

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mentouri Constantine

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département De Génie Civil

N° d'ordre :.....

N° de Série :.....

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de

MAGISTER

Spécialité : GENIE CIVIL

Option : MECANIQUE DES STRUCTURES

Par : **SLIMANI RACHID**

THEME :

***ETUDE ET CARACTERISATION DES
ASSEMBLAGES MIXTES DE TYPE
POUTRE-POTEAU SELON L'EUROCODE-4***

Soutenu Publiquement le :/...../ 2007

Devant le jury composé de :

Président :	M ^r MIMOUNE M	Professeur	U. M. Constantine
Examineurs :	M ^r HOUARI H	Professeur	U. M. Constantine
	M ^r TEKKOUK A.H	Docteur	U. M. Constantine
Rapporteur :	M ^{me} MIMOUNE F.Z	Professeur	U. M. Constantine

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

@ Mes très chers parents pour leurs : amour, sacrifices, patiences, soutiens morale et matériel depuis mon enfance jusqu'à ce jour.

@ Ma femme et mes enfants Djihane et Kaouther.

@ Mes frères et sœurs.

@ Mes amis et collègues.

@ Ceux que j'aime et je respect.

Remerciements

Ce travail a été effectué au **Laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures (L.M.S.S)** du département **GENIE CIVIL** de l'université **MENTOURI CONSTANTINE**.

Grâce à dieu, aux personnes qui m'ont soutenu et qui ne sont autres que mes enseignants ce travail a pu avoir le jour.

Comme guise de reconnaissance j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect et ma noble gratitude à mon encadreur **M^{me} MIMOUNE F.Z**, Professeur à l'université Mentouri Constantine pour son aide, ses encouragements et l'aide précieuse qu'elle m'a apportée en faisant profiter largement de ses connaissances. Je ne serais oublier sa constante disponibilité.

Je remercie également Monsieur **MIMOUNE M**, Professeur à l'université Mentouri Constantine pour tous ses encouragements et ses efforts afin que je puisse réaliser ce travail.

Mes remerciements vont également à mes enseignants Monsieur **HOUARI H**, Professeur à l'université Mentouri Constantine, Monsieur **TEKKOUK A**, Docteur à l'université Mentouri Constantine, Monsieur **BOUMEKIK A**, Professeur à l'université Mentouri Constantine, Monsieur **KHALEFELLAH S**, maître de conférences à l'université de Jijel, **BOUSALEM B**, maître de conférences à l'université Mentouri Constantine.

Ma sincère reconnaissance va au Professeur **MIMOUNE MOSTEFA**, pour m'avoir fait l'honneur d'être le président de mon jury de soutenance.

J'adresse mes sincères remerciements à messieurs les membres du jury :

- M^r **HOUARI HACEN**

- M^r **TEKKOUK MOHAMED ELHADI**.

Pour l'intérêt bienveillant qu'ils ont accordé à ce travail. Je voudrais encore une fois leur exprimer ma profonde gratitude.

Je tiens à remercier tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont participé à la réalisation de ce travail.

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES	1
LISTE DES PHOTOS.....	7
LISTE DES TABLEAU.....	8
NOTATIONONS ET SYMBOLES.....	11
INTRODUCTION GENERALE.....	17

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES CONSTRUCTIONS MIXTES

I-1. INTRODUCTION.....	19
I-2.DEFINITION.....	19
I-3.DIFFERENTS TYPES D'ELEMENTS MIXTES.....	20
I-3-1.LES POUTRES MIXTES.....	20
I-3-1-1.LARGEUR PARTICIPANTE.....	21
I-3-1-2.MOMENT D'INERTIE D'UNE SECTION MIXTE (NON FISSUREE).....	22
I-3-2.DEGRE DE CONNEXION.....	23
I-3-3. LES POTEAUX MIXTES.....	24
I-3-4.DALLE MIXTE.....	25
I-3-5.ASSEMBLAGE MIXTE.....	27
I-4.CARACTÉRISATIQUES DES MATERIAUX.....	28
I-4-1.LE BÈTON.....	28
I-4-2.ACIER D'ARMATURE.....	30
I-4-3.ACIER DE CONSTRUCTION.....	31
I-4-4.TÔLES PROFILÈES EN ACIER POUR DALLES MIXTES.....	33
I-5.AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES STRUCTURES MIXTES.....	34
I-5-1.LES AVANTAGES.....	34
I-5-2.LES INCONVENIENTS.....	39
I-6.EXEMPLES DE CONSTRUCTIONS MIXTES.....	39
I-6-1.EXEMPLE N°1 : MILLENNIUM TOWER (VIENNE-AUTRICHE).....	40
I-6-2.EXEMPLE N°2 : CITIBANK DUISBURG (DUISBURG-ALLEMANGNE).....	42
I-6-3.EXEMPLE N°3 : PARKING « DEZ » (INNSBRUK-AUTRICHE).....	43
I-7.CONCLUSION.....	45
I-8. OBJECTIFS DU TRAVAIL	45

CHAPITRE II: DESCRIPTION ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DES ASSEMBLAGES

MIXTES

II-1.INTRODUCTION.....	47
II-2.DÈFINITION.....	47
II-3.DESCRPTION DES ASSEMBLAGES MIXTES.....	48
II-4.CARACTERISATION DES ASSEMBLAGES MIXTES.....	53
II-5.ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	53
II-5-1.LES ASSEMBLAGES METALLIQUES.....	54
II-5-1-1.KRISHNAMURTHY et GRADDY (1976).....	54
II-5-1-2.BURSI et LEONELLI (1994).....	55
II-5-1-3.GEBBEKEN (1994).....	55
II-5-1-4.BURSI et JASPART (1997).....	56
II-5-1-5.SHERBOURNE et BAHARI (1997).....	56
II-5-2.LES ASSEMBLAGES MIXTES.....	57
II-5-2-1.modèle de JOHNSON.....	57
II-5-2-2.modèle de BENUSSI.....	59
II-5-2-3.modèle d'ANDERSON.....	60
II-5-2-4.modèle d'ARIBERT (1995).....	61
II-5-2-5.modèle de TSCHEMMERNEGG.....	65
II-5-2-6.modèle de l'EUROCODE-3.....	68
II-5-2-6-1.CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES POUTRE-POTEAU.....	70
II-5-2-6-2.IDEALISATION DE LA COURBE DE COMPORTEMENT SELON L'EC-3 ET 4.....	73
II-5-2-6-3. ANALYSE GLOBALE DE LA STRUCTURE	74
II-6.CONCLUSION.....	75

CHAPITRE III: CARACTERISATION DES ASSEMBLAGES MIXTES SELON L'EUROCODE-3 ET L'EUROCODE-4 «LA METHODE DES COMPOSANTES»

III -1 INTRODUCTION	77
III -2 METHODE DES COMPOSANTES	77
III -2-1 IDENTIFICATION DES COMPOSANTE	78
III -2-2 CARACTERISATION DES COMPOSANTES.....	80
III -2-3 ASSEMBLAGE DES COMPOSANTES.....	80

III -3 APPLICATION DE LA METHODE DES COMPOSANTES AUX TROIS TYPES D'ASSEMBLAGE MIXTE	82
III -3-1 ASSEMBLAGE AVEC PLAQUE DE CONTACT.....	83
A. Calcul du moment résistant	83
B. rigidité initiale $S_{J,ini}$	84
C. calcul des résistances ($F_{Rd,i}$) et des rigidités (K_i) des composantes de l'assemblage.....	86
C-1 Caractéristiques géométriques.....	86
C-2 Calculs préliminaires.....	87
C-3 Calcul de la résistance et de la rigidité des composantes.....	86
D. Calcul des propriétés mécaniques de l'assemblage	97
III -3-2 ASSEMBLAGE AVEC PLATINE D'EXTREMITE LIMITEE.....	104
A. Calcul du moment résistant	104
B. rigidité initiale $S_{J,ini}$	105
C. calcul des résistances ($F_{Rd,i}$) et des rigidités (K_i) des composantes de l'assemblage.....	106
C-1 Caractéristiques géométriques.....	106
C-2 calculs préliminaires.....	107
C-3 Calcul de la résistance et de la rigidité des composantes.....	107
D. Calcul des propriétés mécaniques de l'assemblage	108
III -3-3 ASSEMBLAGE AVEC PLATINE D'EXTREMITE NON DEBORDANTE	112
A. Calcul du moment résistant	112
B. rigidité initiale $S_{J,ini}$	114
C. calcul des résistances ($F_{Rd,i}$) et des rigidités (K_i) des composantes de l'assemblage.....	115
C-1 Caractéristiques géométriques.....	115
C-2 calculs préliminaires.....	116
C-3 Calcul de la résistance et de la rigidité des composantes.....	116
D. Calcul des propriétés mécaniques de l'assemblage	134
III-4 CONCLUSION	139

**CHAPITRE IV : ELABORATION D'UN PROGRAMME DE CALCUL
DES ASSEMBLAGES MIXTE**

IV-1 INTRODUCTION	140
IV-2 PRÉSENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL (RIMAX-1) DU MOMENT RESISTANT ET DE LA RIGIDITE INITALE	140
IV-2-1 LE DELPHI.....	140
IV-2-2 DESCRIPTION DU LOGICIEL DE CALCUL (RIMAX-1).....	142

IV-2-3 LES ORGANIGRAMMES DU CALCUL DU MOMENT RESISTANT ET DE LA RIGIDITE INITIALE	146
A. Assemblage mixte avec plaque de contact	147
B. Assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée	149
C. Assemblage mixte avec platine d'extrémité non débordante.....	151
IV-3 RESULTATS DE L'ETUDE PARAMETRIQUE	155
IV-3-1 CAS DE L'ASSEMBLAGE MIXTE AVEC PLAQUE DE CONTACT.....	155
* LE MOMENT RESISTANT DE CALCUL.....	155
A.l'influence du pourcentage des armatures longitudinales (μ) de la dalle en béton.....	155
B. l'influence de la hauteur du profilé métallique de la poutre:.....	158
C. l'influence de la hauteur du profilé métallique du poteau pour $\mu=0.59\%$ et ($A_s=246.69\text{mm}^2$)	160
*LA RIGIDITE INITIALE.....	163
A. l'influence du pourcentage des armatures longitudinales (μ) de la dalle en béton.....	163
B. l'influence de la hauteur du profilé métallique de la poutre	165
C. Classification des assemblages avec plaque de contact.....	166
*LA CAPACITE DE ROTATION.....	168
-L'influence de la hauteur du profilé métallique de la poutre sur la capacité de rotation de l'assemblage.....	168
IV-3-2 CAS DE L'ASSEMBLAGE MIXTE AVEC PLATINE D'EXTREMITE LIMITEE.....	169
A. l'influence du pourcentage des armatures longitudinales (μ) de la dalle en béton.....	169
B. l'influence de la hauteur (h_p) du profilé métallique de la poutre mixte	175
IV-3-3 CAS DE L'ASSEMBLAGE MIXTE AVEC PLATINE D'EXTREMITE NON DEBORDANTE.....	180
A. l'influence de l'épaisseur de la platine d'extrémité.....	180
B. l'effet de la présence de la deuxième rangée des boulons en traction	188
C. l'influence du pourcentage des armatures longitudinales (μ) de la dalle en béton.....	190
C. l'influence de la hauteur de la poutre	196
IV-3 CONCLUSION.....	201
CONCLUSION GENERALE.....	202
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	205
ANNEXE.....	207
RESUME.....	211

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure 1-1: Poutres non mixte et poutre mixte.....	19
Figure1-2: Poutres mixtes.....	20
Figure1-3 : la largeur participante de la dalle.....	21
Figure1-4 : la largeur participante de la dalle dans le cas d'une poutre continue.....	21
Figure1-5 : calcul de l'inertie d'une poutre mixte.....	22
Figure1-6 : Types de connecteurs de cisaillement.....	23
Figure1-7 : Type de connexion	23
Figure1-8: degré de connexion au cisaillement.....	24
Figure1-9: Exemples de sections transversales de poteaux mixtes.....	25
Figure1-10: Une coupe dans la dalle mixte.....	26
Figure1-11: Types de liaisons acier-béton dans les dalles mixtes	27
Figure1-12: assemblage mixte de croisement poutre-poteau.....	28
Figure1-13 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature	31
Figure 1-14 : Relation contrainte-déformation.....	33
Figure 1-15 : poteaux enrobés avec du béton.....	36
Figure 1-16: la température dans un poteau enrobé soumise au feu	37
Figure 1-17: la température dans une poutre enrobée soumise au feu.....	37
Figure 1-18: La présence des armatures dans la poutre mixte.....	38
Figure1-19: Millennium Tower Vienne (Autriche), vue en plan	40
Figure1-20: Plancher Slim-Floor.....	44

CHAPITRE II

Figure 2-1 : Assemblage mixte.....	48
Figure 2-2 : les assemblages dans les constructions.....	48
Figure2-3 : Types d'assemblages.....	49
Figure 2-4: Types d'assemblages –Poteau à section en H et poutre à section en I	50
Figure 2-5 : Assemblage mixte avec plaque de contact.....	51
Figure 2-6 : Assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée.....	52

Figure 2-7 : Assemblage mixte avec platine d'extrémité non débordante.....	52
Figure 2-8 : modèle de JOHNSON-LAW.....	58
Figure 2-9 : modèle de BENUSSI	59
Figure 2-10 : modèle de ANDERSON	60
Figure 2-11 : modèle de d'ARIBERT	62
Figure 2-12 : courbe du comportement selon ARIBERT	62
Figure 2-13 : modèle de TSCHEMMERNEGG.....	66
Figure 2-14 : Modèle de l'EC-3	68
Figure 2-15 : Le moment résistant de calcul $M_{j.rd}$	69
Figure2-16 : Rotation d'un assemblage mixte sous un chargement symétrique.....	69
Figure 2-17 : Comportement d'un assemblage.....	69
Figure 2-18 : propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation d'un assemblage poutre-poteau.....	70
Figure 2-19 : classification des assemblages mixtes.....	71
Figure 2-20 : Classification des assemblages poutre-poteau par rigidité.....	72
Figure 2-21 : Courbe $M- \varphi$ non-linéaire.....	73
Figure 2-22 : Idéalisations des courbes.....	74

CHAPITRE III

Figure3-1 : régions et zones d'un assemblage mixte type poutre-poteau.....	79
Figure 3-2 : Modélisation simplifiée selon l'EN 1994-1-1 EC-4	82
Figure 3-3 : Assemblage mixte avec plaque de contact.....	84
Figure 3-4 : modèle de ressort pour les assemblages mixtes type poutre-poteau avec plaque de contact.....	85
Figure3-5 : Caractéristiques géométriques de la poutre mixte.....	86
Figure3-6 : Caractéristiques géométriques de la poutre métallique.....	86
Figure3-7 : Caractéristiques géométriques du poteau.....	87
Figure3-8 : caractéristiques géométriques d'Assemblage mixte avec plaque de contact.....	87
Figure 3-9 : diffusion de l'effort de compression	91

Figure 3-10: Valeurs du coefficient $k_{wc}(k_{wc.a})$ et point où $\sigma_{n,wc}$ ($s_{com.Ed}$) est calculée.....	92
Figure3-11 : effort de compression localisé dans la semelle de la poutre.....	95
Figure 3-12 : assemblage mixtes avec platine d'extrémité limité.....	104
Figure 3-13 : Détermination du bras de levier Z.....	105
Figure 3-14 : modèle de ressort pour les assemblage mixte boulonné type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.....	105
Figure3-15 : Caractéristiques géométriques d'un Assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité de hauteur limitée.....	106
Figure 3-16 : assemblage mixtes avec platine non débordante.....	112
Figure 3-17 : Distribution des efforts intérieurs.....	113
Figure 3-18 : Modèle de ressort pour un assemblage poutre-poteau avec platine d'extrémité non débordante.....	115
Figure3-19 : Caractéristiques géométriques d'un Assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité non débordante.....	116
Figure 3-20 : tronçon en T équivalent.....	123
Figure 3-21 : Modes de ruine de tronçon en Té	124
Figure 3-22 : Dimensions d'un tronçon d'assemblage en T	125
Figure 3-23 : Profilé en té soumis à la traction.....	125
Figure 3-24 : Ruine plastique de la semelle du profilé en té.....	126
Figure 3-25 : Ruine mixte (ligne de plastification et ruine des boulons)	127
Figure 3-26: Mécanismes plastiques.....	128
Figure 3-27 : schémas de charnières plastique dans une semelle [fig. J-3-4 de l'annexeJ]	129

CHAPITRE IV

Figure4-1 : la Form1 du logiciel.....	142
Figure4-2 : la Form2 du logiciel.....	142
Figure4-3 : la Form3 du logiciel.....	143

Figure4-4 : la Form 4 du logiciel.....	144
Figure4-5 : la Form5 du logiciel.....	145
Figure4-6 : la Form6 du logiciel.....	146
Figure 4-7 : Organigramme du calcul du moment résistant et de la rigidité d'un assemblage avec plaque de contact	147
Figure 4-8 : Organigramme du calcul du moment résistant et de la rigidité d'un assemblage avec platine d'extrémité limitée	149
Figure4-9 : Organigramme de calcul du moment résistant et de la rigidité pour un assemblage avec platine d'extrémité non débordante.....	151
Figure 4-10 : la variation de $M_{J,Rd}$ en fonction de μ Pour les différents valeurs de f_{sk}	157
Figure 4-11 : la variation de $M_{J,Rd}$ en fonction de hb Pour les différents valeurs de f_{sk}	159
Figure 4-12 : la variation de la rigidité initiale en fonction de μ	164
Figure 4-13 : la variation de la rigidité initiale en fonction de hb	165
Figure 4-14 : la variation de Φ_{CD} en fonction de hb	168
Figure 4-15 : La variation de $M_{J,RD}$ en fonction de Φ_{CD}	169
Figure 4-16 : la variation de $M_{j,rd}$ en fonction de μ et de F_{sk} pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.....	171
Figure 4-17 : la variation de $M_{j,rd}$ en fonction de μ et de h_c pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.....	172
Figure 4-18 : la variation de $S_{j,ini}$ en fonction de μ et de F_{sk} pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.....	172
Figure 4-19 : la variation de $S^{\circ}j,ini$ en fonction de μ pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limité.....	173
Figure 4-20 : la variation de $S_{j,ini}$ en fonction de μ et de h_c pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limité.....	173
Figure 4-21 : la variation de $S^{\circ}j,ini$ en fonction de μ et de h_c pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.....	174

Figure 4-22 : la variation de $M_{j.rd}$ et $M^{\circ}_{j.rd}$ en fonction de h_b pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.....	178
Figure 4-23 : la variation de $M_{j.rd}$ et $M^{\circ}_{j.rd}$ en fonction de h_b et h_c pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.....	178
Figure 4-24 : la variation de $S_{j.ini}$ et $S^{\circ}_{j.ini}$ en fonction de h_b pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.....	179
Figure 4-25 : la variation de $S_{j.ini}$ en fonction de h_b et de h_c pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.....	179
Figure 4-26 : la variation de $S^{\circ}_{j.ini}$ en fonction de h_b et de h_c pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.....	180
La figure 4-26 : la variation des résistances $F_{rd.5}$ et $F^{\circ}_{rd.5}$ en fonction de t_p	182
La figure 4-27 : la variation des résistances $F_{rd.3}$ et $F^{\circ}_{rd.3}$ en fonction de t_p	182
La figure 4-28 : la variation des rigidités K_5 et K°_5 en fonction de t_p	183
Figure4-29 : Variation de $M_{j.rd}$ et $M^{\circ}_{j.rd}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante.....	186
Figure4-30 : Variation de $M_{j.rd}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante et de la hauteur du profilé du poteau enrobé avec du béton.....	186
Figure4-31 : Variation de $S_{j.ini}$ et $S^{\circ}_{j.ini}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante.....	187
Figure4-32 : Variation de $S_{j.ini}$ et $S^{\circ}_{j.ini}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante et de la hauteur du profilé du poteau enrobé avec du béton.....	187
Figure 4-33 : Variation de $M_{j.rd}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante et du nombre des rangées des boulons en traction (poteau enrobé avec du béton).....	189
Figure 4-34 : Variation de $S_{j.rd}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante et du nombre des rangées des boulons en traction (poteau enrobé avec du béton).....	189
Figure4-35 : Variation de $S^{\circ}_{j.rd}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante et du nombre des rangées des boulons en traction (poteau non enrobé avec du béton).....	190

Figure 4-36 : Variation de Z en fonction de μ pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.....	193
Figure 4-37 : Variation de $M_{j,rd}$ et $M^{\circ}_{j,rd}$ en fonction de μ pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.....	193
Figure 4-38 : Variation de $M_{j,rd}$ en fonction de μ pour les différents profilés HEB du poteau enrobé avec du béton pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.....	194
Figure 4-39 : La variation de $M_{j,rd}$ en fonction de μ et de F_{sk} pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante (cas du poteau enrobé).....	194
Figure 4-40 : Variation de $S_{j,ini}$ en fonction de μ pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.....	195
Figure 4-41 : Variation de $S_{j,ini}$ en fonction de μ et du profilé métallique du poteau enrobé avec du béton pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.....	195
Figure 4-42 : Variation de $S^{\circ}_{j,ini}$ en fonction de μ et du profilé métallique du poteau non enrobé avec du béton pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.....	196
Figure 4-43 : Variation de $M_{j,rd}$ et $M^{\circ}_{j,rd}$ en fonction de la hauteur du profilé métallique de la poutre pour les deux cas des poteaux enrobés et non enrobé avec du béton pour les cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.....	198
Figure 4-44 : Variation de $M_{j,rd}$ en fonction de h_b et en fonction de F_{yb} et F_{yc} pour les cas des assemblages mixtes avec platine non débordante (poteau enrobé avec du béton).....	198
Figure 4-45 : Variation de $M^{\circ}_{j,rd}$ en fonction de h_b et en fonction de F_{yb} et F_{yc} pour les cas des assemblages mixtes avec platine non débordante (poteau non enrobé avec du béton).....	199
Figure 4-46 : Variation de $S_{j,ini}$ et $S^{\circ}_{j,ini}$ en fonction de la hauteur du profilé métallique de la poutre d'un assemblage mixte avec platine non débordante.....	199

ANNEXE

FigureA-1 : Valeur de α en fonction de I_1 et I_2	207
FigureA-2 : pinces et pas.....	207
FigureA-3 : assemblage par boulons.....	208
FigureA-4 : Présentation de la longueur L_b	209
Figure A-5 : Force de levier dans les assemblages.....	210

LISTES DES PHOTOS

CHAPITRE I

Photo 1-1: Etapes de la construction de Millennium Tower (temps total de construction = 8 mois).....	40
Photo 1-2: Millennium Tower Vienne (Autriche)	41
Photo 1-3: Citibank Duisburg (Allemagne)	42
Photo 1-4: vue générale du parking « DEZ »	43
Photo 1-5: (A)-Elévation de poteaux mixtes sur 2 étages (B)-Assemblage des poutres de plancher slim-floor et des dalles de béton préfabriquées	44

LISTES DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau 1-1 : principales caractéristiques des bétons.....	29
Tableau 1-2 : caractéristiques des aciers d'armatures	30
Tableau 1-3 : Désignation et caractérisation des principaux aciers de construction.....	32
Tableau 1-4 : les tôles profilées conformes à la norme EN10147	33
Tableau 1-5 : Comparaison entre poutre mixte et poutre métallique.....	35
Tableau 1-6 : Comparaison entres éléments mixtes et éléments en béton armé	36

CHAPITRE II

Tableau 2-1 : Types de modélisation d'assemblages.....	75
---	----

CHAPITRE III

Tableau 3-1 : les étapes de la méthode des composantes.....	78
Tableau 3-2 : régions et composantes correspondantes d'un assemblage mixte.....	79
Tableau 3-3 : groupement en série et en parallèle des composantes.....	81
Tableau 3-4 : Les différentes composantes à prendre en compte pour chaque Type d'assemblage mixte à étudier.....	83
Tableau 3-5 : Tableau récapitulatif de la méthode des composantes pour un assemblage avec plaque de contact	98
Tableau 3-6 : Tableau récapitulatif de la méthode des composantes pour un assemblage avec platine d'extrémité limité	109
Tableau 3-7 : Tableau récapitulatif de la méthode des composantes pour un assemblage avec platine d'extrémité non débordante	135

CHAPITRE IV

Tableau 4-1 : Tableau des assemblages mixtes étudiés.....	154
Tableau 4-2 : Tableau des données de la poutre.....	154

Tableau 4-3: Tableau des données du poteau.....	154
Tableau 4-4: Tableau des données de la platine.....	155
Tableau 4-5: Tableau des données des boulons.....	155
Tableau 4-6: Tableau des données de la dalle en béton.....	155
Tableau 4-7 : variation de $M_{J;Rd}$ en fonction de μ Pour les différents valeurs de f_{sk}	157
Tableau 4-8 : variation de $M_{J;Rd}$ en fonction de hb Pour les différents valeurs de f_{sk}	158
Tableau 4-9 : variation de $M_{J;Rd}$ en fonction de La hauteur du poteau (hc) pour $\mu=0.59\%$ ($A_s=246.69\text{mm}^2$).....	162
Tableau 4-10 : variation de $F_{rd,14}$ en fonction de $f_{y,cp}$	163
Tableau 4-11 : variation de $S_{j,ini}$ en fonction de μ	164
Tableau 4-12 : variation de $S_{j,ini}$ ET S_j en fonction de hb.....	165
Tableau 4-13 : tableau de calcul de I_b de la poutre mixte	166
Tableau 4-14 : variation de la classification des assemblages avec la variation de μ	167
Tableau 4-15 variations de la classification des assemblages avec la variation de hb	167
Tableau 4-16 : variation de φ_{cd} et de $M_{j,rd}$ en fonction de hb.....	168
Tableau 4-17 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité initiale en fonction de μ et de F_{sk} pour un assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée.....	170
Tableau 4-18 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité initiale en fonction de μ et de hc pour un assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée.....	171
Tableau 4-19 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité initiale en fonction de hb, de F_{yb} et de F_{yc} pour un assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée.....	176
Tableau 4-20 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité initiale en fonction de hb et de hc	

pour un assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée.....	177
Tableau 4-21: tableau de la variation des résistances et des rigidités des composantes 5, 3, 4 et 8.....	181
Tableau 4-22 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité et la hauteur du profilé métallique du poteau.....	185
Tableau 4-23 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité initiale en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité et de rangée de boulons en traction.....	188
Tableau 4-24 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité en fonction du μ et du profilé métallique du poteau pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.....	191
Tableau 4-25 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité en fonction du μ et de la nuance d'acier des armatures de la dalle en béton pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.....	192
Tableau 4-26 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité en fonction de la hauteur du profilé métallique de la poutre et de la nuance d'acier de ces derniers pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.....	193
ANNEXE	
Tableau A-1: Principales caractéristiques géométrique du boulons.....	208
Tableau A-2: Valeurs recommandées pour β	209
Tableau A-3: valeurs de la longueur efficace.....	210

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 armature longitudinales.

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

B :

b : 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 = $3 h_b$.

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

$b_{eff.t.fc}$: 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.

C :

$C_0 = \text{Un rapport} = \frac{Z_2}{Z_1}$.

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.

$E_{cm,c}$: 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.

$F_{c,Rd}$: 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

$F_{fc,Rd,ii}$: 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 des 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 platanes 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 n_p : 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_{wb} : 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

b : Paramètre de transformation.

f_{cd} : Capacité de rotation de l'assemblage.

m : Le rapport entre $S_{j,im}$ et S_j .

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

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

\bar{I}_p : Élancement réduit.

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

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

$s_{n.fc}$: 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: schear = cisaillement .
v: force de cisaillement (effort).
p: Panneau.
pl: plastique .
c: concert = béton .
Ed: de calcul.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de la suite de la recherche que développe l'équipe de recherche au sein de laboratoire de mécanique des sols et des structures (**L.M.S.S**) du département génie civil de **l'université MENTOURI de Constantine** sur les structures métalliques, les structures mixtes acier-béton et sur leurs assemblages, dans cette perspective, ce thème de recherche sur les assemblages des éléments mixtes acier-béton par platine d'extrémité non débordante ou limité et par plaque de contact, à été proposé pour l'obtention du diplôme de magister.

L'étude envisagée dans le cadre de ce magister est d'étudier les différentes conceptions d'assemblages mixtes (par platine d'extrémité non débordante ou limitée et par plaque de contact). Cette étude qui cible, en particulier, les assemblages mixtes nous oblige à tracer un plan de travail comprenant les étapes suivantes :

-une première étape : est consacrée à l'étude des constructions mixtes constituées d'éléments mixtes (poteaux mixtes, dalles mixtes, poutres mixtes et essentiellement des assemblages mixtes), en général, tout en mettant en avant l'intérêt et l'avantage de ce type de construction qui repose sur l'association de l'acier et du béton en tirant profit au maximum de leurs caractéristiques principales. Les hypothèses avancées sur l'interaction entre l'acier et le béton ont permis de considérer la construction mixte comme une extension de la construction métallique

-une deuxième étape : est consacrée au développement et à l'amélioration des connaissances sur la construction mixte et notamment sur la conception et la modélisation des assemblages d'éléments mixtes.

En effet la construction des assemblages mixtes reposait généralement sur celles, bien connue, des assemblages métalliques conventionnées, dans lesquels l'apport apporté par la dalle en béton armé est totalement négligé. Dans le cas des ossatures de bâtiments comprenant des poutres mixtes acier-béton, l'objectif est de montrer comment concevoir des assemblages fonctionnant comme éléments mixtes sous moment de flexion négatif. L'élément clé de cette conception est la mise en œuvre d'une armature de la dalle continue agissant en traction au passage de l'assemblage.

Cette étape est, en particulier, consacrée à la conception et à l'approche analytique selon l'Eurocode-3 et Eurocode-4, c'est-à-dire à :

-la définition des assemblages mixtes.

-représentation des assemblages mixtes :

Ø classification des assemblages mixtes.

Ø définition des caractéristiques principales des assemblages mixtes.

$(S_{j.ini}, M_{j.Rd}, f_{cd})$

En fin, on a effectué une étude bibliographique sur les différents modèles de calcul des assemblages, où on a collecté un grand nombre d'articles récents qui traitent les assemblage, afin, de faire une synthèse bibliographique qui servira de base pour notre étude analytique. Le

modèle de calcul présenté par les **Eurocodes 3** et **4** est retenu comme modèle de calcul dans notre étude.

-**une troisième étape** : consacrée à l'étude, en détail, de la méthode des composantes, qui commence par l'identification des composantes de chaque type d'assemblage étudié (par platine d'extrémité non débordante ou limité et par plaque de contact), passant par la caractérisation de chaque composante pour en fin déterminer les trois caractéristiques d'un assemblage mixte :

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

-**une quatrième étape** : est consacrée à l'élaboration d'un logiciel de calcul permettant de caractériser un assemblage mixte. L'analyse et l'interprétation des résultats obtenus par ce traitement numérique ont permis de constater l'influence positive ou négative de certains paramètres sur le moment résistant du calcul et sur la rigidité initiale de l'assemblage mixte.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES CONSTRUCTIONS MIXTES

I-1 INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré aux généralités sur les constructions mixtes. Dans un premier temps une définition du mixte et le mode de fonctionnement de ce type de construction, avec l'apport que peut apporter les deux principaux matériaux utilisés à savoir : l'acier et le béton est présentée.

Suivi par un passage en revue des différents types d'éléments mixtes.

Comme le comportement de ces derniers nécessite la connaissance détaillée des caractéristiques mécanique des matériaux utilisés ceux-ci sont présentés dans la partie qui suit.

Ce type de construction présente des avantages et des inconvénients qu'il est utile de mentionner.

En dernier lieu il est donné quelques exemples récents de construction mixtes à travers le monde.

I-2 DEFINITION

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.

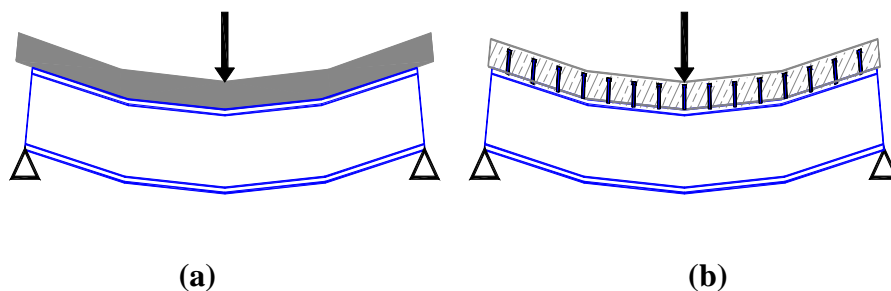


Figure 1-1: (a): Poutre non mixte, (b): et poutre mixte (b) [13].

* L'association de l'acier et du béton repose sur des qualités complémentaires de ces deux matériaux complètement différents :

- le béton résiste en compression et l'acier en traction, et aux efforts tranchants.
- Les éléments métalliques sont de faibles épaisseurs et sont aussi relativement élancés se qui les rend susceptibles aux phénomènes d'instabilités élastiques (voilement,...). Le béton empêche par exemple le voilement des panneaux d'âme des éléments métalliques.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et l'incendie.
- L'acier augmente la ductilité de la structure.

La nécessité de travailler avec des grandes portées (plus de 12m) à fait appeler aux structures mixtes surtout pour des constructions (de grande surface sans poteaux intermédiaires).

- Dans les constructions mixtes, une précaution supplémentaire est à tenir en compte lors du calcul des assemblages de ces éléments mixtes hautement résistants. Pour cette raison, L'Eurocode-4 à considérer dans ses méthodes avancées que l'assemblage est un élément séparé et qui nécessite une étude particulière.

I-3 DIFFERENTS TYPES D'ELEMENTS MIXTES

On distingue quatre principaux types d'éléments mixtes.

I-3-1 Les poutres mixtes

Sont des éléments mixtes soumises principalement à la flexion.

Les poutres mixtes sont composés d'une poutre métallique sur la quelle s'appuie une dalle en béton, le plus souvent liée par des organes de connexion (goujons soudés ou des équerres clouées, des butées, des boulons à haute résistance,...) fig1.6. Cette solution est caractérisée par une séparation nette de deux matériaux, résolue par une connexion entre le profilé en acier et la dalle en béton.

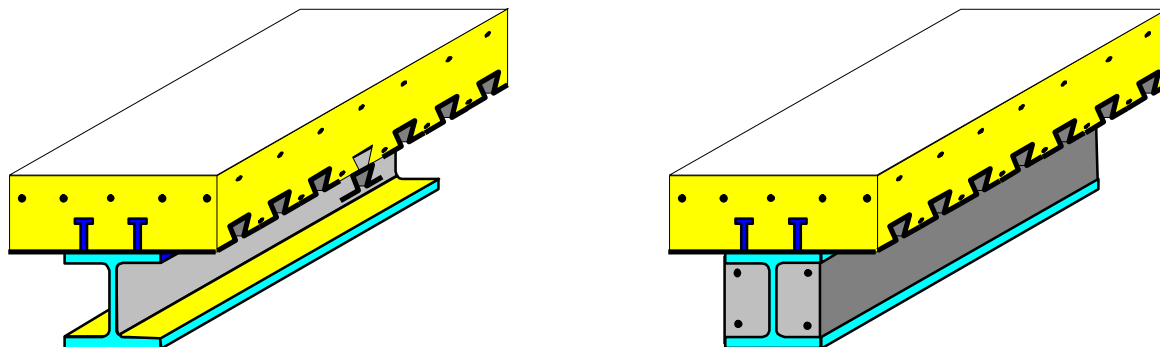


Figure1-2:Poutres mixtes

I-3-1-1 largeur participante

Dans les poutres mixtes, le transfert de l'effort de cisaillement par les connecteurs entre la dalle en béton et la poutre métallique ne s'effectue que sur une largeur b_{eff} dite la largeur participante de la dalle. La valeur de b_{eff} dépend du rapport de l'espacement $2b_i$, de la portée L des poutres, du type de chargement, de la nature des liaisons (appuis) des poutres, du type de comportement (élastique ou plastique) et d'autres facteurs. l'Eurocode-4 (version ENV 1994-1-1) [1] propose l'expression suivante :

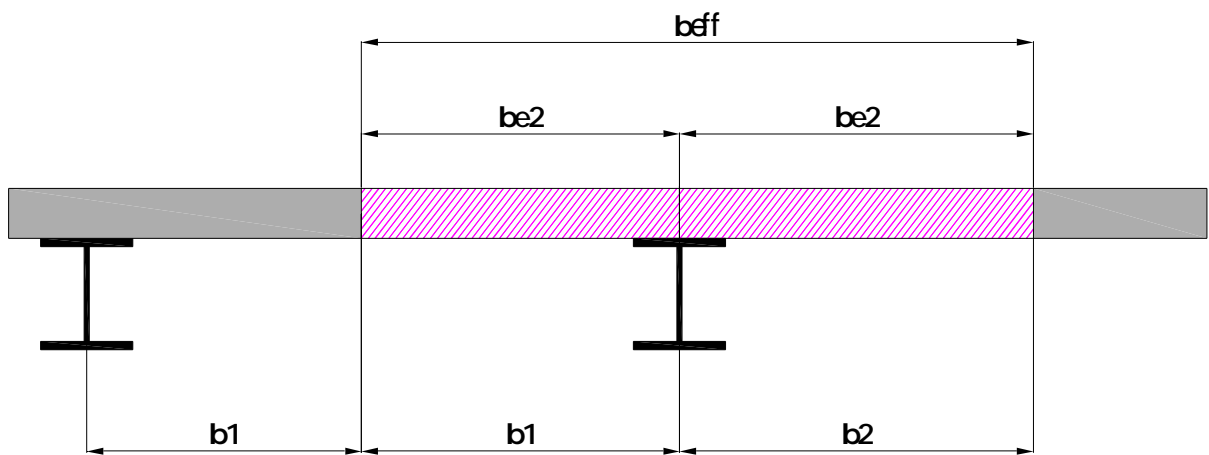


Figure1-3 : la largeur participante de la dalle

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{Avec} \quad b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}, b_i\right) \quad (1-1) \text{ et } (1-2)$$

Avec : l_0 = la portée L de la poutre dans le cas d'une poutre sur deux appuis.

Dans le cas d'une poutre continue, l_0 peut être choisie selon les indications données à la figure1-4.

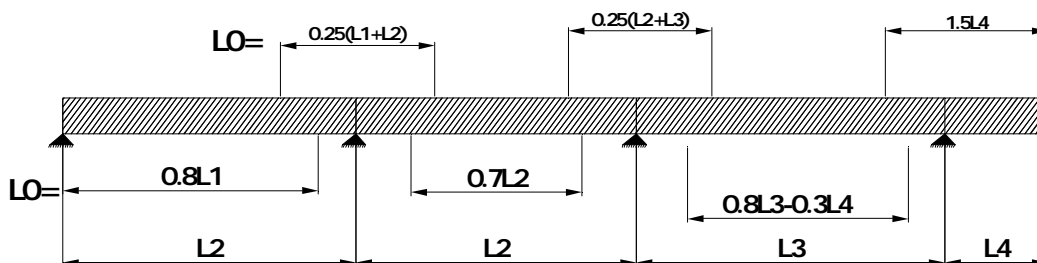


Figure1-4 : la largeur participante de la dalle dans le cas d'une poutre continue

La valeur de b_{eff} est utile à la détermination de certaines propriétés élastiques de la poutre mixte tel que son moment d'inertie et sert aussi pour la vérification de la résistance des sections transversales.

I-3-1-2 moment d'inertie d'une section mixte (non fissurée)

Pour le calcul du moment d'inertie élastique on considère la section mixte homogène par rapport à l'acier, puis on détermine en premier lieu la position de l'axe neutre élastique.

Le calcul de la position de l'axe neutre élastique et du moment d'inertie I_b en zone de flexion négative par rapport à l'axe fort de la section mixte de la poutre non fissurée est comme suit :

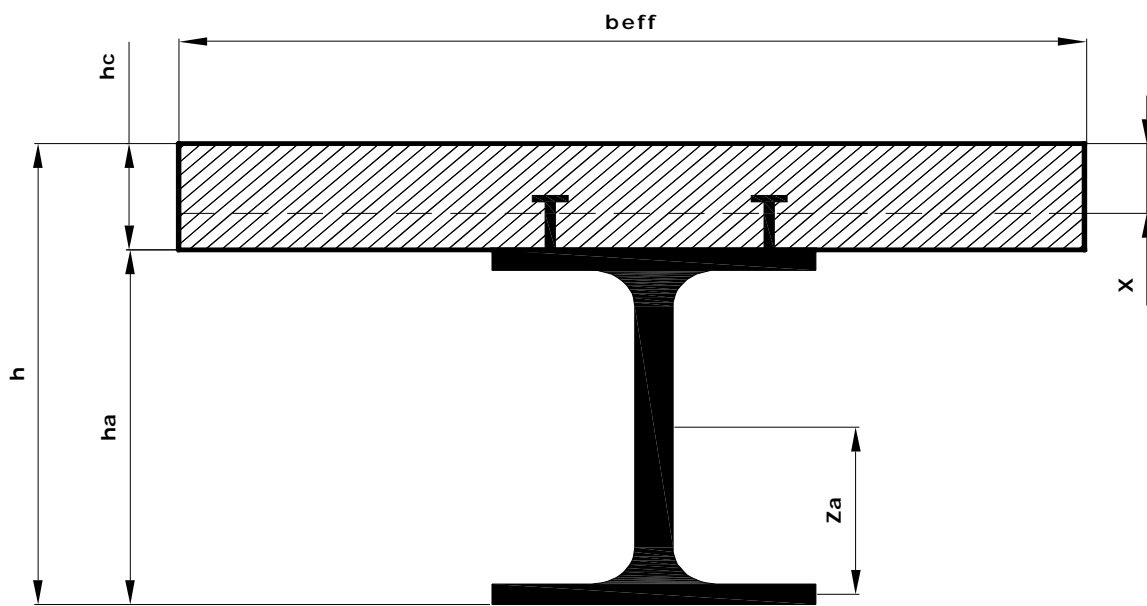


Figure1-5 : calcul de l'inertie d'une poutre mixte.

$$X = n \cdot \frac{A_a}{b_{eff}} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_{eff}}{n \cdot A_a} (Z_a - h)} \right) \quad [8] \quad (1-3)$$

X : est la position de l'axe neutre.

$$Z_h = h - X \quad (1-4)$$

$$I_b = I_a + A_a \cdot (Z_n - Z_a)^2 + \frac{b_{eff} \cdot X^3}{12 \cdot n} + \frac{b_{eff} \cdot X}{n} \left(\frac{X}{2} \right)^2 \quad [8] \quad (1-5)$$

I_b : L'inertie de la poutre mixte.

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} : \text{Coefficient d'équivalence} \quad (1-6)$$

I-3-2 degré de connexion

-C'est la connexion entre le béton et les composantes métalliques d'un élément mixte qui présente suffisamment de résistance et de rigidité pour permettre de calculer ces parties comme un élément structural unique.

-Le glissement est défini comme le déplacement relatif entre les deux matériaux assemblés dans la couche d'interface. Ce type de déplacement ou de soulèvement entre l'acier et le béton doit être empêché par des éléments (connecteurs) capables de transférer les efforts de cisaillement ou de traction.

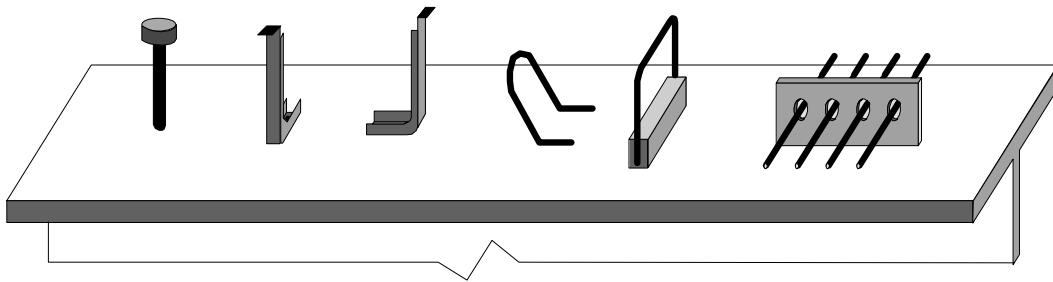


Figure1-6 : Types de connecteurs de cisaillement [13].

-La connexion est définie par un coefficient appelé le degré de connexion (η) qui détermine le rapport entre la capacité portante de la connexion au cisaillement et celle de la section mixte.

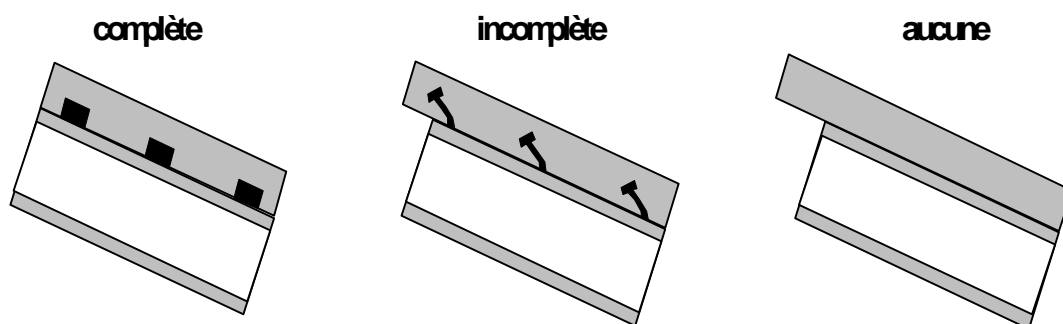


Figure1-7 : types de connexion [13].

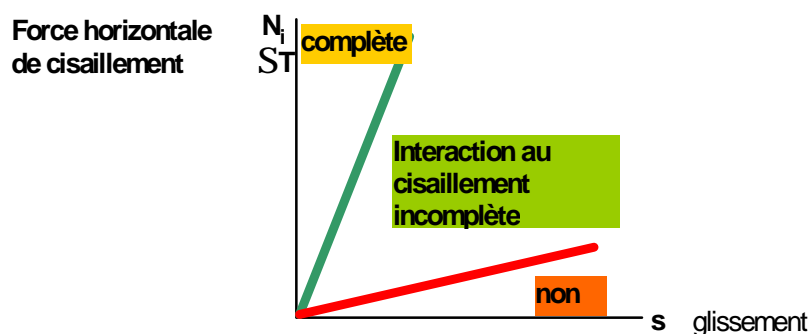


Figure1-8:degré de connexion au cisaillement.

$\eta = 0$ à les deux sections agissent de manière complètement séparée.

$0 \leq \eta \leq 100 \%$ à connexion partielle, c'est l'optimum d'utilisation des matériaux et de coût.

$\eta \geq 100 \%$ connexion complète.

- L'EUROCODE 4 [1] autorise la connexion partielle que si les connecteurs de cisaillement sont ductiles, chargement statique, moments positifs et portée limitée.

On verra plus loin qu'au niveau de la zone d'assemblage la connexion est considérée comme complète.

- Un glissement nul ne peut être obtenu que par un degré de connexion très élevé qui dépend des connecteurs eux-mêmes (solution non économique) [13].

I-3-3 Les poteaux mixtes

Les sections de poteau mixte sont essentiellement sollicitées à la compression ou à la compression et à la flexion (flexion composée).

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.

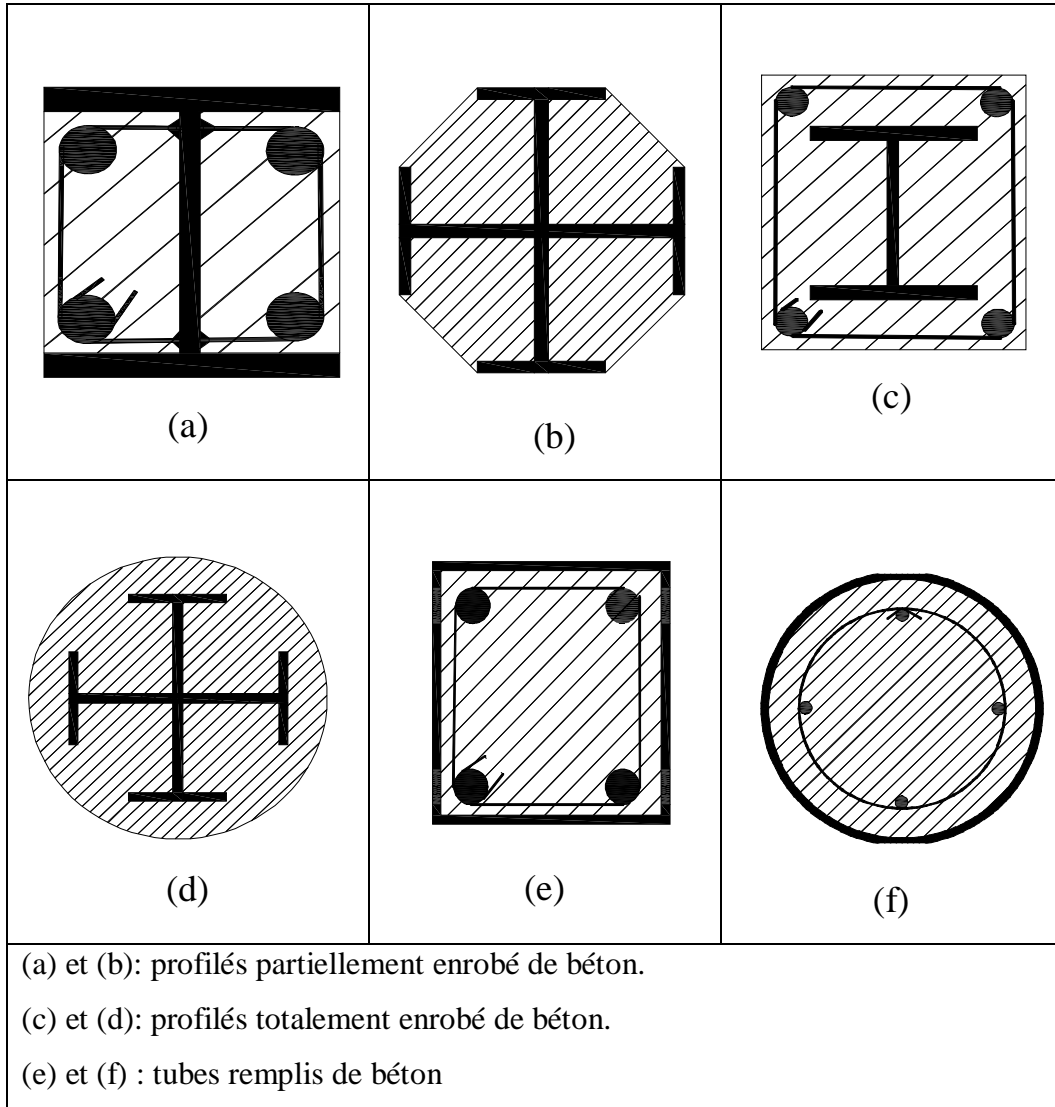


Figure1-9:Exemples de sections transversales de poteaux mixtes [12]

I-3-4 Dalle mixte

Elément mixte à deux dimensions horizontales soumis principalement à la flexion dans lequel la tôle profilée :

- est utilisée comme coffrage permanent capable de supporter le béton frais, les armatures et les charges de chantier.
- Après le durcissement du béton, elle joue le rôle d'une armature inférieure pour la dalle.

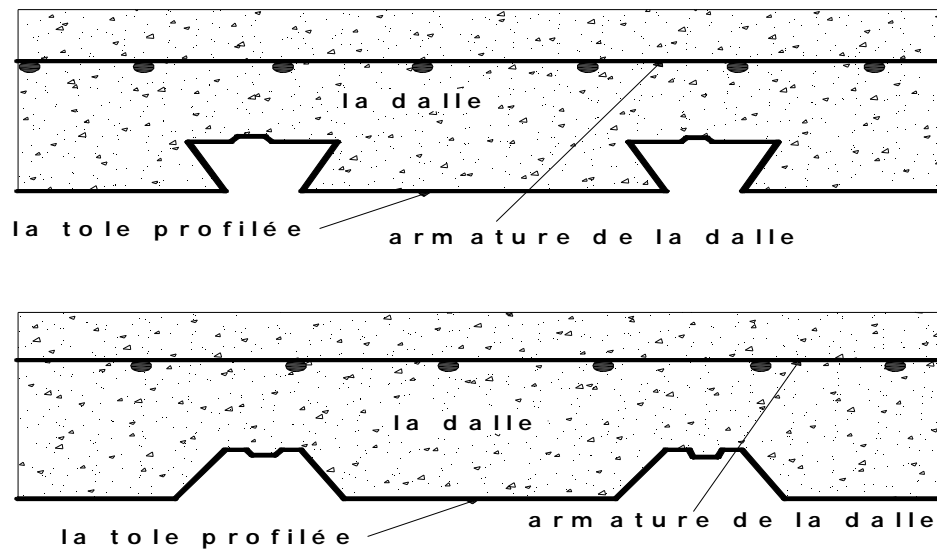


Figure1-10: Une coupe dans la dalle mixte [12].

Dans les dalles mixtes, plusieurs possibilités existent pour assurer une liaison entre l'acier et le béton :

- Liaison chimique fragile et peu fiable.
- Liaison de frottement, incapable de transférer des efforts de cisaillement important [13].
- La liaison mécanique assurée par un bossage de ces tôles profilées.
- -La liaison par ancrage d'extrémité tel que des boulons à tête, des cornières ou des déformations d'extrémité de la tôle.

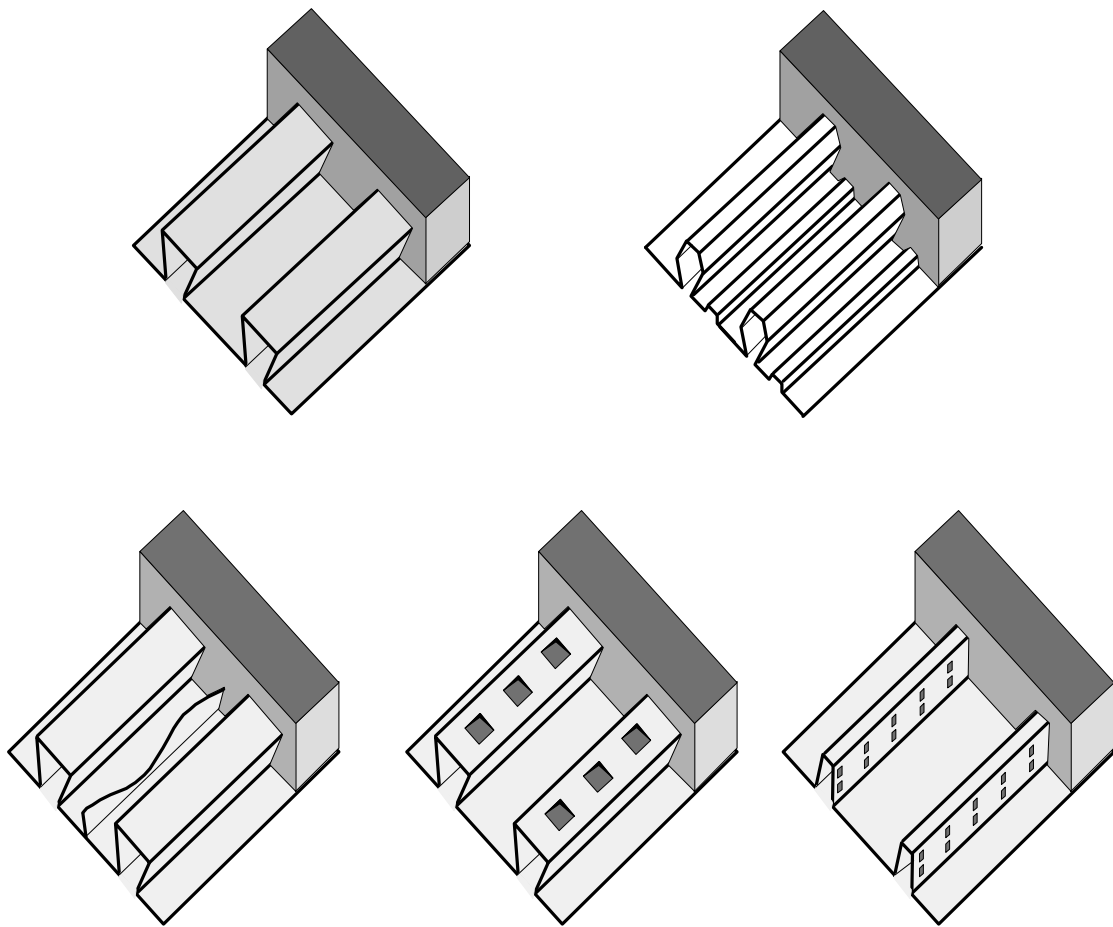


Figure1-11:Types de liaisons acier-béton dans les dalles mixtes [13].

- L'utilisation des dalles mixtes nécessite une protection à l'incendie convenable.
- Les poutres supportant les dalles peuvent être métalliques.

I-3-5 Assemblage mixte

*Ce dernier type d'éléments mixtes est l'objet de notre étude on considère un assemblage comme mixte lorsqu'il assemble des éléments mixtes dans le quel les armatures longitudinales de la dalle en béton sont destinées à contribuer à la résistance et à la rigidité de l'assemblage. Les chapitres qui suivent seront entièrement consacrés à l'étude et à la caractérisation de ces derniers. La figure 1-12 représente un assemblage mixte de croisement poutre-poteau.

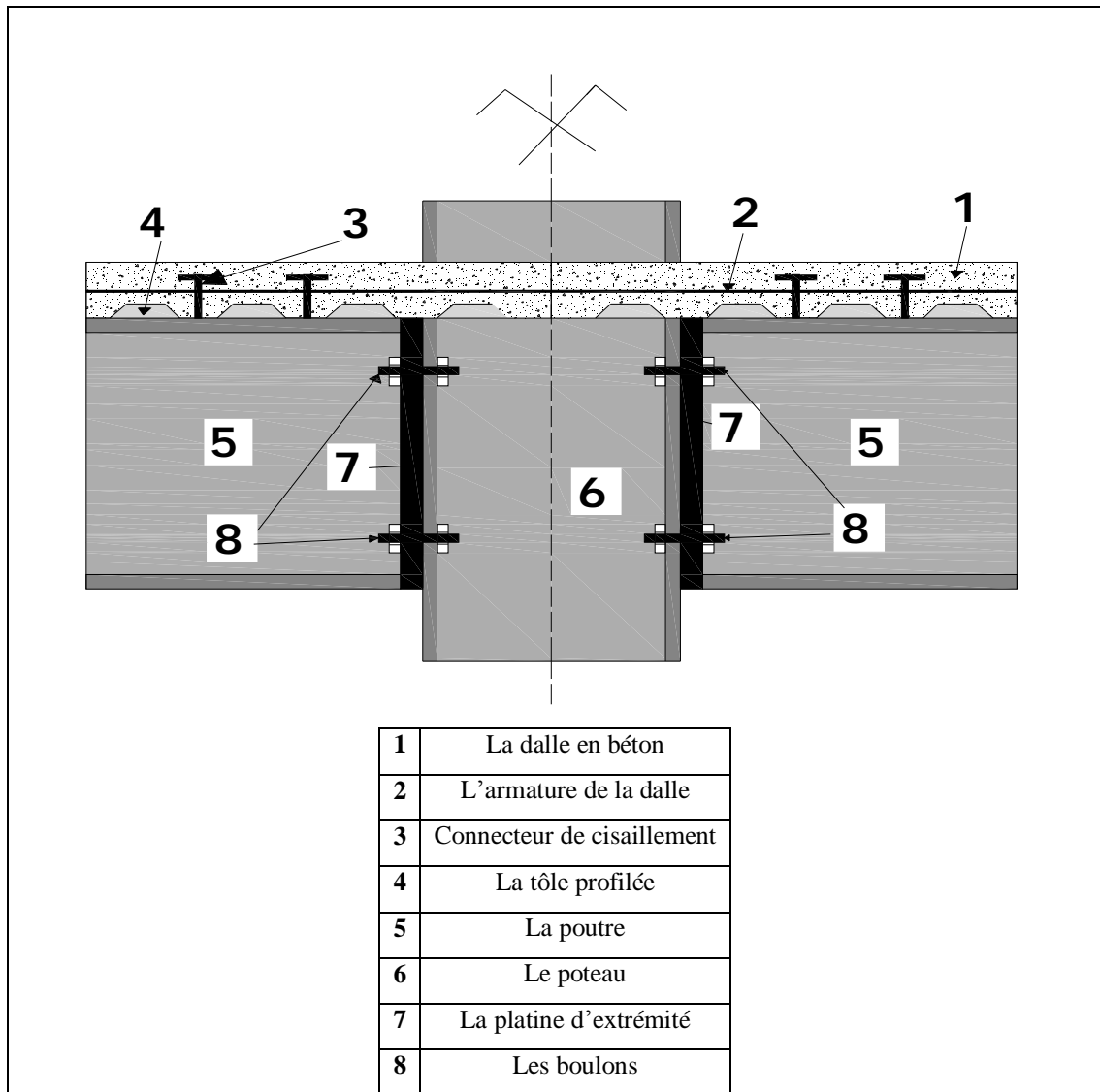


Figure1-12: assemblage mixte de croisement poutre-poteau.

I-4 CARACTÉRISATIQUES DES MATERIAUX

I-4-1 Le béton

-Selon la clause 4.2.1.2 de l'Eurocode 2. La masse volumique (ρ) d'un béton peut être considérée égale aux valeurs suivantes :

- $\rho = 2400 \text{ Kg/m}^3$ pour un béton non armé
- $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$ pour un béton armé ou précontraint avec pourcentages normaux d'armature. [5]
- ρ comprise entre 1600 et 1800 Kg/m^3 pour béton léger non armé.

-On ne doit pas utiliser de classes de résistance du béton supérieures à C50/60 [5].

-L'Eurocode 4 est basé sur la résistance caractéristique à la compression sur cylindre, f_{ck} , mesurée à 28 jours conformément à l'article 3.1.2.2 de l'Eurocode 2 [5]. Pour le béton de masse volumique normale (ρ égale environ de 2400, 2500Kg/m³) le tableau 1-1 rassemble les valeurs de trois caractéristiques :

- f_{ck} : la résistance caractéristique à la compression sur cylindre mesurée à 28 jours.
- f_{ctm} : la résistance moyenne à la traction, à la même période.
- E_{cm} : le module sécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant les efforts à court terme.

Classe de résistance	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} (N/mm ²)	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm} (N/mm ²)	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
E_{cm} (KN/mm ²)	29	30.5	32	33.5	35	36	37

Tableau 1-1 : principales caractéristiques des bétons [5].

-Le classement du béton (exemple C20/25) correspond à la résistance sur cylindre/sur cube.

-En référence à la clause 3.1.2.5.2 de l'Eurocode 2, il est admis de calculer la valeur de E_{cm} par l'expression :

$$E_{cm} = 9.5(f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (E_{cm} \text{ Exprimé en KN/mm}^2 \text{ et } f_{ck} \text{ en N/mm}^2) \quad (1-7)$$

-Pour les bétons légers, on peut calculer les modules sécants en multipliant les valeurs obtenues à partir du tableau 1-1 par $(\rho/2400)^2$.

-Pour la détermination des caractéristiques d'une section mixte (acier-béton), il est nécessaire d'introduire le concept de coefficient d'équivalence acier-béton, défini comme suit:

$$h = \frac{E_a}{E_c'} \quad \text{Où} \quad (1-8)$$

E_a : est le module d'élasticité de l'acier des la construction

E_c' : est le module « équivalent » du béton :

- Pour tous les cas et pour les bâtiments destinés principalement au stockage
 - $E_c' = E_{cm}$ pour les effets à court terme.

- $E'_C = E_{cm} / 3$ pour les effets à long terme (pour tenir compte les effets du fluage dus aux actions à long terme).

- Dans les autres cas : $E'_C = E_{cm} / 2$ (valable à la fois pour les actions à court terme et celles à long terme .clause 3.1.4.2 (4) de l'Eurocode 4.

I-4-2 acier d'armature

-Pour les aciers couverts par l'Eurocode 4, on doit distinguer :

- Selon leurs caractéristiques de surface :
 - a)-barres et fils lisses (y compris treillis soudés).
 - b)- barres et fils verrous (nervure) (y compris treillis soudés) conférant une haute

Adhérence (telle que spécifiée dans l'EN10080). Le terme verrou (nervure) désigne un relief transversal sur les barres des armatures.

-Pour la nuance d'acier qu'indique la valeur de la limite d'élasticité caractéristique f_{yk} en N/mm² (MPa) correspondant à un allongement permanent de 0.2%. La norme européenne EN10080 3 définit trois nuances d'acier d'armature S220, S400 et S500.

-La nuance S220 concerne les ronds lisses laminés à chaud, alors que la nuance S400 et S500 concernent les barres et les fils à verrous (y compris treillis soudés) conférant une haute adhérence.

Type d'acier		Limite d'écoulement		surface
		Valeur de calcul f_y [N/mm ²]	Valeur d'essai f_{yk} [N/mm ²]	
Acier d'armature	S325	220	235	Lisse
	S500	460	500	nervurée
	S550	520	550	nervurée

Tableau 1-2 : caractéristiques des aciers d'armatures [5].

-Dans le calcul plastique on utilise essentiellement les nuances S400 et S550 pour satisfaire à l'exigence de « haute ductilité » conformément à l'Eurocode 2 (clause 3.2.4.2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{sk}^{(u)} > 5\% \\ \text{Et} \\ f_s^{(u)} / f_{sk} > 1.08 \end{array} \right.$$

$f_s^{(u)}$: Résistance ultime caractéristique de l'acier.

$e_{sk}^{(u)}$: L'allongement unitaire correspondant à l'atteinte de la résistance $f_s^{(u)}$.

-Pour plus de simplicité, la valeur du module d'élasticité longitudinale E_s est prise égale à la valeur indiquée dans l'EC3 pour l'acier de construction, c'est-à-dire 210 KN/mm².

-Pour le calcul des structures mixtes, le diagramme contrainte-déformation peut, par simplicité, ne comporter que deux branches :

- Une première branche, partant de l'origine avec une pente égale à E_s jusqu'à

$$f_{sk} \left(\text{ou } \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \right)$$

- Une deuxième branche horizontale.

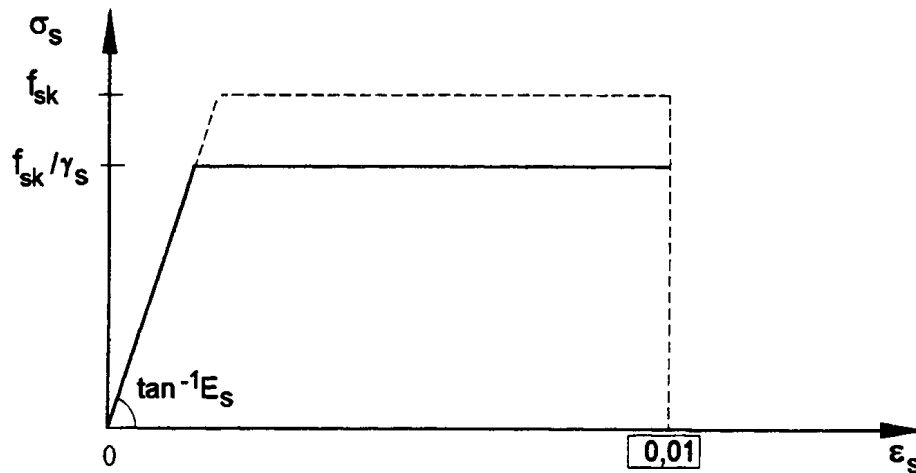


Figure1-13 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature [5]

I-4-3 Acier de construction

-L'Eurocode 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir des matériaux en acier relevant des nuances courantes S235, S275, S355, définies dans les normes européennes EN10025 et EN10113.

