ les poutres :.....	11
I.2.4/ les poteaux :.....	12
I.2.5/ l'assemblage :.....	14
I.2.6/ les fondations :.....	15
I.3/CLASSIFICATION DES STRUCTURES EFFETS DU SECOND ORDRE :	16
I.3.1/Structures contreventées et structures non contreventées :.....	17
I.3.2/Structures rigides et structures souples :	17
I.4/PRISE EN COMPTE DES IMPERFECTIONS STRUCTURELLES :	18
I.4.1/Faux-aplomb global de structure :.....	19
I.4.2/Imperfection locale d'élément :.....	20
I.4.3/Choix de la méthode d'analyse :.....	21

CHAPITRE II : CARACTERISATION DES ASSEMBLAGES MIXTES SELON

L'EUROCODE-4«LA METHODE DES COMPOSANTES»

II .1/INTRODUCTION :.....	23
II .2/METHODE DES COMPOSANTES :.....	23

II.3/APPLICATION DE LA METHODE DES COMPOSANTES AUX D'ASSEMBLAGE MIXTE AVEC PLATINE D'EXTREMITE :	24
II .3 .1/Assemblage avec platine d'extrémité non débordante :	25
II .4 /EXEMPLE D'APPLICATION :	34
II .5/CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE MIXTE :	36
II.5.1/Largeur participante de la dalle en béton :	36
II.5.2/Degré de connexion :	36
II.5.3/Moment résistants plastiques de la poutre mixte :	36
II.5.4/Moment d'inertie de la poutre mixte :	38
II .6/CARACTERISTIQUES DE L'ASSEMBLAGE MIXTE POUTRE-POTEAU :	39
II.6.1/Rigidité initiale de l'assemblage $S_{j, ini}$:	39
II.6.2/Moment résistant de l'assemblage $M_{j, Rd}$:	40
II.6.3/Capacité de rotation de l'assemblage ϕ_{cd} :	41
II .7/Classification des assemblages poutre-poteau :	42
CHAPITRE II : MODELISATION PAR ELEMENT FINI D'UN PORTIQUE MIXTE	
III.1/INTRODUCTION :	45
III.2/Logiciel de simulations ANSYS (Mechanical APDL) :	45
III.3/Modélisation par élément fini d'un portique mixte a trois configurations de joint déferrent (rigide, semi-rigide, articulée) :	46
III.3.1/Portique articulé :	47
III.3.2/Portique semi-rigide :	49
III.3.3/Portique rigide :	51
Conclusion :	45

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure 1.1 : model simple d'un bâtiment à étage multiple [7]	4
Figure 1.2 : Eléments d'une ossature de bâtiment à étages [7].....	4
Figure 1.3: Ossature articulée et contreventée [7].....	5
Figure 1.4 : Ossature à noyau central [7]	6
Figure 1.5: Ossature en cadres rigides [7].....	7
Figure 1.6 : Contreventements verticaux par des triées [7].....	8
Figure 1.7 : Contreventements verticaux par murs en BA [7]	9
Figure 1.8 : Contreventements horizontaux [7]	9
Figure 1.9 : Composition d'un plancher [7]	10
Figure 1.10 : Dalle mixte avec tôle profilée [7]	11
Figure 1.11 : Plancher mixte avec connecteurs acier-béton [7]	11
Figure 1.12 : Types de poutres métalliques.....	12
Figure 1.13 : Types de poutres mixtes	12
Figure 1.14 : Poteaux métalliques	13
Figure 1.15 : Poteaux mixte [7].....	14
Figure 1.16 : les différentes formes d'assemblages	14
Figure 1.17 : Conception des pieds de poteaux articulé et encasté.....	16
Figure 1.18 : Forces équivalentes aux effets du second ordre	16
Figure 1.19: Imperfections globales des ossatures.....	20
Figure 2.1: Modélisation simplifiée selon l'EN 1994-1-1 EC-4 [1].....	24
Figure 2.2: assemblage avec platine non débordante [5]	25
Figure 2.3 : Distribution des efforts intérieurs [6]	26

Figure 2.4 : Modèle de ressort pour un assemblage poutre-poteau avec platine d'extrémité non débordante	28
Figure 2.13 : Schéma statique de l'ossature étudié [3]	35
Figure 2.14 : Assemblage mixte poutre-poteau par platine d'extrémité [3]	39
Figure 2.15 : Courbe de comportement moment-rotation.....	41
Figure 2.16 : classification des assemblages mixtes [4].....	42
Figure 3.1 : Schéma de portique articulé.....	47
Figure 3.2 : Diagramme des Moments fléchissant (portique).....	47
Figure 3.3 : schéma de la flache	48
Figure 3.4 : Diagramme des Efforts normal.....	48
Figure 3.5 : Schéma de portique semi-rigide	49
Figure 3.6 : Diagramme des moments fléchissant (semi-rigide)	49
Figure 3.7: schéma de la flache (semi-rigide).....	50
Figure 3.8 : Diagramme des Efforts normal.....	50
Figure 3.9 : modèle de portique rigide	51
Figure 3.10 : Diagramme des moments fléchissant (rigide)	51
Figure 3.11 schéma de la flache (rigide).....	52
Figure 3.12 : Diagramme des Efforts normal.....	52
Figure 3.13 : Rendement des sections	53

LISTE DES TABLEAU

Tableau 1: Résumé de la méthode des composantes pour ce type d'assemblage	34
Tableau 2: Tableau des unités des résultats	46
Tableau 3: Les valeurs maximales des moments et des flèches.....	53

NOTATIONS ET SYMBOLES

A :

A_c : Aire de la section du poteau métallique.

A_b : Aire de la section de la poutre métallique.

a_{cs} : La distance entre le bord supérieur de la dalle et le centre de Gravité des armatures longitudinales de la dalle (enrobage).

a_w : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure sur l'âme.

a_f : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure sur Semelle.

A_{sb} : Section résistance de la tige d'un boulon au fond de filet.

A_{vc} : Aire de cisaillement du poteau.

A_s : L'aire de la section des armatures longitudinales.

A : Aire de la section de la tige du boulon.

B :

β : Paramètre de transformation.

b_c : La largeur de la section du poteau métallique.

b_b : La largeur de la section de la poutre métallique.

$b_{eff.b}$: La largeur efficace de la dalle en béton = $3 b h$.

$b_{eff.c.wc} = b_{eff.c}$: La hauteur efficace d'âmes du poteau en compression .

$b_{eff.t.fc} \dots$: La longueur efficace de la semelle du poteau en flexion (traction).

$b_{eff.wb}$: La longueur efficace de l'âme de la poutre en traction.

D :

d_{wc} : La hauteur de l'âme de la section du poteau.

d_{wb} : La hauteur de l'âme de la poutre.

d_s : La distance entre le centre de gravité de la section métallique de la poutre et le centre de gravité de la section des armatures longitudinale de la dalle.

$d_w = d_m$: Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit de la tête du boulon.

d_{eff} : L'épaisseur efficace de la dalle en béton.

d : Diamètre de la partie non filetée de boulon.

d_0 : Diamètre nominal du trou de boulon.

E :

E_a : Module d'élasticité de l'acier structural

e_{pl} : La distance verticale entre le centre de gravité de la rangée du boulon et le bord de la semelle inférieure de la poutre.

E_{cm} : Module d'élasticité du béton.

E_s : Module d'élasticité des armateurs de la dalle

e_s : Espacement entre les connecteurs de cisaillement.

e : La distance entre la centre de gravité de la rangée du boulon et la bord de la semelle du poteau (Distance horizontale).

$$e_w = \frac{d_w}{4}$$

F :

$f_{y.c}$: La limite d'élasticité de l'acier de la section du poteau

$f_{y.wc}$: La limite d'élasticité de l'acier de l'âme du poteau

$f_{y.fb}$: La limite d'élasticité de l'acier de la semelle du poteau

$f_{y.b}$: La limite d'élasticité de l'acier de la section de la poutre.

$f_{y.wb}$: La limite d'élasticité de l'acier de l'âme de la poutre

$f_{y.fb}$: La limite d'élasticité de l'acier de la semelle de la poutre

$f_{y.p}$: La limite d'élasticité de la platine d'extrémité

$f_{u.b}$: La résistance à la traction d'un boulon

$f_{y.b}$: La limite d'élasticité d'un boulon

f_{ck} : Résistance ultime du béton à 28 jours.

f_{sk} : La limite d'élasticité de l'acier des armatures de la dalle.

$f_{t.Rd} = B_{t.Rd}$: La résistance à la traction des boulons.

$F_{v.Rd}$: La résistance de calcul au cisaillement des boulons.

$F_{Rd i}$: La résistance de calcul de la composante i.

$F_{Rd j}$: La résistance de calcul de l'assemblage.

$f_{y.cp}$: La limite d'élasticité de l'acier de la plaque de contact.

${}_{c.Rd}F$: La résistance de l'attache en compression

$F_{t.Rd}$: La résistance de l'attache en traction.

$F_{c.wc.Rd}$: La résistance de calcul d'âme de poteau en compression

$F_{f.c.Rd ii}$: La résistance de calcul de la semelle du poteau en flexion selon le mode de ruine " i "

$F_{c.cp.Rd}$: La résistance de calcul de la plaque de contact en compression.

H:

h_c : La hauteur de la section du poteau

h_b : La hauteur de la section de la poutre

h_{ps} : La hauteur des nervures de la tôle profilée de la dalle.

h_{cs} : La hauteur de la dalle en béton (où de la partie de béton située au – dessus des nervures de la tôle).

h_n : La hauteur de l'écrou.

h_h : La hauteur de la tête du boulon.

h_{cp} : La hauteur de la plaque de contact.

I:

$I_{y.b} = I_a$: Le moment d'inertie par rapport à y de la section de la poutre (par rapport à l'axe fort de l'inertie).

K:

k_{sc} : La rigidité d'un connecteur de cisaillement.

K_i : La rigidité de la composante " i ".

K_{eq} : Le coefficient de rigidité de ressort effectif.

$K_{wc.a}$: Le coefficient qui prend en compte l'effet défavorable des contraintes longitudinales agissant sur l'âme de poteau en compression.

K_t : La rigidité de la partie en traction de l'assemblage.

$K_{a.wp.s.}$: La rigidité du panneau d'âme en cisaillement du poteau non enrobé.

$K_{c.wp.s.}$: La contribution du béton dans la rigidité de panneau d'âme en cisaillement du poteau enrobé.

K_{fc} : Coefficient qui prend en compte l'effet défavorable des contraintes longitudinales agissant dans la semelle (effort normal et moment fléchissant) sur la résistance locale de la semelle du poteau fléchi.

K_{st} : La rigidité de translation de la dalle en béton en traction lorsque en néglige le glissement des connecteurs de cisaillement.

L:

L_b : La distance entre le centre de la tête du boulon et le centre de l'écrou.

$l_{eff.b}$: La longueur efficace de la poutre.

l_{eff} : La longueur équivalente du tronçon en té.

$l_{eff.t.wc.}$: La longueur efficace de l'âme du poteau en traction.

$l_{eff.p}$: La longueur efficace de la platine d'extrémité en flexion.

M:

m : La distance entre le centre du boulon et le point de la naissance de la courbure au niveau de la jonction âme- semelle

$m_{pl.fc}$: Le moment résistant plastique de la semelle du poteau par une unité de la longueur.

$m_{pl.p.}$: Le moment résistant plastique de la platine d'extrémité.

m_{p1} : La distance horizontale entre le centre du boulon et le point de la naissance de la cordon de soudure de la platane avec l'âme de la poutre.

m_{p2} : La distance verticale entre le centre du boulon et le point de naissance de la cordon de soudure de la platine avec la semelle de la poutre.

$M_{j.Rd} = M_{Rd}$: Le moment résistant plastique de calcul de l'assemblage.

$M_{e.Rd}$: Le moment le résistant élastique de l'assemblage.

$M_{c.Rd} = M_{pl.c.Rd}$: Le moment résistant plastique de calcul de la section transversale de la poutre

M_{sd} : Le moment sollicitant.

N:

N : le nombre de connecteurs de cisaillement qui se trouve sur la longueur efficace

n Ou p_n : la distance entre le centre de gravité de la rangée de boulons et le point d'applications de l'effort de levier Q.

P :

P_P : La distance verticale entre le centre de gravité de la rangée supérieure de boulons et le centre de gravité de la rangée inférieure de boulons.

P : la distance verticale entre le centre de gravité de la rangée supérieurs de boulons et le bord de la semelle supérieurs de la poutre.

Q:

Q : La force ou l'effort de levier.

R:

r_c : Le rayon de la courbure qui se trouve au niveau de la jonction âme - semelle d'un profilé laminé de poteau.

r_b : Le rayon de la courbure qui se trouve ou niveau de la jonction âme- semelle d'un profilé laminé de la poutre.

S:

$S_{j.ini}$: La rigidité initiale de l'assemblage (poutre - poteau)

S_J : La rigidité nominale de l'assemblage (poutre - poteau)

T:

t_{wc} : L'épaisseur de l'âme de la section métallique du poteau.

t_{fc} : L'épaisseur de la semelle de la section métallique du poteau.

t : L'épaisseur de l'âme de la section métallique de la poutre.

t_{fb} : L'épaisseur de la semelle de la section métallique de la poutre.

t_p : L'épaisseur de la platine d'extrémité.

W:

$W_{pl.y.c}$: Module plastique de flexion de la poteau autour de l'axe fort(y).

$W_{pl.y.b}$: Module plastique de flexion de la poutre autour de l'axe (y)

$W_{el.y}$: module élastique de flexion autour de l'axe fort (y).

W: la distance horizontale entre la rangée gauche de boulons et la rangée droite de boulons.

W_i : La déformation du ressort (composante)"i".

W_c : Coefficient de réduction qui prend en charge l'influence de la contrainte de cisaillement dans le panneau d'âme du poteau en compression.

W_t : Coefficient de réduction qui prend en charge l'influence de la contrainte de cisaillement dans le panneau d'âme de poteau en traction.

D'AUTRES CARACTERES

β : Paramètre de transformation.

\emptyset_{cd} : Capacité de rotation de l'assemblage.

μ : Le rapport entre $S_{j.ini}$, et S_j

μ : le pourcentage des armatures longitudinales dans la dalle de béton.

ρ : Facteur qui tient compte le flambement de l'âme de poteau en compression.

$\overline{\lambda}_p$: Élançement réduit.

$\sigma_{com.Ed}$: La contrainte maximale de compression longitudinale exercée dans l'âme de poteau à la racine du rayon en un point situé juste à l'extérieure de l'assemblage.

α : Coefficient qui dépend de la position des trous de boulons sur la platine.

$\sigma_{com.Ed}$: La contrainte maximale du compression longitudinale (force axiale et moment fléchissant) exercée au centre de gravité de la semelle de poteau.

LES INDICES

a : acier structural

b: beam = poutre.

c: colomn = poteau

w: Web = âme

wc: âme du poteau.

wb: âme de la poutre.

f : flang = semelle.

fc : semelle du poteau

fb : semelle de la poutre

Rd: résistant de calcul.

Sd: sollicitant.

S: Armature de la dalle = slab.

t: Traction.

c: compression

f : flexion

eff: efficace où effectif.

j : Joint = assemblage.

ini: initiale.

Cd: capacité

s : shear = cisaillement.

v: force de cisaillement (effort).

p: Panneau.

pl: plastique.

c: concert = béton.

Ed: de calcul.

Résumé :

Traditionnellement, les assemblages sont considérés rigides ou articulés. En réalité, les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une rotation relative des pièces assemblées. Donc, le comportement réel d'un assemblage peut avoir une influence considérable sur les distributions des efforts intérieurs dans les éléments constitutifs de la structure, sur leur stabilité et sur les déplacements de la structure sous charges verticales et horizontales. Ces efforts ne peuvent être évalués de manière précise qu'à travers d'une modélisation qui approche le comportement réel de l'ensemble.

Le but principal de ce travail est d'évaluer l'influence des assemblages semi-rigides sur le comportement de l'assemblage de la construction mixte

La première partie de ce travail est consacrée à l'étude de la conception technique des structures mixtes. Nous commençons par présenter certaines notions générales sur la modélisation des ossatures, puis nous passerons en revue les différents concepts de systèmes structuraux des ossatures de bâtiments. Différents aspects de l'analyse des structures au moyen de l'Eurocode 3 et 4 seront ensuite abordés.

La deuxième partie est une présentation de la méthode de composantes proposée par l'EC3 qui permette de déterminer analytiquement les caractéristiques principales des assemblages poutres-poteaux

La troisième partie la modélisation des portiques a trois types des assemblages (articulé, rigide, semi-rigide) et connaît l'effet de la semi-rigidité sur le comportement de l'assemblage.

Mots clés: assemblage, rigide, articulé, semi-rigide, comportement, la méthode de composantes.

Abstract

Traditionally, the connections are considered rigid or articulated. In reality, the most flexible joints are capable of transmitting a bending moment while the more rigid connections still allow relative rotation of the assembled parts. So the actual behavior of an assembly can have a significant influence on the distribution of the internal forces in the elements of the structure, their stability and the movements of the vertical and horizontal loads in structure. These efforts could only be measured precisely throughout using modeling approach that allows achieving the real behavior of the building.

The main purpose of this work is to evaluate the influence of semi-rigid assemblies on the behavior of the mixed construction assembly.

The first part of this work is devoted to the study of the technical design of mixed structures. We begin by introducing some general concepts of framing modeling and then review the different concepts of structural systems for building framing. Different aspects of structural analysis using Eurocode 3 and 4 will then be discussed.

The second part is a presentation of the component method proposed by EC3 to determine analytically the main characteristics of beam-post connections

The third part, the modeling of gantries, has three types of connections (articulated, rigid, semi-rigid) and knows the effect of semi-rigidity on the behavior of the connection.

Keywords: assembly, rigid, articulated, semi-rigid, behavior, component method.

ملخص

في تحليل المباني , تعتبر عناصر الربط إما صلبة أو مفصلية. ولكن في الواقع ، المفاصل الأكثر مرونة قادرة على نقل عزوم الانحناء في حين أن عناصر الربط الصلبة تسمح للعناصر المرتبطة بالدوران الجزئي. ولذلك فإن السلوك الفعلي لعناصر الربط يمكن أن يكون لها تأثير كبير على توزيع القوى الداخلية في عناصر الهيكل , و على التحركات والاستقرار العام للمبنى. هذه التأثيرات لا يمكن أن تقاس بدقة إلا من خلال النمذجة التي تسمح بالتقرب للسلوك الفعلي للمبنى. الغرض الرئيسي من هذا العمل هو تقييم تأثير التجمعات شبه الصلبة على سلوك البناء المركب يخصص الجزء الأول من هذا العمل لدراسة التصميم الفني للهياكل المختلطة. نبدأ بتقديم بعض الأفكار العامة حول نمذجة الأطر ، ثم سنراجع المفاهيم المختلفة للأنظمة الهيكلية لإطارات المباني. بعد ذلك ستتم مناقشة الجوانب المختلفة للتحليل الهيكلي باستخدام الكود الأوروبي 3 و 4 .

الجزء الثاني هو عرض لطريقة المكون التي اقترحتها شعاع إلى عمود والتي تسمح بالتحليل التحليلي للخصائص الرئيسية للتجمعات من الكود الأوروبي 3

الجزء الثالث هو نمذجة إطار المبنى مع ثلاثة أنواع من المفاصل (مفصلية ، صلبة ، شبه صلبة) وتعرف تأثير شبه الصلابة على سلوك التجميع .

الكلمات الرئيسية: التجميع، جامدة، مفصلية، شبه جامدة، سلوك، طريقة المكون.

INTRODUCTION

1.1/Définition de la constriction mixte.

1.2/Problématique.

1.3/Objectif.

1.4/Contenu de manuscrit.

1.1/INTRODUCTION

Un élément structural est défini comme mixte lorsque il est **composé** de deux où **plusieurs matériaux** de nature et de propriétés différentes, **liés entre eux** et résistant **ensemble** aux efforts qui les sollicitent.

La construction mixte acier-béton n'est pas récente, elle est connue depuis longtemps pour son utilisation dans le bâtiment, le plus souvent industriel, ainsi que pour les ponts.

Dans ce type de construction, le grand souci est d'assurer la parfaite homogénéité dans le comportement des deux matériaux naturellement différents, pour cela, des moyens mécaniques (connecteurs de cisaillement) sont utilisés. Généralement, au niveau de l'interface des deux matériaux, pour leurs permettent de travailler ensemble comme un tout entier.

On distingue quatre principaux types d'éléments mixtes (béton +acier) :

- Poteaux mixtes
- Poutres mixtes
- Dalles mixtes
- Assemblage mixtes

1.2/Problématique :

Les structures préfabriquées sont construites par des assemblages boulonnés d'éléments séparés. La conception et l'analyse de ces structures sont généralement réalisées en définissant des articulations complètes pour l'assemblage d'éléments séparés au niveau du joint de jonction. Dans la pratique, ces connexions ne sont pas entièrement articulées. Par conséquent, l'utilisation de l'hypothèse d'assemblages semi-rigides (fixité restreinte ou partiellement fixe) au lieu d'assemblages entièrement articulés dans la conception et l'analyse de ces structures est une approche plus réaliste pour les assemblages boulonnés utilisés dans la combinaison des éléments préfabriqués.

