

République Algérienne Démocratique et populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
*Université Mentouri Constantine*  
*Faculté des sciences de l'Ingénieur*

*Département de GENIE CIVIL*

N° d'ordre :.....

N° de série :.....

**THESE**

Présenté pour l'obtention du diplôme de

**Doctorat d'état**

**Spécialité : GENIE CIVIL**

**THEME :**

**Analyse Expérimentale de la Connexion Acier-Béton dans les  
Structures Mixtes**

**Par : TEBBAKH Bachir**

*Directeur de Thèse: Prof. Mimoune Mostefa*

Soutenu publiquement le : .../.../2011

Devant le jury composé de :

<b>Président :</b>	HOUARI H.	Professeur	U. M. Constantine
<b>Rapporteur :</b>	MIMOUNE M.	Professeur	U. M. Constantine
<b>Examineurs :</b>			
	Boumekik A.	Professeur	U. M. Constantine
	Belachia M.	Professeur	U. Skikda
	Oussief H.	M.C.A	U. Annaba

## ***REMERCIEMENTS***

Je tiens à exprimer ma gratitude à Monsieur MIMOUNE Mostefa, professeur à l'Université Mentouri–Constantine, mon directeur de thèse, pour m'avoir guidé tout au long de ce travail. Je le remercie vivement de sa disponibilité, pour ses conseils, avisés et son aide précieuse pour la concrétisation de cette thèse.

J'exprime mes sincères remerciements à Monsieur HOUARI H professeur à l'université Mentouri–Constantine pour avoir bien voulu accepter la tâche de présider le jury de soutenance de cette thèse.

Je tiens à remercier Monsieur BOUMEKIK. A professeur à l'université de Mentouri–Constantine pour avoir accepté d'être membre de jury de la thèse.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur BELACHIA. M professeur à l'université de Skikda pour avoir accepté d'être membre de jury de la thèse.

Mes remerciements aussi à Monsieur OUSSIEF H Maître de Conférence à l'université d'Annaba pour avoir accepté d'être membre de jury de la thèse.

Mes remerciements ne se seraient pas complets si je ne citais pas toutes les personnes qui m'ont aidé à la réalisation de ce travail.

Enfin, je tiens à remercier mon épouse et mes enfants ainsi que toute la famille et tous mes proches pour leurs encouragements et leur soutien dans tous les instants.

## Résumé

Le contenu de ma thèse de recherche consiste en l'étude de l'analyse expérimentale de la connexion Acier-Béton dans les structures mixtes couramment utilisées dans la construction des ponts, des parkings étagés et des constructions industrielles.

La thèse comprend 5 chapitres :

- **Chapitre 1-** Présentation générale de la construction mixte qui permet de spécifier le type structure ainsi que les phénomènes qui sont étudiés dans le cadre de cette thèse.
- **Chapitre 2-** Introduit le comportement fondamental des composantes de la poutre mixte. Cette partie comporte aussi le développement des modèles de calcul pour l'acier et le béton étudiés, et les différents types de comportements des connecteurs souples et rigides.
- **Chapitre 3-** est consacré aux principes d'analyse de l'Eurocode 4.
- **Chapitre 4-** est consacré à l'étude expérimentale du phénomène de différents spécimens testés. 15 tests push-out de grandeur réelle ont été préparés et testés sous chargements statiques.
- **Chapitre 5-** est consacré à l'analyse des résultats d'essais. Nous présentons les résultats d'essai (push-out) de façon à orienter l'utilisateur de ces connecteurs vers le meilleur choix (gain de temps de réalisation et réduction du coût de construction).

**Mots clés :** acier – béton – connecteur – connexion – poutre mixte – essais – push out – structure mixte – connecteurs souples et rigides – glissements

## *Abstract*

The contents of the thesis research is the study of experimental analysis of the connection steel-concrete in mixed structures commonly use in construction of bridges, parking floors and industrial structures.

The thesis includes fives chapters:

- **Chpater 1-** overview of composite construction that allows to specify the type of structure and the phenomena that are studied in this thesis.
- **Chapter 2-** introduces the fundamental behavior of the components of the composite beam; this part also includes the development of models of computation for the steel and concrete studied, and different types of behaviors of flexible and rigid connectors Eurocode 4.
- **Chapter 3-** is devoted to the principals of analysis of the Eurocode 4.
- **Chapter 4-** is devoted to experimental study of various specimens tested. 15 push-out tests of real size were prepared and tested under static changes.
- **Chapter 5-** is devoted to analysis of test results (push out) to guide the user of the connectors to the best choice (saving production time and reducing the cost of construction).

**Keywords :** steel – concrete – connector – connection – composite beam – tests – push out – mixed structures – flexible and rigid connectors – landslides.

## Sommaire

<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 1 – Généralités sur les constructions mixtes acier-béton</b>	
1.1. Introduction .....	4
1.2. Éléments de structures mixtes acier-béton .....	4
1.2.1. <i>Poteaux mixtes acier-béton</i> .....	4
1.2.2. <i>Dalles mixtes</i> .....	5
1.2.3. <i>Poutres mixtes acier-béton</i> .....	5
1.3. Comportement d'une poutre mixte .....	6
1.4. Caractéristiques des matériaux utilisés dans les constructions mixtes .....	8
1.4.1. <i>Acier de construction</i> .....	8
1.4.2. <i>Acier d'armature</i> .....	9
1.4.3. <i>Tôle profilé</i> .....	10
1.4.4. <i>Connecteur de cisaillement</i> .....	10
1.4.5. <i>Béton</i> .....	11
1.5. Avantages et inconvénients des poutres mixtes .....	12
1.6. Conclusion .....	12
<b>Chapitre 2- Recherche bibliographique</b>	
2.1. Introduction .....	14
2.2. Largeur participante .....	15
2.3. Classes de sections mixtes acier-béton .....	16
2.4. Méthodes de calcul des poutres mixtes .....	17
2.5. Quelques résultats bibliographiques .....	18
2.6. Conclusion .....	30
<b>Chapitre 3- Comportement de la connexion acier-béton dans les poutres mixtes</b>	
3.1. Introduction .....	32
3.2. Classification des connecteurs .....	32
3.2.1. <i>Connecteurs ductiles (souples)</i> .....	33
3.2.2. <i>Connecteurs non ductiles (rigides)</i> .....	34
3.3. Résistance des connecteurs et mode de ruine de la connexion .....	35
3.4. Résistance des goujons soudés .....	37
3.5. Résistance des connecteurs en équerre clouée .....	38

3.6. Résistance des connecteurs en butée .....	39
3.7. Résistance des connecteurs en cornière soudée .....	39
3.8. Différents types de connexion .....	40
3.8.1. <i>Connexion complète</i> .....	40
3.8.2. <i>Connexion partielle</i> .....	40
3.9. Calcul de la connexion .....	40
3.9.1. <i>Calcul élastique de la connexion</i> .....	41
3.9.2. <i>Calcul plastique de la connexion</i> .....	42
3.10. Comportement de la connexion en fonction de différents paramètres .....	43
3.10.1. <i>Influence de la portée</i> .....	43
3.10.2. <i>Influence de la nuance d'acier du profilé</i> .....	45
3.10.3. <i>Influence des dimensions du profilé</i> .....	47
3.10.4. <i>Influence de la qualité du béton</i> .....	47
3.10.5. <i>Influence du nombre et du type de connecteurs</i> .....	49
3.11. Conclusion .....	50

#### **Chapitre 4- Procédure expérimentale « push-out »**

4.1. Introduction .....	51
4.2. Présentation des éprouvettes d'essais .....	51
4.3. Types de connecteurs testés .....	53
4.4. Dispositifs d'essais .....	54
4.5. Dispositifs de mesure .....	56
4.6. Mesure de la force .....	58
4.7. Mesure de déplacement .....	59
4.8. Carte multifonctions .....	60
4.9. Étalonnage des capteurs .....	61
4.10. Courbe d'étalonnage des capteurs de déplacement .....	62
4.11. Conclusion .....	64

#### **Chapitre 5- Analyse des résultats expérimentaux**

5.1. Résultats d'essais .....	65
5.2. Modes de ruine observés .....	66
5.3. Influence du type de connecteurs .....	67
5.4. Influence de la tôle mince sur le mode de ruine .....	70
5.5. Influence de la taille de l'éprouvette sur le mode de ruine .....	70

5.6. Comparaison avec les modes de ruine de l’Eurocode 4 .....	73
5.7. Conclusion .....	80
<b>Conclusion générale</b> .....	<b>81</b>
<b>Références Bibliographiques</b> .....	<b>82</b>

**LISTE DES :**

– *Figures*

– *Tableaux*

– *Photos*

## Liste des figures

### **Chapitre 1**

Fig. 1.1. Exemples de sections transversales des poteaux mixtes .....	4
Fig. 1.2. Dalle mixte acier-béton .....	5
Fig. 1.3. Poutre mixte : a) avec la tôle profilée b) poutre mixte avec pré-dalle .....	6
Fig. 1.4. Principe de fonctionnement de poutre mixte fléchie .....	7
Fig. 1.5. Comparaison entre section mixte et non mixte .....	7
Fig. 1.6. Contraintes-déformation spécifique des aciers .....	8
Fig. 1.7. Courbes contraintes- déformation spécifique des aciers.....	9
Fig. 1.8. Exemples de connecteurs.....	10
Fig. 1.9. Contraintes déformation spécifique d'un béton mesuré des aciers.....	11

### **Chapitre 2**

Fig. 2.1. Distribution des contraintes dans une section mixte.....	14
Fig. 2.2. Largeur participante ou efficace.....	15
Fig. 2.3. Largeur participante dans le cas des poutres de pont.....	16
Fig. 2.4. Classification des sections mixtes.....	17
Fig. 2.7. Sollicitations sur un tronçon de poutres.....	19
Fig. 2.8. Sollicitations sur un tronçon de poutres à section variable.....	22
Fig. 2.9. Décomposition du moment de flexion en forces internes.....	23
Fig. 2.10. Linéarisation des coefficients $C_1$ et $C_2$ .....	26
Fig. 2.11. Déformation d'un tronçon $dx$ .....	27
Fig. 2.12. Sections 1-1 et 2-2.....	28

### **Chapitre 3**

Fig. 3.1. Comportement des connecteurs.....	32
Fig. 3.2. Exemple de connecteurs ductiles.....	33
Fig. 3.3. Types de connecteurs a) en butée b) linéaire.....	34
Fig. 3.4.a. Modes de ruine de connecteurs « dalle pleine ».....	36
Fig. 3.4.b. Modes de ruine de connecteurs selon l'EC-4.....	36
Fig. 3.5. Modèle de calcul élastique de l'effort rasant.....	41
Fig. 3.9. Poutre avec tôle profilé à nervures perpendiculaires ou profilé.....	44
Fig. 3.10. Degré minimum de connexion selon EC-4.....	45
Fig. 3.17. Variation de $Z_s/Z_b$ en fonction de la résistance de béton.....	47

Fig. 3.19. Influence de résistance de béton sur comportement des connecteurs.....	48
---	----

#### **Chapitre 4**

Fig. 4.1. Éprouvette d'essai push-out cas des goujons.....	52
Fig. 4.2. Éprouvette d'essai push-out cas des goujons.....	52
Fig. 4.3. Éprouvette d'essai push-out cas de connecteur en cornière.....	53
Fig. 4.4. Courbe de l'étalonnage.....	62
Fig. 4.5. Connexion du réseau et lectures des résultats.....	63

#### **Chapitre 5**

Fig. 5.1. Effort de cisaillement en fonction du nombre et type de connecteur.....	69
Fig. 5.2. Glissement en fonction du nombre et du type de connecteurs.....	70
Fig. 5.3. Mode de ruine de la dalle et du connecteur.....	71
Fig. 5.4. Variation de la force appliquée en fonction du glissement de connecteurs rigides.....	72
Fig. 5.5. Variation de la force appliquée en fonction du glissement cas des connecteurs ductiles.....	72
Fig. 5.6. Différents modes de ruine.....	73

## Liste des tableaux

Tab. 1.1. Caractéristiques des principaux aciers de construction.....	<b>9</b>
Tab. 1.2. Caractéristiques mécaniques des bétons .....	<b>12</b>
Tab. 4.1. Information sur la fabrication des connecteurs.....	<b>54</b>
Tab. 5.1. Caractéristiques géométriques des maquettes d'essais.....	<b>65</b>
Tab. 5.2. Résultats d'essais.....	<b>66</b>
Tab. 5.3. Effort appliqué en fonction des glissements pour les différents types de connecteurs.....	<b>66</b>