-Les valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u pour éléments structuraux en acier laminé à chaud sont indiquées dans le tableau1-3

Nuance d'acier			Limite D'élasticité f_y (N/mm ²)	Résistance A la traction f_u (N/mm ²)	Allongement De rupture e_r [%]	Désignation où utilisation
SIA 161 (1979)	SIA 161 (1989)	EN 10027 (1992)				
Fe360	FeE235	S235	235	360	26	-Acier doux
	FeE275	S275	275	430	22	-Acier pour Profilés creux
Fe510	FeE355	S355	355	510	22	-Acier à haute résistance
	FeE460	S460	460	550	17	-Acier à grain fin

Tableau1-3 : Désignation et caractérisation des principaux aciers de construction [5].

-Les valeurs de calcul des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement : $G_a = \frac{E_a}{2(1+n_a)} \cong 80769 \text{ N/mm}^2 \cong 81 \text{ KN/mm}^2$ (1-9)
- Coefficient de poisson : $n_a = 0.3$
- Masse volumique : $r_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$

-D'après la clause 5.2.1.4 de l'Eurocode 3, il est admis d'idéaliser la relation existante entre la contrainte et la déformation de l'acier de construction sous forme élastique parfaitement plastique, comme indiqué sur la figure1-14

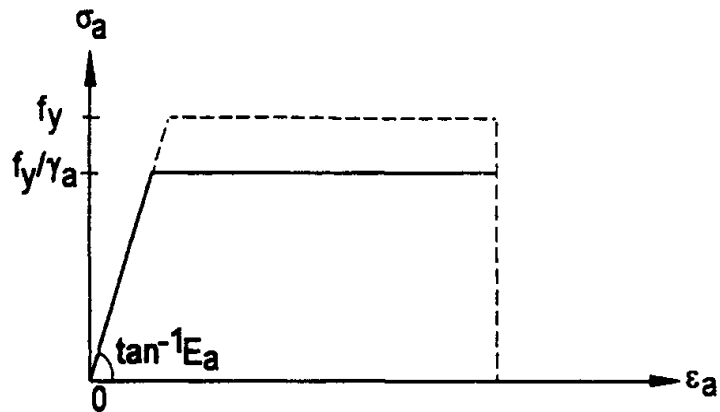


Figure 1-14 : Relation contrainte-déformation [5]

I-4-4 tôles profilées en acier pour les dalles mixtes

-La partie 1-1 de l'Eurocode 4 couvre, le calcul des dalles mixtes comportant des tôles profilées en acier fabriquées à partir d'acier doux selon EN10025 ,d'acier à haute résistance selon prEN10113 , de tôle en acier laminée à froid selon ISO 4997-1978 , de tôle en acier galvanisé selon prEN10147

-Les valeurs nominales de la limite d'élasticité du matériau de base f_{yp} allant de 220 à 350N/mm²

Norme	Nuance		f_{yb} (N/mm ²)
	Ancienne dénomination	Nouvelle dénomination NF EN 10027	
EN 10147	Fe E 220 G	SE 220 GD	220
	Fe E 250 G	SE 250 GD	250
	Fe E 280 G	SE 280 GD	280
	Fe E 320 G	SE 320 GD	320
	Fe E 350 G	SE 350 GD	350

Tableau 1-4 : les tôles profilées conformes à la norme EN10147 [5].

-Les idéalizations de la relation entre la contrainte et la déformation pour l'acier de construction laminé à chaud s'applique aux tôles profilées en acier (comportement elastop-lastique parfait).

-En général, l'épaisseur des tôles profilées est comprise entre 0.75 et 1.5mm (selon la norme 10143, il est recommandé de choisir une épaisseur nominale de la tôle qui ne doit pas être inférieure à 0.75).

-Chaque face de la tôle profilée étant protégée contre la corrosion par une couche de zinc d'épaisseur 0.02mm environ.

-Le module d'élasticité longitudinale égale 210KN/mm².

I-5 AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES STRUCTURES MIXTES

I-5-1 Les avantages

-L'association de l'**acier** et du **béton** est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée dans les bâtiments et dans les ponts.

- Les constructions mixtes présentent plusieurs avantages selon les différents aspects:

-Aspects Architecturaux

- Des portées importantes (grande surface sans poteaux intérieurs).

- Des épaisseurs réduites (dalles minces).

- Des poteaux plus élancés (un poteau par 2 étages).

-Aspects Economiques

Avec des dimensions plus réduites et une construction plus rapide provient l'intérêt économique des structures mixtes.

- la réduction de la hauteur totale du bâtiment et la hauteur d'étage, donc pour une même hauteur de bâtiment les constructions mixtes offrent plus d'étages.

- Des portées plus grandes permettent de réduire le nombre de poteaux.

- Economie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment (la tôle profilée est utilisée comme coffrage).

-Aspects structuraux

- L'amélioration sensible de la résistance à l'incendie des éléments métalliques à l'aide de la présence du béton, de ce fait les éléments mixtes peuvent être utilisés sans protection à l'incendie.

- Les constructions mixtes offrent une bonne flexibilité pour de futures transformations.

-Elles offrent plusieurs possibilités pour faire passer les équipements.

- Dans les faux plafonds

- Dans l'espace entre la retombée et la semelle inférieure d'une poutre mixte.

- Les éléments métalliques et même mixtes des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine, ce qui augmente la précision dans la construction.

- La collaboration acier-béton peut se traduire par une réduction du poids de la construction.

-Les éléments mixtes présentent une rigidité et une capacité de charge plus grandes qu'un élément métallique ou un élément en béton armé présentant les mêmes dimensions.

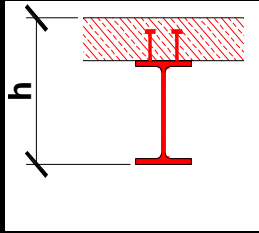
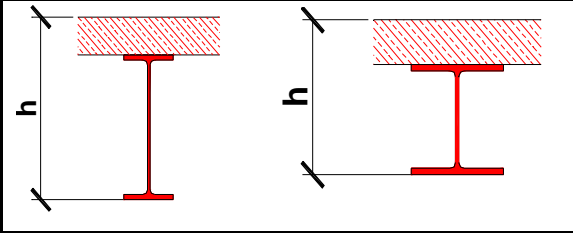
				
	Poutre mixte		Poutre métallique sans connexion au cisaillement	
Section métallique	IPE 400	IPE 550	HE 360 B	
Hauteur [mm]	560	710	520	
Charge	100%	100%	100%	
Poids d'acier	100%	159%	214%	
Hauteur totale	100%	127%	93%	
Rigidité	100%	72%	46%	

Tableau1-5 : Comparaison entre poutre mixte et poutre métallique [13].


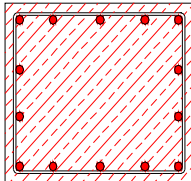
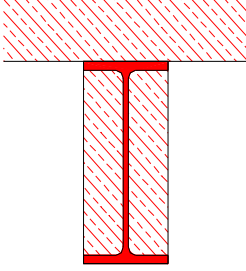
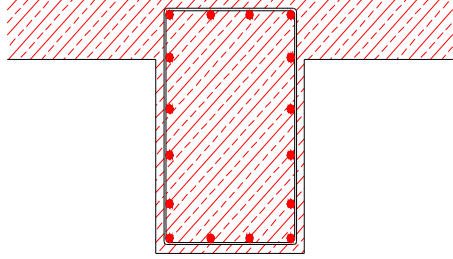
	Mixte	Béton armé
Poteau		
Dimensions [cm]	70 / 70	80 / 120
Poutre		
Dimensions [cm]	160 / 40	160 / 120

Tableau1-6 : Comparaison entre éléments mixtes et éléments en béton armé [13].

- Les constructions mixtes ont un excellent comportement aux sollicitations sismiques
- Chaque type d'élément mixte présente un ensemble d'avantages qui sont :

Pour les poteaux mixtes

On relève :

- Une amélioration de la résistance au feu.
- Augmentation de résistance et de la tenue au flambement.
- Non nécessité de coffrage pour les poteaux creux remplis de béton.
- Utilisation des poteaux plus élancés (un poteau par 2 étages).
- Plus que la protection au feu, le béton armé enrobant les profilés des poteaux contribue à la reprise des charges verticales [15].

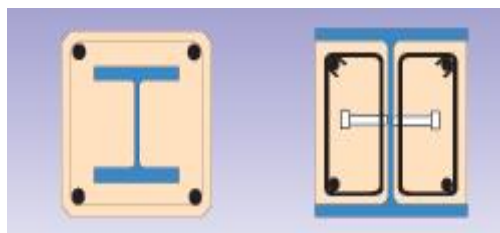


Figure 1-15 : poteaux enrobés avec du béton [15]

-Dans les années 80, on a découvert que même un enrobage partiel de béton confère à un poteau mixte une résistance au feu appréciable.

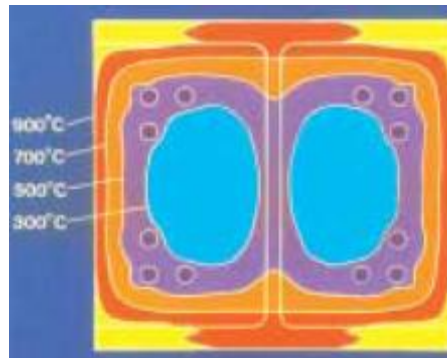


Figure 1-16: la température dans un poteau enrobé soumise au feu [15]

Pour les poutres mixtes :

On relève :

- Une amélioration de la résistance au feu, surtout si la poutre est complètement enrobée ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle (Slim-Floor).

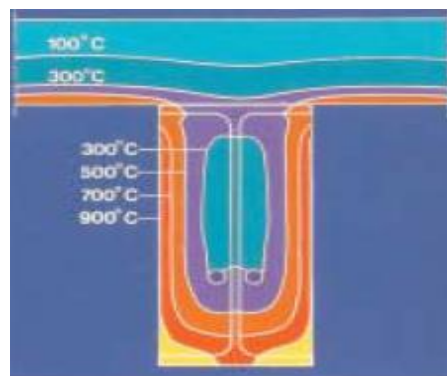


Figure 1-17: la température dans une poutre enrobée soumise au feu [15]

- Une résistance améliorée vis -a- vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé).
 - Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles) (Tab 1.5).
 - Une flexibilité de faire passer les équipements.
- la semelle inférieure de la poutre soumise au feu se relâche progressivement, mais sa perte de résistance est compensée par les armatures situées en bas des chambres du profilé métallique.

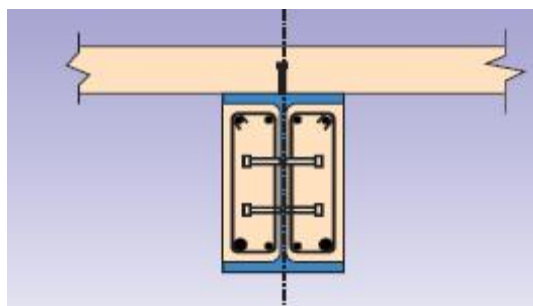


Figure 1-18: La présence des armatures dans la poutre mixte [15]

-les poutres mixtes peuvent être réalisées avec des portées courantes variant de 6 à 16mètres, mais peuvent dépasser les 20mètres.

-En cas de nécessiter, elles sont protégées du feu par une peinture intumescente, par un enduit ignifuge projeté ou encore par des panneaux isolants. Cette procédure peut être réalisée en usine. [15]

-On augmente considérablement la résistance au feu d'une poutre mixte classique en remplissant de béton armé les chambres de la poutrelle, cette opération n'est possible en pratique qu'à partir d'une largeur de profilé de 180 à 200mm, permettant encore la pose d'étriers dans le béton avec un recouvrement suffisant [15].

-La structure est alourdie par le poids du béton qu'il convient de prendre en compte dans le calcul, mais cette surcharge pondérable est le plus souvent compensée par l'accroissement de rigidité de la poutre.

Pour les dalles mixtes

On relève :

- Un poids plus faible de la structure.
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèche plus faible).
- Une réduction de l'épaisseur structurelle du plancher et donc une augmentation de l'hauteur utile de chaque étage.
- Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus de construction.
- La tôle profilée est une barrière efficace à la vapeur.
- Les armatures longitudinales de la dalle en béton participent à la résistance au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis.

-La dalle en béton armé est utilisée en outre comme élément comprimé de la section. Elle apporte ainsi un gain de résistance et de rigidité à la poutre, qui constitue essentiellement l'élément tendu de l'ensemble en flexion.

-Le monolithisme et la rigidité dans leur plan des dalles de planchers en béton permettent de les utilisées comme organe de transfert des actions horizontales vers les éléments assurant la stabilité verticale.

Pour les assemblages mixtes

On relève :

- Une amélioration de la résistance au feu.
- La présence des armatures longitudinales assure la continuité au niveau des appuis.
- La présence des armatures longitudinales de la dalle en béton augmente la ductilité de l'assemblage.
- Augmentation de la rigidité ($S_{j.ini}$) et du moment résistant de calcul ($M_{j_{rd}}$) par rapport à un assemblage métallique.
- La contribution de l'armature longitudinale de la dalle à la résistance de l'assemblage augmente le bras de levier de l'assemblage, ce qui conduit automatiquement au moment résistant de calcul plus élevé.

I-5-2 Les inconvénients

- L'inconvénient principal de la construction mixte est la nécessité de la connexion au niveau de l'interface ce qui augmente le temps d'exécution et des dépenses.
- La difficulté de réaliser des assemblages lorsque l'élément mixte est complètement enrobé (exemple semelle de la poutre enrobée).
- Une méthode de construction légèrement plus compliquée par rapport aux méthodes traditionnelles et demande une main d'œuvre plus qualifiée.

Mais ces inconvénients sont rattrapés par le nombre important d'avantages déjà cités.

I-6 EXEMPLES DE CONSTRUCTIONS MIXTES

Pour mieux présenter l'intérêt des constructions mixtes il est très important de citer quelques exemples d'édifices réalisés à travers le monde avec des ossatures mixtes :

I-6-1 Exemple n°1: Millennium tower (vienna-Autriche)

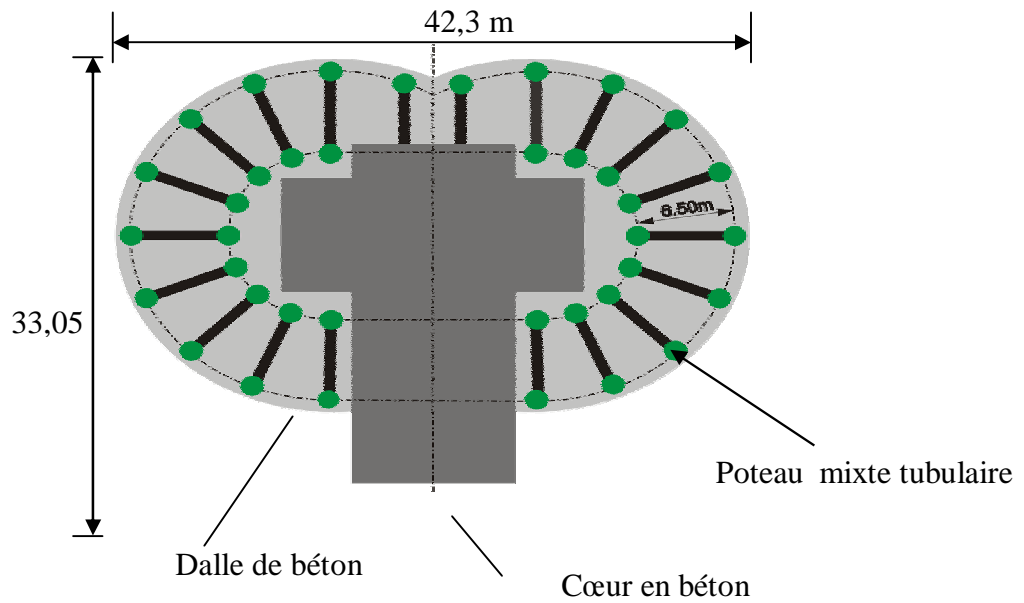


Figure1-19 : Millennium Tower Vienne (Autriche), vue en plan [15]



Photo 1-1: Etapes de la construction de Millennium Tower (temps total de construction = 8 mois)



Photo 1-2: Millennium Tower Vienne (Autriche) [15].

-Cette tour est le plus haut bâtiment d'Autriche, sa réalisation n'a duré que 8 mois de mai à décembre 1998(2 à 2.5 étages par semaine)

-Caractéristiques de la tour :

- Nombre d'étage : 55 étages
- Surfaces au sol : environ 1000m²
- La hauteur : 202m (antenne comprise)

-La nouveauté :

- L'épaisseur de la dalle a été réduite à 19cm, grâce à l'utilisation **des assemblages semi-continus** entre les poutres de planchers et **les poteaux mixtes tubulaires**.
- Le transfert des efforts verticaux entre la section métallique du poteau tubulaire et le béton continu à l'intérieur est assuré **par des clous tirés au pistolet**, fixés simplement de l'extérieur sans soudage par pénétration du tube afin d'atteindre l'intérieur du poteau(technique de clouage développée à INNSBRUCK).

I-6-2 Exemple n°2 : Citibank Duisburg (duisburg-allemande)

Photo 1-3: Citibank Duisburg (Allemagne) [15].

-Caractéristiques :

- Destination : bâtiment de bureaux
- Hauteur totale : 72m
- Nombre d'étage : 15 étages
- La surface au sol : 14500m²

-Nouveauté :

- Mélange de plusieurs technologies :
- le cœur intérieur en béton qui doit reprendre les efforts horizontaux a été construit à raison de 3m par semaine.
- les poteaux mixtes et les dalles l'entourant en raison de (3m par semaine).
- le rythme de 3m par semaine, a permis une construction très rapide.

I-6-3 Exemple n°3 : Parking « Dez » (Innsbruck-Autriche)

Photo 1-4: vue générale du parking « DEZ » [15].

-Caractéristiques :

- Destination : parking
- Nombre d'étage : 4 étages
- La surface au sol : 60×30m

-Nouveauté :

- L'utilisation du plancher slim-floor de 26cm assemblé de manière semi-continue aux poteaux mixtes.
- Portée maximale des poutres de plancher mixte est de 10.58m
- Contilever de 4.8m
- Poteaux très minces (poteaux mixtes : $\varnothing = 335\text{mm}$).
- Utilisation des poteaux sur 2 étages
- Utilisation des dalles partiellement préfabriquées.

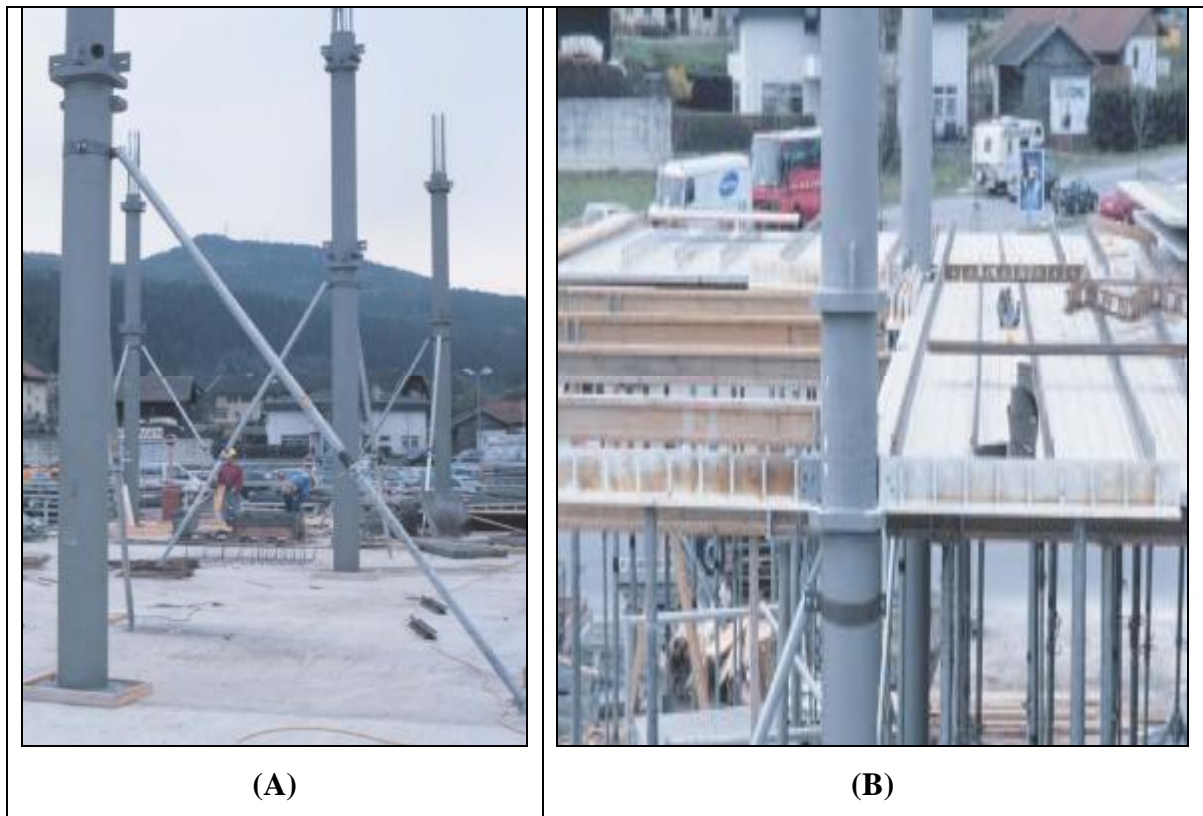


Photo 1-5: (A)-Elévation de poteaux mixtes sur 2 étages

(B)-Assemblage des poutres de plancher slim-floor et des dalles de béton préfabriquées

- le plancher slim-floor est représenté par la figure1-20

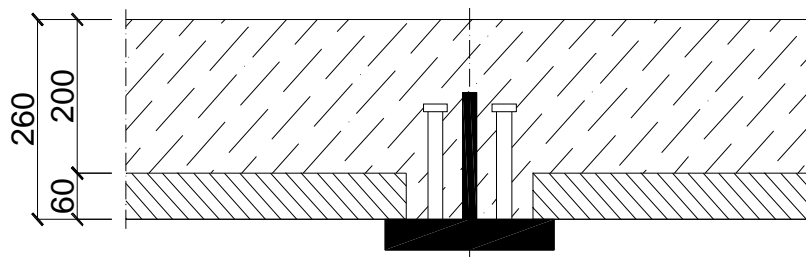


Figure1-20: Plancher Slim-Floor

- Epaisseur de la poutre en béton= 200mm
- Epaisseur de l'élément préfabriqué = 60mm
- Poutre en acier :

- Âme : 165/20 mm
- Semelle : 245/40 mm

- Goujons à tête \varnothing 22mm

I-7 CONCLUSION

D'une manière générale, la construction mixte, ouvre une large porte vers la modernisation et l'industrialisation de la construction. Mais cette nouvelle méthode de construction nécessite une précaution supplémentaire au niveau de l'assemblage de ces éléments, d'où les méthodes avancées de calcul qui considère l'assemblage comme un élément séparé. C'est ainsi que nous avons souhaité étudier les assemblages mixtes en détail. La caractérisation du comportement de ces derniers par la mise au point d'un logiciel de calcul, constituera l'objectif principal de notre travail.

I-8 OBJECTIFS DU TRAVAIL

D'une manière plus précise, les objectifs de notre travail seront les suivants :

- ✚ Dans **le deuxième chapitre** on décrira les assemblages mixtes et plus précisément les assemblages mixtes type **poutre-poteau** avec platine d'extrémité (non débordante ou limitée) et avec plaque de contact. Dans cette partie on verra quelques modèles mathématiques sur le comportement des assemblages mixtes, présentés dans la littérature. En fin, on s'intéressera au modèle présenté par l'**Eurocode-3** et l'**Eurocode-4**, et qui servira par la suite à notre étude analytique sur les assemblages mixtes.
- ✚ **Le troisième chapitre** a comme objectif la présentation de la méthode analytique dite « la méthode des composantes » proposée par l'**Eurocode-3** et l'**Eurocode-4** pour les trois configurations d'assemblage mixte déjà retenus qui sont:
 1. assemblage mixte type **poutre-poteau** avec plaque de contact.
 2. assemblage mixte boulonné type **poutre-poteau** avec platine d'extrémité limitée.
 3. assemblage mixte boulonné type **poutre-poteau** avec platine d'extrémité non débordante.

- ✚ L'application de la méthode des composantes nous a conduit à la **nécessité** de l'établissement d'un programme de calcul automatique qui nous permettra l'étude et la caractérisation de ces trois types d'assemblages mixte.

- ✚ En fin **le quatrième chapitre** à comme objectif l'élaboration d'un logiciel de calcul en utilisant un langage de programmation **Delphi-7**. Ce logiciel nous permettra le calcul rapide des caractéristiques ($M_{j.rd}, S_{j.ini}$) d'un nombre important d'assemblages mixtes. Les résultats de ces calculs seront utiliser pour conduire une étude paramétrique afin de déterminer les paramètres les plus influents sur le comportement et la résistance de ces derniers.

CHAPITRE II

DESCRIPTION ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DES ASSEMBLAGES MIXTES

II-1 INTRODUCTION

-Après la définition et la description des assemblages mixtes, ce chapitre traite des concepts généraux sur le comportement, la caractérisation et la classification de ces assemblages. Nous nous intéresserons pour la suite de notre étude à trois configurations d'assemblages mixtes type poutre-poteau souvent utilisés, qui sont :

1. assemblage mixte avec plaque de contact.
2. assemblage mixte boulonné avec platine d'extrémité limitée.
3. assemblage mixte boulonné avec platine d'extrémité non débordante.

-le comportement des assemblages influe directement sur le comportement global de la construction d'où l'intérêt de leur caractérisation sous forme de courbe de comportement ($M - f$). Le comportement semi-rigide des assemblages fait appelle à des nouvelles méthodes et à une modélisation plus raffinée pour bien décrire le comportement de l'assemblage et pour avoir des résultats plus proches de la réalité.

-une synthèse bibliographique sur les travaux de recherches qui étudiés le comportement des assemblages métalliques et mixtes est donnée à la fin de ce chapitre. L'accent sera mis sur les modèles de l'Eurocode 3 et 4 qui sont considérés actuellement comme les modèles qui traduisent de manière plus exacte le comportement des assemblages mixtes.

II-2 DEFINITION

Un assemblage mixte est un assemblage entre des membres ou des éléments mixtes dans lequel les armatures sont supposées contribuer à la résistance et à la rigidité de l'assemblage.

La figure 2-1 représente un cas courant d'assemblage mixte :

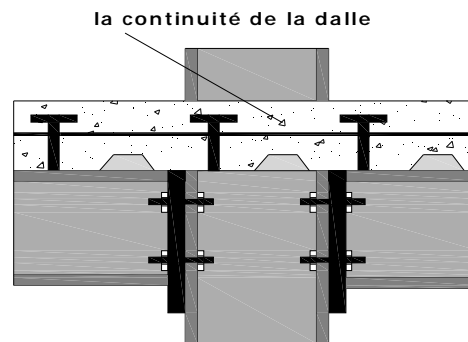


Figure 2-1 : assemblage mixte

II-3 DESCRIPTION DES ASSEMBLAGES MIXTES

Les assemblages mixtes en bâtiment sont généralement de type solive-poutre, poutre-poutre, pied du poteau et des assemblages de type poutre-poteau.

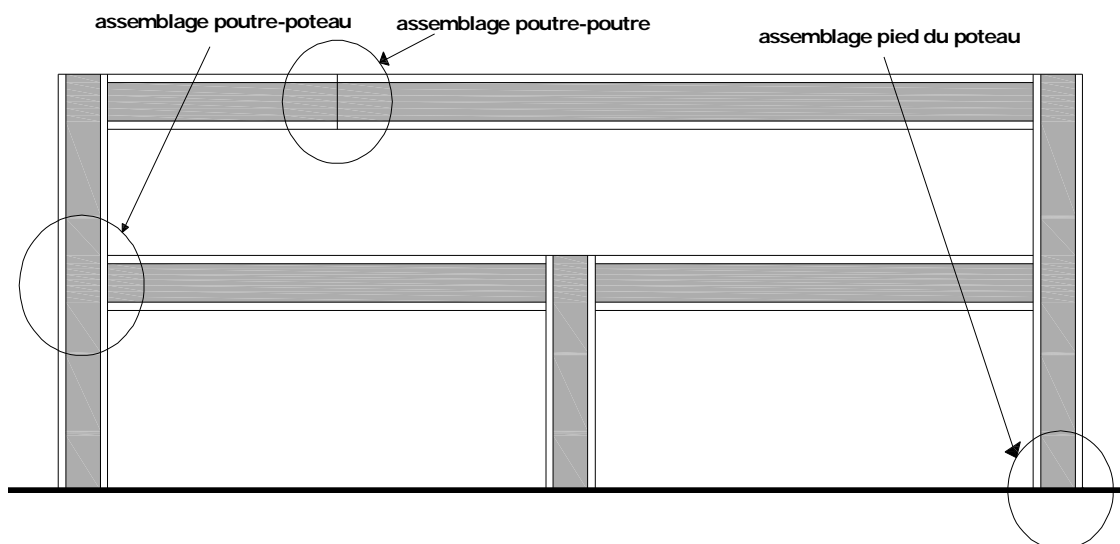
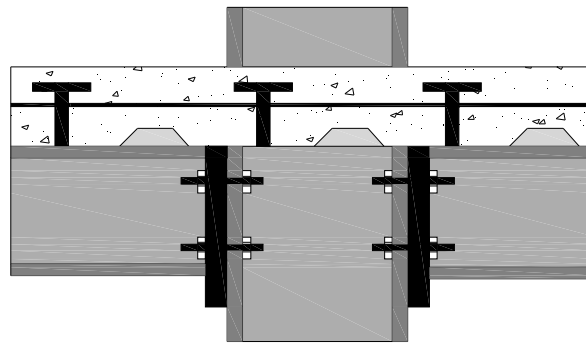
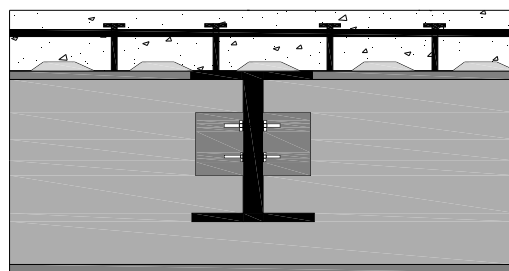


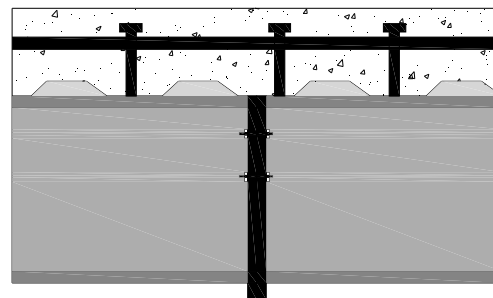
Figure 2-2 : les assemblages dans les constructions



Assemblage poutre-poteau



Assemblage solive-poutre



Assemblage de poutre bout à bout

Figure2-3 : Types d'assemblages

- généralement, les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants :
-Les abouts des éléments structurels assemblés : la section courante de ces éléments

doit généralement être aménagée pour permettre l'assemblage (par exemple : réalisation de perçages, complétée ou renforcée localement....).

-les pièces accessoires de liaison : il s'agit généralement de plats, de cornières, de platines, de tasseaux, d'échantignolles, d'équerres d'attache.....

-Les organes de fixation : assurent la solidarisation effective entre les composants en présence (boulons ordinaires, boulons HR, cordon de soudure.....)

*plusieurs conceptions d'assemblages mixtes de croisement poutre-poteau sont possibles la figure 2-4 représente les plus couramment rencontrés.

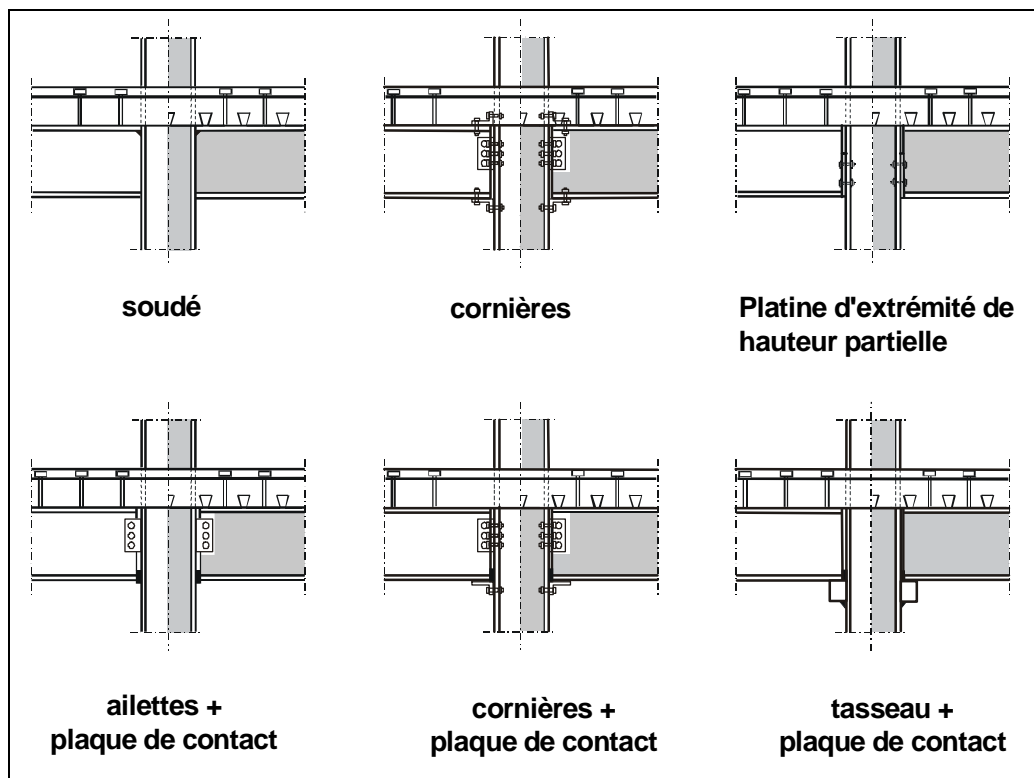


Figure 2-4: Types d'assemblages –Poteau à section en H et poutre à section en I [13]

- l'étude que nous nous proposons de réaliser dans ce mémoire se limitera à trois types d'assemblages mixtes type poutre-poteau suivant :
 1. avec plaque de contact.
 2. avec platine d'extrémité limitée (de hauteur limitée).
 3. avec platine d'extrémité (appelée dans d'autres références platine d'about) non débordante.

- **Pour le type1** : la transmission d'effort entre les composants est assurée sans recourir à des organes de liaison. La plaque de contact est placée dans la partie en compression de l'assemblage mixte et assure la transmission et la répartition des efforts.

On considère que les pièces assemblées (poutre et poteau) doivent présenter un jeu entre eux.

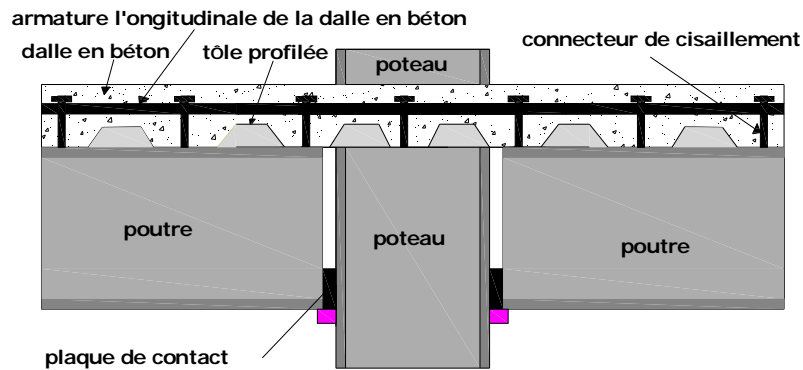


Figure 2-5 : Assemblage mixte avec plaque de contact.

- **Pour le type 2 et 3** : il s'agit de souder en bout de la poutre une plaque, dite platine d'extrémité, de hauteur au moins égale à celle du profil de la poutre pour le **type3** et nettement inférieure à celle du profil de la poutre pour le **type2** et comportant généralement deux files verticales de perçages symétriquement disposées de part et d'autre de l'âme de la poutre. La semelle du poteau destinée à recevoir la platine (platine-poutre) présente des perçages homologues, permettant l'assemblage des deux pièces (platine-poutre et poteau) à l'aide des boulons.

-le premier rôle de la platine est d'assurer la transmission et la répartition des efforts (forces et moments) et les déformations (rotations) entre les différents composants de l'assemblage. De plus, la platine participe positivement à l'amélioration de la résistance des assemblages mixtes.

-la présence de la platine facilite la mise en œuvre et la réalisation d'un tel assemblage mixte.

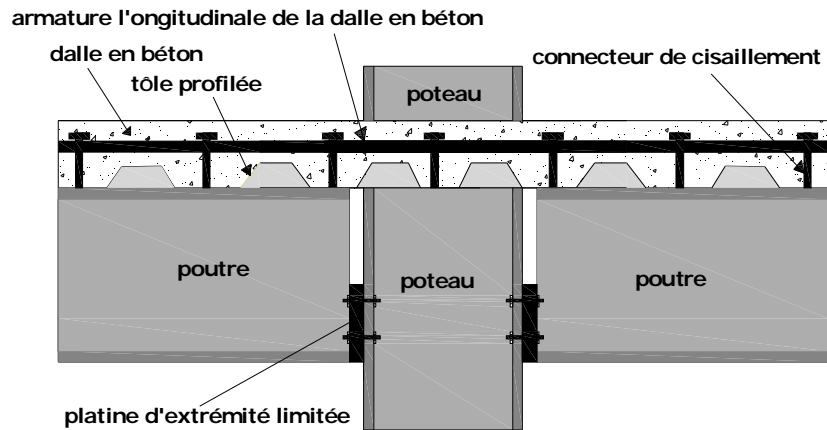


Figure 2-6 : Assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée.

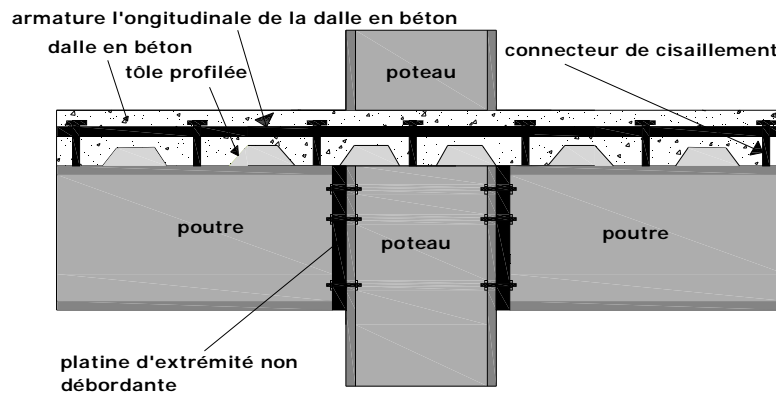


Figure 2-7 : Assemblage mixte avec platine d'extrémité non débordante

- La continuité de la dalle assurée par les armatures tendues constitue l'élément clé des assemblages mixtes. Elle augmente sensiblement à la fois la résistance et la rigidité des assemblages. En raison, de défaut de la continuité entre le plancher et le poteau ; les ossatures avec des assemblages mixtes sont donc semi-continues par nature [13].
- L'ossature semi-continue présente l'avantage de permettre la prise en compte de la rigidité et de la résistance inhérente à de nombreuses configurations d'assemblage en évitant la dépense liée à la réalisation d'assemblages rigides et pleinement résistants.
- Une augmentation supplémentaire de la rigidité et de la résistance des assemblages peut être obtenue en bétonnant des poteaux (poteaux mixtes enrobés).

- Le comportement des assemblages influence la distribution des sollicitations dans la structure, cependant, les assemblages résistants à la flexion doivent transmettre des moments de flexion et des efforts entre des membres avec un niveau de sécurité suffisante.

II-4 CARACTERISATION DES ASSEMBLAGES MIXTES

*Cette étape consiste à la détermination des courbes de comportement des assemblages sous forme moment-rotation (M- θ) qui constituent les données nécessaires à la modélisation des assemblages. Pour la caractérisation des assemblages, plusieurs approches sont possibles citons par exemple :

- Approche expérimentale: il faut faire beaucoup d'essais sur les assemblages (démarche coûteuse).
- approche numérique : on utilise les calculs par éléments finis et les résultats sont sous forme de contraintes-déformations.
- une approche analytique : on utilise un modèle mécanique (modèle de ressort)

-la collecte d'un grand nombre d'articles récents qui traitent les assemblages pour voir les différentes méthodes et les différents modèles utilisés pour le calcul des assemblages a permis de faire ressortir une synthèse bibliographique qui fera l'objet du paragraphe suivant.

II-5 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Cette partie est consacrée aux différentes recherches existantes dans la littérature et qui étudient les assemblages métalliques et mixtes de point de vue calcul, analyse, modélisation et comportement. Puisque l'étude des assemblages mixtes est souvent basée sur celle des assemblages métalliques, cette étude bibliographique sera divisée en deux grandes parties, la première consacrée aux différentes modélisations des assemblages métalliques et la deuxième consacrée à ceux des assemblages mixtes.

II-5-1 les assemblages métalliques

La méthode de calcul pour les assemblages métalliques conçu avec 4 boulons a été élaborée par KRISHNAMURTHY (1978), HENDRICK et MURRAY (1984) et CURTIS et MURRAY

(1989), où la force de levier a été négligée et l'épaisseur de la platine est déterminée en assimilant la section à un té. La méthode de calcul pour les assemblages métalliques raidis par 8 boulons a été développée aussi par HENDRICK et MURRAY (1984), MURRAY et KUKERT (1988) et CURTIS et MURRAY (1989). La force de levier a été introduite et prise en compte dans ces méthodes de calcul en se basant sur le comportement d'une section en forme de té.

GRUNDY (1980) a étudié le comportement général de l'assemblage métallique avec platine d'extrémité, mais cette étude est restée limitée jusqu'au 1984 où GRIFFITHS (1984) donne, l'origine du fond de l'information sur le développement du moment des assemblages métalliques avec platine d'extrémité et leurs procédures de calcul et fournit l'idée et la compréhension pratique de l'utilisation et l'usage de ces assemblages.

La recherche d'une procédure de calcul pour certaines configurations d'assemblages métalliques avec platine d'extrémité sous un chargement statique à commencer aux (U.S.A) présentée dans AISC « manual of steel construction (1994) » pour le calcul des assemblages métalliques raidis avec platine d'extrémité réalisée par 4 boulons ou par 8 boulons.

L'unification de ces procédures a duré environ 15 ans. Ainsi, MURRAY présentait un résumé de la recherche de l'université de OKLAHOMA sur l'assemblage avec platine d'extrémité avec leur méthode de calcul pour les différentes configurations d'assemblages métalliques.

D'autres méthodes de calcul à l'état limite des assemblages métalliques avec platine d'extrémité ont été présentées par FAELLA (2000).

Nous présentons en détail dans ce qui suit quelques recherches qui traitent les assemblages métalliques dans les dernières années :

II-5-1-1 KRISHNAMURTHY et GRADY (1976)

KRISHNAMURTHY et GRADY (1976) ont présenté la première recherche sur la convenance de la M.E.F pour l'étude de l'assemblage avec platine d'extrémité.

Les résultats de ces assemblages sont obtenus avec l'erreur de non prise en compte du contact entre la platine et la semelle rigide. Puisque tout simplement les algorithmes de calcul du contact n'étaient pas disponibles à l'époque et le concepteur utilise des ressorts aux endroits de contact.

II-5-1-2 BURSI et LEONELLI (1994)

BURSI et LEONELLI (1994) ont présenté des résultats où ils ont utilisés des éléments finis à 20 nœuds pour modéliser la poutre et la platine d'extrémité. Le contact platine/semelle du poteau

est pris en considération pour représenter l'interaction entre ces deux éléments. De nouveau, l'élément poutre à été utiliser pour modéliser les boulons, avec des boulons soigneusement serrés et la semelle du poteau est considérée rigide.

La relation moment-rotation peut être déterminée par la formule suivante.

$$M = \frac{(K_{e.th} - K_{p.th})f}{\left[1 + \left[\frac{(K_{e.th} - K_{p.th})}{M_{p.th}(1 - K_{p.th} / K_{e.th})}\right]^n\right]^{1/n}} + K_{p.th}f \quad (2-1)$$

n : facteur de forme

Avec :

$K_{e.th}$: est la rigidité élastique de l'assemblage.

$K_{p.th}$: est la rigidité non élastique de l'assemblage.

$M_{p.th}$: est le moment plastique de rupture de l'assemblage.

$M_{u.th}$: est le moment ultime de l'assemblage.

II-5-1-3 GEBBEKEN (1994)

GEBBEKEN examine les différentes techniques de modélisation par la M.E.F pour découvrir les critères importants afin de décrire le comportement de l'assemblage métallique avec platine d'extrémité. Aussi l'auteur discute les résultats des études paramétriques pour démontrer que les éléments de l'assemblage fournissent des valeurs significatives de la flexibilité de l'assemblage. Cette étude est faite sur un assemblage non raidi avec platine d'extrémité par 4 boulons tendus et le modèle utilisé est un modèle bi-dimensionnel.

La relation contrainte-déformation est représentée par une fonction bi-linéaire. Le contact entre la semelle du poteau et la platine d'extrémité est négligé. L'utilisation de modèle tri-dimensionnel par l'auteur donne un succès limité pour le calcul de la caractéristique moment-rotation de l'assemblage.

II-5-1-4 BURSI et JASPART (1997)

BURSI et JASPART récapitule l'investigation de la modélisation par la M.E.F pour les assemblages boulonnés. Ils montrent que la programmation de la M.E.F peut être utilisée pour déterminer avec exactitude le comportement de l'assemblage.

Ils ont utilisés dans leur étude le programme « LAGAMINE SOFTWARE PACKAGE » sur un modèle d'élément fini hexaédrique où le contact est pris en considération à l'aide d'une technique appelée la technique de pénalité. Le choix d'un coefficient comme paramètre de pénalité est semblable à un emplacement des ressorts entre les deux corps.

Les résultats de la M.E.F comparés avec les résultats expérimentaux présentent une légère différence dans les valeurs de la flèche au début de l'élasticité, qu'est due principalement aux contraintes résiduelles dans la section en té qui ont étaient négligées dans la M.E.F de ce membre.

II-5-1-5 SHERBOURNE et BAHARI (1997)

SHERBOURNE et BAHARI dans la première partie de leur étude qui à comme but de décrire le comportement moment-rotation de l'assemblage métallique avec platine d'extrémité basée sur les résultats obtenus par la M.E.F d'un élément tri-dimensionnel d'un modèle de platine d'extrémité non raidi avec 4 boulons, utilisant le logiciel « ANSYS FINITE ELEMENT CODE ».

Le contact entre les éléments est considéré pour décrire le problème de l'interaction entre la platine et la semelle du poteau. Dans cette analyse la non linéarité est considérée.

La courbe moment-rotation produit par le modèle l'E.F est semblable à celle d'une étude expérimentale.

Le rôle jouer par la résistance de la semelle du poteau à provoquer une rotation additionnelle à étudier.

Le plus important dans cette partie de l'étude est la détermination de l'effet de paramètres géométriques de la configuration de l'assemblage avec platine d'extrémité sur la courbe moment-rotation développée en utilisant la M.E.F.

Dans la deuxième partie de leur étude ils ont utilisés la relation moment-rotation présentée ci-dessous pour décrire le comportement des assemblages avec platine d'extrémité par 4 boulons :

$$M = \frac{(K_i - K_p) f}{\left[1 + \left[\frac{K_i - K_p}{M_0} \right]^n \right]^{(1+n)}} + K_p f \quad (2-2)$$

<p>K_i : La rigidité élastique.</p> <p>K_p : La rigidité non élastique.</p> <p>M_p : Le moment plastique de rupture.</p> <p>M_0 : Le moment de référence de l'assemblage.</p>	}	<p>Qui sont obtenus à partir des résultats de</p> <p style="text-align: center;">La M.E.F</p>
---	---	---

n : le facteur de forme

Si les rigidités K_i et K_p sont égales la fonction devienne linéaire. De même si K_p égale à zéro, la courbe de comportement de l'assemblage devienne elasto-plastique.

-les modèles de calcul des assemblages mixtes sont basés sur ceux des assemblages métalliques avec la prise en considération de :

- Ø La continuité de la dalle au niveau des assemblages.
- Ø La connexion suffisante entre les deux matériaux (le béton et l'acier) de l'élément mixte.
- Ø La contribution des armatures longitudinales de la dalle en béton à la résistance et à la rigidité de l'assemblage.

II-5-2 les assemblages mixtes

II-5-2-1 modèle de JOHNSON

Dans ce modèle de JOHNSON la dalle est supposée fissurée.

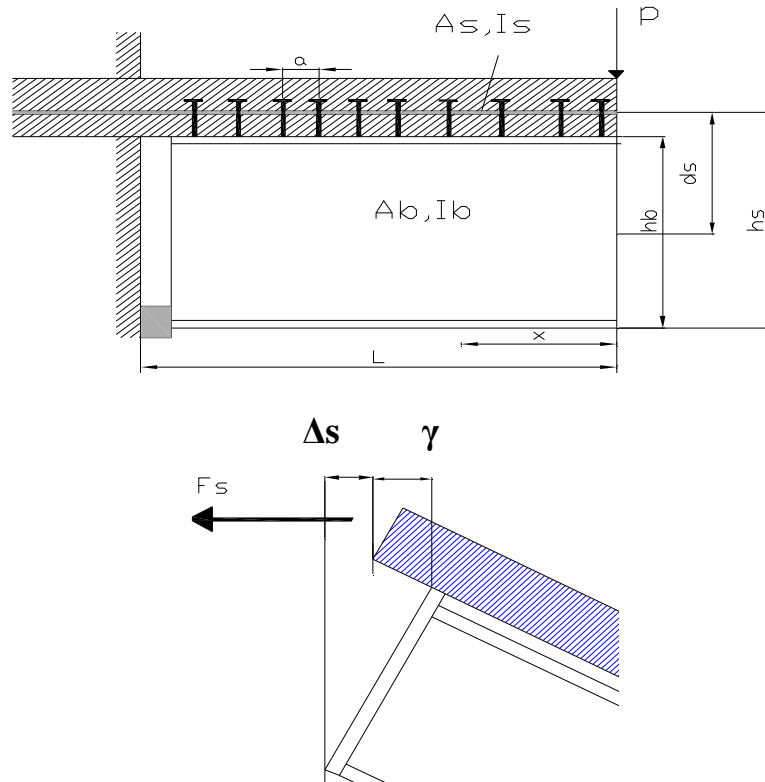


Figure 2-8 : modèle de JOHNSON-LAW [16]

-Basé sur la théorie développée par NEWMARK [23] en 1951, JOHNSON.P et LAW.C.L.C [16] ont proposé (1981) un modèle de calcul élastique des assemblages mixtes. Où l'effort normal dans la dalle en béton est calculé comme suit :

$$F_s = C \cdot sh(\sqrt{b}x) + C_1 \cdot ch(\sqrt{b}x) + P \frac{a}{b} x \tag{2-3}$$

Avec :

$$b = (k_{sc} \cdot \overline{EA}) / (a \cdot \sum EI) \quad \text{Et} \quad a = (k_{sc} \cdot d_s) / (a \cdot \sum EI) \tag{2-4} \text{ et } (2-5)$$

$$\overline{EA} = 1 / [(E_s A_s) + (1 / (E_b A_b))] \tag{2-6}$$

$$\overline{EI} = \sum EI + \overline{EA} \cdot d^2 \quad ; \quad \sum EI = E_s I_s + E_b I_b \tag{2-7} \text{ et } (2-8)$$

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

On réalisant :

-la vérification des conditions aux limites :

- à $x=0$ (à l'extrémité de la poutre) $F_s = 0$ ($\Rightarrow C_1 = 0$).

- à $x=L$ (au droit de l'assemblage).

- la dérivation de l'effort F_s par rapport à x

Les auteurs présentent la relation suivante :

$$f = \frac{M_j}{S_{j.ini}} \left[1 - \frac{a}{b} h_s \right] - \frac{ch.sh(\sqrt{b}.L)}{S_{j.ini}} \tag{2-9}$$

$S_{j.ini}$: La rigidité initiale

C : est une constante calculer par l'expression suivante :

$$C = \frac{\left[\frac{(1 - ah_s / b)}{S_{j.ini} / h_b} - \frac{h aL}{2h_s b E_s A_s} - \frac{aa}{bk_{sc} L} \right] PL}{\left(\frac{h_b}{h_s E_s A_s \sqrt{b}} + \frac{a\sqrt{b}}{k_{sc}} \right) ch(\sqrt{b}L) - \frac{h_b}{h_c E_s A_s \sqrt{b}} + \frac{h_s sh(\sqrt{b}L)}{S_{j.ini} / h_b}} \tag{2-10}$$

Dans cette étude les auteurs ont considéré :

- 1)-que la rotation de la section de la dalle au droit de l'assemblage est différente de celle de la section du profilé métallique.
- 2)-que le centre de rotation de l'assemblage se situait au centre de la semelle comprimée de la poutre.
- 3)-que la répartition des connecteurs le long de la poutre est uniforme.

En fin, l'application de ce modèle reste limitée uniquement au domaine élastique.

II-5-2-2 modèle de BENUSSI [17].

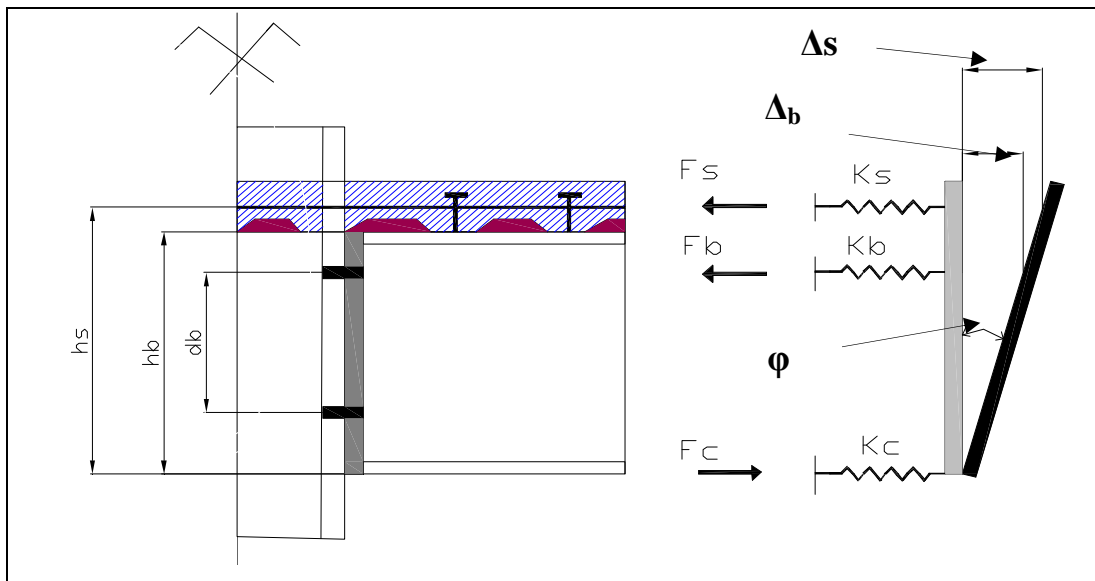


Figure 2-9 : modèle de BENUSSI [17].

BENUSSI. F et NOE. S [17] ont divisés la partie de l'assemblage en trois zones et ils ont assimilés chaque zone par un ressort tel que :

- un ressort de rigidité K_c correspondant à la zone comprimée de l'assemblage.
- un ressort de rigidité K_b correspondant à la zone tendue de l'assemblage.
- un ressort de rigidité K_s correspondant à l'armature de la dalle en béton.

Le moment de l'assemblage étant égal : $M_j = F_s h_s + S_{j.ini} f$ (2-11)

La rigidité de l'assemblage égale : $f = \frac{\Delta_s}{h_s} = \frac{\Delta_b}{d_b}$ (2-12)

Les efforts dans l'armature et les boulons tendus sont calculés par les relations suivantes :

$$F_s = K_s \Delta_s \quad \text{Et} \quad F_b = K_b \Delta_b \quad (2-13) \text{ et } (2-14)$$

$$\text{D'où} \quad M_j = [K_s h_s^2 + K_b d_b^2] f \quad (2-15)$$

Pratiquement les auteurs ont adoptés : $K_s = E_s A_s / 0.5 h_c$ et $K_b = S_{j.ini} / d_b^2$ (2-16) et (2-17)

Où $S_{j.ini}$ est la rigidité de l'assemblage métallique calculé suivant l'EC3.

Dans ce modèle de BENUSSI le glissement entre l'acier et le béton n'est pas pris en compte. D'où une surestimation de rigidité est certaine. De plus l'application de ce modèle est limitée au domaine élastique.

II-5-2-3 modèle d'ANDERSON [6]

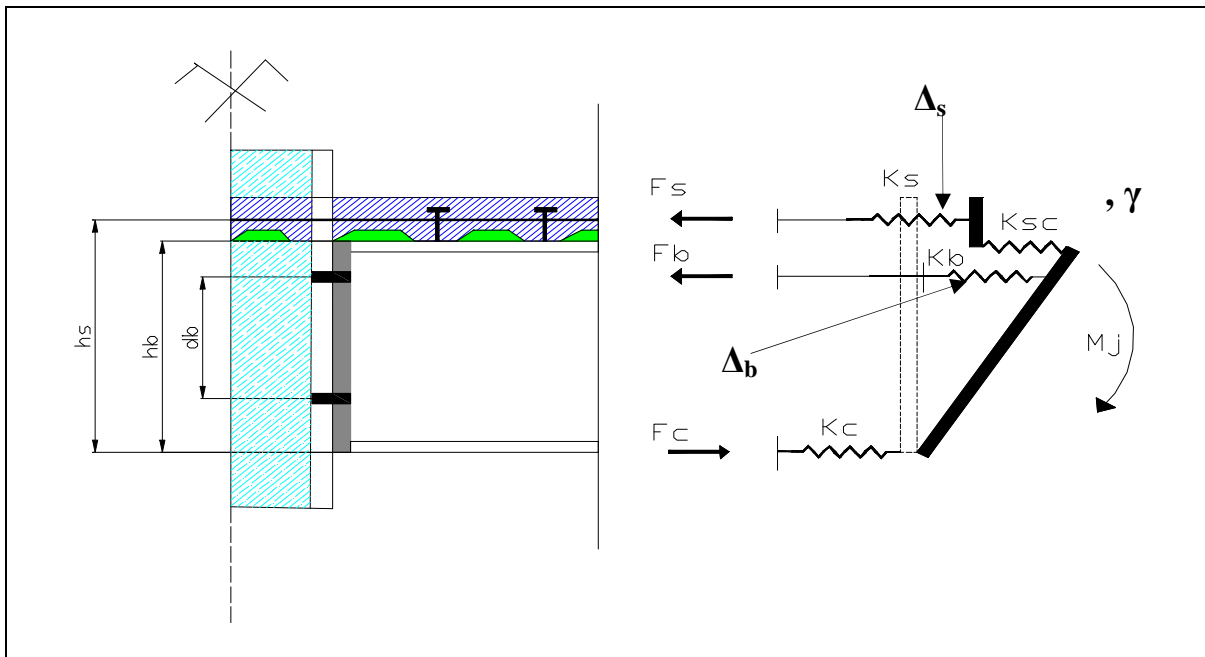


Figure 2-10 : modèle de ANDERSON [6].

ANDERSON à modifier le modèle de BENUSSI afin de tenir compte de l'effet de glissement d'une part, et de calculer le moment résistant de l'assemblage d'autre part.

$$M_j = \left[\frac{K_s K_{sc} h_b h_s}{K_s + K_{sc}} + K_b d_b^2 \right] f \quad (2-18)$$

$$K_s = E_s A_s / l_s \quad (2-19) \quad \text{Et } l_s : \text{La distance du milieu du poteau au 1}^{\text{er}} \text{ connecteur.}$$

Le moment résistant de l'assemblage mixte est calculé par la formule :

$$\text{Si } R_{cfb} \geq R_s + R_b \Rightarrow M_{j.R} = R_s h_s + R_b d_b \quad (2-20)$$

Avec :

R_s : Résistance plastique de l'armature.

R_b : Résistance plastique de la partie tendue de l'assemblage.

R_{cfb} : Résistance plastique de la semelle de la poutre en compression.

$$\text{Si } R_{cfb} < R_s + R_b \Rightarrow M_{j.R} = R_s h_s + R_b h_b - (R_s + R_b - R_{cfb}) \left(\frac{x}{2} + \frac{t_{fb}}{2} \right) \quad (2-21)$$

$$\text{Avec } x = \frac{R_s + R_b - R_{cfb}}{t_{wb} f_{yb}} \quad (2-22)$$

-L'hypothèse de la considération de la longueur l_s utilisée dans le calcul de la rigidité K_s de l'armature comme étant la distance du milieu du poteau au premier connecteur n'a pas une justification approfondie.

-l'auteur propose aussi de prendre en compte la contribution de l'âme de la poutre en zone comprimée lorsque la semelle de la poutre seule ne suffit pas à l'équilibre à la résistance de la partie tendue.

II-5-2-4 modèle d'ARIBERT (1995) [18]

J.M ARIBERT (1995) a proposé un modèle (avec deux ressorts) pour la détermination du comportement de l'assemblage mixte à l'aide de la courbe moment-rotation qu'est d'après l'auteur caractérisé par trois points :

Le point (A) correspondant à la limite de comportement élastique.

Le point (B) correspondant à l'atteinte de l'effort maximal de traction transmis par la dalle à l'assemblage.

Le point (C) correspondant à l'atteinte de la capacité de rotation de l'assemblage métallique associé.

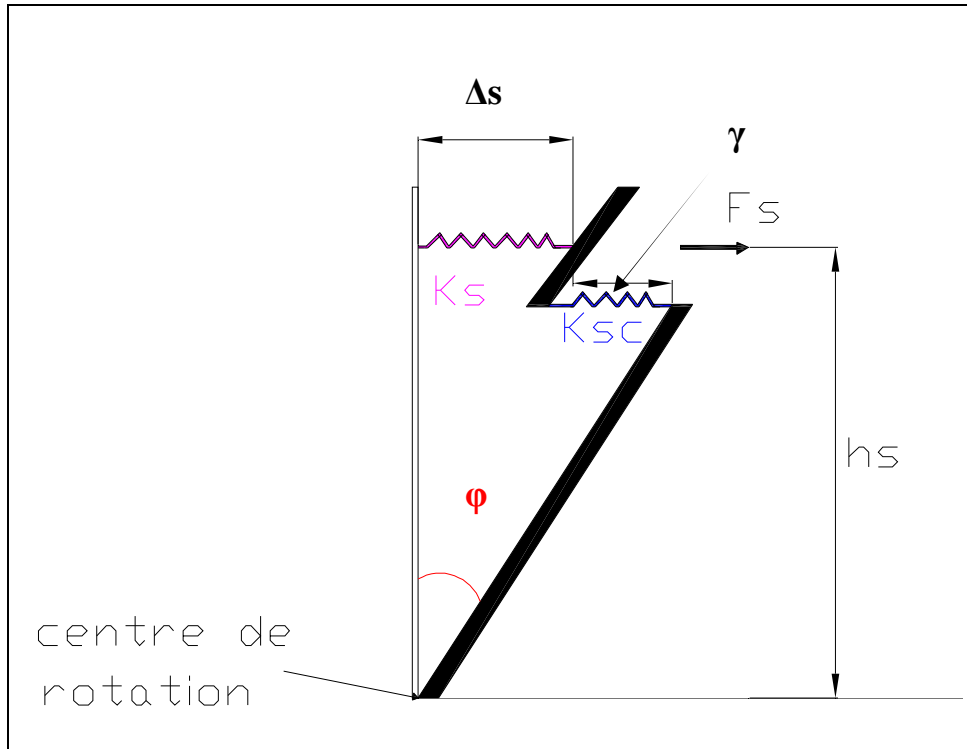


Figure 2-11 : modèle d'ARIBERT [18].

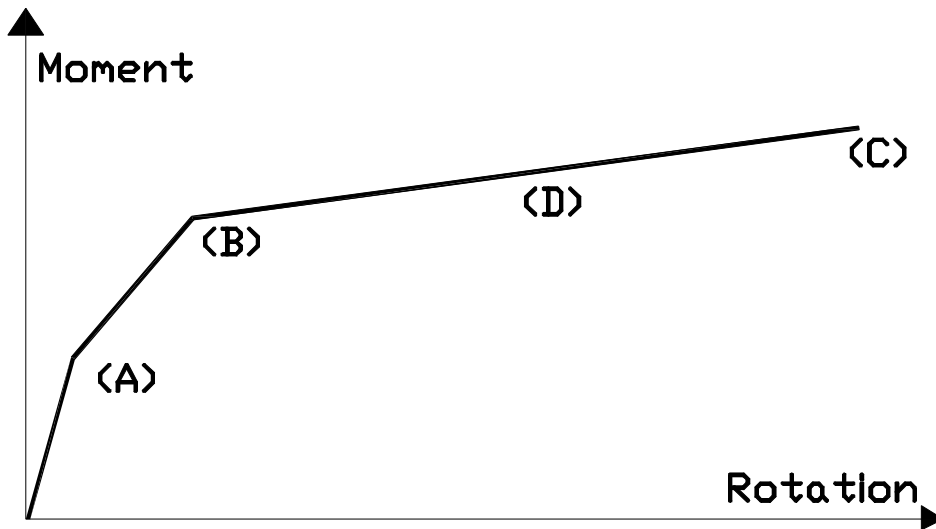


Figure 2-12 : courbe du comportement selon ARIBERT [18].

Le moment M_j et la rotation ϕ de chaque point sont définis par les deux relations suivantes :

$$M_j = M_{(a)}(j) + F_s h_s \quad , \quad j = \frac{\Delta_s + g}{h_s} \quad (2-23) \text{ et } (2-24)$$

Avec :

$M_{(a)}(j)$: Le moment repris par l'assemblage métallique associé.

F_s : L'effort de traction transmis par les barres d'armatures.

Δ_s : L'allongement de ces barres au droit de l'assemblage.

g : Le glissement de l'interface acier-béton au droit de l'assemblage.

Au point (A) : l'auteur à obtenu l'expression de l'effort de traction transmis par les barres d'armature à l'assemblage.

$$F_s^{(A)} = \frac{M_j}{(1+a)d_s} - csh(\sqrt{b}.L) \quad (2-25)$$

Avec :

$$a = EI_b / (d_s^2 E_s A_s) \quad , \quad b = (1+a)K_{sc} d_s^2 / (aE_b I) \quad (2-26) \text{ et } (2-27)$$

Où E_s et E_b sont les modules d'élasticité de la poutre métallique et d'armature.