1.3/Objectif :

Ce travail de fin d'études a donc pour objectif général de modélisation des portiques mixtes avec un assemblage semi-rigide sur le comportement du portique. Le but principal est Connaître l'effet de l'assemblage semi-rigide dans les constructions mixtes et la différence entre l'assemblage articulé, encasté, semi-rigide.

1.4/Contenu de manuscrit

L'étude envisagée dans le cadre de ce master 2 est modélisation des portiques mixtes avec un assemblage semi-rigide cette étude qui cible, en particulier, l'effet de l'assemblage semi-rigide dans les constructions mixtes et la différence entre l'assemblage articulé, encastré et semi-rigide. Nous oblige à tracer un plan de travail comprenant les étapes suivantes :

La première partie : est consacrée à l'étude de la conception technique des structures mixtes. Nous commençons par présenter certaines notions générales sur la modélisation des ossatures, puis nous passerons en revue les différents concepts de systèmes structuraux des ossatures de bâtiments. Différents aspects de l'analyse des structures au moyen de l'Eurocode 3 et 4 seront ensuite abordés.

La deuxième partie: consacrée à l'étude, en détail, de la méthode des composantes, qui commence par l'identification des composantes d'assemblage par platine d'extrémité non débordante, passant par la caractérisation d'un assemblage poutre - poteaux et déterminer les trois caractéristiques d'un assemblage mixte :

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

En fin les Classification des assemblages poutre-poteau pour classer les différents types d'assemblage

La troisième partie : modélisation par éléments finis des portiques mixtes avec assemblage semi-rigide avec logiciel ANSYS pour extraire les diagramme des moments fléchissant et diagramme des efforts tranchant et diagramme des déformations.

CHAPITRE I

CONCEPTION SUR LES CONSTRUCTIONS MIXTES

I.1 / Introduction.

I.2 / Concepts généraux sur la modélisation d'une structure.

I.3/ Classification des structures effets du second ordre.

I.4/ Prise en compte des imperfections structurelles.

I.1 / INTRODUCTION :

Les ouvrages métalliques sont construits à partir de produits métallurgiques industriels ou fabriqués à la demande, assemblés entre eux selon différents procédés. L'ensemble constitue alors l'ossature porteuse de la structure. Selon les cas, cette dernière est complétée par une toiture et une enveloppe réalisée en métal ou à partir de matériaux divers (maçonnerie, produits verriers, etc.).

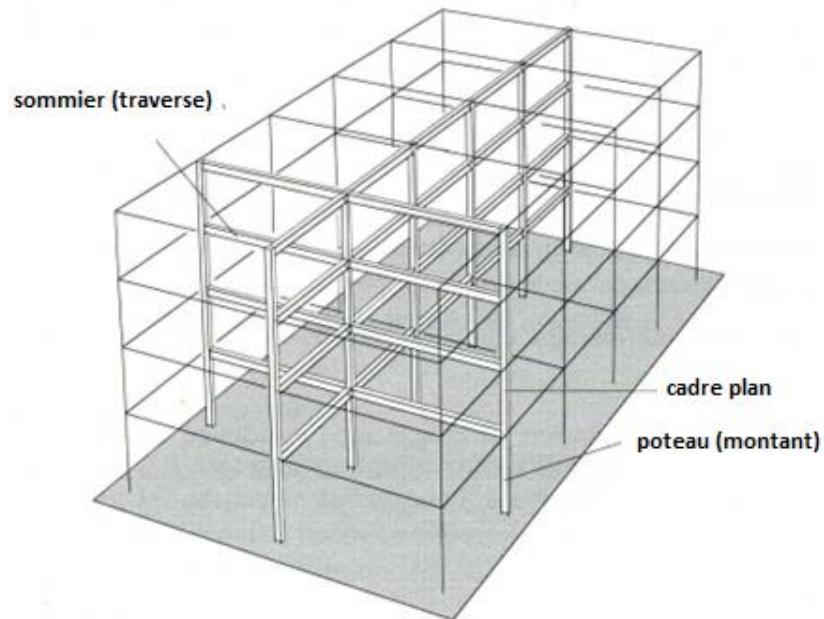
Dans le secteur du bâtiment, on distingue deux groupes principaux d'ouvrages métalliques. Il s'agit respectivement des halles industrielles constituées, le plus souvent, par des portiques à nefs simples ou multiples et des bâtiments à étages constitués par des portiques à étages multiples. Il est important de signaler, à cet effet, que les halles industrielles, n'entrent pas dans le cadre de cette étude, dans la mesure où on ne s'intéresse qu'aux seuls bâtiments à étages.

Dans un premier temps, nous allons définir le concept de modélisation d'une ossature, après en finaliser par les choix de types d'analyse des bâtiments en charpente métalliques.

I.2 / CONCEPTS GÉNÉRAUX SUR LA MODÉLISATION D'UNE STRUCTURE :

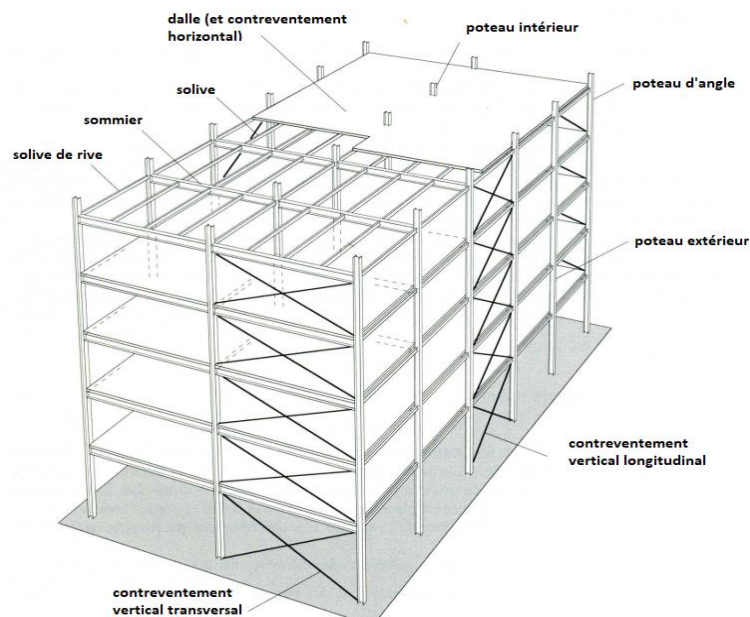
La modélisation d'un ouvrage a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de façon plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Une ossature est généralement tridimensionnelle et souvent complexe en raison de la multitude et de la diversité des éléments qui la composent : poteaux, poutres, planchers, contreventements, murs, etc. (figure 1.1). La représentation exacte du comportement réel tridimensionnel de l'ossature nécessite une modélisation souvent très complexe (Eléments Finis, etc.), ce qui a une incidence sur les moyens humains à mettre en œuvre, la durée des calculs, et le coût [PRA 97].

Pour alléger les conditions de calcul, des approximations peuvent être envisagées. Ces approximations conduisent à des modélisations simplifiées. Ainsi, pour modéliser les bâtiments et les ossatures constituées de profilés ou d'éléments linéaires, il suffit bien souvent d'utiliser une représentation unifilaire (utilisant des éléments de type « barres ») à laquelle sont associées des conditions particulières de liaisons. En effet, pour le calcul statique de tels ouvrages, il est courant de ne considérer que la structure principale constituée de l'ensemble des éléments porteurs principaux (portiques, poutres, poteaux, éléments de contreventement, etc.).



I.2.1/systèmes porteurs des structures de bâtiments :

Dans une vision simpliste, on peut dire qu'un bâtiment à étages est composé de planchers superposés et de poteaux (figure 1.2). L'ossature ainsi constituée assure la transmission aux fondations des charges verticales sollicitant les planchers. Mais le bâtiment est également soumis à des actions horizontales dues au vent ou aux séismes. L'ossature doit donc être complétée par des contreventements horizontaux et verticaux qui transmettent ces efforts aux fondations [7].



Nous allons présenter ci-après les principaux types de systèmes porteurs usuels des bâtiments. L'accent sera mis sur la conception globale des ossatures.

A. ossatures articulées :

Dans ce type d'ossature, tous les assemblages entre éléments porteurs (poutres, poteaux) sont considérés comme des articulations (figure 1.3). Les forces verticales agissant sur la toiture et les planchers sont transmises aux fondations par flexion des poutres et compression des poteaux. Les forces horizontales sont transmises aux fondations par les planchers (poutraissons et dalles) et par les contreventements situés à l'intérieur ou à l'extérieur de l'ossature. Ces contreventements sont souvent constitués par des treillis métalliques ou des parois en béton armé.

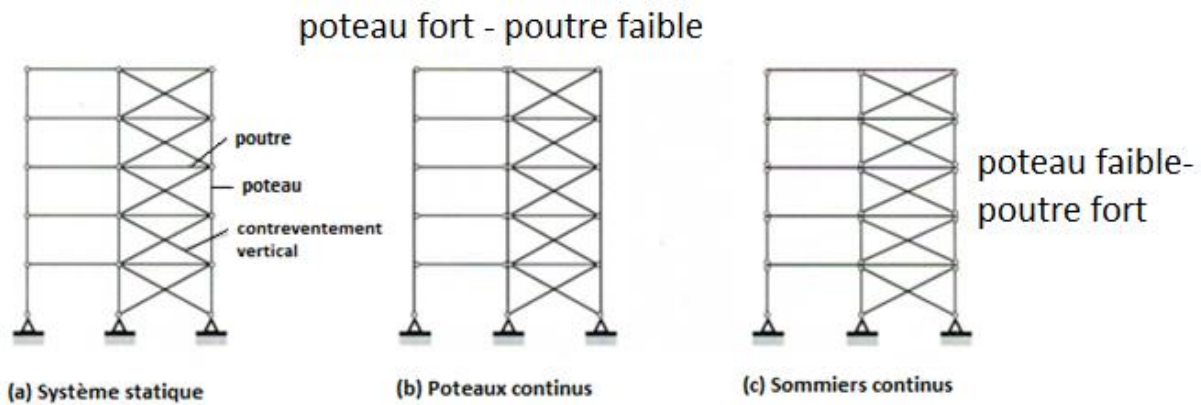


Figure 1.3: Ossature articulée et contreventée [7].

Les avantages des systèmes articulés contreventés sont :

- des nœuds de conception et d'exécution simple.
- un montage rapide de l'ossature.
- un réglage facile non sensible aux tolérances de fabrication.
- des poteaux essentiellement comprimés.

Les inconvénients sont :

- des poutres de grande dimension.
- la présence des contreventements qui peuvent être éventuellement gênants.

B. ossatures à noyau central :

Dans les bâtiments à étages, pour des raisons d'aménagement des surfaces utiles, on dispose au centre du bâtiment les locaux de service, qui ne nécessitent pas d'éclairage naturel (archives, sanitaires, etc.), ainsi que les circulations verticales des personnes (escalier, ascenseur), des fluides et de l'énergie (gaines techniques). Il est possible de construire ces locaux en béton armé de façon à constituer une structure verticale très rigide appelée noyau

central (figure 1.4). On utilise cette structure pour lui transmettre toutes les forces horizontales au moyen des dalles ou des contreventements de plancher. Le noyau central agit donc comme une poutre-console, encastrée dans les fondations ou l'infrastructure, soumise essentiellement à la flexion et au cisaillement, éventuellement à la torsion en cas de position excentrée dans le plan du bâtiment. La structure métallique elle-même (poutraison et poteaux) ne subit alors que les forces verticales. Les liaisons entre les éléments (solives, sommiers, poteaux) sont conçues comme des articulations. Selon la dimension en plan du bâtiment, il est possible d'avoir deux noyaux ou une combinaison d'un noyau central et de contreventements verticaux disposés dans les façades.

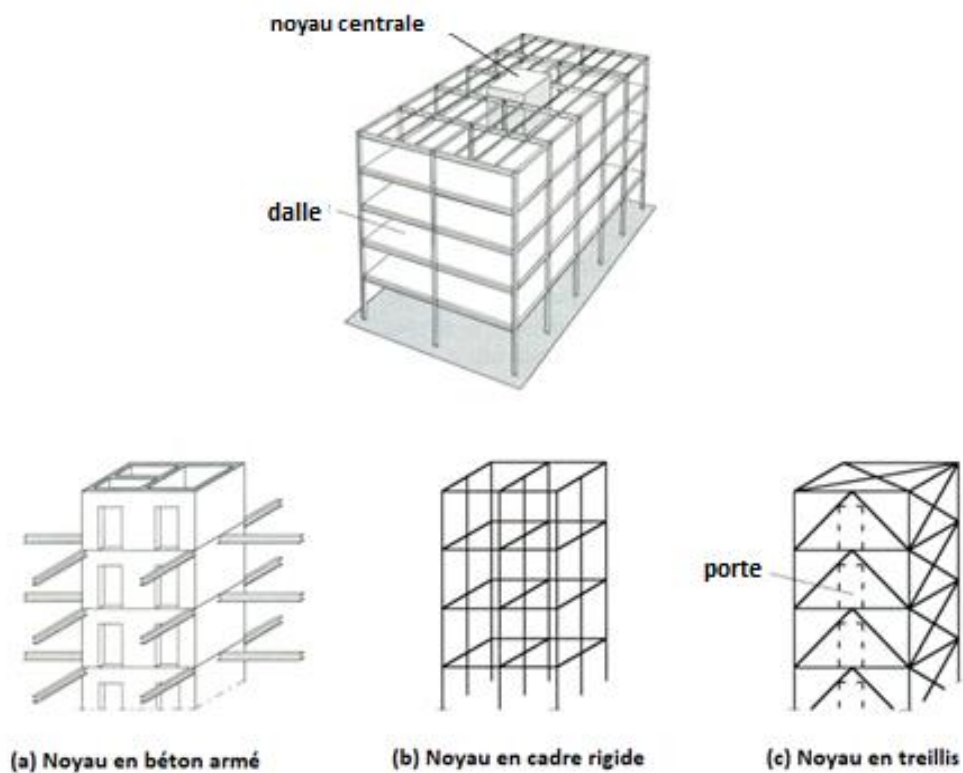


Figure 1.4 : Ossature à noyau central [7].

C. ossatures en cadres rigides :

Pour éviter de disposer des contreventements gênants entre les poteaux de la structure porteuse, on peut être amené à réaliser des cadres rigides (figure 1.5). Ce type de stabilisation par les cadres peut être cependant plus coûteux que les contreventements, ce qui conduit en général à des systèmes combinés. Par exemple, on réalise des cadres plans rigides dans un sens et on stabilise l'ossature par des contreventements dans l'autre sens.

Les avantages des cadres rigides dans un plan par rapport aux ossatures articulées sont les suivantes :

- une grande hyperstaticité du système statique, qui permet une redistribution des efforts intérieurs, un gain sur les dimensions des poutres et une grande marge de sécurité en cas d'accident ou d'incendie ;
- une plus grande économie de la structure porteuse en cas de calcul plastique qui permet de tenir compte de la redistribution des moments.

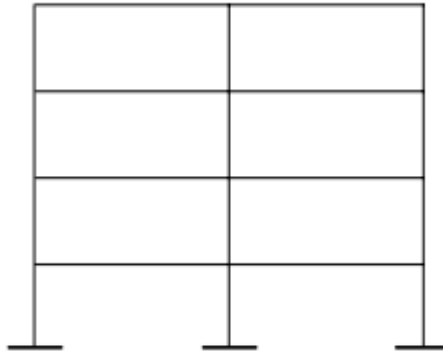


Figure 1.5: Ossature en cadres rigides [7].

Les inconvénients sont les suivants :

- la réalisation de nœuds rigides chargés de transmettre les moments d'encastrement des poutres dans les poteaux est coûteuse et compliquée pour le montage.
- les possibilités de réglage lors du montage dues aux tolérances de fabrication sont moins grandes, les assemblages étant en général soudés.
- en absence de contreventement, les sollicitations des poteaux sont encore augmentées par le déplacement latéral des étages de la structure (effets de second ordre).

D. les contreventements :

Les contreventements sont les éléments stabilisateurs principaux d'une structure. Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan. Les charges et actions qui provoquent ces forces sont :

- le vent agissant sur les façades de la structure,
- les mouvements horizontaux imposés aux fondations de la structure par les séismes.
- les actions horizontales des ponts roulants agissant sur les voies de roulement.
- les actions verticales: dans certaines structures de toiture (à traverses inclinées, en shed) où le contreventements sont situés dans les pans de la toiture, les actions verticales dues

au poids propre des éléments porteurs et au poids des éléments non porteurs, ainsi que celles dues à la neige, créent également des forces agissant dans le plan des contreventements.

Les structures verticales de contreventement ont pour but de transférer aux fondations les forces horizontales, alors que les contreventements horizontaux ont pour but de rigidifier les surfaces horizontales (planchers, toitures) qui doivent transmettre les forces dues au vent agissant sur les façades aux points fixes verticaux.

Contreventements verticaux

Les contreventements triangulés constituent le moyen le plus économique et le plus efficace de stabiliser une ossature métallique

En général, les treillis de contreventement sont conçus de façon que les diagonales soient sollicitées à la traction seulement: deux diagonales croisées sont donc nécessaires (croix de St-André).

Si le contreventement est étroit, les déplacements horizontaux sont grands. Il est alors préférable de disposer des contreventements qui couvrent plusieurs travées ou toute la largeur du bâtiment (figure 1.6)



Figure 1.6 : Contreventements verticaux par des triées [7].

Un deuxième type de contreventement vertical est la paroi en béton armé. Il s'agit de murs disposés à l'intérieur du bâtiment (figure 1.7) et sur toute la hauteur de la structure.

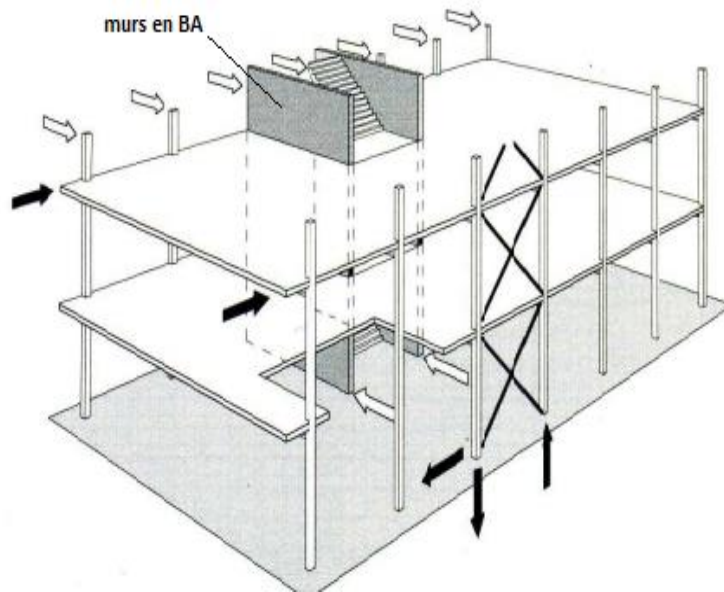


Figure 1.7 : Contreventements verticaux par murs en BA [7].

Contreventements horizontaux

Le plus souvent, les dalles de plancher et de toiture constituent des surfaces rigides suffisantes pour la transmission des efforts horizontaux. Si les dalles n'exercent pas cette fonction stabilisatrice, des contreventements horizontaux sont alors nécessaires.

Si les poteaux sont continus, des contreventements horizontaux ne sont nécessaires que tous les deux à trois étages, la résistance à la flexion des poteaux étant généralement suffisante pour absorber les efforts dus au vent et aux séismes sur cette hauteur. La (figure 1.8) donne des exemples de disposition de contreventements horizontaux.

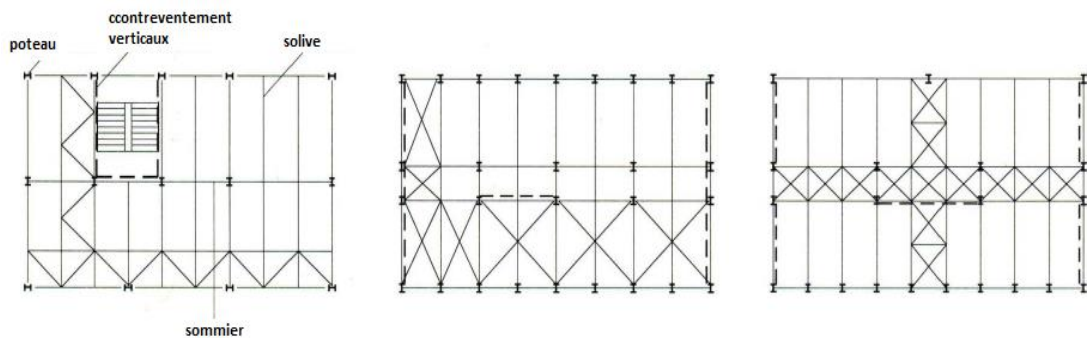


Figure 1.8 : Contreventements horizontaux [7].