## Liste des photos

Photo. 4.1. Machine d'essai .....	55
Photo. 4.2. Armoire de commande .....	55
Photo. 4.3. Bâti d'essai .....	56
Photo. 4.4. Profilé métallique avant coulage des dalles .....	57
Photo. 4.5. Éprouvette finalisée avec dalle de béton .....	57
Photo. 4.6. Capteurs de force utilisés dans les essais .....	58
Photo. 4.7. Capteurs de déplacement utilisés dans les essais .....	59
Photo. 4.8. Carte multifonctions utilisée dans les essais .....	60
Photo. 4.9. Boîtier de connexion .....	60
Photo. 4.10. Mise en œuvre de l'étalonnage .....	62
Photo. 5.1. Ruine par rupture du béton au niveau du connecteur .....	74
Photo. 5.2. Ruine par écrasement du béton autour du connecteur en plaque perforée.....	75
Photo. 5.3. Ruine par éclatement du béton le long de la dalle de béton .....	75
Photo. 5.4. Ruine par rupture et déformation excessive du connecteur en cornière .....	76
Photo. 5.5. Ruine par déformation du connecteur en goujon .....	76
Photo. 5.6. Ruine par rupture de la liaison cas du connecteur en tôle ondulée .....	77
Photo. 5.7. Ruine par rupture de la liaison d'un seul côté cas de connecteur en tôle ondulée.....	77
Photo. 5.8. Ruine par rupture du connecteur en goujon .....	78
Photo. 5.9. Ruine par éclatement longitudinal de la dalle en béton .....	78
Photo. 5.10. Ruine par écrasement du béton du connecteur en plaque perforée .....	79
Photo. 5.11. Ruine par glissement excessif à l'interface cas connecteur en S .....	79

## ***INTRODUCTION GÉNÉRALE***

## **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

La particularité d'un élément mixte repose sur l'association mécanique de deux matériaux de natures et de propriétés différentes, l'acier et le béton, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux et qui permet d'accroître à la fois la rigidité et la résistance de l'élément. Les nombreux avantages structuraux qui peuvent être tirés de cette collaboration ont permis l'application à grande échelle de ce type de structures aussi bien dans la catégorie du bâtiment que dans la catégorie des ouvrages d'art. Actuellement, on retrouve de nombreuses applications dans les ponts routiers et ferroviaires dans différents planchers utilisés dans la construction des parkings et dans la réhabilitation de différentes natures.

En Algérie, jusqu'à l'apparition du code DTR-BC. 2.34. [1], on ne disposait pas de documentation spécifique relative à l'analyse et au dimensionnement des structures mixtes dans le bâtiment. La version actuellement applicable est intitulée : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton, parue en juillet 2005. Cette version est proche de la norme Européenne l'Eurocode 4.

Selon le DTR-BC, le calcul des efforts dans la structure mixte peut être effectué par les méthodes de l'analyse globale élastique même si la résistance des sections est déterminée par des méthodes d'analyse rigide plastique ou non-linéaire. L'analyse élastique est aussi utilisée pour la vérification de la structure aux états limites de service, où toutefois, des corrections doivent être faites pour tenir compte des phénomènes non-linéaires tels que la fissuration du béton. Lorsque la connexion acier béton remplit les critères de résistance et de ductilité définis par le règlement, les effets du glissement entre la partie acier et la partie béton peuvent être négligés lors de l'analyse élastique globale ainsi que lors de la vérification de la structure aux ELS. L'analyse globale s'appuie donc sur le concept d'une section mixte parfaitement homogène avec une interaction complète entre l'acier et le béton.

La principale motivation du travail présenté dans ce mémoire de thèse est donc de développer un modèle d'essais Push-out propre à nos laboratoires Algériens qui sera utilisé pour caractériser la connexion acier-béton pour différents types de connecteurs. Nous souhaitons ainsi contribuer à combler cet espace qui, à notre avis, n'est pas par le DTR-BC dans notre pays.

Afin de se familiariser avec les phénomènes physiques qui se produisent dans une poutre mixte acier-béton, nous avons consacré une partie de ce mémoire aux généralités sur les constructions mixtes aciers, leurs utilisations et leurs avantages. Une autre partie est consacrée à la recherche bibliographique sur le comportement de la poutre mixte ainsi que sur le comportement local de ses composants. D'une façon générale, les structures mixtes peuvent être des poteaux, sollicités souvent en compression-flexion, et dalles ou poutres, sollicitées en flexion. Dans la majorité des cas, ces éléments font appel aux connecteurs de différents types pour assurer la liaison de l'acier avec le béton.

Toutefois, dans le cadre de cette thèse de doctorat, nous nous limitons à l'étude de la connexion acier-béton. Plus particulièrement, la structure mixte à laquelle on fait référence dans ce document est une poutre mixte constituée d'un profilé métallique relié à la dalle pleine en béton au moyen de connecteurs soudés de différents types avec ou sans tôle d'acier. Le choix des types de connecteurs testés est motivé par le souci de les comparer sur des modèles réels d'essais Push-out. De plus, le fait d'utiliser ces connecteurs flexibles permet d'étudier le phénomène de ductilité de chacun des connecteurs.

La recherche bibliographique montre qu'un certain nombre de connecteurs ont déjà fait l'objet d'étude et s'avèrent être adaptés aux différentes situations de connexions dans les poutres mixtes. Nous sommes partis de ce constat pour enrichir la panoplie des connecteurs existants et démontrer par les essais que d'autres connecteurs peuvent être utilisés et qui peuvent s'avérer avantageux tant sur le plan structural que technologique.

Le document est organisé en cinq chapitres :

- le **chapitre 1** : est une présentation générale de la construction mixte qui permet de spécifier le type de structure ainsi que les phénomènes (telle l'interaction acier béton) qui sont étudiés dans le cadre de cette thèse.
- le **chapitre 2** introduit le comportement fondamental des composantes de la poutre mixte. Cette partie comporte aussi le développement de modèles de calcul pour l'acier, le béton (en compression et en traction) et différents types de comportement des connecteurs souples et rigides ;

- le **chapitre 3** est consacré aux principes d'analyse de l'Eurocode 4 ;
- le **chapitre 4** est consacré à l'étude expérimentale du phénomène de la connexion. Il comprend la présentation des différents spécimens testés. 15 tests push-out de grandeur réelle ont été préparés et testés sous chargement statique.
- le **chapitre 5** est consacré à l'analyse des résultats d'essais. Nous présentons les résultats de façon à orienter l'utilisateur de ces connecteurs vers le meilleur choix.

**Chapitre 1**

***Généralités sur  
les constructions mixtes acier-béton***

### 1.1 Introduction:

Les sections mixtes sont composées de deux matériaux liés entre eux pour constituer un élément et résistant ensemble aux efforts les sollicitant. Un comportement monolithique est assuré par une connexion adéquate qui empêche le glissement relatif entre l'acier et le béton. Parmi les éléments les plus couramment utilisés, on distingue :

- Les poteaux mixtes.
- Les dalles mixtes.
- Les poutres mixtes.

### 1.2 Éléments de structures mixtes acier-béton:

#### 1.2.1 Poteaux mixtes acier-béton:

Ce sont les éléments qui reprennent les charges verticales, ils sont composés essentiellement d'un profilé métallique enrobé totalement ou partiellement de béton, ou d'un tube en acier rempli de béton (Fig. 1.1). La liaison acier-béton est assurée soit par le frottement dû au confinement du béton par le tube, soit par des connecteurs mécaniques.

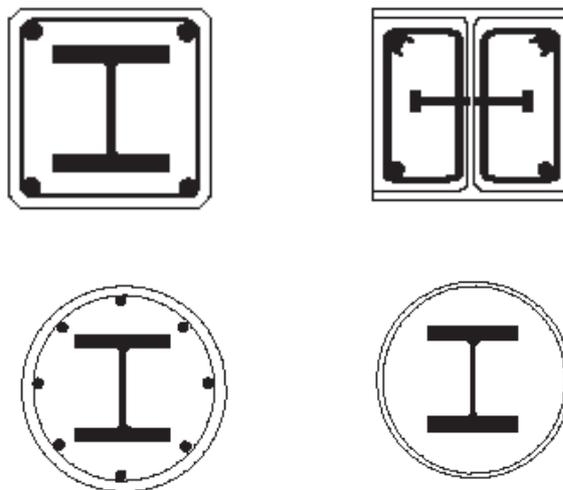


Figure 1.1 Exemples de sections transversales des poteaux mixtes [6].

### 1.2.2 Dalles mixtes acier-béton:

Les ossatures de planchers mixtes sont constitués des solives supportant plus souvent des tôles profilées de forme généralement trapézoïdale, recouverte d'une dalle en béton, la liaison acier-béton est assurée soit par les nervures et les bossages soit par les connecteurs dans le cas des planchers collaborant (Fig. 1.2).

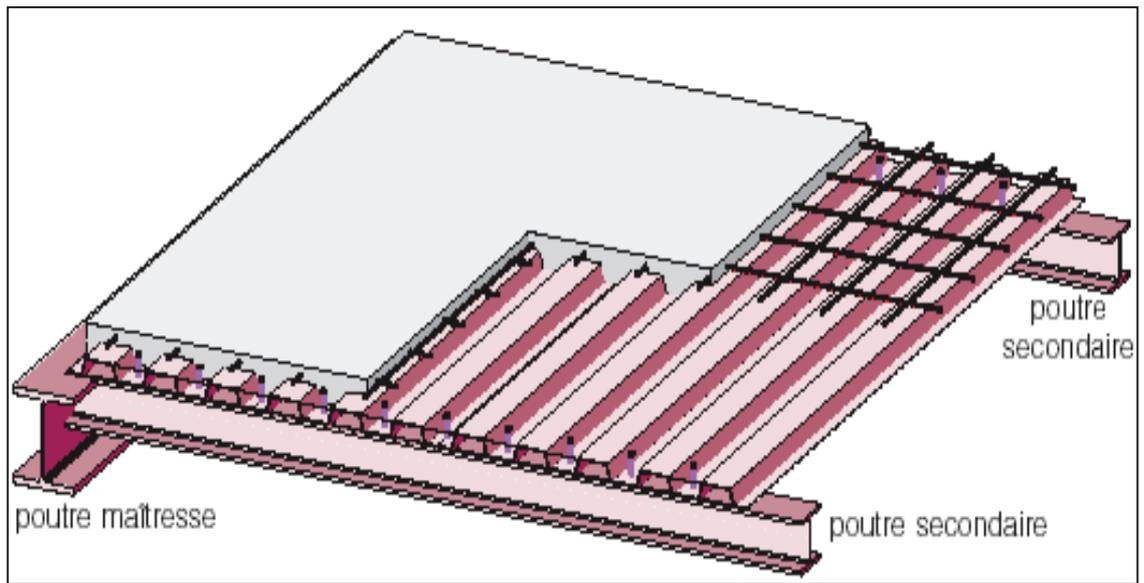


Figure 1.2 Dalle mixte acier-béton [13].

### 1.2.3 Poutres mixtes acier-béton:

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une profilé métallique laminée ou reconstituée soudé avec différentes configurations (âme pleine, ajourée ou alvéolaire), ou d'une poutre en treillis. La dalle complète la structure du plancher, elle coulée soit directement sur la tôle soit moyennant un coffrage ou des dalles préfabriquées. . (Fig. 1.3(a)), ou une série de pré-dalles (Fig. 1.3(b)).

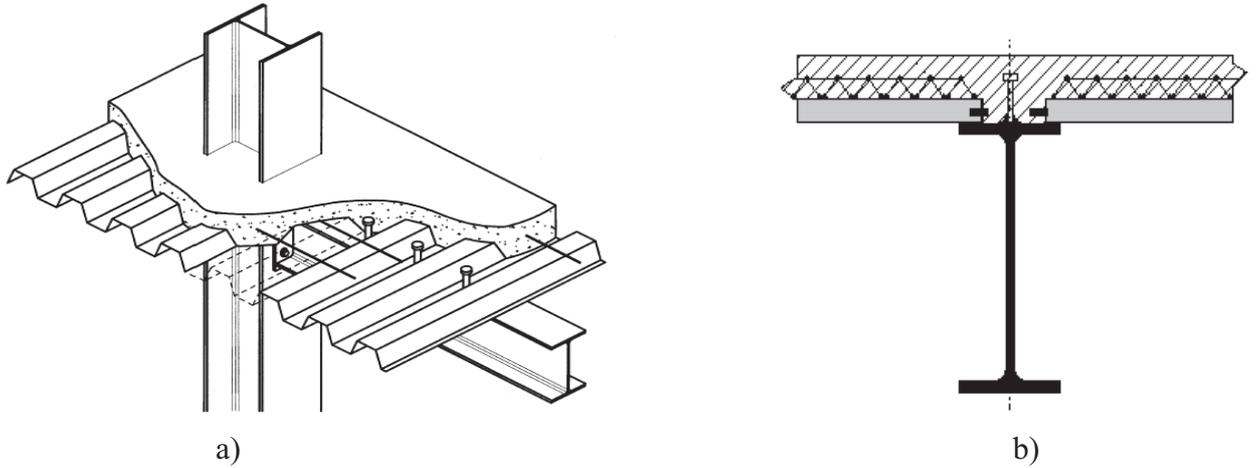


Figure 1.3 Poutre mixte :a) avec la tôle profilée. b) Poutre mixte avec pré-dalle [21].