I_b : Le moment d'inertie de la poutre métallique.

A_s : L'aire de la section efficace de l'armature.

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

a : L'espacement longitudinal des connecteur.

C : une constante.

Sur la base de la même théorie il déduit l'expression du glissement :

$$g^{(A)} = \frac{a}{K_{sc}} \left[\frac{M}{(1+a)} - c\sqrt{b}ch(\sqrt{b}.L) \right] \quad (2-28)$$

Avec :

L : la longueur de la poutre sous moment négatif.

On considérant la dalle fissurée, il adopte pour l'allongement des barres d'armature.

$$\Delta_s = \frac{F_s l_s}{E_s A_s} \quad (2-29)$$

Avec : $l_s \cong h_c / 2$ (h_c : la hauteur du poteau) (2-30)

Au point (B) : la force d'interaction entre l'armature et l'acier atteint sa valeur maximale, soit :

$$\text{En connexion complète : } F_s^{(B)} = A_s f_{ys} \quad (2-31)$$

$$\text{En connexion partielle : } F_s^{(B)} = N.P_R \quad (2-32)$$

Avec :

f_{ys} : La limite d'élasticité de l'armature.

N : Le nombre total des connecteurs le long de la poutre sous le moment négatif.

P_R : La résistance au cisaillement d'un connecteur.

Pour le glissement élasto-plastique, l'auteur propose l'expression suivante :

$$\mathbf{g}^{(B)} = \mathbf{g}^{(A)} \cdot \frac{F_s^B}{(F_s^{(A)})^2} \quad (2-33)$$

Au point (c) : le moment est alors donné par :

$$M_j^{(c)} = M_{(a)}(j_a) + F_s^{(B)} \cdot h_s \quad (2-34)$$

L'auteur propose de remplacer le point (c) par le point (d) lorsque la ruine par rupture de l'armature où rupture des connecteurs intervient avant l'atteinte de la capacité de rotation de l'assemblage métallique.

Au point (d) : l'auteur donne les expressions suivantes :

$$\mathbf{j}^{(D)} = \frac{\Delta_{s,u} + \mathbf{g}^{(B)}}{h_s}, \quad N/N_f > 1 \quad (2-35)$$

$$\mathbf{j}^{(D)} = \frac{\Delta_{s,u} + \mathbf{g}_u}{h_s}, \quad N/N_f < 1 \quad (2-36)$$

Avec :

$\Delta_{s,u}$: L'allongement ultime des barres d'armatures.

\mathbf{g}_u : La capacité de glissement d'un connecteur.

-dans ce modèle, on considère également une même rotation de la dalle et du profilé métallique.

-ce modèle donne un aperçu global du comportement moment-rotation d'un assemblage. En revanche, son application exige la connaissance préalable de la courbe moment-rotation de l'assemblage métallique.

II-5-2-5 modèle de TSCHERMERNEGG [19]

*Ce modèle de TSCHERMERNEGG [19, 20, 21] a été développé pour les assemblages mixtes constitués de poutres mixtes et de poteaux mixtes.

*Il est très important, avant tout, de définir quelques termes utilisés par l'auteur tel que :

- l'assemblage : présente l'ensemble des éléments de liaison (boulons, platine...).
- le joint : est l'ensemble constitué de l'assemblage et du panneau d'âme du poteau.
- le nœud : est le point d'intersection des axes de la poutre et du poteau.

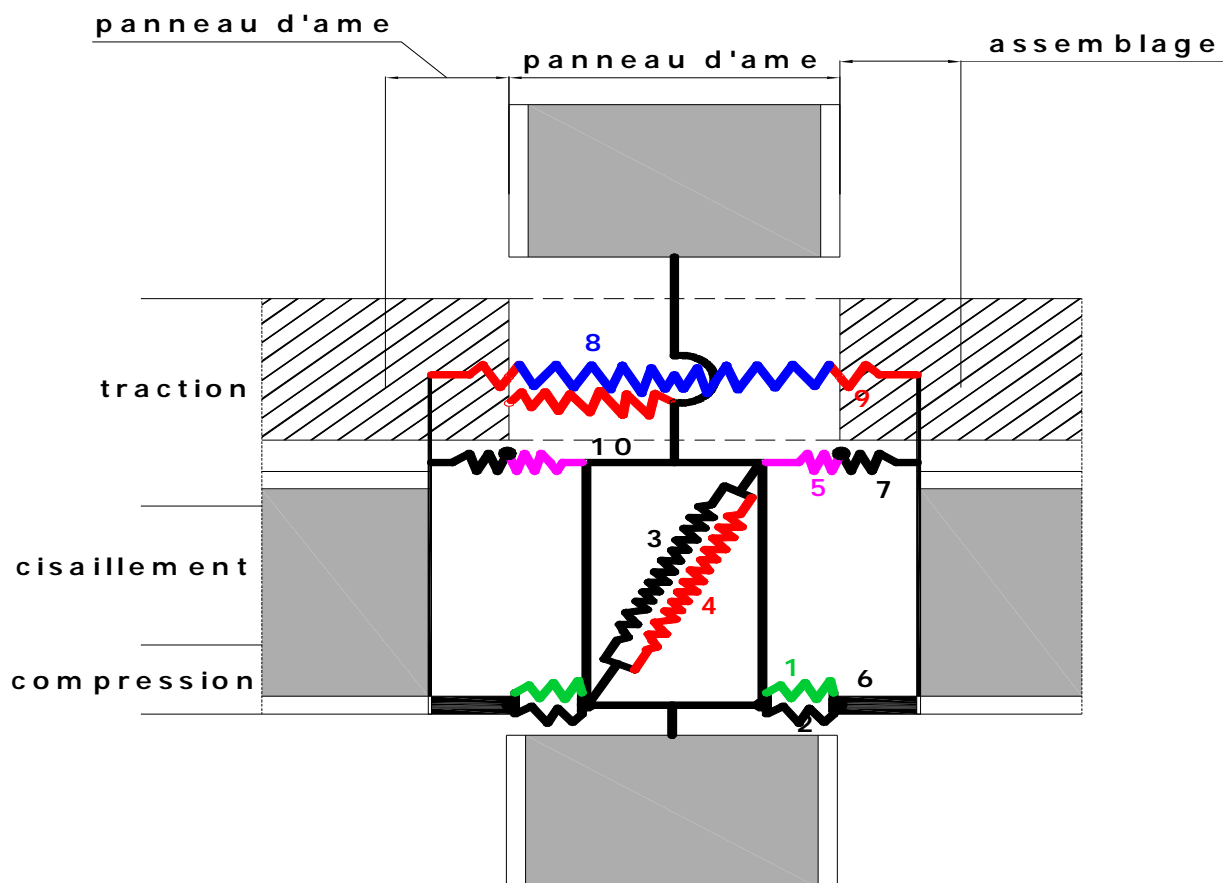


figure (a)

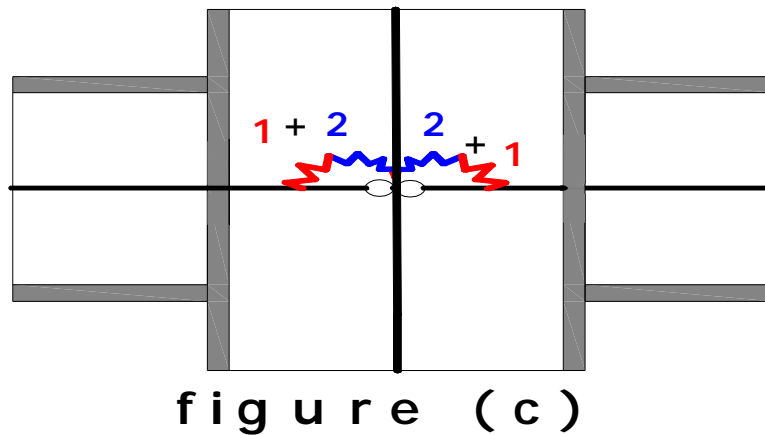
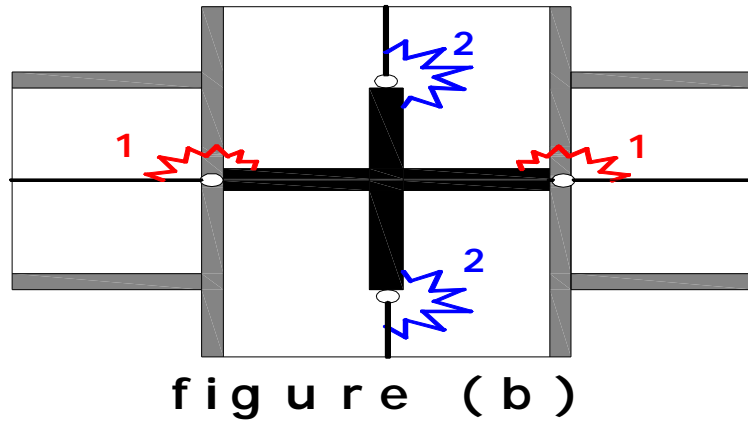


Figure 2-13 : modèle de TSCHEMMERNEGG [21].

-pour la figure (a)

Dans ce modèle le comportement de l'assemblage mixte est déterminé à l'aide de la détermination du comportement des différents composants du joint ; à savoir :

1. âme du poteau, zone comprimée.
2. béton, zone comprimée.
3. âme du poteau, zone cisailée.
4. béton, zone cisailée.
5. âme du poteau, zone tendue.
6. composants de l'assemblage, zone comprimée.
7. composants de l'assemblage, zone tendue.
8. armature, zone tendue.
9. glissement
10. armature (en cas de joint de façade).

Où chaque composant est remplacé par un ressort.

-pour la figure (b)

-Le ressort (1) de la figure 2-13 (b) remplace les ressorts (1,2,5,6,7,8,9,10) de la figure 2-13 (a) et représente la déformation de l'assemblage.

- Le ressort (2) de la figure 2-13 (b) représente la déformation de l'assemblage.

-pour la figure (b)

L'auteur dans ce modèle à ramener les différentes déformations des composants (à travers leur rigidité) de l'assemblage des poutres et du panneau du poteau au nœud.

*A partir de la figure 2-13 (b) on peut déduire :

$$M_L = Pl \quad (2-37)$$

$$M_C = P \left(l + \frac{h_c}{2} \right) \quad (2-38)$$

* TSCHEMMERNEGG considère la relation entre les rotations de l'assemblage **L** et au nœud **C** est donnée par :

$$f_L = f_C + f_b \quad (2-39)$$

Où f_b est la rotation due à la flexion de la poutre entre **L** et **C** et égale :

$$f_b = \frac{M_L + M_C}{S_{j,b}} \quad (2-40)$$

*En admettant $M_C \approx M_L$, l'auteur propose la relation suivante :

$$S_L = \frac{1}{\frac{1}{S_C} + \frac{1}{S_{j,b}}} \quad (2-41)$$

Où la rigidité en flexion qu'aurait la poutre sur la longueur $\frac{h_c}{2}$ est donnée par :

$$S_{j,b} = \frac{2EI_b}{h_c} \quad (2-42)$$

II-5-2-6 modèle de l'EUROCODE-3

Le modèle mécanique simplifié présenté par l'Eurocode3 est basé sur le modèle présenté par TSCHEMMERNEGG.

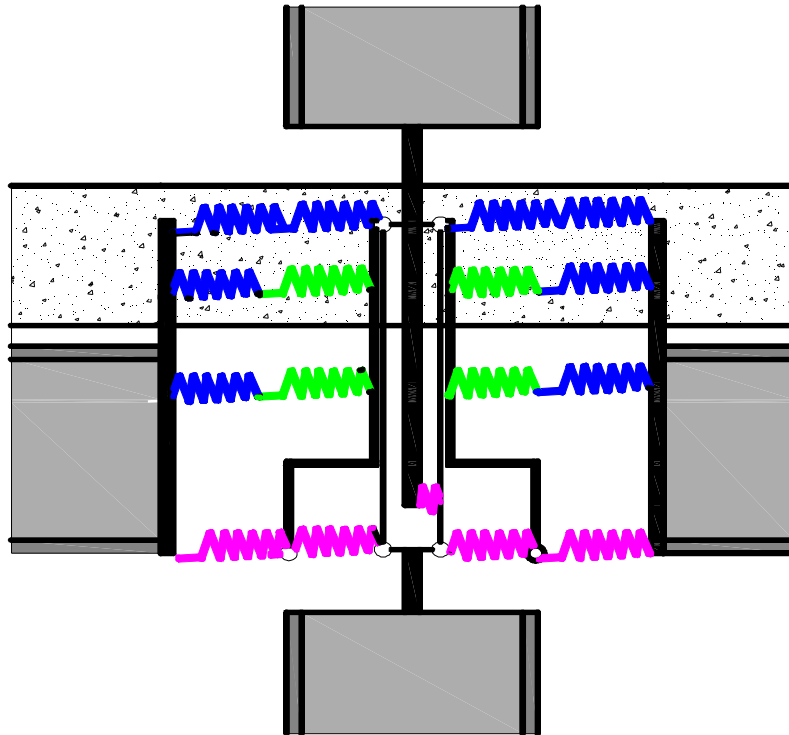


Figure 2-14 : Modèle de l'EC-3 et L'EC-4

Dans ce modèle de calcul présenté par l'eurocode-3 et 4, le comportement des assemblages est considéré à travers trois caractéristiques clés suivantes :

- Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$
- La rigidité initial en rotation $S_{j,ini}$
- La capacité de rotation de calcul f_{cd}

A) le moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$

Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ est pris comme le moment maximum de la courbe de comportement moment-rotation ($M - \theta$).

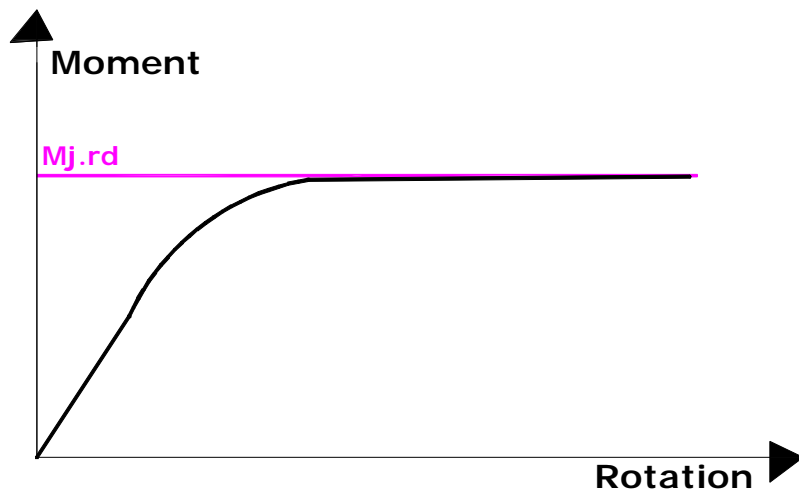


Figure 2-15: Le moment résistant de calcul $M_{j.rd}$.

B) - rigidité en rotation $S_{j.mi}$

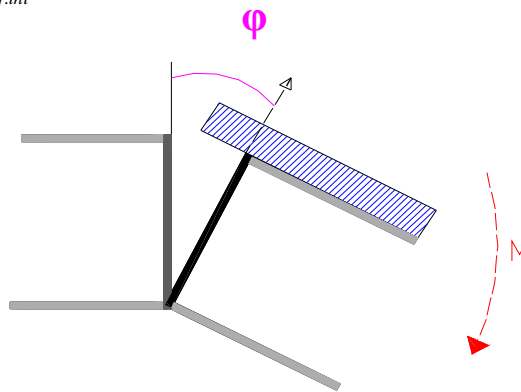


Figure 2-16: rotation d'un assemblage mixte sous un chargement symétrique

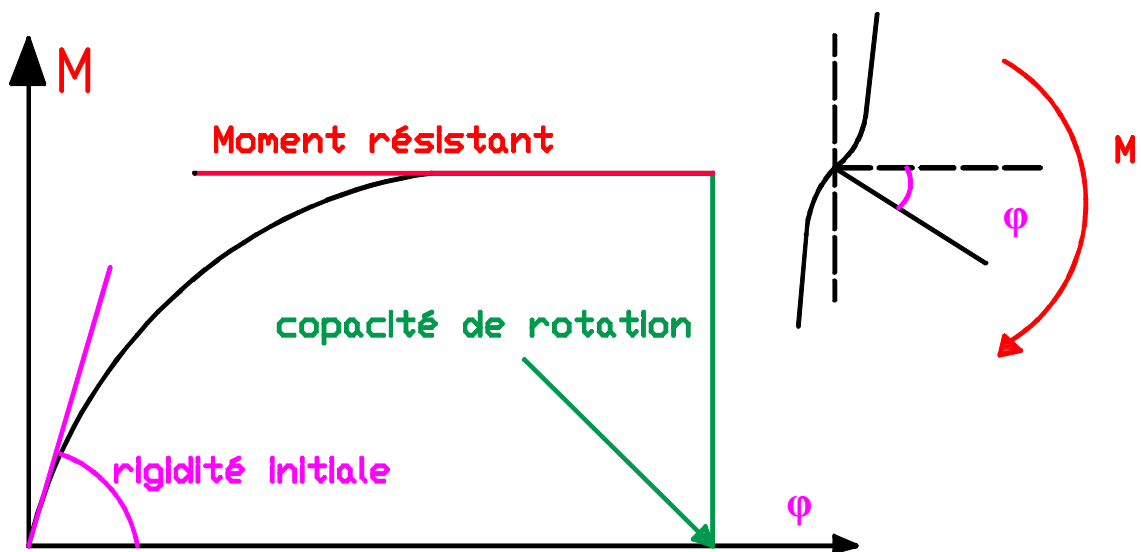


Figure 2-17: Comportement d'un assemblage

La rigidité en flexion (ou en rotation) est définie comme étant le rapport entre le moment sollicitant l'assemblage " $M_{j.Rd}$ " et la rotation " f_j " correspondante de l'assemblage (la variation angulaire entre les fibres moyennes du poteau et de la partie attachée), donc

$$S_{j.ini} = \frac{M_{j.Rd}}{f_j} \quad (2-43) \quad \text{Telle que } S_{j.ini} = \text{c'est la rigidité initiale}$$

c)-la capacité en rotation

Un autre point à prendre en considération concerne l'aptitude de l'assemblage à rester cohérent et à accepter les rotations imposées sans rupture, telles la capacité de rotation :

$$\Phi_{cd} = \frac{M_{j.rd}}{S_j} \quad (2-44)$$

$M_{j.rd}$: Moment résistant de calcul

Φ_{cd} : Capacité de rotation de calcul

S_j : Rigidité en rotation

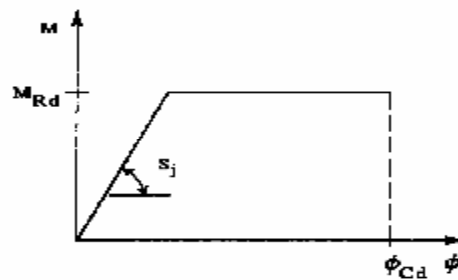


Figure 2-18 : propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation d'un assemblage poutre-poteau

- la capacité de rotation de calcul q_{Cd} d'un assemblage poutre- poteau doit être prise égale à la rotation atteinte au stade du moment résistant de calcul de l'assemblage [3].

$$q_{Cd} = \frac{M_{j.Rd}}{S_j} \quad (2-45)$$

-Les trois caractéristiques ($M_{j.Rd}$, $S_{j.ini}$, q_{Cd}) clés des assemblages mixtes influent directement sur le comportement de ces derniers et sur leur classification.

II-5-2-6-1 Classification des assemblages poutre-poteau

Les courbes de comportement ($M - f$) des assemblages peuvent être ramenées à trois grandes catégories représentées sur la figure (2-19). Pour chaque catégorie de comportement ($M - f$) est associée la conception de l'assemblage correspondante.

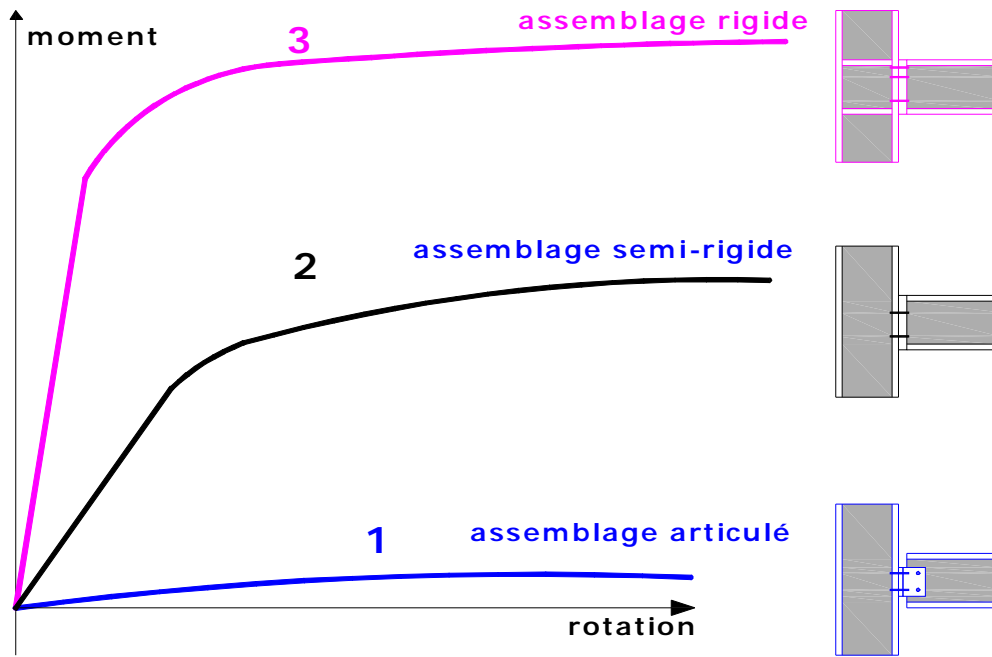


Figure 2-19 : classification des assemblages mixtes

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.

Ainsi pour les assemblages articulés les ossatures sont considérées comme simplement appuyées, les assemblages articulés sont économiques à fabriquer et simples à construire; cela peut être la meilleure solution lorsque des tassements d'appui sont susceptibles de se produire [13]. Mais au contraire à d'autres formes de construction il est nécessaire de construire avec des poutres de très grande hauteur. De plus, suite aux rotations d'extrémité des poutres, une fissuration importante peut se produire à proximité des assemblages si la dalle est continue sur des appuis intermédiaires.

Pour les assemblages rigides les ossatures sont considérées comme continues, alors que pratiquement, les assemblages présentent toujours une résistance au moment de flexion et une certaine flexibilité.

La prEN 1993-1.8 [2] propose un système de classification basé sur la résistance ($M_{j,rd}$) et la rigidité ($S_{j,ini}$) de l'assemblage.

A)- 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

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

Où $M_{j,Rd}$: 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 :

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

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

- Assemblage est articule si :

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

Remarque :

-Dans les poutres mixtes, le moment résistant dépend du signe du moment de flexion sauf pour les constructions contreventées les poutres sont soumis à la flexion négative.

- L'EN 1994-1-1 [1] impose une connexion complète et on utilisera l'analyse plastique pour les section de classe 1 et 2 ainsi que pour les sections de poutre dont l'âme est de classe "3" mais reclassées en classe 2 en utilisant une approche de type "âme efficace".

B)- Classification par rigidité en rotation

La classification de la prEN 1993-1-8 [2] compare la rigidité de l'assemblage avec celle du membre assemblé.

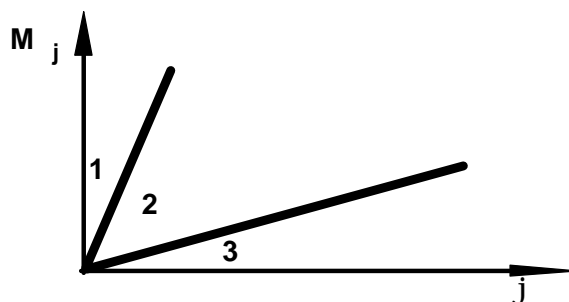


Figure 2-20 : Classification des assemblages poutre-poteau par rigidité

Zone 1 : si $S_{j.ini} \geq 8 \frac{EI_b}{L_b}$ è Assemblage rigide

Zone 2 : si $0,5 \frac{EI_b}{L_b} < S_{j.ini} < 8 \frac{EI_b}{L_b}$ è Assemblage semi rigide

Zone 3 : si $S_{j.ini} \leq 0,5 \frac{EI_b}{L_b}$ è Assemblage articulé

Avec : EI_b : rigidité flexionnelle de section de poutre mixte non fissurée.

L_b : portée de la poutre (distance entre centres des poteaux).

Pour notre cas c'est-à-dire les assemblage mixtes, ce coefficient d'équivalence devrait être celui de l'EN 1994-1-1 [1]. Pour simplifier, on recommande de considérer le coefficient d'équivalence à court terme pris égal à 7 quelle que soit l'état du béton [13].

-A fin de permettre un calcul linéaire (plus simple), La courbe de comportement non linéaire doit être idéalisée.

II-5-2-6-2 Idéalisation de la courbe de comportement (M-φ) selon l'EC-3 et l'EC-4

La courbe de comportement M- φ non linéaire donnée par la pr EN 1993-1-8 [2] comprend trois parties :

- de 0 à $2/3 M_{j,Rd}$ è $\left\{ \begin{array}{l} \text{- courbe élastique linéaire.} \\ \text{- La rigidité = la rigidité initiale } S_{j.ini} \end{array} \right.$ [2]
- $2/3 M_{j,Rd}$ à $M_{j,Rd}$ è la courbe est non linéaire.
- à $M_{j,Rd}$ è un plateau plastique.
- L'extrémité de cette courbe M-φ définit la capacité de rotation j_{CD} de l'assemblage.

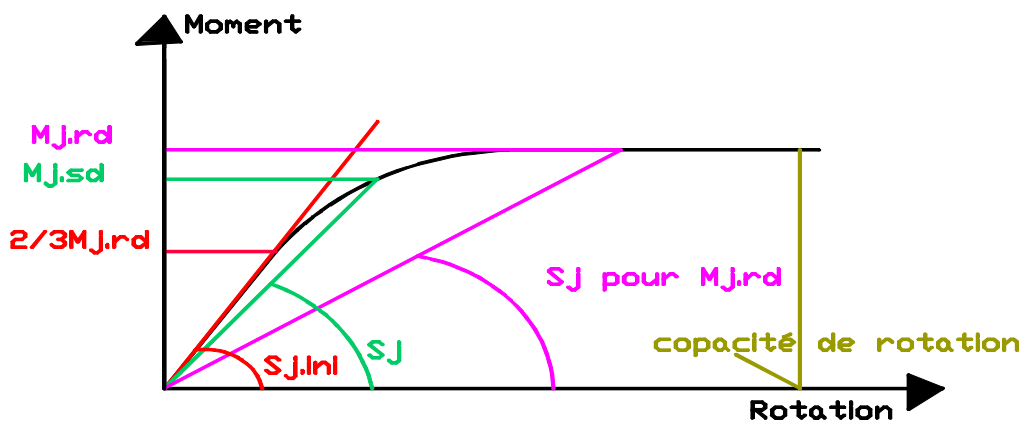


Figure 2-21: Courbe M- φ non-linéaire

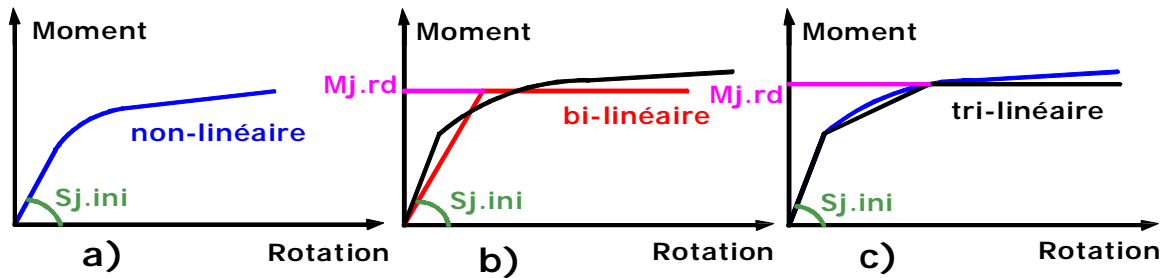


Figure 2-22: Idéalisations des courbes.

La prEN1993-1-8 [2] propose les trois possibilités d'idéalisation présentées dans la figure (2-22). La courbe (a) correspond au comportement $M-\phi$ réel des assemblages. Ce pendant, l'utilisation de ces courbes non-linéaire demande des programmes d'analyse de structures sophistiqués [13]. Afin de permettre un calcul linéaire (plus simple) c'est-à-dire une analyse élastique globale de structure, la courbe non-linéaire peut être simplifiée à l'aide de lignes droites (courbe b ou c) telle que la courbe simplifiée se situe toujours sous la courbe non-linéaire (coté de la sécurité).

- La rigidité idéalisée S_j^* de la courbe bi-linéaire est obtenue on divisant $S_{j.ini}$ par un facteur de modification h [2].

$$S_j^* = S_{j.ini} / h \quad (2-46)$$

- Comme le comportement des assemblages influence celui de la structure, d'où le choix de l'analyse globale de la structure est lié à la classification de ses assemblages.

II-5-2-6-3 Analyse globale de la structure

-Avant de parler sur les déferant méthodes d'analyse globale de la structure il faut en savoir, de plus sur les ossatures.

-On s'intéresse uniquement aux ossatures mixtes définie selon partie 1-1 de l'eurocode4 [9].

-On suppose que la plupart des éléments structuraux et des assemblages sont soit mixtes soit en acier de construction.

-Puisque le comportement des structures est lié au comportement des assemblages le tableau ci-dessous montre les différents modes d'analyse globales possibles dans les constructions mixtes en fonction de la classification des assemblages.

Méthode d'analyse globale	Classification de l'assemblage		
élastique	articulé	Rigide	semi-rigide
rigide-plastique	articulé	pleinement résistant	partiellement résistant
Elastique-plastique	articulé	rigide et pleinement résistant	semi-rigide et partiellement résistant
			semi-rigide et pleinement résistant
			rigide et partiellement résistant
Type de modélisation de l'assemblage	simple	Continu	Semi-Continu

Tableau 2-1 : Types de modélisation d'assemblages

- Le tableau 2-1 montre les relations entre les différents types de modélisation d'assemblage, leur classification et les méthodes d'analyse globale.
- Les définitions et classifications des méthodes d'analyses globale, des types d'ossatures et des assemblage sont similaire a celle utilisées dans la section 5-2 de l'EC3.

II-6 CONCLUSION

-Les exigences des codes actuels et des recommandations penchent sur l'étude des assemblages comme les sources primaires du comportement inélastique de la structure. Cependant, comme indiqué dans cette recherche bibliographique, très peu de travaux fournissent un modèle qui décrit le comportement réel des assemblages mixtes, sauf les résultats des essais expérimentaux qui restent coûteux.

-Les recherches qui traites les assemblages avec la M.E.F sont limitées généralement à des éléments finis simples (élément poutre par exemple) et à des assemblages où le comportement est relativement bien compris et la simplicité de la modélisation est évidente. L'EUROCODE-3

et l'EUROCODE-4 présentent la méthode des composantes avec son modèle raffiné pour décrire le comportement réel des assemblages mixtes et pour calculer les trois caractéristiques clés de ces assemblages, qui sont :

- -Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$.
- -La rigidité initial en rotation $S_{j,ini}$.
- -La capacité de rotation de calcul f_{cd} .

- l'étude de la méthode des composantes présentée par les Eurocodes3 et 4, en particulier, pour les trois types des assemblages mixtes type poutre-poteau déjà énoncés faire l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE III

CARACTERISATION DES ASSEMBLAGES MIXTES SELON L'EUROCODE-3 ET L'EUROCODE-4 « METHODE DES COMPOSANTES »

III -1 INTRODUCTION

Après la présentation et l'étude des assemblages dans le chapitre précédent. Ce chapitre **III** reprend les étapes de l'élaboration de la méthode des composantes présentée par l'EUROCODE-3 et l'EUROCODE-4 et son application sur les trois types d'assemblages mixtes suivants :

- Assemblages mixtes avec plaque de contact.
- Assemblages mixtes boulonnés avec platine d'extrémité limitée.
- Assemblages mixtes boulonnés avec platine d'extrémité non débordante.

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 ($M_{j,rd}$).
- La rigidité initiale de l'assemblage ($S_{j,ini}$).
- La capacité de rotation de l'assemblage (f_{cd}).

III -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 testé 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.

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

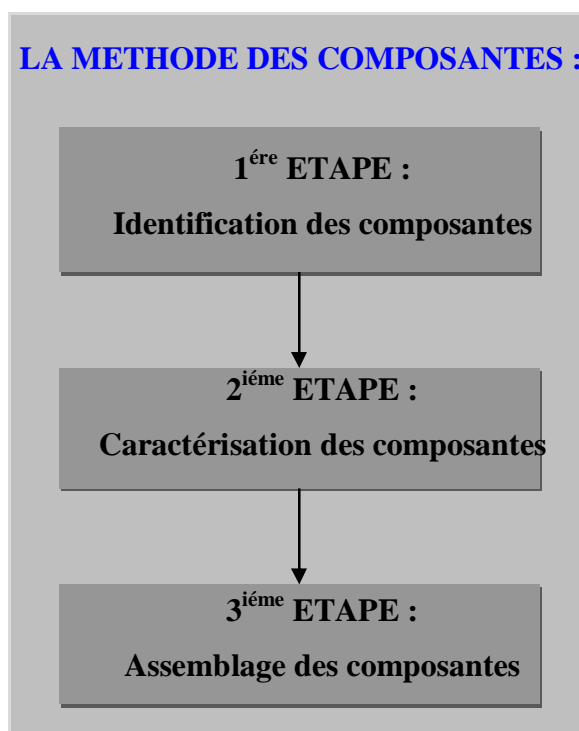


Tableau 3-1 : les étapes de la méthode des composantes.

- **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.

III -2-1 Identification des composantes

-L'Eurocode-3 [3], définit une composante de l'assemblage comme une partie spécifique de celui-ci dont la contribution est identifiée à une ou plusieurs propriétés mécaniques.

-Lors de l'identification des composantes, il est possible de distinguer celles en traction, en compression, en flexion et en cisaillement.

-chaque une de ces composantes est modélisée à l'aide d'un ressort en translation.

-La figure (3-1) représente les régions des différentes sollicitations qui existent au niveau de l'assemblage et les zones constituant l'assemblage.

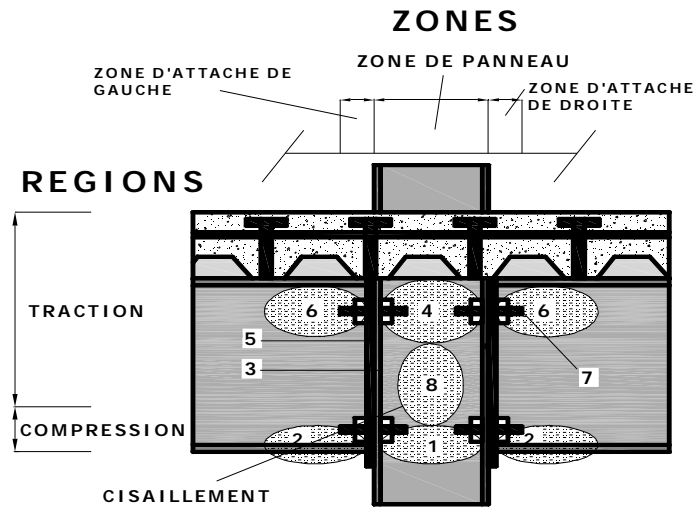


Figure3-1 : régions et zones d'un assemblage mixte poutre-poteau.

-Dans le tableau (3-2) sont identifiées les composantes et les sollicitations au quelles elles sont soumise pour chaque région de l'assemblage.

N°	REGION	COMPOSANTE
01	Région de compression	1-âme de poteau en compression. 2- âme et semelle de la poutre en compression.
02	Région de traction	3- semelle du poteau en flexion 4- âme du poteau en traction 5- Platine d'extrémité en flexion. 6- âme de la poutre en traction. 7- boulons en traction.
03	Région en cisaillement	8- Panneau d'âme du poteau en cisaillement.
Pour les assemblages mixtes des composantes complémentaire sont ajouter aux composantes de base telle que : - Les armatures longitudinales de la dalle en traction. - Plaque de contact en compression (cas des assemblages avec plaque de Contact).		

Tableau 3-2 : régions et composantes correspondantes d'un assemblage mixte

III -2-2 Caractérisation des composantes

Le modèle des composantes est basé sur les courbes de force-déplacement des composantes individuelles, qu'il convient de déterminer, de nouveau cela peut être fait à des niveaux différents d'exactitude, employant des outils différents, comme essais sur les composantes (approche expérimentale), simulation par éléments par finis (approche numérique) ou modèle analytique mécanique. Les caractéristiques des composantes données ci-après sont basées sur cette dernière approche.

Des modèles mécaniques décrivant la réponse de composantes de base, ont été développés dans plusieurs centres de recherches et validés par des résultats d'essais sur les composantes fournissent les propriétés suivantes :

- Résistance de calcul $F_{Rd,i}$.
- la rigidité initiale en translation $K_i = F/EW$ (3-1)

Avec W : est la déformation de la composante.

- Capacité de déformation à la résistance de calcul $W_{Rd,i}$

Où i est le N° de la composante.

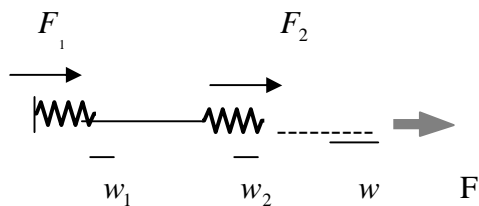
III -2-3 Assemblage des composantes

-Le passage des relations force-déplacement de composantes individuelles à la courbe (moment-rotation) de l'assemblage s'obtient en satisfaisant aux exigences de compatibilité et d'équilibre, ainsi qu'aux limitations de résistance et de capacité de déformation [13].

-Suivant le niveau de précision désiré, l'assemblage des composantes peut mener. Soit aux seules propriétés clés de l'assemblage, soit à l'ensemble de la courbe de comportement ($M - f$).

Puisque le modèle de composantes sophistiqué nécessite des boucles itératives suite à l'interaction complexe, les Eurocodes proposent le modèle de composante simplifié au la somme des ressorts de composantes de base est déduite en ajoutant pas à pas les ressorts agissant en parallèle ou en série.

En série

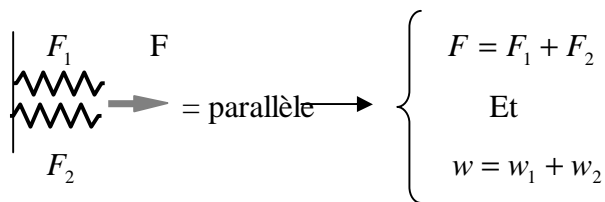


$$\left. \begin{array}{l} \text{En série} \Rightarrow F = F_1 + F_2 \\ \text{Et} \\ w = w_1 + w_2 \end{array} \right\} \Rightarrow w = w_1 + w_2 \text{ et on a } F = w \cdot k \cdot E$$

$$w_{eq} = w = w_1 + w_2 \Rightarrow \frac{F_{eq}}{k_{eq} \cdot E} = \frac{F_1}{E \cdot k_1} + \frac{F_2}{E \cdot k_2} \text{ Puisque } F_{eq} = F = F_1 + F_2 \quad (3-2)$$

$$\Rightarrow \frac{F}{k_{eq}} = F \left[\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \right] \Rightarrow \frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \quad (3-3)$$

En parallèle



$$F_{eq} = w_{eq} k_{eq} E = w_1 k_1 E + w_2 k_2 E \quad \text{Puisque } w = w_{eq} = w_1 = w_2 \quad (3-4)$$

$$\Rightarrow w_{eq} k_{eq} = w_1 k_1 + w_2 k_2 \Rightarrow k_{eq} = k_1 + k_2 \quad (3-5)$$

caractéristique	groupement	
	En parallèle	En série
Rigidité initiale k_{eq}	$k_1 + k_2$	$\frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}}$
Résistance F_{eq}	$F_1 + F_2$	$F_1 = F_2$
Capacité de déformation w_{eq}	$w_{eq} = w_1 = w_2$	$w_1 + w_2$

Tableau 3-3 : groupement en série et en parallèle des composantes.

III -3 APPLICATION DE LA METHODE DES COMPOSANTES AUX TROIS TYPES D'ASSEMBLAGE MIXTE

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

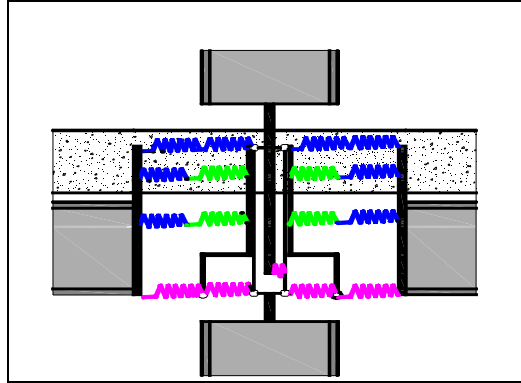


Figure 3-2: Modélisation simplifiée selon l'EN 1994-1-1 EC-4 [1].

-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.

-Notre étude est limitée au calcul du moment résistant et de la rigidité en rotation des trois types d'assemblages mixtes déjà retenus et qui sont les plus employés dans les constructions mixtes actuelles.

-pour les trois cas d'assemblages mixtes étudiés on retrouve les différentes composantes représentées par le tableau ci-dessous.

N°	composante	Assemblage mixte avec Plaque de contact	Assemblage mixte avec Platine d'extrémité limitée	Assemblage mixte avec Platine d'extrémité non débordante
01	Âme de poteau en cisaillement	X	X	X
02	Âme de poteau en compression	X	X	X
03	Âme de poteau en traction			X
04	Semelle de poteau en flexion			X
05	Platine d'extrémité en flexion			X
07	Semelle de la poutre en compression	X	X	X
08	Âme de la poutre en traction			X
10	Boulons en traction			X
13	Armature longitudinale de la dalle en traction	X	X	X
14	Plaque de contact en compression	X		

TABLEAU 3-4 : Les différentes composantes à prendre en compte pour chaque type d'assemblage mixte à étudier

III -3-1 Assemblage avec plaque de contact

A. Calcul du moment résistant

*Pour un calcul simplifié, l'approche plastique peut être utilisée pour déterminer le moment résistant de calcul. Ce moment est alors pris comme le moment maximum évalué en satisfaisant les critères suivants.

- Les efforts intérieurs sont en équilibre avec les forces extérieures appliquées à l'assemblage.
- La résistance de calcul d'aucune composante n'est dépassée.
- La compatibilité de déplacement n'est pas considérée.

*Pour ce type d'assemblage :

- § L'attache métallique qui résiste à la traction induite par la flexion n'existe pas.
- § L'effort de compression est concentré au niveau de la semelle inférieure de la poutre.
- § L'effort de traction s'applique au centre de gravité de l'armature.

Pour ce type d'assemblage les composantes actives au sein de ce dernier sont représentées par la **figure (3-3)**.

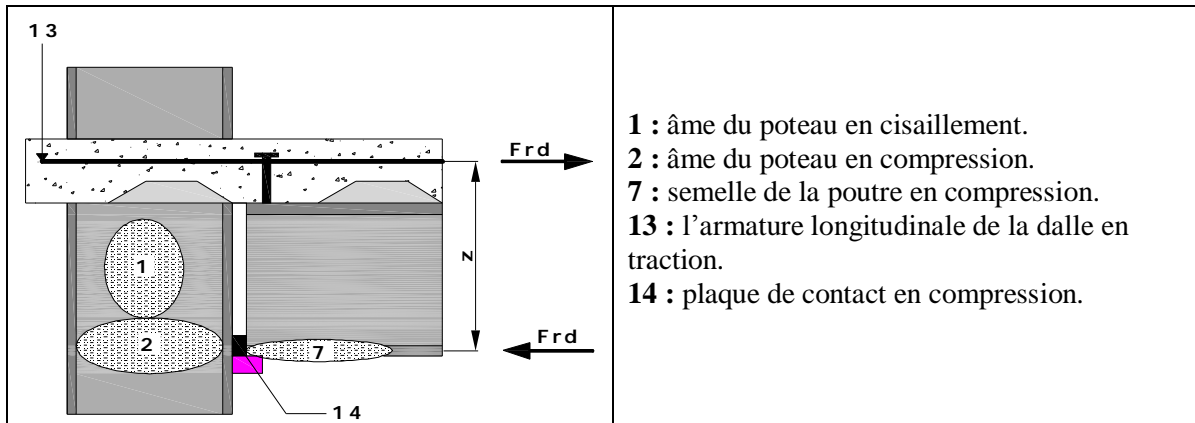


Figure 3-3 : Assemblage mixte avec plaque de contact

- Z : le bras de levier des efforts intérieurs.

- $F_{Rd} = \text{Min} [R_{Rd,i}]$ (3-6) avec $i = 1, 2, 7, 13, 14$: La résistance de calcul de la plus faible de composantes de l'assemblage.

-Le moment résistant de l'assemblage peut être exprimé par la formule suivante :

$$M_{j,Rd} = F_{Rd,i} \cdot Z \quad (3-7)$$

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

-Le centre de compression se trouve au centre de la semelle comprimée de la poutre.

-Le centre de traction coïncide avec le centre de gravité de la section des armatures.

B. rigidité initiale $S_{J,ini}$

*La rigidité initiale $S_{J,ini}$ est déterminée à partir de rigidité en translation des composantes de l'assemblage. Le comportement élastique de chaque composante est représenté par un ressort avec la relation force-déplacement donnée par :

$$F_i = E \cdot K_i \cdot W \quad (3-8)$$

$E = E_a$: le module élastique de l'acier structural.

K_i : le coefficient de rigidité en translation du ressort "i"

W_i : la déformation du ressort "i"

F_i : la force dans le ressort "i".

*Eurocode-4 [1] donne le modèle de ressort simplifié de ce cas d'assemblage où la figure (3-4) montre ce type d'assemblage et le modèle de ressort adopté, comprenant les composantes actives suivantes :

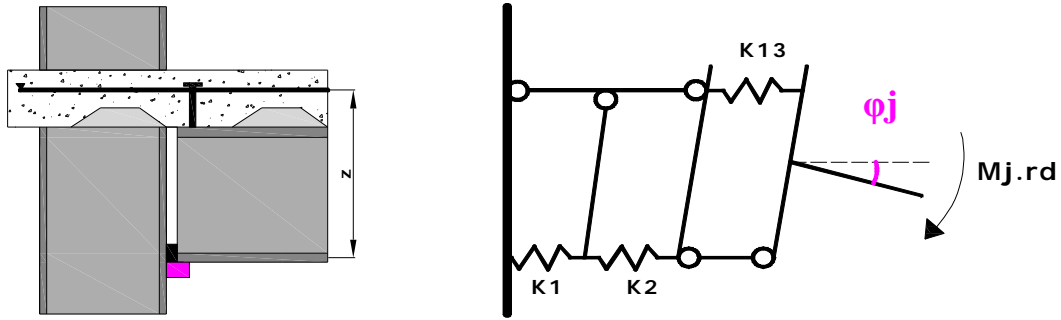


Figure 3-4 : modèle de ressort pour les assemblages mixtes type poutre-poteau avec plaque de contact

- K1: représente l'âme du poteau en cisaillement
- K 2: représente l'âme du poteau en compression (sans raidisseur)
- K13: représente les barres d'armature longitudinales de la dalle en traction
- La plaque de contact est considérée infiniment rigide (K14=∞)
- La semelle de la poutre en compression est considérée infiniment rigide (K7=∞)

On a $S_{j,ini} = \frac{M_{j.Rd}}{f_j}$

$M_{j.Rd}$: le moment agissant

f_j : La rotation dans l'assemblage

Tel que $M_{j.Rd} = F.Z$

F : l'effort agissant dans chaque ressort

Z : Bras de levier ou c'est la distance entre le centre de gravité de l'armature en traction et le centre de compression (centre de la semelle inférieure).

Où $f_j = \frac{w_1 + w_2 + w_{13}}{Z}$

$S_{j,ini} = \frac{M_{j.Rd}}{f_j} = \frac{F.Z}{\frac{\sum W_j}{Z}}$ Puisque $F = K_i.W_i.E$

$\Rightarrow S_{j,ini} = \frac{F.Z}{\frac{F}{E} \sum \frac{1}{k_i}} = \frac{EZ^2}{\sum \frac{1}{k_i}}$ $S_{j,ini} = \frac{E.Z^2}{\sum \frac{1}{k_i}}$ (3-9)

C. calcul des résistances ($F_{Rd,i}$) et des rigidités (K_i) des composantes de l'assemblage

*On présente ici l'application de la méthode des composantes pour la détermination des caractéristiques de ces dernières à savoir leurs résistances ($F_{Rd,i}$) et leurs rigidités (K_i).

*Avant d'exposer la méthode de calcul des résistances et des rigidités des composantes et par la suite celle du calcul des caractéristiques mécaniques des assemblages mixtes il est nécessaire d'effectuer des calculs préliminaires et de présenter les caractéristiques géométriques des éléments assemblés.

C-1 Caractéristiques géométriques

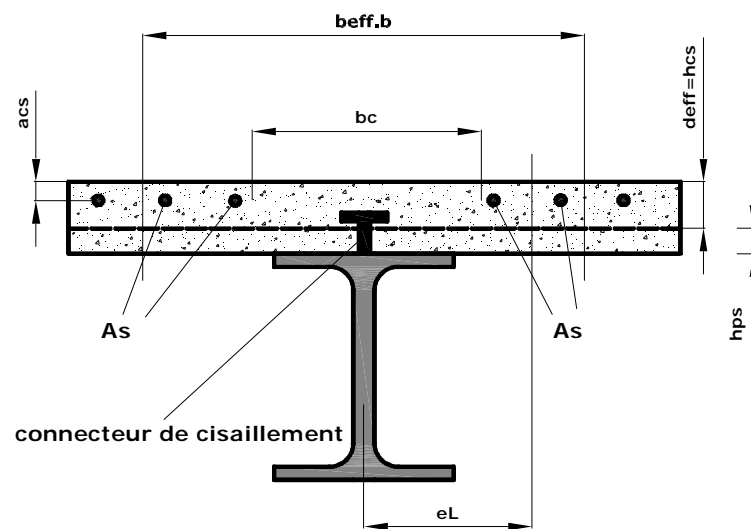


Figure3-5 : Caractéristiques géométriques de la poutre mixte

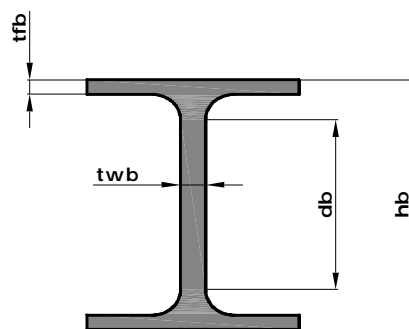


Figure3-6 : Caractéristiques géométriques de la poutre métallique

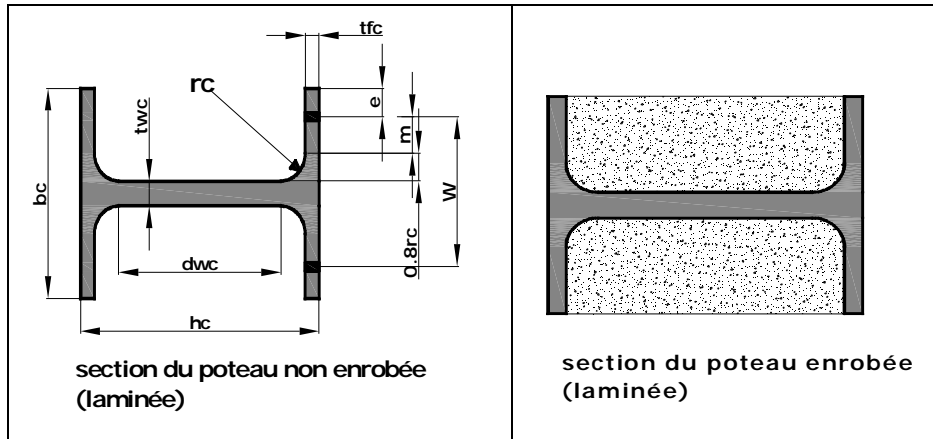


Figure3-7 : Caractéristiques géométriques du poteau

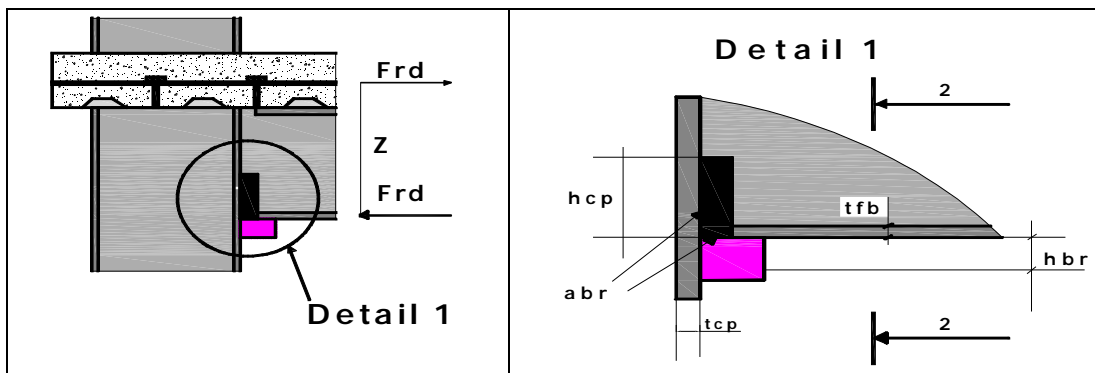


Figure3-8 : caractéristiques géométriques d'Assemblage mixte avec plaque de contact

C-2 Calculs préliminaires

✚ Pour le poteau

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

$$d_{wc} = h_c - 2t_{fc} - 2r_c \quad \text{Pour une section laminée} \quad (3-10)$$

* A_{vc} : L'aire cisailée de la section du poteau.

$$A_{vc} = A_c - 2b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c) t_{fc} \quad (3-11) \quad \text{Pour une section en I où en U laminée}$$

pour la poutre

* d_s : la distance entre le centre de gravité de la section des armatures longitudinales de la dalle et le centre de gravité de la poutre

$$d_s = 0.5h_b + h_{ps} + h_{cs} - a_{cs} \quad (3-12)$$

* Z_1 : la distance entre le centre de gravité de la section des armatures longitudinales de la dalle et le centre de gravité de la semelle inférieur de la poutre.

$$Z_1 = h_b - 0.5t_{fb} + h_{cs} + h_{ps} - a_{cs} \quad (3-13)$$

Le moment résistant plastique de calcul de la section de la poutre est fonction de la classe de section transversale :

$$1. \text{ Section de classe 1 et 2:-----} \quad M_{pl.c.Rd} = \frac{W_{pl.yb} \cdot f_{yb}}{g_{M0}} \quad (3-14)$$

$$2. \text{ Section de classe 3-----} \quad M_{pl.c.Rd} = \frac{W_{el.y} \cdot f_{yb}}{g_{M0}} \quad (3-15)$$

$$3. \text{ Section de classe 4-----} \quad M_{pl.c.Rd} = \frac{W_{el.eff} \cdot f_{yb}}{g_{M1}} \quad (3-16)$$

Pour la dalle en béton

$$d_{eff} = h_{cs} \quad (3-17)$$

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

h_{cs} : La hauteur (épaisseur) de la dalle en béton (sans la hauteur de la tôle ondulée)

$$b_{eff.b} = 3.h_b : \text{ La largeur efficace de la dalle} \quad (3-18)$$

$$l_{ef.b} = 4.h_b : \text{ La longueur efficace de la dalle} \quad (3-19)$$

h_b : La hauteur de la poutre

$$m = \frac{A_s}{[b_{eff.b} - b_c] d_{eff}} \quad (3-20)$$

A_s : L'aire de la section des armatures longitudinales de la dalle qui se trouvent dans la largeur $b_{eff.b}$ de la dalle.

m : Pourcentage des armatures longitudinales dans la dalle

C-3 Calcul de la résistance et de la rigidité des composantes

L'EUROCODE 3 - Annexe J (révisée) - donne les formules d'évaluation pour chacune des composantes de l'assemblage.

La résistance et la rigidité de la composante n°1 : panneau d'âme du poteau en Cisaillement

Ø la résistance

Un effort de cisaillement W_{wp-Sd} apparaît dans le panneau d'âme du poteau, Ce dernier doit être limité à la valeur $V_{a.wp.Rd}$ de la résistance de calcul en cisaillement qui s'exprime par formule 6.7 de la pr EN1993 -1-8 [2].

$$V_{a.wp.Rd} = \frac{0.9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} g_{M0}} \quad (3-21) \quad A_{vc} : \text{L'aire de cisaillement du poteau}$$

-le coefficient 0.9 est introduit pour traduire l'influence défavorable des contraintes axiales dans le poteau sur la résistance de calcul du panneau en cisaillement [10]. En fait la réduction de résistance due à ces contraintes s'est élevée à une valeur que l'on peut estimer, selon les cas, de 5 à 12% [10]. Le choix d'une valeur forfaitaire (10%) se justifie par un souci de simplicité [10].

- l'application de cette formule est conditionnée par :
 - les panneaux d'âme sont non raidis.

$$\frac{d}{t_{wc}} < 69e \quad , \quad e = \sqrt{235 / f_{y,wc}} \quad \text{Avec } f_{y,wc} \text{ en } N / mm^2$$

Pour assurer que la ruine est due par manque de résistance et non par -instabilité.

-Pour les section du poteau enrobées avec du béton (partiellement ou totalement) la résistance de calcul en cisaillement $V_{wp.Rd}$ augmente d'où :

$$V_{WP.Rd} = V_{a.WP.Rd} + V_{C.WP.Rd} \quad (3-22)$$

Où $V_{C.WP.Rd}$ c'est la résistance de calcul du béton qui enrobe le panneau d'âme.

$$V_{C.WP.Rd} = n(0,85 f_{CK} / g_C) A_C \sin q \quad (3-23)$$

Avec :

$$A_c = [0,80(h_c - 2t_{fc}) \cos J] [b_c - t_{wc}] \quad (3-24)$$

$$J = \arctan \left[\frac{h_c - 2t_{fc}}{Z} \right] \quad (3-25)$$

$$Z = Z_1 = h_b - 0.5t_{fb} + h_{cs} + h_{ps} - a_{cs} \quad (3-26)$$

Z : Bras de levier.

$$n = 0,55[1 + 2(N_{sd} / N_{Pl.Rd})] \leq 1,1 \quad (3-27)$$

n : Le facteur de réduction qui tient compte l'effet défavorable de la compression dans le poteau (ou l'effet des efforts axiaux).

N_{sd} : L'effort normal (de compression) dans le poteau.

N_{Rd} : La résistance plastique de calcul de la section droite du poteau à l'effort axiale.

Donc la résistance de la composante (1) " âme du poteau en cisaillement est calculée comme suite :

- Pour une section du poteau non enrobée :
$$F_{Rd.1} = \frac{V_{wp.Rd}}{b} = \frac{V_{a.wp.Rd}}{b} \quad (3-28)$$

- Pour une section du poteau enrobée :
$$F_{Rd.1} = \frac{V_{WP.Rd}}{b} = \frac{V_{a.WP.Rd} + V_{c.WP.Rd}}{b} \quad (3-29)$$

Où b est appelé paramètre de transformation.

Le Choix des valeurs b est basé sur les configurations d'assemblages bilatéraux (poutre sur les deux cotés du poteau ou un seul coté), sur l'importance relative des moments gauche et droit agissant dans les poutres assemblées.

Des valeurs précises de b pouvant affecter tant la résistance que la rigidité du panneau d'âme.

-Pour les différents valeur de b voir le [tableau A-2](#) de l'annexe

Ø La rigidité

-
$$K_{a.wp.s} = \frac{0,33A_{vc}}{bZ} \quad (3-30) \quad , \quad K_{c.wp.s} = \frac{0,06b_c h_c}{bZ} \cdot \frac{E_{cm.c}}{E_a} \quad (3-31) \quad (Z = Z_1)$$

- **Section de poteau non enrobée**

$$K_1 = K_{a.wp.s} \quad (3-32)$$

- **Section de poteau enrobée :**

$$K_1 = K_{a.wp.s} + K_{C.WP.S} \quad (3-33)$$

🔧 La résistance et la rigidité de la composante n°2: âme du poteau en compression

Ø la résistance

Le résistance de calcul d'une âme de poteau est évalué à l'aide la formule 6.9 de la pr EN 1993 - 1-8 [2].

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{W_c b_{eff,c} t_{wc} f_{y,wc}}{g_{Mo}} K_{wc} \cdot r \quad (3-34)$$

Le coefficient K_{wc} est défini ci-après.

$b_{eff,c}$: C'est la hauteur efficace d'âme qui assure la reprise de l'effort transversal de compression est donnée par la formule (6-10 et 6-11) [2].

$$b_{eff,c} = 0.5t_{fb} + a_f \sqrt{2} + t_p + 5(t_{fc} + s) \quad (3-35)$$

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

Où $s = r_c$ pour les profilés de poteau laminés en *I* ou *H*.

Pour les assemblages par cornières de semelle $b_{eff,c}$ égale.

$$b_{eff,c} = 2t_a + 0,6r_a + 5(t_{fc} + s) \quad (3-36)$$

La hauteur efficace $b_{eff,c}$ applique la diffusion de l'effort de compression F_c à travers des éléments d'assemblage ainsi que de la semelle et du congé de raccordement du poteau.

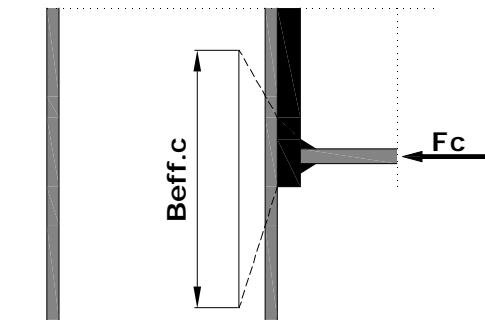


Figure 3-9: diffusion de l'effort de compression [10].

La formule d'évaluation de la résistance de calcul de l'âme en compression ($F_{c,wc,Rd}$) s'applique aux âmes de poteau peu élancées.

" r " C'est le facteur qui tient compte le flambement de l'âme du poteau.

$$d_{wc} = h_c - 2t_{fc} - 2r_c \quad (3-37)$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \Rightarrow r = 1 \quad (3-36) \quad (6.13a) [2]$$

$$\text{Si } \bar{I}_p > 0.72 \Rightarrow r = \bar{I}_p^{-2} (\bar{I}_p - 0.2) \quad (3-39) \quad (6.13b) [2]$$

$$\text{Avec } \bar{I}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff.c.wc} \cdot d_{wc} \cdot f_{y.wc}}{E \cdot t_{wc}^2}} \quad (3-40) \quad (6-13c) [2]$$

- le coefficient $K_{wc.a}$ prend en compte l'effet défavorable des contraintes longitudinales agissant sur l'âme (en raison de la force normale et du moments fléchissant exercés dans le poteau) sur la résistance de calcul locale de l'âme du poteau comprimé (stabilité locale). Le coefficient $K_{wc.a}$ est donné de la façon suivante :

$$K_{wc.a} = 1 \quad \text{Si } s_{com.Ed} \leq 0.5 f_{g.wc}$$

$$k_{wc.a} = \frac{1.25 - 0.5 s_{com.Ed}}{f_{y.wc}} \quad (3-41) \quad \text{Si } s_{com.Ed} > 0.5 f_{y.wc} .$$

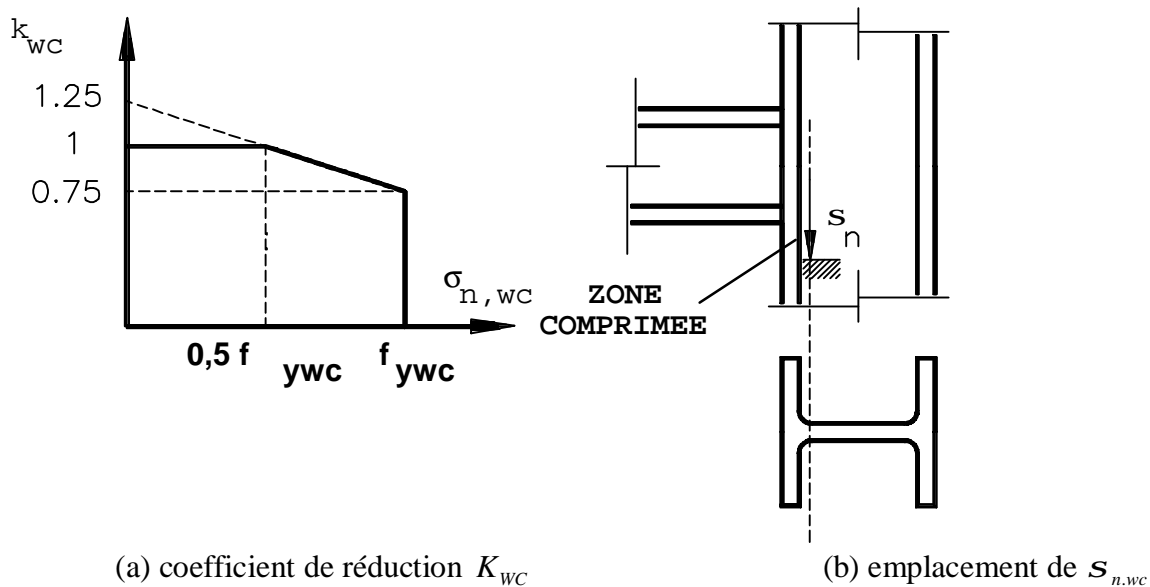


Figure 3-10: Valeurs du coefficient k_{wc} ($k_{wc.a}$) et point où $s_{n,wc}$ ($s_{com.Ed}$) est calculée

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

$s_{com.Ed}$: La contrainte maximale de compression longitudinale exercée dans l'âme de poteau à la racine du rayon en un point situé juste à l'extérieur de l'assemblage (fig. b)

- la valeur de K_{wc} est comprise entre 1 et 0.75. Cependant pour le calcul on prend k une valeur de 1 ($K_{wc} = 1$). Puisque $s_{com.Ed}$ atteignent rarement des valeur supérieures à $0.5 f_{y.wc}$.