I.2.2/ les planchers :

Le plancher, constitué de la poutraison et de la dalle ainsi que des revêtements inférieur (faux-plafond) et supérieur (isolation, chape, sol), a pour fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (les

poteaux). Un autre rôle porteur important est celui que les planchers jouent dans la transmission des forces horizontales: ils conduisent aux contreventements verticaux ou au noyau central les forces dues au vent et aux séismes et agissent ainsi comme contreventement horizontal de la structure porteuse du bâtiment.

Leur fonction protectrice concerne les protections contre le bruit (isolation phonique), le feu (fonction coupe-feu), la chaleur (isolation thermique) et l'humidité (étanchéité, pare-vapeur). C'est aussi dans la hauteur du plancher que passent les conduites horizontales destinées à alimenter le bâtiment et l'étage concerné en fluide et énergie pour les besoins du chauffage, de la ventilation, du sanitaire, de l'électricité et de la télématique. Enfin, c'est le plancher qui délimite optiquement et matériellement les faces horizontales supérieure et inférieure des locaux.

Du point de vue de sa construction, un plancher est composé de trois parties (figure 1.9):

- le système porteur, comprenant la poutraison et la dalle,
- la partie supérieure, comprenant isolation, étanchéité, chape et revêtement de sol,
- la partie inférieure, comprenant le plafond (faux-plafond ou revêtement de la surface des poutres et de la dalle) et l'espace vide éventuel entre le faux-plafond et les poutres.

Les planchers sont des éléments répétitifs dans la structure d'un bâtiment élevé; il est donc avantageux de prévoir des planchers de faible hauteur, de faible poids et de montage rapide.

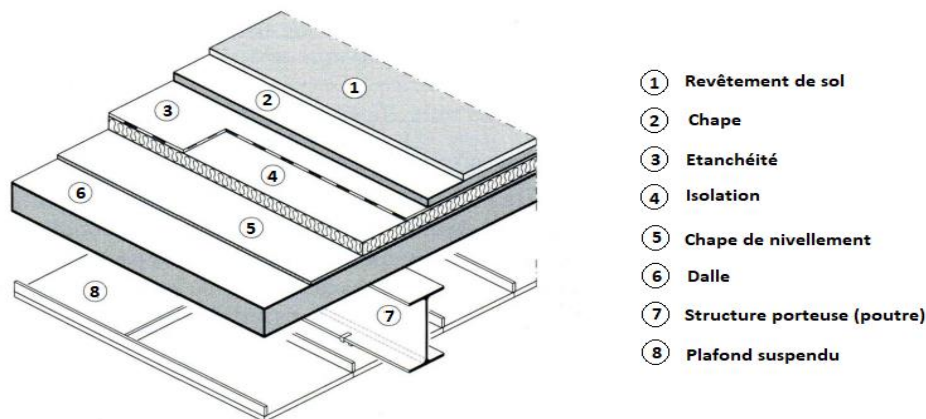


Figure 1.9 : Composition d'un plancher [7].

Dans les bâtiments à ossature métallique, la dalle est souvent réalisée en béton armé ou en construction mixte avec tôle profilée en acier. Plus rarement, la dalle en béton armé repose directement sur les poteaux, sans poutres métalliques (plancher-dalle).

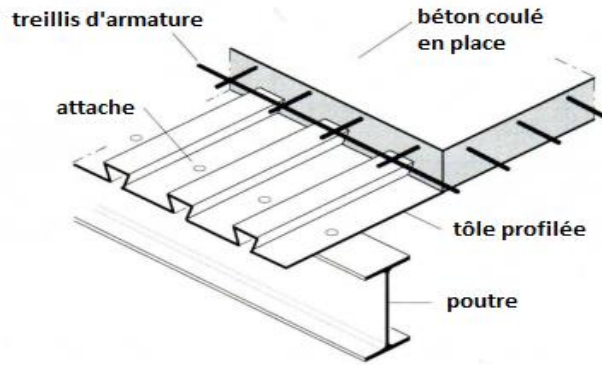


Figure 1.10 : Dalle mixte avec tôle profilée [7].

Lorsque la dalle est liée à la poutraison par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier-béton (figure 1.11). Dans un tel système, la dalle en béton remplit, en travée, la fonction de membrure supérieure comprimée alors que la poutre métallique située dans la partie inférieure est essentiellement tendue. Dans les zones d'appui des poutres mixtes, la participation de la dalle à la résistance est fournie par une armature supérieure capable de reprendre les efforts de traction, la poutre métallique étant alors partiellement comprimée.

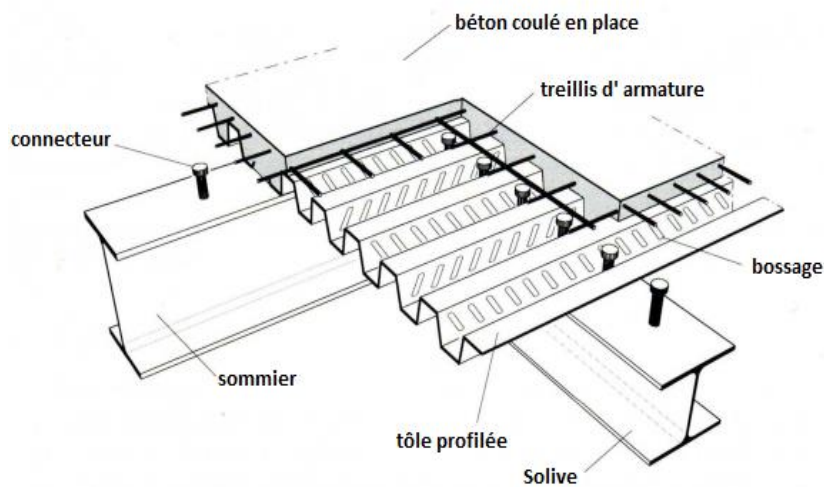


Figure 1.11 : Plancher mixte avec connecteurs acier-béton [7].

I.2.3/ les poutres :

Les poutres utilisées en construction métallique de bâtiment sont de divers types selon leur utilisation et leur disposition en plan et en élévation. Parmi ces poutres on peut citer :

-Les profils IPE (figure 1.12(a)) sont les plus utilisés pour les planchers des bâtiments à - étages. Particulièrement conçus pour la flexion simple selon leur axe fort, ils sont très économiques (en raison de leur rapport poids-résistance favorable) et l'épaisseur constante de

leurs ailes facilite les assemblages. Leur gamme couvre des hauteurs situées entre 80 et 600 mm..

-Les séries HEA, HEB et HEM (figure 1.12(b)) sont avant tout utilisées pour la reprise d'efforts importants. La gamme des hauteurs s'échelonne de 100 à 1000 mm.

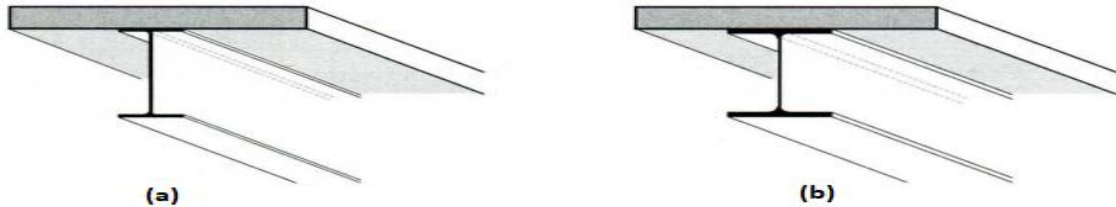


Figure 1.12 : Types de poutres métalliques.

Les poutres décrites ci-dessus servent essentiellement à supporter une dalle en béton armé, avec ou sans tôle profilée. Il est bien connu qu'il est avantageux de faire collaborer cette dalle à la résistance à la flexion de la poutre métallique de façon à mieux utiliser les matériaux traditionnellement mis en œuvre. Pour cela il faut qu'une connexion adéquate lie la dalle en béton et la poutre métallique et empêche le glissement relatif entre les deux éléments. On réalise ainsi une poutre mixte, terme réservé dans cet ouvrage aux éléments porteurs constitués des deux matériaux acier et béton. (Figure 1.13) présente quelque exemple de sections mixtes constituées d'un profilé métallique et d'une dalle en béton armé.

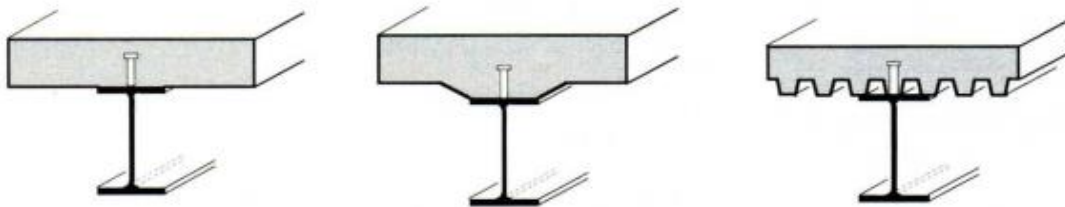


Figure 1.13 : Types de poutres mixtes.

I.2.4/ les poteaux :

En général, les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment sont soumis à la compression, avec éventuellement de la flexion. Les détails de construction qui s'y rapportent, qu'il s'agisse du choix de la section ou des assemblages, sont fortement liés au type d'effort à transmettre.

Dans les ossatures métalliques, les poteaux sont constitués de profilés en double té, quelquefois de forte épaisseur, ou de poteaux mixtes. En cas d'efforts de compression importants, on utilise également les profils pleins forgés.

Poteaux métalliques

Les profilés laminés en I ou en H (Figure 1.14) sont les plus utilisés comme poteaux de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans deux directions perpendiculaires, toutes les parties de la section étant accessibles pour le boulonnage

On utilise des profilés IPE pour les faibles efforts, des profilés HE pour les efforts moyens et, pour les efforts importants, des profilés HD, des profilés HE renforcés par des fers plats soudés, des profils composés à âme pleine ou des profils caissonnés. Il est également possible d'utiliser des profils creux ronds, carrés ou rectangulaires.

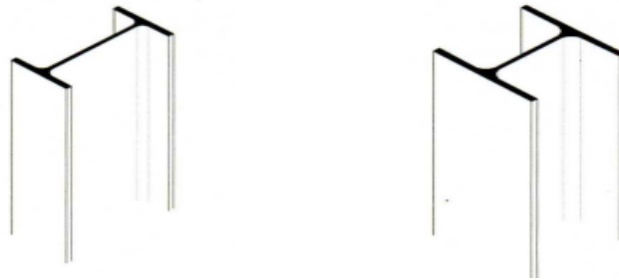


Figure 1.14 : Poteaux métalliques.

Poteaux mixtes

Les poteaux mixtes acier-béton constituent une alternative intéressante aux poteaux en acier ou en béton armé. Ils sont surtout appréciés pour leurs caractéristiques mécaniques élevées (résistance à la compression et à la flexion, rigidité sous l'effet du vent, ductilité en cas de séisme) et leur bonne résistance au feu.

Les sections métalliques, sont des profilés laminés en I et souvent en H (complètement ou partiellement enrobés) aussi bien que des tubes rectangulaires ou circulaires creux remplis de béton. Les sections creuses présentent l'avantage de ne pas nécessiter de coffrage lors du bétonnage mais présentent une faible résistance au feu par rapport aux sections en H complètement enrobées.

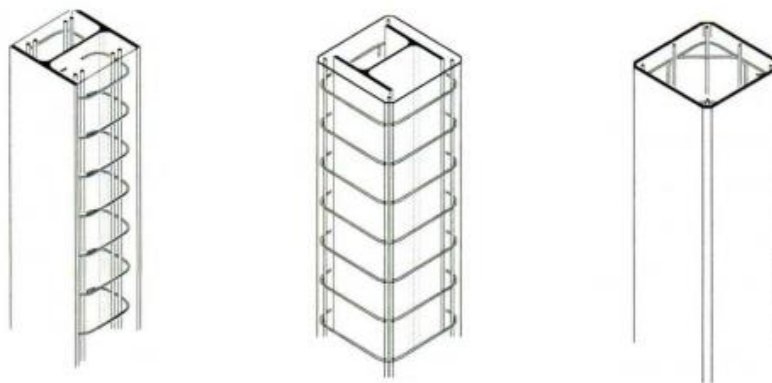


Figure 1.15 : Poteaux mixte [7].

I.2.5/ l'assemblage :

L'assemblage est un dispositif de liaison qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations (N_{sd} , M_{sd} et V_{sd}) entre les éléments assemblés sans générer de sollicitations parasites.

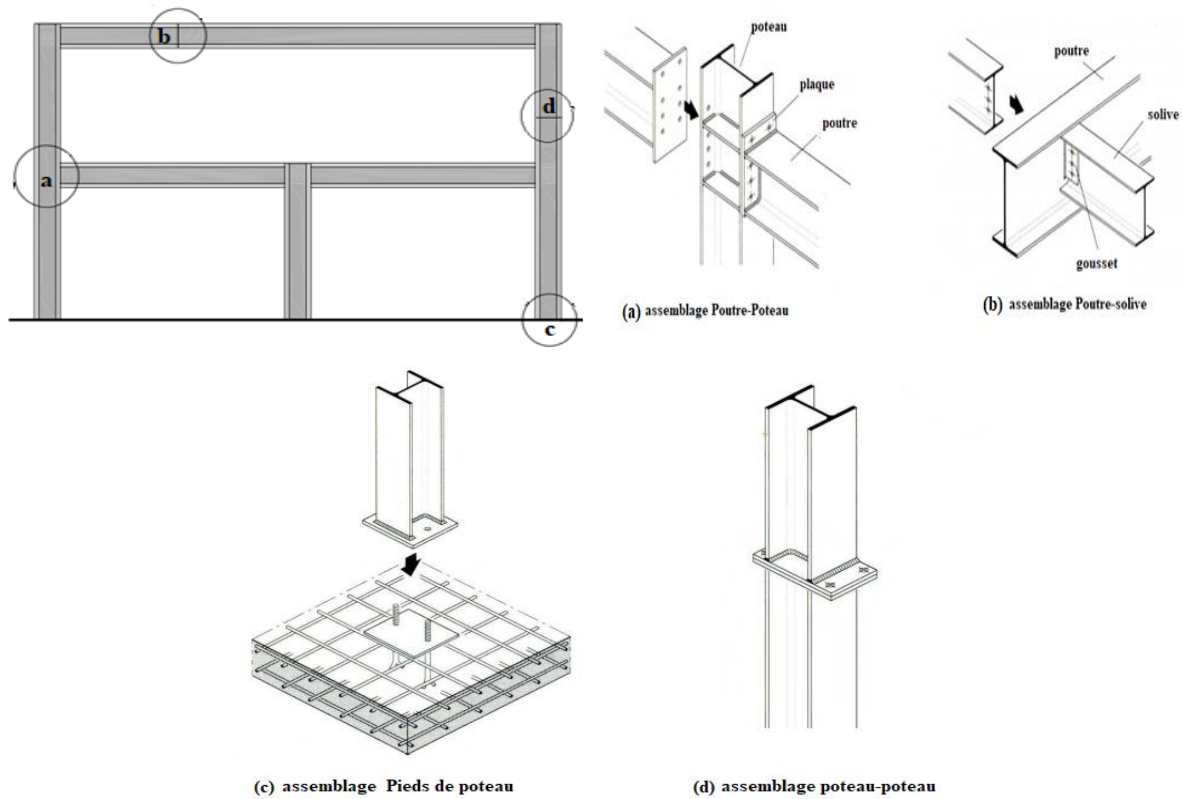


Figure 1.16 : les différentes formes d'assemblages

I.2.6/ les fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. La descente de charge permet de connaître les actions de la structure sur les fondations. La mécanique des sols permet de connaître l'action du sol sur les fondations.

Dans les structures métalliques, les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations (ou l'infrastructure) en béton armé. Les pieds de poteaux sont l'objet d'un certain nombre de dispositions constructives ayant pour but de concrétiser les conditions de liaisons prévues pour la structure avec ses supports, qu'il s'agisse directement de fondations ou d'une sous-structure en béton.

Pratiquement, dans tous les cas, ces conditions de liaison impliquent au minimum la transmission d'un effort vertical et celle d'un effort horizontal. L'effort vertical peut être, suivant les combinaisons de charges, descendant ou ascendant. A ces deux composantes peuvent s'ajouter des moments d'encastrement de flexion et de torsion. La figure 1.17 présente deux exemples typiques de pieds de poteaux. Le premier est un pied de poteau considéré comme articulé (figure 1.17a), constitué d'une plaque de base et de deux boulons de fixation, capable de reprendre un effort vertical et un effort horizontal. Le deuxième exemple (figure 1.17b) est un pied de poteau considéré comme encastré, constitué d'une plaque de base épaisse et de grande dimension et de quatre tiges d'ancrage, capable de reprendre un important moment de flexion en plus des efforts verticaux et horizontaux.

Les pieds de poteaux sont en effet conçus pour réaliser soit une liaison articulée, soit une liaison parfaitement encastree. Dans l'état actuel de la pratique, on n'envisage pas, au niveau des dispositions propres à la partie métallique, de solution intermédiaire entre ces deux hypothèses extrêmes

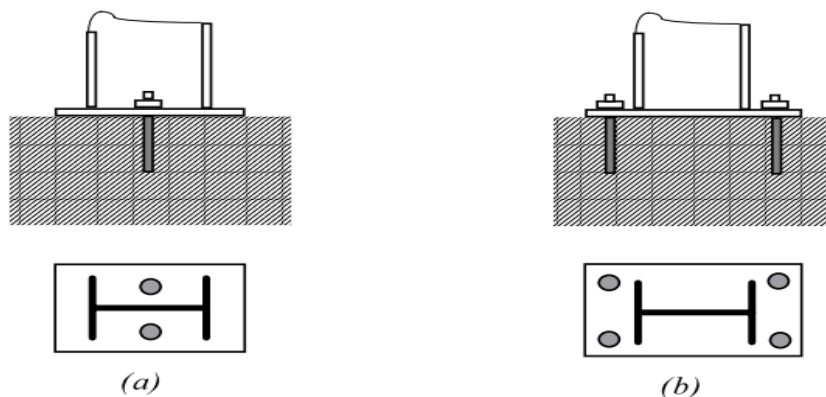


Figure 1.17 : Conception des pieds de poteaux articulés et encastrés

I.3/CLASSIFICATION DES STRUCTURES EFFETS DU SECOND

ORDRE :

Les effets du second ordre sont les effets additionnels engendrés par la présence simultanée du chargement (efforts normaux dans les barres) et du changement de géométrie de la structure dû à l'application de ce chargement. La poussée au vide des éléments comprimés en présence de faux-aplomb, appelée couramment « effet $N-\phi$ », en est une illustration (figure 1.18).

Les conséquences des effets du second ordre sur les structures courantes sont, en général:

- une augmentation des déplacements des nœuds.

- une augmentation des moments fléchissant dans les poteaux.
- une apparition plus précoce de certaines plastifications.
- un abaissement du seuil d'instabilité ou de ruine élasto-plastique de la structure [8]. Par ailleurs, les effets du second ordre sont directement à l'origine du flambement des barres comprimées.

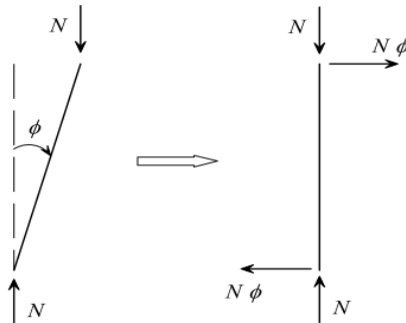


Figure 1.18 : Forces équivalentes aux effets du second ordre

L'Eurocode 3 définit une classification des structures en « structures rigides » ou « structures souples » sur la base d'un critère d'éloignement de l'instabilité élastique. Cette classification détermine la nécessité ou non de la considération des effets du second ordre, ces derniers produisent des effets d'autant plus sensibles que la structure est plus souple (d'où la nécessité d'une classification en fonction de la souplesse). Un autre type de classification existe entre structures contreventées ou structures non contreventées.

Cette classification remplace celle de structures à nœuds déplaçables ou à nœuds fixes qui était utilisée précédemment (CM 66).

I.3.1/Structures contreventées et structures non contreventées :

Une ossature est classée comme contreventée si sa rigidité latérale, dans son plan, est assurée par un système de contreventement suffisamment rigide vis-à-vis des charges horizontales pour que l'on puisse considérer, avec une précision acceptable, que ces charges horizontales sont reprises par ce seul système de contreventement.

L'Eurocode 3 prescrit qu'une structure possédant un système de contreventement est classée dans la catégorie contreventée si son déplacement horizontal reste inférieur au $1/5$ du déplacement qui aurait existé en l'absence du système de contreventement.