La solidarisation acier-béton est assurée par :

- l'assemblage classique ou mécanique par connecteurs (goujons, équerres, ...).
- l'assemblage innovant par des joints adhésifs (colle époxy, polyuréthane, ...).

### 1.3 Comportement d'une poutre mixte :

Il est connu que le béton a une bonne résistance à la compression mais une faible résistance à la traction, et l'acier se comporte aussi bien à la compression comme à la traction. L'élançement souvent élevé des éléments métalliques les rend sensibles à des phénomènes d'instabilité locaux dans les zones comprimées (flambement, déversement et voilement).

La flexion d'une poutre composée d'un profilé métallique et d'une dalle en béton sans aucune liaison entre les deux ne procure pas une action mixte, car chaque élément fléchit d'une façon indépendante d'où un glissement entre les deux matériaux.

Dans le cas d'une connexion plus ou moins totale entre les deux matériaux permet une amélioration de la résistance et de la rigidité. Ceci dépend souvent du rapport entre les dimensions du profilé et l'épaisseur de la dalle.

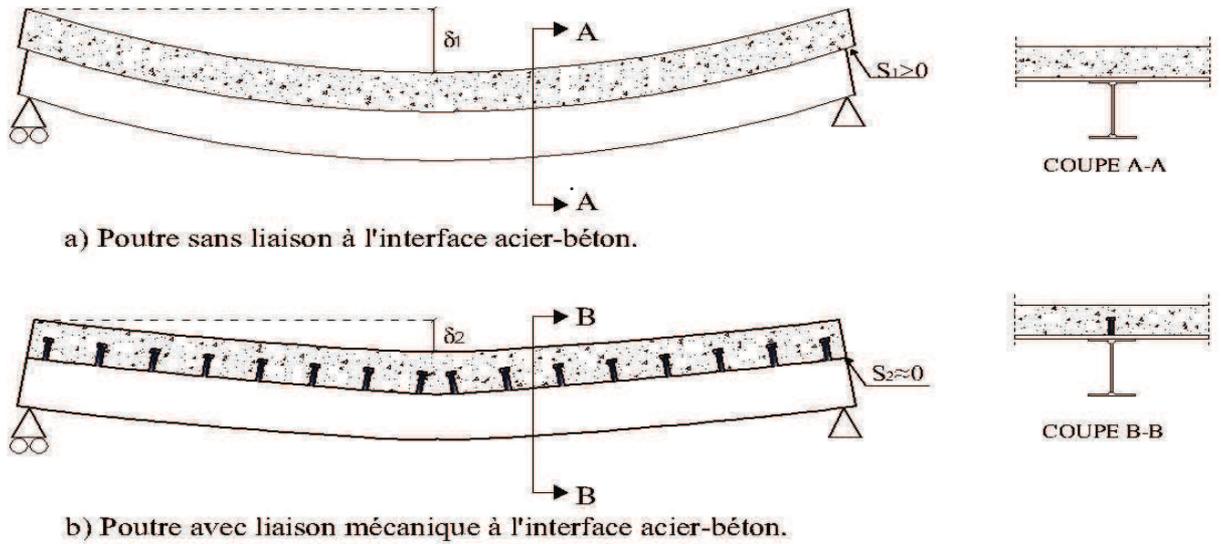


Fig. 1.4 : Principe de fonctionnement de poutre mixte fléchie.

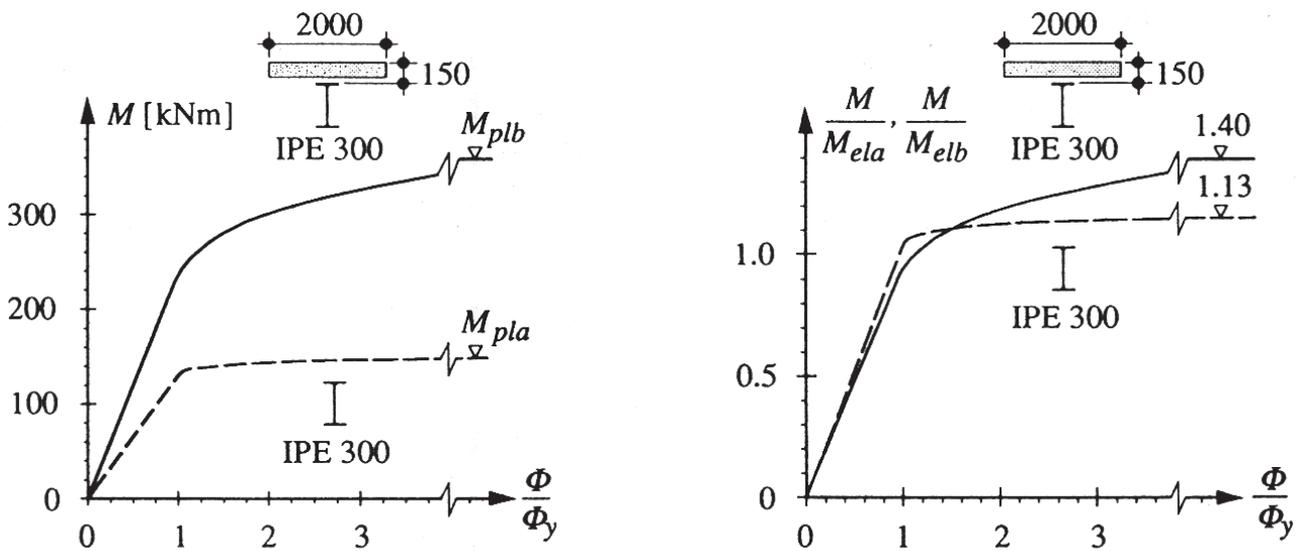


Figure 1.5 : Comparaison entre section mixte et non mixte [18], [siouane]

Les courbes de la figure 1.5 montrent l'augmentation de la rigidité et la résistance d'une section mixte en travée par rapport à celle de la section du profilé seule.

#### 1.4 Caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction mixtes :

##### 1.4.1 Acier de construction :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone qui détermine la nuance d'acier (le pourcentage du carbone est généralement inférieur à 1%). Les caractéristiques mécaniques des aciers couramment employés sont données sur la figure 1.6.

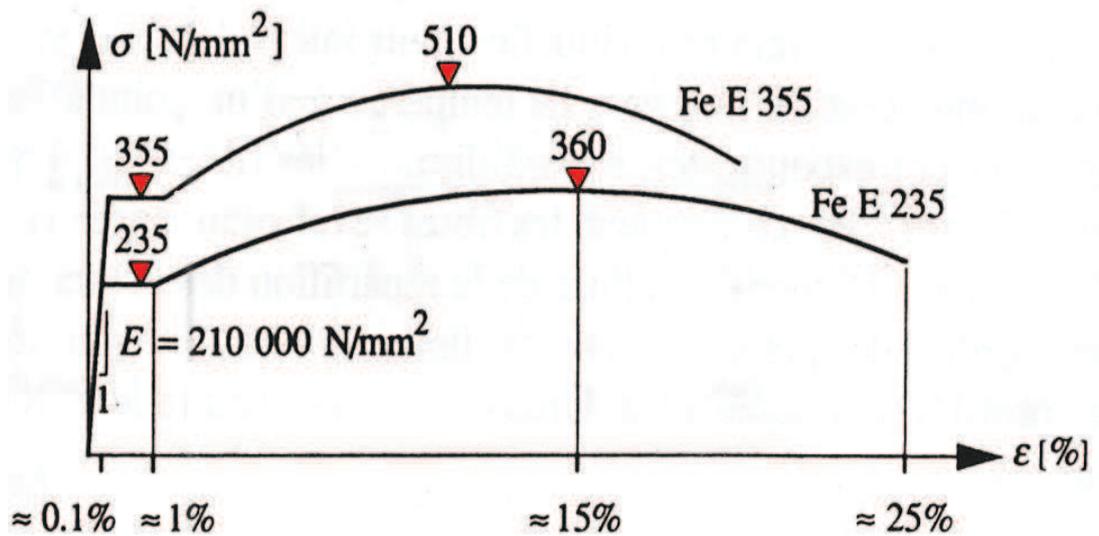


Figure 1.6 : Contraintes déformation spécifique aciers Fe E235 & Fe E355 [18]

Il existe plusieurs types de classification des aciers basée soit sur leur composition chimique, soit sur leurs caractéristiques mécaniques. La classification couramment utilisée en construction métallique est la nuance d'acier qui est définie par sa limite d'élasticité  $f_y$ . (Tableau 1.1).

<i>SIA 161 (1989)</i>	<i>Nuance d'acier selon EN (1992)</i>	<i>Limite d'élasticité <math>f_y</math> [N/mm<sup>2</sup>]</i>	<i>Allongement de rupture <math>\epsilon_r</math> [%]</i>	<i>Désignations ou utilisation</i>
Fe E 235	S235	235	26	Acier doux
Fe E 275	S275	275	22	Acier pour profilés creux
Fe E 355	S355	355	22	Acier à haute résistance
Fe E 460	S460	460	17	Acier à grain fin

Tableau 1.1 : Caractéristique des principaux aciers de construction [18]

**1.4.2 Acier d'armature :** sont caractérisés par leur limite supérieure d'élasticité  $f_{ys}$  correspondant à un allongement de 0.2 %. La figure 1.7 présente les courbes de contraintes-déformations spécifique pour l'acier d'armature S500 et Fe E235 et Fe E355.

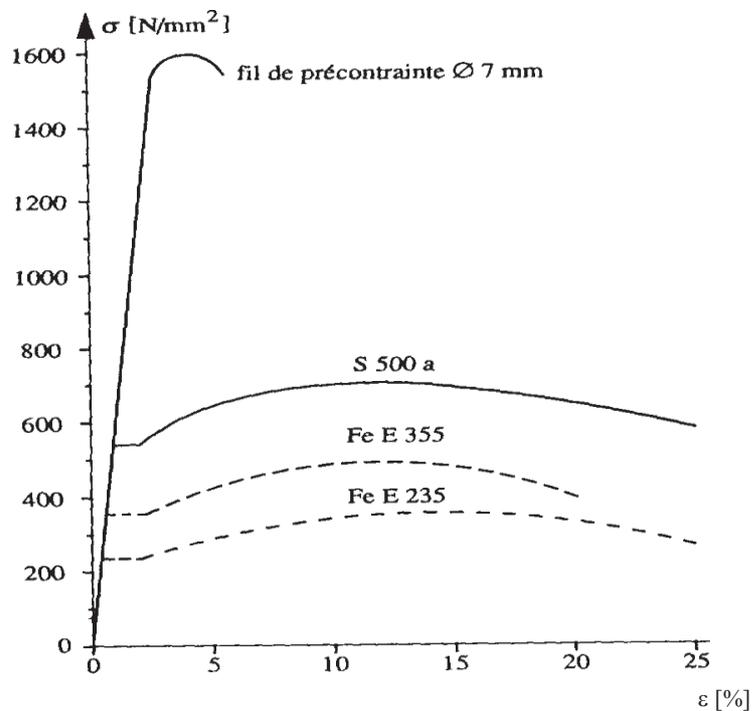


Figure 1.7 : Courbes contraintes-déformation spécifique des aciers [18]

### 1.4.3 Tôle profilée

Les tôles nervurées ou tôles profilées sont des feuilles en acier laminées à chaud et façonnées à froid pour obtenir des formes très variées. Ces tôles sont généralement galvanisées à chaud pour améliorer leur résistance à la corrosion. Les tôles jouent le rôle de plate forme de travail pendant la construction de l'ouvrage, de coffrage lors de bétonnage de la dalle et comme armature inférieure de la dalle mixte.

### 1.4.4 Connecteurs de cisaillement:

Constituent des organes de liaison placé à l'interface entre le profilé métallique et la dalle en béton afin de diminuer ou d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur surface de contact ou le soulèvement éventuel de la dalle.