- dans l'évaluation de la résistance de l'âme du poteau en compression et en traction on introduit un coefficient de réduction w_c (et w_t pour la traction) qui prend en charge l'influence de contrainte du cisaillement dans le panneau d'âme son expression est la suivante :

- $w_c = 1$ pour $0 \leq b \leq 0,5$
- $w_c = w_1 + 2(1-b)(1-w_1)$ (3-42) pour $0,5 < b < 1$
- $w_c = w_1$ pour $b = 1$
- $w_c = w_1 + (b-1)(w_2 - w_1)$ (3-43) pour $1 < b < 2$
- $w_c = w_2$ pour $b = 2$.

$$w_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff.c} t_{wc} / A_{vc})^2}} \quad (3-45)$$

$$w_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{eff.c} t_{wc} / A_{vc})^2}} \quad (3-46)$$

b : Paramètre de transformation.

$$l_0 = \text{Min}[t_{fb} + t_{cp}; h_{cp}] \quad (3-47)$$

$$b_{eff.c.wc} = l_0 + 5(t_{fc} + s) \quad (3-48)$$

$$t_{eff.c} = l_0 + 5t_{fc} \quad (3-49)$$

$$b_{el} = l_0 + 2(t_{fc} + s) \quad (3-50) \quad \text{Et en prend.}$$

$$K_{wc} = \text{Min}\left[1, 1.25 - 0.5 \frac{S_{com.Ed}}{f_{y.wc}}\right] = k_{wc.a} \quad (3-51)$$

- **Pour une section de poteau non enrobée**

$$k_{a.wc.c.Rd} = (k_{wc.a} w_c b_{eff.c.wc} t_{wc} f_{y.wc}) / g_{Mo} \quad (3-52)$$

Où $b_{eff.c.wc} = b_{eff.c}$ w_c : calculer

$$K_{wc.a} = K_{wc} \cdot$$

$$F_{Rd,2} = F_{a,wc.c.Rd} \quad (3-53)$$

- **Pour une section de poteau enrobée**

On prend $w_c = 1$ et $\bar{I}_p = 0$

$$\bar{I}_p = 0 \Rightarrow F_{a,wc.c.Rd} = k_{wc.a} (w_c b_{eff.c.wc} t_{ywc} f_{y.wc}) / g_{Mo} \quad (3-54)$$

La contrebutions du béton :

$$K_{wc.c} = \text{Min} \left[1,3 + 3,3 \frac{d_{com.Ed}}{f_{cK} / g_c}, 2,0 \right] \quad (3-55)$$

$$F_{c.wc.c.Rd} = 0,85 K_{wc.c} t_{eff.c} (b_c - t_{wc}) f_{CR} / d_c \quad (3-56)$$

$$F_{Rd,2} = F_{a,wc.c.Rd} + F_{c.wc.c.Rd} \quad (3-57)$$

Ø **la rigidité**

- **Pour une section de poteau non enrobée**

$$K_{a.wc.c} = \frac{0.2 b_{eff.c.wc} t_{wc}}{d_{wc}} \quad (3-58) \quad , \quad k_2 = k_{a.wc.c} \quad (3-59)$$

- **Pour une section de poteau enrobée**

$$K_{c.wc.c} = \frac{0.13 b_{el} b_c}{h_c} \cdot \frac{E_{cm.c}}{E_a} \quad (3-60) \quad , \quad k_2 = k_{a.wc.c} + k_{c.wc.c} \quad (3-61)$$

🔧 **La résistance et la rigidité de la composante n°7: Semelle et âme de poutre en compression**

Ø **la Résistance**

§ Normalement, on parle de « semelle et âme de poutre en compression ». De fait que sous l'action du moment de flexion appliqué à la poutre, se développe près de l'assemblage, une zone de la poutre qui s'étend à la semelle inférieure et à la partie inférieure de l'âme de la poutre. Il s'agit d'une convention habituelle choisie pour la simplicité de limiter la zone comprimée à la semelle de la poutre seule. la vérification de ce mode de ruine s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$f_{Rd.7} = \frac{M_{c.Rd}}{h_b - t_{fb}} \quad (3-62)$$

Où :

$M_{c.Rd}$ = Est le moment résistant de calcul de la section transversale de la poutre.

h_b : La hauteur total du profil de la poutre.

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

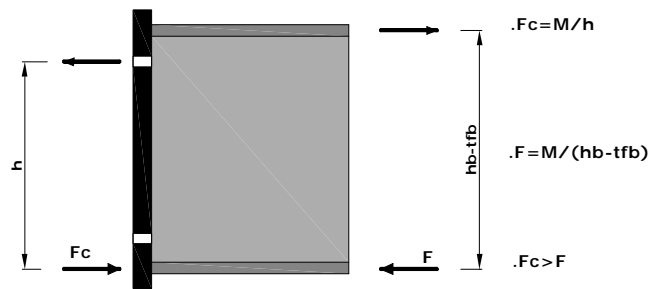


Figure3-11 : effort de compression localisé dans la semelle de la poutre [10].

Ø La rigidité

$$k_7 = \infty \quad (3-63)$$

✚ La résistance et la rigidité de la composante n°13 : armature longitudinale de la dalle en traction

Ø Résistance

$$A_s^{\min} = 0.004d_{eff} (b_{eff.b} - b_c) \quad (3-64)$$

$$A_s^{\max} = \frac{1.1(0.85f_{cks} / g_c) b_c deff}{b(f_{Sk} / g_s)} \quad (3-65)$$

Il faut que la valeur de A_s soit comprise entre A_s^{\min} et A_s^{\max}

$$F_{Rd.13} = \frac{A_s f_{Sk}}{g_s}, g_s = 1,15 \quad (3-66)$$

Ø Rigidité

Pour tenir compte de la déformation (glissement) des connecteurs de cisaillement dans le comportement globale de la poutre : alors l'influence de ce glissement doit être représenté dans la rigidité de la dalle en béton en traction .Telle que $K_{s,t}$ est la rigidité de translation de la dalle en béton en traction lorsque on néglige ces glissement.

$$K_{s,t} = \frac{A_s}{h_c \left(\frac{1+b}{2} + K_b \right)} \quad (3-67)$$

$$\text{Où : } K_b = b(4.3b^2 - 8.9b + 7.2) \quad (3-68)$$

b : Le paramètre de transformation qu'est en fonction de la configuration de nœud (assemblage)

La rigidité lorsque on tient compte les glissement est donnée comme suit :

$$K_{13} = K_{s,t} \cdot K_r = \frac{K_{s,t}}{1 + E_s \frac{K_{s,t}}{K_{sc}}} \quad (3-69)$$

K_{sc} : La rigidité de translation des connecteurs de cisaillement

Selon la théorie d'interaction élastique, on peut montrer que :

$$K_{sc} = \frac{N \cdot k_{sc}}{n - \frac{n-1}{1+x} \cdot \frac{Z_1}{d_s}} \quad (3-70)$$

d_s : La distance enter le centre de gravité de la poutre métallique et le centre de gravité de la section des armatures

Z_1 : La distance enter le centre de gravité de la semelle inférieure et le centre de gravité de la section des armatures

$$x = \frac{(EI)_a}{d_s^2 (EA)_s} \quad (3-71)$$

$$n = \sqrt{\frac{(1+x) \cdot N \cdot k_{sc} \cdot l_{eff,b} \cdot d_s^2}{(EI)_a}} \quad (3-72)$$

$l_{eff,b}$: Est la longueur de la poutre adjacent à l'assemblage il peut être 15% de la portée.

N : le nombre total des connecteurs de cisaillement distribués sur cette longueur $l_{eff.b}$

k_{sc} : est la rigidité d'un connecteur de cisaillement

$k_{sc} = 100 \text{kn/mm}$ ---- Pour un connecteur de diamètre 19mm

$k_{sc} = 120 \text{kn/mm}$ ---- Pour un connecteur de diamètre 22mm

✚ La résistance et la rigidité de la composante n°14: plaque de contact en compression

Ø La résistance

-Aucune vérification de résistance n'est demandée si les conditions suivantes sont remplies :

$$\left. \begin{array}{l} - b_{cp} \geq \text{Min}(b_c; b_b) \\ \text{Est} \\ - h_{cp} \geq t_{fb} \\ \text{Est} \\ - f_{y.cp} \geq f_{y.fb} \end{array} \right\}$$

b_{cp} : La largeur de la plaque de contact

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

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

-Si ces trois conditions ne sont pas vérifiées il faut calculer la résistance de la plaque de contact :

$$F_{c.cp.Rd,14} = \frac{h_{cp} \cdot b_{cp} \cdot f_{y.cp}}{g_a} = F_{Rd,14} \quad (3-73)$$

Ø La rigidité

$$K_{14} = \infty \quad (3-74)$$

D. Calcul des propriétés mécaniques de l'assemblage

✚ La résistance

$$F_{Rd} = \text{Min}[F_{Rd.1}, F_{Rd.2}, F_{Rd.7}, F_{Rd.13}, F_{Rd.14}] \quad (3-75)$$

Le moment résistant plastique de calcul

$$M_{Rd} = F_{Rd} \cdot Z \tag{3-76}$$

Le moment résistant élastique

$$M_{e,Rd} = \frac{2}{3} \cdot M_{Rd} \tag{3-77}$$

La rigidité initiale

$$S_{j.ini} = \frac{E_a \cdot Z_1^2}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_7} + \frac{1}{K_{13}} + \frac{1}{K_{14}}} \tag{3-78}$$

La rigidité nominale

$$S_j = \frac{S_{j.ini}}{1.5} \tag{3-79}$$

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

COMPOSANTES	RESISTANCE	RIGIDITE
<p>COMPOSANTE N°1: PANNEAU D'ÂME DU POTEAU EN CISAILEMENT</p>	$F_{Rd,1} = \frac{V_{wp,Rd}}{b} \quad \text{avec :}$ $V_{wp,Rd} = V_{a,wp,Rd} + V_{c,wp,Rd}$ <p>où</p> $V_{a,wp,Rd} = \frac{0.9 A_{VC} f_{YWC}}{\sqrt{3} g_{M0}}$ <p>Si le poteau est non enrobé : $V_{c,wp,Rd} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé :</p> $V_{c,wp,Rd} = u A_C \sin q \frac{0.85 f_{ck,c}}{g_c}$ $A_C = 0.8 (h_c - 2t_{fc})(b_c - t_{wc}) \cos q$ $A_C = 0.8 (h_c - 2t_{fc})(b_c - t_{wc}) \cos q$ $q = \arctan \left[\frac{h_c - 2t_{fc}}{Z} \right]$ $Z = Z_1$	$K_1 = K_{a,wp,s} + K_{c,wp,s}$ <p>Telle que</p> $K_{a,wp,s} = \frac{0.33 A_{VC}}{bZ}$ <p>Si le poteau est non enrobé : $K_{c,wp,s} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé :</p> $K_{c,wp,s} = \frac{0.06 b_c h_c}{bZ} \frac{E_{cm,c}}{E_a}$ $K_1 = K_{a,wp,s} + K_{c,wp,s}$ <p>Telle que</p> $K_{a,wp,s} = \frac{0.33 A_{VC}}{bZ}$ <p>Si le poteau est non enrobé : $K_{c,wp,s} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé :</p> $K_{c,wp,s} = \frac{0.06 b_c h_c}{bZ} \frac{E_{cm,c}}{E_a}$

	<p>N_{sd} : l'effort normal (de compression) dans le poteau</p> <p>$N_{pl,Rd}$: la résistance plastique de calcul de la section droite du poteau à l'effort axial</p> <p>$b = 1$: pour une configuration de l'assemblage en té</p> <p>$b = 0$: pour une configuration de l'assemblage en croix avec chargement symétrique (Md=Mg)</p> <p>$b = 1$: pour une configuration de l'assemblage en croix avec chargement non symétrique et de même signe</p> <p>$b = 2$: pour une configuration de l'assemblage en croix avec chargement non symétrique et de signe opposée</p>	
<p style="text-align: center;">COMPOSANTE N° 2 : ÂME DU POTEAU EN COMPRESSION</p>	<p>$F_{Rd,2} = F_{a,wc,c,Rd} + F_{c,wc,c,Rd}$</p> <p>avec</p> <p>$F_{a,wc,Rd} =$ $K_{wc,a} w_C b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{ywc} / g_{M0}$ si $\bar{I}_p \leq 0.67$</p> <p>$F_{a,wc,Rd} =$ $K_{wc,a} w_C b_{eff,c,wc} t_{wc} \left[\frac{1}{\bar{I}_p} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{I}_p} \right) \right] f_{ywc} / g_{M0}$ si $\bar{I}_p > 0.67$</p> <p>$K_{wc,a} = MIN \left[1.0, 1.25 - 0.5 \frac{s_{com,a,Ed}}{f_{ywc}} \right]$</p>	<p>$K_{Rd,2} = K_{a,wc,c} + K_{c,wc,Rd}$</p> <p>$K_{a,wc,c} = \frac{0.2b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_{wc}}$</p> <p>Si le poteau est non enrobé :</p> <p>$K_{c,wc,c} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé :</p> <p>$K_{c,wc,c} = \frac{0.13b_{el} b_c E_{cm,c}}{h_c E_a}$</p>

	<p>Si le poteau est non enrobé :</p> $\bar{I}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{ywc}}{Et_{wc}^2}}$ <p>si</p> $b = 1 : w_c = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{VC})^2}}$ <p>si $b = 0 : w_c = 1$ avec : $F_{c,wc,c,Rd} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé : $w_c = 1$ et $\bar{I}_p = 0$</p> <p>Et</p> $F_{c,wc,c,Rd} = 0.85 K_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_{wc}) f_{ck,c} / g_c$ <p>Avec :</p> $K_{wc,c} = \text{MIN}[1.3 + 3.3 s_{COM,C,Ed} / (f_{ck,c} / g_c); 2.0]$ <p>$s_{com,a,Ed}$: la contrainte normale dans l'âme de poteau métallique $s_{COM,C,Ed}$: La contrainte maximale de compression longitudinale exercée dans l'âme de poteau à la racine du rayon en un point situé juste à l'extérieur de l'assemblage</p> $l_0 = \min[t_{fb} + t_{cp}; h_{cp}]$ $t_{eff,c} = l_0 + 5t_{fc}$ $b_{eff,c,wc} = l_0 + 5(s + t_{fc})$ $b_{el} = l_0 + 2(s + t_{fc})$	
<p>COMPOSANTE N°7 : SEMELLE DE LA POUTRE EN COMPRESSION</p>	$F_{Rd,7} = M_{c,Rd} / (h_b - t_{fb})$ <p>$M_{c,Rd}$: le moment résistant de calcul de la section Transversale de la poutre</p>	$K_7 = \infty$

<p style="text-align: center;">COMPOSANTEN° 13:</p> <p style="text-align: center;">ARMATURES LONGITUDINALES DE LA DALLE EN TRACTION</p>	$F_{Rd,13} = \frac{A_s f_{sk}}{g_{M0}}$ <p>Avec :</p> $A_s^{\min} = 0.004d_{eff} (b_{eff,b} - b_c)$ $A_s^{\max} = \frac{1.1(0.85f_{ck,s} / g_c) b_c d_{eff}}{b(f_{sk} / g_s)}$ <p>$b_{eff,b}$ = la largeur efficace de la dalle en béton</p>	$K_{13} = K_{s,t} K_r$ $K_{s,t} = \frac{A_s E_s}{h_c \left(\frac{1+b}{2} + K_b \right) E_a}$ $K_b = b(4.3b^2 - 8.9b + 7.2)$ $K_r = \frac{1}{1 + \frac{E_s K_{s,t}}{K_{s,c}}}$ <p>Avec : $K_{sc} = \frac{Nk_{sc}}{u - \frac{1Z_1}{1+xd_s}}$</p> $x = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s}$ $u = \sqrt{\frac{(1+x)Nk_{sc} l_{eff,b} d_s^2}{E_a I_a}}$ <p>k_{sc} : la rigidité d'un connecteur de cisaillement $l_{eff,b}$: la longueur efficace de la poutre I_a : le moment d'inertie de la poutre métallique par rapport à l'axe fort N : le nombre de connecteur de cisaillement sur $l_{eff,b}$</p>
<p style="text-align: center;">COMPOSANTE N° 14:</p> <p style="text-align: center;">PLAQUE DE CONTACT EN COMPRESSION</p>	<p>Aucune vérification si :</p> <ul style="list-style-type: none"> • $b_{cp} \geq \min(b_c ; b_b)$ • Et $h_{cp} \geq t_{fb}$ • Et $f_{ycp} \geq f_{yfb}$ <p>Sinon $F_{c,cp,rd} = F_{Rd,14} = \frac{h_{cp} b_{cp} f_{ycp}}{g_a}$</p>	$K_{14} = \infty$
<p style="text-align: center;">L'ASSEMBLAGE</p>	$F_{Rd} = \min [F_{Rd,i}]$ <p>Avec $i=1, 2, 7,13, 14$</p> <p><u>Moment résistant élastique :</u></p> $M_{e,Rd} = \frac{2}{3} F_{Rd} z$ <p><u>Moment résistant plastique de calcul :</u></p> $M_{Rd} = F_{Rd} Z$	$S_{j,ini} = \frac{E_a Z^2}{\sum_i K_i}$ <p>Avec $i=1, 2, 7,13, 14$</p> <p><u>Rigidité nominale :</u></p> $S_J = S_{j,ini} / 1.5$

Tableau 3-5 : Tableau récapitulatif de la méthode des composantes pour un assemblage avec plaque de contact

🔗 La capacité de rotation

Dans le cas d'une ruine par les armatures d'acier (c'est le cas plus fréquent), la capacité de rotation de l'assemblage mixte type poutre-poteau avec plaque de contact est égale à celle de l'acier des armatures longitudinales de la dalle en béton et qui est calculée comme suit :

∅ Cas des armatures isolées :

$$f_u = f_{CD} = \frac{\Delta_{u,s}}{D + D_t} + \frac{S}{D} \quad [8] \quad (3-80)$$

$\Delta_{u,s}$: La capacité de déformation ultime de l'acier d'armatures que l'on suppose égale à 5%.

D : la hauteur de la poutre en acier (mm).

D_t : l'épaisseur de la dalle en béton (mm)

S : le glissement des connecteurs que l'on supposera de 5mm à la ruine.

∅ Cas des armatures dans le béton de la dalle :

$$f_u = f_{CD} = \frac{\Delta_{u,s}}{D + D_t} + \frac{S}{D}$$

La présence de la dalle en béton réduit la ductilité des armatures isolées et la capacité de rotation de l'assemblage. $\Delta_{u,s}$ Réelle sera plus faible que $\Delta_{u,s}$ définie ci-dessus et se calcul comme suit :

$$r = \frac{A_c}{A_s} < 0.8\% \Rightarrow \Delta_{u,s} = 2.L_t.e_{smu} \quad (3-81)$$

$$r \geq 0.8\% \text{ eta } < L_t \Rightarrow \Delta_{u,s} = \left[\frac{h_g}{2} + L_t \right].e_{smu} \quad (3-82) \quad [8]$$

$$r \geq 0.8\% \text{ eta } > L_t \Rightarrow \Delta_{u,s} = \left[\frac{h_g}{2} + L_t \right].e_{smu} + (a - L).e_{smy} \quad (3-83)$$

r : La densité d'armatures dans la dalle en béton.

a : La distance du premier connecteur au poteau.

L_t : La distance du poteau à la première fissure.

$$L_t = \frac{K_c \cdot f_{ctm} \cdot f}{4.t_{sm} \cdot r} \quad (3-84) \quad [8]$$

f_{ctm} : Est la contrainte moyenne de traction dans le béton qui crée la première fissuration du béton.

$$K_c = \text{MAX} \left[\frac{1}{1 + \frac{h_c}{2.Z_0}}, 0.7 \right] \quad (3-85) \quad [8]$$

h_c : L'épaisseur de la dalle en béton.

Z_0 : La distance entre le centre de gravité de la dalle non fissurée et sans armature

($h_c / 2$) Et le centre de gravité de la poutre mixte, non fissurée et sans armature (X). (Voir la figure 1-5)

$$Z_0 = X - h_c / 2 \quad (3-86)$$

f : Le diamètre des armatures.

$t_{sm} = 1.8 f_{ctm}$: La contrainte moyenne de liaison entre les armatures et le béton.

La déformation ultime moyenne e_{smu} est calculée comme suit :

$$e_{smu} = e_{sy} - b_t \cdot \Delta e_{sr} + d \left(1 - \frac{s_{srl}}{f_{ys}} \right) (e_{su} - e_{sy}) \quad (3-87) \quad [8]$$

Avec :

$$e_{sy} = \frac{f_y}{E_s} \quad (3-88)$$

$$\Delta e_{sr} = \frac{f_{ctm} \cdot K_c}{E_s \cdot r} \quad (3-89) \quad [8]$$

$$b_t = \frac{E_a}{E_{cm}} \text{ à court terme est pris égale à } 0.4 \quad (3-90)$$

Pour les barres à haute ductilité d est pris égale 0.8

$$s_{srl} = \frac{f_{ctm} \cdot K_c}{r} \left(1 + r \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3-91)$$

f_{ys} : La limite d'élasticité d'acier d'armatures longitudinales de la dalle en béton.

e_{su} : La déformation ultime moyenne d'acier d'armatures longitudinales de la dalle en béton prise égale 5%.

III -3-2 Assemblage avec platine d'extrémité limitée

A. Calcul du moment résistant

Aussi pour ce type d'assemblage :

- § L'attache métallique qui résiste à la traction induite par la flexion n'existe pas.
- § L'effort de compression est concentré au niveau de la semelle inférieur de la poutre.
- § L'effort de traction s'applique au centre de gravité de l'armature.

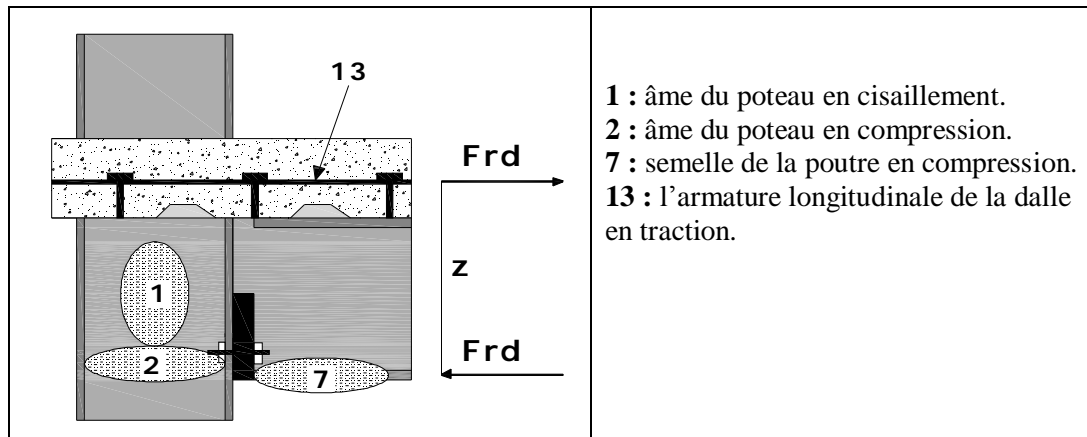


Figure 3-12 : assemblage mixtes avec platine d'extrémité limité.

- Z : le bras de levier des efforts intérieurs.

- $F_{Rd} = \text{Min} [R_{Rd,i}]$, avec $i=1, 2, 7, 13$: La résistance de calcul de les plus faible des composantes de l'assemblage

-Le moment résistant de l'assemblage peut être exprimé par la formule suivante :

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

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

-Le centre de compression se trouve au centre de la semelle comprimée de la poutre.

-Le centre de traction se trouve :

- § Dans le cas d'une seule rangée d'armatures : Le centre coïncide avec le centre de gravité de la section des armatures.
- § Dans le cas de deux rangée d'armatures : le centre de traction se trouve à mi- distance de ces deux rangée si ces deux rangées présentent les même sections

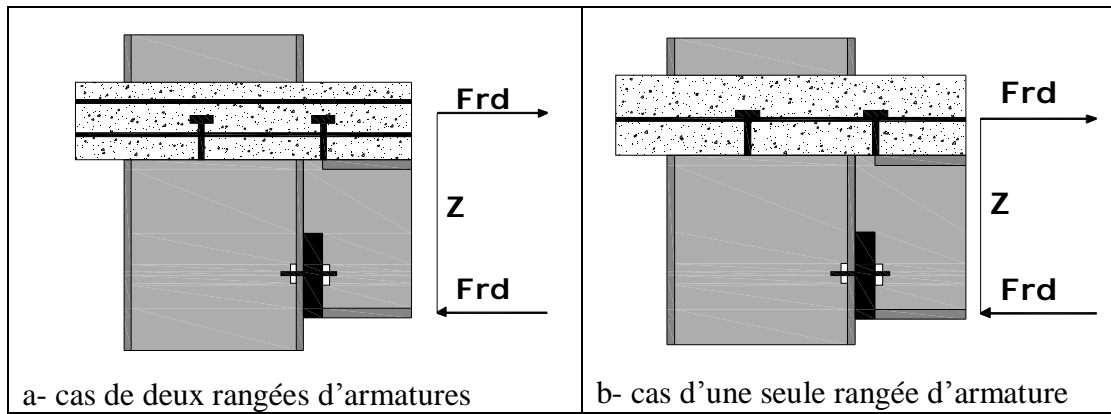


Figure 3-13 : Détermination du bras de levier Z.

B. rigidité initiale $S_{J,ini}$

Eurocode-4 [1] donne le modèle de ressort simplifié de ce cas d'assemblage où la figure (3-14) montre ce type d'assemblage et le modèle de ressort adopté, comprenant les composantes actives suivantes :

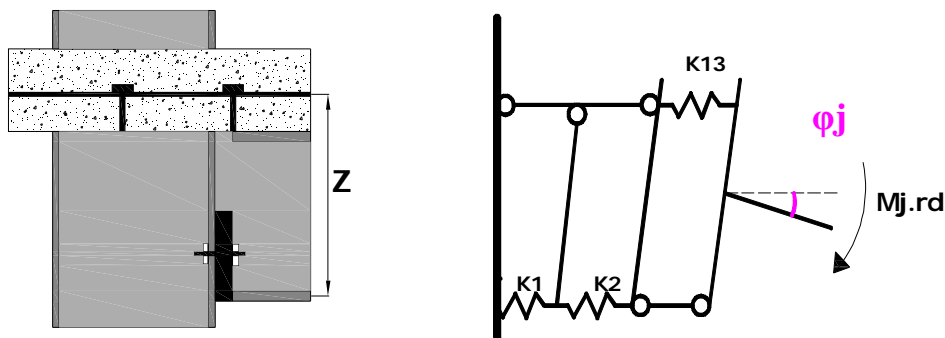


Figure 3-14 : modèle de ressort pour les assemblage mixte boulonné type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.

- K1 : représente l'âme du poteau en cisaillement
- K2 : représente l'âme du poteau en compression (sans raidisseur)
- K13 : représente les barres d'armature longitudinales de la dalle en traction
- Semelle de la poutre en compression est considérée infiniment rigide ($K7 = \infty$)

On a $S_{j,ini} = \frac{M_{j,Rd}}{f_j}$ $M_{j,Rd}$: le moment agissant et f_j : La rotation dans l'assemblage

Telle que $M_{j,Rd} = F.Z$

F : l'effort agissant dans chaque ressort

Z : Bras de levier ou c'est la distance entre le centre de gravité de l'armature en traction et le centre de compression (centre de la semelle inférieure).

Identique à la démonstration développée au paragraphe (III-3-1-B) on arrive à démontrer que:

$$s_{j,ini} = \frac{E.Z^2}{\sum \frac{1}{k_i}}$$

C. calcul des résistances ($F_{Rd,i}$) et des rigidités (K_i) des composantes de l'assemblage

C-1 Caractéristiques géométriques

Pour les caractéristiques géométriques de la section de la poutre mixte, de la poutre métallique et du poteau sont bien représentées dans les figures 3-5 ,3-6 et 3-7.

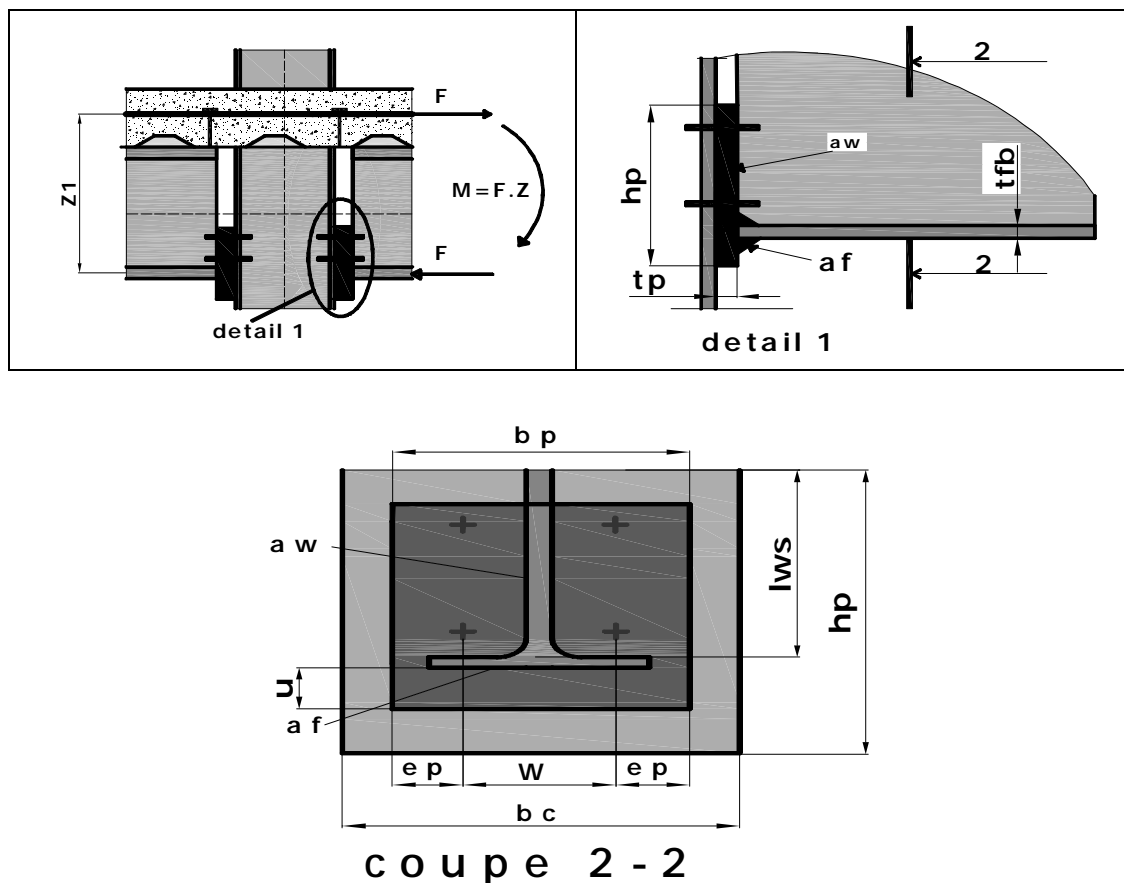


Figure3-15 : Caractéristiques géométriques d'un Assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité de hauteur limitée

.u : La distance entre le bord de la semelle inférieure et la limite de la platine.

C-2 calculs préliminaires**✚ Pour le poteau**

* calcul de d_{vc} et A_{vc} : le même calcul donné dans le cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

✚ pour la poutre

* calcul de d_s , Z_1 (ou Z) et $M_{pl.c.Rd}$: le même calcul donné dans le cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

*dans ce type d'assemblage Z égale à Z_1 .

✚ Pour la dalle en béton

*calcul de d_{eff} , $b_{eff.b}$, $l_{eff.b}$, m : le même calcul donné dans le cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

C-3 Calcul de la résistance et de la rigidité des composantes**✚ La résistance et la rigidité de la composante n°1 : panneau d'âme du poteau en Cisaillement****Ø la résistance**

Le calcul de la résistance $F_{Rd.1}$ (pour poteau enrobé ou non) ce fait comme pour le cas d'assemblage avec plaque de contact.

Ø la rigidité

$$K_{a.wp.s} = \frac{0,33A_{vc}}{bZ} \quad (3-92) \quad , \quad K_{c.wp.s} = \frac{0,06b_c h_c}{bZ} \cdot \frac{E_{cm.c}}{E_a} \quad (3-93) \quad (Z = Z_1)$$

- Section de poteau non enrobée

$$K_1 = K_{a.wp.s}$$

- Section de poteau enrobée

$$K_1 = K_{a.wp.s} + K_{C.WP.S}$$

✚ La résistance et la rigidité de la composante n°2 : âme du poteau en compression**Ø la résistance**

*Le calcul de la résistance $F_{Rd.2}$ (pour poteau enrobé ou non) ce fait comme pour le cas d'assemblage avec plaque de contact.

* l_0 pour ce type d'assemblage est calculé comme suit :

$$l_0 = t_{fb} + a_f \sqrt{2} + t_p + \text{Min} \left[u; a_f \sqrt{2} + t_p \right] \quad (3-94)$$

Avec u est La distance entre le bord de la semelle inférieur et la limite de la platine.

Ø la rigidité

- Pour une section de poteau non enrobée

$$K_{a.wc.c} = \frac{0.7b_{eff.c.wc}t_{wc}}{d_{wc}} \quad (3-95) \quad , k_2 = k_{a.wc.c}$$

- Pour une section de poteau enrobée

$$K_{c.wc.c} = \frac{0.13b_{el}b_c}{h_c} \cdot \frac{E_{cm.c}}{E_a} \quad (3-96) \quad , k_2 = k_{a.wc.c} + k_{c.wc.c}$$

✚ La résistance et la rigidité de la composante n°7: Semelle et âme de poutre en compression

Ø la résistance

Le calcul de la résistance $F_{Rd.7}$ (pour poteau enrobé ou non) ce fait comme pour le cas d'assemblage avec plaque de contact.

Ø la rigidité $k_1 = \infty$

✚ La résistance et la rigidité de la composante n°13 : armature longitudinale de la dalle en compression.

Le calcul de la résistance $F_{Rd.13}$ et de la rigidité K_{13} se fait comme pour le cas d'assemblage avec plaque de contact.

D. Calcul des propriétés mécaniques de l'assemblage

✚ La résistance

$$F_{Rd} = \text{Min} [F_{Rd.1}, F_{Rd.2}, F_{Rd.7}, F_{Rd.13}] \quad (3-97)$$

✚ Le moment résistant plastique de calcul

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

✚ Le moment résistant élastique

$$M_{e.Rd} = \frac{2}{3} \cdot M_{Rd}$$

✚ La rigidité initiale

$$S_{j.ini} = \frac{E_a \cdot Z_1^2}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_7} + \frac{1}{K_{13}}} \quad (3-98)$$

✚ La rigidité nominale

$$S_j = \frac{S_{j.ini}}{1.5}$$

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

COMPOSANTES	RESISTANCE	RIGIDITE
<p>COMPOSANTE N°1: PANNEAU D'ÂME DU POTEAU EN CISAILEMENT</p>	$F_{Rd,1} = \frac{V_{wp,Rd}}{b} \quad \text{avec :}$ $V_{wp,Rd} = V_{a,wp,Rd} + V_{c,wp,Rd}$ <p>où</p> $V_{a,wp,Rd} = \frac{0.9A_{VC} f_{YWC}}{\sqrt{3}g_{M0}}$ <p>Si le poteau est non enrobé : $V_{c,wp,Rd} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé : $V_{c,wp,Rd} = uA_C \sin q \frac{0.85 f_{ck,c}}{g_c}$ $A_C = 0.8(h_c - 2t_{fc})(b_c - t_{wc}) \cos q$ $q = \arctan \left[\frac{h_c - 2t_{fc}}{Z} \right]$ $Z = Z_1$ $u = 0.55 \left[1 + 2 \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] \leq 1.1$</p>	$K_1 = K_{a,wp,s} + K_{c,wp,s}$ <p>Telle que</p> $K_{a,wp,s} = \frac{0.33A_{VC}}{bZ}$ <p>Si le poteau est non enrobé : $K_{c,wp,s} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé : $K_{c,wp,s} = \frac{0.06b_c h_c E_{cm,c}}{bZ E_a}$</p>

<p>COMPOSANTE N° 2 : ÂME DU POTEAU EN COMPRESSION</p>	$F_{Rd,2} = F_{a,wc,c,Rd} + F_{c,wc,c,Rd}$ <p>avec $F_{a,wc,Rd} = K_{wc,a} w_c b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{ywc} / g_{M0}$</p> <p>si $\bar{I}_p \leq 0.67$</p> $F_{a,wc,Rd} = K_{wc,a} w_c b_{eff,c,wc} t_{wc} \left[\frac{1}{\bar{I}_p} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{I}_p} \right) \right] f_{ywc} / g_{M0}$ <p>si $\bar{I}_p > 0.67$</p> $K_{wc,a} = \text{MIN} \left[1.0, 1.25 - 0.5 \frac{S_{com,a,Ed}}{f_{ywc}} \right]$ <p>Si le poteau est non enrobé :</p> $\bar{I}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{ywc}}{E t_{wc}^2}}$ <p>si $b = 1 : w_c = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 (b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{VC})^2}}$</p> <p>si $b = 0 : w_c = 1$</p> <p>avec : $F_{c,wc,c,Rd} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé :</p> <p>$w_c = 1$ et $\bar{I}_p = 0$</p> <p>Et</p> $F_{c,wc,c,Rd} = 0.85 K_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_{wc}) f_{ck,c} / g_c$ <p>Avec :</p> $K_{wc,c} = \text{MIN} [1.3 + 3.3 s_{COM,C,Ed} / (f_{ck,c} / g_c); 2.0]$ $l_0 = t_{fb} + a_f \sqrt{2} + \min [u; a_f \sqrt{2} + t_p] t_{eff,c} = l_0 + 5 t_{fc}$ $b_{eff,c,wc} = l_0 + 5 (s + t_{fc})$ $b_{el} = l_0 + 2 (s + t_{fc})$	$K_{Rd,2} = K_{a,wc,c} + K_{c,wc,Rd}$ $K_{a,wc,c} = \frac{0.7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_{wc}}$ <p>Si le poteau est non enrobé :</p> $K_{c,wc,c} = 0$ <p>Si le poteau est enrobé :</p> $K_{c,wc,c} = \frac{0.5 b_{el} b_c E_{cm,c}}{h_c E_a}$
<p>COMPOSANTE N° 7 : SEMELLE DE LA POUTRE EN COMPRESSION</p>	$F_{Rd,7} = M_{c,Rd} / (h_b - t_{fb})$	$K_7 = \infty$

<p>COMPOSANTE N° 13: ARMATURES LONGITUDINALES DE LA DALLE EN TRACTION</p>	$F_{Rd,13} = \frac{A_s f_{sk}}{g_{M0}}$ <p>Avec :</p> $A_s^{\min} = 0.004 d_{eff} (b_{eff,b} - b_c)$ $A_s^{\max} = \frac{1.1(0.85 f_{ck,s} / g_c) b_c d_{eff}}{b(f_{sk} / g_s)}$	$K_{13} = K_{s,t} K_r$ $K_{s,t} = \frac{A_s E_s}{h_c \left(\frac{1+b}{2} + K_b \right) E_a}$ $K_b = b(4.3b^2 - 8.9b + 7.2)$ $K_r = \frac{1}{1 + \frac{E_s K_{s,t}}{K_{s,c}}}$ <p>Avec :</p> $K_{s,c} = \frac{Nk_{sc}}{u - \frac{u - 1Z_1}{1 + xd_s}}$ $x = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s}$ $u = \sqrt{\frac{(1+x)Nk_{sc} l_{eff,b} d_s^2}{E_a I_a}}$
<p>L'ASSEMBLAGE</p>	$F_{Rd} = \min [F_{Rd,i}]$ <p>Avec i=1, 2, 7,13</p> <p>Moment résistant élastique</p> $M_{e,Rd} = \frac{2}{3} F_{Rd} Z$ <p>Moment résistant plastique de calcul</p> $M_{Rd} = F_{Rd} Z$	$S_{j,ini} = \frac{E_a Z^2}{\sum_i K_i}$ <p>Avec i=1, 2, 7,13</p> <p><u>Rigidité nominale :</u></p> $S_J = S_{j,ini} / 1.5$

Tableau 3-6 : Tableau récapitulatif de la méthode des composantes pour un assemblage avec platine d'extrémité limité

III -3-3 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.

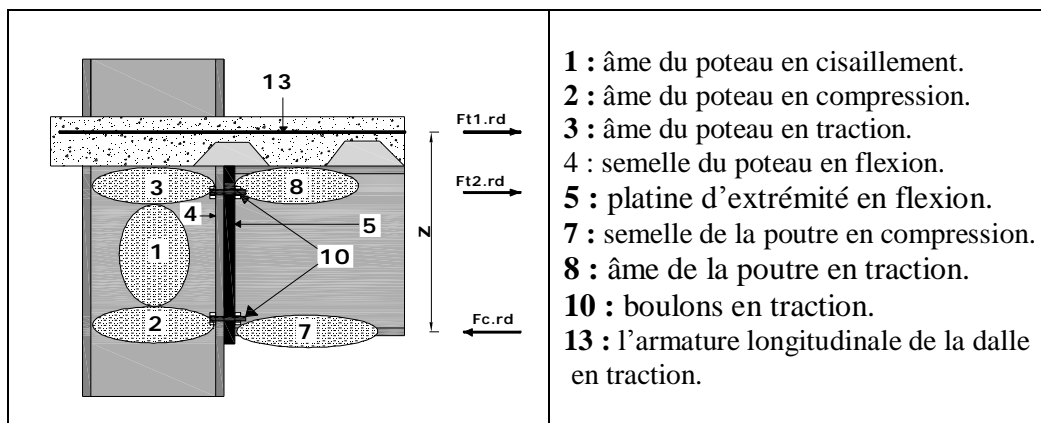
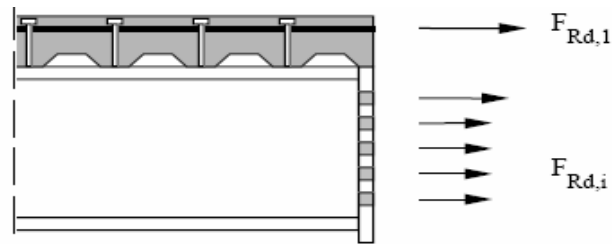


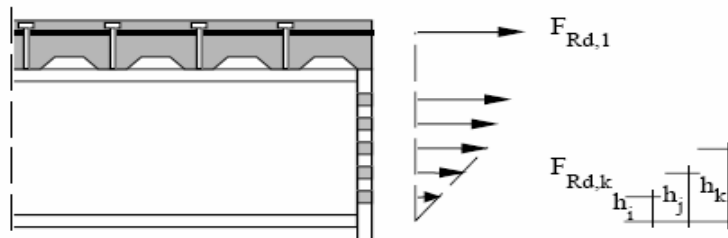
Figure 3-16 : assemblage mixtes avec platine non débordante [5].

-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 envisagées:

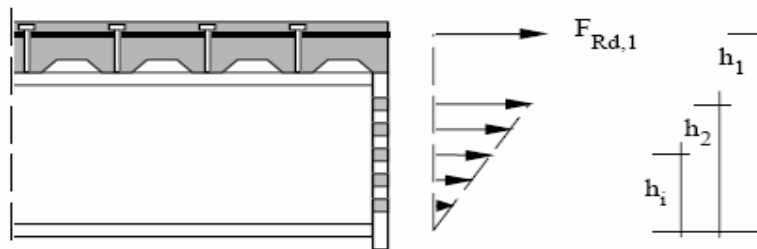
- § une distribution élastique.
- § Une distribution plastique. [14]
- § une distribution élasto-plastique.



(a)- distribution plastique des efforts



(b)-distribution élasto-plastique des efforts



(c)-distribution élastique des efforts

Figure 3-17 : Distribution des efforts intérieurs [14].

- 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.

$$F_{Rd,i} \leq 1,9 B_{tRd} \quad (3-99)$$

B_{tRd} : la résistance de calcul d'un boulon. On donne alors la résistance.

$$M_{j.Rd} = \sum F_{Rd,i} \cdot h_i \quad (3-100)$$

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) Fig3-17(b).

Le moment de résistance de calcul est égale à :

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1,k} F_{Rd,i} \cdot h_{ii} + \frac{F_{Rd,k}}{h_k} \sum_{j=k+1} h_j^2 \quad (3-101) \quad [14]$$

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 Fig3-17(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 lesquelles , 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 :

$$\sum_{l=1,n} F_l = F_{c,Rd} \quad (3-102)$$

Où :

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

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

$F_{c,Rd}$: Min (la résistance de calcul des semelle 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 les 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 [3-18]-(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 [3-18]-(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 $S_{j,ini}$.

$$K_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{K_{ir}}} \quad (3-103)$$

$$Z = \frac{\sum_r K_{eff,r} h_r^2}{\sum_r K_{eff,r} h_r} \quad (3-104)$$

$$K_{eq} = \frac{\sum_r h_{eff,r} h_r}{Z} \quad (3-105) \quad [14]$$

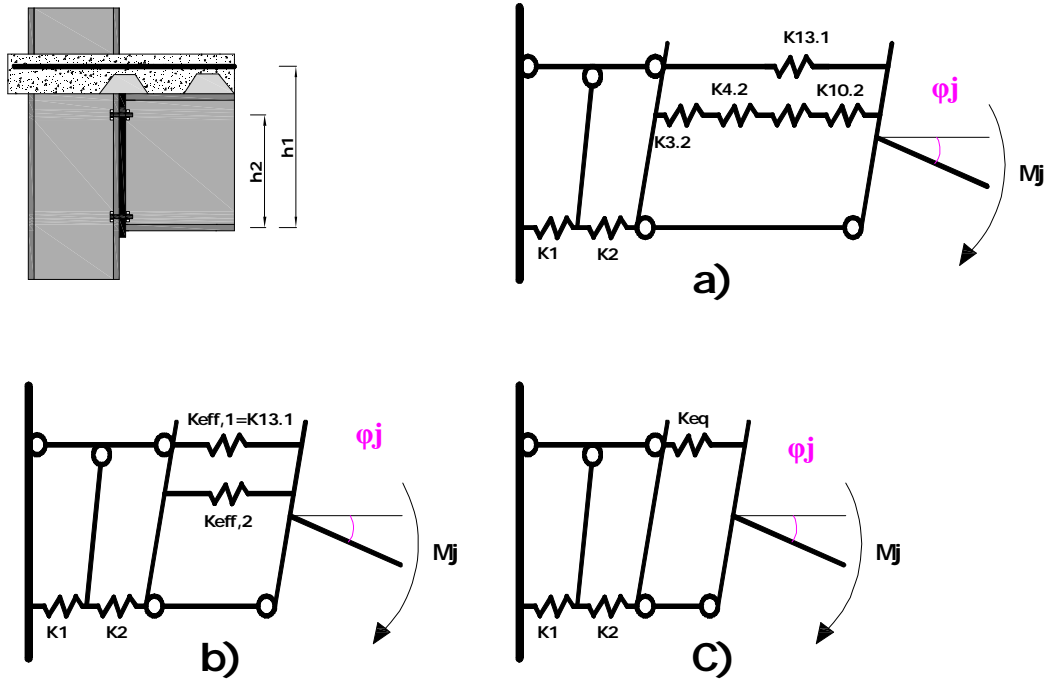


Figure 3-18 : Modèle de ressort pour un assemblage poutre-poteau avec platine d'extrémité non débordante.

C. calcul des résistances ($F_{Rd,i}$) et des rigidités (K_i) des composants de l'assemblage

C-1 Caractéristiques géométriques

Pour les caractéristiques géométriques de la section de la poutre mixte, de la poutre métallique et du poteau sont bien représentées dans les figures 3-5, 3-6 et 3-7.

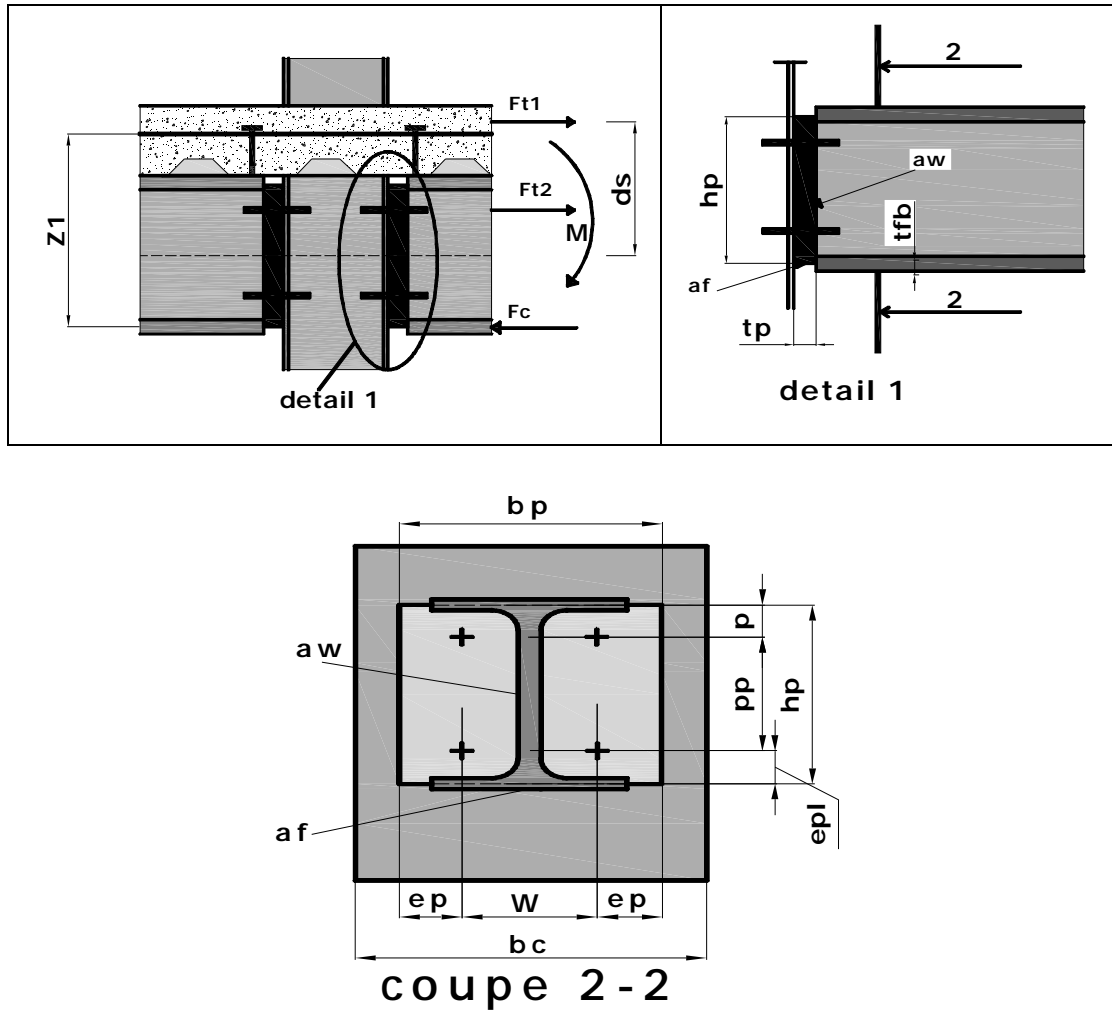


Figure3-19 : Caractéristiques géométriques d'un Assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité non débordante

C-2 calculs préliminaires

✚ Pour le poteau

* calcul de d_{wc} et A_{vc} : le même calcul donné dans le cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

* m : distance entre l'âme du poteau et la rangée du boulon

$$m = \frac{W - t_{fc}}{2} - 0.8s \quad (3-106)$$

Avec :

$$s = r_c \quad (3-107) \quad \text{Pour une section laminée}$$

W : La distance horizontale entre le centre de la rangée de gauche et le centre de la Rangée de droite

$$* e = \frac{b_c - W}{2} \quad (3-108)$$

e : La distance entre le bord de la semelle du poteau et le centre des rangées de boulons

$$* m_{pl.Rd.c} = m_{pl.fc} = \frac{t_{fc}^2 f_{y.fc}}{4g_{M0}} \quad (3-109) : \text{C'est le moment résistant de la semelle du poteau par unité de longueur}$$

pour la poutre

* calcul de d_s , Z_1 et $M_{pl.c.Rd}$: le même calcul donné dans le cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

* Z_2 : la distance entre le centre de gravité de la rangée supérieure de boulons et le centre de gravité de la semelle inférieur de la poutre

$$Z_2 = P_p + e_{pl} - 0.5t_{fc} \quad (3-110)$$

P_p : La distance verticale entre le centre de gravité de la rangée supérieur de boulons et le Centre de graviter de la rangée inférieure de boulons

e_{pl} : La distance verticale entre le centre de gravité de la rangée de boulons et le bord de La semelle de la poutre

$$* C_0 = \frac{Z_2}{Z_1} : \text{Un rapport} \quad (3-111)$$

Pour la platine d'extrémité

$$* m_{p1} = \frac{W - t_{wb}}{2} - 0.8\sqrt{2}a_w : \text{Une distance horizontale} = m_1 \quad (3-112)$$

$$* m_{p2} = P - t_{fb} - 0.8\sqrt{2}a_f : \text{Une distance verticale} = m_2 \quad (3-113)$$

Avec :

a_w : Le cordon de soudure de la platine avec l'âme de la poutre.

a_f : Le cordon de soudure de la platine avec la semelle de la poutre.

$$* I_1 = \frac{m_{p1}}{m_{p1} + e_p} \quad (3-114) \quad , \quad I_2 = \frac{m_{p2}}{m_{p1} + e_p} \quad (3-115)$$

Où l'on détermine le coefficient α à l'aide de l'abaque J-3.7 de l'annexe J [5] (voir les figures A-1 et A-2 de l'annexe).

* $m_{pl.p}$: le moment résistant plastique de calcul de la platine en flexion par unité de longueur

$$m_{pl.p} = \frac{M_{pl.p}}{l_{ef.p}} = 0.25 t_p^2 \frac{f_{yp}}{g_{M0}} \quad (3-116)$$

t_p : L'épaisseur de la platine

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

Pour les boulons

$$f_{t.Rd} = B_{t.Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_{sb}}{g_{Mb}} \quad (3-117)$$

$f_{t.Rd}$: La résistance ultime de calcul à la traction d'un boulon

A_{sb} : Aire de la section résistante d'un boulon (voir tableau des caractéristiques géométrique des boulons)

f_{ub} : La valeur de calcul de la résistance à la traction de l'acier du boulon

$$f_{v.Rd} = \frac{0,6 f_{ub} . A}{g_{Mb}} \quad (3-118)$$

$f_{v.Rd}$: La résistance ultime au cisaillement d'un boulon

g_{Mb} : Coefficient de sécurité partiel pour les boulons en cisaillement = 1.25

$$L_b = t_p + t_{fc} + 0.5(h_n + h_h) \quad (3-119)$$

L_b : La distance entre le centre de l'écrou et le centre de la tête du boulon (figure A-4 de l'annexe)

h_n : La hauteur de l'écrou=0.8d

h_h : La hauteur de la tête du boulon

t_p : L'épaisseur de la platine d'extrémité

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

d : diamètre de la tige du boulon

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

$$e_w = \frac{d_w}{4} \quad (3-120)$$

Pour les caractéristiques des boulons voir [la figure A-3](#) et [le tableau A-1](#) de l'annexe.

Pour la dalle en béton

*calcul de d_{eff} , $b_{eff,b}$, $l_{ef,b}$, m : le même calcul donné dans le cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

C-3 Calcul de la résistance et de la rigidité des composantes

La résistance et la rigidité de la composante n°1 : panneau d'âme du poteau en

Ø la résistance

La résistance de calcul en cisaillement est exprimée par formule 6.7 de la prEN1993 -1-8 [2]

$$V_{a.wp.Rd} = \frac{0.9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} g_{M0}} \quad A_{vc} : \text{L'aire de cisaillement du poteau}$$

- l'application de cette formule est conditionnée par :

-les panneaux d'âme sont non raidis.

$$\frac{d}{t_{wc}} < 69e \quad , \quad e = \sqrt{235 / f_{y,wc}} \quad \text{Avec } f_{y,wc} \text{ en } N/mm^2$$

Pour les section du poteau enrobées avec du béton (partiellement ou totalement) la résistance de calcul en cisaillement $V_{wp.Rd}$ augmente d'où :

$$V_{WP.Rd} = V_{a.WP.Rd} + V_{C.WP.Rd}$$

Où $V_{C.WP.Rd}$ c'est la résistance de calcul du béton qui enrobe le panneau d'âme.

$$V_{C.WP.Rd} = n(0,85 f_{CK} / g_c) A_c \sin q$$

Avec :
$$A_c = [0,80(h_c - 2t_{fc}) \cos J] [b_c - t_{wc}]$$

$$J = \arctan \left[\frac{h_c - 2t_{fc}}{Z} \right]$$

Z : Bras de levier.

$$n = 0,55 [1 + 2(N_{sd} / N_{Pl.Rd})] \leq 1,1 \quad .$$

n : Le facteur de réduction qui tient compte l'effet défavorable de la compression dans le poteau (ou l'effet des efforts axiaux).

N_{sd} : L'effort normal (de compression) dans le poteau.

N_{Rd} : La résistance plastique de calcul de la section droite du poteau à l'effort axiale.

Donc la résistance de la composante-1 (âme du poteau en cisaillement) est calculée comme suite :

- Pour une section du poteau non enrobée :
$$F_{Rd.1} = \frac{V_{wp.Rd}}{b} = \frac{V_{a.wp.Rd}}{b}$$

- Pour une section du poteau enrobée :
$$F_{Rd.1} = \frac{V_{WP.Rd}}{b} = \frac{V_{a.WP.Rd} + V_{c.WP.Rd}}{b}$$
 Où b : est appelé paramètre de transformation.

- **Calcul du bras de levier Pour la résistance de calcul**

-La résistance de la partie en compression.

$$F_{C.Rd} = \text{Min}[F_{Rd,2}, F_{Rd,7}] \quad (3-121)$$

-la résistance de la partie en traction.

$$F_{t.Rd} = \text{Min}[F_{Rd,i} \quad i = 3,4,5,8,10] \quad (3-122)$$

- bras de levier

* si $F_{C.Rd} > F_{Rd.13} \Rightarrow F_{Rd0} = \text{Min}[F_{C.Rd}, F_{Rd.13} + F_{t.Rd}] \quad (3-123)$

$$F_0 = \frac{F_{Rd.0}}{F_{Rd.13}} - 1 \quad (3-124) \quad , \quad C_o = \frac{Z_2}{Z_1}$$

Z_2 : La distance entre le centre de gravité des boulons (1^{ère} rangée) et le centre de la semelle inférieure de la poutre.

Z_1 : La distance entre le centre de gravité de la section des armatures longitudinal de la dalle et le centre de la semelle inférieure de la poutre.

$$Z_1 = h_b - 0,5t_{fb} + h_{sc} + h_{ps} - a_{cs}$$

$$Z_2 = P_p + e_{pl} - 0,5t_{fb}$$

$$Z = \frac{1 + F_o C_o^2}{1 + F_o C_o} \cdot Z_1 \quad (3-125)$$

$$* \text{ si } F_{c.Rd} \leq F_{Rd.13} \Rightarrow Z = Z_1 \quad (3-126)$$

Ce bras de levier "Z" est utiliser pour le calcul de

$$J = \arctan \left[\frac{h_c - 2t_{fc}}{Z} \right]$$

Ø la rigidité

-Calcul du bras de levier pour la rigidité

$$K_i = \frac{1}{\frac{1}{K_3} + \frac{1}{K_4} + \frac{1}{K_5} + \frac{1}{K_8} + \frac{1}{K_{10}} + \sum_{i=3,4,5,8,10} \frac{1}{K_i}} = \frac{1}{\sum_{i=3,4,5,8,10} \frac{1}{K_i}} \quad (3-127)$$

$$K_{eq} = \frac{K_{13} Z_1^2 + K_i Z_2^2}{Z_{eq}} \quad Z_{eq} = \frac{K_{13} Z_1^2 + K_i Z_2^2}{Z_{eq}} \quad (3-128)$$

$$K_{a.wp.s} = \frac{0,38A_{vc}}{bZ_{eq}} \quad (3-129) \quad , \quad K_{c.wp.s} = \frac{0,06b_c h_c}{bZ_{eq}} \cdot \frac{E_{cm.c}}{E_a} \quad (3-130)$$

- Section de poteau non enrobée

$$K_1 = K_{a.wp.s}$$

- Section de poteau enrobée

$$K_1 = K_{a.wp.s} + K_{C.WP.S}$$

🚩 La résistance et la rigidité de la composante n°2 : âme du poteau en compression

Ø la résistance

*Le calcul de la résistance $F_{Rd.2}$ (pour poteau enrobé ou non) se fait comme pour le cas d'assemblage avec plaque de contact.

* l_0 pour ce type d'assemblage est calculé comme suit :

$$l_0 = 0,5t_{fb} + a_f \sqrt{2} + t_p \quad (3-131)$$

Ø la rigidité

- Pour une section de poteau non enrobée

$$K_{a.wc.c} = \frac{0.7b_{eff.c.wc} t_{wc}}{d_{wc}} \quad (3-132) \quad , \quad k_2 = k_{a.wc.c} \quad (3-133)$$

- Pour une section de poteau enrobée

$$K_{c.wc.c} = \frac{0.5b_{el} b_c}{h_c} \cdot \frac{E_{cm.c}}{E_a} \quad (3-134) \quad k_2 = k_{a.wc.c} + k_{c.wc.c} \quad (3-135)$$

🚩 La résistance et la rigidité de la composante n°3 :

Les résistances des composantes 3, 4, 5, 8, 10 sont obtenues en passant par l'équivalence d'un tronçon en « T ». D'où la nécessité de l'étude en détail de la résistance et des modes de ruine d'un tronçon en « T ».

Ø La résistance d'un tronçon en « T » équivalent

- La résistance du tronçon en T équivalent est régie par :

- ✓ La résistance de sa semelle.
- ✓ La résistance des boulons.
- ✓ La résistance de son âme.

J-3-3 (2) [5].

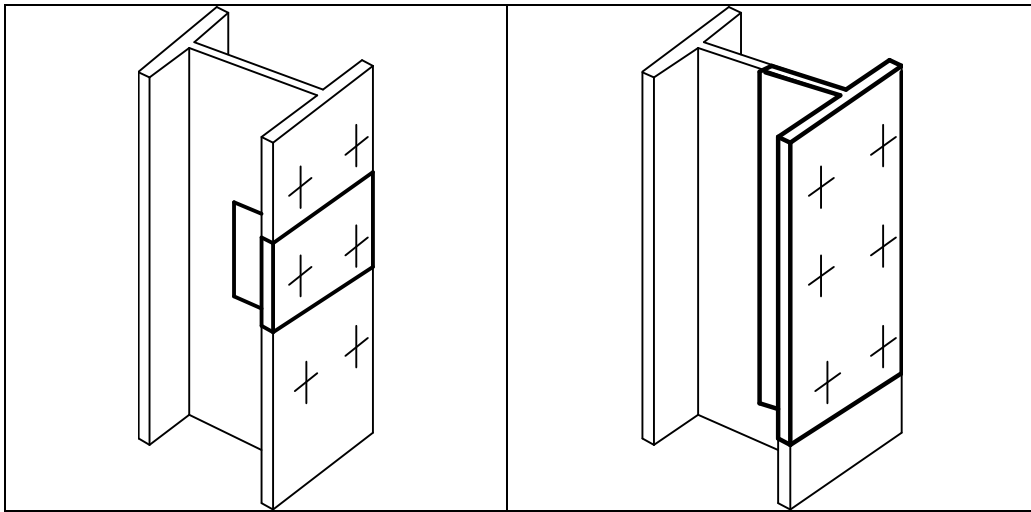


Figure 3-20 : tronçon en T équivalent

-La ruine du tronçon en T équivalent est effectuée suivant quatre modes :

- **Mode 1** : Mécanisme plastique complet de la semelle
C'est le mécanisme le plus simple qui consiste à la formation de quatre Charnière plastique linéaires deux ligne sur chaque coté de l'aile fléchis, dont une passant près du pied du congé où cordon d'angle de soudure (la 1ere Formée) [7]. Et l'autre passant par les axes de boulons.
- **Mode 2** : Mécanisme par ruine des boulons et plastification de la semelle (Mécanisme partielle)
- **Mode 3** : Ruine des boulons seuls.
C'est la plastification en traction des boulons
- **Mode 4** : plastification de l'âme tendue

Pour simplifier les modes sous formes de composantes :

- **Le mode 1 et 2** : représente la composante 4 (la semelle du poteau en flexion) et la composante 5 (platine d'extrémité en flexion)
- **Le mode 3** : représente la composante 10 (boulons en traction)
- **Le mode 4** : représente la composante 3 (âme du poteau en traction) et la composante 8 (âme de la poutre en traction)

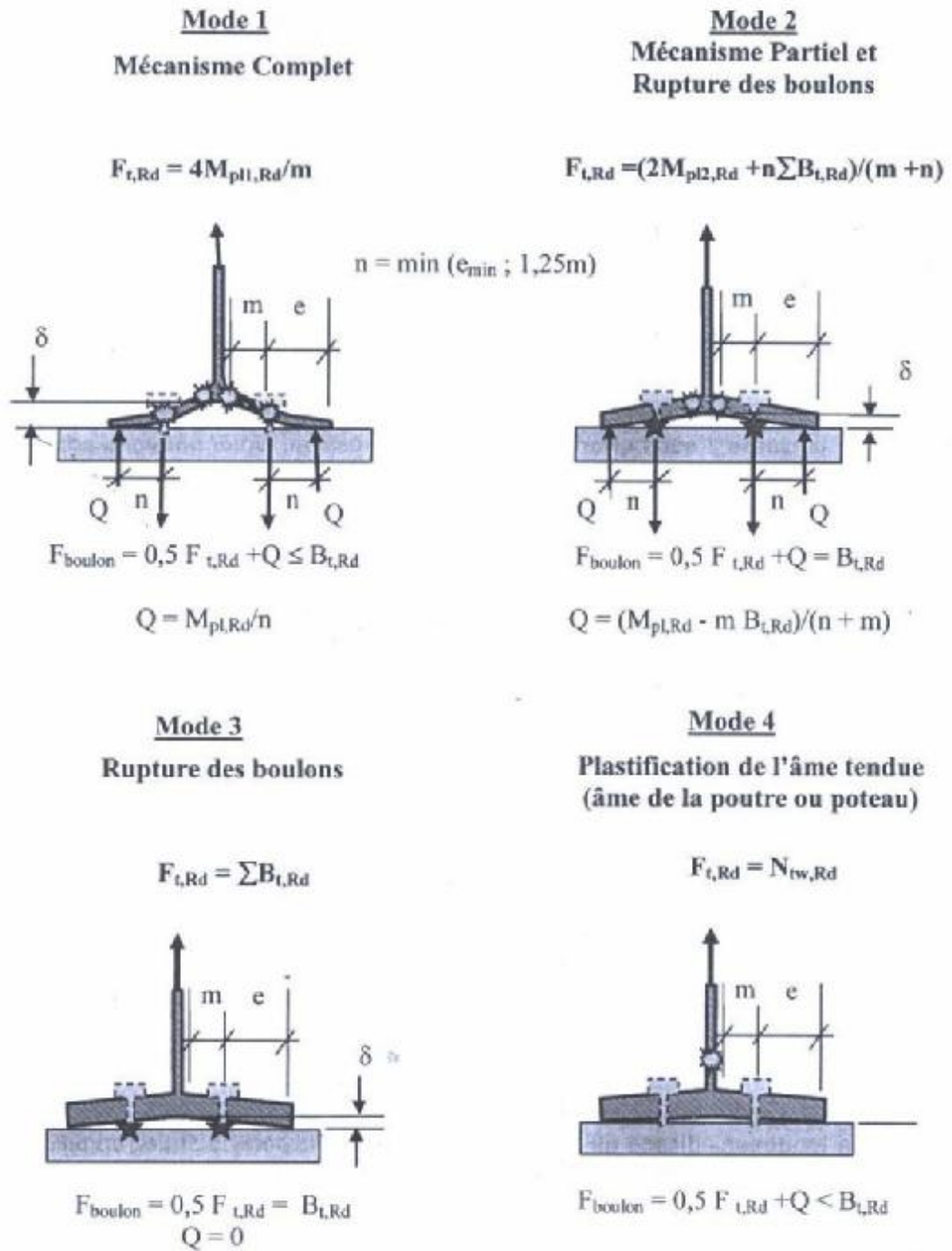


Figure 3-21 : Modes de ruine de tronçon en Té [7]

Les dimensions de Tronçon en « T » équivalent sont données par la figure J.3.1 de l'annexe J [5]

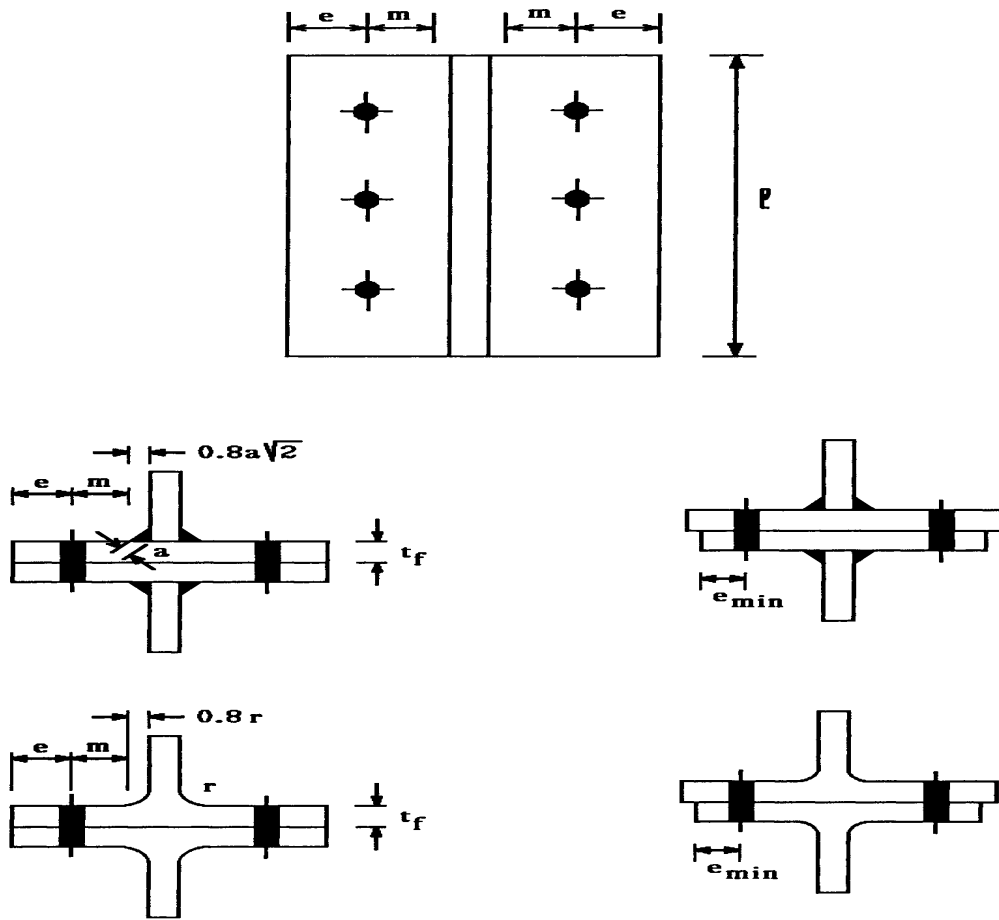


Figure 3-22 : Dimensions d'un tronçon d'assemblage en T [5].