Cette classification joue un rôle dans le choix de la méthode d'analyse :

- Sous l'action des charges verticales, l'ossature principale d'une structure contreventée peut être étudiée comme une structure à nœuds fixes. L'analyse peut alors être menée au premier ordre. Il convient toutefois de s'assurer que le système de contreventement résiste lui-même aux actions auxquelles il est soumis en incluant d'éventuels effets du second ordre

Un cadre contreventé peut ainsi être traité comme s'il était physiquement tenu latéralement. Par conséquent, le système de contreventement doit être conçu et dimensionné pour reprendre à la fois:

- les forces horizontales appliquées au cadre qu'il contrevente,
 - les imperfections d'aplomb propres au système de contreventement et celles provenant du cadre,
 - les forces verticales et horizontales qui lui sont directement appliquées, le cas échéant.
- Pour les structures non contreventées, une analyse au second ordre est impérative.

I.3.2/Structures rigides et structures souples :

Une structure est classée comme rigide si sa réponse aux charges horizontales dans le plan permet de négliger les sollicitations additionnelles engendrées par la prise en compte des déplacements horizontaux de ses nœuds. En d'autres termes, une structure est classée souple si elle est sensible aux effets du second ordre et rigide dans le cas contraire.

Le classement s'appuie sur la valeur d'un paramètre d'amplification critique α_{cr} . Pour un chargement donné, si l'on note V la charge verticale totale appliquée à la structure, α_{cr} est, par définition, le facteur par lequel il faut multiplier cette charge pour atteindre l'instabilité élastique de la structure :

$$\alpha_{cr} = \frac{v}{V_{cr}}$$

Pour un chargement donné, l'Eurocode 3 considère comme souple une structure pour laquelle $\alpha_{cr} > 0,1$ et, dans ce cas, une analyse au second ordre est imposée. Dans le cas contraire, la structure est classée rigide, c'est-à-dire qu'elle est considérée comme peu sensible aux effets des déplacements horizontaux de ses nœuds et une analyse au premier ordre est suffisante.

Certaines méthodes simplifiées sont proposées pour le calcul du paramètre d'amplification critique. Il faut remarquer que ces méthodes particulières ne s'appliquent qu'à des structures de configuration régulière (portiques ou structures multi-étagés).

Dans le cas de structures quelconques, α_{cr} peut être déterminé à partir de logiciels ou de méthodes spécifiques. A titre d'exemple, le logiciel **FLAMBAR**[®] développé au **CTICM** permet de calculer un coefficient d'amplification critique d'un chargement donné conduisant à une instabilité élastique pour des structures planes à barres [9].

I.4/PRISE EN COMPTE DES IMPERFECTIONS STRUCTURELLES :

Afin de se rapprocher du comportement mécanique réel des structures, les imperfections structurelles sont prises en compte dans l'analyse. Elles représentent les effets des imperfections de réalisation, les contraintes résiduelles et les imperfections géométriques telles que les défauts de verticalité, défauts de rectitude ou d'ajustage, ainsi que les excentricités inévitables dans les assemblages réels. L'Eurocode 3 distingue les imperfections globales de l'ossature, le plus souvent représentées par des faux-aplombs initiaux, et les imperfections au niveau des éléments, représentées par des courbures initiales des éléments.

La prise en compte explicite des imperfections est un concept relativement neuf. Avant la parution de l'Eurocode, les imperfections d'une ossature (faux-aplomb, contraintes résiduelles, etc..) étaient le plus souvent implicitement couvertes, soit par des coefficients de sécurité, soit par des formules mathématiques, ou encore par des modèles appropriés (voir par exemple les courbes européennes de flambement) .

Prendre en compte « explicitement » les imperfections, c'est analyser l'ossature donnée, non dans son état initial supposé parfait, mais dans un état imparfait, déformé mais plus proche de la forme d'un profil réel. Par contre, les imperfections individuelles des éléments de la structure n'ont pas à être prises en compte au stade de l'analyse globale.

Si la prise en compte des imperfections des ossatures dans l'analyse contribue à la rendre parfois trop complexe, l'Eurocode3 propose une alternative plus pratique : elle consiste à remplacer ces déformations initiales par des forces extérieures équivalentes censées avoir le même effet que les déformées initiales.

I.4.1/Faux-aplomb global de structure :

Ce type d'imperfection géométrique équivalente est censé couvrir à la fois les imperfections de réglage au montage, les excentricités inévitables dans les assemblages et autres imperfections. Selon les recommandations de l'Eurocode3, les imperfections globales de l'ossature doivent toujours être prises en compte dans l'analyse des structures, à l'exception du cas des ossatures contreventées. Dans ce dernier cas, l'effet des imperfections globales de toute l'ossature doit être considéré pour le calcul du système de contreventement lui-même.

Sachant que, dans la plupart des cas, l'effet d'entraînement horizontal dû à cette imperfection peut être négligeable, le Document d'Application Nationale français [10] autorise en effet à négliger les imperfections globales pour les combinaisons d'actions dans lesquelles les charges horizontales sont significatives : les charges de vent, par exemple. L'impact de

telles imperfections est notable pour les combinaisons sans charges horizontales pour lesquelles les charges verticales sont en général maximales.

En fonction du nombre de travées et du nombre d'étages, l'amplitude du faux-aplomb global varie entre 1/200 et 1/600 (figure 1.19).

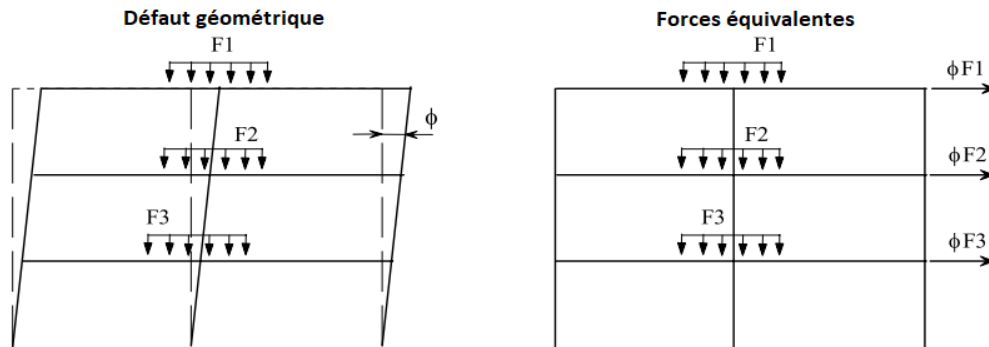


Figure 1.19: Imperfections globales des ossatures

n_c = nombre de poteaux sur toute la hauteur et supportant au moins 50 % de la compression moyenne par poteau.

n_s = nombre d'étages intéressant tous les poteaux inclus dans n_c .

$$\phi = \frac{1}{200} \sqrt{0,5 + \frac{1}{n_c}} \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_s}}$$

I.4.2/Imperfection locale d'élément :

Les imperfections individuelles des éléments de la structure n'ont pas à être prises en compte au stade de l'analyse globale. Une exception est toutefois faite, dans les ossatures souples, pour les éléments fortement élancés dont la rigidité influe sur le comportement global par le biais d'encastremets d'extrémités.

Les règles fixent pour cela un seuil d'élancement réduit, égal à :

$$0,5 \left[A f_y / N_{sd} \right]^{0,5}$$

Avec A l'aire de la section droite de l'élément étudié et f_y la limite d'élasticité de l'acier. En d'autres termes, l'effort de compression de calcul N_{sd} doit être supérieur au quart de la charge critique de flambement N_{cr} .

$$N_{sd} \geq N_{cr} / 4$$

Dans les formules indiquées, l'élancement réduit ou la charge critique sont calculés sur la base d'une longueur de flambement prise égale à la longueur d'épure de l'élément.

Lorsqu'il existe des éléments pour lesquels le seuil fixé est dépassé, l'analyse globale est obligatoirement effectuée au second ordre et la modélisation de la structure doit inclure un défaut de rectitude de ces éléments. Ce défaut est celui pris en compte, d'une manière générale, pour justifier la stabilité au flambement des pièces comprimées et est défini dans les clauses consacrées à ce sujet.

I.4.3/Choix de la méthode d'analyse :

L'organigramme de la figure 1.20 décrit succinctement la conduite à suivre pour procéder à l'analyse globale de structures de bâtiments courants.

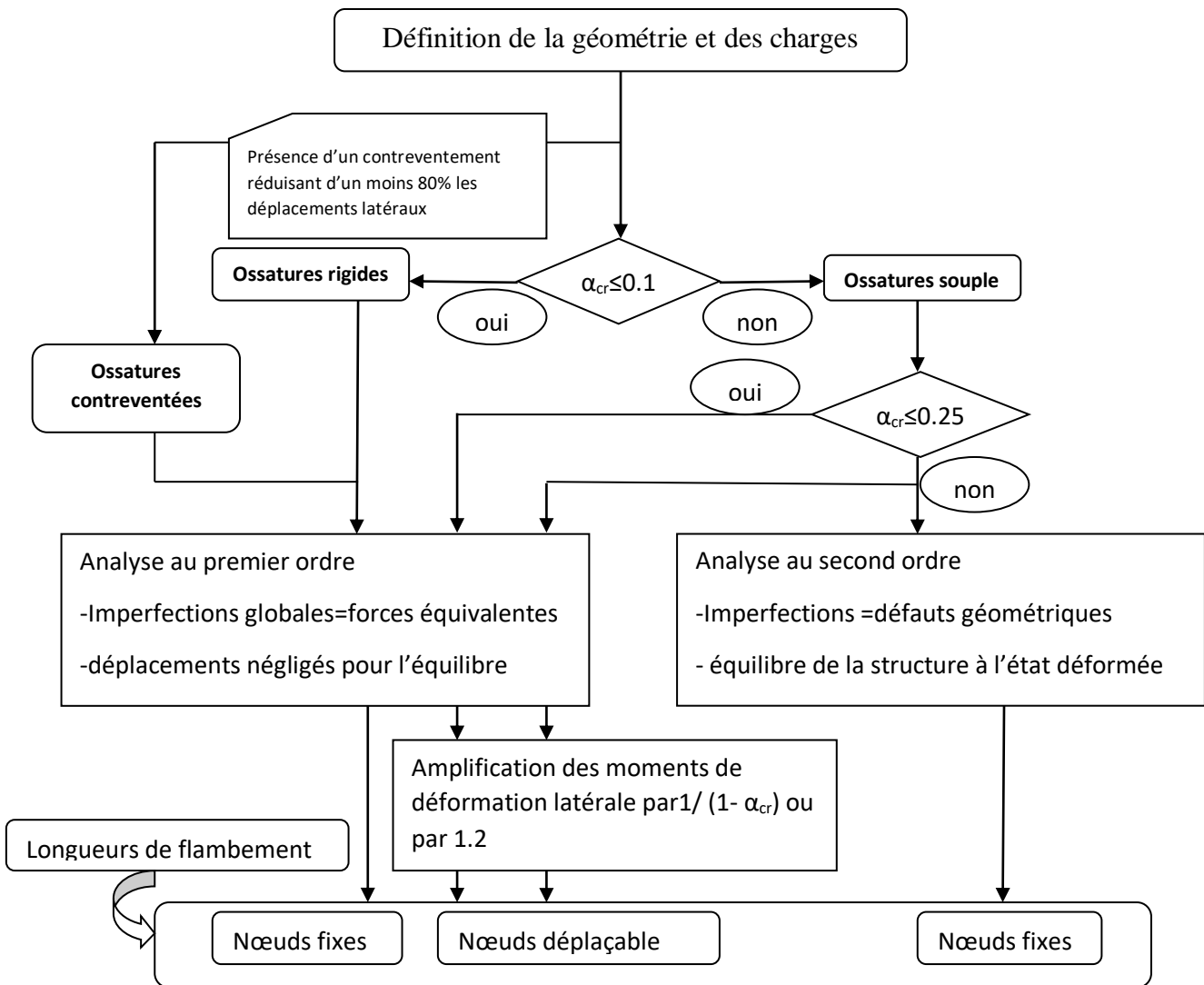


Figure 1.20 : Organigramme de calcul élastique des sollicitations et vérification de poteaux poutres bâtiments courants

On remarque que, pour l'analyse d'une ossature, l'Eurocode 3 offre de nombreuses possibilités. Une place d'honneur est réservée à l'analyse au second ordre, mais l'analyse au premier ordre, éventuellement aménagée pour prendre en compte d'une manière forfaitaire les

effets du second ordre, reste possible dans la plupart des cas : plusieurs options sont offertes dans ce cadre, différentes par leur degré de complication, et par les moyens qu'elles impliquent, notamment les logiciels de calcul.

CHAPITRE II :

CARACTERISATION DES ASSEMBLAGES MIXTES SELON L'EUROCODE-4 «LA METHODE DES COMPOSANTES»

II.1 / Introduction.

II.2 / Concepts généraux sur la modélisation d'une structure.

II.3/ Application de la méthode des composantes aux
d'assemblage mixte avec platine d'extrémité.

II .4/Exemple d'application.

II.5/ Classification des structures effets du second ordre.

II.6/ Prise en compte des imperfections structurelles.

II .1/INTRODUCTION :

Cette étape consiste à la détermination des courbes de comportement des assemblages sous forme moment-rotation ($M-\theta$) qui constituent les données nécessaires à la modélisation des assemblages par la méthode de composante, et la classification d'un assemblage poutre - poteaux selon Eurocode4.

La méthode des « composantes » constitue actuellement la méthode la plus utilisée et la plus exacte pour le calcul et la caractérisation des assemblages mixtes.

L'utilisation de la méthode des composantes permet de déterminer les trois caractéristiques clés de l'assemblage mixte qui sont :

- Le moment résistant de l'assemblage (M_{jrd}).
- La rigidité initiale de l'assemblage (S_{jini}).
- La capacité de rotation de l'assemblage (ϕ_{cd}).

II .2/METHODE DES COMPOSANTES :

Le comportement mécanique d'un assemblage mixte en terme, de résistance, rigidité et capacité de rotation est un phénomène complexe. Pour déterminer, ce comportement complexe, l'assemblage peut être décomposé en différents éléments appelés « composantes». Chaque composante forme une **identité** dans l'assemblage. Le comportement mécanique de toutes ces composantes est étudié séparément. Quand toutes les composantes de l'assemblage sont caractérisées par leur résistance, rigidité et capacité de déformation, le comportement mécanique de l'assemblage peut être déterminé par L'assemblage des contributions des différentes composantes en s'aidant de modèle mécanique de ressort.

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

• **Identification des composantes** : détermination des composantes actives au sein de l'assemblage et intervenant en compression, traction et cisaillement.

• **Caractérisation des composantes** : détermination des propriétés mécaniques de ces composantes.

• **Assemblage des composantes** : pour l'évaluation des caractéristiques de l'assemblage.

II.3/APPLICATION DE LA METHODE DES COMPOSANTES AUX D'ASSEMBLAGE MIXTE AVEC PLATINE D'EXTREMITÉ :

L'EC3 [La pr EN 1993 .1-8] [2] propose des expressions pour le calcul de la résistance et de la rigidité de la composante suivante :

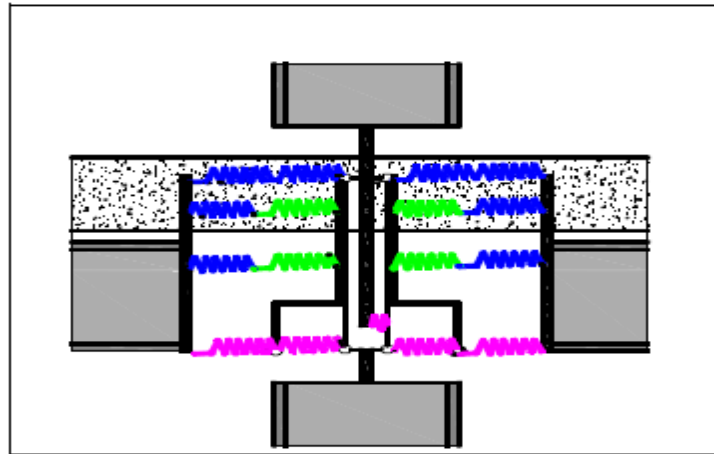


Figure 2.1: Modélisation simplifiée selon l'EN 1994-1-1 EC-4 [1].

- **Zone de compression.**
 - Âme du poteau en compression.
 - Semelle et âme de poutre en compression
- **Zone de traction :**
 - Semelle de poutre en flexion
 - Âme du poteau en traction.
 - Platine d'extrémité en flexion.
 - Âme de poutre en traction.
 - Boulons en traction.
- **Zone de cisaillement :**
 - Panneau d'âme du poteau en cisaillement.

Pour les assemblages mixtes en plus des composantes ci-dessus, on doit considérer également les composantes de base suivantes :

- Plaque de contact en compression.
- Armatures longitudinales de la dalle en traction.
- tenir compte de l'enrobage du poteau, comme une forme de raidissage, et les coefficients de rigidité K_i des composantes influencée par l'enrobage de béton sont transformés en valeurs équivalentes de composantes tout - acier à l'aide du rapport des modules d'élasticité de l'acier et du béton.

- On ne tient pas compte :
 - du béton de la dalle venant en compression au contact du poteau.
 - de l'armature transversale de la dalle.
 - du glissement de la connexion de la poutre mixte.

II .3 .1/Assemblage avec platine d'extrémité non débordante :

A. Calcul du moment résistant

- Dans ce type d'assemblage La traction induite par la flexion est prise à la fois par l'armature et la partie supérieure de l'attache métallique.
- L'effort de compression est concentré au niveau du centre de la semelle inférieure de la poutre.

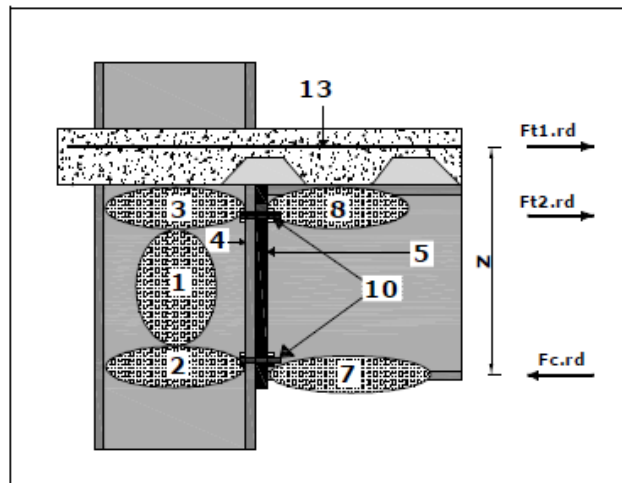


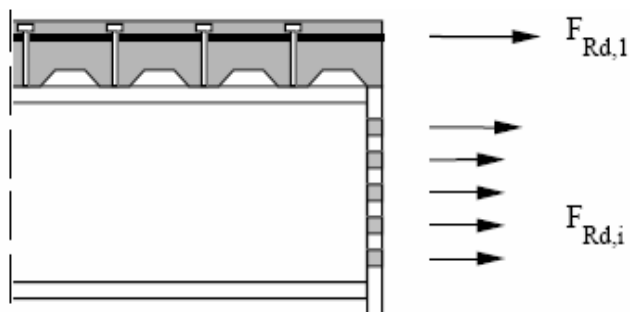
Figure 2.2: assemblage avec platine non débordante [5].

Les composantes d'Assemblage avec platine d'extrémité non débordante :

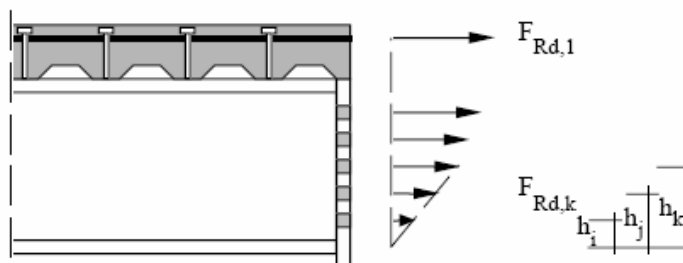
- 01/ Âme de poteau en cisaillement
- 02/ Âme de poteau en compression.
- 03/ Âme de poteau en traction.
- 04/ Semelle de poteau en flexion.
- 05/ Platine d'extrémité en flexion.
- 07/ Semelle de la poutre en compression.
- 08/ Âme de la poutre en traction.
- 10/ Boulons en traction.
- 13/ Armature longitudinale de la dalle en traction.

✚ Dans le cas de plusieurs rangées de composantes en traction, la distribution des efforts est complexe, trois types de distribution des efforts intérieurs peuvent être envisagés :

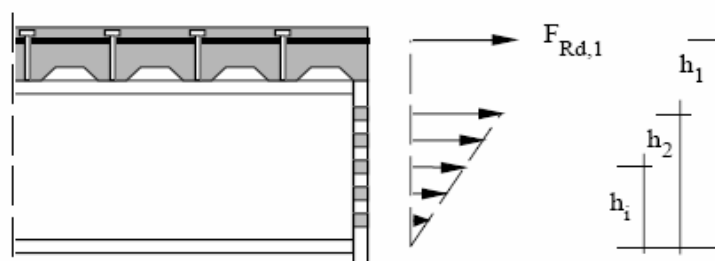
- une distribution élastique.
- Une distribution plastique.
- une distribution élasto-plastique.



(a)- distribution plastique des efforts



(b)-distribution élasto-plastique des efforts



(c)-distribution élastique des efforts

Figure 2.3 : Distribution des efforts intérieurs [6].