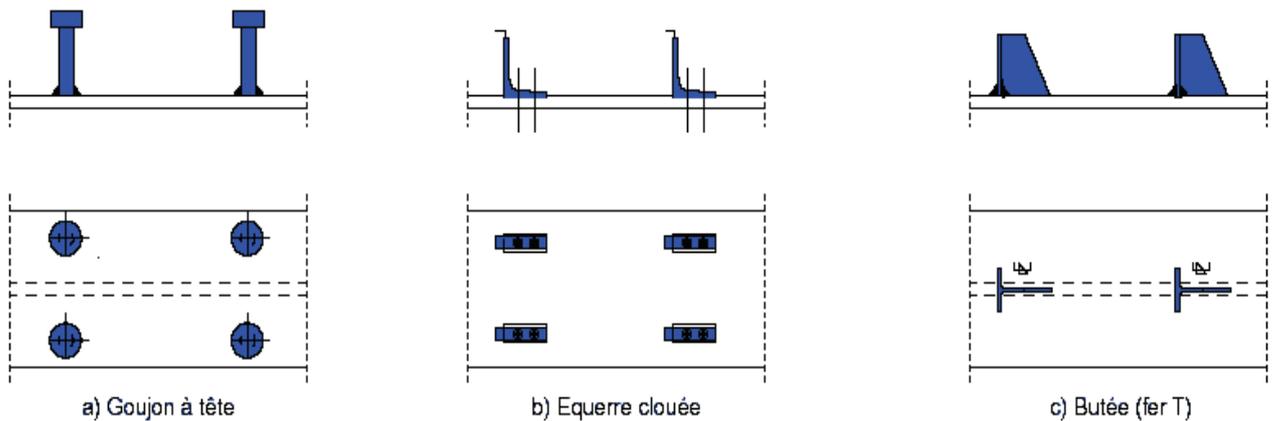


Figure. 1.8 : Exemples de connecteurs [6]

La figure 1.8 montre quelques exemples de connecteurs, ils sont classés selon leurs mode de comportement : ductiles, semi-ductiles et rigides. Dans certaines modélisations les connecteurs ont même été considérés rigide-plastique parfait [7].

Les connecteurs ductiles sont les plus utilisés, car ils assurent une bonne redistribution des efforts de cisaillement grâce à leur flexibilité, particulièrement quand une connexion partielle est recherchée.

Les études expérimentales [22] ont montré que le connecteur peut influencer favorablement ou défavorablement l'état ultime de connexion. La photo 5-8 montre l'écrasement du béton autour du connecteur en raison sa très forte rigidité.

#### 1.4.5 Béton

On s'intéresse uniquement à sa résistance mécanique à la compression qui est définie par  $f_{c28}$ . Sa résistance à la traction est négligeable. La figure 1.9 présente le diagramme contrainte-déformation spécifique d'un béton normal ayant une résistance à la compression à 28 jours sur cube de  $f_{ck}=30$  MPa.

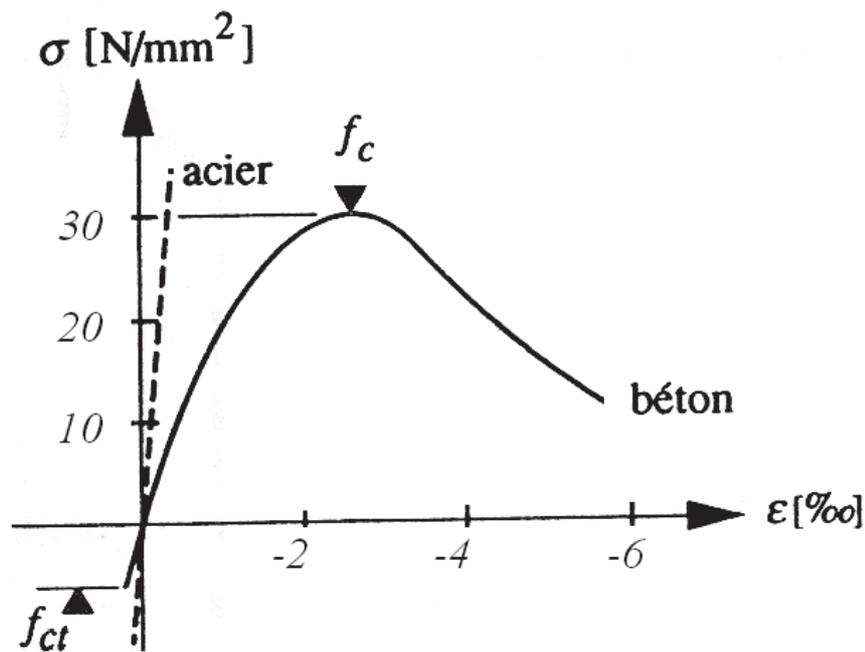


Figure 1.9 : Contrainte-déformation spécifique d'un béton mesuré sur cube [18]

Il y a lieu de baser le calcul sur une classe de résistance du béton correspondant à une valeur de  $f_{ck}$  spécifique le tableau 1.2 indique pour les différentes classe de résistance selon l'EC4 et le règlement Algérien de construction mixtes [16].

<i>Classe de résistance de béton</i>	<i>C20/25</i>	<i>C25/30</i>	<i>C30/37</i>	<i>C35/45</i>	<i>C40/50</i>	<i>C45/55</i>	<i>C50/60</i>
$f_{ck}$ (compression) [N/mm <sup>2</sup> ]	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctm}$ (traction) [N/mm <sup>2</sup> ]	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$E_{ctm}$ (élasticité) [kN/mm <sup>2</sup> ]	29	30.5	32	33.5	35	36	37

Tableau1.2 : Caractéristiques mécaniques des bétons.

### **1.5 Avantages et inconvénients des poutres mixtes :**

Les principaux avantages liés au choix des poutres mixtes acier-béton, principalement pour les ouvrages d'art et les bâtiments multi-étagés, et ceux comportant des travées de portée moyenne à grande se résument en:

- Gain sur le poids total de la construction par la réduction de l'épaisseur en général.
- Rigidité flexionnelle plus importante.
- Résistance améliorée vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.
- Résistance à l'incendie suite à l'enrobage total ou partiel de l'acier.

Les constructions mixtes peuvent être non intéressantes dans certaines situations mais qui sont rattrapées par le nombre d'avantages précédemment cités.

### **1.6 Conclusion :**

La connaissance des matériaux utilisés en construction mixte est nécessaire pour définir les caractéristiques mécaniques et intrinsèques de chaque matériau qui sont indispensables dans les phases de conception et de calcul.

La construction mixte s'est rapidement développée grâce à sa flexibilité dans la conception (conception simple), le profilé métallique est lié à la dalle en béton qu'il porte. Grâce à la résistance au cisaillement apportée à l'interface par la connexion, les deux matériaux de construction traditionnels sont ainsi associés en flexion. La

connexion mécanique de la dalle sur le profilé est essentielle pour garantir une collaboration en flexion.

Le mode de réalisation de par ses possibilités de construction avec l'acier et le béton offre de nombreux avantages économiques et techniques (rapidité de montage, précision d'assemblage, création des éléments monolithiques, ...)

Le calcul de ces poutres mixtes ainsi que la modélisation du glissement (existant entre la dalle en béton et le profilé métallique) seront exposés dans le chapitre suivant.

**Chapitre 2**

***Recherche bibliographique***

### 2.1 Introduction :

La base de calcul et du dimensionnement des poutres mixtes est basée essentiellement les états limites ultimes et les états limites de service. Pour cela, on doit procéder aux vérifications suivantes :

- La résistance des sections transversales critiques soumises aux actions du moment fléchissant et de l'effort tranchant.
- La résistance au déversement (pour la semelle comprimée qui peut se situer en zone de moment négatif).
- La résistance de l'âme au voilement par cisaillement et la résistance au cisaillement longitudinal.
- La fissuration, déformation excessive et vibrations.

Toutes ces vérifications sont précisées dans le règlement Algérien de construction mixte [1] et dans le règlement Européen l'Euro code 4 [16]. Il est stipulé dans ces codes de calcul que les efforts intérieurs sont déterminés par un calcul élastique ou par un calcul plastique selon la distribution des contraintes dans la section mixte (Fig. 2.1).

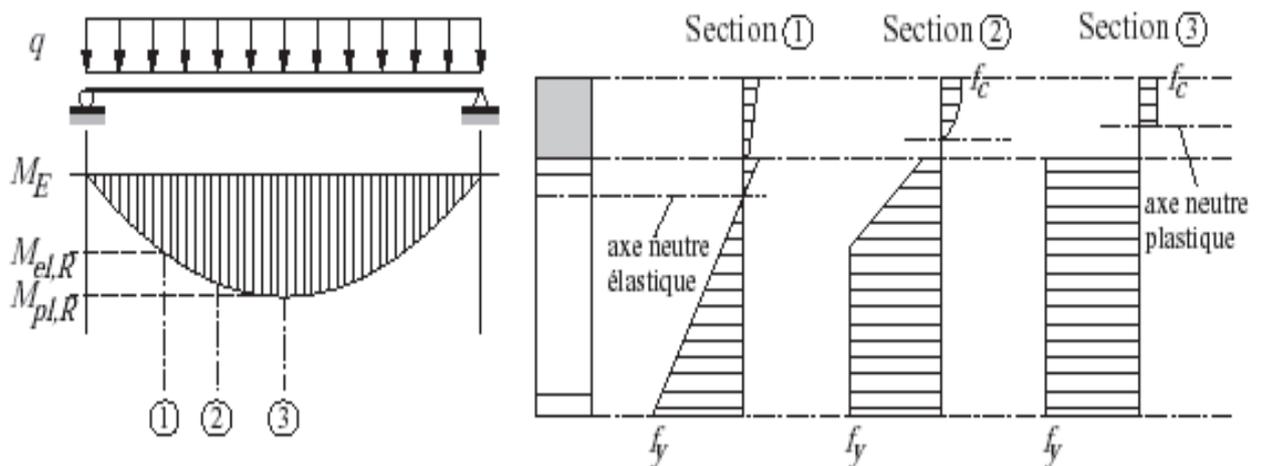


Fig. 2.1 Distribution des contraintes dans une section mixte. [28]

## 2.2. Largeur participante :

L'existence de phénomènes de traînage par cisaillement ou au glissement relatif à l'interface acier-béton, le concept de largeur participante est introduit en définissant une section plane équivalente de largeur fixe, dite largeur participante  $b_{eff}$  (efficace) admise constante sur toute la longueur de la poutre, figure 2.2. L'action de l'effort rasant  $V_l$  à l'interface acier-béton produit dans la dalle des contraintes normales  $\sigma_{x(y)}$  dans le sens longitudinal de la poutre mixte.

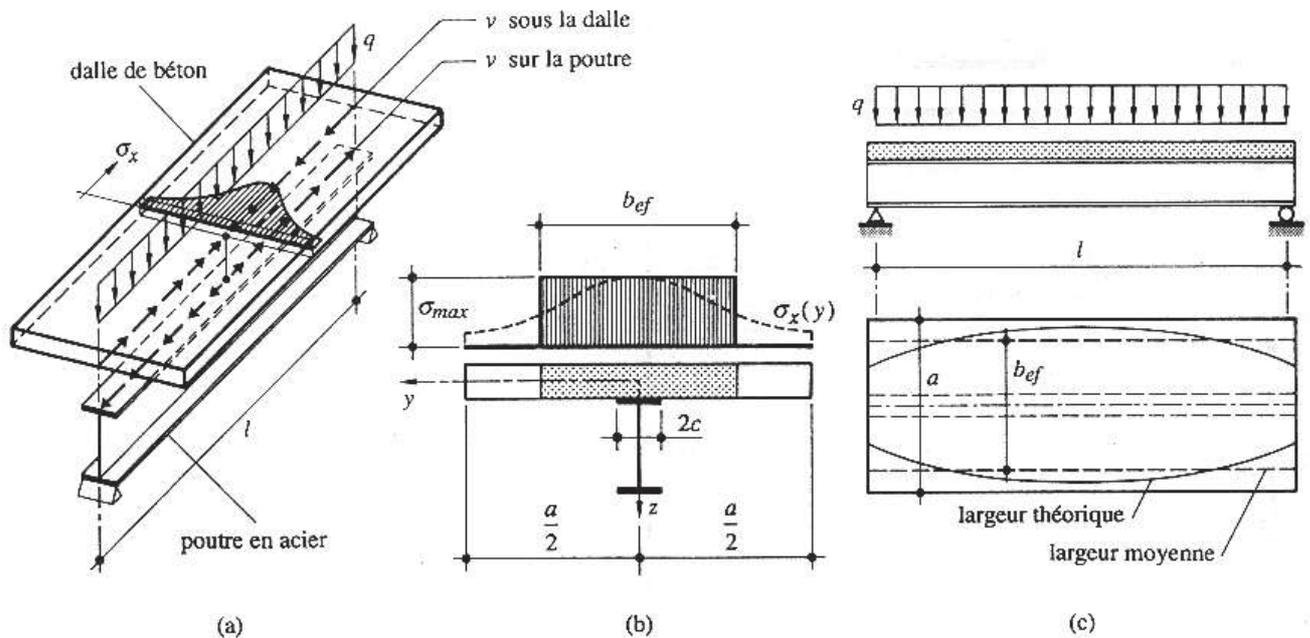


Fig. 2.2 Largeur participante ou efficace [18].