1^{er} Mode

Ce 1^{er} mode s'accompagne d'une déformation plastique importante de la semelle (comportement ductile recherché) [10]

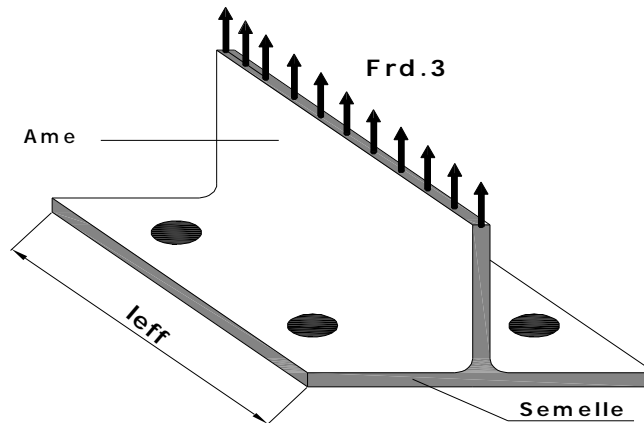


Figure 3-23 : Profilé en té soumis à la traction [10]

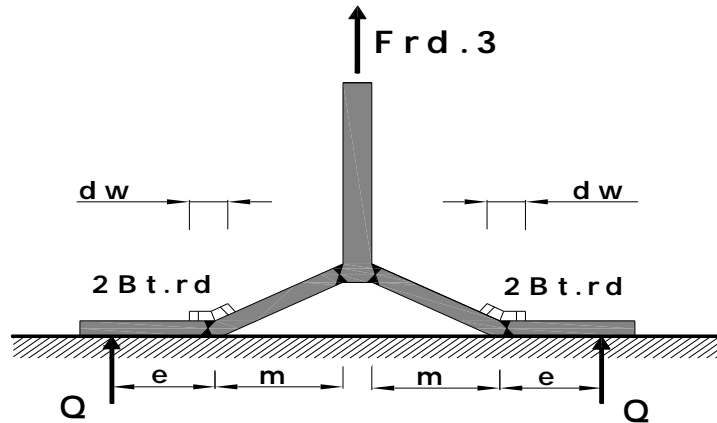


Figure 3-24 : Ruine plastique de la semelle du profilé en té [10]

La supposition que les efforts dans les boulons sont transmis ponctuellement à la semelle du profilé en té n'est pas conforme à la réalité, puisque les têtes de boulons, les écrous et les rondelles (d_w) possèdent des diamètres non négligeables. En effet les efforts transmis sont repartis sur la surface de contact boulon - platine ou boulon - semelle du poteau cette répartition des efforts accroît la valeur de $F_{Rd}^{(1)}$ [(1) : 1^{er} mode], cette bénéfique accroissement est traduit dans l'annexe J de L'EC 3 [5] sous forme d'une formule alternative d'évaluation de la résistance plastique de la semelle.

$$F_{Rd}^{(2)} = \frac{(8n - 2e_w)L_{eff}m_{pc}}{2mn - e_w(m + n)} \quad (3-136)$$

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

d_w : Le diamètre de la rondelle ou le diamètre du cercle circonscrit de l'écrou ou de la tête, selon le cas.

- l'effet de levier Q dans ce mode égale :

$$Q = \frac{M_{pc.Rd}}{n} \quad (3-137)$$

Où l_{eff} : longueur de profilé en té :

m : distance définie à la figure.

m_{pl} : Moment plastique de la semelle par unité de longueur soit

$$t^2 f_y / 4 \quad (t : \text{épaisseur de la semelle}).$$

🚩 **2ème Mode** : plastification partielle de la semelle.

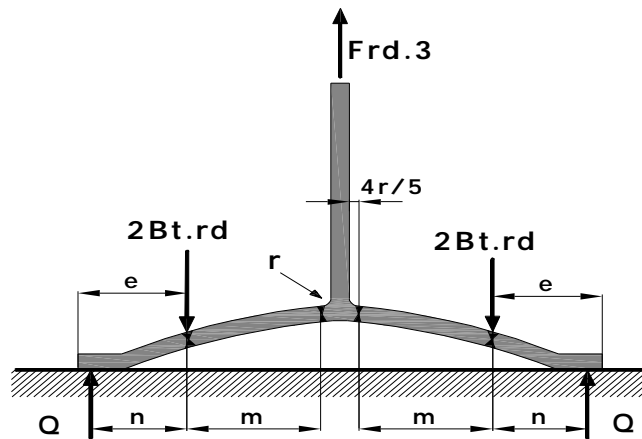


Figure 3-25 : Ruine mixte (ligne de plastification et ruine des boulons) [10]

Ce mode correspond à l'atteinte de la résistance de calcul des boulons ($B_{t.Rd}$), alors que les lignes de plastification se sont déjà développées à la naissance du congé de raccordement entre la semelle et l'âme du tronçon en T, ainsi que la ruine des boulons tendus est rapidement atteinte sous l'effet de l'effort appliqué et des efforts de levier Q . La résistance de calcul a s'exprimé ;

$$F_{Rd}^{(2)} = \frac{2l_{effmp} + \sum B_{t.Rd} \cdot n}{m + n} \quad (3-138)$$

$n = e$ Puisque les effort Q s'appliquent généralement à l'extrémité de la semelle. L'EC3 recommande de toutefois de limiter la valeur de 'n' à 1.25m.

$$n = e \leq 1.25m \quad (3-139)$$

$$Q = (M_{pl.Rd} - mB_{t.Rd}) / (n + m). \quad (3-140)$$

🚩 **3ème Mode** : Rupture des boulons

La rigidité flexionnelle de la semelle du tronçon en T ne permette pas de déformation très importante, les boulons transmettent alors seuls les efforts de traction appliqués.

La résistance est égale à la somme des résistances de calcul des boulons.

$$F_{Rd}^{(3)} = \sum B_{t.Rd} \quad (3-141)$$

- Si les tôles de la semelle de la section en T n'ont pas une épaisseur suffisante, elles peuvent en effet fléchir comme le montre la figure (A-5) de l'annexe. Cette déformation de la semelle à pour conséquence la création d'une force " Q " appelée force de levier.

-La force de levier augmente l'effort de traction dans les boulons et peut provoquer une rupture prématurée des boulons dans un assemblage sollicité à la traction.

$$F_{BO} = \frac{F}{2} + Q \quad (3-142)$$

F : Force extérieure.

Q : Force de levier.

-On remarque la rupture du boulon à lieu pour une valeur de force extérieure F_2 plus petite que la charge ultime $F_{BO,u}$ d'un assemblage composé de tôles rigide.

-la force de levier se développe lorsque il y a un contact entre les pièces assemblés et elle devienne très faible lorsque l'épaisseur des pièces assemblées est important.

- pour la détermination de la longueur du tronçon en T l'annexe J [10] met en lumière le concept de mécanisme de plastification individuelle et de groupe.

* mécanismes individuels apparaissant lorsque les distance entre les rangés de boulons sont suffisamment importante.

* mécanismes de groupe incluant plusieurs rangées de boulons adjacents.

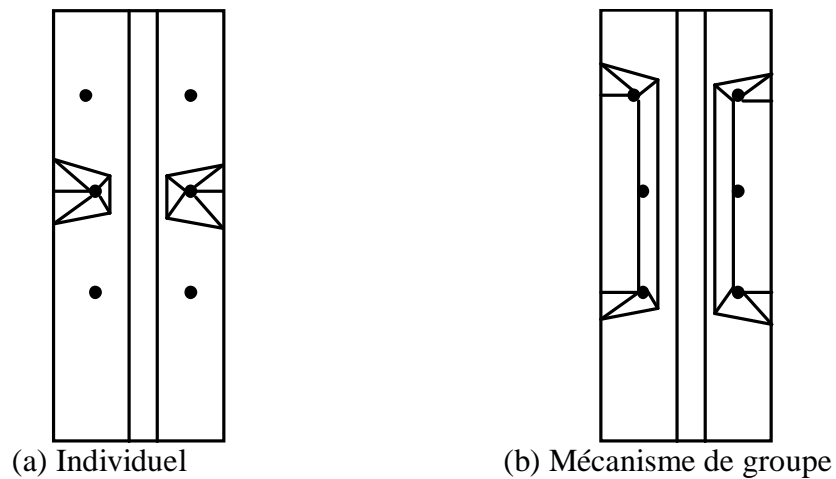


Figure 3-26: Mécanismes plastiques

Donc l'équivalence entre la platine (ou semelle du poteau en flexion) et tronçon en té se traduit par la définition d'une longueur l_{eff} dite équivalente du tronçon en té.

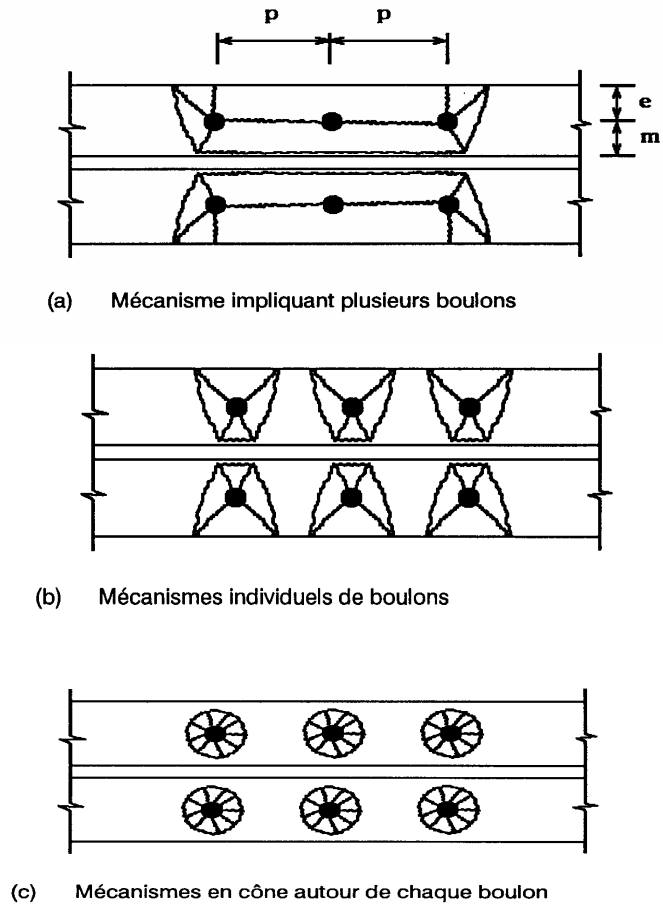


Figure 3-27 : schémas de charnières plastique dans une semelle [fig. J-3-4 de l'annexeJ] [5]

L'annexe J [10] fournit des valeurs de l_{eff} (voir Tableau A-3 de l'annexe) :

- dans le cas de boulons intérieurs :

$$l_{eff} = P \quad \text{Pour le mécanisme (a).} \quad (3-143) \quad \text{J-26 [5]}$$

$$l_{eff} = 4m + 1,25e \quad \text{Pour le mécanisme (b).} \quad (3-144) \quad \text{J.27 [5]}$$

$$l_{eff} = 2pm \quad \text{Pour le mécanisme (c).} \quad (3-145) \quad \text{J.28 [5]}$$

- dans le cas de boulons en rangée d'extrémité.

$$l_{eff} = 0.50p + 2m + 0.625e \quad \text{(a)} \quad (3-146) \quad \text{J-29 [5]}$$

$$l_{eff} = 4m + 1.25e \quad \text{(b)} \quad (3-147) \quad \text{J-30 [5]}$$

$$l_{eff} = 2pm \quad \text{(c)} \quad (3-148) \quad \text{J-31 [5]}$$

La clause J.3.2.1 [10] considère la longueur efficace d'un tronçon en T équivalent est une longueur théorique et ne correspondre pas forcément à une longueur physique de la composante de l'assemblage qu'il représente.

- l'effet de groupe est présente entre deux rangées lorsque [7]

$$P_{i,i+1} < \text{Min}[2pm, 4m + 1.25e] \quad (3-149)$$

$P_{i,i+1}$: La distance entre deux rangées adjacentes i et i+1.

-dans le cas général, c'est le mécanisme non circulaire de la figure (b) qui l'emporte toujours sur le mécanisme circulaire (c). [7]

Ø La résistance de la composante n°3

On ne tient pas compte du béton même s'il existe.

$l_{eff.t.wc} = \text{Min}[2pm, 4m + 1,25e]$ (3-150) : La longueur efficace de l'âme du poteau en traction

$$F_{Rd,3} = (w_t \cdot b_{eff.t.wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y.wc}) / g_{MO} \quad (3-151)$$

$w_t = w_c$ Que on a déjà vue pour la 2ème composante mais pour $l_{eff.t.wc}$

w_t : Est un facteur qui traduit la réduction possible de la résistance de calcul de l'âme en raison de la présence de contrainte de cisaillement importante dans le panneau d'âme du poteau.

Ø La rigidité de la composante n°3

$$k_3 = \frac{0,7b_{eff.t.wc}t_{wc}}{d_{wc}} \quad (3-152)$$

🚧 La résistance et la rigidité de la composante n°4 : semelle du poteau à la flexion [mode 1 ou 2]

Ø La résistance

- la flexion de la semelle de poteau peut être de mode 1 comme peut être de mode 2.

-la longueur efficace est la même que celle de l'âme de poteau en traction (composante 3).

$$f_{eff.t.f.c} = b_{eff.t.wc} = \text{Min}[2pm, 4m + 1,25e] \quad (3-153)$$

-Selon le 1^{er} mode la semelle a comme résistance :

$$f_{fc.Rdt_1} = \frac{(8n - e_w) l_{eff.t.fc} m_{pl.fc}}{2mn - e_w(m+n)} k_{fc} \quad (3-154)$$

K_{fc} : Est le coefficient qui prend en compte l'effet défavorable des contraintes longitudinales agissant dans la semelle (effort normal et moment fléchissant) sur la résistance local de la semelle de poteau fléchi. Il définie comme suite :

$$K_{fc} = \min \left[1, \frac{2f_{y.fc} - 180 - s_{n.fc}}{2f_{y.fc} - 360} \right] \quad (3-155)$$

$$\text{Tel que : } K_{fc} = 1 \quad \text{si } s_{n.fc} \leq 180N/mm^2 \quad (3-156)$$

$$K_{fc} = \frac{2f_{y.fc} - 180 - s_{n.fc}}{2f_{y.fc} - 360} \quad \text{Si } s_{n.fc} > 180N/mm^2 \quad (3-157)$$

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

$d_{n.fc}$: La contrainte maximale de compression longitudinale (force axiale et moment flétriissant) exercée au centre de gravité de la semelle de poteau.

La valeur de k_{fc} est comprise entre 1 et 0,5 ; et puisque $s_{n.fc}$ atteignent rarement 180n/mm², on prend $k_{fc} = 1$ c'est plus sûre et plus sécuritaire.

Selon le 2^{ème} mode la semelle aura une 2^{ème} possibilité de résistance.

$$F_{fc.Rdt_2} = \frac{2l_{eff.t.fc} m_{pl.fc} k_{fc} + 2B_{t.Rd} .n}{m+n} \quad (3-158)$$

Donc la résistance du calcul de la 4^{ème} composante égale :

$$f_{Rd.4} = \text{Min} [F_{fc.Rdt_1}, F_{fc.Rd_2}] \quad (3-159)$$

Ø La rigidité

$$k_4 = \frac{0,85xl_{eff.t.fc} .t_{fc}^3}{m^3} \quad (3-160)$$

✚ La résistance et la rigidité de la composante n°5 : Platine d'extrémité en flexion

Ø La résistance

$$l_{eff.p} = \text{Min}[2pm_{p1}, a.m_{p1}] \quad (3-161)$$

Selon 1^{er} mode : $n_p = \text{Min}[e_p, 1,25mp_1, e]$ (3-162)

$$f_{ep.Rd1} = \frac{(8n_p - 2e_w)l_{eff.p}m_{pl.p}}{2m_{p1}n_p - e(m_{p1} + n_p)} \quad (3-163)$$

Selon le 2^{ème} mode :

$$f_{ep.Rd1} = \frac{(2l_{eff.p}m_{pl.p} + 2B_{t.Rd}n_p)}{m_{p1} + n_p} \quad (3-164)$$

$$f_{Rd.5} = \text{Min}[F_{ep.Rd.1}, F_{ep.Rd.2}] \quad (3-165)$$

Ø La rigidité

$$k_5 = \frac{0,85xl_{eff}t_p^3}{m_{p1}^3} \quad (3-166)$$

✚ La résistance et la rigidité de la composante n°7: Semelle et âme de poutre en compression

Ø la résistance

Le calcul de la résistance $F_{Rd.7}$ (pour poteau enrobé ou non) ce fait comme pour le cas d'assemblage avec plaque de contact.

Ø la rigidité

$$k_7 = \infty$$

✚ La résistance et la rigidité de la composante n°8: âme de la poutre en traction

Ø la résistance

La longueur efficace de l'âme de la poutre égale à la hauteur efficace de la platine.

$$b_{eff.wb} = l_{eff.p} = \text{Min}[2p_{m_{p1}}; a_{m_{p1}}] \quad (3-167)$$

$$f_{Rd,8} = (b_{eff.wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{ywb}) / g_{Mo} \quad (3-168)$$

Ø la rigidité

$$k_8 = \infty \quad (3-169)$$

✚ La résistance et la rigidité de la composante n°10: boulons en traction (mode 3)

L'EC-3 donne la résistance suivante pour la résistance à la traction des boulons.

$$f_{t,Rd} = B_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_{sb}}{g_{Mb}} \quad (3-170)$$

La valeur 0,9 pour tenir compte d'une sensibilité des boulons vis-à-vis de la sollicitation variable répétée conduisant à une fissuration par fatigue.

Ø la résistance

$$f_{Rd,10} = 2B_{t,Rd} \quad (3-171)$$

$$\text{Tell que } B_{TRd} = \frac{0,9 f_{ub} \cdot A_{sb}}{g_{Mb}} \quad g_{Mb} = 1,25 \quad (3-172)$$

A_{sb} : Aire de la section résistance

f_{ub} : Valeur de calcul de la résistance à la traction de l'acier du boulon.

g_{Mb} : Facteur de sécurité pour les assemblages boulonnés ($g_{Mb} = g_{M2} = 1,25$)

Ø la rigidité

$$k_{10} = 1,6 \frac{A_{sb}}{L_b} \quad (3-173) \quad \text{Avec } L_b = t_p + t_{fb} + 0,5(h_n + h_h) \quad (3-174)$$

- ✚ **La résistance et la rigidité de la composante n°13 : armature longitudinale de la dalle en compression.**

Le calcul de la résistance $F_{Rd,13}$ et de la rigidité K_{13} se fait comme pour le cas d'assemblage avec plaque de contact.

D. Calcul des propriétés mécaniques de l'assemblage

- ✚ **La résistance**

$$F_{Rd} = \text{Min}[F_{Rd,1}; F_{c,Rd}; F_{t,Rd} + F_{Rd,13}] \quad (3-175)$$

- ✚ **Le moment résistant plastique de calcul**

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

- ✚ **Le moment résistant élastique**

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

- ✚ **La rigidité initiale**

$$S_{j,ini} = \frac{E_a \cdot Z_{eq}^2}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_7} + \frac{1}{K_{eq}}} \quad (3-176)$$

- ✚ **La rigidité nominale**

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{2} \quad (3-177)$$

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

COMPOSANTE	RESISTANCE	RIGIDITE
<p>COMPOSANTE N° 2 : ÂME DU POTEAU EN COMPRESSION</p>	<p>$F_{Rd,2} = F_{a,wc,c,Rd} + F_{c,wc,c,Rd}$ avec $F_{a,wc,Rd} = K_{wc,a} w_c b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{ywc} / g_{M0}$ si $\bar{I}_p \leq 0.67$</p> <p>$F_{a,wc,Rd} = K_{wc,a} w_c b_{eff,c,wc} t_{wc} \left[\frac{1}{\bar{I}_p} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{I}_p} \right) \right] f_{ywc} / g_{M0}$ si $\bar{I}_p > 0.67$</p> <p>$K_{wc,a} = MIN \left[1.0, 1.25 - 0.5 \frac{S_{com,a,Ed}}{f_{ywc}} \right]$</p> <p>Si le poteau est non enrobé :</p> <p>$\bar{I}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{ywc}}{Et_{wc}^2}}$ si $b = 1 : w_c = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{VC})^2}}$ si $b = 0 : w_c = 1$ avec : $F_{c,wc,c,Rd} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé : $w_c = 1$ et $\bar{I}_p = 0$ Et $F_{c,wc,c,Rd} = 0.85 K_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_{wc}) f_{ck,c} / g_c$ Avec : $K_{wc,c} = MIN [1.3 + 3.3 S_{COM,C,Ed} / (f_{ck,c} / g_c), 2.0]$ $l_0 = t_{fb} / 2 + a_f \sqrt{2} + t_p$ $t_{eff,c} = l_0 + 5 t_{fc}$ $b_{eff,c,wc} = l_0 + 5(s + t_{fc})$ $b_{el} = l_0 + 2(s + t_{fc})$</p>	<p>$K_{Rd,2} = K_{a,wc,c} + K_{c,wc,Rd}$</p> <p>$K_{a,wc,c} = \frac{0.7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_{wc}}$</p> <p>Si le poteau est non enrobé :</p> <p>$K_{c,wc,c} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé :</p> <p>$K_{c,wc,c} = \frac{0.5 b_{el} b_c E_{cm,c}}{h_c E_a}$</p>
<p>COMPOSANTE N° 3 : ÂME DU POTEAU EN TRACTION</p>	<p>$F_{Rd,3} = w_t b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{ywc} / g_{M0}$ Avec : Si</p> <p>$b = 1 : w_t = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{eff,t,wc} t_{wc} / A_{VC})^2}}$ si $b = 0 : w_t = 1$ $b_{eff,t,wc} = \min [2pm; 4m + 1.25e]$</p>	<p>$K_3 = \frac{0.7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_{wc}}$</p>

<p style="text-align: center;">COMPOSANTE N° 4 : SEMELLE DU POTEAU EN FLEXION</p>	$F_{Rd,4} = \min [F_{fc,Rd,t1}; F_{fc,Rd,2}]$ $F_{fc,Rd,t1} = \frac{(8n - 2e_w) l_{eff,t,fc} m_{pl,fc}}{2mn - e_w(m+n)} k_{fc}$ $F_{fc,Rd,2} = \frac{2l_{eff,t,fc} m_{pl,fc} k_{fc} + 2B_{t,Rd} n}{m+n}$ <p>Si $s_{n,fc} \leq 180(N/mm^2) : k_{fc} = 1$ Si $s_{n,fc} > 180(N/mm^2) :$ $K_{fc} = \min [1; (2f_{yfc} - 180 - s_{com,fc,Ed}) / (2f_{yfc} - 360)]$ $n = \min [e; 1.25m; e_p]$ $m_{pl,fc} = 0.25t_{fc}^2 f_{yfc} / g_{M0}$ $e_w = d_w / 4$</p> <p>d_w : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête Du boulon $s_{com,fc,Ed}$: 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 $l_{eff,t,fc} = b_{eff,t,fc}$</p>	$K_4 = \frac{0.85l_{eff,t,fc} t_{fc}^2}{m^3}$
<p style="text-align: center;">COMPOSANTE N°5 : PLATINE D'EXTREMITÉ EN FLEXION</p>	$F_{Rd,5} = \min [F_{eq,Rd,1}; F_{eq,Rd,2}]$ $F_{eq,Rd,1} = \frac{(8n - 2e_w) l_{eff,p} m_{pl,p}}{2m_{pl} n_p - e_w(m_{pl} + n_p)}$ $F_{eq,Rd,2} = \frac{2l_{eff,p} m_{pl,p} + 2B_{t,Rd} n_p}{m_{pl} + n_p}$ <p>$n_p = \min [e_p; 1.25m_{pl}; e]$</p> <p>$m_{pl,fc} = 0.25t_p^2 f_{yp} / g_{M0}$ $l_{eff,p} = \min [2\alpha m_{pl}; \alpha m_{pl}]$ avec α donné par une courbe</p>	$K_5 = \frac{0.85l_{eff,p} t_p^3}{m_{pl}^3}$

<p>COMPOSANTE N°7 : SEMELE DE LA POUTRE EN COMPRESSION</p>	$F_{Rd,7} = M_{c,Rd} / (h_b - t_{fb})$	$K_7 = \infty$
<p>COMPOSANTE N°8 : ÂME DE LA POUTRE EN TRACTION</p>	$F_{Rd,8} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{ywb} / g_{M0}$ $b_{eff,t,wb} = b_{eff,p}$	$K_8 = \infty$
<p>COMPOSANTE N°10 : BOULONS EN TRACTION</p>	$F_{Rd,10} = 2B_{t,Rd}$ $B_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{sb}}{g_{M0}}$ <p>$A_{s,b}$: section résistante de la partie filetée</p>	$K_{10} = 1.6 \frac{A_{s,b}}{L_b}$ $L_b = t_b + t_{fb} + 0.5(h_n + h_h)$ <p>h_n : la hauteur de l'écrou h_h : la hauteur de la tête de boulon</p>
<p>COMPOSANTE N°13 : ARMATURES LONGITUDINALES DE LA DALLE EN TRACTION</p>	$F_{Rd,13} = \frac{A_s f_{sk}}{g_{M0}}$ $A_s^{\min} = 0.004 d_{eff} (b_{eff,b} - b_c)$ $A_s^{\max} = \frac{1.1(0.85 f_{ck,s} / g_c) b_c d_{eff}}{b(f_{sk} / g_s)}$	$K_{13} = K_{s,t} K_r$ $K_{s,t} = \frac{A_s E_s}{h_c \left(\frac{1+b}{2} + K_b \right) E_a}$ $K_b = b(4.3b^2 - 8.9b + 7.2)$ $K_r = \frac{1}{1 + \frac{E_s K_{s,t}}{K_{s,c}}}$

		$K_{sc} = \frac{Nk_{sc}}{u - \frac{1Z_1}{1 + xd_s}}$ $x = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s}$ $u = \sqrt{\frac{(1+x)Nk_{sc} l_{eff,b} d_s^2}{E_a I_a}}$
<p>COMPOSANTE N°1: PANNEAU D'ÂME DU POTEAU EN CISAILEMENT</p>	$F_{Rd,1} = \frac{V_{wp,Rd}}{b} \quad \text{avec :}$ $V_{wp,Rd} = V_{a,wp,Rd} + V_{c,wp,Rd}$ <p>Où $V_{a,wp,Rd} = \frac{0.9A_{vc} f_{ywc}}{\sqrt{3}g_{M0}}$</p> $V_{a,wp,Rd} = \frac{0.9A_{vc} f_{ywc}}{\sqrt{3}g_{M0}}$ <p>Si le poteau est non enrobé : $V_{c,wp,Rd} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé :</p> $V_{c,wp,Rd} = uA_c \sin q \frac{0.85 f_{ck,c}}{g_c}$ $A_c = 0.8(h_c - 2t_{fc})(b_c - t_{wc}) \cos q$ $q = \arctan \left[\frac{h_c - 2t_{fc}}{Z} \right]$ $u = 0.55 \left[1 + 2 \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] \leq 1.1$ $F_{t,Rd} = \min [F_{Rd,i}]_{i=3,4,5,8,10}$ $F_{c,Rd} = \min [F_{Rd,2}; F_{Rd,7}]$ <p>- Si $F_{c,Rd} > F_{Rd,13}$</p> $F_{Rd0} = \min [F_{c,Rd}; F_{Rd,13} + F_{t,Rd}]$ $Z = \frac{1 + F_0 C_0^2}{1 + F_0 C_0} Z_1$ <p>Avec $F_0 = \frac{F_{Rd0}}{F_{Rd,13}} - 1$</p> $C_0 = \frac{Z_2}{Z_1}$ <p>si $F_{c,Rd} \leq F_{Rd,13} : \quad Z = Z_1$</p>	$K_t = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_i}}$ <p>avec $i=3, 4, 5, 8, 10$</p> $K_{eq} = \frac{K_{13}Z_1 + K_t Z_2}{Z_{eq}}$ $Z_{eq} = \frac{K_{13}Z_1^2 + K_t Z_2^2}{Z_{eq}}$ <p>..... $K_1 = K_{a,wp,s} + K_{c,wp,s}$ Telle que $K_{a,wp,s} = \frac{0.38A_{vc}}{bZ_{eq}}$</p> <p>Si le poteau est non enrobé : $K_{c,wp,s} = 0$</p> <p>Si le poteau est enrobé :</p> $K_{c,wp,s} = \frac{0.06b_c h_c E_{cmc}}{bZ_{eq} E_a}$

L'ASSEMBLAGE	<p><u>Rigidité initiale :</u></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><u>Rigidité nominale :</u></p> $S_J = S_{j,ini} / 2$	<p>$F_{Rd} = \min$ $\left[F_{Rd1}; F_{c,Rd}; F_{Rd13} + F_{t,Rd} \right]$</p> <p><u>Moment résistant élastique :</u></p> $M_{e,Rd} = \frac{2}{3} F_{Rd} z$ <p><u>Moment résistant plastique de calcul :</u></p> $M_{Rd} = F_{Rd} Z$
---------------------	--	---

Tableau 3-7 : Tableau récapitulatif de la méthode des composantes pour un assemblage avec platine d'extrémité non débordante

III-4 CONCLUSION

Après la présentation de la méthode des composantes pour le calcul des caractéristiques clés ($M_{j,rd}$, $S_{j,ini}$) des trois types d'assemblages mixtes étudiés, on constate, qu'un calcul manuel est quasiment impossible. D'où la nécessité d'élaboration d'un programme de calcul automatique qui détermine les propriétés clés de l'assemblage et éventuellement effectuer une étude paramétrique afin de déterminer les paramètres influent sur ces derniers.

Le chapitre 4 à comme objectif, l'élaboration d'un logiciel de calcul qui nous permettra d'obtenir rapidement les résultats recherchés.

CHAPITRE IV

ELABORATION D'UN PROGRAMME DE CALCUL DES ASSEMBLAGES MIXTES

IV-1 INTRODUCTION

Ce chapitre sera consacré à la description et à la présentation du logiciel de calcul, qui a été élaboré pour les trois cas d'assemblage déjà retenus. La mise au point de ce logiciel permettra de calculer dans laps de temps très court les caractéristiques des assemblages ($M_{j.rd}, S_{j.mi}$) en basant sur la méthode des composantes développées dans le chapitre précédent.

L'utilisation de ce logiciel nous permettra aussi de conduire une étude paramétrique pour déterminer les facteurs influents sur le comportement des assemblages tels que le pourcentage des armatures longitudinales de la dalle en béton, la hauteur du profilé métallique de la poutre, l'épaisseur de la platine d'extrémité, le nombre de rangée de boulons dans la partie tendue, l'enrobage ou non du poteau avec de béton et la nuance d'acier des profilés métalliques de la poutre et du poteau.

En fin, la dernière partie de ce chapitre sera consacrée aux résultats obtenus et leurs discussions.

IV-2 PRÉSENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL (RIMAX-1) DU MOMENT RESISTANT ET DE LA RIGIDITE INITIALE

L'établissement de notre logiciel de calcul est basé sur une formulation tirée des références [1] et [2] et qui permet d'effectuer les différentes étapes de calcul pour déterminer le moment résistant et la rigidité.

Dans notre élaboration de ce logiciel on a utilisé le **Delphi** version 7 qui est défini comme suit :

IV-2-1 LE DELPHI

Le **Delphi** est un environnement de programmation visuel orienté objet et il est actuellement largement employé pour créer des logiciels fonctionnant sous Windows. Pour ce faire, il utilise deux éléments essentiels :

- une bibliothèque d'objets et de composants qui s'appelle la **VCL** (Visual Component Library). Cette bibliothèque comporte des composants visuels tels que : zone de saisie, listes déroulantes, etc., et des composants non visuels tels que les composants liés à la gestion de fichier ;
- un langage de programmation : le **Pascal Objet**. Il s'agit d'un ensemble d'extensions orientées objets, issues du pascal standard.

Un projet **Delphi** est généralement constitué de deux éléments essentiels :

- Une interface : l'interface (Form) est réalisée en utilisant les éléments de la VCL, représentée en partie sous forme d'une palette des composants dans l'environnement de **Delphi**.
- Un programme : c'est un ensemble d'instructions (code source ou unité) écrites en **Pascal Objet**.

Le **Delphi** permet donc de créer simultanément les deux aspects interdépendants d'une application (logiciel) :

1. le coté visible (l'interface, pour les utilisateurs du logiciel)
2. le coté invisible (là où se situe l'intelligence du logiciel) constitue la partie du programme. L'utilisateur ne devra voir que la partie visible, la partie invisible est réservée au programmeur. Ces deux parties visible et invisible sont vraiment liées dans le sens que la partie visible n'est qu'une façade, un masque sous lequel la partie invisible fait tout le travail.

• caractéristiques de Delphi

1. dans **Delphi**, on évolue dans un environnement RAD (Rapid Application Développement). l'EDI (Environnement de Développement Intégré) de Delphi permet de développer, tester et maintenir des applications au sein d'un environnement unique et intégré. On peut créer ou modifier une application sans jamais quitter Delphi.
2. le moteur de base de données de Borland (appelé aussi Borland Database Engine ou BDE) intégré à Delphi nous permet de développer des applications qui offrent un accès aux bases de données locales.
3. le Delphi fournit tous les outils qui sont nécessaires pour développer, tester et déployer des applications, incluant une importante bibliothèque de composants.
4. le Delphi constitue également une solution multi plate-forme simple.
5. comme tous les programmes visuels (Visual Basic, C++....) Delphi permet de faciliter la tâche aux programmeurs et à l'utilisateur d'un programme grâce à l'environnement de développement intégré (EDI). puisque avant l'apparition de la programmation visuelle, les programmeurs passaient beaucoup de temps à écrire du code d'instruction par instruction en prenant soin du moindre détail, la détection d'une erreur de syntaxe prend énormément de temps car il n'y a aucun moyen de la repérer automatiquement.

IV-2-2 DESCRIPTION DU LOGICIEL DE CALCUL (RIMAX-1)

Notre logiciel de calcul des assemblages mixtes type **poutre-poteau** est constitué de 6 Form (6 unités) où chaque Form à un rôle et une tâche bien définie dans le logiciel :

- 1- La Form1 : cette Form (unité) sert à commencer ou a quitter le logiciel et qui à comme titre « calcul des assemblages mixtes »



Figure4-1 : la Form1 du logiciel

- 2- La Form2 : qui a comme titre « mot de passe » et qui sert à introduire l'identifiant et le mot de passe et de valider ces derniers ou de rétablir on cas d'erreur dans l'établissement de l'identifiant ou de mot de passe. La Form dispose d'un bouton « annuler » qui nous permettra de revenir au Form1 pour quitter le logiciel.



Figure4-2 : la Form2 du logiciel

- 3- La Form3 : qui a comme titre « le choix de type d'assemblage mixte » et qui sert à faire le choix entre les trois types d'assemblage mixte type poutre-poteau suivant :
- Avec plaque de contact.
 - Avec platine d'extrémité limitée.
 - Avec platine d'extrémité non débordante.

Ce choix se trouve sur le menu (MainMenu1), il suffit de cliquer sur l'une des choix pour avoir la Form correspondante au calcul de ce type d'assemblage.

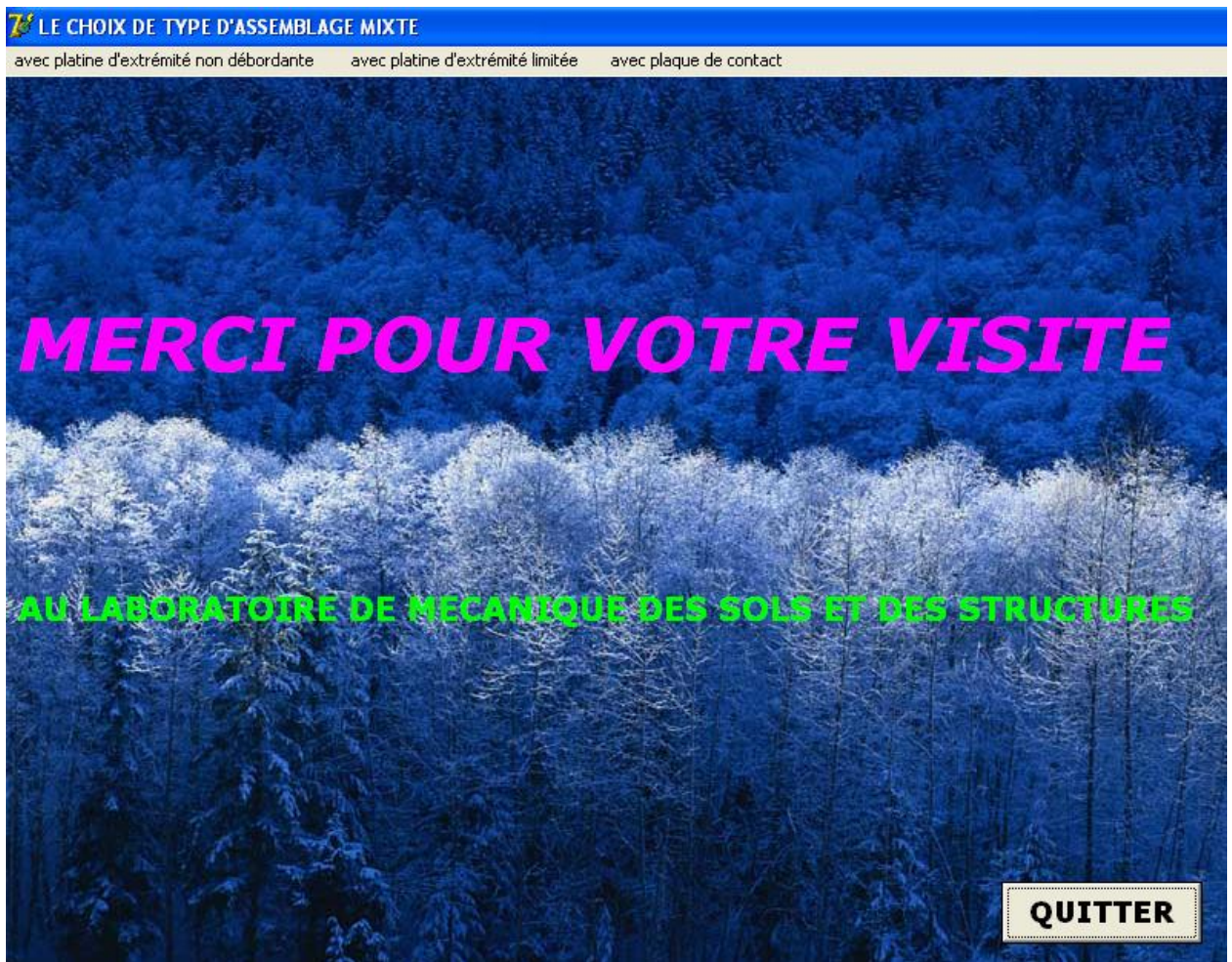


Figure4-3 : la Form3 du logiciel

- 4- La Form4 : intitulée « calcul des assemblages mixtes type poutre-poteau avec platine d'extrémité non débordante ».

Cette Form est constituée d'une seule PageControl et qui elle aussi constitue de 16 TabSheet (onglets).

Telle que chaque onglet ouvre une feuille pour introduire les données ou afficher les résultats par un simple clic sur le bouton calculer.

TabSheet 16 sert au calcul des caractéristiques de ce type d'assemblage.

Vue le nombre important des données a introduire on a doté cette Form avec deux bases de données (BDE) une pour les caractéristiques géométriques du profilé métalliques type HEB pour les poteaux et une pour les caractéristiques géométriques du profilé métalliques type IPE pour les poutres pour simplifier l'introduction des données nécessaires.

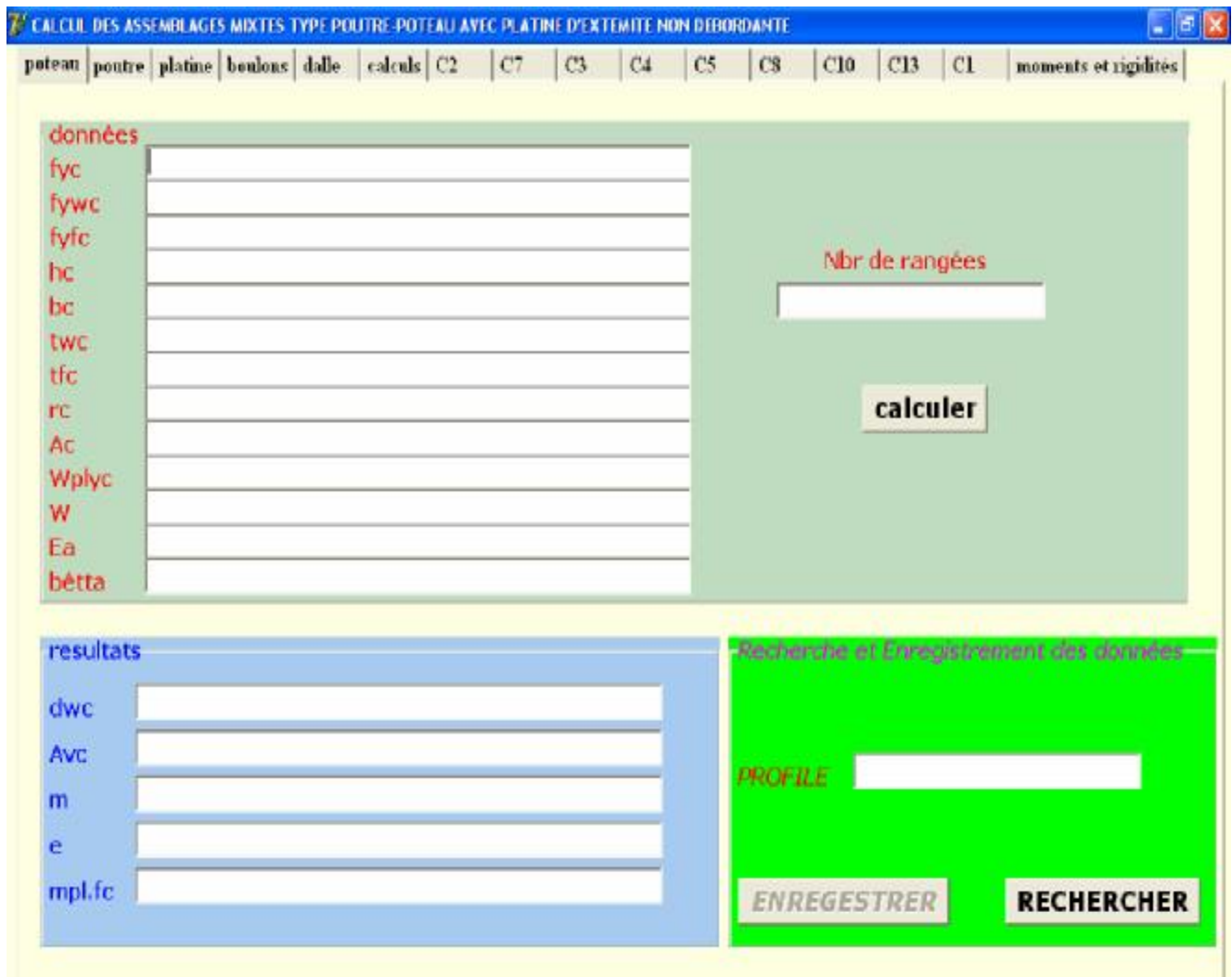


Figure4-4 : la Form 4 du logiciel

- 5- La Form5 : intitulée « calcul des assemblages mixtes type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée ».

La Form5 est constituée d'une seule PageControl cette dernière qui contient 10 TabSheet, où chaque TabSheet sert à introduire les données nécessaires et d'afficher les résultats.

TabSheet 10 sert au calcul des caractéristiques de ce type d'assemblage.

calcul des assemblages mixtes type poteau-poutre avec platin d'extrémité limitée

poteau | poutre | platine | dalle | ACTUALISATION | C2 | C7 | C13 | C1 | CALCUL DE Frd ,Mj,rd et Sj,ini

LES ARMATURES DE LA DALLE EN TRACTION

Résistances

Frd13

Frd13.0

Rigidités

K13

K13.0

CALCULER

Figure4-5 : la Form5 du logiciel

- 6- La Form6 : intitulée « calcul des assemblages mixtes type poutre-poteau avec plaque de contact ». La Form6 est constituée d'une seule PageControl, qui elle aussi est décomposée en 11 TabSheet, ou chaque TabSheet nous permettra d'injecter les données et d'afficher les résultats du calcul par un simple cliquer sur le bouton calculer. TabSheet 11 sert au calcul des caractéristiques de ce type d'assemblage.

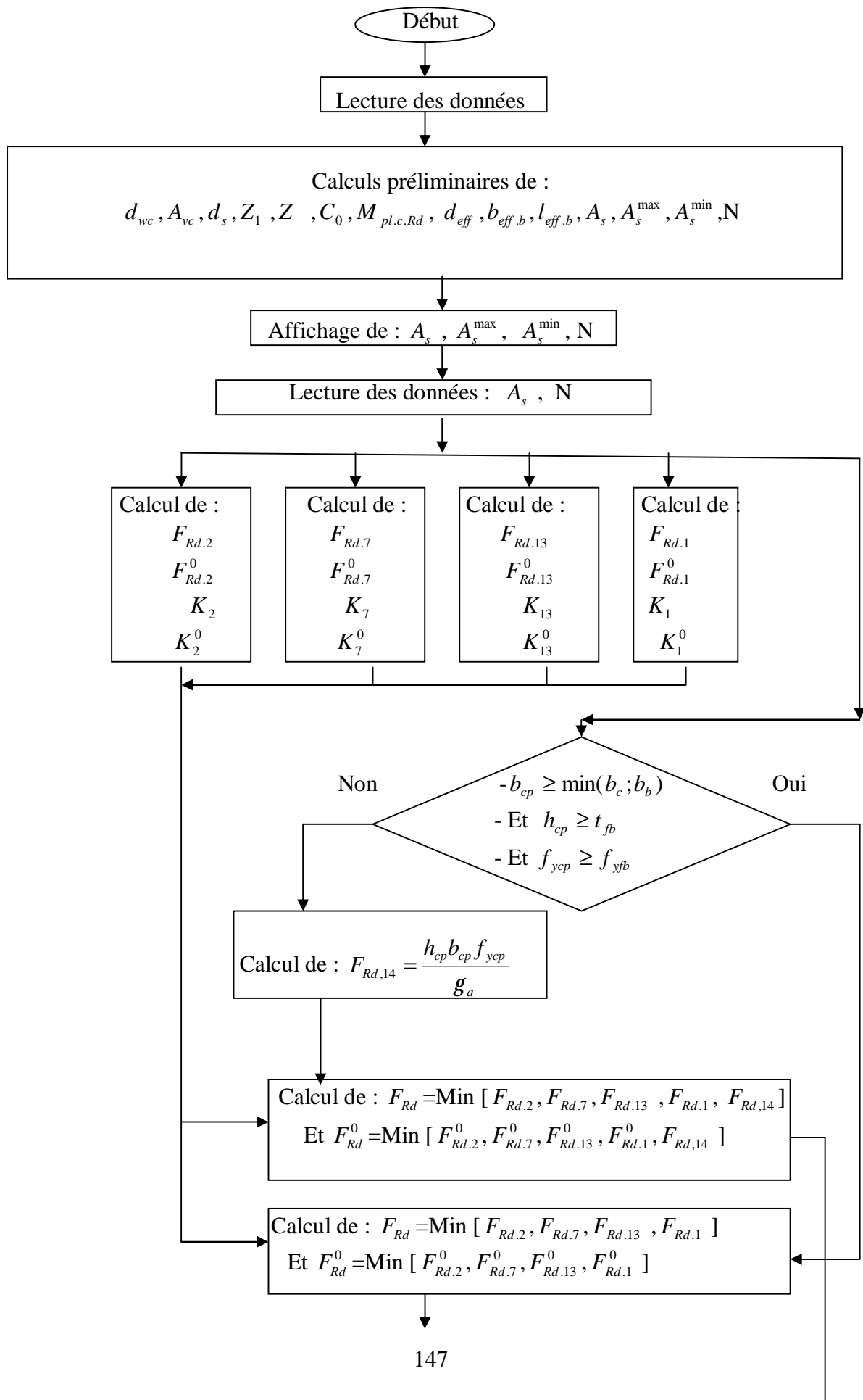
Figure4-6 : la Form6 du logiciel

En raison, de nombre important des composantes et des paramètres influençant les caractéristiques des assemblages, on a pris cette spécificité dans l'élaboration du logiciel de calcul pour qu'il soit bien détaillé et nous permette de donner les moindres détails pour que on puisse effectuer notre étude paramétrique et voir la variation des caractéristiques de chaque composante et des caractéristiques de l'assemblages.

Pour qu'on puisse utiliser la méthode des composantes présentée dans les références [1] et [2] et par la suite la programmer, il est nécessaire d'établir les organigrammes pour les méthodes de calcul des trois cas d'assemblage mixte concernés par notre étude.

IV-2-3 LES ORGANIGRAMMES DU CALCUL DU MOMENT RESISTANT ET DE LA RIGIDITE INITIALE

A. Assemblage mixte avec plaque de contact



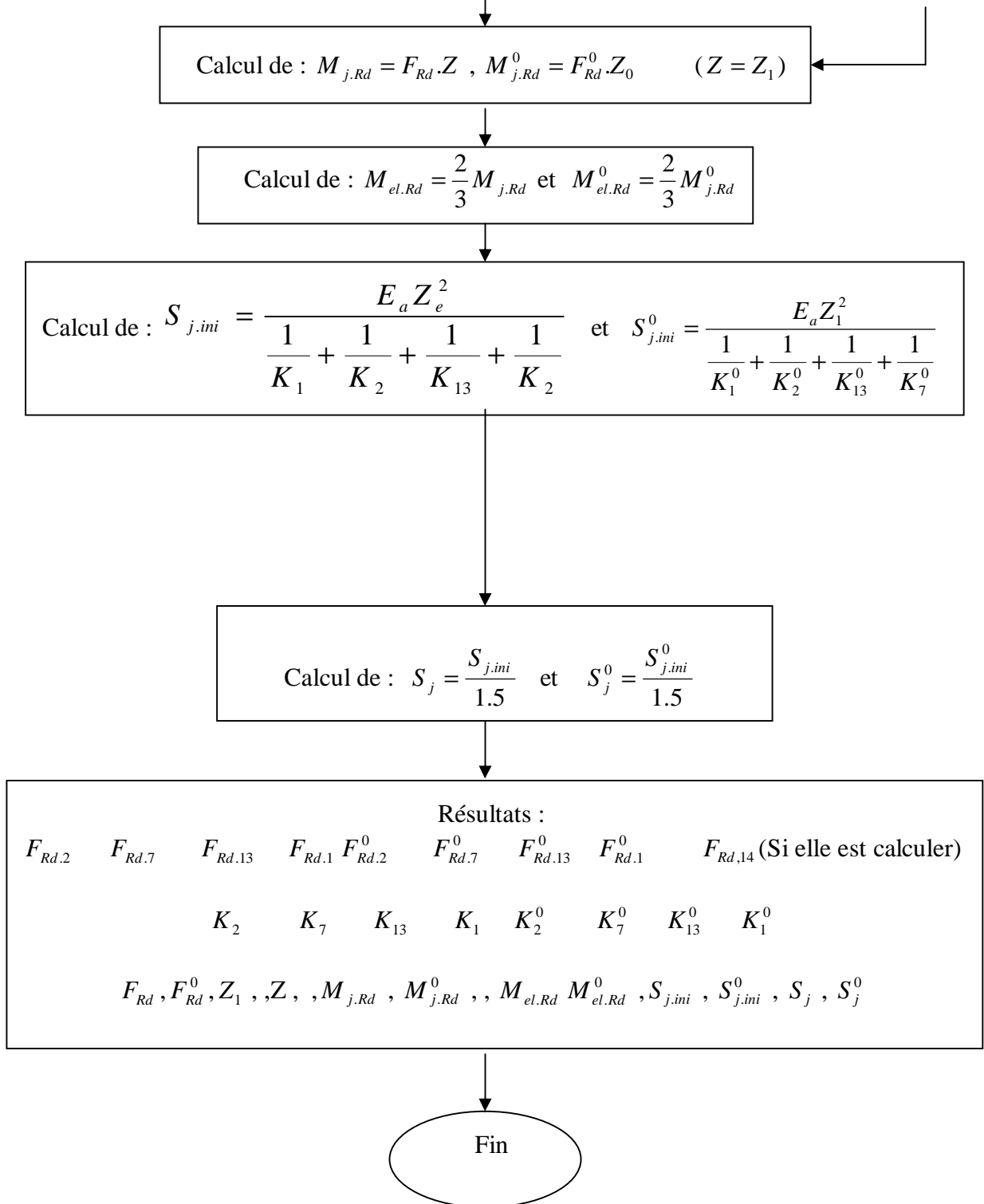
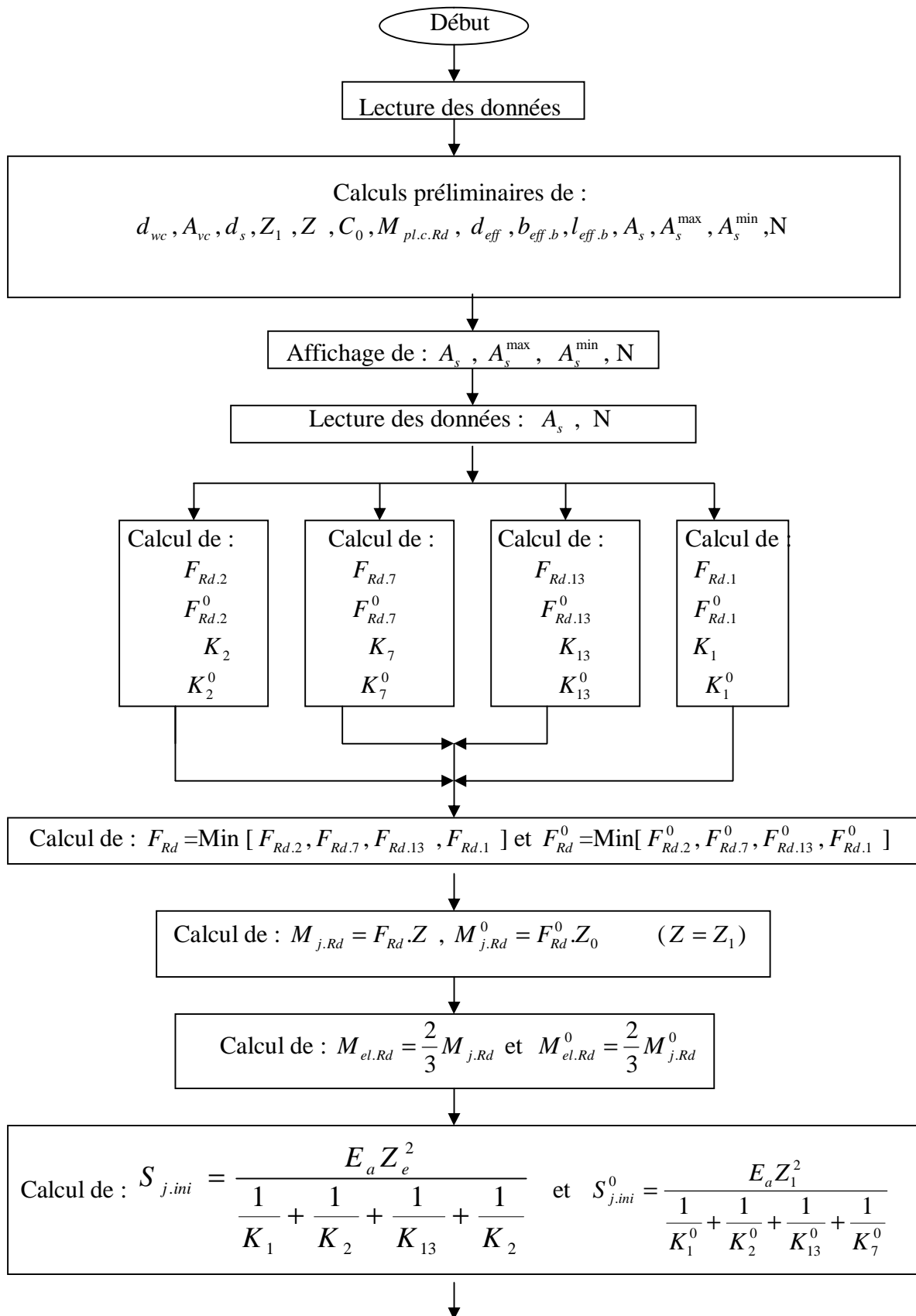


Figure 4-7 : Organigramme du calcul du moment résistant et de la rigidité d'un assemblage avec plaque de contact

B. Assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée



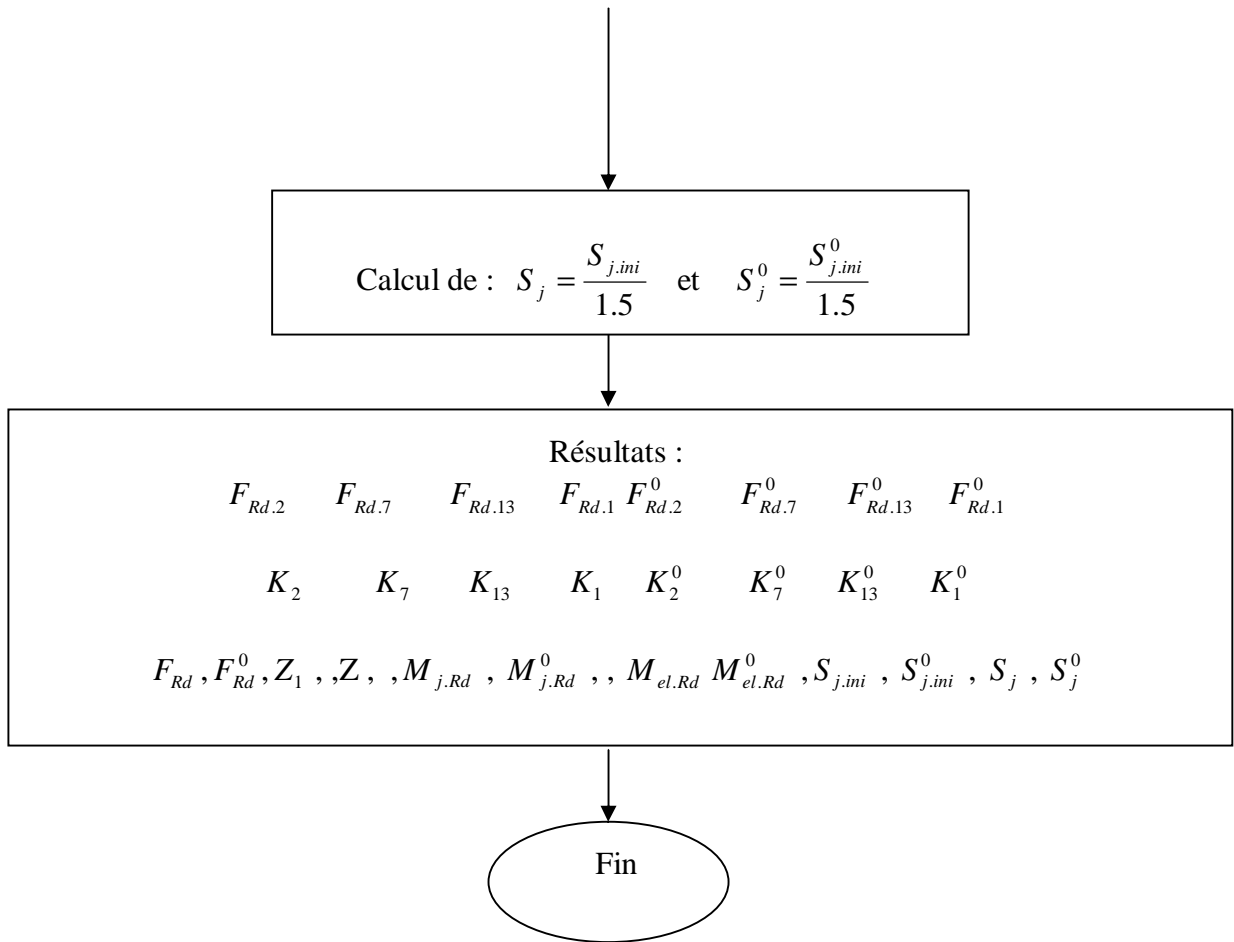
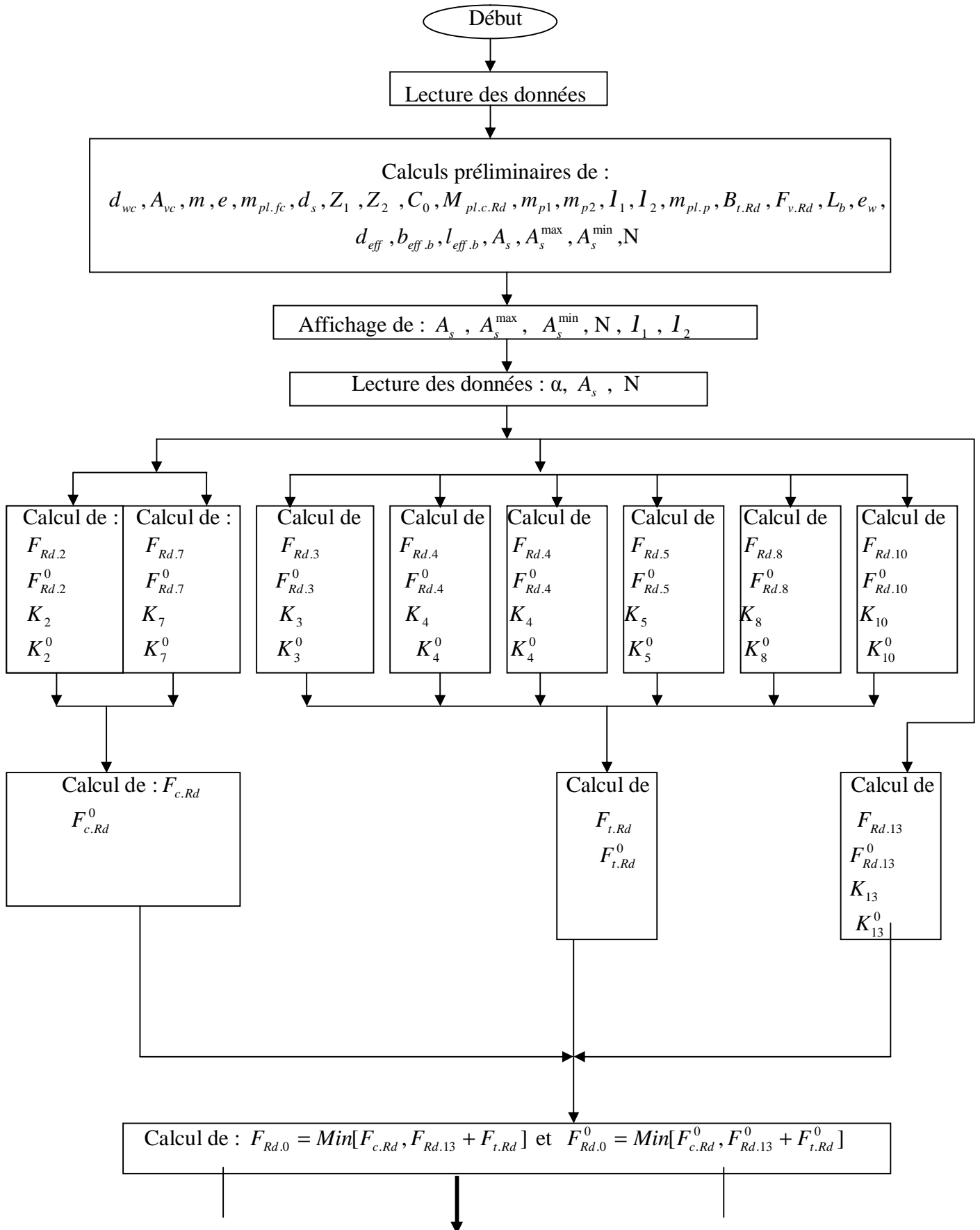
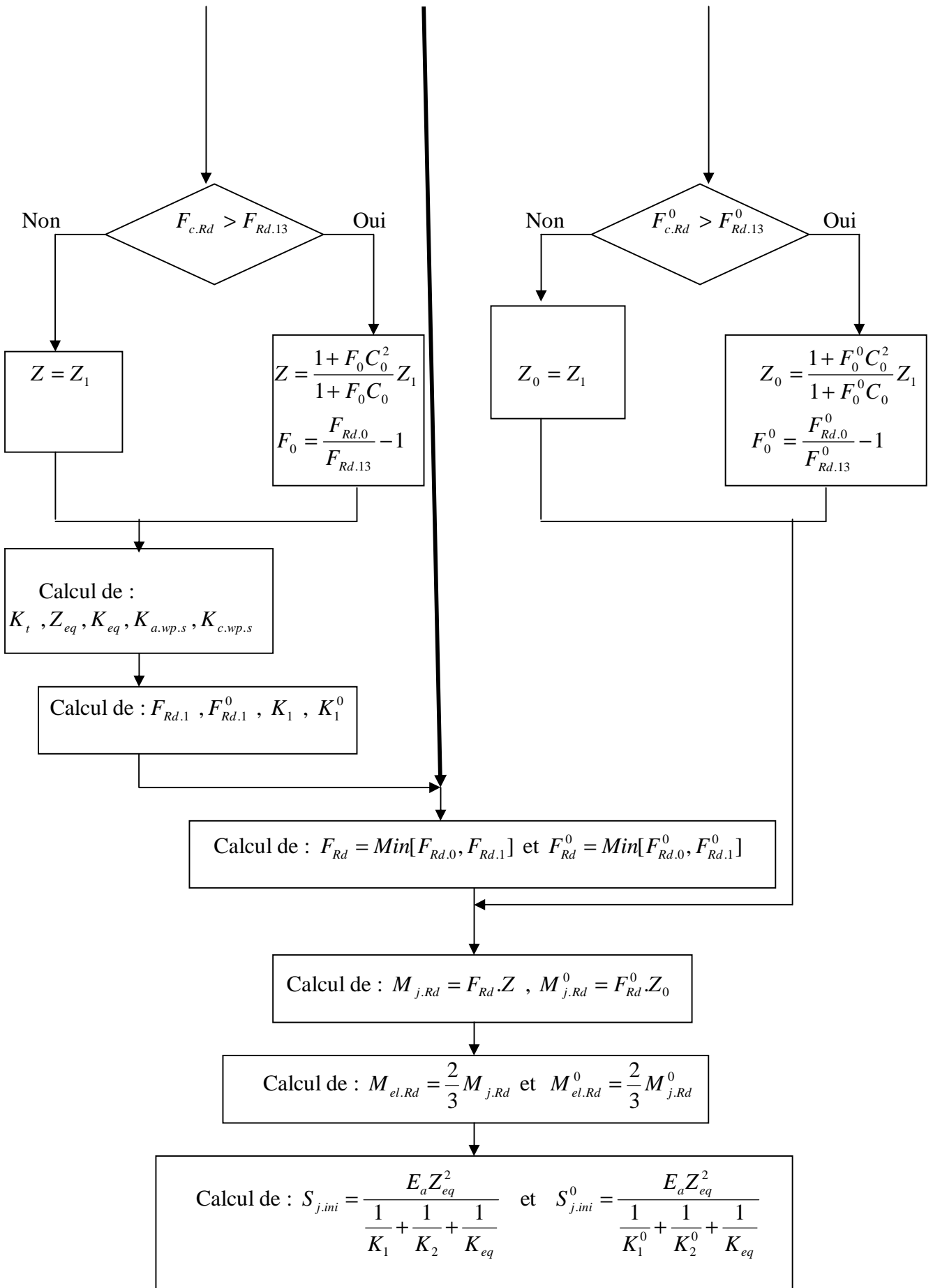


Figure 4-8 : Organigramme du calcul du moment résistant et de la rigidité d'un assemblage avec platine d'extrémité limitée

C. Assemblage mixte avec platine d'extrémité non débordante





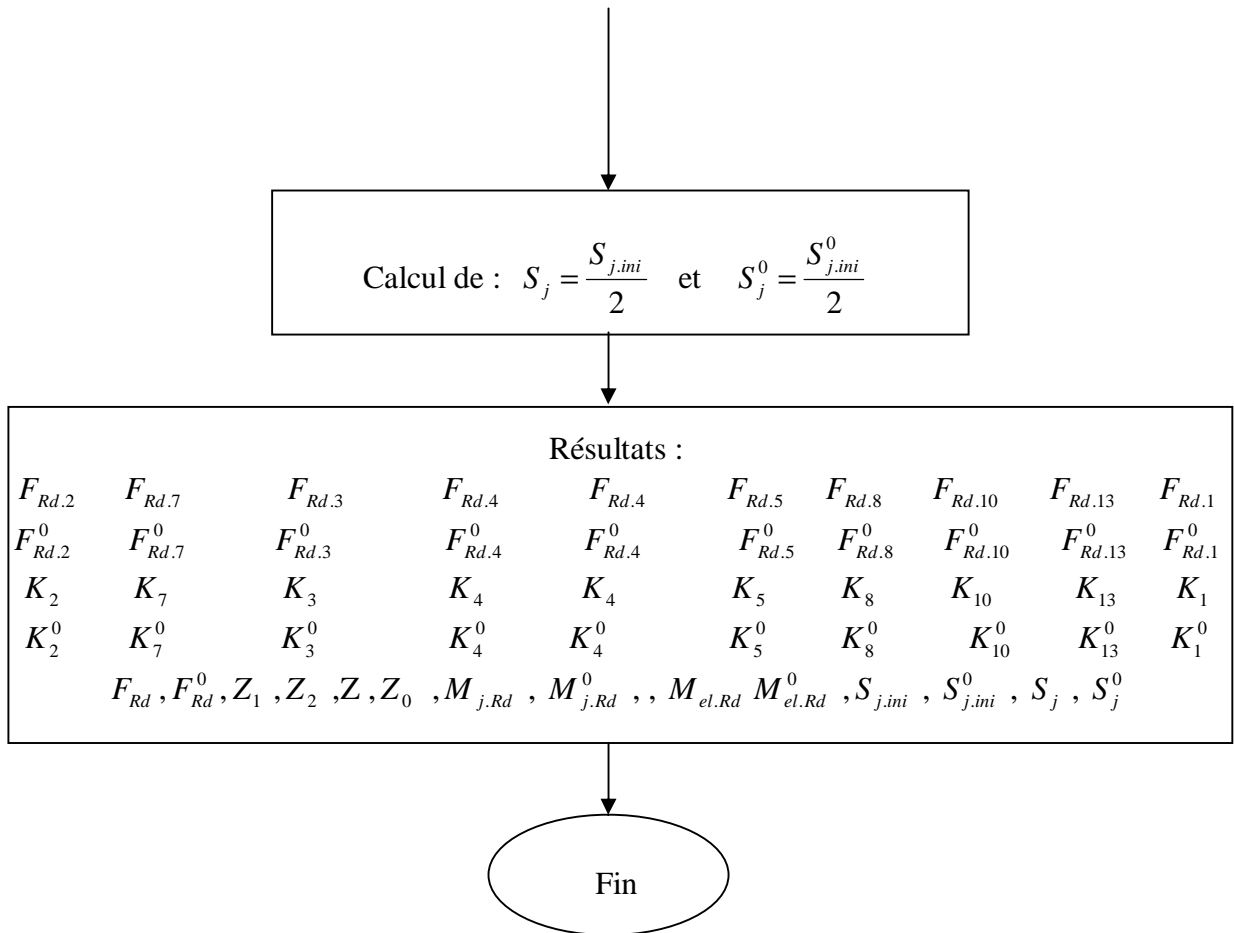


Figure4-9 : Organigramme de calcul du moment résistant et de la rigidité pour un assemblage avec platine d'extrémité non débordante

-L'exécution du logiciel de calcul numérique pour calculer le moment résistant, la rigidité initiale et la capacité des assemblages mixtes avec platine d'extrémité ou avec plaque de contact nécessitent l'introduction des données et des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments assemblés. On à regrouper les données nécessaires pour l'exécution du logiciel dans les tableaux suivants :

- Le tableau 4-1 : regroupe les assemblages mixtes (AMX i avec i = 1 à 19) étudiés.