- Dans L'EC3- Annexe J (Révisée), on suppose que la rangée supérieure sera la première à atteindre sa résistance de calcul.

- L'EC 3 considère qu'une rangée de boulons possède une capacité de déformation suffisante pour permettre une redistribution plastique des sollicitations lorsque :

- $F_{Rd,i}$ est associée à la ruine de l'âme de poutre en traction.
- $F_{Rd,i}$ est associée à la ruine de l'ensemble boulons- platine.

$$F_{Rd,i} \leq 1,9 B_{tRd}$$

$B_{t,Rd}$: la résistance de calcul d'un boulon. On donne alors la résistance.

$$M_{j,Rd} = S F_{Rd,i} \cdot h_i$$

Le moment résistant de calcul est alors donné par la sommation inclut l'armature en traction.

- A cause d'une insuffisance de capacité de déformation dans la dernière rangée ayant atteint sa résistance de calcul ($F_{Rd,k} > 1,9 B_{t,Rd}$) et liée à la ruine des boulons ou de l'ensemble boulons – platine

Dans les rangées de boulons situées plus bas que la rangée de boulons k, les efforts sont alors répartis linéairement en fonction de leur distance au point de compression (centre de semelle inférieure de la poutre). Le moment de résistance de calcul est égale à :

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1,k} F_{Rd,i} \times h_{ii} + \frac{F_{Rd,k}}{h_k} \sum_{j=k+1} h_j^2$$

n : nombre totale de rangées de boulons.

K: numéro de la rangée de boulons dont la capacité de déformation n'est pas suffisante.

Dans la répartition **Fig2.3(b)** dite élasto-plastique la répartition des sollicitations est interrompue parce que l'effort de compression F_c atteint la résistance de calcul de semelle et de l'âme de poutre en compression .Le moment $M_{j,Rd}$ est évalué au moyen de formules similaires (deux formules précédentes) dans les quelles, évidemment, seul un nombre limité (n) de rangées de boulons est pris en considération ces rangée sont déterminés à l'aide de la formule suivante :

$$\sum_{i=1,n} F_i = F_{c,Rd}$$

Où:

n : est le numéro de la dernière rangée de boulons transmettant un effort de traction ;

F_i : est l'effort de traction exercée dans la rangée de boulons numéro "i".

$F_{c,Rd}$: Min (la résistance de calcul des semelles et âme de poutre comprimée, résistance de calcul de l'âme de poteau en compression).

B. rigidité initiale $S_{J, ini}$:

- On suppose que les déformations de rangée de boulons pour toute la rangée sont proportionnelles à la distance au point de compression.

- La force élastique appliquée dans chaque rangée dépendant de la rigidité des composantes.

- La figure **[2.4)-(b)** montre comment les déformations des composantes 3.4.5 et 10 sont ajoutées à un ressort effectif par rangée de boulons, avec un coefficient de rigidité $K_{eff, r}$ (r

représente l'indice de numéro de rangée). La figure [2.4]-(c) montre comment ces ressorts effectifs par rangée de boulons sont remplacés par un ressort équivalent agissant au niveau d'un bras de levier « Z ». Le coefficient de rigidité de ce ressort effective K_{eq} peut être directement appliqué dans la formule de $S_{j, ini}$.

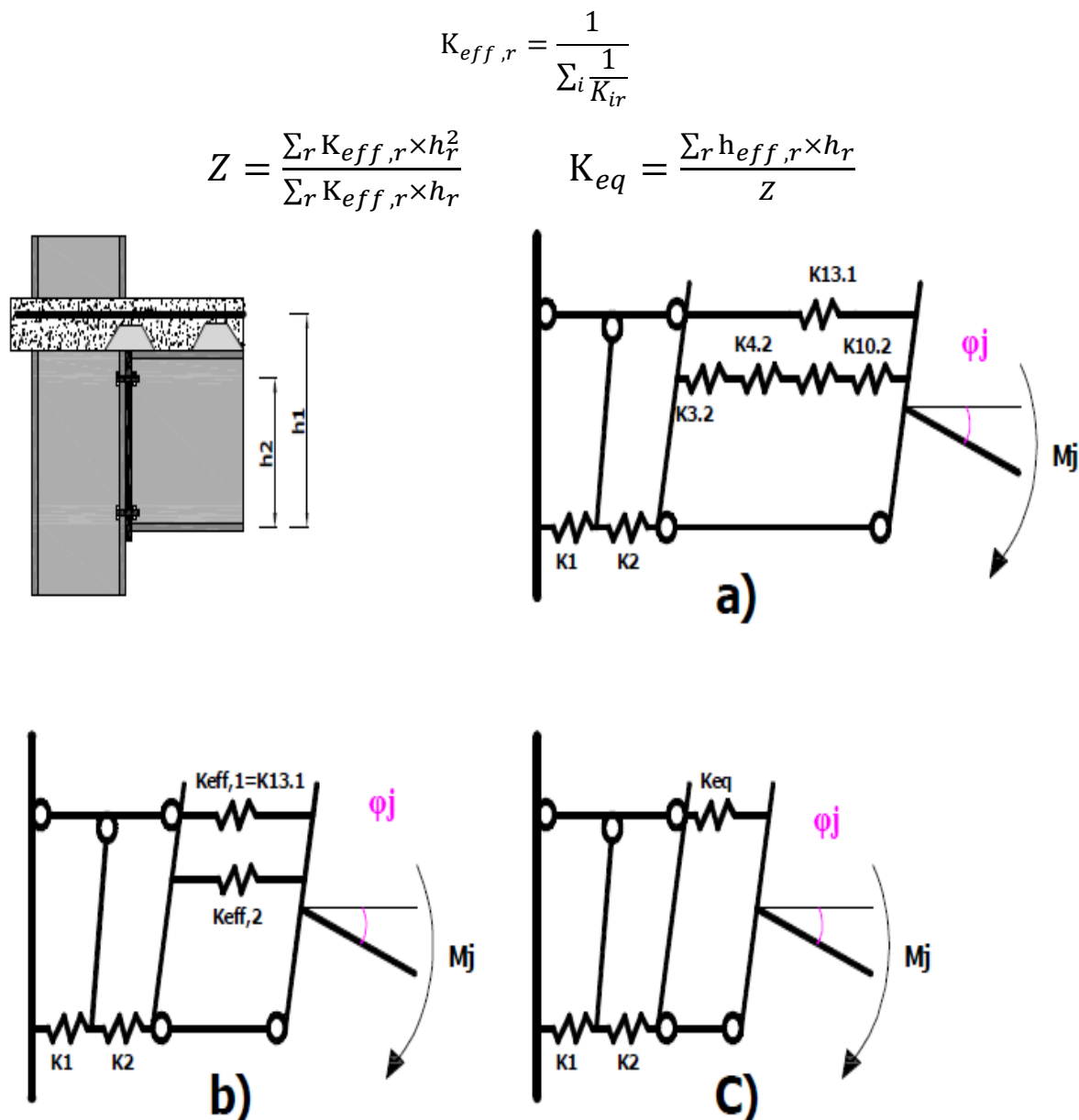


Figure 2.4 : Modèle de ressort pour un assemblage poutre-poteau avec platine d'extrémité non débordante.

C. Calcul des propriétés mécaniques de l'assemblage :

➤ La résistance :

$$F_{Rd} = \min [F_{Rd,1}; F_{c,Rd}; F_{t,Rd}]$$

➤ **Moment résistant élastique :**

$$M_{e,Rd} = \frac{2}{3} F_{Rd} z$$

➤ **Moment résistant plastique de calcul :**

$$M_{Rd} = F_{Rd} Z$$

➤ **La rigidité initiale :**

$$S_{j,ini} = \frac{E_a Z_{eq}^2}{\left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_{eq}} \right)}$$

➤ **Rigidité nominale :**

$$S_j = S_{j,ini} / 2$$

En fin, en résumé la méthode des composantes pour ce type d'assemblage dans le tableau suivant [4] :

COMPOSANTE	RESISTANCE	RIGIDITE
<p>COMOSANTE N°2: AME DU POTEAU EN COMPRESSION</p>	$F_{Rd, 2} = F_{a.wc.c.Rd} + F_{c.wc.c.Rd}$ <p>AVEC $F_{a.wc.c.Rd} = K_{wc,a} \omega_c b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{ywc} / \gamma_{M0}$</p> <p>Si $\bar{\lambda}_p \leq 0.67$</p> $F_{a.wc.c.Rd} = K_{wc,a} \omega_c b_{eff,c,wc} t_{wc} \left[\frac{1}{\bar{\lambda}_p} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_p} \right) \right] f_{ywc} / \gamma_{M0}$ <p>Si $\bar{\lambda}_p > 0.67$</p> $K_{wc,a} = MIN \left[1 \times 0.1 \times 25 - 0.5 \frac{\sigma_{com a Ed}}{f_{ywc}} \right]$ <ul style="list-style-type: none"> si le poteau est non enrobé : $\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \times d_{wc} \times f_{ywc}}{Et_{wc}^2}}$ <p>si $\beta = 1$; $\omega_c = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times A_{vc})^2}}$</p> <p>si $\beta = 0$; $\omega_c = 1$ avec $F_{c.wc.c.Rd} = 0$</p> <ul style="list-style-type: none"> si le poteau est enrobé : <p>$\omega_c = 1$ et $\bar{\lambda}_p = 0$</p> <p>Et</p> $F_{c.wc.c.Rd} = 0.85 K_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_{wc}) f_{ck,c} / \gamma_c$ <p>avec</p> $K_{wc,c} = MIN \left[\frac{1.3 + 3.3 \sigma_{com a Ed}}{f_{ck,c} / \gamma_c} ; 2.0 \right]$ $l_0 = t_{fb} / 2 + a_f \sqrt{2} + t_p$ $t_{eff,c} = l_0 + 5 t_{fc}$ $b_{eff,c,wc} = l_0 + 5 (s + t_{fc})$ $b_{el} = l_0 + 2 (s + t_{fc})$	$K_{Rd,2} = K_{a,wc,Rd} + K_{c,wc,Rd}$ $K_{a,wc,Rd} = \frac{0.7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_{wc}}$ <p>si le poteau est non enrobé :</p> $K_{c,wc,Rd} = 0$ <p>si le poteau est enrobé :</p> $K_{c,wc,Rd} = \frac{0.5 b_{el} b_c E_{cm,c}}{h_c E_a}$

<p>COMPOSANTE N°3: AME DU POTEAU EN TRACTION</p>	$F_{Rd,3} = \frac{\omega_1 \times b_{eff,t,wc} \times t_{wc} \times f_{ywc}}{\gamma_{M0}}$ $\omega_c = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{eff,t,wc} \times t_{wc} \times A_{vc})^2}}$ $b_{eff,t,wc} = \min[2\pi m, 4m + 1.25e]$	$K_3 = \frac{0.7b_{eff,t,wc}t_{wc}}{d_{wc}}$
<p>COMPOSANTE N°4: SEMELLE DU POTEAU EN FLEXION</p>	$F_{Rd,4} = \min[F_{fc,Rd,t1}; F_{fc,Rd,2}]$ $F_{fc,Rd,t1} = \frac{(8n - 2e_w)l_{eff,t,wc}m_{pl,fc}k_{fc}}{2mn - e_w(m+n)}$ $F_{fc,Rd,2} = \frac{2l_{eff,t,wc}m_{pl,fc}k_{fc} + 2B_{1,Rd}n}{m+n}$ <p>Si $\sigma_{n,fc} \leq 180(N/mm^2)$ $k_{fc} = 1$ Si $\sigma_{n,fc} > 180(N/mm^2)$:</p> $k_{fc} = \min\left[1; \frac{(2f_{yfc} - 180 - \sigma_{com a Ed})}{(2f_{yfc} - 360)}\right]$ $n = \min[e; 1.25m; e_p]$ $m_{pl,fc} = \frac{0.25t_{fc}^2 f_{yfc}}{\gamma_{M0}}$ $e_w = \frac{d_w}{4}$ <p>d_w : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête Du boulon</p> <p>$\sigma_{com a Ed}$: la contrainte maximale de compression longitudinale exercée dans la semelle de poteau à la l'extérieur du rayon en un point situé juste à l'extérieur de l'assemblage</p> $l_{eff,t,wc} = b_{eff,t,wc}$	$K_4 = \frac{0.85l_{eff,t,fc}t_{fc}^2}{m^3}$

<p>COMOSANTE N°5: PLANE D'EXTREMITÉ EN FLEXION</p>	$F_{Rd,5} = \min [F_{eq,Rd,1}; F_{eq,Rd,2}]$ $F_{eq,Rd,1} = \frac{(8n - 2e_w) l_{eff,p} m_{pl,p}}{2m_{pl} n_p - e_w (m_{pl} + n_p)}$ $F_{eq,Rd,2} = \frac{2l_{eff,p} m_{pl,p} + 2B_{1,Rd} n_p}{m_{pl} + n_p}$ $n_p = \min [e_p; 1.25m_{pl} + n_p]$ $m_{pl,p} = \frac{0.25t_p^2 f_{yp}}{\gamma_{M0}}$ $l_{eff,p} = \min [2\pi m_{pl}; \alpha m_{pl}] \text{ Avec } \alpha \text{ donné par une courbe}$	$K_5 = \frac{0.85 l_{eff,p}^3 t_p^3}{m_{pl}^3}$
<p>COMOSANTE N°7: SEMELLE DU POTEAU EN COMPRESSION</p>	$F_{Rd,7} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_b - t_{fb})}$	$K_7 = \infty$
<p>COMOSANTE N°8: AME DU POUTRE EN TRACTION</p>	$F_{Rd,8} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{ywb}}{\gamma_{M0}}$ $b_{eff,t,wb} = b_{eff,p}$	$K_8 = \infty$
<p>COMOSANTE N°10 : BOULONS EN TRACTION</p>	$F_{Rd,10} = 2B_{t,Rd}$ $B_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{sb}}{\gamma_{M0}}$ <p>A_{sb} : section résistante de la partie filetée</p>	$K_{10} = 1.6 \frac{A_{s,b}}{L_b}$ $L_b = t_b + t_{fb} + 0.5(h_n + h_n)$ <p>h_n : la hauteur de l'écrou h_n: la hauteur de la tête de boulon</p>

<p>COMOSANTE N°13 : ARMATURES LONGITUDINALES DE LA DALLE EN TRACTION</p>	$F_{Rd,13} = \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_{M0}}$ $A_s^{\min} = 0.004 d_{eff} (b_{eff,b} - b_c)$ $A_s^{\max} = \frac{1.1 \left(\frac{0.85 f_{ck,s}}{\gamma_c} \right) b_c d_{eff}}{\beta \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_s} \right)}$	$K_{13} = K_{s,t} K_r$ $K_{s,t} = \frac{A_s E_s}{h_c \left(\frac{1+\beta}{2} + K_\beta \right) E_a}$ $K_\beta = \beta (4.3\beta^2 - 8.9\beta + 7.2)$ $K_r = \frac{1}{1 + \frac{E_s K_{s,t}}{K_{s,c}}}$ $K_{s,c} = \frac{1}{v + \frac{v-1Z_1}{1 + \xi d_s}}$ $\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s}$ $v = \sqrt{\frac{(1 + \xi) N k_{sc} l_{eff,b} d_s^2}{E_a I_a}}$
<p>COMOSANTE N°1 : PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT</p>	$F_{Rd,1} = \frac{V_{wp,Rd}}{\beta}$ $V_{wp,Rd} = V_{a,wp,Rd} + V_{c,wp,Rd}$ <p>Ou : $V_{a,wp,Rd} = \frac{0.9 A_{vc} f_{yc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$</p> <p>si le poteau est non enrobé :</p> $V_{c,wp,Rd} = 0$ <p>si le poteau est enrobé :</p> $V_{c,wp,Rd} = v A_c \sin \theta \frac{0.85 f_{yc}}{\gamma_c}$ $A_c = 0.8 (h_c - 2t_{fc}) (b_c - t_{wc}) \cos \theta$ $\theta = \arctan \left[\frac{h_c - 2t_{fc}}{Z} \right]$ $v = 0.55 \left[1 + 2 \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right] \leq 1.1$ $F_{t,Rd} = \min [F_{Rd,i}]_{i=3,4,5,8,10}$ $F_{c,Rd} = \min [F_{Rd,2}; F_{Rd,7}]$	$K_t = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_i}}$ <p>Avec : $i = 3, 4, 5, 8, 10$</p> $K_{eq} = \frac{K_{13} Z_1 + K_1 Z_2}{Z_{eq}}$ $Z_{eq} = \frac{K_{13} Z_1^2 + K_1 Z_2^2}{Z_{eq}}$ <hr/> $K_1 = K_{a,wp,s} + K_{c,wp,s}$ <p>Telle que :</p> $K_{a,wp,s} = \frac{0.38 A_{vc}}{\beta Z_{eq}}$ <ul style="list-style-type: none"> si le poteau est non enrobé : $K_{c,wp,s} = 0$ si le poteau est enrobé : $K_{c,wp,s} = \frac{0.06 b_c h_c E_{cmc}}{\beta Z_{eq} E_a}$

	<ul style="list-style-type: none"> • Si $F_{c,Rd} > F_{Rd,13}$ $F_{Rd,0} = \min [F_{c,Rd}; F_{Rd,13}; F_{t,Rd}]$ $Z = \frac{1 + F_0 C_0^2}{1 + F_0 C_0} - 1$ $F_0 = \frac{F_{Rd0}}{F_{Rd,13}} - 1$ $C_0 = \frac{Z_2}{Z_1}$ <ul style="list-style-type: none"> • Si $F_{c,Rd} \leq F_{Rd,13}$: $Z = Z_1$ 	
L'ASSEMBLAGE	<p>Rigidité initiale :</p> $S_{j,ini} = \frac{E_a Z_{eq}^2}{\left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_{eq}} \right)}$ <p>Rigidité nominale :</p> $S_j = S_{j,ini} / 2$	$F_{Rd} = \min [F_{Rd,1}; F_{c,Rd}; F_{t,Rd}]$ <p>Moment résistant élastique :</p> $M_{e,Rd} = \frac{2}{3} F_{Rd} z$ <p>Moment résistant plastique de calcul :</p> $M_{Rd} = F_{Rd} Z$

II.4 /EXEMPLE D'APPLICATION :

Le but de cet exemple est de montrer les principales étapes à suivre pour le calcul des poutres mixtes semi-continues avec des assemblages semi-rigides en utilisant la méthode composantes. Il s'agit de poutres mixtes d'un bâtiment administratif contreventé, de trois niveaux. Le schéma statique de l'ossature est représenté à la figure 2.2.

- Les charges prises en compte pour le dimensionnement sont des charges uniformément réparties sur les poutres mixtes :

- Charge permanente, $g_k = 16 \text{KN/m}$;

- Surcharge d'exploitation (bureaux) $p_k = 12 \text{KN/m}$;

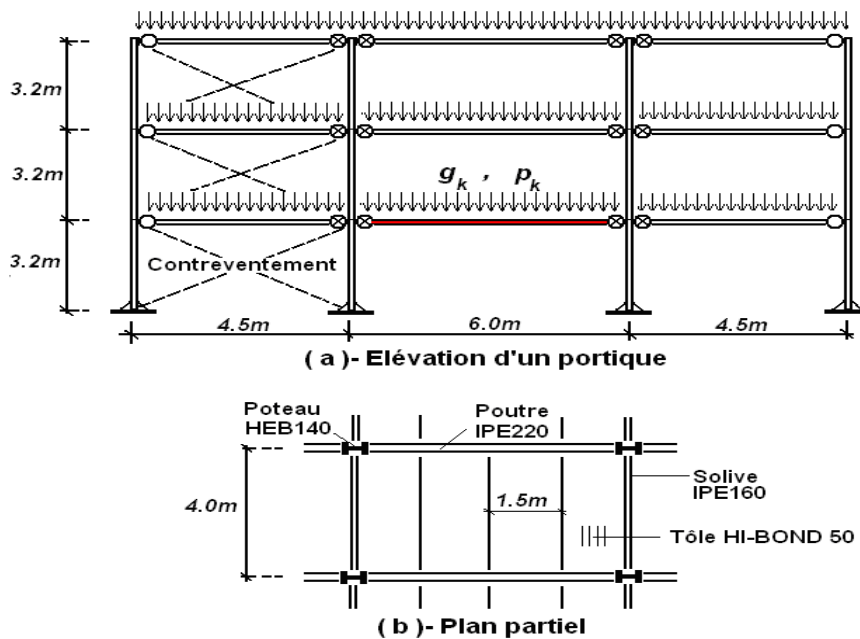


Figure 2.13 : Schéma statique de l'ossature étudié [3].