Dans le cas des poutres mixtes de bâtiment, on peut utiliser l'expression ci-dessous pour évaluer la largeur efficace :

$$b_{eff} = 2.c + 0,2.\alpha.l \leq a$$

Avec :

$\alpha$  ; coefficient dépendant du schéma statique de la travée étudiée.

$\alpha$  ; 1.0 pour une poutre isostatique.

$\alpha$  ; 0,8 pour la travée de rive d'une poutre sur plusieurs travées.

$\alpha$  ; 0,6 pour une travée intérieure d'une poutre sur plusieurs travées.

$\alpha$  ; 1,5 pour une poutre en porte-à-faux.

L'Eurocode 4[1] propose la largeur participante suivante :

$$b_{eff} = l_0 / 4 \leq a$$

Avec :

$l_0$  : distance entre points de moments nuls.

Dans le cas des poutres mixtes de pont, on peut utiliser l'expression ci-dessous pour évaluer la largeur efficace :

$$b_{eff} = b_0 + k_1 \cdot b_1 + k_2 \cdot b_2$$

Avec :

$k_1$  et  $k_2$  : coefficients dépendent de l'écartement des poutres et la longueur de la travée données par les courbes de la figure 2.3.

On peut utiliser aussi les graphes de la figure 2.3 [18] en fonction de la largeur du tablier et de la portée de la poutre pour évaluer la largeur efficace.

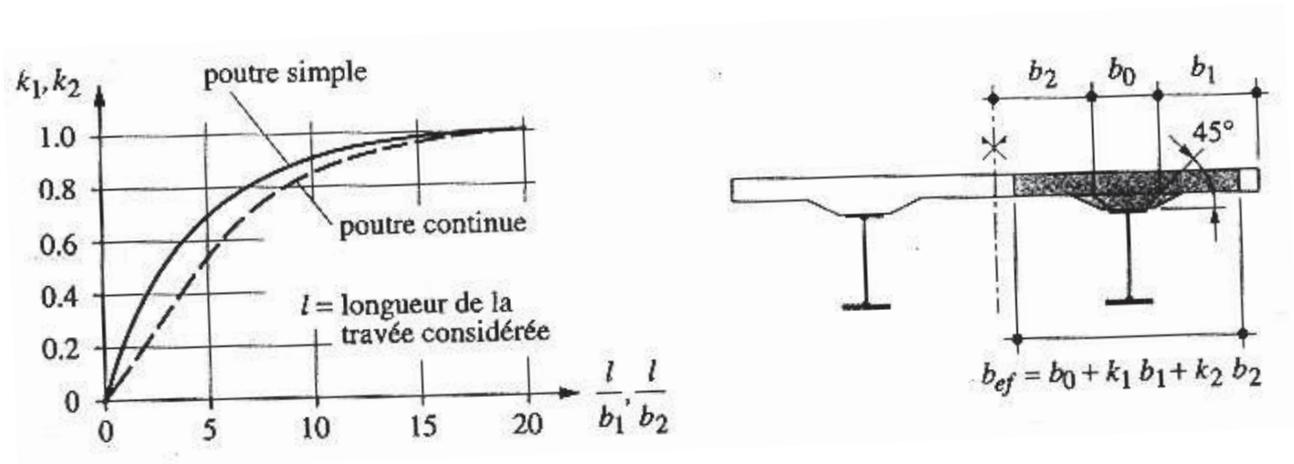


Fig. 2.3 Largeur participante dans le cas des poutres de ponts [18].

### 2.3. Classes de sections mixtes acier-béton :

Selon les codes de calcul, la capacité de rotation de la section transversale définit la classe à laquelle appartient la section considérée (classe 1 à 4). Un classement est établi par l'EC-4 [16], (Fig. 2.4), qui donne :

\* Classe 1 : quand la section est capable de développer le moment de résistance plastique avec une capacité de rotation suffisante pour permettre la formation d'une rotule plastique.

\* Classe 2 : lorsque la section est également capable de développer le moment résistant plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

\* Classe 3 et 4, lorsqu'en raison de voilement local intervenant dans une zone comprimée de la poutre métallique (âme ou semelle), les fibres en acier les plus sollicitées ne peuvent dépasser la limite d'élasticité de calcul (classe 3), ou une valeur inférieure (classe 4).

Les deux premières classes (1 et 2) permettent de prendre en compte une redistribution complète des contraintes (plastification complète).

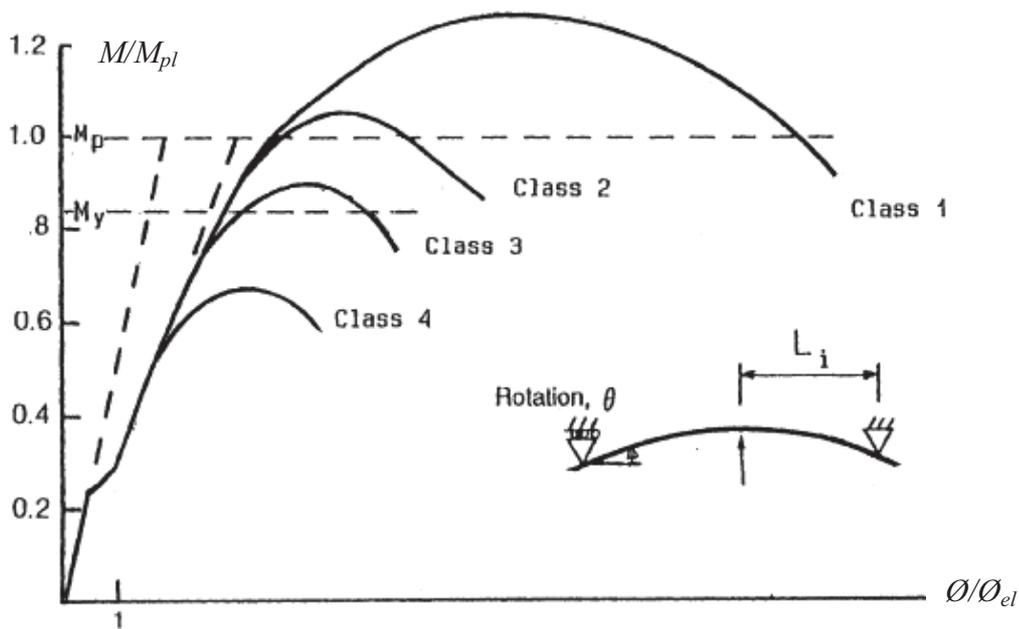


Fig. 2.4 Classification des sections mixtes [23].

#### 2.4 Méthodes de calcul des poutres mixtes:

Comme il a été précisé auparavant, on peut effectuer le calcul soit en élasticité soit en plasticité. Il suffit de passer par le calcul de la classe des sections pour définir l'état de la section.

Le calcul élastique d'une section mixte soumise à un moment de flexion est basé sur un comportement élastique linéaire des matériaux constituant la section. On considère, pour cela, qu'il y a une interaction complète entre l'acier et le béton, le béton tendu est négligé.

Pour simplifier le calcul on remplace la section de béton par une section équivalente en acier moyennant un coefficient d'équivalence élastique  $n_{el} = E_s/E_c$ . Pour plus de détail, on se référera aux documents [EC4] et Algérien DTR-BC[1].

La vérification de la flèche doit être effectuée pour la phase de montage et la phase mixte.

Le calcul plastique d'une section mixte est possible pour autant que les matériaux constituant la section aient un comportement plastique, et les conditions d'élançement et de stabilité des éléments de la section métallique à la compression doivent être respectés.

L'emploi de cette méthode de calcul exige que les sections soient de classe 1 ou 2. On considéra dans ce cas également qu'il y a une interaction complète entre l'acier et le béton, le béton fissuré est négligé. La tôle nervurée ainsi que le béton remplissant les nervures sont négligées et l'influence du fluage, du retrait et de la température sur la résistance est négligeable du fait de la plastification des sections. Pour simplifier le calcul, on remplace la section de béton par une section équivalente en acier à l'aide du coefficient d'équivalence plastique  $n_{pl} = f_y/f_c$ , et la section des armatures par une section équivalente en acier à l'aide du coefficient d'équivalence plastique  $n_{pls} = f_y/f_{ys}$ .

### **2.5. Quelques résultats bibliographiques :**

Différentes modélisations ont été avancées afin de montrer le comportement des poutres mixtes acier-béton. Il existe deux principales modélisations :

- La modélisation analytique et la modélisation numérique.

En ce qui concerne la modélisation analytique des poutres mixtes, elle réside dans l'introduction du glissement relatif entre la dalle et le profilé métallique en présence ou non de la tôle profilée. Ainsi que les conséquences de l'effet de glissement sur la capacité flexionnelle de ces poutres. Cette modélisation permet d'expliquer l'influence de plusieurs paramètres sur ce phénomène dans ce type de poutres.

Le modèle présenté par Adekola A.O. est basé sur les hypothèses de la théorie des poutres en flexion plane. L'adhérence à l'interface entre les deux matériaux est négligé, leurs courbures sont identiques à condition qu'il n'y ait pas de soulèvement et les sections de la

dalle et du profilé métallique restent planes après déformation avec la largeur participante de la dalle reste constante le long de la poutre. Le béton de la dalle, ainsi que l'acier du profilé ont un comportement élastique linéaire. La connexion est supposée continue et infiniment élastique linéaire engendrant un effort de cisaillement réparti  $v$  [N/m] sur le long de l'interface de contact.

$$v(x) = K.S(x) = N'_c(x) \quad (2.13)$$

La théorie des poutres élastiques permet d'introduire les rigidités de flexion des deux matériaux ainsi que l'équilibre des efforts internes (Fig. 2.7), ce qui permet d'obtenir la dérivée du glissement longitudinal  $S'(x)$  qui égale :

$$\dot{S}(x) = - \left( \frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{d^2}{(E_s I_s + E_c I_c)} \right) N_c(x) + \frac{d}{(E_s I_s + E_c I_c)} M(x) \quad (2.14)$$

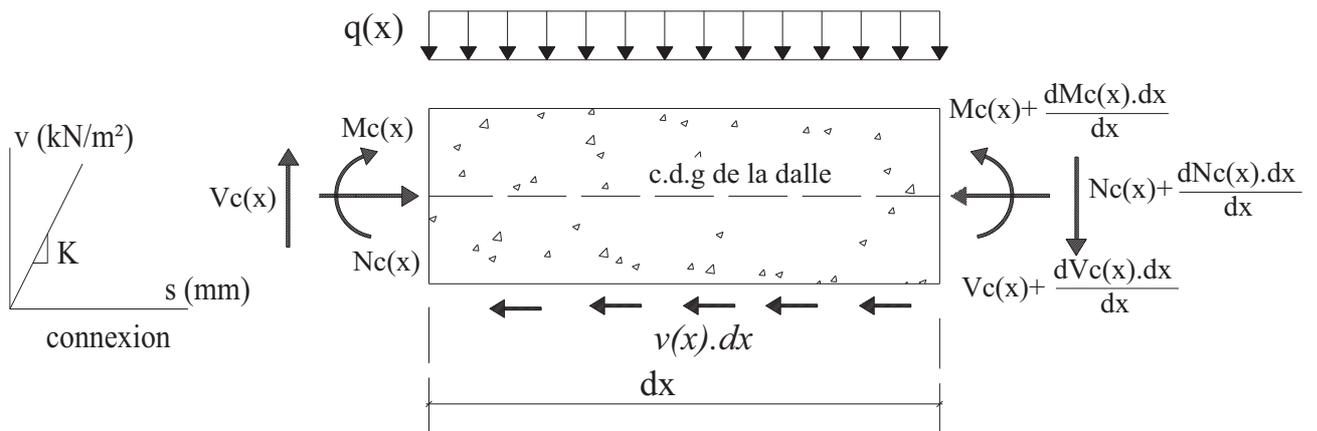


Figure 2.7 Sollicitations sur un tronçon de poutres.

La dérivée de l'équation (Eq. 2.13) introduite dans l'équation (Eq. 2.14), permet d'obtenir une équation différentielle du second ordre caractéristique du comportement des poutres mixtes :

$$N''_c(x) - \alpha_1 \cdot N_c(x) = \beta_1 \cdot M(x) \quad (2.15)$$

La résolution de cette équation différentielle donne:

$$N_c(x) = A_1 \cdot \cosh(\alpha_1 \cdot x) + B_1 \cdot \sinh(\alpha_1 \cdot x) + \frac{\beta_1}{\alpha_1} \cdot M(x) + \delta_1 \quad (2.16)$$

$\alpha_1, \beta_1$ : coefficients dépendant des caractéristiques géométriques et matérielles de la poutre mixte, avec  $\alpha > 0$

$\delta_1$  : coefficient dépendant du chargement appliqué à la poutre mixte

Les conditions aux limites permettant de déterminer les constantes d'intégration  $A_1, B_1$  de cette équation sont :  $N_{b(0)} = N_{b(L)} = 0$  ;  $L$ , étant la longueur de la poutre considérée.