N° D'ASSEMBLAGE	PROFILE DU POTEAU	PROFILE DE LA POUTRE
AMX1	HEB100	IPE220
AMX2	HEB120	IPE220
AMX3	HEB140	IPE220
AMX4	HEB160	IPE220
AMX5	HEB180	IPE220
AMX6	HEB220	IPE220
AMX7	HEB260	IPE220
AMX8	HEB300	IPE220
AMX9	HEB140	IPE120
AMX10	HEB140	IPE160
AMX11	HEB140	IPE180
AMX12	HEB140	IPE200
AMX13	HEB140	IPE240
AMX14	HEB140	IPE300
AMX15	HEB140	IPE330
AMX16	HEB140	IPE360
AMX17	HEB140	IPE400
AMX18	HEB360	IPE220
AMX19	HEB330	IPE220

Tableau 4-1: Tableau des assemblages mixtes étudiés.

- Les tableaux 4-2 et 4-3 regroupent respectivement les données et les caractéristiques géométriques pour les différents profilés utilisés pour les poutres (IPE) et les poteau (HEB) avec des nuances d'acier les plus courantes : S235, S275 et S355.

profilé	h _b	b _b	t _{wb}	t _{fb}	r _b	Ab	W _{plyb}	d _{wb}	I _{wb}	W _{ely}	P _p	e _{pl}	e _p	E _a
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	mm	cm ⁴	cm ³	mm	mm	mm	N/mm ²
IPE120	120	64	4.4	6.3	9	13.21	60.73	93.4	317.75	52.96	60	30	30	210000
IPE160	160	82	5	7.4	9	20.09	123.86	127.2146	869.29	108.66	90	35	30	210000
IPE180	180	91	5.3	8	12	23.95	166.41	146	1316.96	146.33	110	35	30	210000
IPE200	200	100	5.6	8.5	15	28.48	220.64	159	1943.17	194.3	120	40	40	210000
IPE220	220	110	5.9	9.2	15	33.37	285.406	171.6	2772	213.5	120	50	30	210000
IPE240	240	120	6.2	9.8	15	39.12	366.64	190.4	3891.62	324.3	140	50	50	210000
IPE300	300	150	7.1	10.7	18	53.8	628.4	248.6	8356.1	557.1	200	50	50	210000
IPE330	330	160	7.5	11.5	18	62.6	804.3	271.0	11766.9	713.1	230	50	50	210000
IPE360	360	170	8	12.7	21	72.7	1019.1	298.6	16265.6	903.6	260	50	50	210000
IPE400	400	180	8.6	13.5	21	84.5	1307.1	331	23128.4	1156.4	300	50	50	210000

Tableau 4-2: Tableau des données de la poutre

profilé	h _c	b _c	t _{wc}	t _{fc}	r _c	Ac	W _{plyc}	W	E _a
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	mm	N/mm ²
HEB100	100	100	6	10	12	26.04	104.2	40	210000
HEB120	120	120	6.5	11	12	34.01	165.21	60	210000
HEB140	140	140	7	12	12	43.00	245.400	80	210000
HEB160	160	160	8	13	15	54.25	353.97	100	210000
HEB180	180	180	8.5	14	15	65.30	481.400	120	210000
HEB220	220	220	9.5	16	18	91.04	827.050	160	210000
HEB260	260	260	10	17.5	24	118.44	1282.910	200	210000
HEB300	300	300	11	19	27	119.08	1868.670	240	210000

Tableau 4-3: Tableau des données du poteau

- Pour la platine d'extrémité et dans le cas générale (c'est-à-dire dans le cas où l'épaisseur de la platine est fixe) on prend $f_{yp}=235 \text{ N/mm}^2$ et $t_p=15\text{mm}$. Le tableau 4-4 présente les données nécessaires pour la platine d'extrémité (utilisées dans notre étude).

f_{yp}	P	a_w	a_f	t_p	e_p
N/mm^2	mm	mm	mm	mm	mm
235	50	3	5	15	30

Tableau 4-4: Tableau des données de la platine.

Dans le cas de l'étude de l'influence de l'épaisseur de la platine t_p , celle-ci variera de 8mm jusqu'à 30mm.

- Pour les boulons on à utiliser des boulons HR M16 classe 8.8. Le tableau 4-5 regroupe leurs caractéristiques mécaniques et géométriques.

f_{ub}	A_{sb}	H_h	H_n	d_w
N/mm^2		mm	mm	mm
800	157	13	10	26.75

Tableau 4-5: Tableau des données des boulons.

- Dans le tableau 4-6 sont regroupés les données relatives à la dalle.

μ	f_{ck}	f_{sk}	$E_{cm,c}$	E_s	K_{sc}	e_s
%	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm	mm
variable	20	400 460 500	29000	210000	100000	100

Tableau 4-6: Tableau des données de la dalle en béton.

- Dans le cas général on prend f_{sk} égale à 460 N/mm^2 et μ égal à 0.7%.
 μ : est le pourcentage d'armatures longitudinales de la dalle en béton.
- L'exécution du logiciel de calcul numérique du moment résistant et de la rigidité initiale des assemblages mixtes boulonnés par platine d'extrémité ou par plaque de contact selon l'EC-3 et l'EC-4 a été effectuée tout en étudiant l'influence des paramètres cités précédemment.
- Dans le logiciel l'exposant « ° » signifie que ces résultats sont pour le cas des poteaux non enrobés avec du béton.

IV-3 RESULTATS DE L'ETUDE PARAMETRIQUE

IV-3-1 CAS D'ASSEMBLAGE MIXTE AVEC PLAQUE DE CONTACT

* LE MOMENT RESISTANT DE CALCUL

A. l'influence du pourcentage des armatures longitudinales (μ) de la dalle en béton

Pour $f_{sk} = 500\text{N/mm}^2$

AMXi	poutre	poteau	μ	Frd,13	F°rd,13	Frd,2	F°rd,2	Frd,7	F°rd,7	Frd,1	F°rd,1	Frd	Z	Mj,rd	Me,rd	F°rd	M°j,rd	M°e,rd
//////	IPE	HEB	//////	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	mm	KN,m	KN,m	KN	KN,m	KN,m
AMX3	220	140	0.0045	81,391	81,391	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	81,391	305,4	24,8568	16,5712	81,391	24,8568	16,57121
AMX3	220	140	0.00467	84,383	84,383	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	84,383	305,4	25,7706	17,1804	84,383	25,7706	17,18038
AMX3	220	140	0.00476	86,061	86,061	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	86,061	305,4	26,283	17,522	86,061	26,283	17,52202
AMX3	220	140	0.00487	88,03	88,03	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	88,03	305,4	26,8844	17,9229	88,03	26,8844	17,92291
AMX3	220	140	0.00512	92,657	92,657	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	92,657	305,4	28,2974	18,865	92,657	28,2974	18,86497
AMX3	220	140	0.00548	99,043	99,043	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	99,043	305,4	30,2477	20,1652	99,043	30,2477	20,16515
AMX3	220	140	0.00569	102,865	102,865	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	102,865	305,4	31,415	20,9433	102,865	31,415	20,94331
AMX3	220	140	0.00593	107,257	107,257	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	107,257	305,4	32,7563	21,8375	107,257	32,7563	21,83753
AMX3	220	140	0.00621	112,387	112,387	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	112,387	305,4	34,323	22,882	112,387	34,323	22,88199

Tableau (a)

Pour $f_{sk} = 460\text{N/mm}^2$

AMXi	poutre	poteau	μ	Frd,13	F°rd,13	Frd,2	F°rd,2	Frd,7	F°rd,7	Frd,1	F°rd,1	Frd	Z	Mj,rd	Me,rd	F°rd	M°j,rd	M°e,rd
//////	IPE	HEB	//////	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	mm	KN,m	KN,m	KN	KN,m	KN,m
AMX3	220	140	0.0045	74,88	74,88	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	74,88	305,4	22,8684	15,2456	74,88	22,8684	15,24557
AMX3	220	140	0.00467	77,632	77,632	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	77,632	305,4	23,7088	15,8059	77,632	23,7088	15,80588
AMX3	220	140	0.00476	79,176	79,176	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	79,176	305,4	24,1804	16,1202	79,176	24,1804	16,12023
AMX3	220	140	0.00487	80,988	80,988	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	80,988	305,4	24,7337	16,4892	80,988	24,7337	16,48916
AMX3	220	140	0.00512	85,277	85,277	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	85,277	305,4	26,0436	17,3624	85,277	26,0436	17,3624
AMX3	220	140	0.00548	91,12	91,12	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	91,12	305,4	27,828	18,552	91,12	27,828	18,55203
AMX3	220	140	0.00569	94,636	94,636	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	94,636	305,4	28,9018	19,2679	94,636	28,9018	19,26789
AMX3	220	140	0.00593	98,676	98,676	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	98,676	305,4	30,1357	20,0904	98,676	30,1357	20,09043
AMX3	220	140	0.00621	103,396	103,396	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	103,396	305,4	31,5771	21,0514	103,396	31,5771	21,05143

Tableau (b)

Pour $f_{sk} = 400\text{N/mm}^2$

AMXi	poutre	poteau	μ	Frd,13	F°rd,13	Frd,2	F°rd,2	Frd,7	F°rd,7	Frd,1	F°rd,1	Frd	Z	Mj,rd	Me,rd	F°rd	M°j,rd	M°e,rd
	IPE	HEB	////	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	mm	KN,m	KN,m	KN	KN,m	KN,m
AMX3	220	140	0.0045	65.113	65.113	396.4308	158.659	289.246	289.246	174.294	145.1994	65.113	305.4	19.8855	13.257	65.113	19.8855	13.25701
AMX3	220	140	0.00467	67.506	67.506	396.4308	158.659	289.246	289.246	174.294	145.1994	67.506	305.4	20.6163	13.7442	67.506	20.6163	13.74422
AMX3	220	140	0.00476	68.848	68.848	396.4308	158.659	289.246	289.246	174.294	145.1994	68.848	305.4	21.0262	14.0175	68.848	21.0262	14.01745
AMX3	220	140	0.00487	70.424	70.424	396.4308	158.659	289.246	289.246	174.294	145.1994	70.424	305.4	21.5075	14.3383	70.424	21.5075	14.33833
AMX3	220	140	0.00512	74.125	74.125	396.4308	158.659	289.246	289.246	174.294	145.1994	74.125	305.4	22.6378	15.0919	74.125	22.6378	15.09185
AMX3	220	140	0.00548	79.234	79.234	396.4308	158.659	289.246	289.246	174.294	145.1994	79.234	305.4	24.1981	16.132	79.234	24.1981	16.13204
AMX3	220	140	0.00569	82.292	82.292	396.4308	158.659	289.246	289.246	174.294	145.1994	82.292	305.4	25.132	16.7547	82.292	25.132	16.75465
AMX3	220	140	0.00593	85.805	85.805	396.4308	158.659	289.246	289.246	174.294	145.1994	85.805	305.4	26.2048	17.4699	85.805	26.2048	17.4699
AMX3	220	140	0.00621	89.909	89.909	396.4308	158.659	289.246	289.246	174.294	145.1994	89.909	305.4	27.4582	18.3055	89.909	27.4582	18.30547

Tableau (c)

TABLEAUX 4-7 : VARIATION DE $M_{J,Rd}$ EN FONCTION DE μ
 POUR LES DIFFÈRENTS VALEURS DE f_{sk} [22]

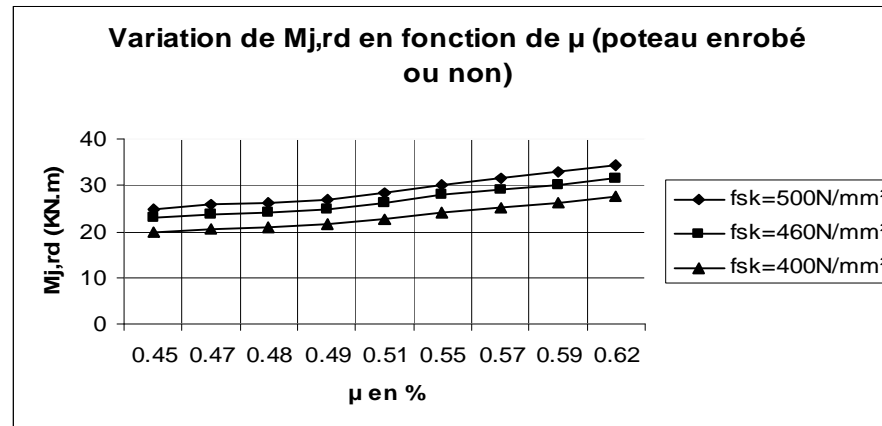


FIGURE 4-10 : VARIATION DE $M_{J,Rd}$ EN FONCTION DE μ
 POUR LES DIFFÈRENTS VALEURS DE f_{sk} [22]

B. l'influence de la hauteur du profilé métallique de la poutre:

- Pour $f_{sk} = 500\text{N/mm}^2$

AMXi	poutre	poteau	AS	Frd,13	F°rd,13	Frd,2	F°rd,2	Frd,7	F°rd,7	Frd,1	F°rd,1	Frd	Z	Mj,rd	Me,rd	F°rd	M°j,rd	M°e,rd
	IPE	HEB	mm²	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	mm	KN,m	KN,m	KN	KN,m	KN,m
AMX3	220	140	340	147,826	147,826	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	147,826	305,4	45,1461	30,0974	145,199	44,3439	29,5626
AMX9	120	140	340	147,826	147,826	385,43	156,714	117,095	117,095	182,542	145,1994	117,095	206,9	24,227	16,1513	117,095	24,227	16,1513
AMX10	160	140	340	147,826	147,826	385,2	157,458	275,527	275,527	178,979	145,1994	147,826	246,3	36,4095	24,273	145,199	35,7626	23,84174
AMX11	180	140	340	147,826	147,826	383,46	157,861	208,132	208,132	177,248	145,1994	147,826	266	39,3217	26,2145	145,199	38,623	25,74869
AMX12	200	140	340	147,826	147,826	391,78	159,056	247,003	247,003	175,698	145,1994	147,826	285,8	42,2487	28,1658	145,199	41,498	27,66533
AMX13	240	140	340	147,826	147,826	393,72	159,187	339,337	339,337	172,921	145,1994	147,826	325,1	48,0582	32,0388	145,199	47,2043	31,46955
AMX14	300	140	340	147,826	147,826	398,754	159,187	461,654	461,654	169,386	145,1994	147,826	384,7	56,8687	37,9124	145,199	55,8582	37,23881
AMX15	330	140	340	147,826	147,826	399,528	159,187	535,622	535,622	167,948	145,1994	147,826	414,3	61,2443	40,8295	145,199	60,1561	40,10407
AMX16	360	140	340	147,826	147,826	399,528	159,187	620,568	620,568	166,615	145,1994	147,826	443,7	65,5904	43,7269	145,199	64,425	42,94998
AMX17	400	140	340	147,826	147,826	399,528	159,187	714,49	714,49	165,082	145,1994	147,826	483,3	71,4443	47,6295	145,199	70,1749	46,78325

Tableau (a)

- Pour $f_{sk} = 460\text{N/mm}^2$

AMXi	poutre	poteau	AS	Frd,13	F°rd,13	Frd,2	F°rd,2	Frd,7	F°rd,7	Frd,1	F°rd,1	Frd	Z	Mj,rd	Me,rd	F°rd	M°j,rd	M°e,rd
	IPE	HEB	mm²	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	mm	KN,m	KN,m	KN	KN,m	KN,m
AMX3	220	140	340	136	136	396,4308	158,659	289,246	289,246	174,294	145,1994	136	305,4	41,5344	27,6896	136	41,5344	27,6896
AMX9	120	140	340	136	136	385,43	156,714	117,095	117,095	182,542	145,1994	117,095	206,9	24,227	16,1513	117,095	24,227	16,1513
AMX10	160	140	340	136	136	385,2	157,458	275,527	275,527	178,979	145,1994	136	246,3	33,4968	22,3312	136	33,4968	22,3312
AMX11	180	140	340	136	136	383,46	157,861	208,132	208,132	177,248	145,1994	136	266	36,176	24,1173	136	36,176	24,11733
AMX12	200	140	340	136	136	391,78	159,056	247,003	247,003	175,698	145,1994	136	285,8	38,8688	25,9125	136	38,8688	25,91253
AMX13	240	140	340	136	136	393,72	159,187	339,337	339,337	172,921	145,1994	136	325,1	44,2136	29,4757	136	44,2136	29,47573
AMX14	300	140	340	136	136	398,754	159,187	461,654	461,654	169,386	145,1994	136	384,7	52,3192	34,8795	136	52,3192	34,87947
AMX15	330	140	340	136	136	399,528	159,187	535,622	535,622	167,948	145,1994	136	414,3	56,3448	37,5632	136	56,3448	37,5632
AMX16	360	140	340	136	136	399,528	159,187	620,568	620,568	166,615	145,1994	136	443,7	60,3432	40,2288	136	60,3432	40,2288
AMX17	400	140	340	136	136	399,528	159,187	714,49	714,49	165,082	145,1994	136	483,3	65,7288	43,8192	136	65,7288	43,8192

Tableau (b)

• Pour $f_{sk} = 400\text{N/mm}^2$

AMXi	poutre	poteau	AS	Frd,13	F°rd,13	Frd,2	F°rd,2	Frd,7	F°rd,7	Frd,1	F°rd,1	Frd	Z	Mj,rd	Me,rd	F°rd	M°j,rd	M°e,rd
	IPE	HEB	mm ²	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	mm	KN,m	KN,m	KN	KN,m	KN,m
AMX3	220	140	340	118.261	118.261	396.4308	158.659	289.246	289.246	174.294	145.1994	118.261	305.4	36.1169	24.0779	118.261	36.1169	24.07794
AMX9	120	140	340	118.261	118.261	385.43	156.714	117.095	117.095	182.542	145.1994	117.095	206.9	24.227	16.1513	117.095	24.227	16.1513
AMX10	160	140	340	118.261	118.261	385.2	157.458	275.527	275.527	178.979	145.1994	118.261	246.3	29.1277	19.4185	118.261	29.1277	19.41846
AMX11	180	140	340	118.261	118.261	383.46	157.861	208.132	208.132	177.248	145.1994	118.261	266	31.4574	20.9716	118.261	31.4574	20.97162
AMX12	200	140	340	118.261	118.261	391.78	159.056	247.003	247.003	175.698	145.1994	118.261	285.8	33.799	22.5327	118.261	33.799	22.53266
AMX13	240	140	340	118.261	118.261	393.72	159.187	339.337	339.337	172.921	145.1994	118.261	325.1	38.4467	25.6311	118.261	38.4467	25.6311
AMX14	300	140	340	118.261	118.261	398.754	159.187	461.654	461.654	169.386	145.1994	118.261	384.7	45.495	30.33	118.261	45.495	30.33
AMX15	330	140	340	118.261	118.261	399.528	159.187	535.622	535.622	167.948	145.1994	118.261	414.3	48.9955	32.6637	118.261	48.9955	32.66369
AMX16	360	140	340	118.261	118.261	399.528	159.187	620.568	620.568	166.615	145.1994	118.261	443.7	52.4724	34.9816	118.261	52.4724	34.9816
AMX17	400	140	340	118.261	118.261	399.528	159.187	714.49	714.49	165.082	145.1994	118.261	483.3	57.1555	38.1037	118.261	57.1555	38.10369

Tableau (c)

TABLEAUX 4-8 : VARIATION DE $M_{J,Rd}$ EN FONCTION DE hb
 POUR LES DIFFÉRENTS VALEURS DE f_{sk} [22]

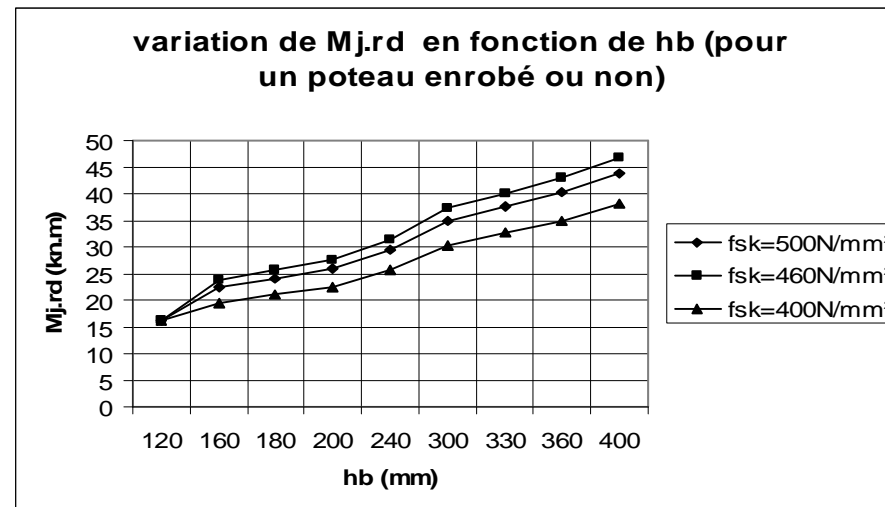


FIGURE 4-11 : VARIATION DE $M_{J,Rd}$ EN FONCTION DE hb
 POUR LES DIFFÉRENTS VALEURS DE f_{sk}

*L'augmentation du pourcentage des armatures longitudinales dans la dalle en béton (ou augmentation de la section des armatures A_s) donne une valeur importante (environ 1.0199 jusqu'au 1.0689 fois) du moment résistant par rapport à la valeur précédente. On passant de $\mu=0.0045$ à $\mu=0.00621$, l'augmentation du moment résistant pouvant atteindre 38%. Ce résultat nous permet de prendre en compte la section des armatures longitudinales pour obtenir des assemblages caractérisés par un moment résistant important. [22]

* La figure (4-10) montre la variation de $M_{J.Rd}$ en fonction de μ dans les différents cas de la nuance d'acier des armatures longitudinales de la dalle en béton.

*Aussi les tableaux [4-7 (a, b, c)] montrent avec une très grande clarté que la résistance de l'assemblage est généralement celle des armatures longitudinales de la dalle en béton, puisque cette dernière résistance ($F_{Rd.13}$) représente toujours la valeur minimale par rapport aux autres résistances des composantes ($F_{Rd.1}$, $F_{Rd.2}$, $F_{Rd.7}$), donc l'armature étant l'élément le plus faible du nœuds et la ruine de l'assemblage aura lieu par rupture de l'armature dans le cas de connexion complète des poutres et probablement par ruine de connexion de la poutre quand celle-ci est partielle. . [22]

*L'enrobage des poteau avec du béton n'a pas d'influence sur le moment résistant de l'assemblage mais il augmente la résistance des composantes (2) et (1).

*L'augmentation du bras de levier (Z) par l'augmentation de la hauteur du profilé métallique de la poutre (même quantité d'augmentation pour le cas de la variation de A_s), donne une valeur importante (environ 1.071 jusqu'au 1.1904 fois) du moment résistant par rapport à la valeur précédente. Si le prix d'une unité de la section des armatures longitudinales et ce de la section du profilé est le même (même nuance d'acier), il est claire que la meilleur solution est d'augmenter le bras de levier car il donne une augmentation importante du moment résistant de calcul de l'assemblage ($M_{J.Rd}$). Ce résultat nous permet de prendre en compte la section du profilé métallique de la poutre pour obtenir des assemblages caractérisés par un moment résistant important ($M_{J.Rd}$).

*Le changement de la nuance d'acier des armatures longitudinales (S400, S460, S500) augmente considérablement le moment résistant de calcul.

C. l'influence de la hauteur du profilé métallique du poteau pour $\mu=0.59\%$ ($A_s=246.69\text{mm}^2$)

• Pour $f_{sk} = 500\text{N/mm}^2$

AMXi	poutre	poteau	As	Frd,13	F°rd,13	Frd,2	F°rd,2	Frd,7	F°rd,7	Frd,1	F°rd,1	Frd	Z	Mj,rd	Me,rd	F°rd	M°j,rd	M°e,rd
	IPE	HEB	mm ²	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	mm	KN,m	KN,m	KN	KN,m	KN,m
AMX1	220	100	246,69	107,257	107,257	281,869	118,416	289,246	289,246	110,814	100,351	107,257	305,4	32,7563	21,8375	100,351	30,6472	20,43146
AMX2	220	120	246,69	107,257	107,257	336,873	138,003	289,246	289,246	140,032	121,166	107,257	305,4	32,7563	21,8375	107,257	32,7563	21,83753
AMX3	220	140	246,69	107,257	107,257	396,43	158,689	289,246	289,246	174,265	145,199	107,257	305,4	32,7563	21,8375	107,257	32,7563	21,83753
AMX4	220	160	246,69	107,257	107,257	500,828	209,825	289,246	289,246	237,798	195,264	107,257	305,4	32,7563	21,8375	107,257	32,7563	21,83753
AMX5	220	180	246,69	107,257	107,257	571,584	234,398	289,246	289,246	283,7	224,681	107,257	305,4	32,7563	21,8375	107,257	32,7563	21,83753
AMX6	220	220	246,69	107,257	107,257	757,199	309,551	289,246	289,246	410,206	309,936	107,257	305,4	32,7563	21,8375	107,257	32,7563	21,83753
AMX7	220	260	246,69	107,257	107,257	961,067	399,071	289,246	289,246	569,74	417,281	107,257	305,4	32,7563	21,8375	107,257	32,7563	21,83753
AMX8	220	300	246,69	107,257	107,257	1175,485	488,997	289,246	289,246	738,792	526,514	107,257	305,4	32,7563	21,8375	107,257	32,7563	21,83753
AMX18	220	360	246,69	107,257	107,257	1530,166	603,345	289,246	289,246	983,204	672,712	107,257	305,4	32,7563	21,8375	107,257	32,7563	21,83753

Tableau (a)

• Pour $f_{sk} = 460\text{N/mm}^2$

AMXi	poutre	poteau	As	Frd,13	F°rd,13	Frd,2	F°rd,2	Frd,7	F°rd,7	Frd,1	F°rd,1	Frd	Z	Mj,rd	Me,rd	F°rd	M°j,rd	M°e,rd
	IPE	HEB	mm ²	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	mm	KN,m	KN,m	KN	KN,m	KN,m
AMX1	220	100	246,69	98,676	98,676	281,869	118,416	289,246	289,246	110,814	100,351	98,676	305,4	30,1357	20,0904	98,676	30,1357	20,09043
AMX2	220	120	246,69	98,676	98,676	336,873	138,003	289,246	289,246	140,032	121,166	98,676	305,4	30,1357	20,0904	98,676	30,1357	20,09043
AMX3	220	140	246,69	98,676	98,676	396,43	158,689	289,246	289,246	174,265	145,199	98,676	305,4	30,1357	20,0904	98,676	30,1357	20,09043
AMX4	220	160	246,69	98,676	98,676	500,828	209,825	289,246	289,246	237,798	195,264	98,676	305,4	30,1357	20,0904	98,676	30,1357	20,09043
AMX5	220	180	246,69	98,676	98,676	571,584	234,398	289,246	289,246	283,7	224,681	98,676	305,4	30,1357	20,0904	98,676	30,1357	20,09043
AMX6	220	220	246,69	98,676	98,676	757,199	309,551	289,246	289,246	410,206	309,936	98,676	305,4	30,1357	20,0904	98,676	30,1357	20,09043
AMX7	220	260	246,69	98,676	98,676	961,067	399,071	289,246	289,246	569,74	417,281	98,676	305,4	30,1357	20,0904	98,676	30,1357	20,09043
AMX8	220	300	246,69	98,676	98,676	1175,485	488,997	289,246	289,246	738,792	526,514	98,676	305,4	30,1357	20,0904	98,676	30,1357	20,09043
AMX18	220	360	246,69	98,676	98,676	1530,166	603,345	289,246	289,246	983,204	672,712	98,676	305,4	30,1357	20,0904	98,676	30,1357	20,09043

Tableau (b)

- Pour $f_{sk} = 400\text{N/mm}^2$

AMXi	poutre	poteau	As	Frd,13	F°rd,13	Frd,2	F°rd,2	Frd,7	F°rd,7	Frd,1	F°rd,1	Frd	Z	Mj,rd	Me,rd	F°rd	M°j,rd	M°e,rd
	IPE	HEB	mm ²	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	mm	KN,m	KN,m	KN	KN,m	KN,m
AMX1	220	100	246.69	90.095	90.095	281.869	118.416	289.246	289.246	110.814	100.351	90.095	305.4	27.515	18.3433	90.095	27.515	18.34334
AMX2	220	120	246.69	90.095	90.095	336.873	138.003	289.246	289.246	140.032	121.166	90.095	305.4	27.515	18.3433	90.095	27.515	18.34334
AMX3	220	140	246.69	90.095	90.095	396.43	158.689	289.246	289.246	174.265	145.199	90.095	305.4	27.515	18.3433	90.095	27.515	18.34334
AMX4	220	160	246.69	90.095	90.095	500.828	209.825	289.246	289.246	237.798	195.264	90.095	305.4	27.515	18.3433	90.095	27.515	18.34334
AMX5	220	180	246.69	90.095	90.095	571.584	234.398	289.246	289.246	283.7	224.681	90.095	305.4	27.515	18.3433	90.095	27.515	18.34334
AMX6	220	220	246.69	90.095	90.095	757.199	309.551	289.246	289.246	410.206	309.936	90.095	305.4	27.515	18.3433	90.095	27.515	18.34334
AMX7	220	260	246.69	90.095	90.095	961.067	399.071	289.246	289.246	569.74	417.281	90.095	305.4	27.515	18.3433	90.095	27.515	18.34334
AMX8	220	300	246.69	90.095	90.095	1175.485	488.997	289.246	289.246	738.792	526.514	90.095	305.4	27.515	18.3433	90.095	27.515	18.34334
AMX18	220	360	246.69	90.095	90.095	1530.166	603.345	289.246	289.246	983.204	672.712	90.095	305.4	27.515	18.3433	90.095	27.515	18.34334

Tableau (c)

**TABLEAUX 4-9 : VARIATION DE $M_{J,Rd}$ EN FONCTION DE LA HAUTEUR DU POTEAU (h_c)
POUR $\mu=0.59\%$ ($A_s=246.69\text{mm}^2$)**

*On constate aussi à partir des tableaux [4-9 (a , b , c)] que le changement ou la variation du profilé du poteau n'a pas d'influence sur la résistance du calcul de l'assemblage ($F_{j,Rd}$) tant que la résistance minimale des composantes est celle des armatures longitudinales ($F_{Rd,13}$). Cette dernière ($F_{Rd,13}$) est indépendante aux caractéristiques géométriques et mécaniques de la section du poteau ($F_{Rd,13} = \frac{A_s f_{sk}}{g_{M0}}$)

AMXi	poutre	poteau	bcp	bc	bb	hcp	tfb	fycp	fyfb	Frd,14	F°rd,14
	IPE	HEB	mm	mm	mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	KN	KN
AMX3	220	140	110	140		20	5,9	235	460	470	470
AMX3	220	140	110	140		20	5,9	275	460	550	550
AMX3	220	140	110	140		20	5,9	355	460	710	710
AMX3	220	140	110	140		20	5,9	460	460	920	920

TABLEAU 4-10 : VARIATION DE $F_{rd,14}$ EN FONCTION DE $f_{y,cp}$

*On constate à partir du tableau 4-10 que même si l'une des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} -b_{cp} \geq \min(b_c ; b_b) \\ \text{Et} \\ -h_{cp} \geq t_{fb} \\ \text{Et} \\ -f_{ycp} \geq f_{yfb} \end{array} \right.$$

*N'est pas vérifiée, on aura, généralement, la résistance de la plaque de contact en compression ($F_{rd,14}$) supérieure à la résistance des armatures longitudinales de la dalle en béton en traction, d'où il reste toujours valable que la résistance de calcul de l'assemblage ($F_{j,Rd}$) est généralement celle des armatures longitudinales de la dalle en béton en traction ($F_{Rd,13}$).

*L'enrobage du poteau avec du béton a une grande influence sur la résistance de panneau du poteau en cisaillement et sur la résistance de l'âme du poteau en compression, donc si on a un problème de résistance (résistance insuffisante) au niveau de ces deux composantes (2 ,7), il suffit d'enrober le poteau avec du béton au lieu par exemple d'augmenter la section du poteau (changement de profilé), ainsi que l'enrobage avec du béton augmente en parallèle la résistance vis-à-vis au phénomène d'instabilité (flambement pour les poteau et déversement pour les poutre) .

***LA RIGIDITE INITIALE**

A. l'influence du pourcentage des armatures longitudinales (μ) de la dalle en béton

AMXi	Ea	Z	K°1	k1	K°2	K2	K13	K°13	S°j.ini	Sj.ini	S°j	Sj	μ
	N/mm²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	////
AMX3	210000	305	1,415	1,947	2,118	3,325	0,284	0,284	4156,45026	4505,9	2770,967	3003,93	0.0045
AMX3	210000	305	1,415	1,947	2,118	3,325	0,293	0,293	4254,35273	4621,2	2836,235	3080,78	0.00467
AMX3	210000	305	1,415	1,947	2,118	3,325	0,299	0,299	4318,7677	4697,3	2879,178	3131,52	0.00476
AMX3	210000	305	1,415	1,947	2,118	3,325	0,305	0,305	4382,51242	4772,8	2921,675	3181,86	0.00487
AMX3	210000	305	1,415	1,947	2,118	3,325	0,32	0,32	4539,00968	4959	3026,006	3305,99	0.00512
AMX3	210000	305	1,415	1,947	2,118	3,325	0,34	0,34	4741,52665	5201,7	3161,018	3467,81	0.00548
AMX3	210000	305	1,415	1,947	2,118	3,325	0,352	0,352	4859,79732	5344,4	3239,865	3562,94	0.00569
AMX3	210000	305	1,415	1,947	2,118	3,325	0,366	0,366	4994,8253	5508,2	3329,884	3672,11	0.00593
AMX3	210000	305	1,415	1,947	2,118	3,325	0,382	0,382	5145,38	5691,8	3430,253	3794,55	0.00621
AMX3	210000	305	1,415	1,947	2,118	3,325	0,401	0,401	5319,15488	5905,2	3546,103	3936,82	0.00656
AMX3	210000	305	1,415	1,947	2,118	3,325	0,423	0,423	5513,87857	6146,2	3675,919	4097,46	0.00696

TABLEAU 4-11 : VARIATION DE S_{j,ini} ET S_j EN FONCTION DE μ

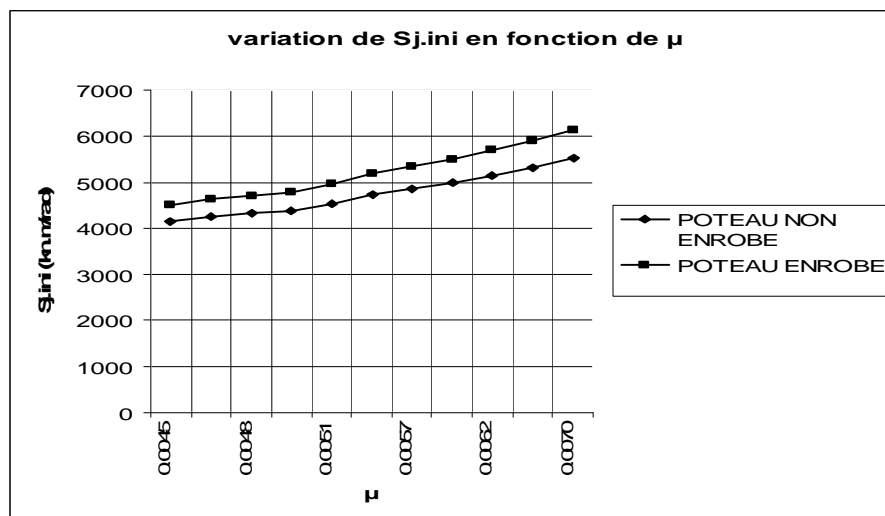


FIGURE 4-12 : VARIATION DE LA RIGIDITÉ EN FONCTION DE μ

*Le tableau (4-11) résume les résultats de calcul de la rigidité initiale et de la rigidité nominale pour un assemblage poutre (IPE220)-poteau (HEB140) avec plaque de contact pour une section des armatures longitudinales variant de 187.2 à 258.49 mm² (pour μ varié entre 0.45 et 0.621%) toute en restant entre les deux extrémités A_s^{min} et A_s^{max} (Pour μ_{min}=0.4% et μ_{max}=0.8391%). On constate que lorsque on varié le pourcentage μ des armatures longitudinales de la dalle en béton seule la rigidité des ces derniers (K₁₃) qui variée, telle que pour une augmentation de μ passant de 0.45% à 0.621% provoque une augmentation pouvant atteindre 26.32% de la rigidité initiale S_{j,ini}. [22]

*L'enrobage du poteau avec du béton provoque directement une amélioration importante de la rigidité initiale S_{j,ini} (environ 1.0841 jusqu'au 1.11 fois) contrairement au cas du moment résistant de calcul M_{j,rd} où on a constater que généralement l'enrobage du poteau avec béton n'améliore que les résistances F_{Rd,2} et F_{Rd,1}, mais il n'a pas d'influence sur la valeur du moment résistant M_{j,rd}, ce qui nous amène à déduire que la contribution du béton dans les assemblage mixtes avec plaque de contact à une influence positive et exclusive sur la rigidité de l'assemblage mixte. Donc l'assemblage mixte à la tendance de converge vers un assemblage rigide dans le cas d'enrobage du poteau avec de béton. Cette remarque qui consolide l'idée que le béton plus que son rôle d'un protecteur vis-à-vis du feu il jeu un rôle primordial dans la rigidité de l'assemblage et par conséquent dans la rigidité globale de la structure et remplace efficacement les raidisseurs, sans oublier son apport contre les phénomènes de l'instabilité (flambement, déversement, violement).

*Cette augmentation de la rigidité nous permet de construire avec des éléments de dimensions plus réduits, mais qui donne une rigidité importante avec automatiquement un coût moins élevé (solution économique).

B. l'influence de la hauteur du profilé métallique de la poutre

AMXi	E a	hb	K°1	k1	K°2	K2	K°13	K13	S ^j .ini	S _j .ini	S ^j	S _j
	N/mm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	KN. m	KN. m	KN. m	KN. m
AMX9	210000	120	2,086	2,871	2,074	3,228	0,538	0,538	3187,48141	3571,7853	2124,988	2381,19
AMX10	210000	160	1,752	2,411	2,09	3,265	0,52	0,52	4286,00083	4817,9994	2857,334	3212
AMX11	210000	180	1,622	2,233	2,1	3,285	0,512	0,512	4878,38112	5492,3268	3252,254	3661,55
AMX12	210000	200	1,51	2,078	2,107	3,301	0,496	0,496	5440,28021	6125,4678	3626,853	4083,65
AMX13	210000	240	1,327	1,827	2,127	3,345	0,486	0,486	6763,97838	7643,1037	4509,319	5095,4
AMX14	210000	300	1,123	1,546	2,13	3,351	0,472	0,472	8906,42609	10111,936	5937,617	6741,29
AMX15	210000	330	1,041	1,433	2,13	3,351	0,472	0,472	10157,2159	11571,913	6771,477	7714,61
AMX16	210000	360	0,972	1,388	2,13	3,351	0,467	0,467	11359,0595	13082,255	7572,706	8721,5
AMX17	210000	400	0,893	1,291	2,13	3,351	0,461	0,461	13050,8297	15129,057	8700,553	10086

TABLEAU 4-12 : LA VARIATION DE S_j.ini ET S_j EN FONCTION DE hb. [22]

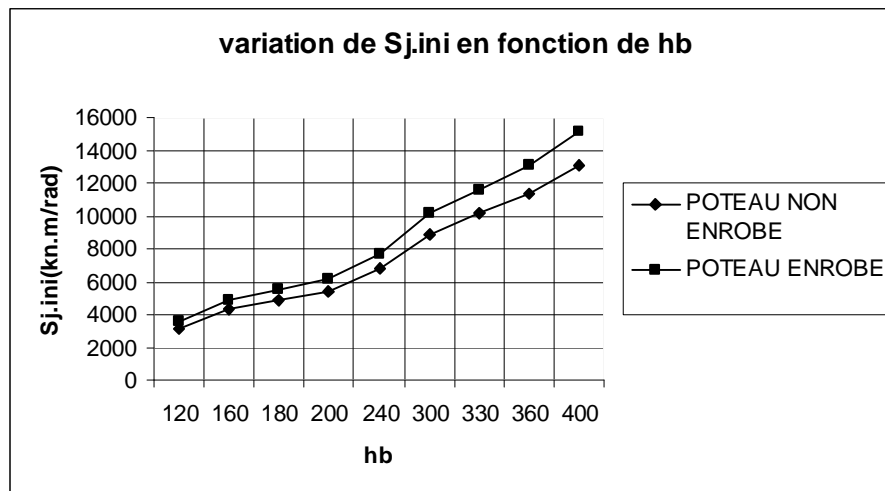


FIGURE 4-13 : LA VARIATION DE S_j.ini ET S_j EN FONCTION DE hb [22]

*L'influence de la hauteur du profilé de la poutre (ou du bras de levier) et de l'enrobage de la section métallique de poteau avec de béton sur la rigidité initiale est bien représentée par la figure (4-13). La variation de **hb** donne des écarts importants pouvant atteindre les 34.46%, ainsi que l'enrobage du poteau avec du béton donne une augmentation de la rigidité initiale peut atteindre les 15.17%. [22]

*Ainsi que cette figure (4-13) montre combien la hauteur de la poutre (bras de levier) est importante dans un assemblage. En effet, pour le même profilé (HEB140) du poteau avec des profilés de la poutre passant de (IPE120 à IPE400), les taux d'amélioration est de l'ordre de 32% (taux maximal). [22]

*La figure (4-13) a permis d'évaluer l'influence de la présence du béton dans la zone comprimée et cisailée du poteau d'un assemblage poutre-poteau avec plaque de contact. L'augmentation de la rigidité sous l'effet de la présence du béton dans le poteau continue à accroître progressivement avec l'accroissement de "hb", cette accroissement qui passe de 12.057% pour hb égal à 120 mm à 15.17% pour hb égal 400mm. Cette remarque est représentée par la figure (4-13) où les deux courbes (pour poteau enrobé avec du béton et non enrobé) s'écartent l'une par rapport à l'autre au fur et à mesure avec l'augmentation de 'hb'.

C. Classification des assemblages avec plaque de contact

Rappelons que :

Si on a $S_{j.ini} \geq 8 \frac{EI_b}{L_b} \Rightarrow$ Assemblage rigide

Si on a $0,5 \frac{EI_b}{L_b} < S_{j.ini} < 8 \frac{EI_b}{L_b} \Rightarrow$ Assemblage semi rigide

Si on a $S_{j.ini} \leq 0,5 \frac{EI_b}{L_b} \Rightarrow$ Assemblage articulé

Avec : EI_b : rigidité flexionnelle de section de poutre mixte non fissurée.

L_b : portée de la poutre (distance entre centres des poteaux).

L0	bi	beff	n	ha	Aa	tfb	Za	hc	h	X	Zn	la	lb
mm	mm	mm		mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ⁴	mm ⁴
8800	4000	1100	6	120	1321	6.3	56.85	130	250	46.04288502	203.957115	3178000	37730067.98
8800	4000	1100	6	160	2009	7.4	76.3	130	290	58.34988884	231.6501112	8693000	69318120.58
8800	4000	1100	6	180	2395	8	86	130	310	64.54543325	245.4545668	13170000	90497688.14
8800	4000	1100	6	200	2848	8.5	95.75	130	330	71.17910196	258.820898	19430000	117202631.3
8800	4000	1100	6	240	3912	9.8	115.1	130	370	85.12083891	284.8791611	38920000	189373407.3
8800	4000	1100	6	300	5380	10.7	144.65	130	430	103.3519705	326.6480295	83560000	329227941
8800	4000	1100	6	330	6260	11.5	159.25	130	460	113.178688	346.821312	117700000	426541568.1
8800	4000	1100	6	360	7270	12.7	173.65	130	490	123.6302177	366.3697823	162700000	548191073.2
8800	4000	1100	6	400	8450	13.5	193.25	130	530	136.026084	393.973916	231300000	725562041.5
8800	4000	1100	6	220	3337	9.2	105.4	130	350	77.90039636	272.0996036	27720000	149340528.9

TABLEAU 4-13 : TABLEAU DE CALCUL DE I_b DE LA POUTRE MIXTE.

AMXi	poteau	poutre	μ	Ea	Ib	Lb	8(Ea,Ib)/Lb	0,5(Ea,Ib)/Lb	S°j.ini	Sj.ini	classification	classification
	HEB	IPE	////	N/mm ²	mm ³	mm	kn.mm	kn.mm	kn.m	kn.m	non enrobé	enrobé
AMX3	140	220	0.0045	210000	149340528.9	4400	57020.9292	3563.80808	4156.45026	4505.892	semi-rigide	semi-rigide
AMX3	140	220	0.00467	210000	149340528.9	4400	57020.9292	3563.80808	4254.35273	4621.177	semi-rigide	semi-rigide
AMX3	140	220	0.00476	210000	149340528.9	4400	57020.9292	3563.80808	4318.767	4697.278	semi-rigide	semi-rigide
AMX3	140	220	0.00487	210000	149340528.9	4400	57020.9292	3563.80808	4382.512	4772.784	semi-rigide	semi-rigide
AMX3	140	220	0.00512	210000	149340528.9	4400	57020.9292	3563.80808	4539.009	4958.487	semi-rigide	semi-rigide
AMX3	140	220	0.00548	210000	149340528.9	4400	57020.9292	3563.80808	4741.526	5201.716	semi-rigide	semi-rigide
AMX3	140	220	0.00569	210000	149340528.9	4400	57020.9292	3563.80808	4859.797	5344.404	semi-rigide	semi-rigide
AMX3	140	220	0.00593	210000	149340528.9	4400	57020.9292	3563.80808	4994.825	5508.158	semi-rigide	semi-rigide
AMX3	140	220	0.00621	210000	149340528.9	4400	57020.9292	3563.80808	5145.38	5691.817	semi-rigide	semi-rigide
AMX3	140	220	0.0045	210000	149340528.9	4400	57020.9292	3563.80808	5319.154	5905.227	semi-rigide	semi-rigide
AMX3	140	220	0.00467	210000	149340528.9	4400	57020.9292	3563.80808	5513.878	6140.197	semi-rigide	semi-rigide

TABLEAUX 4-14 : VARIATION DE LA CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES AVEC LA VARIATION DE μ

poteau	poutre	Z	As	Ea	Ib	Lb	8(Ea,Ib)/Lb	0,5(Ea,Ib)/Lb	S°j.ini	Sj.ini	classification	classification
HEB	IPE	mm	mm ²	N/mm ²	mm ³	mm	kn.mm	kn.mm	kn.m	kn.m	non enrobé	enrobé
140	120	206.9	340	210000	37730068	2400	26411.0476	1650.69048	3187.481	3571.78	semi-rigide	semi-rigide
140	160	246.3	340	210000	69318120.6	3200	36392.01332	2274.50083	4206	4817.999	semi-rigide	semi-rigide
140	180	266	340	210000	90497688.1	3600	42232.25445	2639.5159	4878.381	5492.326	semi-rigide	semi-rigide
140	200	285.8	340	210000	117202631	4000	49225.10502	3076.56906	5440.28	6125.467	semi-rigide	semi-rigide
140	240	325.1	340	210000	189373407	4800	66280.69245	4142.54328	6763.978	7643.103	semi-rigide	semi-rigide
140	300	384.1	340	210000	32922791	6000	9218.38148	576.148843	8906.426	10111.936	semi-rigide	semi-rigide
140	330	414.3	340	210000	426541568	6600	108574.2173	6785.88858	10257.215	11571.913	semi-rigide	semi-rigide
140	360	443.7	340	210000	548191073	7200	127911.2504	7994.45315	11359.089	13082.255	semi-rigide	semi-rigide
140	400	483.3	340	210000	725562042	8000	152368.0288	9523.0018	13050.829	15129.057	semi-rigide	semi-rigide

TABLEAUX 4-15 : VARIATION DE LA CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES AVEC LA VARIATION DE hb

*D'après les tableaux (4-14 et 4-15) de classification des assemblages par rigidité en rotation on constate que les assemblages étudiés sont classés comme des assemblages semi-rigides, en effet, il n'existe aucun cas où ils sont classés comme articulés. Donc l'hypothèse de considérer l'assemblage avec plaque de contact comme articulé ne reflète plus la réalité et elle augmente les dépenses en matériaux pour réaliser ce qui a été supposé (assemblage articulé) [22].

*On regardant les valeurs importantes de moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ qui les développe l'assemblage mixte type poutre-poteau avec plaque de contact qui sont de l'ordre (10Kn.m ~ 35 Kn.m), rend l'hypothèse de considérer ce type d'assemblage comme assemblage articulé ne décrit pas réellement le comportement de l'assemblage ni le comportement global de la structure (l'analyse globale de la structure).

***LACAPACITE DE ROTATION**

-L'influence de la hauteur du profilé métallique de la poutre sur la capacité de rotation de l'assemblage

Le tableau (4-16) résume les résultats du calcul numérique de la capacité de rotation et du moment résistant des assemblages mixtes avec plaque de contact en variant à chaque fois la hauteur du profilé métallique du poteau:

poteau	poutre	$\mu (\rho)$	$\varphi_u = \varphi_{cd}$	$M_{j,Rd}$	$M^o_{j,Rd}$
IBE	HEB	%	rad	KN,m	KN,m
180	140	0.81	0.045	36.176	36.176
200	140	0.81	0.041	38.8688	38.8688
240	140	0.81	0.035	44.2136	44.2136
300	140	0.81	0.029	52.3192	52.3192
330	140	0.81	0.026	56.3448	56.3448
360	140	0.81	0.025	60.3432	60.3432
400	140	0.81	0.023	65.7288	65.7288

TABLEAUX 4-16 : VARIATION DE φ_{cd} et de $M_{j,Rd}$ EN FONCTION DE hb.

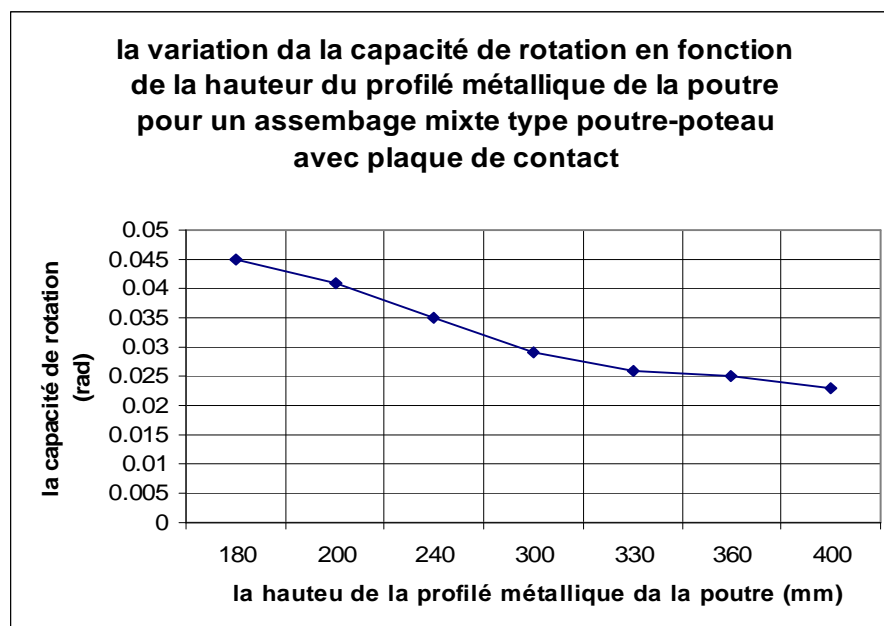


FIGURE 4-14 : LA VARIATION DE φ_{cd} EN FONCTION DE hb.

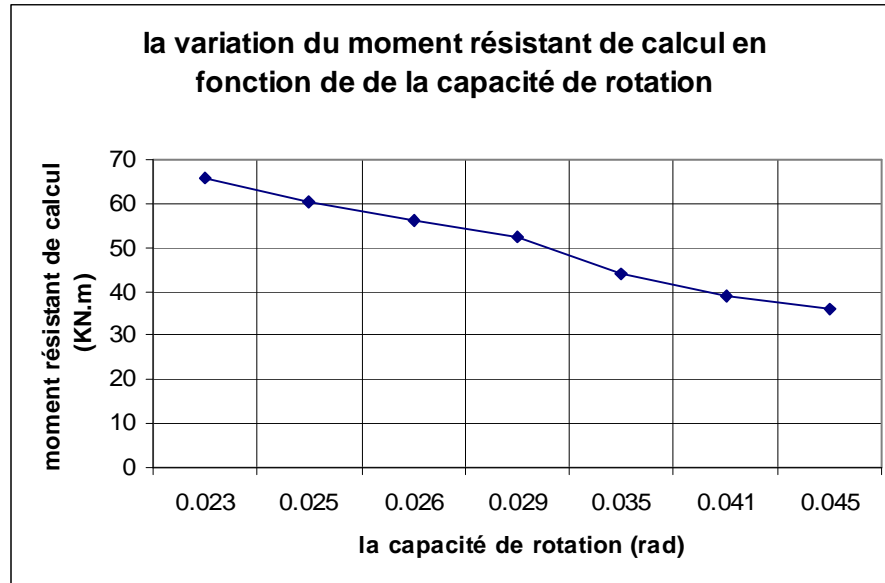


FIGURE 4-15 : VARIATION DE $M_{j,rd}$ EN FONCTION DE φ_{cd} .

*La figure (4-14) a permis d'évaluer l'influence de la hauteur du profilé métallique de la poutre (h_b) sur la capacité de rotation (φ_{cd}) de l'assemblage. La capacité de rotation sous l'effet de h_b continue à décroître progressivement avec l'accroissement de " h_b ", cette décroissement pouvant atteindre les **48.88%**. Donc l'augmentation de h_b rigidifier l'assemblage et diminue par conséquent sa ductilité vis-à-vis la rotation.

*la figure (4-15) montre que le moment résistant de calcul diminué avec l'augmentation de la capacité de rotation de l'assemblage.

IV-3-2 CAS D'ASSEMBLAGE MIXTE AVEC PLATINE D'EXTREMITE LIMITEE

A. l'influence du pourcentage des armatures longitudinales (μ) de la dalle en béton

- Dans les tableaux 4-17 et 4-18 on a résumé l'ensemble des résultats de calcul numérique obtenus sur les assemblages mixtes avec platine limitée pour une rangée des boulons en traction. Le moment résistant et la rigidité initiale sont calculés en variant à chaque fois le pourcentage « μ » des armatures longitudinales de la dalle en béton, le profilé métallique (**HEB**) du poteau et sa nuance.

AMXi	poutre	poteau	μ	Z	Fyc=fyb	Fsk	Mj.rd	M°j.rd	Sj.ini	S°j.ini	Sj	S°j
	IPE	HEB	////	mm	N/mm²	N/mm²	KN.m	KN.m	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad
AMX3	220	140	0.0045	305.4	235	400	19.885	19.885	4747.519	4515.854	3165.01267	3010.56933
AMX3	220	140	0.00467	305.4	235	400	20.636	20.636	4888.675	4641.58	3259.11667	3094.38667
AMX3	220	140	0.00476	305.4	235	400	21.034	21.034	4959.598	4707.322	3306.39867	3138.21467
AMX3	220	140	0.00487	305.4	235	400	21.52	21.52	5048.038	4786.922	3365.35867	3191.28133
AMX3	220	140	0.00512	305.4	235	400	22.625	22.625	5246.294	4964.837	3497.52933	3309.89133
AMX3	220	140	0.00548	305.4	235	400	24.216	24.216	5525.341	5214.035	3683.56067	3476.02333
AMX3	220	140	0.00569	305.4	235	400	25.144	25.144	5684.754	5355.76	3789.836	3570.50667
AMX3	220	140	0.00593	305.4	235	400	26.204	26.204	5864.025	5514.592	3909.35	3676.39467
AMX3	220	140	0.00621	305.4	235	400	27.442	27.442	6069.379	5695.824	4046.25267	3797.216
AMX3	220	140	0.0045	305.4	235	460	22.868	22.868	4747.519	4515.854	3165.01267	3010.56933
AMX3	220	140	0.00467	305.4	235	460	23.732	23.732	4888.675	4641.58	3259.11667	3094.38667
AMX3	220	140	0.00476	305.4	235	460	24.189	24.189	4959.598	4707.322	3306.39867	3138.21467
AMX3	220	140	0.00487	305.4	235	460	24.748	24.748	5048.038	4786.922	3365.35867	3191.28133
AMX3	220	140	0.00512	305.4	235	460	26.019	26.019	5246.294	4964.837	3497.52933	3309.89133
AMX3	220	140	0.00548	305.4	235	460	27.848	27.848	5525.341	5214.035	3683.56067	3476.02333
AMX3	220	140	0.00569	305.4	235	460	28.915	28.915	5684.754	5355.76	3789.836	3570.50667
AMX3	220	140	0.00593	305.4	235	460	30.135	30.135	5864.025	5514.592	3909.35	3676.39467
AMX3	220	140	0.00621	305.4	235	460	31.558	31.558	6069.379	5695.824	4046.25267	3797.216
AMX3	220	140	0.0045	305.4	235	500	24.856	24.856	4747.519	4515.854	3165.01267	3010.56933
AMX3	220	140	0.00467	305.4	235	500	25.795	25.795	4888.675	4641.58	3259.11667	3094.38667
AMX3	220	140	0.00476	305.4	235	500	26.293	26.293	4959.598	4707.322	3306.39867	3138.21467
AMX3	220	140	0.00487	305.4	235	500	26.9	26.9	5048.038	4786.922	3365.35867	3191.28133
AMX3	220	140	0.00512	305.4	235	500	28.281	28.281	5246.294	4964.837	3497.52933	3309.89133
AMX3	220	140	0.00548	305.4	235	500	30.27	30.27	5525.341	5214.035	3683.56067	3476.02333
AMX3	220	140	0.00569	305.4	235	500	31.43	31.43	5684.754	5355.76	3789.836	3570.50667
AMX3	220	140	0.00593	305.4	235	500	32.755	32.755	5864.025	5514.592	3909.35	3676.39467
AMX3	220	140	0.00621	305.4	235	500	34.302	34.302	6069.379	5695.824	4046.25267	3797.216

Tableau 4-17 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité initiale en fonction de μ et de Fsk pour un assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée

AMXi	poutre	poteau	μ	Z	Fyc=fyb	Fsk	Mj.rd	M°j.rd	Sj.ini	S°j.ini	Sj	S°j
	IPE	HEB	////	mm	N/mm ²	N/mm ²	KN.m	KN.m	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad
AMX3	220	140	0.0045	305.4	235	460	22.868	22.868	4747.519	4515.854	3165.01267	3010.56933
AMX3	220	140	0.00476	305.4	235	460	24.189	24.189	4959.598	4707.322	3306.39867	3138.21467
AMX3	220	140	0.00512	305.4	235	460	26.019	26.019	5246.294	4964.837	3497.52933	3309.89133
AMX3	220	140	0.00569	305.4	235	460	28.915	28.915	5684.754	5355.76	3789.836	3570.50667
AMX3	220	140	0.00621	305.4	235	460	31.558	31.558	6069.379	5695.824	4046.25267	3797.216
AMX5	220	180	0.0045	305.4	235	460	21.109	21.109	3892.018	3780.497	2594.67867	2520.33133
AMX5	220	180	0.00476	305.4	235	460	22.324	22.324	4083.021	3960.458	2722.014	2640.30533
AMX5	220	180	0.00512	305.4	235	460	24.017	24.017	4343.503	4205.068	2895.66867	2803.37867
AMX5	220	180	0.00569	305.4	235	460	26.691	26.691	4746.967	4582.107	3164.64467	3054.738
AMX5	220	180	0.00621	305.4	235	460	29.13	29.13	5106.02	4915.778	3404.01333	3277.18533
AMX6	220	220	0.0045	305.4	235	460	19.35	19.35	3141.605	3082.593	2094.40333	2055.062
AMX6	220	220	0.00476	305.4	235	460	20.468	20.468	3303.241	3238.063	2202.16067	2158.70867
AMX6	220	220	0.00512	305.4	235	460	22.016	22.016	3524.677	3450.566	2349.78467	2300.37733
AMX6	220	220	0.00569	305.4	235	460	24.467	24.467	3869.943	3780.785	2579.962	2520.52333
AMX6	220	220	0.00621	305.4	235	460	26.703	26.703	4179.529	4075.727	2786.35267	2717.15133
AMX19	220	330	0.0045	305.4	235	460	15.831	15.831	2023.036	1958.536	1348.69067	1305.69067
AMX19	220	300	0.00476	305.4	235	460	16.746	16.746	2130.995	2059.549	1420.66333	1373.03267
AMX19	220	300	0.00512	305.4	235	460	18.013	18.013	2279.377	2197.826	1519.58467	1465.21733
AMX19	220	300	0.00569	305.4	235	460	20.018	20.018	2511.827	2413.154	1674.55133	1608.76933
AMX19	220	300	0.00621	305.4	235	460	21.848	21.848	2721.363	2605.919	1814.242	1737.27933

Tableau 4-18 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité initiale en fonction de μ et de hc pour un assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée.