- Les éléments structuraux sont les suivants :

- ❖ Solives : IPE160, acier de nuance S 235
- ❖ Poutres : IPE220, acier de nuance S 235, (étayées lors du bétonnage)
- ❖ Dalle mixte :
 - Tôle profilée : HI-BOND 50 :
 - Béton : C20/25 ($f_{ck} = 20N/mm^2$, $E_{cm} = 29000N/mm^2$)
 - Epaisseur totale de la dalle = 130mm
 - Epaisseur de béton sur les nervures : $h_c = 80mm$
- ❖ Poteaux : HEB140, acier de nuance S 235
- ❖ Armature en appui : 4 barres $\phi 10$ (situées dans la largeur participante)

$$A_s = 314mm^2, f_{sK} = 460N/mm^2, h_s = 90mm$$
- ❖ Connecteurs :
 - Goujons à tête, $d = 19mm$, $h = 100mm$
 - Le nombre de goujons est 20, placés sur la longueur totale de la poutre et espacés de 300mm, ($L_b = 6000mm$)
 - Le premier connecteur est placé à une distance de 150mm du bord de la semelle du poteau.
 - Le nombre de connecteurs placés dans la région de moment négatif ($0.15 L_b$) est 3.

II.5/CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE MIXTE :

II.5.1/Largeur participante de la dalle en béton :

$$b_{eff} = \min \left(\frac{l_0}{4}; b_p \right)$$

- En travée : $l_0^+ = 0.7L_b = 4200mm \Rightarrow b_{eff}^+ = 1050mm$

- Sur appui : $l_0^- = 0.25(L_{b1} + L_{b2}) = 0.25(4500 + 6000) = 2625mm$

$$b_{eff}^- = 656.25mm.$$

II.5.2/Degré de connexion :

- Résistance du connecteur au cisaillement

$$P_{Rd} = \min \left(0.8\pi \frac{d^2}{4} \times \frac{f_u}{\gamma_u}, 0.29d^2 \sqrt{f_{cK} \cdot E_{cm}} / \gamma_V \right)$$

$$P_{Rd} = \min \left(0.8\pi \frac{19^2}{4} \times \frac{450}{1.25}, 0.29 \times 19^2 \sqrt{20 \times 2900} / 1.25 \right)$$

$$P_{Rd} = \text{Min} (81656 ; 63784) = 63784 \text{ N} = 63.784 \text{ KN}$$

➤ Nombre total de connecteurs pour avoir une connexion complète

$$N_f = 2(N_f^+ + N_f^-)$$

$$N_f^+ \geq \frac{\min (A_a \cdot f_y / \gamma_a, 0.85b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot f_{cK} / \gamma_c)}{P_{Rd}}$$

$$N_f^+ \geq \frac{\min (712,905; 952)}{63.784} = 11.18$$

$$N_f^- \geq \frac{(A_s \cdot f_{sK} / \gamma_s)}{P_{Rd}} = \frac{125.600}{63.784} = 1.97$$

$$\Rightarrow N_f \geq 2(11.18 + 1.97) = 26.3, \text{ soit } N_f = 27 \text{ connecteurs}$$

➤ Degré de connexion $\frac{N}{N_f} = \frac{20}{26.3} \approx 0.75 = 75 \%$.

II.5.3/Moment résistants plastiques de la poutre mixte :

• En travée (sous une flexion positive)

$$F_a = A_a \cdot f_y / \gamma_a = 3337 \times 235 / 1.10 = 712905 N = 712.905 KN$$

$$F_c = h_c \cdot b_{eff}^+ (0.85 f_{cK} / \gamma_c) = 80 \times 1050 (0.85 \times 20 / 1.5) = 952000 N = 952 KN$$

$$F_c > F_a \rightarrow (\text{Axe neutre dans la dalle})$$

-La cote (Z) de l'axe neutre plastique par rapport à la face supérieure de la dalle est donnée par :

$$Z = F_a / (b_{eff}^+ \times 0.85 f_{cK} / \gamma_c) = 712905 / (1050 \times 0.85 \times 20 / 1.5)$$

$$Z = 59.9 mm \approx 60 mm$$

-Le moment résistant plastique se calcule alors au niveau de la résultante du béton comprimé :

$$M_{pl.Rd}^+ = F_a (h_a / 2 + h_c + h_p - \frac{Z}{2})$$

$$M_{pl.Rd}^+ = 712905 (110 + 80 + 50 - \frac{60}{2}) = 149710050 N.mm$$

$$M_{pl.Rd}^+ = 149.71 KN.m$$

-Prise en compte de la connexion partielle, $N/N_f = 0.75$

$$M_{pl.Rd}^{red} = M_{a.pl.Rd} + \frac{N}{N_f} (M_{pl.Rd}^+ - M_{a.pl.Rd})$$

$$M_{pl.Rd}^{red} = 60.97 + 0.75 (149.71 - 60.97) = 127.525 KN.m$$

●- Sur appui (sous une flexion négative)

$$F_s = A_s \cdot f_{sK} / \gamma_s = 314 \times 460 / 1.15 = 125600 N < N^- P_{Rd}$$

$$F_a - F_s = 712905 - 125600 = 587305 N$$

$$2b_f \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_s = 2 \times 110 \times 9.2 \times 235 / 1.10 = 432400 N$$

$(F_a - F_s) > 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_s \rightarrow (\text{Axe neutre dans l'âme du profilé}).$

$$\Rightarrow M_{pl.Rd}^- = M_{apl.Rd} + F_s \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) - F_s^2 / (4t_w \cdot f_y / \gamma_a)$$

$$= (285.4 \times 10^3 \times 235 / 1.10) + 125600 \left(\frac{220}{2} + 90 \right) - 125600^2 / (4 \times 5.9 \times 235 / 1.10)$$

$$M_{pl.Rd}^- = 82962915 N.mm = 82.962915 KN.m$$

II.5.4/Moment d'inertie de la poutre mixte :

- Coefficient d'équivalence $n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{2900} = 7.24$

- En travée « béton non-fissuré »

-La position de l'axe neutre élastique par rapport à la face inférieure de la poutre est déterminée à l'aide de l'expression suivante :

$$Z_m = h - \frac{n \cdot A_a}{b_{eff}^+} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_{eff}^+}{n \cdot A_a} (h - Z_a)} \right]$$

$$Z_m = 350 - \frac{7.24 \times 3337}{1050} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1050}{7.24 \times 3337} (350 - 110)} \right]$$

$$Z_m = 265.43 mm \rightarrow (\text{Axe neutre élastique dans la dalle}).$$

-Le moment d'inertie de la poutre mixte en travée est donné par l'expression suivante :

$$I_b^+ = I_a + A_a (Z_m - Z_a)^2 + \frac{b_{eff}^+}{3n} (h - Z_m)^3$$

$$I_b^+ = 2772 \times 10^{+4} + 3337(265.43 - 110)^2 + \frac{1050}{3 \times 7.24} (350 - 265.43)^3$$

$$I_b^+ = 137.577 \times 10^{+6} mm^4 = 137.577 \times 10^{-6} m^4$$

- Sur appui « béton fissuré »

-Position de l'axe neutre élastique

$$Z_m = \frac{A_a Z_a + A_s Z_s}{A_a + A_s} = \frac{3337 \times 110 + 314 \times 310}{337 + 314} = 127.2 mm$$

$$Z_m = 127.2 mm \rightarrow (\text{Axe neutre élastique dans le profilé})$$

-Le moment d'inertie de la poutre mixte sur appui intermédiaire est donné par l'expression suivante :

$$I_b^- = I_a + A_a (Z_a - Z_m)^2 + A_s (Z_s - Z_m)^2$$

$$= 2772 \times 10^{+4} + 3337(110 - 127.2)^2 + 314(310 - 127.3)^2$$

$$I_b^- = 39.2 \times 10^6 \text{ mm}^4 = 39.2 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

II.6/CARACTERISTIQUES DE L'ASSEMBLAGE MIXTE POUTRE-POTEAU :

L'assemblage choisi est représenté à la figure 2.3 (Assemblage mixte poutre-poteau par platine d'extrémité).

-Les caractéristiques de cet assemblage peuvent être calculées à l'aide de la méthode composante.

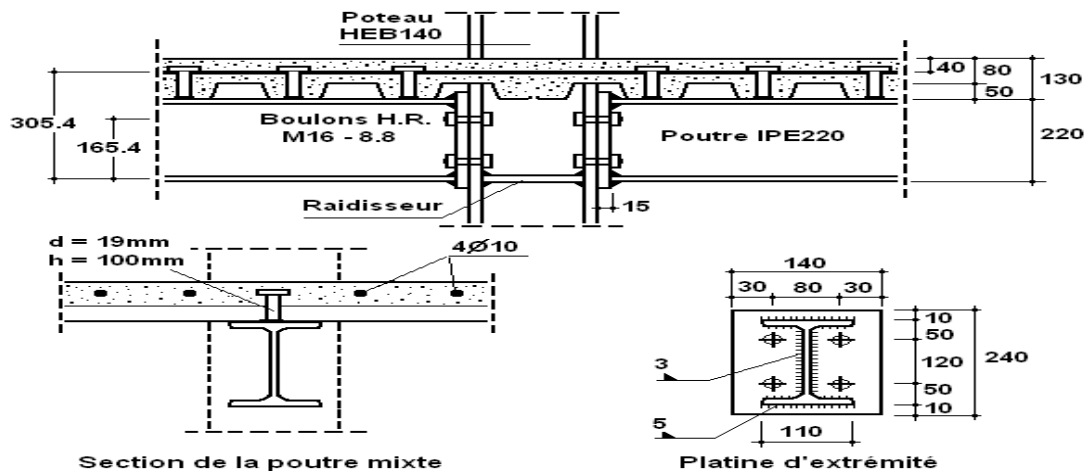


Figure 2.14 : Assemblage mixte poutre-poteau par platine d'extrémité [3].

II.6.1/Rigidité initiale de l'assemblage $S_{j,ini}$:

$$S_{j,ini} = \frac{H_b \cdot D_r}{\left(\frac{1}{K_r} + \frac{1}{K_s} \right)} + K_b \cdot D_b^2$$

H_b : La hauteur de la poutre métallique ;

D_r : La distance entre le centre de gravité de l'armature est l'axe de rotation passant par la face inférieure de la semelle comprimée de la poutre métallique ;

D_b : La distance entre la rangée supérieure de boulons et la face extérieure de la semelle inférieure comprimée de la poutre.

$$H_b = 220 \text{ mm}, D_r = 220 + 130 - 40 = 310 \text{ mm}, D_b = 220 - 50 = 170 \text{ mm}$$

$$K_r = \frac{E_r \times A_r}{L_r} = \frac{200000 \times 314}{(0.5 \times 140 \times 150)} = 285.455 \text{ KN/mm}$$

$$K_s = N^{-1} k_{sl} = 3 \times 100 = 300 \text{ KN/mm}$$

$$K_b = \frac{E_a}{\left[\frac{1}{K_3} + \frac{1}{K_4} + \frac{1}{K_5} + \frac{1}{K_{10}} \right]} = \frac{210000}{\left[\frac{1}{7.728} + \frac{1}{10.949} + \frac{1}{13.875} + \frac{1}{6.525} \right]}$$

$$K_b = 470.82 \text{ KN/mm}$$

$$S_{j,ini} = \frac{220 \times 310}{\left[\frac{1}{285.455} + \frac{1}{300} \right]} + 470.82 \times 170^2$$

$$S_{j,ini} = 23583 \text{ KN.m/rad.}$$

-Rigidité nominale de l'assemblage, $S_j = S_{j,ini} / n$

Pour un assemblage par platine d'extrémité, $n = 2$

$$\Rightarrow S_j = S_{j,ini} / 2 = \frac{23583}{2} = 11791.5 \text{ KN.m / rad}$$

II.6.2/Moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$:

$$R_r = \frac{A_r f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{314 \times 460}{1.15} = 125600 \text{ N} = 125.6 \text{ KN}$$

$$R_b = \min(F_{t,wc,Rd}, F_{t,fc,Rd}, F_{t,p,Rd}, F_{t,wb,Rd}, F_{t,b,Rd})$$

$$R_b = \min(162.439 \text{ KN}, 134.550 \text{ KN}, 165.049 \text{ KN}, 232.45 \text{ KN}, 180.4 \text{ KN})$$

$R_b = 134.550 \text{ KN} \rightarrow$ (La semelle du poteau est la composante la plus faible en zone tendue).

$$R_{fb} = \frac{A_{fb} \cdot f_{yb}}{\gamma_a} = \frac{(110 \times 9.2) \times 235}{1.10} = 216200 \text{ N} = 216.2 \text{ KN}$$

$$R_r + R_b = 125.6 + 134.550 = 260.15 > R_{fb}$$

$$\Rightarrow M_{j,Rd} = R_r \left(D_r - \frac{t_{fb}}{2} \right) + R_b \left(D_b - \frac{t_{fb}}{2} \right) - (R_r + R_b - R_{fb}) \left(\frac{X_{wb} + t_{fb}}{2} \right)$$

R_r : Résistance des armatures à la traction

R_b : Résistance de la rangée supérieure de boulons à la traction

R_{fb} : Résistance de la semelle inférieure de la poutre à la compression

$$X_{wb} = \frac{(R_r + R_b - R_{fb})}{t_{wb} \cdot f_{yb}} = \frac{(260.15 - 216.2)}{5.9 \times 235 \times 10^{-3}} = 31.70mm$$

Avec t_{wb} : épaisseur de l'âme de la poutre et f_{yb} : limite élastique de l'acier de la poutre.

$$D'où : M_{j,Rd} = 125.6 \left(310 - \frac{9.2}{2} \right) + 134.55 \left(170 - \frac{9.2}{2} \right) - (260.15 - 216.2) \left(\frac{31.70 + 9.2}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{j,Rd} = 59714KN.mm = 59.714KN.m$$

II.6.3/Capacité de rotation de l'assemblage ϕ_{cd} :

$$\phi_{cd} = \frac{\Delta_{r,u}}{D_r} + \frac{S}{H_b}$$

$$H_b = 220mm \quad , \quad D_r = 310mm.$$

$$\Delta_{r,u} = L_r \cdot \varepsilon_{r,u} = (0.5 \times 140 + 150)(0.03) = 6.6mm$$

$$S = 5 \left(1.5 - \frac{N}{N_f} \right) \frac{L_b}{5} = 5(1.5 - 0.75) \frac{6}{5} = 4.5mm$$

$$\Rightarrow \phi_{cd} = \frac{6.6}{310} + \frac{4.5}{220} = 41.7 \times 10^{-3} rad = 41.7mrad$$

Courbe moment –rotation :

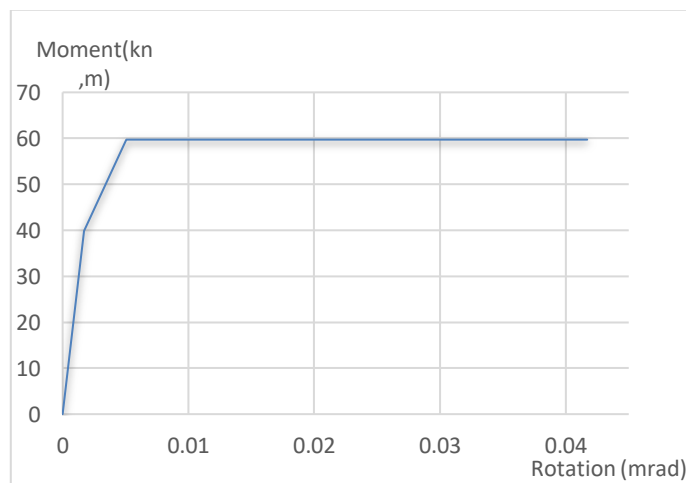


Figure 2.15 : Courbe de comportement moment-rotation

La courbe plus proche de la courbe expérimentale réelle est la courbe tri-linéaire comportant trois parties comme le montre la figure 2.15 Selon l'Eurocode 3 [2], jusqu'à $2/3$ du moment résistant $M_{j,Rd}$ la courbe est supposée élastique linéaire. La rigidité correspondante est désignée comme la rigidité initiale $S_{j,ini}$ Entre $2M_{j,Rd}/3$ et $M_{j,Rd}$ le comportement de l'assemblage passe par une phase inélastique et la rigidité S_j au niveau d'est $M_{j,Rd}$ prise égale à $S_{j,ini}/3$ pour les assemblages (poutre-poteau) par platine d'extrémité boulonnée. Lorsque le moment atteint $M_{j,Rd}$ un plateau plastique peut être introduit. L'extrémité de la courbe ($M - \phi$) définit la capacité de rotation ϕ_{cd} de l'assemblage. Pour pouvoir tracer cette courbe tri-linéaire, il suffit, donc, de calculer les trois caractéristiques $S_{j,ini}$, $M_{j,Rd}$ et ϕ_{cd} par la méthode proposée [3].

II .7/Classification des assemblages poutre–poteau :

Les courbes de comportement ($M - \phi$) des assemblages peuvent être ramenées à trois grandes catégories représentées sur la figure (2.4). Pour chaque catégorie de comportement ($M - \phi$) est associée la conception de l'assemblage correspondante.

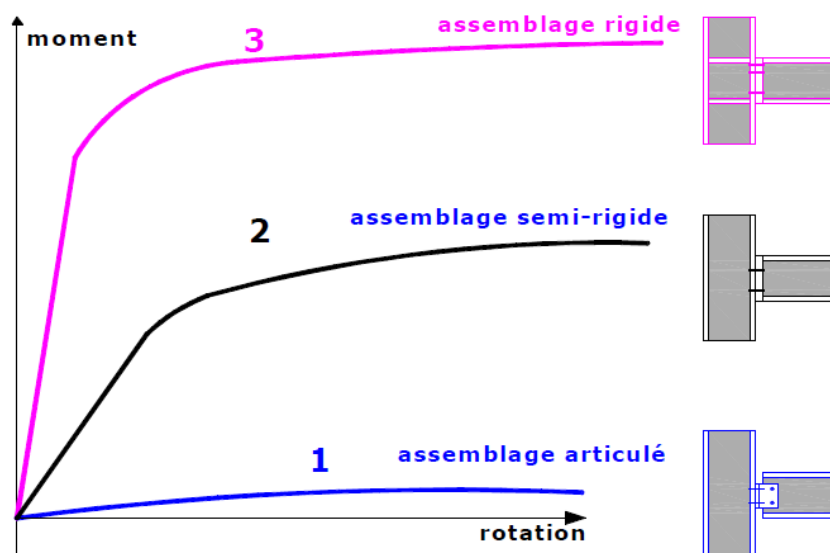


Figure 2.16 : classification des assemblages mixtes [4]

La courbe (1) représente le cas d'un assemblage articulé qui ne possède pas de rigidité à la flexion. La courbe (2) correspond à un assemblage semi-rigide où la transmission d'un certain moment de flexion est possible avec une rigidité moyenne. La courbe (3) correspond à un

assemblage rigide capable de transmettre un moment de flexion important pour une faible rotation.

➤ **Classification par rigidité :**

Zone 1 : si $S_{j,ini} \geq 8 \frac{E \times I_b}{L_b}$ → assemblage rigide.

Zone 2 : si $0.5 \frac{E \times I_b}{L_b} \leq S_{j,ini} \leq 8 \frac{E \times I_b}{L_b}$ → assemblage semi - rigide.

Zone 3 : si $S_{j,ini} \leq 0.5 \frac{E \times I_b}{L_b}$ → assemblage articulé.

$$S_{j,ini} = 23583 \text{KN.m / rad}$$

$$0.5 \frac{E_b I_b^+}{L_b} = 0.5 \frac{210000 \times 137.577 \times 10^{+6}}{6000} = 2408 \times 10^{+6} \text{ N.mm / rad} = 2408 \text{KN.m / rad}$$

$$8 \frac{E_b I_b^+}{L_b} = 8 \cdot \frac{210000 \times 137.577 \times 10^{+6}}{6000} = 38522 \times 10^{+6} \text{ N.mm / rad} = 38522 \text{KN.m / rad}$$

$$\Rightarrow 2408 \text{KN.m / rad} < S_{j,ini} = 23583 \text{KN.m / rad} < 38522 \text{KN.m / rad}$$

L'assemblage est bien classé «semi- rigide».

➤ **Classification par résistance :**

Les assemblages mixtes sont classés comme suite :

- Assemblage pleinement résistant au sommet d'un poteau si :

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$$

Et

$$M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$$

$M_{j,Rd}$: le moment résistant de l'assemblage.

$M_{b,pl,Rd}$: moment plastique de calcul de la poutre en flexion négative.

$M_{c,pl,Rd}$: moment plastique résistant de calcul du poteau

- Assemblage est pleinement résistant le long d'un poteau si :

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$$

Et

$$M_{j,Rd} \geq 2M_{c,pl,Rd}$$

- Assemblage est articulé si :

$M_{j,Rd}$ est plus faible que 25% de moment résistant requis pour avoir un assemblage pleinement résistant.

$$M_{j,Rd} = 59.714KN.m$$

$$M_{pl,Rd}^- = 82.963KN.m$$

$$\Rightarrow 0.25M_{pl,Rd}^- < M_{j,Rd} = 59.714KN.m < M_{pl,Rd}^-$$

L'assemblage est bien classé « semi- rigide » et « de résistance partielle ».

CHAPITRE III:

Modélisation par éléments finis des portiques mixtes

III.1 / Introduction.

III.2 / Présentation du logiciel d'ANSYS.