Un autre modèle a été présenté par Lebet J [20] qui étudie le comportement des poutres de ponts mixtes dans le cas de l'interaction partielle avec une liaison continue discontinue. Ce modèle s'applique aux poutres à section constante ou variable et prend en compte les effets à court et long terme. Il est basé sur les essais Push-out et prend les mêmes hypothèses que celle de la référence Adekola A.O.

Pour une poutre continue de section constante, Lebet J.P. dérive l'équation (2.14) et l'introduit dans l'équation (2.13). Il obtient une équation différentielle du second ordre caractéristique du comportement des poutres mixtes :

$$s''_c(x) - \alpha_2^2 \cdot s(x) = \alpha_2^2 \cdot \beta_2 \cdot V(x) \quad (2.17)$$

Avec :

$$\alpha_2^2 = \frac{K \cdot A_o}{E_s \cdot I_o \cdot p}$$

$$\beta_2 = \frac{d \cdot p}{K \cdot A_o}$$

$$A_o = d^2 + \frac{I_o}{A_s} + \frac{n_{el} \cdot I_o}{A_c}$$

$$I_o = I_s + \frac{I_c}{n_{el}}$$

La résolution de cette équation différentielle donne :

$$s(x) = A_2 \cdot \cosh(\alpha_2 \cdot x) + B_2 \cdot \sinh(\alpha_2 \cdot x) - \beta_2 \cdot V(x) \quad (2.18)$$

$\alpha_2, \beta_2$ : coefficients dépendant des caractéristiques géométriques et matérielles de la poutre mixte ; avec  $\alpha > 0$

Les conditions aux limites permettant de déterminer les constantes d'intégration  $A_2$  et  $B_2$  de cette équation.

$S'_{(0)} = S'_{(L)} = 0$  ; avec  $S_{(x=L/2)} = 0$  (poutre isostatique uniformément chargée);  $L$  étant la longueur de la poutre considérée.

Si il n'y a pas de liaison entre les deux matériaux (l'effort rasant  $v \cdot dx = 0$ ) l'équation (2.17) devient :

$$s''_b(x) = \alpha_2^2 \cdot \beta_2 \cdot V(x) \quad (2.19)$$

En cas de l'absence de connexion, il n'y a pas de connecteurs donc ;  $K=0$  et l'équation (2.19)

devient :  $S'' = \frac{d}{E_s \cdot I_o} \cdot V(x)$

La résolution de cette équation donne:

$$s(x) = \alpha_2^2 \cdot \beta_2 \left( A_2 \cdot \frac{x^3}{6} + B_2 \cdot \frac{x^2}{2} \right) + A_2 \cdot x + B_2 \quad (2.20)$$

Pour une poutre de section variable avec une épaisseur de la dalle constante (Fig. 2.8). L'établissement de l'équation différentielle du glissement le long d'un tronçon  $dx$  qui tient compte de la variation de la section du profilé ( $dA_s$ ) et son inertie ( $dI_s$ ) et la variation de la distance entre les centres de la section d'acier et la section de béton ( $dd$ )

$$s''_b(x) - \alpha_2^2 \cdot s(x) = \alpha_2^2 \cdot \beta_2 \cdot \bar{V}(x) \quad (2.21)$$

$$\bar{V} = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 \quad (2.22)$$

avec :

$V_1$  : effort tranchant.

$$V_2 = \frac{N_s \cdot I_o}{A_s^2 \cdot d} \cdot \frac{dA_s}{dx}$$

$$V_3 = \frac{\phi \cdot E_s \cdot I_o}{d} \cdot \frac{dd}{dx}$$

$$V_4 = -N_s \cdot \frac{dd}{dx}$$

$$V_5 = -\frac{M_s}{I_s} \cdot \frac{dA_s}{dx}$$

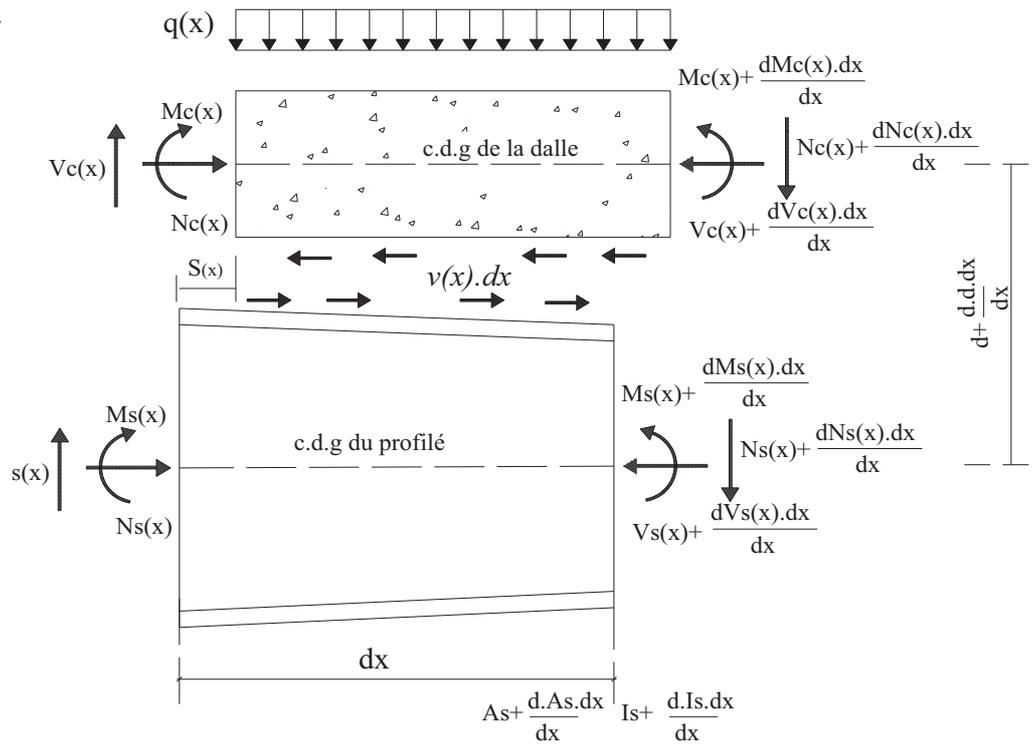


Figure 2.8 Sollicitations sur un tronçon de poutre à section variable.

L'équation différentielle du glissement possède la même allure que l'équation (2.17), la variable  $V$  étant remplacée  $\bar{V}$  par de l'équation (2.21).

Pour les tronçons à section variable les coefficients  $\alpha_2$  et  $\beta_2$  sont variables. Afin d'avoir une même type d'équation différentielles pour les tronçons à section constante et à section variable, l'auteur admet que ces coefficients sont constants le long de chaque tronçon à section variable.

S'il n'y a pas de liaison entre les deux matériaux (l'effort rasant  $v \cdot dx = 0$ ) l'équation (2.19) devint :

$$s''_b(x) = \alpha_2^2 \cdot \beta_2 \cdot \bar{V}(x) \quad (2.23)$$

Ce modèle, dans le cas d'une poutre isostatique à section constante soumise à une charge directe, est similaire à celui d'Adekola A.O, [Siouane][2]. Il est à noter que la solution d'Adekola donne des contraintes de compression dans la dalle, par contre la solution de Lebet

[20] donne directement le glissement à l'interface dalle-profilé. Le modèle de Lebet semble plus pratique, il donne directement les valeurs de glissement directement exploitables.

Une autre étude [19], [Siouane] [2] a montré par des essais expérimentaux, que le glissement est maximum à mi-distance environ entre les réactions d'appui et le point d'application du chargement et non pas à l'extrémité de la poutre comme le prévoient les modèles continus de Adekola et de Lebet.

Le modèle de J.M. Aribert [7] est basé sur les mêmes hypothèses d'Adekola concernant le comportement du profilé et dalle en béton, alors que le comportement des connecteurs est considéré rigide-plastique parfait. L'auteur a utilisé l'équation de l'équilibre de la section mixte en flexion plane (Fig. 2.9).

Qui donne :

$$M_{(x)} = M_{s(x)} + M_{c(x)} + d.N_{c(x)} \quad (2.24)$$

La théorie des poutres élastiques permet d'introduire les rigidités de flexion des deux matériaux et l'équation (2.24) devient :

$$M_{(x)} = (E_s I_s + E_c J_c) y'' + d.N_{c(x)} \quad (2.25)$$

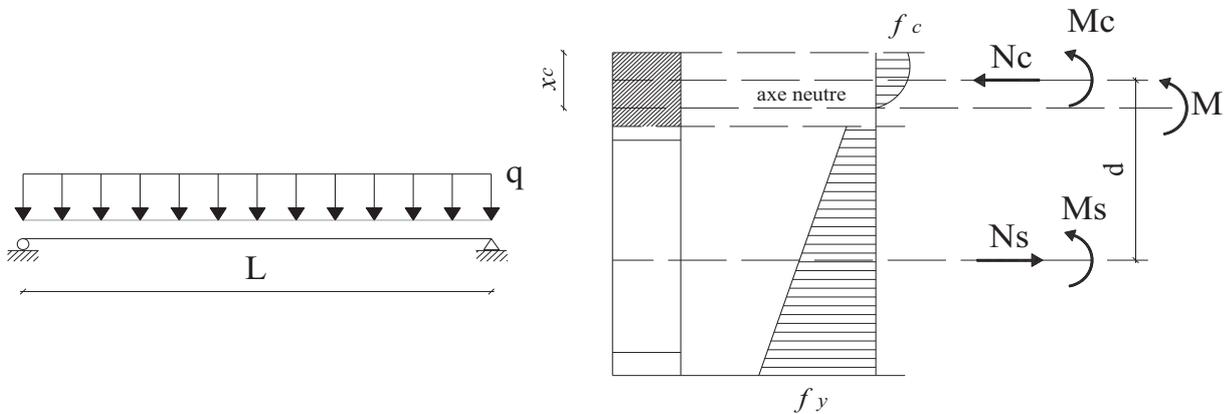


Figure 2.9 Décomposition du moment de flexion en forces internes.

Un comportement élastique des matériaux permet d'introduire les rigidités en flexion des sections acier et béton. Et la compatibilité de glissement à l'interface acier-béton impose la condition :

$$S'(x) = \varepsilon_c(x) - \varepsilon_s(x) + d \cdot y'' \quad (2.26)$$

L'auteur remplace l'effort axial de traction  $N_{s(x)}$  dans le profilé par la résistance des connecteurs qui ont un comportement rigide-plastique parfait (Eq. 2.27), et le moment  $M_{(x)}$  par l'expression du moment fléchissant d'une poutre isostatique uniformément chargée (Eq. 2.28) avec :

$$N_c(x) = n_c \cdot P_{Rd} \cdot (2x/L) \quad (2.27)$$

$$M(x) = q \cdot (L-x) \cdot x/2 \quad (2.28)$$

L'auteur obtient une équation propre au glissement longitudinal  $S_{(x)}$  :

$$s(x) = -\gamma \cdot \frac{x^3}{3} + (\gamma \cdot L - \beta_3) \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{\beta_3 \cdot L^2}{8} - \frac{\gamma \cdot L^3}{12} \quad (2.29)$$

$\gamma$ ,  $\beta_3$ : coefficients dépendant des caractéristiques géométriques et matérielles de la poutre mixte et la condition de ruine de la connexion telle que la limité de glissement et la charge de rupture sont donnés par les formules suivantes :

$$\beta_3 = \frac{2(1 + \alpha_3)d^2 \cdot n \cdot P_{Rd}}{(E_s I_s + E_c I_c) \cdot L}$$

avec

$$\alpha_3 = \left( \frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_c A_c} \right) \frac{E_s I_s + E_c I_c}{d^2}$$

$$\gamma = q \frac{d}{2(E_s I_s + E_c I_c)}$$

La formule (2.29) est applicable si :

- $0 \leq x \leq L/2$
- $S_{(0)} \leq 0$
- $\beta_3 < 2/3 \cdot \gamma$

Un autre modèle a été présenté par Bullo S. et Di Marco R. [9] qui identifient les paramètres affectant le glissement tel que la qualité du béton et la ductilité de la connexion et suggèrent un calcul simplifié par la méthode de l'analyse non-linéaire. L'équation (2.14) a été développée dans le domaine non-linéaire et devient :

$$dS/dx = -M(x).C_1(x) + N_c(x).C_2(x) = \varepsilon^M(x) + \varepsilon^{N_c}(x) \quad (2.30)$$

Avec :

$$C_1(x) = \frac{d(x)}{[EI]_{sg}(x) + [EI]_{cg}(x)}$$

$$C_2(x) = \frac{d^2(x)}{[EI]_{sg}(x) + [EI]_{cg}(x)} + \frac{1}{[EA]_s(x)} + \frac{1}{[EA]_c(x)}$$

$[EI]_{sg}$  ,  $[EI]_{cg}$  ,  $[EA]_s$  et  $[EA]_c$  sont des rigidités flexionnelles et axiales du profilé et la dalle en béton calculés par la méthode d'analyse non linéaire.