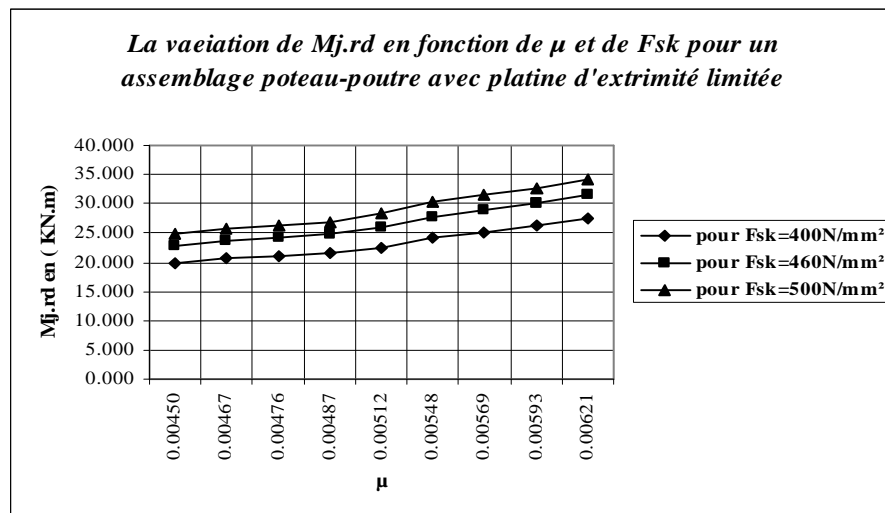


Figure 4-16 : la variation de $M_{j,rd}$ en fonction de μ et de F_{sk} pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.

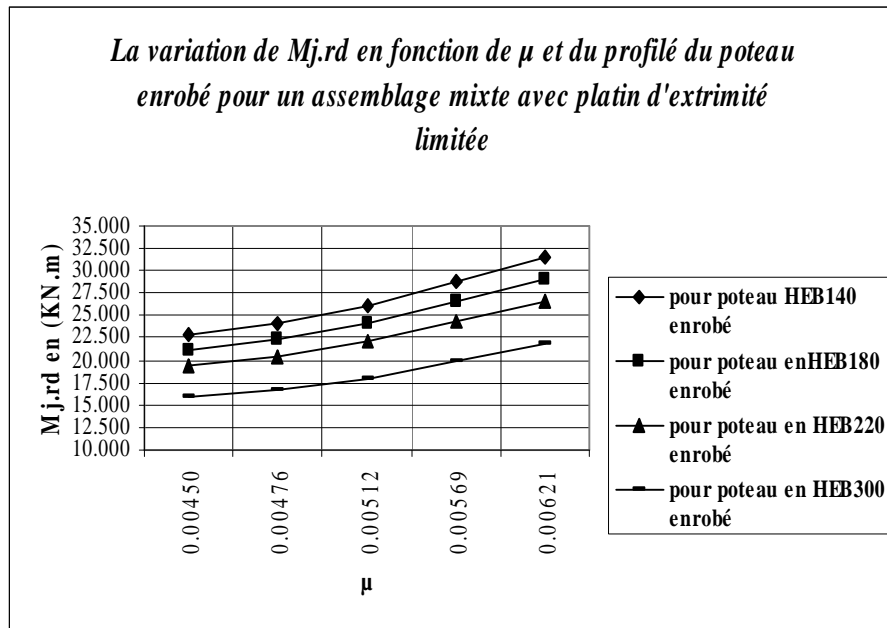


Figure 4-17 : la variation de $M_{j,rd}$ en fonction de μ et de h_c pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.

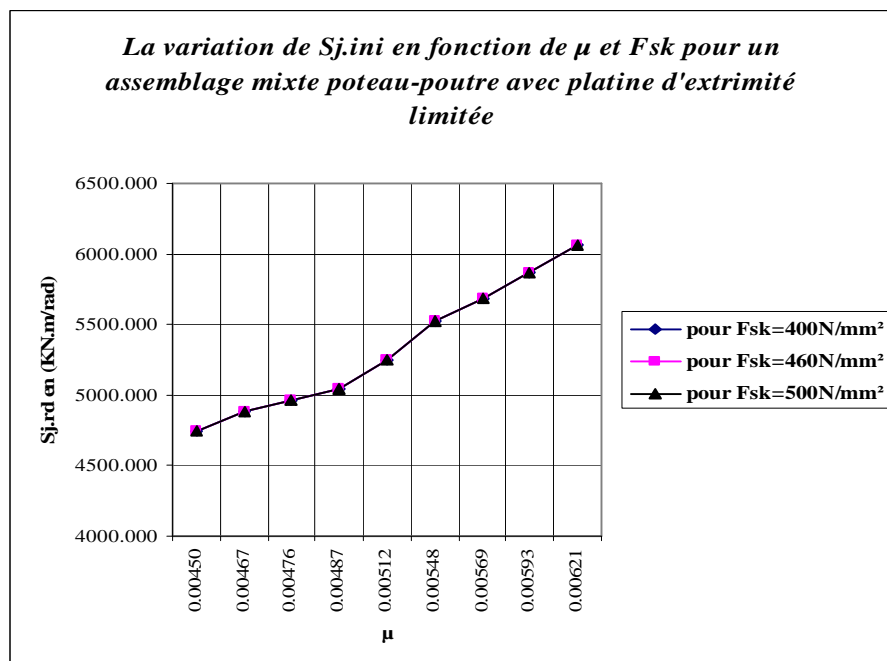


Figure 4-18 : la variation de $S_{j,ini}$ en fonction de μ et de F_{sk} pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.

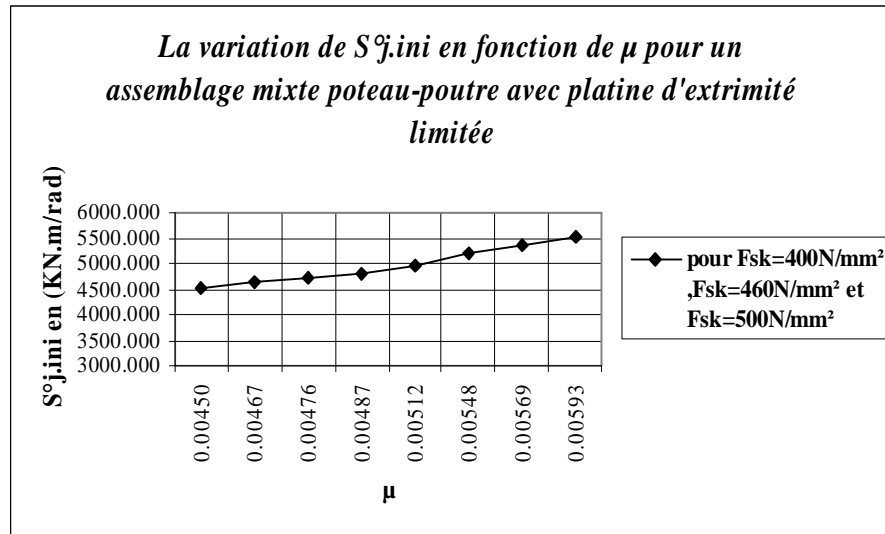


Figure 4-19 : la variation de $S^{\circ}j.ini$ en fonction de μ pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.

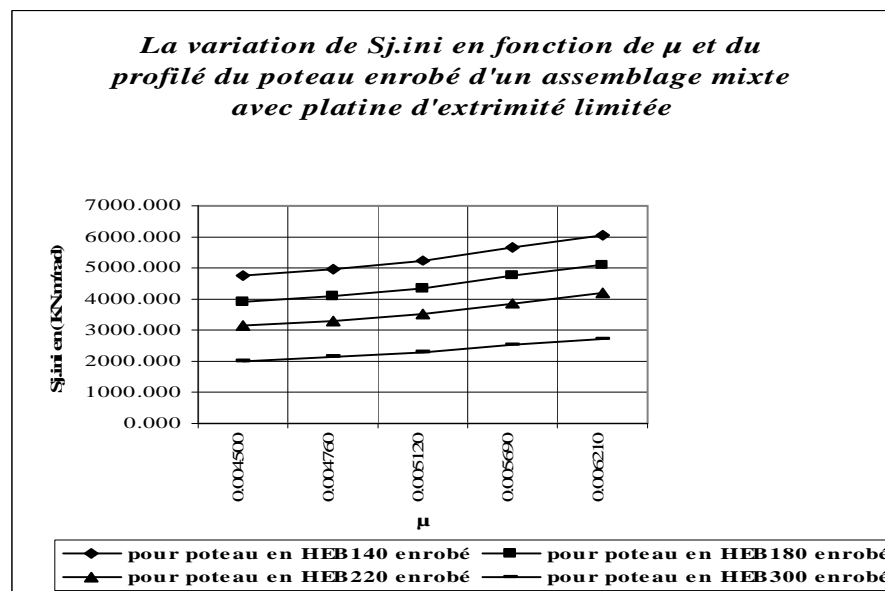


Figure 4-20 : la variation de $Sj.ini$ en fonction de μ et de H_c pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.

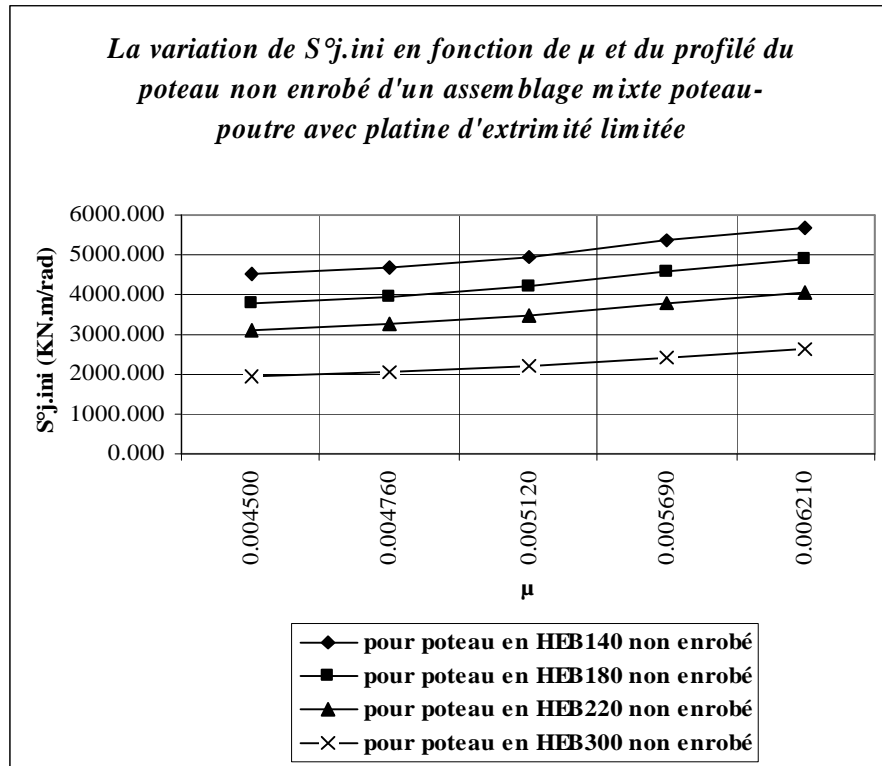


Figure 4-21 : la variation de $S^{\circ}j.ini$ en fonction de μ et de hc pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limité.

* La figure 4-16 montre que la valeur du moment résistant ($M_{j.Rd}$ ou $M^{\circ}_{j.Rd}$) de l'assemblage est très sensible à la variation du μ , puisque, généralement, la résistance (F_{Rd}) de ce type d'assemblage égale à celle de la composante 13 (résistance des armatures longitudinales de la dalle en béton en traction). Donc l'augmentation de μ donne une augmentation de moment résistant ($M_{j.Rd}$ ou $M^{\circ}_{j.Rd}$) pouvant atteindre 38%.

* Le tableau 4-17 et la figure 4-18 nous renseignent, que la variation de la nuance d'acier des armatures longitudinales (F_{sk}) n'a aucune influence sur la rigidité initiale de l'assemblage, même remarque, pour l'enrobage où non du poteau avec du béton.

* La variation, à la fois, du μ et de F_{sk} donne une augmentation du moment résistant ($M_{j.Rd}$ ou $M^{\circ}_{j.Rd}$) de l'assemblage mixte qui peut atteindre 72.5%.

* La figure 4-17 et le tableau 4-18 montrent :

- Que l'augmentation de la hauteur (h_c) du profilé métallique du poteau en passant de HEB140 à HEB300 donne une diminution du moment résistant avec un taux de décroissance pouvant atteindre 30.772%.
- Que l'augmentation, à la fois, de h_c et de μ donne une faiblesse au niveau de $M_{j.Rd}$ (ou $M_{j.Rd}^o$) pouvant atteindre 4.46% en passant de HEB140 à HEB300 et de $\mu=0.0045$ à $\mu=0.00621$.

* Le tableau 4-18 et les figures (4-20 et 4-21) nous renseignent, que l'augmentation de h_c provoque aussi une faiblesse au niveau de la rigidité initiale ($S_{j.ini}$ et $S_{j.ini}^o$) de l'assemblage. Cette faiblesse pouvant atteindre 42.29% en passant de HEB140 à HEB300 et de $\mu=0.0045$ à $\mu=0.00621$. Donc, il est clair, que le changement du profilé métallique du poteau n'apporte pas un plus à l'assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée, au contraire, il diminue le moment résistant et la rigidité initiale de ce type d'assemblage.

B. l'influence de la hauteur (h_b) du profilé métallique de la poutre mixte

* Le tableau (4-19) regroupe les résultats du calcul numérique sur un assemblage mixte boulonné type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée en variant à la fois la hauteur du profilé métallique (h_b) de la poutre et la nuance d'acier des profilé métallique de la poutre et du poteau. Tandis que les résultats du tableau (4-20) sont obtenus on fait varier à la fois h_b et h_c .

AMXi	poutre	poteau	μ	Z	Fyc=fyb	Fsk	Mj.rd	M°j.rd	Sj.ini	S°j.ini	Sj	S°j
	IPE	HEB	////	mm	N/mm ²	N/mm ²	KN.m	KN.m	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad
AMX10	160	140	0.007	246.3	235	460	18.758	18.758	3324.996	3180.343	2216.664	2120.228667
AMX10	160	140	0.007	246.3	275	460	18.758	18.758	3324.996	3180.343	2216.664	2120.228667
AMX10	160	140	0.007	246.3	355	460	18.758	18.758	3324.996	3180.343	2216.664	2120.228667
AMX11	180	140	0.007	266	235	460	23.833	23.833	4334.217	4110.339	2889.478	2740.226
AMX11	180	140	0.007	266	275	460	23.833	23.833	4334.217	4110.339	2889.478	2740.226
AMX11	180	140	0.007	266	355	460	23.833	23.833	4334.217	4110.339	2889.478	2740.226
AMX12	200	140	0.007	285.75	235	460	29.443	29.433	5396.046	5077.707	3597.364	3385.138
AMX12	200	140	0.007	285.75	275	460	29.443	29.433	5396.046	5077.707	3597.364	3385.138
AMX12	200	140	0.007	285.75	355	460	29.443	29.433	5396.046	5077.707	3597.364	3385.138
AMX13	240	140	0.007	325.1	235	460	42.236	42.236	7967.394	7374.153	5311.596	4916.102
AMX13	240	140	0.007	325.1	275	460	42.236	42.236	7967.394	7374.153	5311.596	4916.102
AMX13	240	140	0.007	325.1	355	460	42.236	42.236	7967.394	7374.153	5311.596	4916.102
AMX14	300	140	0.0057	384.65	235	460	53.707	53.707	11066.654	10122.712	7377.769333	6748.474667
AMX14	300	140	0.0057	384.65	275	460	53.707	53.707	11066.654	10122.712	7377.769333	6748.474667
AMX14	300	140	0.0057	384.65	355	460	53.707	53.707	11066.654	10122.712	7377.769333	6748.474667
AMX15	330	140	0.0051	414.25	235	460	57.84	57.84	12611.636	11484.152	8407.757333	7656.101333
AMX15	330	140	0.0051	414.25	275	460	57.84	57.84	12611.636	11484.152	8407.757333	7656.101333
AMX15	330	140	0.0051	414.25	355	460	57.84	57.84	12611.636	11484.152	8407.757333	7656.101333
AMX16	360	140	0.0046	443.65	235	460	61.945	61.945	14116.364	12807.962	9410.909333	8538.641333
AMX16	360	140	0.0046	443.65	275	460	61.945	61.945	14116.364	12807.962	9410.909333	8538.641333
AMX16	360	140	0.0046	443.65	355	460	61.945	61.945	14116.364	12807.962	9410.909333	8538.641333
AMX17	400	140	0.0041	483.25	235	460	67.474	67.474	16229.642	14657.185	10819.76133	9771.456667
AMX17	400	140	0.0041	483.25	275	460	67.474	67.474	16229.642	14657.185	10819.76133	9771.456667
AMX17	400	140	0.0041	483.25	355	460	67.474	67.474	16229.642	14657.185	10819.76133	9771.456667

Tableau 4-19 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité initiale en fonction de hb, de Fyb et de Fyc pour un assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée

AMXi	poutre	poteau	μ	Z	Fyc=fyb	Fsk	Mj.rd	M°j.rd	Sj.ini	S°j.ini	Sj	S°j
	IPE	HEB	////	mm	N/mm ²	N/mm ²	KN.m	KN.m	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad
AMX10	160	140	0.007	246.3	235	460	18.758	18.758	3324.996	3180.343	2216.664	2120.228667
AMX11	180	140	0.007	266	235	460	23.833	23.833	4334.217	4110.339	2889.478	2740.226
AMX12	200	140	0.007	285.75	235	460	29.443	29.443	5396.046	5077.707	3597.364	3385.138
AMX13	240	140	0.007	325.1	235	460	42.236	42.236	7967.394	7374.153	5311.596	4916.102
AMX14	300	140	0.0057	384.65	235	460	53.707	53.707	11066.654	10122.712	7377.769333	6748.474667
AMX15	330	140	0.0051	414.25	235	460	57.84	57.84	12611.636	11484.152	8407.757333	7656.101333
AMX16	360	140	0.0046	443.65	235	460	61.945	61.945	14116.364	12807.962	9410.909333	8538.641333
AMX17	400	140	0.0041	483.25	235	460	67.474	67.474	16229.642	14657.185	10819.76133	9771.456667
AMX10	160	180	0.007	246.3	235	460	16.551	16.551	2575.442	2525.12834	1716.961333	1683.418893
AMX11	180	180	0.007	266	235	460	21.45	21.45	3478.499	3374.5	2318.999333	2249.666667
AMX12	200	180	0.007	285.75	235	460	26.883	26.883	4470.492	4312.985	2980.328	2875.323333
AMX13	240	180	0.007	325.1	235	460	39.324	39.324	6937.009	6612.813	4624.672667	4408.542
AMX14	300	180	0.007	384.65	235	460	62.036	62.036	11625.557	10883.27	7750.371333	7255.513333
AMX15	330	180	0.0069	414.25	235	460	74.366	74.366	14390.617	13351.414	9593.744667	8900.942667
AMX16	360	180	0.0062	443.65	235	460	79.644	79.644	16171.714	14957.715	10781.14267	9971.81
AMX17	400	180	0.005	483.25	235	460	86.753	86.753	18694.162	17221.419	12462.77467	11480.946
AMX10	160	220	0.007	246.3	235	460	14.344	14.344	1951.57	1922.142	1301.046667	1281.428
AMX11	180	220	0.007	266	235	460	19.066	19.066	2726.15	2673.953	1817.433333	1782.635333
AMX12	200	220	0.007	285.75	235	460	24.323	24.323	3602.783	3519.3	2401.855333	2346.2
AMX13	240	220	0.007	325.1	235	460	36.411	36.411	5818.573	5632.774	3879.048667	3755.182667
AMX14	300	220	0.007	384.65	235	460	58.589	58.589	10203.068	9738.099	6802.045333	6492.066
AMX15	330	220	0.007	414.25	235	460	71.449	71.449	12961.356	12276.406	8640.904	8184.270667
AMX16	360	220	0.007	443.65	235	460	85.464	85.464	15941.482	14988.94	10627.65467	9992.626667
AMX17	400	220	0.0069	483.25	235	460	106.031	106.031	20402.835	18997.671	13601.89	12665.114
AMX10	160	300	0.007	246.3	235	460	9.93	9.93	1059.429	1036.934	706.286	691.2893333
AMX11	180	300	0.007	266	235	460	14.3	14.3	1611.934	1564.382	1074.622667	1042.921333
AMX12	200	300	0.007	285.75	235	460	19.202	19.202	2261.327	2175.385	1507.551333	1450.256667
AMX13	240	300	0.007	325.1	235	460	30.585	30.585	3929.402	3707.436	2619.601333	2471.624
AMX14	300	300	0.007	384.65	235	460	51.696	51.696	7360.58	6728.406	4907.053333	4485.604
AMX15	330	300	0.007	414.25	235	460	64.026	64.026	9557.192	8587.757	6371.461333	5725.171333
AMX16	360	300	0.007	443.65	235	460	77.514	77.514	11991.048	10594.203	7994.032	7062.802
AMX17	400	300	0.007	483.25	235	460	97.423	97.423	15702.223	13560.242	10468.14867	9040.161333

Tableau 4-20 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité initiale en fonction de hb et de hc pour un assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée

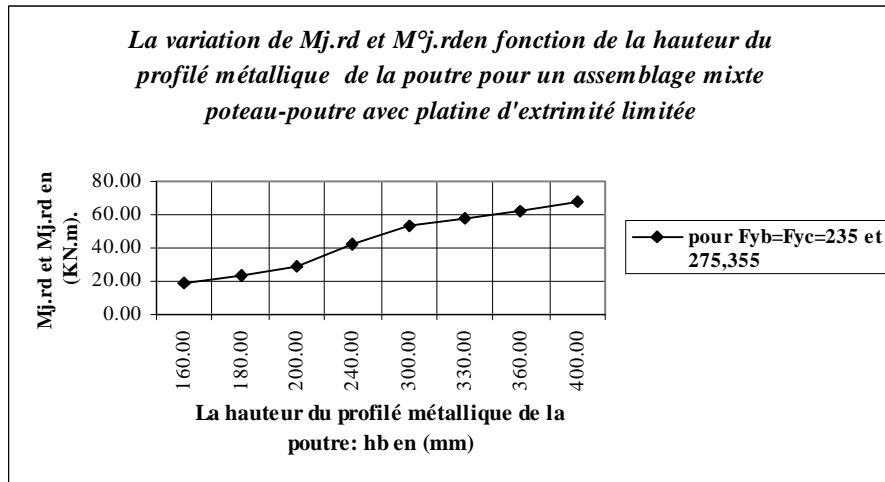


Figure 4-22 : la variation de $M_{j,rd}$ et $M^{\circ}_{j,rd}$ en fonction de h_b pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.

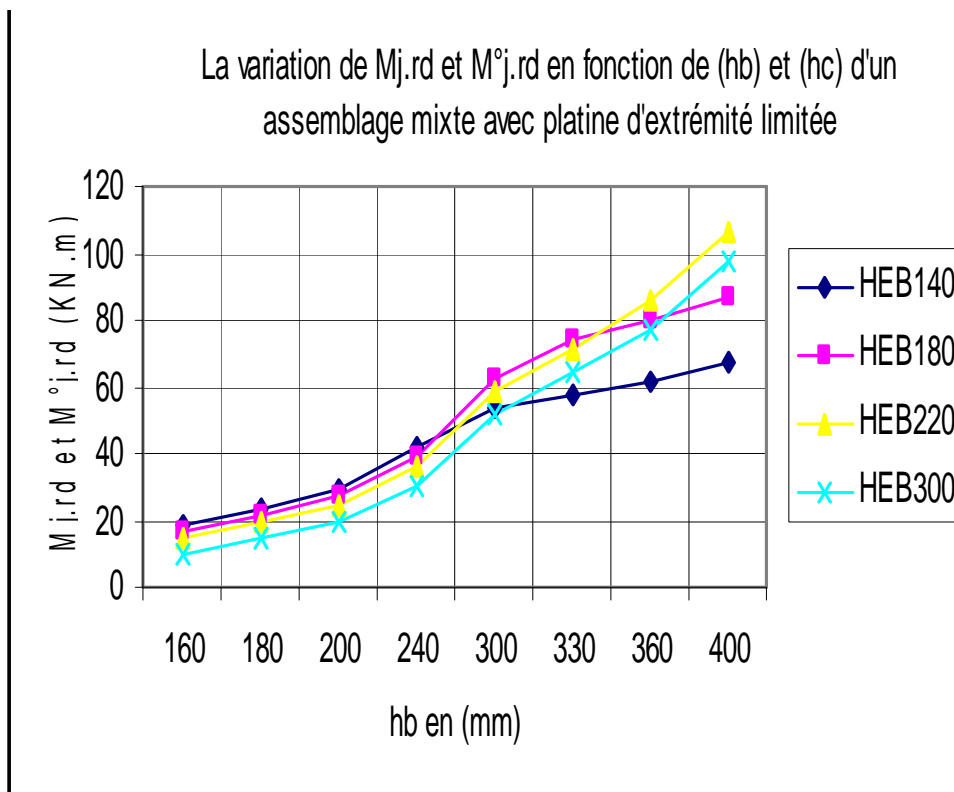


Figure 4-23 : la variation de $M_{j,rd}$ et $M^{\circ}_{j,rd}$ en fonction de h_b et h_c pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée

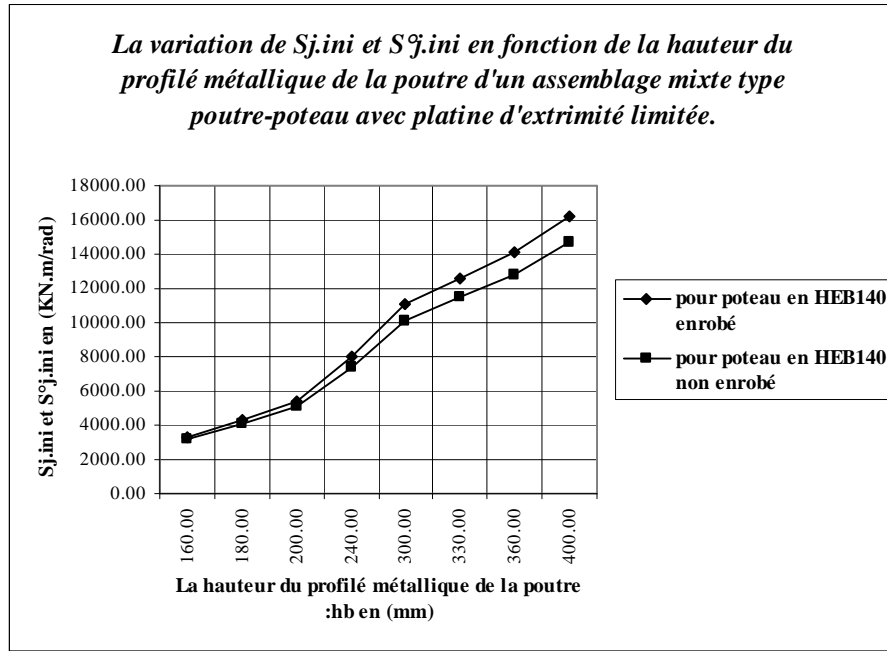


Figure 4-24 : la variation de $S_{j.ini}$ et $S^{\circ}_{j.ini}$ en fonction de h_b pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.

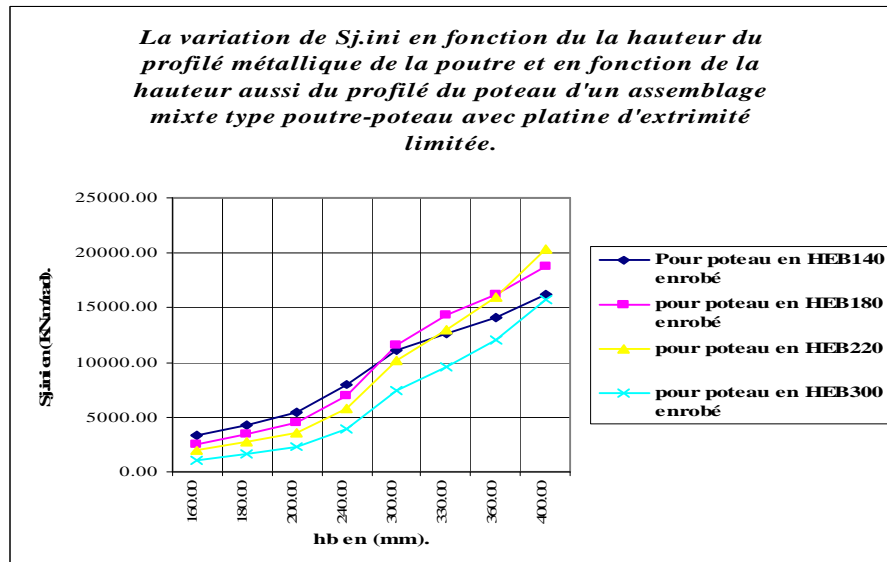


Figure 4-25 : la variation de $S_{j.ini}$ en fonction de h_b et de h_c pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.

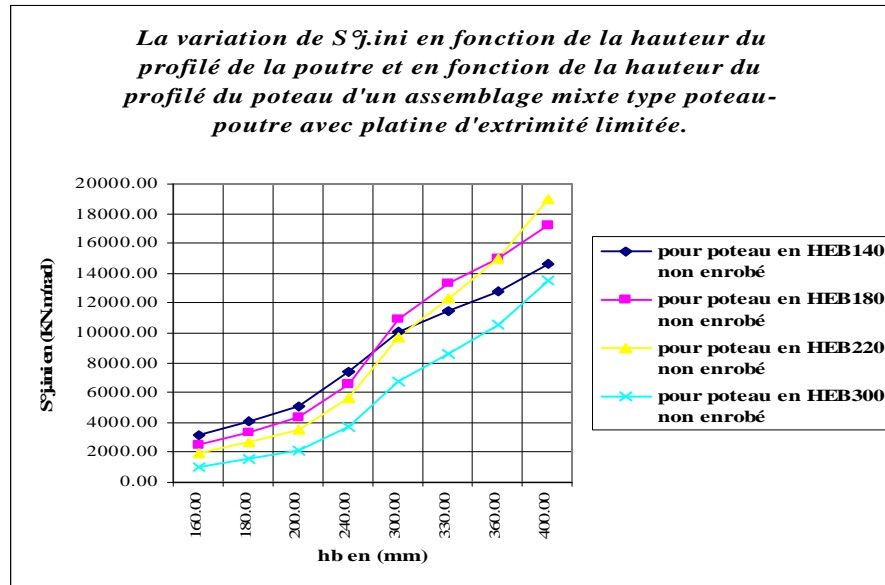


Figure 4-26 : la variation de $S^{\circ}j.ini$ en fonction de h_b et de h_c pour un assemblage mixte type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.

* La figure (4-22) montre :

- Que l'augmentation de la hauteur (h_b) du profilé métallique de la poutre influe directement sur la valeur du moment résistant ($M_{j.Rd}$ ou $M^{\circ}_{j.Rd}$) et provoque une augmentation avec un taux d'amélioration pouvant atteindre **43.45%**.
- Que la variation de la nuance d'acier du profilé métallique de la poutre (F_{yb}) et du poteau (F_{yc}), n'aucune influence, sur le moment résistant ($M_{j.Rd}$ ou $M^{\circ}_{j.Rd}$) de l'assemblage mixte.

* La figure (4-23) montre :

- 1^{ère} tranche de la courbe :
Que au moment, où la résistance de l'assemblage est celle du composante 13, l'augmentation de h_c provoque une diminution du moment résistant ($M_{j.Rd}$ ou $M^{\circ}_{j.Rd}$) « en gardant μ constant).
- 2^{ième} tranche de la courbe :
Que au moment, où la résistance de l'assemblage est n'est plus celle de la composante 13. L'augmentation de h_c provoque une augmentation très rapide du moment résistant jusqu'à ce que la valeur du moment résistant dépasse celle correspond au profilé du hauteur inférieur.

* La figure (4-24) montre :

- la variation de h_b donne un taux d'amélioration sur $S_{j.ini}$ pouvant atteindre **47.652%**.
- l'enrobage du poteau avec du béton donne un taux d'amélioration pouvant atteindre **9.688%** pour un IPE400.

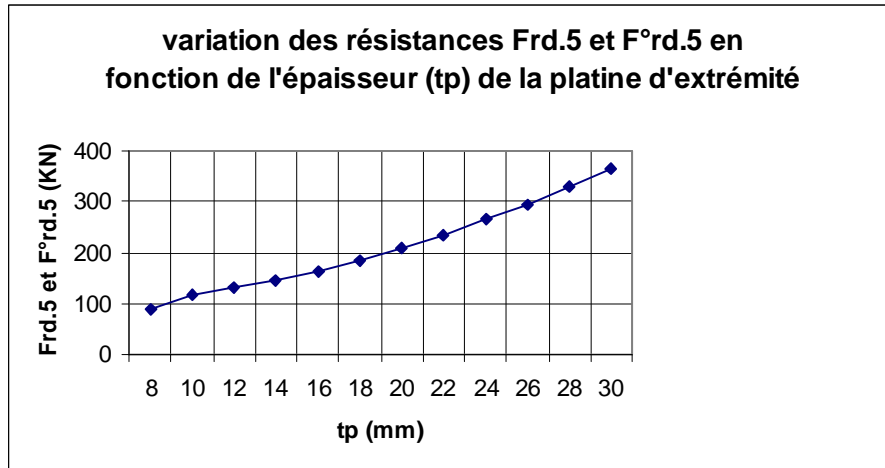
IV-3-3 CAS D'ASSEMBLAGE MIXTE AVEC PLATINE D'EXTREMITE NON DEBORDANTE

A. l'influence de l'épaisseur de la platine d'extrémité

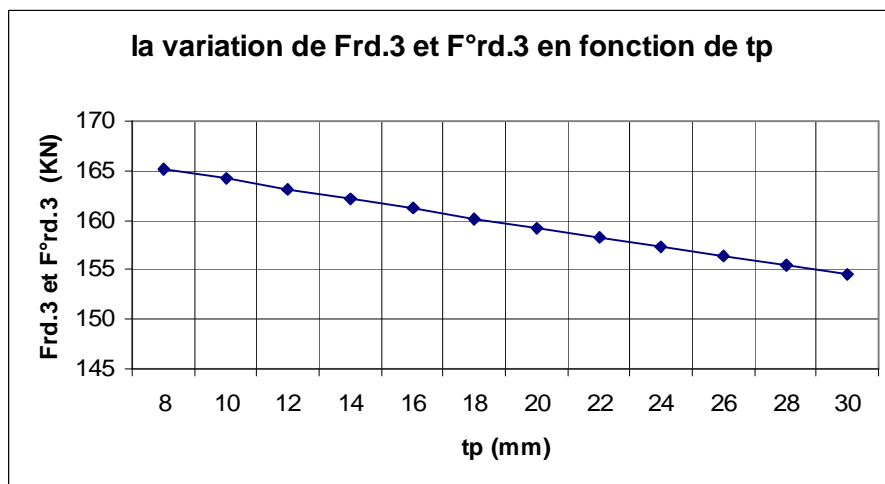
*Les résultats du calcul numérique des résistances et des rigidités des composantes (5 et 3) sont obtenus on variant l'épaisseur (tp) de la platine d'extrémité sont regroupés dans le tableau 4-21.

AMXi	poteau	poutre	Fyp	Fsk	Fyc=fyb	μ	tp	Frd.5	F°rd.5	K5	K°5	Frd.3	F°rd.3	K3	K°3
	HEB	IPE	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	//	mm	KN	KN	mm	mm	KN	KN	mm	mm
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	8	89.766	89.766	2.108	2.108	165.128	165.128	7.728	7.728
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	10	116.227	116.227	4.117	4.117	164.135	164.135	7.728	7.728
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	12	129.862	129.862	7.115	7.115	163.145	163.145	7.728	7.728
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	14	145.977	145.977	11.298	11.298	162.16	162.16	7.728	7.728
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	16	164.57	164.57	16.865	16.865	161.18	161.18	7.728	7.728
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	18	185.643	185.643	24.013	24.013	160.203	160.203	7.728	7.728
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	20	209.195	209.195	32.94	32.94	159.232	159.232	7.728	7.728
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	22	235.226	235.226	43.843	43.843	158.265	158.265	7.728	7.728
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	24	263.736	263.736	56.921	56.921	157.304	157.304	7.728	7.728
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	26	294.725	294.725	72.37	72.37	156.348	156.348	7.728	7.728
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	28	328.193	328.193	90.388	90.388	155.397	155.397	7.728	7.728
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	30	364.141	364.141	111.174	111.174	154.451	154.451	7.728	7.728
AMX3	poteau	poutre	Fyp	Fsk	Fyc=fyb	μ	tp	Frd.4	F°rd.4	K4	K°4	Frd.8	F°rd.8	K8	K°8
AMX3	HEB	IPE	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	//	mm	KN	KN	mm	mm	KN	KN	mm	mm
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	8	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	10	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	12	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	14	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	16	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	18	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	20	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	22	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	24	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	26	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	28	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞
AMX3	140	220	235	460	235	0.007	30	134.583	134.583	10.948	10.948	232.772	232.772	∞	∞

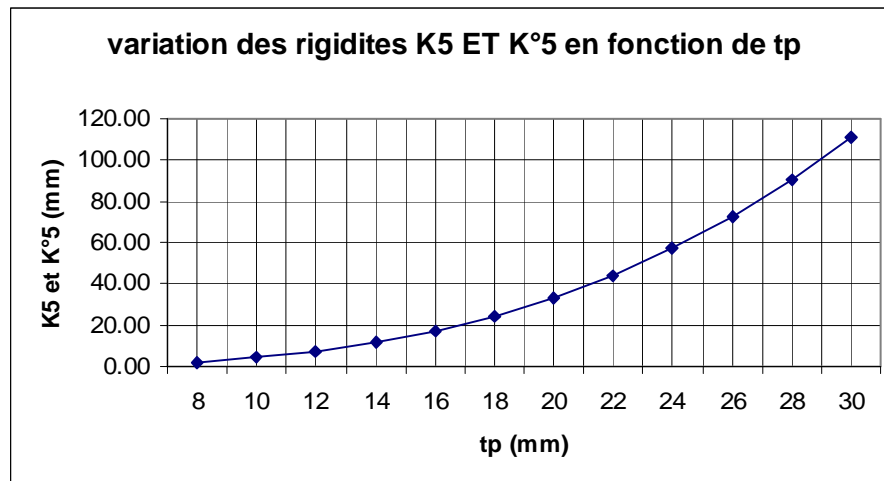
Tableau 4-21: tableau de la variation des résistances et des rigidités des composantes 5 ,3,4 et 8



La figure 4-26 : la variation des résistances Frd.5 et F°rd.5 en fonction de tp



La figure 4-27: la variation des résistances Frd.3 et F°rd.3 en fonction de tp



La figure 4-28: la variation des rigidités K5 et K°5 en fonction de tp

*les figures 4- 27 et 4- 28 montre l'effet de l'épaisseur de la platine d'extrémité (**tp**) sur les résistances des composantes 5 et 3, telle que l'augmentation (on passant de 8 à 30mm) de **tp** provoque une augmentation des valeurs de **Frd.5** pouvant atteindre **306%** et une diminution des valeurs de **Frd.3** pouvant atteindre **6.5%**. D'où on constate que la variation de l'épaisseur (**tp**) à un effet très considérable sur la résistance de la platine d'extrémité en flexion.

*la variation de **tp** provoque une augmentation importante au niveau de la rigidité de la composante 5 qui pouvant atteindre **5174%** (de 2.108 pour $tp = 8\text{mm}$ à 111.17 pour $tp = 30\text{mm}$).

*le tableau 4- 24 que la variation de l'épaisseur **tp** n'aucune influence sur les résistances des composantes (4 et 8) et sur les rigidités des composantes (3 et 4).

* Le tableau 4-22 regroupe les résultats du moment résistant et de la rigidité initiale obtenus par le calcul on utilisant le logiciel pour les assemblages mixtes boulonnés avec platine d'extrémité non débordante, on fait varier a chaque fois l'épaisseur de la platine et la hauteur du profilé métallique du poteau. On a varié a la fois t_p et h_c pour chercher à trouver une relation entre l'épaisseur de la platine, l'épaisseur de la semelle du poteau et les caractéristiques de l'assemblage mixtes.

*les figure 4-29 montre que le moment résistant devient constant au-delà d'une valeur précise de l'épaisseur de la platine, cette valeur qu'est plus proche de l'épaisseur de la semelle du profilé métallique du poteau (t_{fc}). Donc il existe une certaine valeur de l'épaisseur de la platine au-delà de laquelle aucune influence n'est enregistrée sur le moment résistant, cette valeur qu'est souvent aux environs de la valeur de l'épaisseur de la semelle du profilé métallique du poteau. Même remarquer on peut la faire pour la variation de la rigidité initiale en fonction de l'épaisseur de la platine représentée par la figure 4-31

Ces deux figures 4-29 et 4-31 nous renseignent aussi que c'est l'épaisseur de la semelle du poteau qui conditionne la valeur maximale du moment résistant et la valeur maximale de la rigidité initiale de l'assemblage, cette valeur de la semelle du poteau qui, constitue à notre avis, une limite pour l'épaisseur de la platine d'extrémité, au-delà de laquelle l'augmentation de l'épaisseur de la platine n'aucune influence sur $M_{j.Rd}$ et sur $S_{j.ini}$. En raison, de la présence de la semelle du poteau qui accompagne les grandes déformations de l'assemblage on recommande que l'épaisseur de la platine ne doit pas dépasser l'épaisseur de la semelle du profilé métallique du poteau.

*Les figure 4-30 et 4-32 montrent que la variation de la hauteur du profilé métallique du poteau pour les mêmes valeurs de l'épaisseur de la platine d'extrémité provoque une diminution avec un taux de décroissement pouvant atteindre au environ de 8.89% pour le moment résistant ($M_{j.Rd}$) et au environ 38.66% pour la rigidité initiale ($S_{j.ini}$). Donc, à notre avis, la zone du panneau d'âme en cisaillement fournit un moyen efficace de résistance et de rigidité pour l'assemblage, mais il y a des limites aux bénéfiques qui peuvent être gagnés, c'est-à-dire qu'une zone du panneau male conçue pourrait avoir un effet nuisible sur la résistance et la rigidité de l'assemblage mixte et par la suite sur la structure entière. D'où on conclut que la zone du panneau d'âme du poteau (par conséquent la hauteur du profilé métallique du poteau) doit être proportionnée dans une gamme optimale pour assurer une meilleur résistance et une meilleur rigidité de l'assemblage mixte sans aucune perte considérable de ces dernières (résistance et rigidité), c'est-à-dire qu'une petite ou une excessive zone du panneau du poteau ne donnera pas un moment résistant et une rigidité initiale maximale possible. Donc on suggère de bien faire le choix du profilé métallique des éléments à assemblés (poteau et poutre).

pour une seule rangée des boulons en tractuon										
AMXi	Fyc=fyb	Fsk	μ	tp	Mj.rd	M°j.rd	Sj.ini	S°j.ini	Sj	S°j
	N/mm ²	N/mm ²	//	mm	KN.m	KN.m	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad
AMX5	235	460	0.007	8	49.976	49.976	7844.339	7219.0059	3922.1695	3609.50295
	235	460	0.007	10	53.738	53.738	8882.397	8017.871	4441.1985	4008.9355
	235	460	0.007	12	56.752	56.752	9736.326	8651.606	4868.163	4325.803
	235	460	0.007	14	60.115	56.086	10358.542	9101.545	5179.271	4550.7725
	235	460	0.007	16	60.115	56.086	10782.999	9403.84	5391.4995	4701.92
	235	460	0.007	18	60.115	56.086	11062.069	9601.491	5531.0345	4800.7455
	235	460	0.007	20	60.115	56.086	11240.55	9728.378	5620.275	4864.189
	235	460	0.007	22	60.115	56.086	11350.827	9807.954	5675.4135	4903.977
	235	460	0.007	24	60.115	56.086	11414.896	9855.741	5707.448	4927.8705
	235	460	0.007	26	60.115	56.086	11447.406	9881.9	5723.703	4940.95
	235	460	0.007	28	60.115	56.086	11458.11	9893.133	5729.055	4946.5665
	235	460	0.007	30	60.115	56.086	11453.561	9893.898	5726.7805	4946.949
	235	460	0.007	32	60.115	56.086	11438.222	9887.224	5719.111	4943.612
	235	460	0.007	34	60.115	56.086	11415.175	9875.1944	5707.5875	4937.5972
235	460	0.007	36	60.115	56.086	11386.583	9859.27	5693.2915	4929.635	

pour une seule rangée des boulons en tractuon										
AMXi	Fyc=fyb	Fsk	μ	tp	Mj.rd	M°j.rd	Sj.ini	S°j.ini	Sj	S°j
	N/mm ²	N/mm ²	//	mm	KN.m	KN.m	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad
AMX6	235	460	0.007	8	46.222	46.222	6167.606	5844.752	3083.803	2922.376
	235	460	0.007	10	48.908	48.908	7111.098	6638.838	3555.549	3319.419
	235	460	0.007	12	52.121	52.121	8049.521	7404.177	4024.7605	3702.0885
	235	460	0.007	14	55.855	55.855	8860.515	8047.201	4430.2575	4023.6005
	235	460	0.007	16	59.127	59.127	9499.199	8542.546	4749.5995	4271.273
	235	460	0.007	18	59.127	59.127	9973.536	8904.842	4986.768	4452.421
	235	460	0.007	20	59.127	59.127	10312.877	9161.723	5156.4385	4580.8615
	235	460	0.007	22	59.127	59.127	10549.125	9340.018	5274.5625	4670.009
	235	460	0.007	24	59.127	59.127	10709.346	9461.289	5354.673	4730.6445
	235	460	0.007	26	59.127	59.127	10814.306	9541.551	5407.153	4770.7755
	235	460	0.007	28	59.127	59.127	10879.232	9592.303	5439.616	4796.1515
	235	460	0.007	30	59.127	59.127	10915.085	9621.703	5457.5425	4810.8515
	235	460	0.007	32	59.127	59.127	10929.708	9635.531	5464.854	4817.7655
	235	460	0.007	34	59.127	59.127	10928.731	9637.907	5464.3655	4818.9535
	235	460	0.007	36	59.127	59.127	10916.218	9631.791	5458.109	4815.8955
AMX8	235	460	0.007	8	38.139	38.139	3791.376	3546.234	1895.688	1773.117
	235	460	0.007	10	41.041	41.041	4361.361	4010.735	2180.6805	2005.3675
	235	460	0.007	12	44.516	44.516	5033.818	4538.276	2516.909	2269.138
	235	460	0.007	14	48.542	47.062	5728.949	5061.731	2864.4745	2530.8655
	235	460	0.007	16	53.103	45.783	6378.144	5531.794	3189.072	2765.897
	235	460	0.007	18	58.187	44.574	6940.473	5925.214	3470.2365	2962.607
	235	460	0.007	20	58.289	44.552	7402	6239.172	3701	3119.586
	235	460	0.007	22	58.289	44.552	7766.694	6481.937	3883.347	3240.9685
	235	460	0.007	24	58.289	44.552	8047.136	6665.686	4023.568	3332.843
	235	460	0.007	26	58.289	44.552	8258.278	6802.56	4129.139	3401.28
	235	460	0.007	28	58.289	44.552	8414.223	6903.038	4207.1115	3451.519
	235	460	0.007	30	58.289	44.552	8526.976	6975.561	4263.488	3487.7805
	235	460	0.007	32	58.289	44.552	8606.227	7026.691	4303.1135	3513.3455
	235	460	0.007	34	58.289	44.552	8659.579	7061.439	4329.7895	3530.7195
	235	460	0.007	36	58.289	44.552	8692.911	7083.602	4346.4555	3541.801

Tableau 4-22 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité et la hauteur du profilé métallique du poteau.

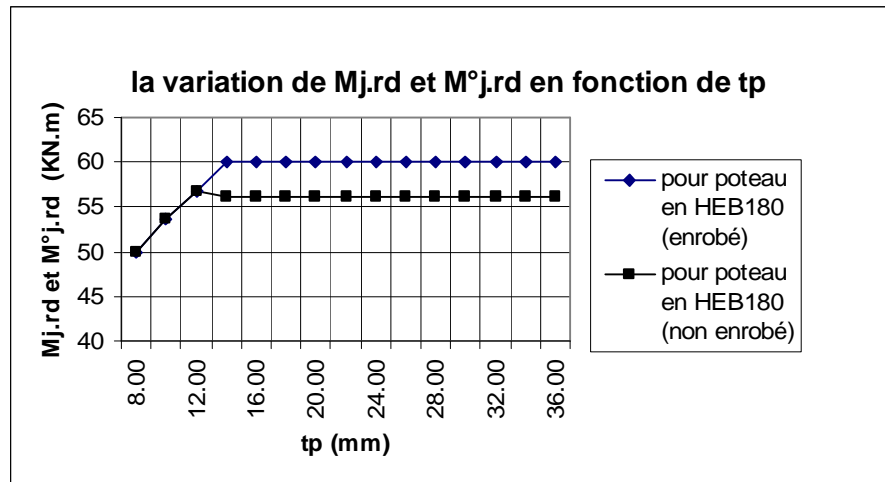


Figure4-29 : Variation de $M_{j.rd}$ et $M^{\circ}j.rd$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante.

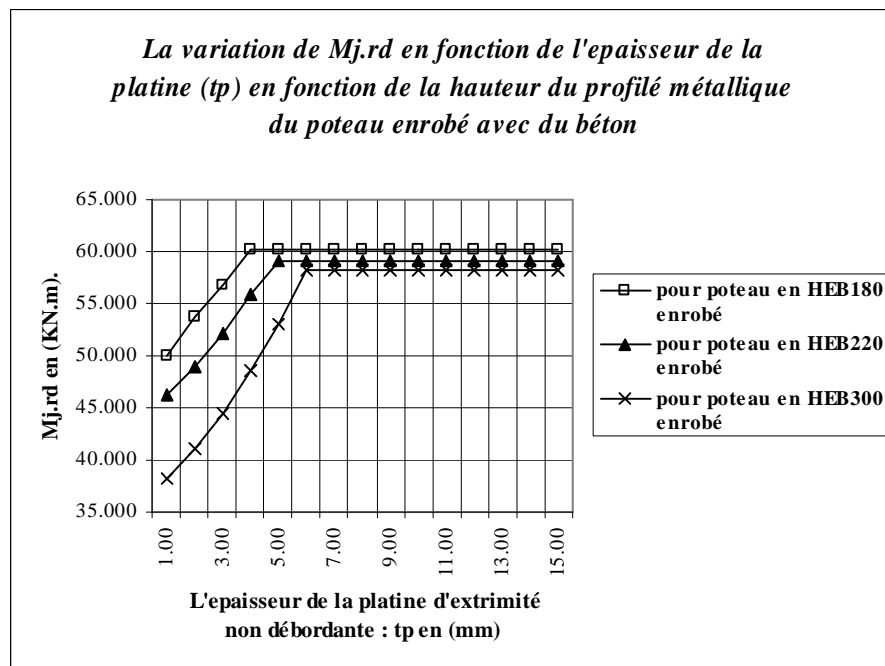


Figure4-30 : Variation de $M_{j.rd}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante et de la hauteur du profilé du poteau enrobé avec du béton.

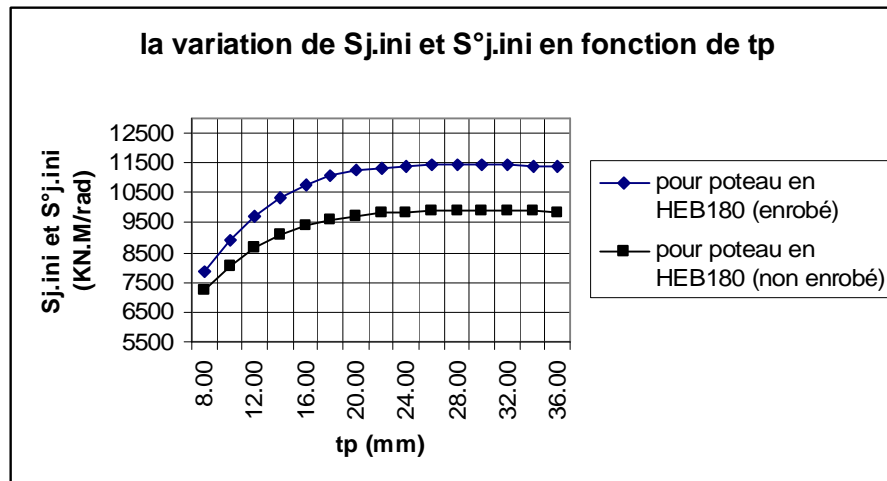


Figure4-31 : Variation de $S_{j.ini}$ et $S^{\circ}_{j.ini}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante.

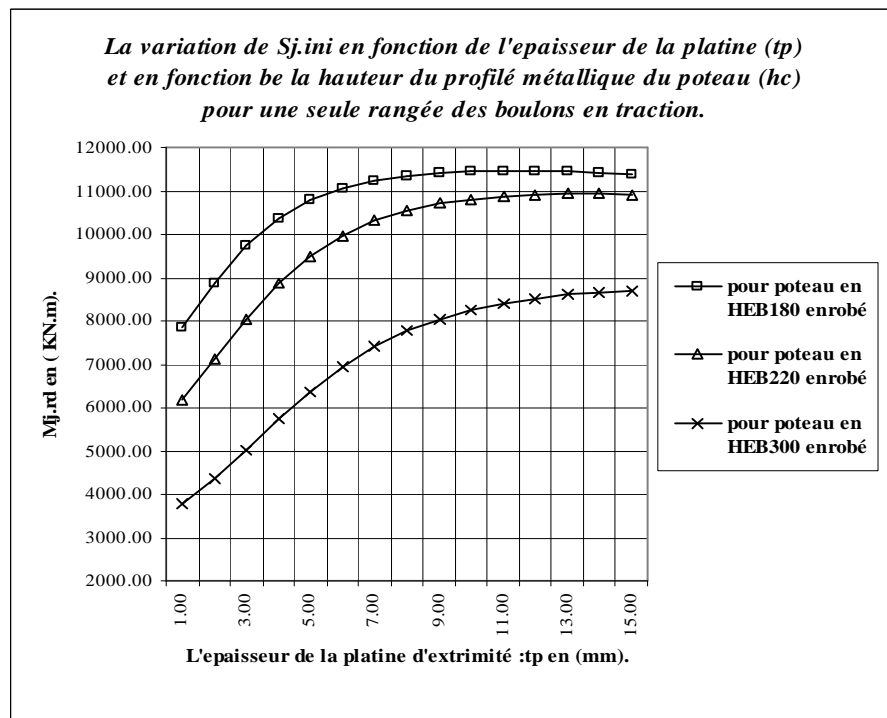


Figure4-32 : Variation de $S_{j.ini}$ et $S^{\circ}_{j.ini}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante et de la hauteur du profilé du poteau enrobé avec du béton.

B. l'effet de la présence de la deuxième rangée des boulons en traction

* Les résultats du moment résistant et de la rigidité initiale obtenus par le calcul des assemblages mixtes pour une seule rangée et pour deux rangées des boulons en traction on utilisant le logiciel de calcul sont présentés dans le tableau 4-23. Pour voir l'effet double de l'épaisseur de la platine et la présence d'une deuxième rangée des boulons en traction sur le moment résistant et de la rigidité initiale le tableau 4-23 présente les résultats nécessaires à cette étude.

pour une seule rangée des boulons en tractuon										
AMXi	Fyc=fyb	Fsk	μ	tp	Mj.rd	M°j.rd	Sj.ini	S°j.ini	Sj	S°j
	N/mm²	N/mm²	//	mm	KN.m	KN.m	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad
AMX5	235	460	0.007	8	49.976	49.976	7844.339	7219.0059	3922.1695	3609.50295
	235	460	0.007	10	53.738	53.738	8882.397	8017.871	4441.1985	4008.9355
	235	460	0.007	12	56.752	56.752	9736.326	8651.606	4868.163	4325.803
	235	460	0.007	14	60.115	56.086	10358.542	9101.545	5179.271	4550.7725
	235	460	0.007	16	60.115	56.086	10782.999	9403.84	5391.4995	4701.92
	235	460	0.007	18	60.115	56.086	11062.069	9601.491	5531.0345	4800.7455
	235	460	0.007	20	60.115	56.086	11240.55	9728.378	5620.275	4864.189
	235	460	0.007	22	60.115	56.086	11350.827	9807.954	5675.4135	4903.977
	235	460	0.007	24	60.115	56.086	11414.896	9855.741	5707.448	4927.8705
	235	460	0.007	26	60.115	56.086	11447.406	9881.9	5723.703	4940.95
	235	460	0.007	28	60.115	56.086	11458.11	9893.133	5729.055	4946.5665
	235	460	0.007	30	60.115	56.086	11453.561	9893.898	5726.7805	4946.949
pour deux rangées des boulons en traction										
AMX5	235	460	0.007	8	52.038	52.038	8161.415	7466.099	4080.7075	3733.0495
	235	460	0.007	10	54.971	54.971	9305.293	8333.2	4652.6465	4166.6
	235	460	0.007	12	58.501	56.582	10221.024	9000.743	5110.512	4500.3715
	235	460	0.007	14	62.608	56.154	10871.98	9462.601	5435.99	4731.3005
	235	460	0.007	16	62.774	56.058	11305.971	9765.907	5652.9855	4882.9535
	235	460	0.007	18	62.774	55.965	11584.556	9959.768	5792.278	4979.884
	235	460	0.007	20	62.774	55.875	11757.564	10080.94	5878.782	5040.47
	235	460	0.007	22	62.774	55.875	11757.564	10080.94	5878.782	5040.47
	235	460	0.007	24	62.774	55.699	11914.986	10195.43	5957.493	5097.715
	235	460	0.007	26	62.774	55.615	11937.996	10215.186	5968.998	5107.593
	235	460	0.007	28	62.774	55.532	11937.056	10220.186	5968.528	5110.093
	235	460	0.007	30	62.774	55.451	11924.909	10214.918	5962.4545	5107.459

Tableau 4-23 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité initiale en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité et de rangée de boulons en traction.

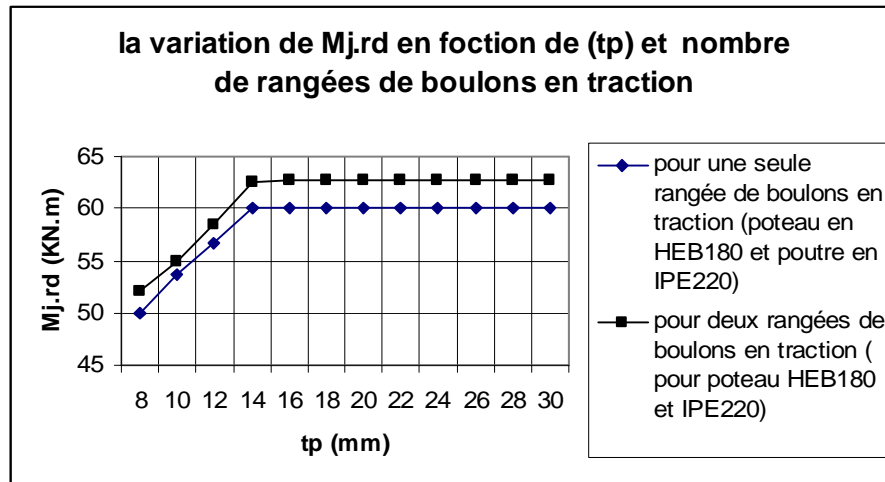


Figure 4-33 : Variation de $M_{j.rd}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante et du nombre des rangées des boulons en traction (poteau enrobé avec du béton).

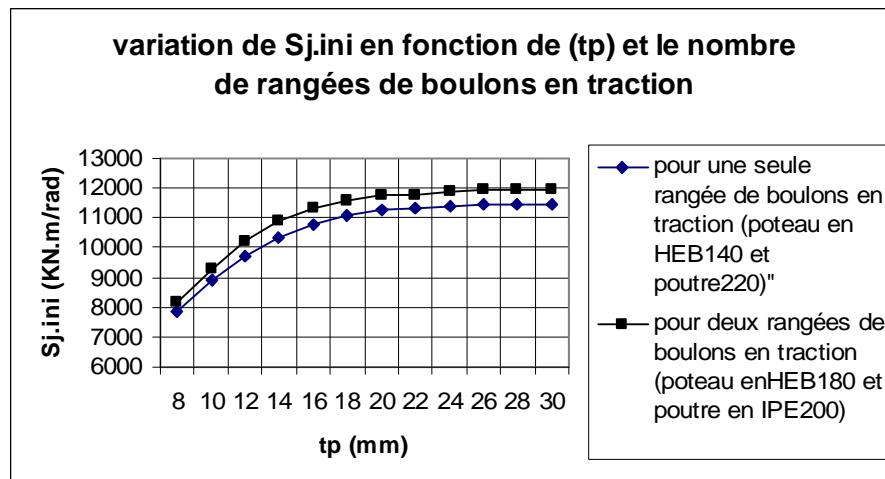


Figure 4-34 : Variation de $S_{j.rd}$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante et du nombre des rangées des boulons en traction (poteau enrobé avec du béton).

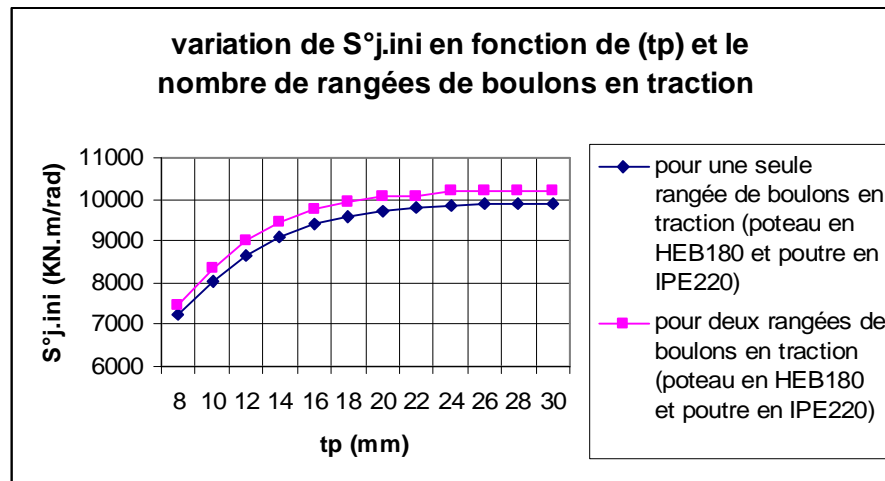


Figure4-35 : Variation de $S^{\circ}j.rd$ en fonction de l'épaisseur de la platine d'extrémité non débordante et du nombre des rangées des boulons en traction (poteau non enrobé avec du béton).

* La présence d'une deuxième rangée dans la partie tendue de la platine donne une légère augmentation (environ 1.044 fois) du moment résistant ($M_{j.Rd}$ ou $M^{\circ}_{j.Rd}$) de l'assemblage mixte par rapport au cas d'une seule rangée de boulons en traction. La figure (4-33) montre la différence entre les moments en cas d'une seule rangée de boulons en traction et dans le cas de deux rangées. Tel que le moment dans le cas de deux rangées prend des valeurs supérieures à celles dans le cas d'une seule rangée, cette augmentation pouvant atteindre 4.423%. Aussi, la présence d'une deuxième rangée dans la partie tendue de la platine améliore la rigidité initiale, cette augmentation de la rigidité initiale ($S_{j.ini}$ et $S^{\circ}_{j.ini}$) pouvant atteindre les 4.978%.

C. l'influence du pourcentage des armatures longitudinales (μ) de la dalle en béton

* Dans le tableau 4-24 on a résumé l'ensemble des résultats de calcul numérique obtenus sur les assemblages mixtes avec platine non débordante pour une rangée des boulons en traction. Le moment résistant et la rigidité initiale sont calculés en variant à chaque fois le pourcentage « μ » des armatures longitudinales de la dalle en béton et le profilé métalliques (HEB) du poteau pour les deux cas des poteaux :

- Poteau enrobé avec du béton.
- Poteau non enrobé avec du béton.

* Pour le tableau 4-25 les résultats du moment résistant et de la rigidité initiale de l'assemblage sont obtenus en variant à chaque fois le pourcentage « μ » des armatures longitudinales de la dalle en béton et la nuance d'acier (F_{sk}) de ces derniers.