III.3/ Modélisation par élément fini d'un portique mixte a trois configurations de joint déferrent (rigide, semi-rigide, articulée).

III.4/ Effet de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement des portiques mixtes.

III.1/INTRODUCTION

En raison de la conception des assemblages, un nœud supposé articulé a toujours une rigidité faible, mais non nulle, et est donc capable de reprendre un certain moment de flexion. Un nœud supposé rigide n'a jamais une rigidité infinie et a besoin d'une faible rotation pour atteindre son moment résistant. Le comportement réel des assemblages se situe alors entre l'articulation et l'encastrement parfait. Cette constatation a été mise en évidence à travers des expériences réalisées dans divers pays européens.

Au début des années 90, une opération nationale de recherche est lancée en France : elle vise à mieux comprendre le comportement semi-rigide des assemblages de structures en génie civil tant d'un point de vue expérimental, que théorique et numérique. Cette opération nationale a permis – grâce au vif intérêt suscité par ses résultats dans de nombreux pays européens – de lancer une action de coopération européenne dans le domaine de la recherche scientifique et technique (COST), la première dans le champ du génie civil : action dénommée COST C1 « semi-rigidbehaviour of civil engineering structural connections » [COL 93].

Les différents essais expérimentaux et les travaux de modélisation numérique démontrent tout l'intérêt de l'utilisation des liaisons semi-rigides en construction métalliques et mixtes, et l'importance de bien maîtriser la semi-rigidité.

Pour illustrer les effets de la semi-rigidité sur la distribution des efforts internes dans une structure, par le biais d'un logiciel de calcul très puissant qui s'appelle **ANSYS**, l'exemple de portiques étudié précédemment sera analysé une fois tel qu'il est (assemblage semi-rigide), autre fois en supposant que les joints sont infiniment rigides (assemblages rigides) est finalement toutes les poutres sont considérées simplement appuyées (assemblages articulés).

III.2/Logiciel de simulations ANSYS (Mechanical APDL) :

L'ANSYS est un logiciel de modélisation et simulation numérique. Il est devenu une solution efficace dans les domaines de la simulation comme l'automobile, l'aviation civile, l'industrie spatiale ou la construction de machine et également dans les branches plus récentes comme la microtechnique, la microélectronique ou l'industrie médicale.

ANSYS couvre par ses caractéristiques multi-physiques pratiquement toutes les disciplines de la simulation numérique en utilisant la MEF à savoir le calcul statique, dynamique, thermique, électromagnétique, électrostatique, piézo-électrique, écoulements (CFD), d'optimisation topologique mais également d'acoustique, de matériaux composites.

Les différents types des éléments utilisés :

Beam23 : Les éléments en forme de barre sont utilisés pour représenter les poutres et les colonnes. Le programme utilisé met à disposition l'élément de cadre en plastique bidimensionnel BEAM 23 (ANSYS), qui est un élément uni axial qui supporte les forces de traction-compression et de flexion. Il a 3 degrés de liberté dans chaque nœud : translation dans les directions locales x et y et rotation autour de l'axe nodal z.

Combine 39 : Ressort non linéaire ont été adoptés pour simuler l'effet semi-rigide des éléments

L'élément à ressort est utilisé dans les connexions poutre-colonne pour simuler le comportement semi-rigide de ces connexions. Cette modélisation se fait par éléments qui sont mis en œuvre aux points des nœuds coïncidents de poutres et de colonnes. Pour cela, on utilise l'élément COMBIN 39(ANSYS), dont la courbe caractéristique de rigidité est définie par N points numérotés positivement et négativement.

III.3/Modélisation par élément fini d'un portique mixte a trois configurations de joint déferrent (rigide, semi-rigide, articulée) :

Les unités des résultats :

le moment fléchissant	KN.m
L'effort tranchant	KN
La flèche	M

Tous les résultats obtenus sont extraire à partir du chargement ultime (ELU)

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 39.6 \text{ KN/m}$$

III.3.1/Portique articulé :

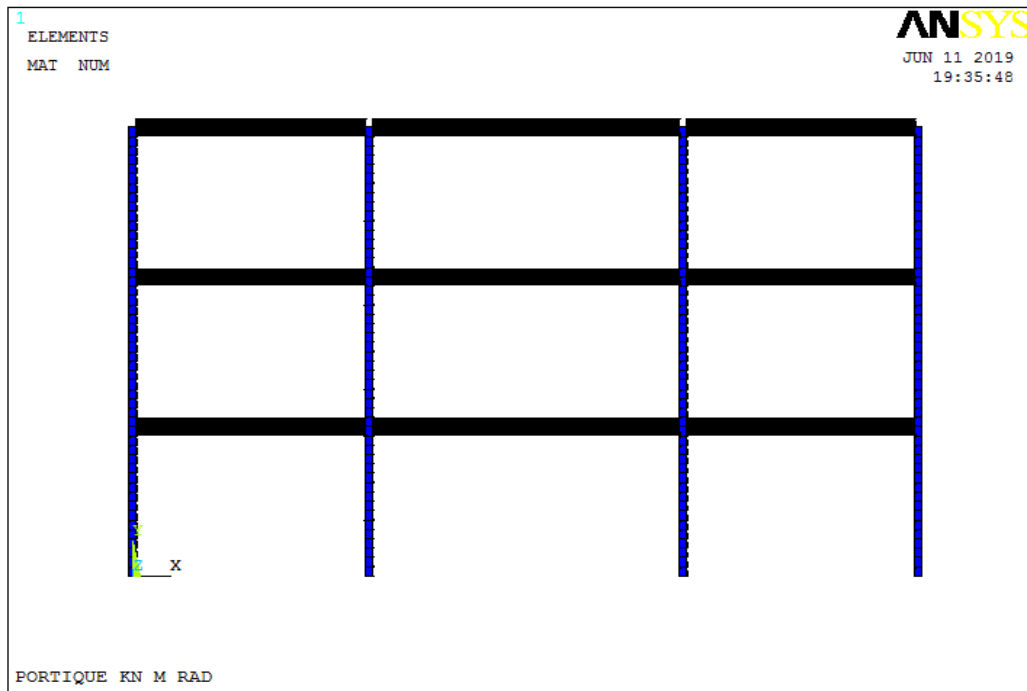


Figure 3.1 : Schéma de portique articulé

La figure 3.1 montre le model de portique articulé ou la section et l'inertie des poutres sont constant en raison de l'absence des zones de moment négative.

a) Moment fléchissant :

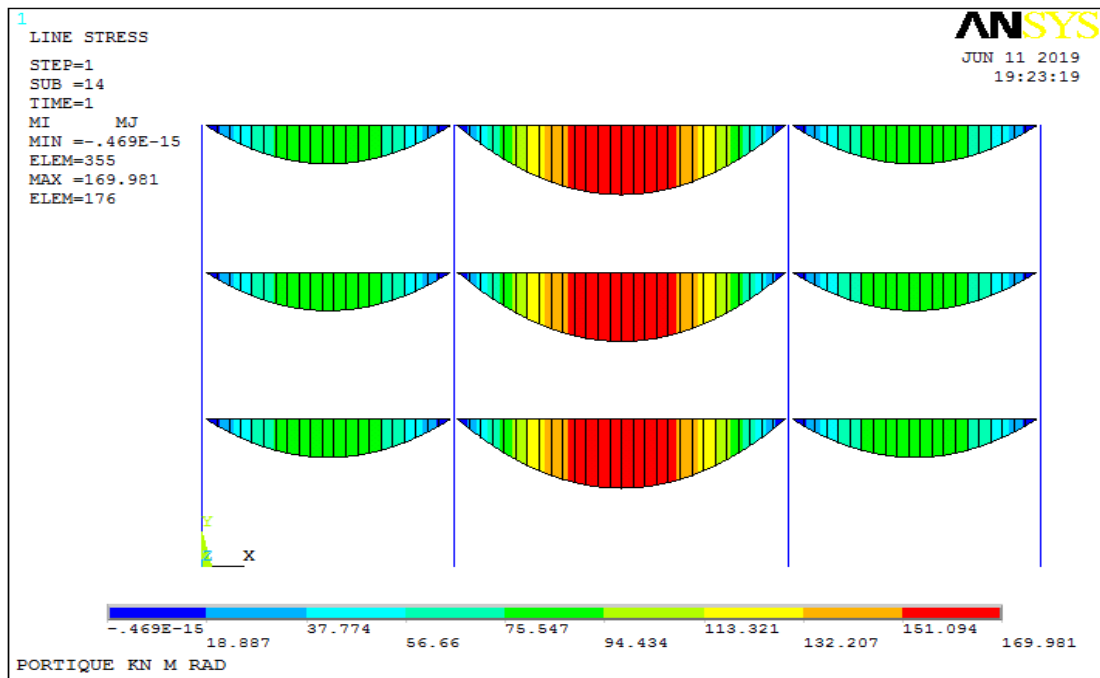


Figure 3.2 : Diagramme des Moments fléchissant (portique)

b) La flèche :

$$f \approx 2.5\text{cm} > \frac{l}{300} = 2\text{cm}$$

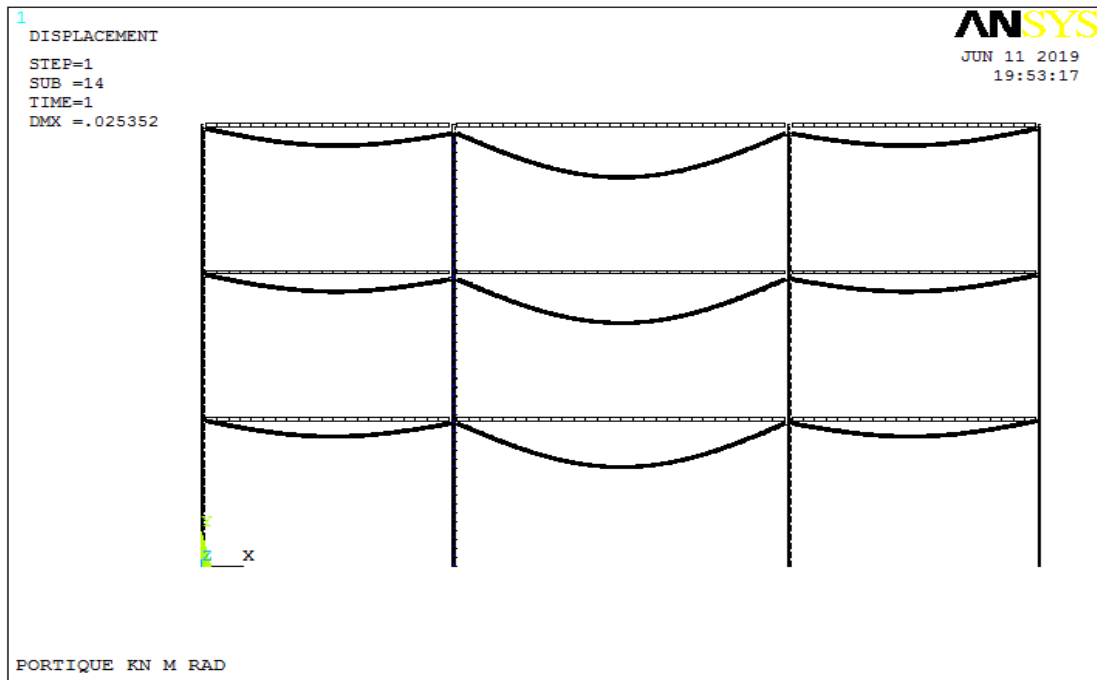


Figure 3.3 : schéma de la flèche.

c) l'effort normal :

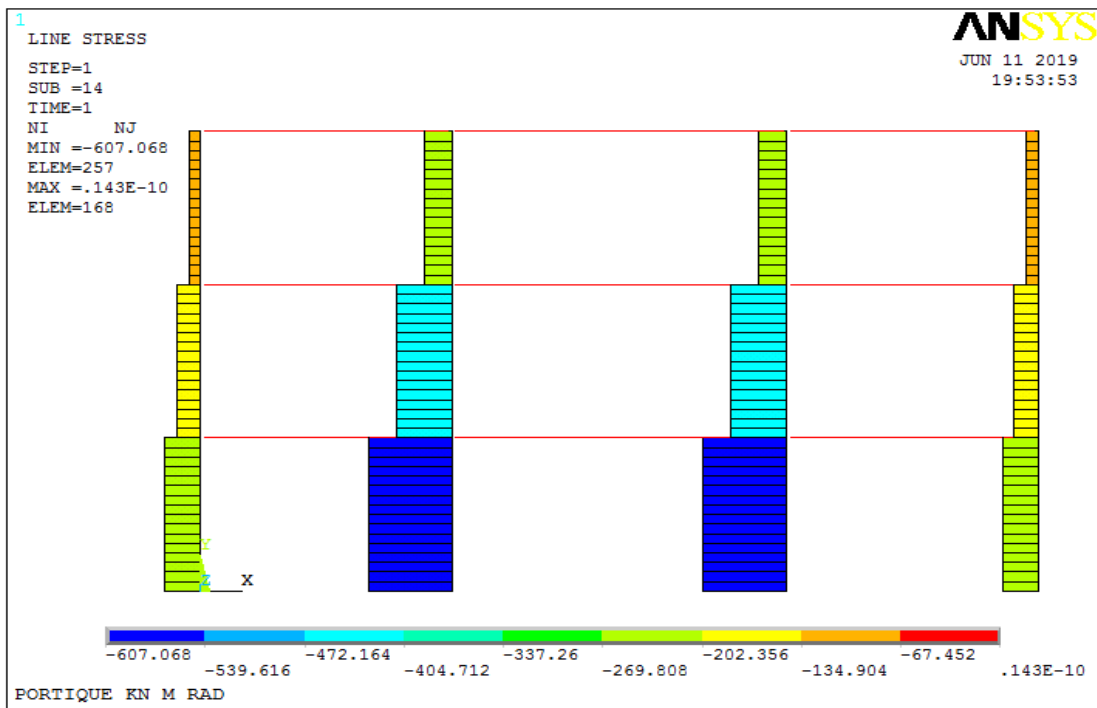


Figure 3.4 : Diagramme des Efforts normal

III.3.2/Portique semi-rigide :

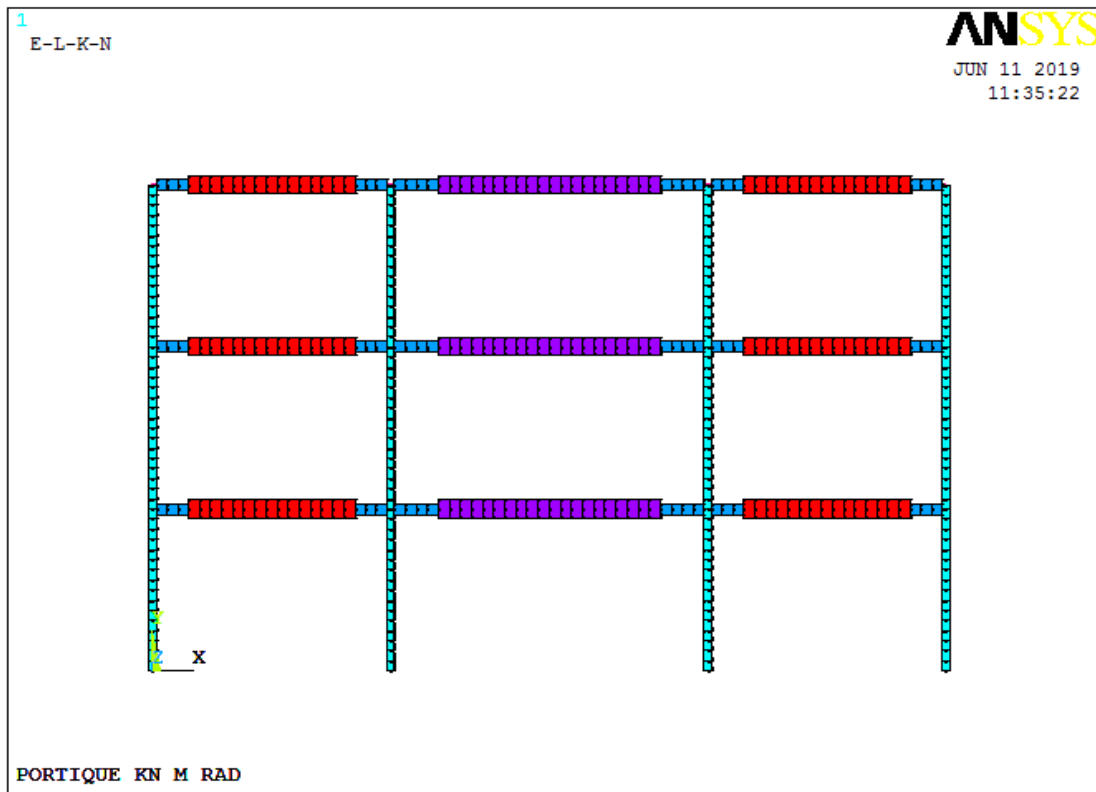


Figure 3.5 : Schéma de portique semi-rigide

La figure 3.5 illustre le modèle de portique semi-rigide, à cause de la présence des zones de moment négatif dans la section et l'inertie des poutres varie le long des portées (largeur efficace variable).

a) Moment fléchissant :

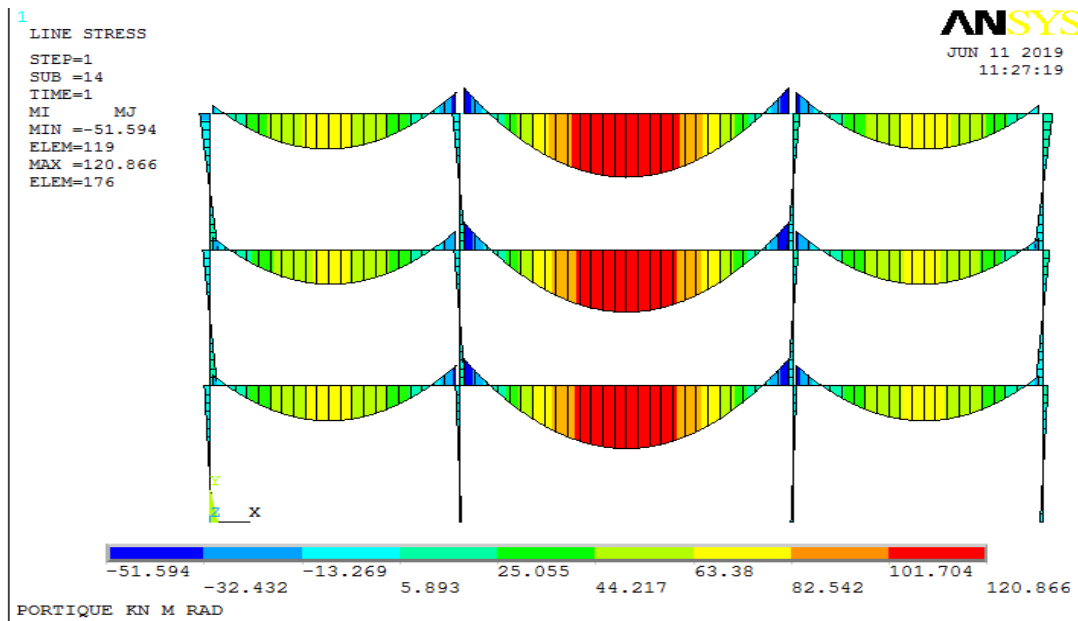


Figure 3.6 : Diagramme des moments fléchissant (semi-rigide)

b) La flèche :

$$f \approx 1.8cm < \frac{l}{300}$$

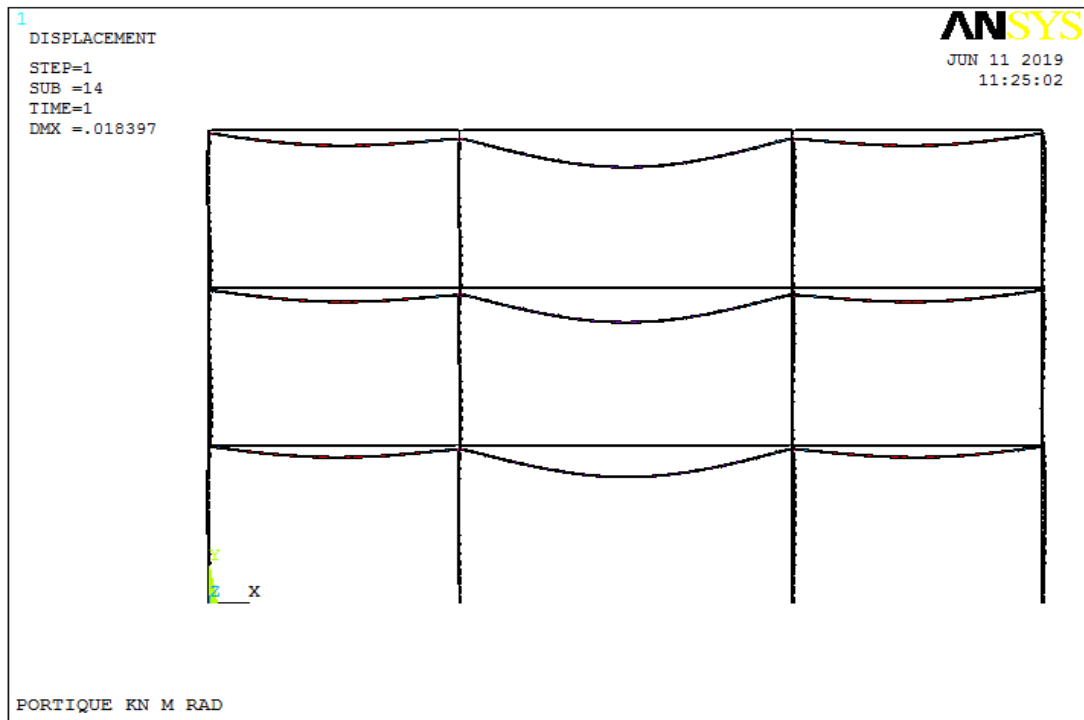


Figure 3.7: schéma de la flèche (semi-rigide)

c) l'effort normal :