Les auteurs ont conclu que pour  $C_1(x)$  et  $C_2(x)$  (Fig. 2.10) :

- Les coefficients  $C_1(x)$  et  $C_2(x)$  sont pratiquement invariables dans la zone proche de l'appui où le moment sollicitant  $M(x)$  est inférieur ou égale le moment élastique  $M_{el,Rd}$ .
- Les coefficients  $C_1(x)$  et  $C_2(x)$  sont variables dans la zone où le moment sollicitant  $M(x)$  il est supérieur ou égale au  $M_{el,Rd}$  jusqu' au milieu de la travée de la poutre.

L'utilisation de cette méthode simplifiée donne des résultats de calcul similaire à ceux calculés par l'analyse non-linéaire, selon les cas étudiés par [3].

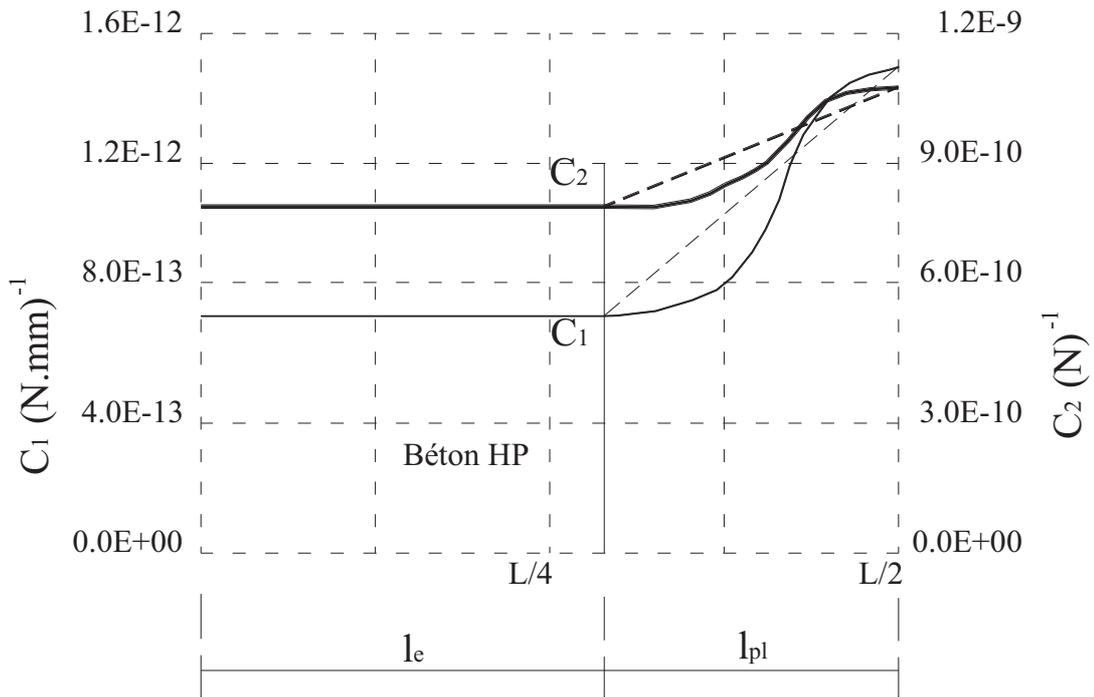


Figure 2.10 Linéarisation des coefficients  $C_1$  et  $C_2$ . [3]

Ce modèle permet d'évaluer le glissement et peut être utile lors de la conception des poutres mixtes qui ne sont pas couvertes par les règlements.

Le modèle de Nie J. et al. [25] étudie la rigidité équivalente et la capacité flexionnelle des poutres mixtes en présence de la tôle profilée en tenant compte de l'effet du glissement, sur la base des hypothèses établies dans les références [10] [20], et sur la théorie des poutres en flexion plane.

Les auteurs introduisent dans la formule de l'effort de cisaillement le paramètre de l'espacement longitudinal des connecteurs «  $p$  », qui représente aussi l'espacement des nervures de la tôle.

$$p \cdot v_{(x)} = K \cdot S_{(x)} \quad (2.31)$$

L'équilibre des forces et des moments d'un tronçon de longueur  $dx$  dans la direction horizontale (Fig. 2.11) donne :

$$\frac{dC}{dx} = \frac{dT}{dx} = -v \quad (2.32)$$

$$\frac{dM_c}{dx} = \frac{dM_s}{dx} + V_c + V_s = v d_c \quad (2.33)$$

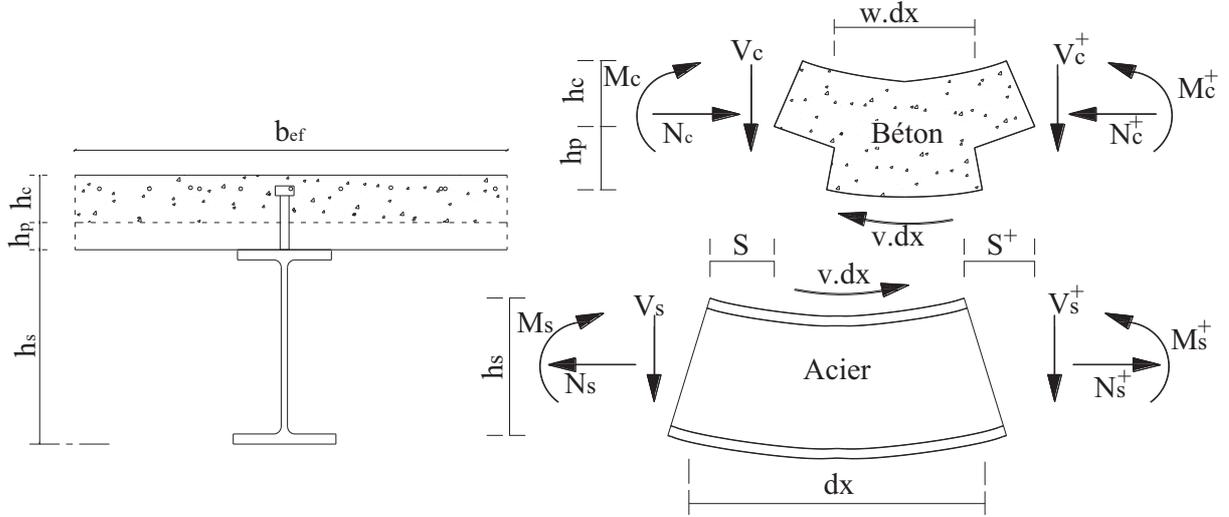


Figure 2.11 Déformation d'un tronçon dx.

La rigidité équivalente des poutres mixtes en présence de la tôle nervurée a été dérivée sur la base de la compatibilité d'équilibre des efforts internes et de courbure.

L'hypothèse de la courbure de la section mixte donne :

$$\phi = \frac{M_s}{E_s \cdot I_s} = \frac{M_c}{B_c} \quad (2.34)$$

Il est introduit ensuite, l'effet de la configuration des nervures tel que la hauteur  $h_p$  et la proportion de la largeur moyenne de la nervure avec la largeur d'une longueur d'onde de la tôle  $w$  ;  $w=b_o/b$  (Fig. 2.12).

$$\phi = \frac{M_c}{B_c} = \frac{M_c}{E_c \cdot I_{c1}} w + \frac{M_c - \frac{h_p}{2} \cdot N_c}{E_c I_{c2}} (1-w) \quad (2.35)$$

Avec  $B_c$  : Rigidité équivalente

La dérivée de glissement relatif à l'interface est:

$$\varepsilon = S' = \varepsilon_{cb} - \varepsilon_{st} = \phi \cdot d - \frac{n_{el} \cdot N_c}{E_s \cdot A_c} - \frac{N_s}{E_s \cdot A_s} \quad (2.36)$$

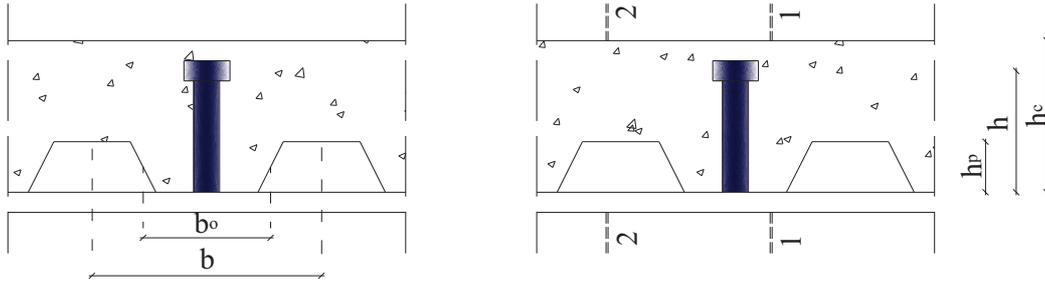


Figure 2.12 Sections 1-1 et 2-2

La section de béton équivalente et son inertie sont données par les formules suivantes :

$$A_c = \frac{A_{c1} \cdot A_{c2}}{(1-w)A_{c1} + w \cdot A_{c2}} \quad (2.37)$$

$$I_c = \frac{I_{c1} \cdot I_{c2}}{(1-w)I_1 + w \cdot I_2} \quad (2.38)$$

$A_{c1}, I_{c1}$  = Aire et moment d'inertie de la section 1-1 ; dalle en de béton avec nervure.

$A_{c2}, I_{c2}$  = Aire et moment de l'inertie de la section 2-2 ; dalle en de béton sans nervure.

Le glissement est obtenu par la résolution de l'équation différentielle du second ordre qui est semblable à celle de [20] (Eq. 2.17)

$$S'' = \alpha_4^2 \cdot S - \alpha_4^2 \cdot \beta_4 \cdot V(x) \quad (2.39)$$

La même forme pour glissement, est obtenue sauf que les constantes dans ce cas sont influencés par la géométrie de la tôle.

$$s(x) = A_3 \cdot \cosh(\alpha_4 \cdot x) + B_3 \cdot \sinh(\alpha_4 \cdot x) - \frac{\beta_4}{\alpha_4^2} \cdot V(x) \quad (2.40)$$

Avec :

$$\alpha_4^2 = \frac{K}{E_s \cdot I_o \cdot A_1 \cdot p}$$

$$\beta_4 = \frac{A_1 \cdot d \cdot p}{K}$$

$$A_o = \frac{A_s \cdot A_c}{n_{el} \cdot A_s + A_c}$$

$$I_o = I_s + \frac{I_c}{n_{el}} \quad A_1 = \frac{A_o}{d \cdot \left[ d + \frac{I_c}{2 \cdot I_2} \cdot h_p \cdot (1-w) \right] A_o + I_o}$$

La rigidité au cisaillement du connecteur est :

$$K = 0.66 \cdot V_{RD} \quad (2.41)$$

$V_{RD}$  = capacité du connecteur au cisaillement

$$V_{RD} = \gamma \cdot k_t \cdot P_{RD} \quad (2.42)$$

$$k_t = \frac{0.85 \cdot b_o}{\sqrt{n_c} \cdot h_p} \left[ \frac{h_{RD}}{h_p} - 1 \right] \leq 1$$

Les auteurs par les essais trouvent des résultats montrant un écart plutôt grand quand l'espacement longitudinal des connecteurs  $p$  est moins de  $6 \cdot d_{RD}$ , ou quand l'espacement transversal est moins de  $4d_{RD}$ .

Par conséquent, ils recommandent un coefficient  $\gamma$  pour tenir compte l'effet de l'espacement de connecteurs sur la capacité de cisaillement de ce dernier [Siouane] [2].

$$\gamma = \begin{cases} 0.5 \leq 1.56 \cdot p / (6 \cdot d_{RD}) \leq 1 & \text{si } p < 6 \cdot d_{RD} \\ 0.5 \leq 0.95 \cdot l_d / (6 \cdot d_{RD}) \leq 1 & \text{si } p < 4 \cdot l_d \\ 1 & \text{autres cas.} \end{cases}$$

Les conditions aux limites permettant de déterminer les constantes d'intégration  $A_3$  et  $B_3$  de cette équation qui sont :

$$S'_{(x=0)} = S'_{(x=L)} = 0 ; S_{(x=L/2)} = 0 ; L \text{ étant la longueur de la poutre considérée.}$$

Si on prend  $h_p = 0$  et  $w = 1$  (absence de la tôle profilé) on obtient les mêmes résultats que J.P. Lebet [20].