AMXi	Poutre	poteau	μ	Fyc=fyb	Fsk	Mj.rd	M°j.rd	Sj.ini	S°j.ini	Sj	S°j
	IPE	HEB	////	N/mm ²	N/mm ²	KN.m	KN.m	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad
AMX3	220	140	0.0045	235	460	42.492	36.396	9824.587	8287.743	4912.2935	4143.8715
AMX3	220	140	0.00467	235	460	42.697	36.73	9900.47	8348.467	4950.235	4174.2335
AMX3	220	140	0.00476	235	460	42.803	36.904	9940.37	8380.374	4970.185	4190.187
AMX3	220	140	0.00487	235	460	42.929	37.114	9988.885	8419.147	4994.4425	4209.5735
AMX3	220	140	0.00512	235	460	43.205	37.581	10098.142	8506.379	5049.071	4253.1895
AMX3	220	140	0.00548	235	460	43.577	38.229	10253.104	8629.893	5126.552	4314.9465
AMX3	220	140	0.00569	235	460	43.782	38.595	10342.257	8700.843	5171.1285	4350.4215
AMX3	220	140	0.00593	235	460	44.005	39.002	10443.065	8780.973	5221.5325	4390.4865
AMX3	220	140	0.00621	235	460	44.253	39.463	10559.263	8873.208	5279.6315	4436.604
AMX3	220	140	0.0045	235	460	42.492	36.396	9824.587	8287.743	4912.2935	4143.8715
AMX3	220	140	0.00476	235	460	42.803	36.904	9940.37	8380.374	4970.185	4190.187
AMX3	220	140	0.00512	235	460	43.205	37.581	10098.142	8506.379	5049.071	4253.1895
AMX3	220	140	0.00569	235	460	43.782	38.595	10342.257	8700.843	5171.1285	4350.4215
AMX3	220	140	0.00621	235	460	44.253	39.463	10559.263	8873.208	5279.6315	4436.604
AMX5	220	180	0.0045	235	460	47.449	47.449	9385.204	8259.081	4692.602	4129.5405
AMX5	220	180	0.00476	235	460	48.789	48.789	9519.995	8369.81	4759.9975	4184.905
AMX5	220	180	0.00512	235	460	50.634	50.634	9697.343	8521.064	4848.6715	4260.532
AMX5	220	180	0.00569	235	460	53.534	53.534	9978.103	8755.912	4989.0515	4377.956
AMX5	220	180	0.00621	235	460	56.159	55.168	10221.971	8959.291	5110.9855	4479.6455
AMX6	220	220	0.0045	235	460	43.374	46.374	8020.877	7284.195	4010.4385	3642.0975
AMX6	220	220	0.00476	235	460	47.617	47.617	8149.55	7396.737	4074.775	3698.3685
AMX6	220	220	0.00512	235	460	49.327	49.327	8326.135	7550.928	4163.0675	3775.464
AMX6	220	220	0.00569	235	460	52.013	52.013	8596.829	7786.724	4298.4145	3893.362
AMX6	220	220	0.00621	235	460	54.443	54.443	8850.427	8007.004	4425.2135	4003.502
AMX8	220	300	0.0045	235	460	41.374	41.374	5212.876	4605.556	2606.438	2302.778
AMX8	220	300	0.00476	235	460	42.406	42.406	5306.784	4683.315	2653.392	2341.6575
AMX8	220	300	0.00512	235	460	43.826	43.826	5435.961	4789.978	2717.9805	2394.989
AMX8	220	300	0.00569	235	460	46.055	44.916	5638.577	4956.584	2819.2885	2478.292
AMX8	220	300	0.00621	235	460	48.071	45.508	5821.484	5106.259	2910.742	2553.1295

Tableau 4-24 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité en fonction du μ et du profilé métallique du poteau pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.

AMXi	Poutre	poteau	μ	Fyc=fyb	Fsk	Mj.rd	M°j.rd	Sj.ini	S°j.ini	Sj	S°j	Z
	IPE	HEB	////	N/mm ²	N/mm ²	KN.m	KN.m	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad	mm
AMX3	220	140	0.0045	235	400	41.715	35.188	9824.587	8287.743	4912.2935	4143.8715	231.455
AMX3	220	140	0.00467	235	400	41.921	35.501	9900.47	8348.467	4950.235	4174.2335	232.75
AMX3	220	140	0.00476	235	400	42.027	35.664	9940.37	8380.374	4970.185	4190.187	233.418
AMX3	220	140	0.00487	235	400	42.154	35.862	9988.885	8419.147	4994.4425	4209.5735	234.217
AMX3	220	140	0.00512	235	400	42.432	36.301	10098.142	8506.379	5049.071	4253.1895	235.969
AMX3	220	140	0.00548	235	400	42.809	36.914	10253.104	8629.893	5126.552	4314.9465	238.345
AMX3	220	140	0.00569	235	400	43.017	37.261	10342.257	8700.843	5171.1285	4350.4215	239.658
AMX3	220	140	0.00593	235	400	43.244	37.648	10443.065	8780.973	5221.5325	4390.4865	241.097
AMX3	220	140	0.00621	235	400	43.497	38.087	10559.263	8873.208	5279.6315	4436.604	242.698
AMX3	220	140	0.0045	235	460	42.492	36.396	9824.587	8287.743	4912.2935	4143.8715	236.513
AMX3	220	140	0.00467	235	460	42.697	36.73	9900.47	8348.467	4950.235	4174.2335	237.64
AMX3	220	140	0.00476	235	460	42.803	36.904	9940.37	8380.374	4970.185	4190.187	238.307
AMX3	220	140	0.00487	235	460	42.929	37.114	9988.885	8419.147	4994.4425	4209.5735	239.105
AMX3	220	140	0.00512	235	460	43.205	37.581	10098.142	8506.379	5049.071	4253.1895	240.85
AMX3	220	140	0.00548	235	460	43.577	38.229	10253.104	8629.893	5126.552	4314.9465	243.206
AMX3	220	140	0.00569	235	460	43.782	38.595	10342.257	8700.843	5171.1285	4350.4215	244.503
AMX3	220	140	0.00593	235	460	44.005	39.002	10443.065	8780.973	5221.5325	4390.4865	245.921
AMX3	220	140	0.00621	235	460	44.253	39.463	10559.263	8873.208	5279.6315	4436.604	247.793
AMX3	220	140	0.0045	235	500	42.953	37.154	9824.587	8287.743	4912.2935	4143.8715	239.257
AMX3	220	140	0.00467	235	500	43.158	37.5	9900.47	8348.467	4950.235	4174.2335	240.55
AMX3	220	140	0.00476	235	500	43.263	37.68	9940.37	8380.374	4970.185	4190.187	241.214
AMX3	220	140	0.00487	235	500	43.388	37.897	9988.885	8419.147	4994.4425	4209.5735	242.007
AMX3	220	140	0.00512	235	500	43.661	38.378	10098.142	8506.379	5049.071	4253.1895	243.739
AMX3	220	140	0.00548	235	500	44.029	39.046	10253.104	8629.893	5126.552	4314.9465	246.073
AMX3	220	140	0.00569	235	500	44.231	39.422	10342.257	8700.843	5171.1285	4350.4215	247.355
AMX3	220	140	0.00593	235	500	44.451	39.84	10443.065	8780.973	5221.5325	4390.4865	248.754
AMX3	220	140	0.00621	235	500	44.694	40.313	10559.263	8873.208	5279.6315	4436.604	250.303

Tableau 4-25 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité en fonction du μ et du la nuance d'acier des armatures de la dalle en béton pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.

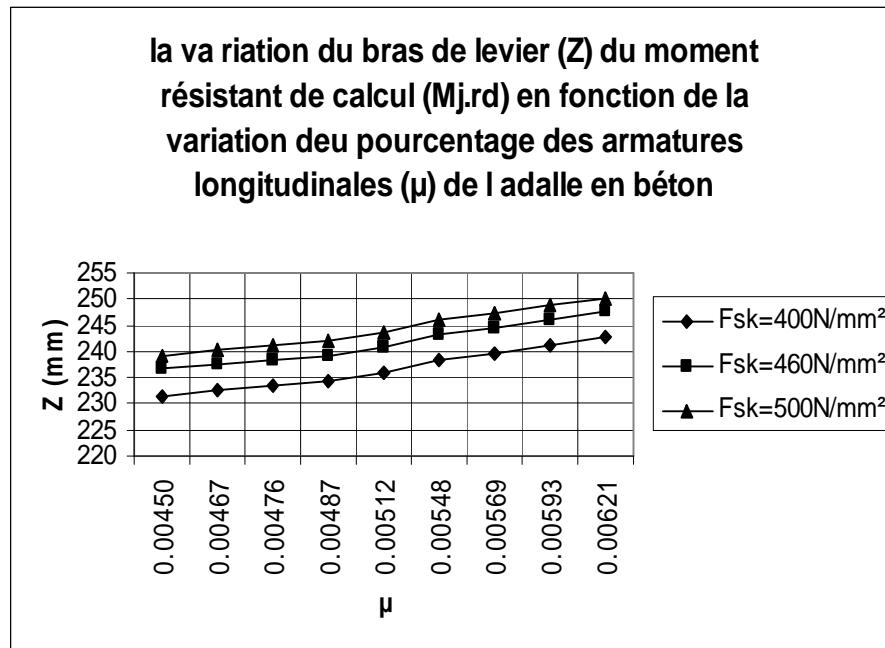


Figure 4-36 : Variation de Z en fonction du μ pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.

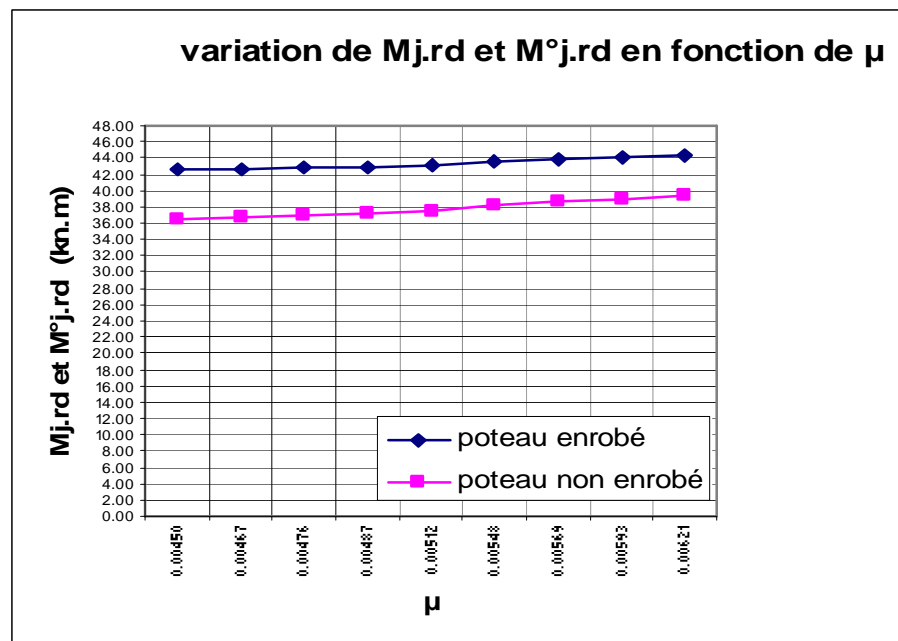


Figure 4-37 : Variation de $M_{j.rd}$ et $M^{\circ}j.rd$ en fonction du μ pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.

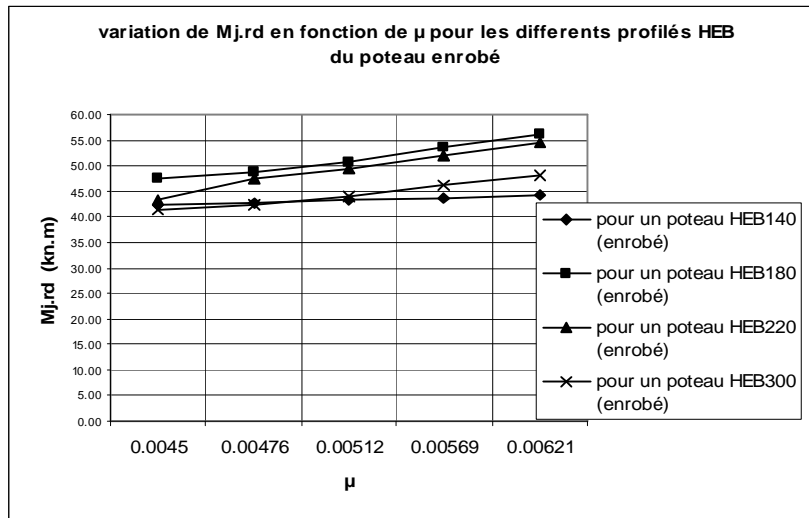


Figure 4-38 : Variation de Mj.rd en fonction de μ pour les différents profilés HEB du poteau enrobé avec du béton pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.

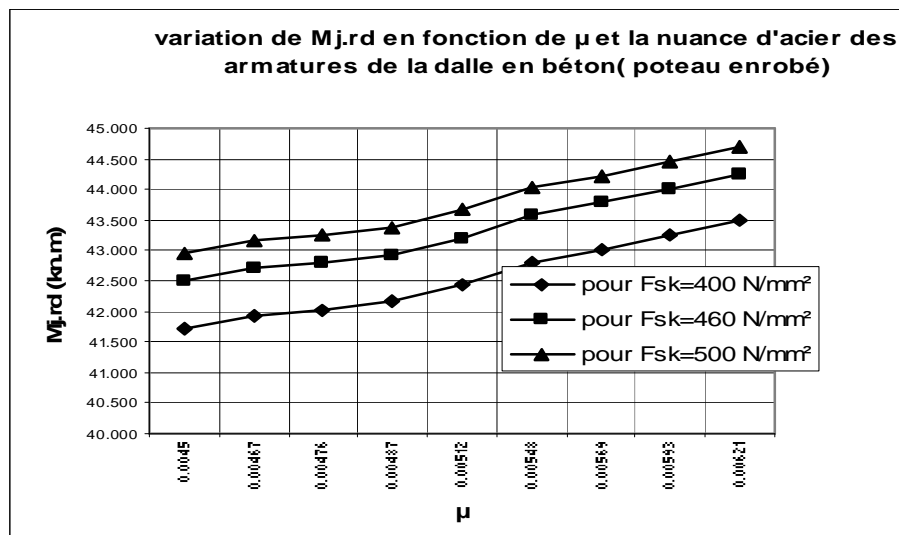


Figure 4-39 : La variation de Mj.rd en fonction de μ et de Fsk pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante (cas du poteau enrobé).

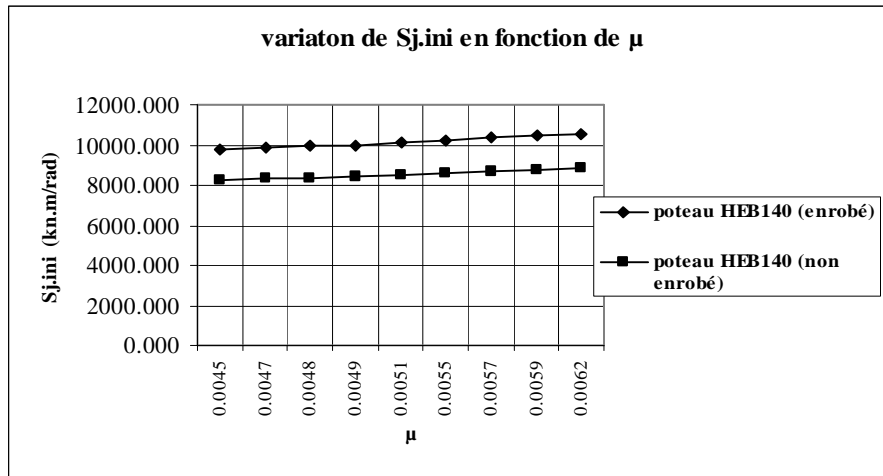


Figure 4-40 : Variation de $S_{j,ini}$ en fonction de μ pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.

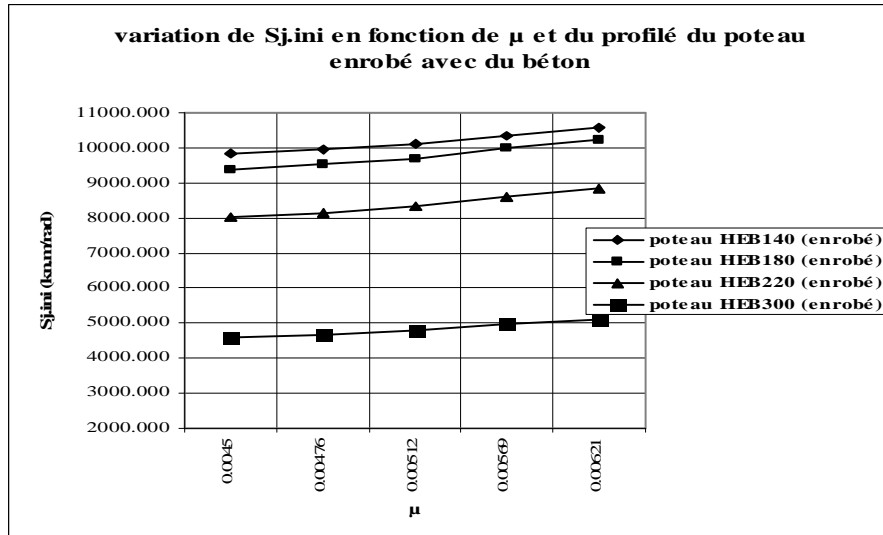


Figure 4-41 : Variation de $S_{j,ini}$ en fonction de μ et du profilé métallique du poteau enrobé avec du béton pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.

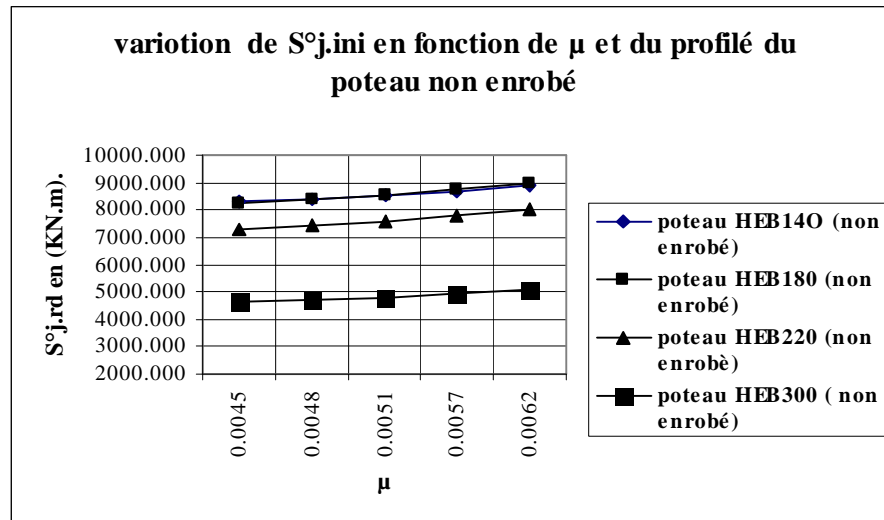


Figure 4-42 : Variation de $S^{\circ}j.ini$ en fonction de μ et du profilé métallique du poteau non enrobé avec du béton pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.

* la figure 4-36 montre l'influence du pourcentage d'armatures longitudinales de la dalle en béton (μ) sur le bras de levier (Z) du moment résistant du calcul ($M_{j.Rd}$), telle que cette variation du (μ) provoque une augmentation des valeurs du bras de levier (Z) pouvant atteindre **4.857%** (pour $F_{sk} = 400N/mm^2$) en passant du ($\mu = 0.0045$ à $\mu = 0.00621$). Cette augmentation du bras de levier est la cause principale de l'augmentation du moment résistant du calcul ($M_{j.Rd}$) en fonction du pourcentage (μ).

* et la variation, à la fois, de F_{sk} et de μ donne une augmentation de (Z) qui peut atteindre les **8.143%**.

* la figure 4-37 nous permette :

- D'observer que la variation du pourcentage (μ) des armatures longitudinales dans la dalle en béton donne une augmentation du moment résistant de **4.04%**.
- D'observer aussi que l'enrobage du poteau avec du béton provoque un taux d'amélioration de l'ordre de **19.74%**.

* L'influence de la hauteur du profilé métallique du poteau sur le moment résistant est montrée sur la figure 4-38. La variation, à la fois, du pourcentage (μ) des armatures longitudinales de la dalle en béton et du profilé métallique, donne une augmentation pouvant atteindre **32.16%** en passant du HEB140 à HEB180. Le cisaillement du panneau de l'âme du poteau influait de manière défavorable sur le moment résistant de l'assemblage en passant du HEB180 à HEB300. Donc l'assemblage AMX5 (poteau en HEB180 et poutre en IPE220) est l'assemblage le plus résistant et qui représente le choix le plus adéquat des profilés métalliques de la poutre (IPE220) et du poteau (HEB180).

* La variation de la nuance d'acier (F_{sk}) des armatures longitudinales présentée par la figure 4-39 donne un taux d'amélioration de l'ordre de **1.86%** et la variation, à la fois, de F_{sk} et de μ donne une augmentation de $M_{j.Rd}$ qui peut atteindre les **7.141%**. Par contre, la variation de la nuance d'acier (F_{sk}), n'aucune influence sur la rigidité initiale $S_{j.ini}$ (et même sur $S^{\circ}j.ini$) de l'assemblage. Ce qui implique, automatiquement, que l'assemblage mixte devient moins rigide et plus ductile avec l'augmentation de F_{sk} .

D. l'influence de la hauteur de la poutre

- Les résultats du tableau 4-26 sont obtenus par un calcul numérique on fait variant à chaque fois la hauteur du profilé métallique de la poutre et la nuance d'acier des profilés métalliques de la poutre et du poteau.

AMXi	poteau	poutre	Fsk	Z	Z0	Fyc=fyb	Mj.rd	M°j.rd	Sj.ini	S°j.ini	Sj	S°j
	HEB	IPE	N/mm²	mm	mm	N/mm²	KN.m	KN.m	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad	KN.m/rad
AMX10	140	160	460	193.043	201.394	235	34.34	29.233	7013.89	5967.388	3506.945	2983.694
AMX11	140	180	460	214.845	228137	235	39.05	33.115	8009.672	6791.821	4004.836	3395.9105
AMX12	140	200	460	231.688	254.365	235	41.752	36.922	9531.538	8033.875	4765.769	4016.9375
AMX13	140	240	460	273.161	307.091	235	48.256	44.575	12891.674	10744.666	6445.837	5372.333
AMX14	140	300	460	331.441	370.72	235	57.159	53.811	18693.248	15381.566	9346.624	7690.783
AMX15	140	330	460	359.713	399.678	235	61.414	58.015	21727.594	17787.5	10863.797	8893.75
AMX16	140	360	460	388.001	428.438	235	65.644	62.189	24798.91	20216.097	12399.455	10108.0485
AMX17	140	400	460	426.353	467.392	235	71.344	67.844	29075.763	23582.726	14537.8815	11791.363
AMX10	140	160	460	189.993	193.142	275	38.552	32.807	7013.89	5967.388	3506.945	2983.694
AMX11	140	180	460	209.098	219.188	275	43.284	37.115	8009.672	6791.821	4004.836	3395.9105
AMX12	140	200	460	230.153	47.194	275	47.194	41.527	9531.538	8033.875	4765.769	4016.9375
AMX13	140	240	460	271.659	295.365	275	54.719	50.171	12891.674	10744.666	6445.837	5372.333
AMX14	140	300	460	329.835	357.775	275	65.066	60.772	18693.248	15381.566	9346.624	7690.783
AMX15	140	330	460	358.093	386.372	275	70.019	65.63	21727.594	17787.5	10863.797	8893.75
AMX16	140	360	460	386.37	414.836	275	74.947	70.465	24798.91	20216.097	12399.455	10108.0485
AMX17	140	400	460	424.711	453.452	275	81.594	77.024	29075.763	23582.726	14537.8815	11791.363
AMX10	140	160	460	184.385	184.385	355	42.027	40.431	7013.89	5967.388	3506.945	2983.694
AMX11	140	180	460	206.85	206.85	355	49.94	45.357	8009.672	6791.821	4004.836	3395.9105
AMX12	140	200	460	227.699	229.651	355	57.993	50.357	9531.538	8033.875	4765.769	4016.9375
AMX13	140	240	460	268.553	277.585	355	67.447	60.868	12891.674	10744.666	6445.837	5372.333
AMX14	140	300	460	326.795	338.503	355	80.679	74.225	18693.248	15381.566	9346.624	7690.783
AMX15	140	330	460	355.03	366.747	355	87.027	80.419	21727.594	17787.5	10863.797	8893.75
AMX16	140	360	460	383.29	394.935	355	93.352	86.6	24798.91	20216.097	12399.455	10108.0485
AMX17	140	400	460	421.613	433.243	355	101.892	95	29075.763	23582.726	14537.8815	11791.363

Tableau 4-26 : tableau de la variation du moment résistant et de la rigidité en fonction de la hauteur du profilé métallique de la poutre et de la nuance d'acier de ces derniers pour le cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.

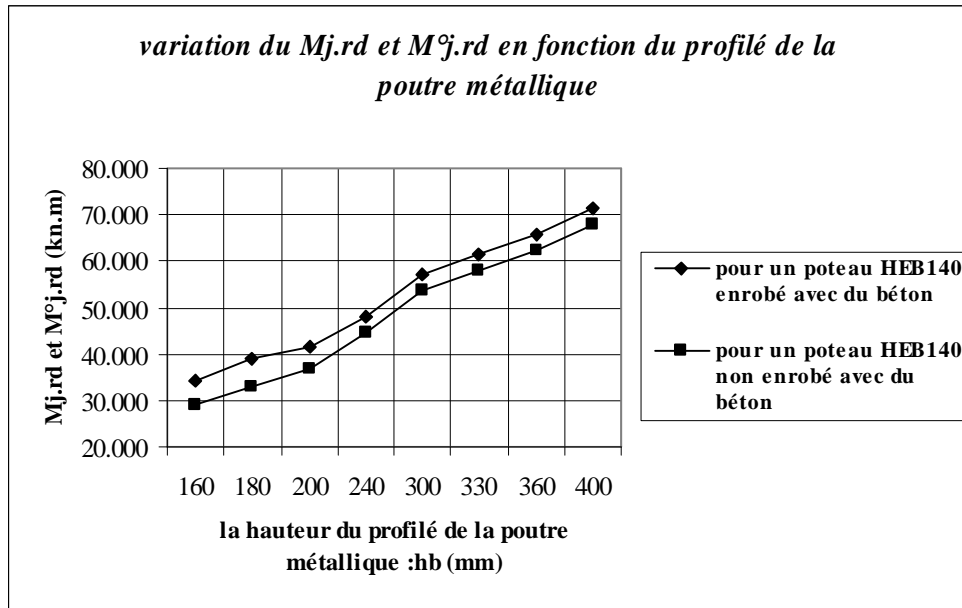


Figure 4-43 : Variation de $M_{j,rd}$ et $M^{\circ}_{j,rd}$ en fonction de la hauteur du profilé métallique de la poutre pour les deux cas des poteaux enrobés et non enrobé avec du béton pour les cas des assemblages mixtes avec platine non débordante.

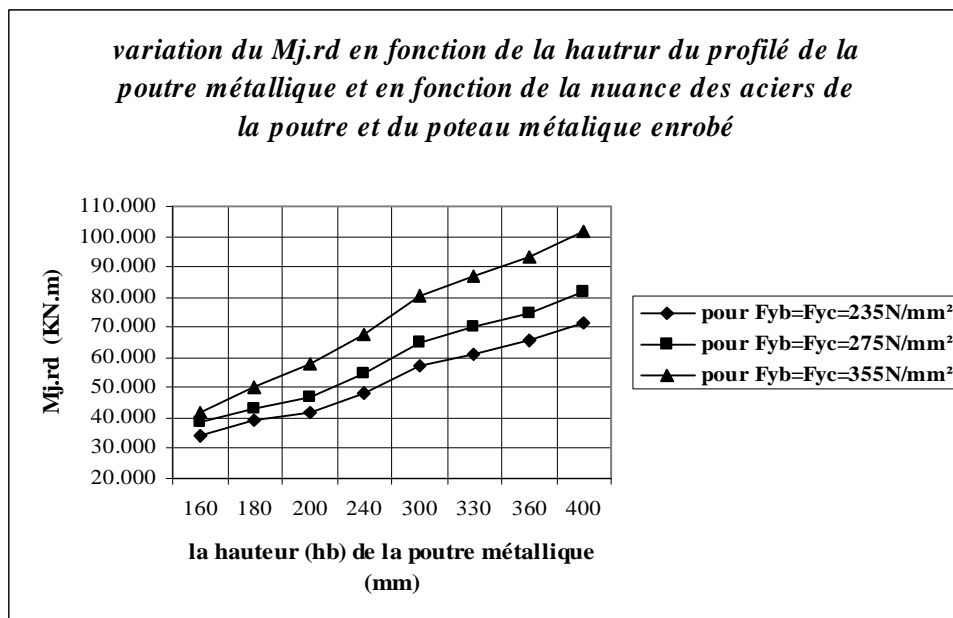


Figure 4-44 : Variation de $M_{j,rd}$ en fonction de h_b et en fonction de F_{yb} et F_{yc} pour les cas des assemblages mixtes avec platine non débordante (poteau enrobé avec du béton).

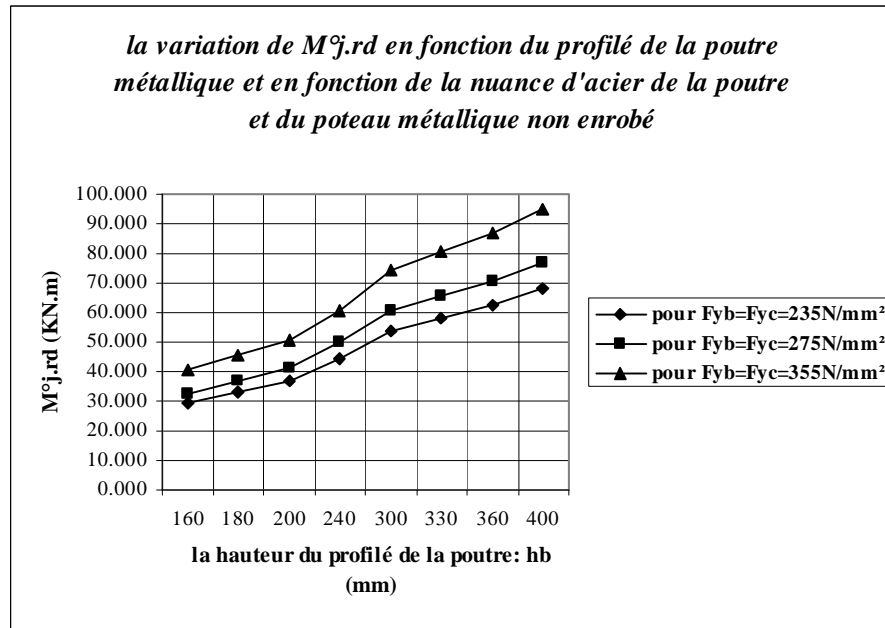


Figure 4-45 : Variation de $M^{\circ}_{j,Rd}$ en fonction de h_b et en fonction de F_{yb} et F_{yc} pour les cas des assemblages mixtes avec platine non débordante (poteau non enrobé avec du béton).

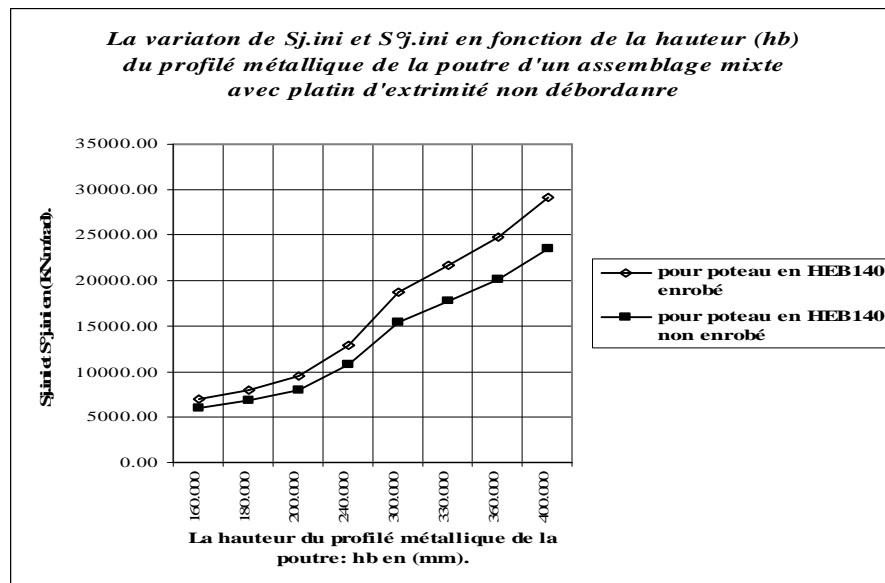


Figure 4-46 : Variation de $S_{j,ini}$ et $S^{\circ}_{j,ini}$ en fonction de la hauteur du profilé métallique de la poutre d'un assemblage mixte avec platine non débordante.

* Afin de mettre en évidence l'intérêt de la section de la poutre, nous avons alors étudié l'influence de la hauteur du profilé métallique (h_b) de la poutre sur le moment résistant ($M_{j,Rd}$ et $M^{\circ}_{j,Rd}$) et sur la rigidité initiale ($S_{j,ini}$ et $S^{\circ}_{j,ini}$) de l'assemblage mixte type poutre-poteau.

* La figure 4-43 met en évidence l'effet de la hauteur du profilé métallique de la poutre et l'enrobage du poteau avec du béton. D'autre par, cette figure montre que :

- Le moment résistant ($M_{j.Rd}$ ou $M_{j.Rd}^{\circ}$) de l'assemblage augmente avec l'augmentation de h_b . Cette augmentation pouvant atteindre **197.408%** (pour IPE 400).
- Pour mieux illustrer l'effet de la présence et la contribution du béton dans la résistance de l'assemblage. Le tableau **4-26** et la figure **4-43** présentent une comparaison directe entre le moment résistant ($M_{j.Rd}$) d'un assemblage mixte dans le cas du poteau enrobé avec du béton et le moment résistant ($M_{j.Rd}^{\circ}$) dans le cas du poteau non enrobé. Ainsi que la figure **4-46** présente une comparaison entre la rigidité initiale ($S_{j.ini}$) d'un assemblage mixte dans le cas du poteau enrobé avec du béton et la rigidité initiale ($S_{j.ini}^{\circ}$) dans le cas du poteau non enrobé.
- Pour la figure **4-43**, l'enrobage du poteau avec du béton donne une amélioration du moment résistant de l'assemblage mixte ($M_{j.Rd}$) pouvant atteindre **17.46%**.

* Pour la figure **4-46** :

- L'enrobage du poteau avec du béton provoque une augmentation de la rigidité initiale ($S_{j.ini}$) de l'assemblage mixte pouvant atteindre **23.292%** (pour IPE400).
- On remarque, aussi que plus que h_b augmente, plus que l'écart entre $S_{j.ini}$ et $S_{j.ini}^{\circ}$ augmente. Tandis que, l'écart entre $M_{j.Rd}$ et $M_{j.Rd}^{\circ}$ reste presque constant en passant de IPE160 à IPE400. cette constatation nous conduit à déduire que la présence du béton dans le poteau rigidifie l'assemblage mixte.

* Les figures **4-44** et **4-45** montrent l'effet de la nuance d'acier des profilés métalliques de la poutre ($F_{y.b}$) et du poteau ($F_{y.c}$) sur le moment résistant de l'assemblage mixte :

- Le moment résistant de l'assemblage mixte ($M_{j.Rd}$ ou $M_{j.Rd}^{\circ}$) augmente avec l'augmentation de $F_{y.b}$ et $F_{y.c}$ (en passant de 235 à 460N/mm²). Cette augmentation pouvant atteindre **75.196%** (pour IPE400).
- On passant de IPE160 à IPE400 les 4 courbes (pour $F_{y.b} = F_{y.c} = 235, 275, 355$ et 460 N/mm²) s'écartent de plus en plus l'un par rapport à l'autre. C'est-à-dire que l'augmentation maximale de $M_{j.Rd}$ ou $M_{j.Rd}^{\circ}$ est toujours celle qui correspond au profilé métallique de la poutre qui à la hauteur la plus grande.

*Le tableau **4-26** montre que :

- La variation de la nuance d'acier des profilés métalliques de la poutre ($F_{y.b}$) et du poteau ($F_{y.c}$) n'a aucune influence sur la rigidité initiale ($S_{j.ini}$ et $S_{j.ini}^{\circ}$).

IV-3 CONCLUSION

*L'intérêt du logiciel de calcul (RIMAX-1) c'est la facilité et la rapidité que l'on peut l'avoir pour calculer les propriétés d'un assemblage dans un laps de temps très court pour les trois types d'assemblages mixtes suivants :

- avec plaque de contact.
- avec platine d'extrémité limitée.
- avec platine d'extrémité non débordante.

*Les résultats obtenus à l'aide de l'utilisation de ce logiciel ont permis de montrer l'influence de certains paramètres sur le moment résistant du calcul ($M_{j.Rd}$) et sur la rigidité initiale ($S_{j.ini}$) de l'assemblage mixte. Le calcul du moment résistant et de la rigidité initiale pour les trois types d'assemblage mixte, a permis dans un premier temps, d'évaluer le taux d'augmentation de la valeur du moment résistant et de la rigidité initiale en prenant en compte le pourcentage des armatures longitudinales de la dalle en béton et de la hauteur du profilé métallique de poutre et du poteau, et en deuxième temps de mettre en évidence l'influence de l'enrobage du poteau avec de béton.

La mise au point du logiciel de calcul des assemblages mixtes avec platine d'extrémité non débordante a permis, d'une part d'estimer l'influence de l'épaisseur de la platine sur le moment résistant et la rigidité initiale ; où on a constaté que au-delà d'une épaisseur de la platine égale à l'épaisseur de la semelle du poteau, on enregistre un moment résistant constant une rigidité initiale constante, d'une autre part d'estimer l'influence de la présence de deuxième rangée de boulons en traction, qui provoque une légère augmentation de moment résistant et la rigidité initiale.

L'enrobage du poteau avec de béton et la variation du pourcentage des armatures longitudinales de la dalle provoque une augmentation importante du moment résistant et de la rigidité initiale de l'assemblage.

La variation à chaque fois des profilés métalliques de la poutre et du poteau permet de faire le choix de l'assemblage le plus adéquat (le plus efficace et le plus économique) qui est caractérisé par un moment résistant et une rigidité initiale considérables.

En fin l'étude paramétrique a permis de constater que dans le cas d'assemblage avec plaque de contact et avec platine d'extrémité limitée la ruine aura lieu par rupture de l'armature longitudinale en traction, par contre dans le cas d'assemblage avec platine d'extrémité non débordante la ruine aura lieu par rupture du panneau d'âme du poteau en cisaillement.

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire a été consacrée aux assemblages mixtes type poutre-poteau avec plaque de contact et avec platine d'extrémité (non débordante ou limitée), avec comme objectif d'élaborer un logiciel de calcul pour déterminer les caractéristiques clés de l'assemblage ($M_{j.Rd}, S_{j.ini}$) et de mettre en évidence les différents paramètres influençant le comportement de l'assemblage mixte sous moment négatif (dû à un chargement statique).

Le travail de recherche a été mené selon 4 chapitres comme suit :

- ∅ Le 1^{er} chapitre : consiste à donner une introduction aux constructions mixtes, en mettant en avant l'intérêt et l'avantage de ce type de construction. la fin, de ce chapitre a été consacrée à des exemples de constructions mixtes réalisées à travers le monde.
- ∅ Le 2^{ième} chapitre : est consacré à la définition et à la présentation des assemblages mixtes et en particulier les trois types d'assemblages mixtes type poutre-poteau suivants :
 - avec plaque de contact.
 - avec platine d'extrémité limitée.
 - avec platine d'extrémité non débordante.

On termine ce chapitre par une étude bibliographique qui a consisté à synthétiser les différents travaux de recherche sur les modèles du calcul de ces assemblages. Cela nous a permis de montrer les différents modèles de calcul et leurs suppositions ainsi que leurs limitations pour décrire réellement le comportement des assemblages. On termine cette étude bibliographique par le modèle de calcul des assemblages mixtes présenté par les Eurocodes 3 et 4 et qu'on a utilisé par la suite pour conduire notre étude à caractériser les assemblages mixtes par les trois paramètres clés qui sont :

- Le moment résistant de calcul ($M_{j.Rd}$).
 - La rigidité initiale ($S_{j.ini}$).
 - La capacité de rotation (f_{cd}).
- ∅ Le 3^{ième} chapitre : a été consacré à la présentation en détail de « la méthode des composantes » présentée par les **Eurocodes 3 et l'annexe-J révisé et les recommandations de calcul** sous forme de **clauses de Eurocode 4** et qui est retenue comme modèle de calcul pour l'étude des trois types d'assemblages mixtes déjà cités. Dans cette présentation on constate la difficulté qui accompagne l'application de cette méthode et qui est due principalement au nombre important des composantes actives, au nombre important des données à prendre en compte et à un calcul très long qui prend énormément du temps et d'effort. D'où la nécessité d'élaboration d'un programme de calcul automatique pour effectuer l'étude des assemblages mixtes.
 - ∅ Le 4^{ième} chapitre : a été consacré à l'élaboration d'un logiciel de calcul qui nous a permis d'étudier les trois types d'assemblages avec un nombre important de paramètres. Les résultats obtenus par l'utilisation de ce logiciel ont permis d'effectuer une étude paramétrique. pour montrer l'importance du pourcentage des armatures longitudinales de la dalle en béton, de la hauteur du profilé métallique de la poutre et de l'enrobage du profilé

métallique du poteau avec du béton dans le calcul du moment résistant de calcul ($M_{j.Rd}$) et de la rigidité initiale ($S_{j.ini}$).

L'étude paramétrique a permis de quantifier l'influence relative de certaines composantes de l'assemblage mixte (armatures longitudinales de la dalle, la hauteur du profilé métallique de la poutre, enrobage ou non du poteau avec de béton, la présence de deuxième rangée de boulons en traction, l'épaisseur de la platine d'extrémité,...) sur les caractéristiques clés ($M_{j.Rd}, S_{j.ini}$) des trois types d'assemblages mixtes déjà retenus. Les principales conclusions retenus peuvent être énumérées comme suit :

- En faisant varier le pourcentage des armatures de la dalle en béton ou la hauteur du profilé métallique de la poutre, on a constaté que son influence sur le comportement global de l'assemblage se manifestait principalement sur le moment résistant et sur la rigidité initiale, donc sur le mode de ruine de l'assemblage. Ainsi en zone tendue dans le cas de l'assemblage avec plaque de contact la ruine de l'assemblage aura lieu par rupture de l'armature dans le cas de connexion complète des poutres et probablement par ruine de connexion de la poutre quand celle-ci est partielle.
- On a constaté que le cisaillement du panneau de l'âme du poteau influait de manière défavorable sur la rigidité initiale et sur le moment résistant de l'assemblage. En revanche vis-à-vis de la capacité de rotation, il agissait très favorablement.
- Il est important de souligner, le rôle joué par la hauteur du profilé métallique de la poutre sur l'augmentation du moment résistant de l'assemblage qui peut atteindre dans certains cas (1.1904 fois) et notamment dans le cas des assemblages mixtes avec plaque de contact, pour lesquels il était admis $M_{j.Rd}$ nul. Ce qui faisait passer l'assemblage comme une articulation.
- En fin l'étude a permis également de se faire une idée sur le comportement de l'assemblage en présence d'une deuxième rangée de boulons en traction qui provoque une légère augmentation du moment résistant du calcul (4.423%) et aussi une légère augmentation de la rigidité initiale (4.978%) en comparant avec le cas de leurs absence pour l'assemblage mixte avec platine d'extrémité non débordante.
- Pour l'assemblage mixte avec platine d'extrémité non débordante L'augmentation de l'épaisseur de la platine (t_p) provoque une augmentation considérable de la résistance de la platine d'extrémité en flexion ($F_{Rd.5}$).
- dans le cas d'assemblage avec plaque de contact et avec platine d'extrémité limitée la ruine aura lieu par rupture de l'armature longitudinale en traction, par contre dans le cas d'assemblage avec platine d'extrémité non débordante la ruine aura lieu par rupture du panneau d'âme du poteau en cisaillement.
- Le calcul effectué sur un nombre important d'assemblages mixtes entre les différents profilés métalliques de la poutre et du poteau permet de faire le choix de l'assemblage le plus adéquat qui est caractérisé par un moment résistant et une rigidité initiale considérables.

Enfin, d'un point de vu purement personnel, le travail que nous avons effectué au laboratoire de mécanique des sols et des structures (**L.M.S.S**) a été l'occasion pour nous d'améliorer et d'approfondir nos connaissances, dans le domaine des structures mixtes et en particulier les assemblages mixtes, leurs modélisations et leurs caractérisations, aussi dans le domaine informatique notamment sur l'élaboration de logiciel de calcul.

Ce logiciel doit s'étendre, se développer et se généraliser à d'autres configurations d'assemblage. Par ailleurs les résultats obtenus par l'utilisation de ce logiciel doivent être confrontés avec les valeurs obtenues par d'autres approches telle que ; une approche par éléments finis ou une approche expérimentale, ce qui fera l'objet éventuellement d'un travail plus approfondi rentrant dans le cadre d'une thèse de doctorat.

ملخص

الهدف من هذا البحث هو إنشاء برنامج حساب يسمح بدراسة سلوك الروابط المختلفة باللواكب لصفيحة معدنية من البلاطين حدية (غير فائضة أو محدودة) و لصفيحة التماس لكي نعين الوسائط الجّد مؤثرة في العزم المقاوم الحسابي ع رمح و في الصلابة الأولية (ص أور) لهذا النوع من الروابط .

العمل المقدم يحتوي على أربعة دروس:

x **الدرس الأول :** يبين أهمية المنشآت المختلفة حيث يعرض إيجابياتها و سلبياتها بالإضافة إلى عرض تأثير الاختلاط على مقاومة و صلابة هذا النوع من الإنشاءات .

x **الدرس الثاني :** خصص لتعريف و عرض الروابط المختلفة و ينتهي بمعالجة شاملة للمواضيع البحوث التي تتناول دراسة الروابط المعدنية و المختلطة كمرّة- عمود .

x **الدرس الثالث :** خصص لتخصيص الروابط المختلطة المختارة بطريقة " طريقة المركبات " المعروضة في الملحق ج و القوانين المرفقة مع أورو كود 3-(Eurocode-3).

x **الدرس الرابع:** خصص لإنشاء برنامج حساب يسمح بالدراسة الواسطية للأنواع الثلاثة لروابط المختلطة المختارة لكي نقدر تأثير بعض الوسائط التالية:
نسبة التسليح الطولي في السقف من الخرسانة ، علو الكمرّة المعدنية ، تغطية العمود بالخرسانة ، نوعية معدن الكمرّة و العمود ، نوعية معدن التسليح الطولي ، سمك الصحيفة المعدنية من البلاطين و عدد صفوف اللواكب المشدودة .

نلاحظ شدة حساسية كمية العزم المقاوم و الصلابة الأولية للروابط لتغيير نسبة تسليح الأسقف ، علو الكمرّة المعدنية ، تغطية العمود بالخرسانة ، عدد صفوف اللواكب المشدودة ، كما نلاحظ تأثير القدرة على الدوران للروابط المختلطة لتغيير علو الكمرّة المعدنية .

الكلمات المتداولة:

الإنشاءات المختلطة – الروابط المختلطة – صفيحة حدية من البلاطين – صفيحة التماس – دراسة وساطية – نماذج – برنامج حساب – أورو كود 03- أورو كود 4 – الملحق ج -

RESUME

L'objet du présent travail de recherche est d'élaborer un logiciel de calcul qui permette d'effectuer une étude sur le comportement des assemblages mixtes boulonnés type poutre-poteau avec platine d'extrémité (non débordante ou limitée) et avec plaque de contact afin de déterminer les paramètres les plus influents sur le moment résistants de calcul ($M_{j.Rd}$) et la rigidité initiale ($S_{j.ini}$) de ces assemblages mixtes.

Le travail présenté, comprend principalement quatre chapitres :

- ∅ Le premier chapitre montre l'intérêt des constructions mixtes on présentant ces avantages et ces inconvénients, ainsi que, l'effet du mixte sur la résistance et la rigidité de ce genre de construction.
- ∅ Le deuxième chapitre a été consacré à la définition et à la présentation des assemblages mixtes et se termine par une synthèse bibliographique sur les travaux de recherches conduits sur les assemblages métalliques et mixtes de type poutre-poteau.
- ∅ Le troisième chapitre a été consacré à la caractérisation des assemblages mixtes déjà retenus par « la méthode des composantes » présentée dans l'annexe-J et les clauses du code modèle utilisées en association avec l'EC-4.
- ∅ Le quatrième chapitre a été consacré à l'élaboration d'un logiciel qui nous permet l'étude paramétrique sur les trois types d'assemblages mixtes déjà retenus afin d'apprécier l'influence de certains paramètres tels que :
Le pourcentage des armatures longitudinales de la dalle en béton, la hauteur du profilé métallique de la poutre, l'enrobage du profilé métallique du poteau, la hauteur du profilé métallique du poteau, la nuance d'acier des profilés du poteau et de la poutre, la nuance d'acier des armatures longitudinales de la dalle en béton, l'épaisseur de la platine et la présence d'une deuxième rangée des boulons en traction.

Il s'est avéré que le moment résistant et la rigidité initiale de l'assemblage sont très sensible à la variation du pourcentage d'armatures de la dalle, de la hauteur du profilé métallique de la poutre, de l'enrobage du poteau avec du béton, de la présence de deuxième rangée de boulons en traction et de l'épaisseur de la platine d'extrémité, et que la capacité de rotation de l'assemblage mixte avec plaque de contact est très sensible à la variation de la hauteur du profilé métallique de la poutre.

Mots clés : construction mixte – assemblage mixte – platine d'extrémité – plaque de contact – étude paramétrique – modélisation – logiciel de calcul – Eurocode3 – Eurocode4 – Annexe J.

ABSTRACT

The object of the present research work is to elaborate a software of calculation which to allow to make a study on the behaviour of beam-to-column composite joints with flush end- plates (or with partial-depth end-plates) and with contact plates to determine the most influential parameters over the moment resistant of calculation ($M_{j.Rd}$) and initial rigidity ($S_{j.ini}$) of these composite joints.

Presented work includes mainly four chapters:

- ∅ The first chapter shows the interest of composite constructions one presenting these advantages and these inconveniences, as well as, the effect of the composite in the resistance and the rigidity of this construction.
- ∅ The second chapter was dedicated to the definition and to the presentation of composite joints and ends by a bibliographical synthesis on research works driven on the metal and composite joints of type beam - column.
- ∅ The third chapter was dedicated to the characterization of composite joints already retained by "the method of components" presented in the appendix - J and the clauses of the code model used in association with EC-4.
- ∅ The fourth chapter was dedicated to the elaboration of software which allowed us parametrical study on the three types of composite joints already retained to appreciate the influence of certain parameters such as:
The percentage of the longitudinal armatures of the slab in concrete, the height of the metal profile of the beam, the envelope of the metal profile of the column composite joints, the height of the metal profile of the post, the nuance of steel of the profiles of the column and the beam, the nuance of steel of the longitudinal armatures of the slab in concrete, the thickness of end-plate and the presence of a second row of bolts in tension.

It turned out that the resistant moment and the initial rigidity of the composite joints are very sensitive to the variation of the percentage of armatures of the slab, the height of the metal profile of the beam, the envelope of the column some concrete, the presence of second row of bolts in tension and the thickness of platinum of extremity, and that the capacity of rotation of the composite joints with contact plates is very sensitive to the variation of the height of the metal profile of the beam.

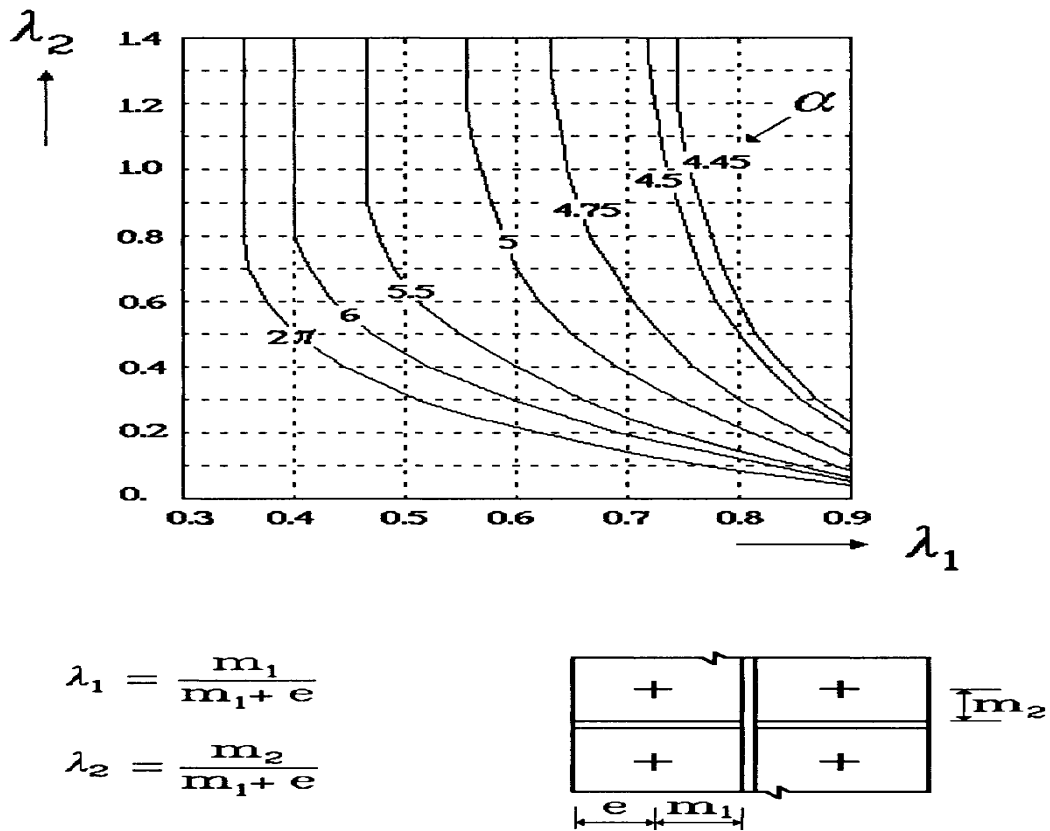
Keywords: composite constructions - composite joints – end-plates - contact plates - parametrical study - modelling - software of calculation - Eurocode3 - Eurocode4 - Appendix J.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1]: **EN 1994-1-1-Eurocode 4**: « design of composite steel and concrete structures ». Part 1-1
General rules and rules for building: draft N°2, April 2000.
- [2]: **prEN 1993-1-8-Eurocode 3**: «design of steel structures». Part 1-8: design of joint;
Draft N°1; 29 february 2000.
- [3]: **ENV 1993-1-1-Eurocode 3**: «design of steel structures». Part1-1: General rules 1993.
- [4]: **EN 1992-1-1-Eurocode 2**: «design of concrete structures». Part1-1: General rules.
- [5]: **ENV 1993-1-1-Eurocode 3**: Part1-1: Rivised Annex J
Joint in building frames 1993.
- [6]: **D. ANDERSON et A.A.NAJAFI (1993)**: « performance of composite connections:
Major axis end-plate joints». Department of Engineering. University of Warwick.
Reseach Report. CE 44 – April 1993.
- [7]: **publication de la C.T.I.C.E.M (2002)** : «construction métallique N° 3-2005 »
- [8]: **publication de la C.T.I.C.E.M (2000)** : «construction métallique N° 3-2000 »
- [9]: **PIERRE MAITRE (1997)** : « formulaire de la construction métallique »
Règles CM66 + Additif 80, normes d'assemblage, Eurocode 3.
Edition : Le Moniteur 1997
- [10]: **P.BOURRIER et J.BROZZETTI (1996)** : «construction métallique et mixte
acier-béton» 1. Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4
Edition : Eyrolles 1996
- [11]: **MANFERD A. HIRT – ROLF BEZ (1996)**: «Traité de génie civil, construction
métallique ». Volume 10 (1966)
- [12]: **MANFERD A. HIRT et MICHEL (2005)** : «Traité de génie civil, charpentes
métalliques ». Volume 11 (2005)
Deuxième Edition revue et adaptée 2005
- [13]: **STRUCTURAL STEELWORK EUROCODES DEVELOPMENT OF A
TRES-NATIONAL APPROACH (S.S.E.D.T.A).**
S.S.E.D.T.A-2 Final version 2000
- [14]: **C.E.C.M Document N°109. Collection C.T.I.C.M** : «Conception et calcul des
assemblages mixtes de bâtiments»
- [15]: **Publication de ARCELOR**: «Construction mixte acier-béton à base de poutrelles la
minées ».

- [16]: **R.P. JOHSON** et **C.L.C.LAW** : « Semi-Rigid for composite formes ». Joints in structural steel work
- [17]: **F.BENUSSI** et **S.NOE**: «On the modelling of semi rigid connections ». Journal of constructional steel reseach.
- [18]: **J.M. ARIBERT** : «Influence of slip shear connection on composite joint behaviour». Third international workshop on connections in steel structures. AISC / ECCS. Trento. 28-31 May 1995.
- [19]: **F.TSCHEMMERNEGG**: «INNSBRUK joint-steel + composite». First COST C1. Working group meeting on «steel and composite» help in liège, Belgium, on june 14-15,1995
- [20]: **TSCHEMMERNEGG, HUBER**: «joint-transformation and influence for the global analysis». COST – C1 / ECCS TS 11.
- [21]: **COST – C1 / ECCS Drfting Groupe Composite Connections**. Proposed document on connection beharviour and design. Chpther 4: Component characteristics. Paper AN/63.9.96.
- [22]: **MIMOUN.F.Z, M. MIMOUN, SLIMANI. R**: «characterization of composite joints according to the Eurocode - 4»
The international conference for building and construction.
The 14th INTER BUILD 21-25 june 2007
Cairo international conference. Centre (C.I.C.C – Egypt)
- [23]:**N.M. NEWMARK, C.P.SIESS** et **I.M.VIEST (1951)**: «Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction». For Experimental Stress Analysis

ANNEXE



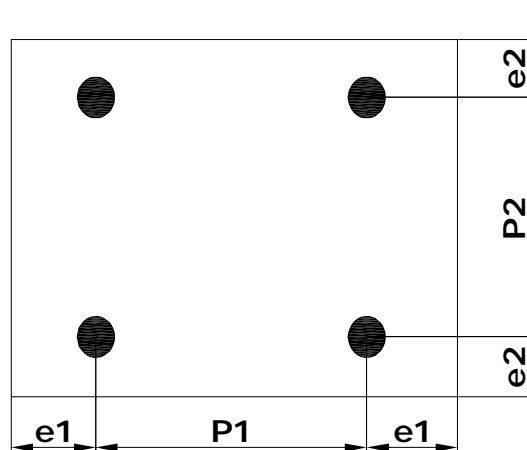
FigureA-1 : Valeur de α en fonction de l_1 et l_2 (figure J.3.7) [5].

α : Est un coefficient qui dépend de la position des trous de boulons sur la platine

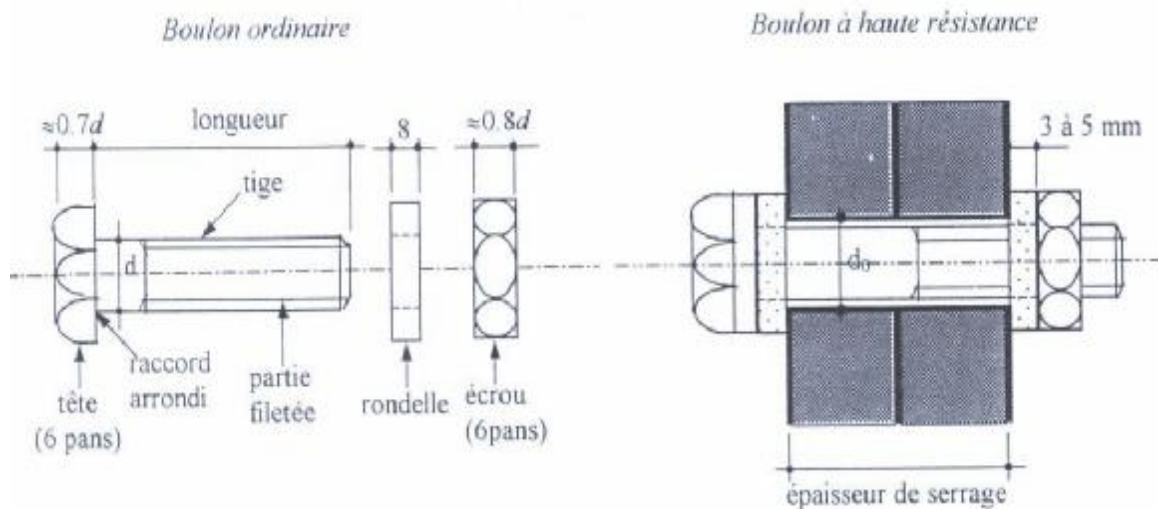
$$a = \text{Min}(e_1/3d_0; P_1/3d_0 - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1)$$

Avec : e_1 Et e_2 : pinces

P_1 Et P_2 : pas



FigureA-2 : pinces et pas.



FigureA-3 : assemblage par boulons [11].

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_o (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
ϕ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
ϕ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	> 14	-	-
cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	> 120	-	-
d_m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,60

TableauA-1: Principales caractéristiques géométrique du boulons [10].

D : Diamètre de la partie non filetée de boulon.

d_o : Diamètre nominal du trou

A : Section nominale du boulon.

A_s : Section résistance de la partie filetée.

d_m : Diamètre moyen entre le cercle réinscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon.

-L'EC3 propose les diamètres de trous comme.

$$d_o = d + 1\text{mm} \quad \text{Pour } d \leq 14\text{mm}$$

$$d_o = d + 2\text{mm} \quad \text{Pour } 14 < d \leq 24\text{mm}$$

$$d_o = d + 3\text{mm} \quad \text{Pour } d \geq 27\text{mm}$$

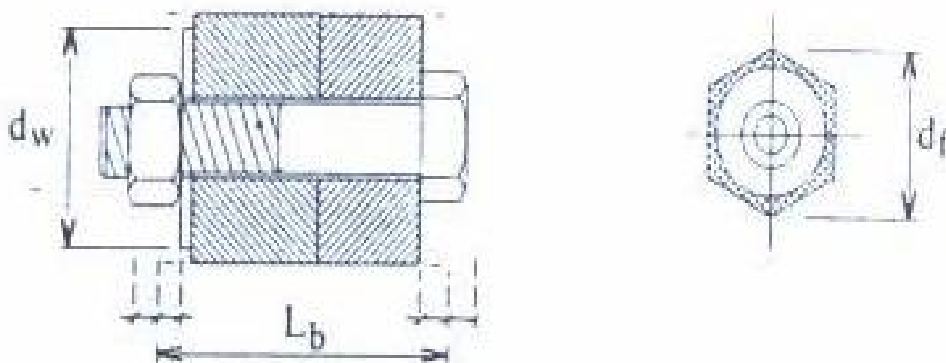


Figure A-4 : Présentation de la longueur L_b [9]

Configuration et chargement	Valeur proposée pour β
	$b = 1$
	Si $ M_1 \cong M_2 $ $b_1 = b_2 = 0$ Si $ M_1 \neq M_2 $ $b_1 = b_2 = 1$
	Si $ M_1 \cong M_2 $ $b_1 = b_2 = 2$ Si $ M_1 \text{ ou } M_2 \cong 0$ $b_1 = b_2 = 1$

Tableau A-2: Valeurs recommandées pour b [13]

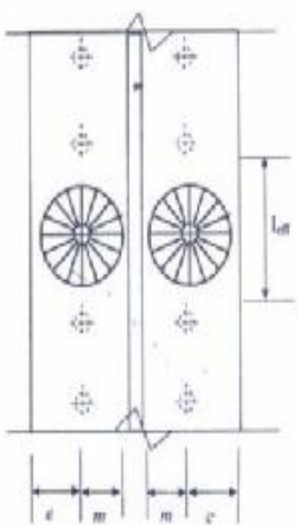
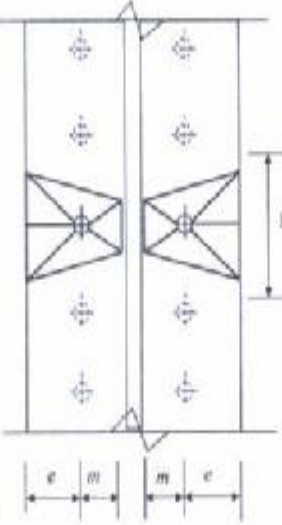
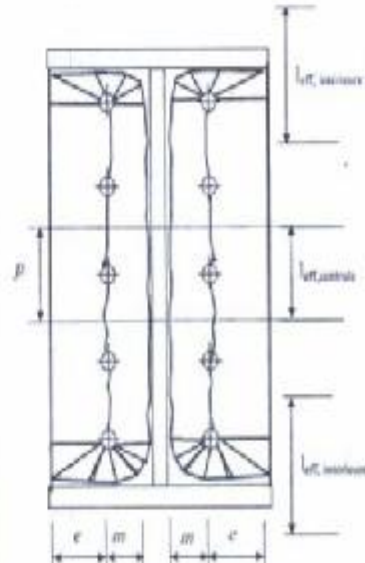
 <p>Mécanisme circulaire $l_{eff,cr} = 2 \pi m$</p>	 <p>Mécanisme non circulaire $l_{eff,nc} = 4m + 1,25e$</p>	 <p>Parce que $p < (4m + 1,25e) < 2\pi m$ - Rangée intérieure : $l_{eff} = \alpha m + 0,5p - (2\pi m + 0,625e)$ - Rangée centrale : $l_{eff} = p$</p>
a) Rangée centrale considérée séparément	b) Rangée centrale considérée séparément	c) Rangée intérieure et rangée centrale comme partie du groupe entier des rangées
Mécanismes pour la rangée centrale agissant seule $l_{eff} = \min[2\pi m ; (4m + 1,25e)]$		Mécanisme pour le groupe entier en traction sur l'assemblage de l'IPE 330

Tableau A-3: valeurs de la longueur efficace [7].

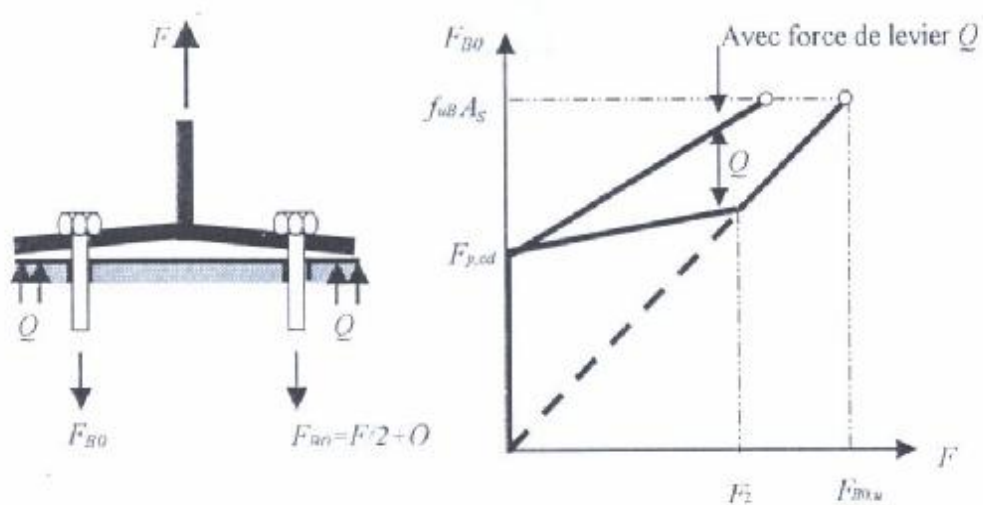


Figure A-5: Force de levier dans les assemblages [11]