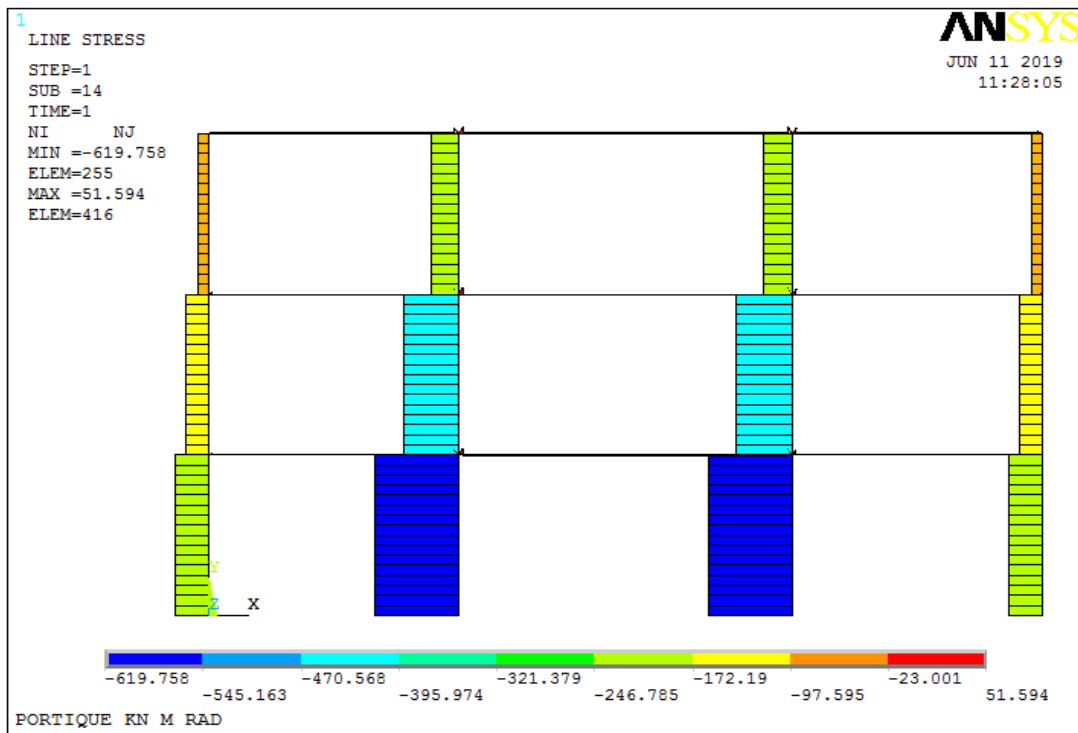


Figure 3.8 : Diagramme des Efforts normal

III.3.3/Portique rigide :

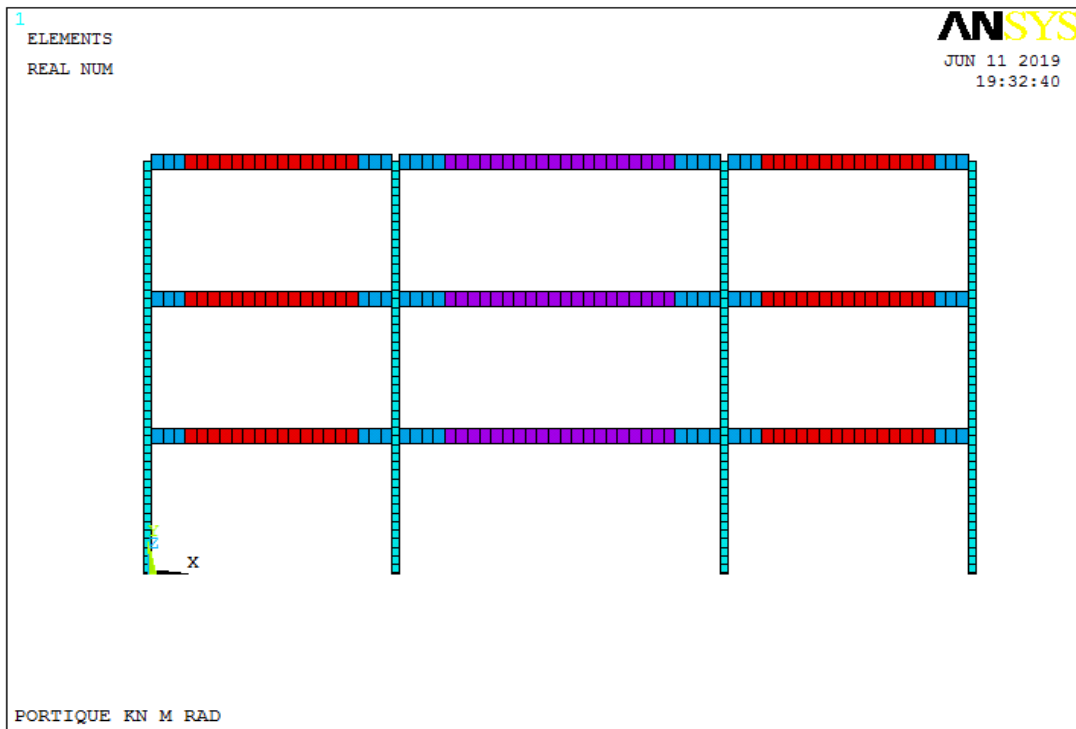


Figure 3.9 : modèle de portique rigide

a) Moment fléchissant :

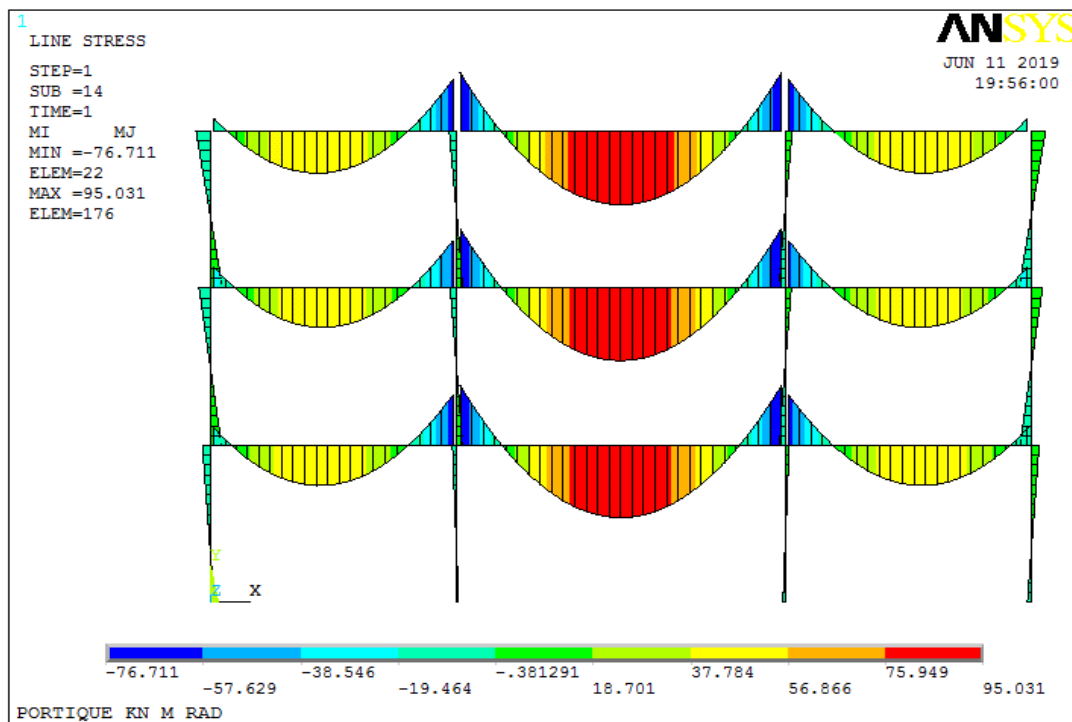


Figure 3.10 : Diagramme des moments fléchissant (rigide)

b) La flèche

$$f \approx 1.3\text{cm} < \frac{l}{300}$$

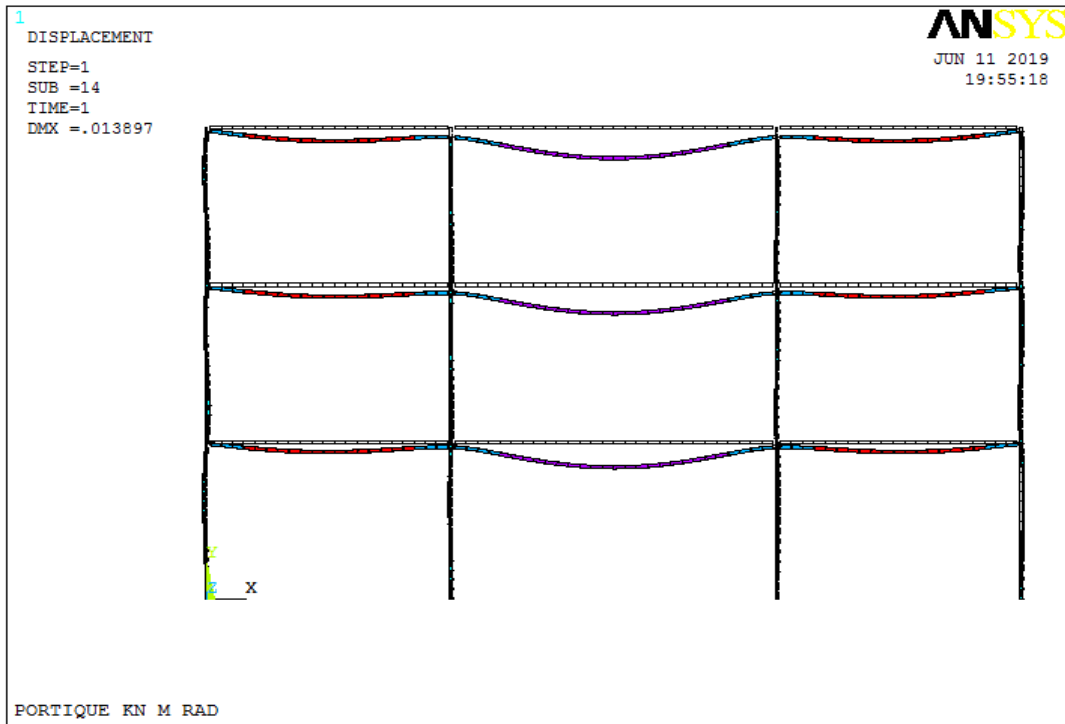


Figure 3.11 schéma de la flèche (rigide)

c) l'effort normal :

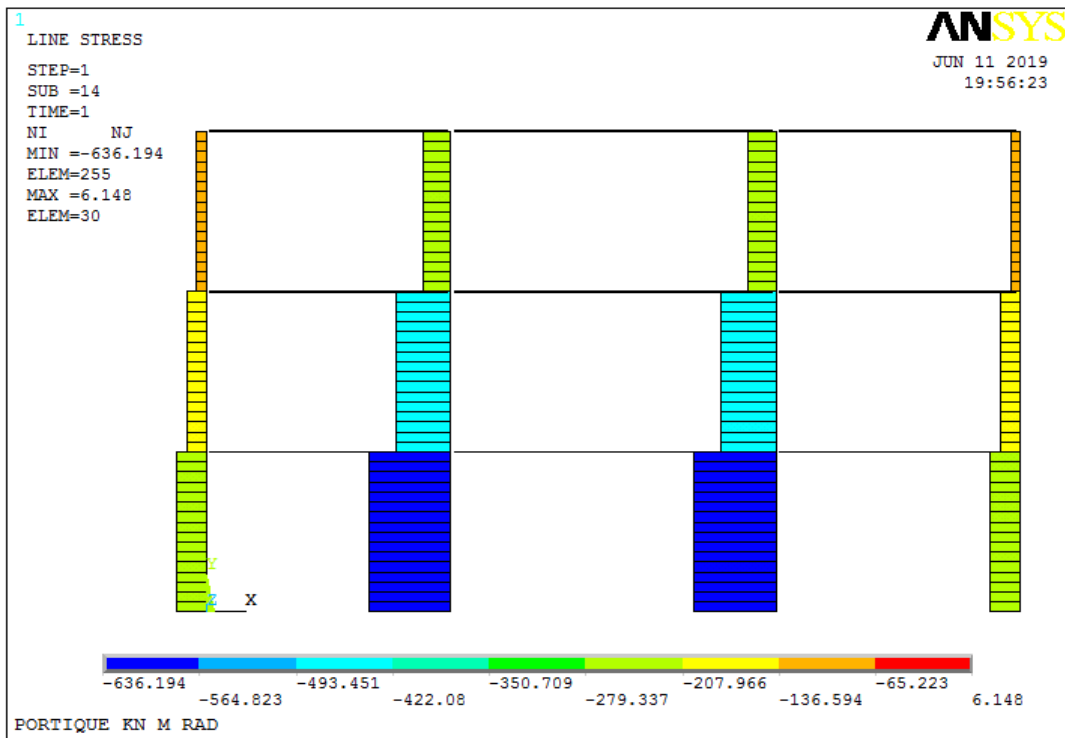


Figure 3.12 : Diagramme des Efforts normal

III.4/Effet de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement des portiques mixtes.

Type d'assemblage	Moment fléchissant (KN.m)	Flèche (cm)
Articulé	169.981	2.53352
semi-rigide	120.866	1.8397
Rigide	95.031	1.3897

Tableaux:1-2 Les valeurs maximales des moments et des flèches

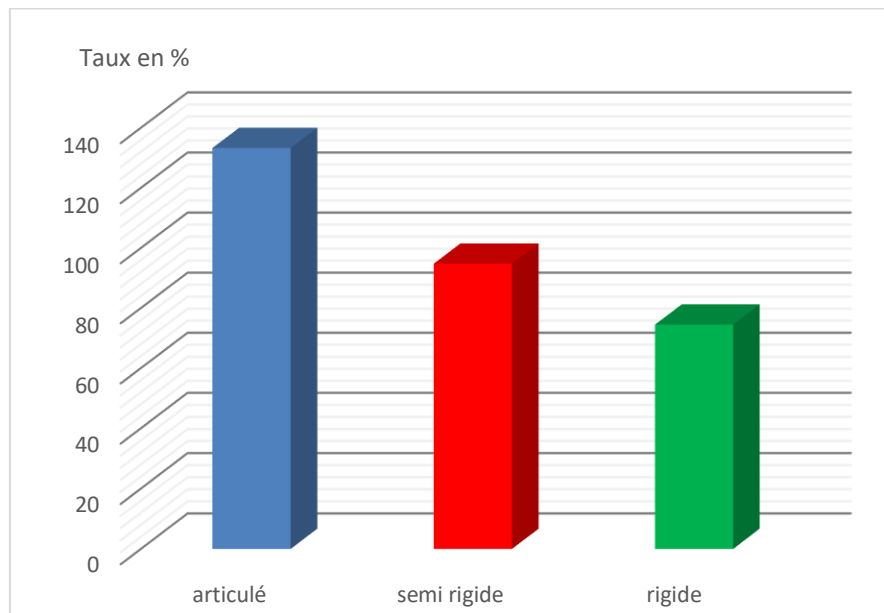


Figure 3.13 : Rendement des sections

- L'histogramme ci-dessus nous donne une idée sur le taux d'utilisation de la capacité de notre section (poutre mixte) par rapport aux trois types des assemblages.

a) Pour le type d'assemblage articulé on remarque que le taux est dépassé 100%, ceci expliquera par l'incapacité de la poutre devant le moment sollicitant extérieur.

$$\rightarrow \frac{M_{pl.Rd}}{M_{max.art}} \times 100 = 133.3 \% \Rightarrow \text{poutre endommagé}$$

b) les poutres à assemblage semi-rigide présentent un rendement très élevé atteindre un pourcentage 95%

$$\rightarrow \frac{M_{pl.Rd}}{M_{max.semi r}} \times 100 = 95 \% \Rightarrow \text{poutre résistante et économique}$$

- c) les poutres à assemblage rigide présentent un rendement relativement moins important que celui de l'assemblage semi-rigide.

$$\rightarrow \frac{M_{pl.Rd}}{M_{max.rigide}} \times 100 = 74 \% \implies \text{poutre résistante non économique}$$

- Vérification des flèches

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

- a) Portique a assemblage articulé $f_{max} > f_{adm}$ non vérifié
b) Portique a assemblage semi-rigide $f_{max} < f_{adm}$ vérifié
c) Portique a assemblage rigide $f_{max} < f_{adm}$ vérifié

D'après les résultats obtenus et la comparaison effectuée on peut conclure que la notion de semi-rigidité présente des avantages assez intéressante en termes de rendement des éléments structuraux.

CONCLUSION

CONCLUSION

Dans ce mémoire, modélisation des portiques mixtes avec un assemblage semi-rigide par platine d'extrémité non débordante dont l'objectif est déterminé des courbes de comportement des assemblages sous forme moment-rotation ($M-\theta$) qui constituent les données nécessaires à la modélisation des assemblages par la méthode de composante, et la classification par rigidité et par résistance d'un assemblage poutre - poteaux selon Eurocode4 pour Connaître les caractéristiques des assemblages, et connaître l'effet de l'assemblage semi-rigide dans les constructions mixtes sur le comportement du portique .

La modélisation de ces derniers est effectuée au moyen de logiciel ANSYS d'après le travail effectué, on a pu regrouper les conclusions générales comme suit :

- ✓ La conception d'un ouvrage en construction métallique ou mixte comprend plusieurs étapes (conception globale, conception détaillée, etc.) au cours desquelles le concepteur passe progressivement d'une vision globale de l'ouvrage à une vision de plus en plus détaillée.
- ✓ Les amplitudes de déplacement des portiques avec les assemblages semi-rigides sont considérablement plus grandes que celles du portique rigide.
- ✓ La prise en compte de la semi-rigidité des assemblages peut également s'avérer intéressante en cas d'évaluation de la capacité portante de structures existantes ainsi qu'en cas de calcul du comportement de structures renforcées.
- ✓ Du point de vue économique, un joint semi rigide présent une solution intéressante en termes de quantité de matière, coût de fabrication et leur coût du montage.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] **Eurocode 4 - EN 1994-1-1**: « Design of composite steel and concrete structures », Part 1.1: General rules and rules for buildings”. CEN, Brussels 2005.
- [2] **prEN 1993-1-8-Eurocode 3**: «design of steel structures». Part 1-8: design of joint; Draft N°1; 29 february 2000.
- [3] **TITOUM Messaoud¹, MAZOZ Aida¹, LAHMADI Azzeddine¹ & BAKIR Nassima¹**: « PROPOSITION D’UNE METHODE SIMPLIFIEE POUR LE CALCUL DES CARACTERISTIQUES D’UN ASSEMBLAGE MIXTE (POUTRE-POTEAU) » Journées d’étude de Génie Civil JEGC2015, M’sila, 25 et 26 Nov. 2015
- [4] **SLIMANI RACHID** : Etude et caractérisation des assemblages mixtes de type poutre-poteau selon l’Eurocode- 4 ; Université Mentouri Constantine 2007
- [5] **ENV 1993-1-1-Eurocode 3: Part1-1**: Rivised Annex J Joint in building frames 1993.
- [6] **C.E.C.M Document N ° 109. Collection C.T.I.C.M** : «Conception et calcul des assemblages mixtes de bâtiments».
- [7] **Manfred A. Hirt et Michel Crisinel** : « CHARPENTES METALLOUES Conception et dimensionnement des halles et bâtiments Volume 11 »
- [8] **GALEA Y., BUREAU A., PEP Micro** : « Analyse plastique au second ordre de structures planes à barres » Manuel d’utilisation, version 3, CTICM, septembre 1998.
- [9] **GALEA Y., COLSON A., PILVIN P** : « Programme d’analyse de structures planes à barres avec liaisons semi-rigides à comportement non linéaire, Construction Métallique, n°2 » 1986, pp 3-16.
- [10] **Les règles Eurocode3** : «Calcul des structures en aciers et Document d’Application Nationale CTICM » Paris, AFNOR 1992.