L'effet de glissement où la connexion est partielle est considéré comme un déplacement additionnel comparé au cas de la connexion complète, ou d'une manière équivalente, c'est la réduction de la rigidité de la section.

Une rigidité équivalente généralisée est adoptée par les auteurs pour les poutres mixtes en présence de la tôle nervurée et l'effet de glissement est calculé comme suit:

$$B_c = (EI)_e / (1 + \xi) = [(EI)_1 w + (EI)_2 (1-w)] / (1 + \xi) \quad (2.43)$$

Avec :

$$\xi_s = \eta \cdot [0.4 - 3 / (\alpha_4 \cdot L)^2]$$

$$\eta = 24 \cdot (EI)_e \cdot \beta_4 / (L^2 h)$$

Les auteurs introduisent l'effet de la présence de la tôle sur le glissement et sur la capacité flexionnelle élastique et plastique sur ce type de poutres. L'effet du glissement crée un moment flexionnel additionnel  $\Delta M$  qui réduit la capacité flexionnelle élastique des poutres.

Pour simplifier le calcul, les auteurs considèrent que l'effet des armatures transversal et de la tôle nervurée peut être négligé dans le calcul de la capacité, et seul le béton dans les nervures seulement soutiendra la force de cisaillement des connecteurs [25]. Il résulte de la connexion partielle une diminution de la résistance ultime à la flexion de la section qui dépend directement du degré de connexion.

## **2.6 Conclusion :**

Le calcul des sollicitations internes se fait donc suivant les hypothèses classiques de la résistance des matériaux.

L'hypothèse fondamentale utilisée par ces méthodes est qu'il existe une connexion parfaite entre l'acier et le béton.

La connexion mécanique de la dalle sur le profilé est essentielle pour garantir une collaboration plus ou moins totale.

La difficulté de la modélisation du comportement des poutres mixtes réside dans l'introduction du mouvement relatif (glissement) existant entre la dalle en béton et le profilé métallique.

Sur le plan de calcul, la littérature offre deux méthodes de modélisation de glissement dans les poutres mixtes : numérique et analytique. La modélisation analytique du glissement en présence ou non de la tôle adoptée par différents auteurs a fait ressortir les paramètres les influençant sur le glissement.

Dans cette partie du chapitre, on a présenté les deux méthodes de dimensionnement et de vérification des poutres mixtes, et pour les sections transversales présentent un plan de symétrie. L'hypothèse fondamentale utilisée par ces théories est qu'il existe une connexion parfaite entre l'acier et le béton. Etant donné que l'adhérence entre les deux matériaux est très faible, la solidarisation est effectuée par des systèmes de liaison capables de transmettre les différents efforts à l'interface.

Le choix de la méthode de calcul est basé sur le type de structure et les propriétés des matériaux.

**Chapitre 3**

***Comportement de la connexion  
acier-béton dans les poutres mixtes***

### 3.1 Introduction :

Le but de la liaison entre la dalle de béton et le profilé en acier est de faire travailler les deux matériaux afin de réaliser une action mixte. Compte tenu de leur comportement différent, cette connexion est réalisée par des moyens mécaniques appelés « connecteurs », qui ont le rôle d'empêcher ou du moins de diminuer le glissement relatif entre les deux matériaux à assembler, ainsi que leur séparation par le soulèvement éventuel de la dalle. Selon le comportement et la résistance de la connexion, exprimés par la relation entre la force sollicitant les connecteurs et le glissement mesuré à l'interface de contact, cette interaction est différente selon la nature de connexion ou selon le type de comportement des connecteurs (souple ou rigide)

### 3.2 Classification des connecteurs :

Le règlement Européen l'Eurocode 4 [16] propose deux classes de connecteurs selon leur comportement (Fig. 3.1) :

- Les connecteurs rigides
- les connecteurs ductiles.

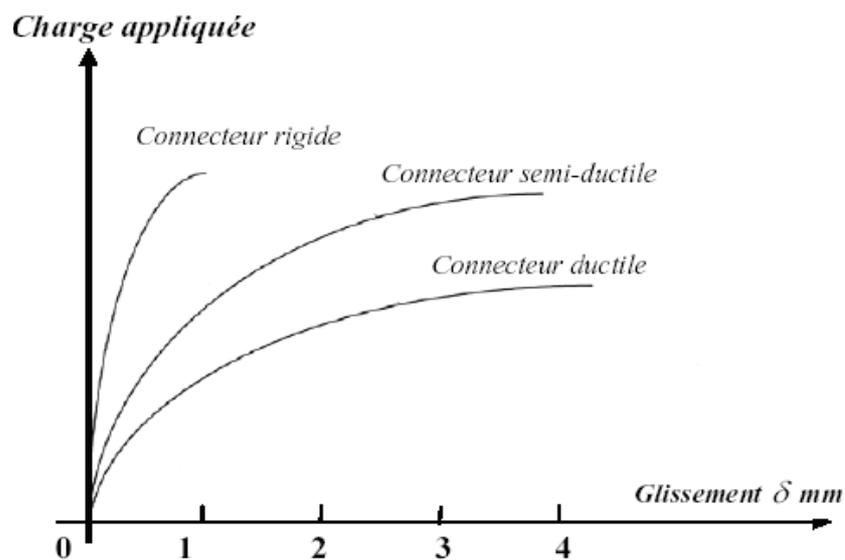


Figure 3.1 Comportement des connecteurs [8].

J.M. Aribert [7, 27] et M. Rabih [8] proposent une troisième classe: les connecteurs semi-rigides ou semi-ductiles.

### 3.2.1 Connecteurs ductiles (souples):

Les connecteurs ductiles sont ceux qui offrent une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connexion (La façon de ruine est plus malléable et n'est pas brutale). Si les connecteurs sont insuffisamment ductiles, l'effort rasant ne peut pas être uniformément redistribué entre tous les connecteurs.

On peut classer comme connecteurs ductiles (utilisés dans nos essais) : les connecteurs à goujon, boulons, crochets ou arceaux, en équerre (acier façonné) ou en cornière (fig. 3.2).

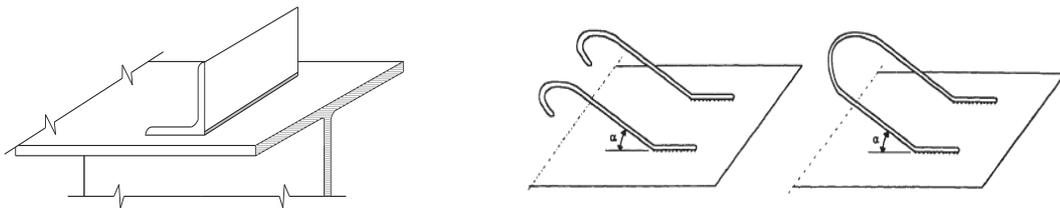


Figure 3.2 Exemple de connecteurs ductiles [16,26]

L'Eurocode 4 [16] considère que les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre de fût d'au moins de 16 mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme connecteurs ductiles.

Les connecteurs les plus utilisés en pratique sont les goujons à tête grâce à leur facilité et leur rapidité de pose (10-15 s/goujon) [28]. De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution des efforts de cisaillement grâce à leur flexibilité. La tête du goujon permet d'empêcher la perte d'adhérence de celui-ci et le soulèvement de la dalle en béton [8]. En Algérie, on a tendance à employer les connecteurs en arceau ou crochet pour assurer la liaison entre la dalle et la poutre métallique.

### 3.2.2 Connecteurs non ductiles (rigides) :

Les connecteurs rigides ne permettent pas la redistribution des efforts rasants; le cisaillement longitudinal est déterminé à partir de la répartition des contraintes dans les sections transversales critiques par la méthode élastique.

On considère comme connecteurs non ductiles (rigides) : les connecteurs en butée en forme de barreau, en T (utilisé dans nos essais), en U, en fer à cheval et plaque linéaire perforée (utilisée dans nos essais). (fig. 3.3)

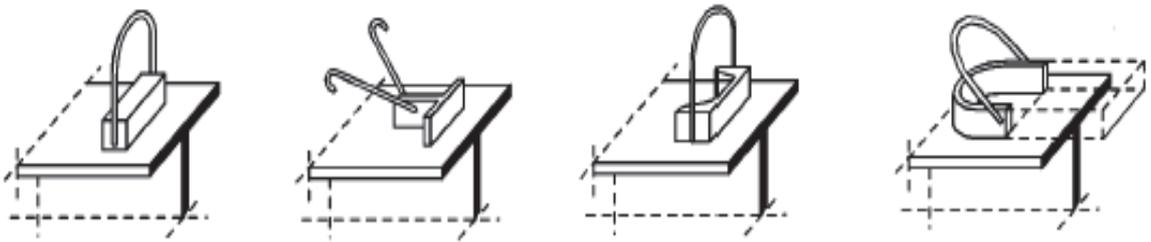


Figure. 3.3.a) Types de connecteurs en butée [26]

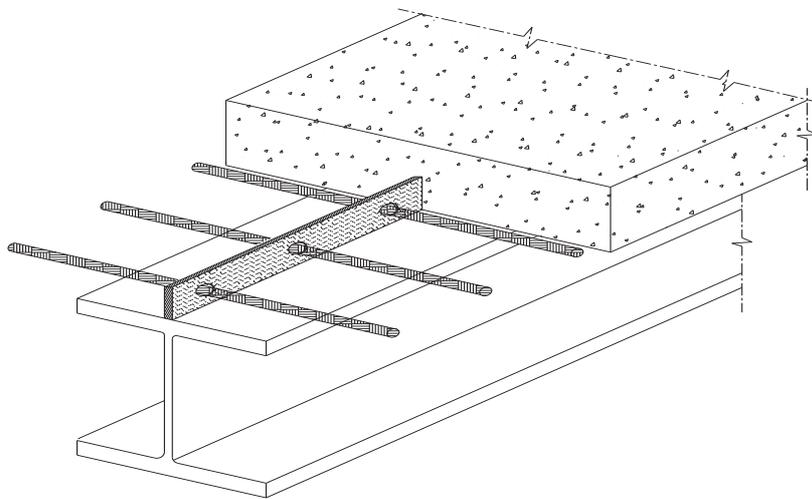


Figure 3.3.b) Type de connecteur linéaire. [Siouane] [2]

L'Eurocode 4 [16] considère que les connecteurs qui possèdent une capacité de déformation au moins égale à 2 mm sont des connecteurs rigides et 6 mm pour les connecteurs ductiles et de considérer comme non ductile tout connecteur qui n'est pas classé comme ductile, sans introduire de classe intermédiaire (semi-ductile)

J.M. Aribert [7] et M. Rabih [8] ont proposé une autre notion de connexion qui correspond aux connecteurs «semi-ductile» ou «semi-rigide» si on veut adopter un comportement élasto-plastique. En réalité, C'est la capacité de déformation en glissement entre l'acier et le béton qui distingue un connecteur souple d'un connecteur rigide.

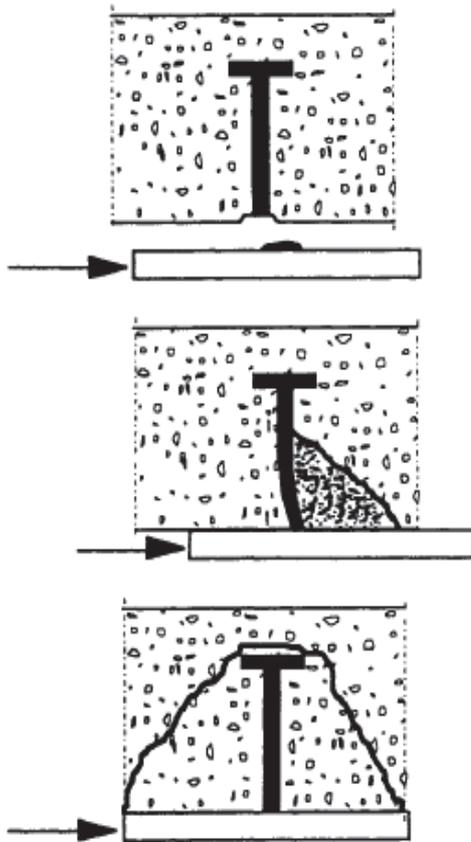
Il est à signaler que de nombreuses études menées sur les connecteurs, ont montré qu'il n'existe pas de connecteur idéal. Le choix de tel ou tel connecteur dépend au moins autant de son coût et de sa facilité de mise en œuvre en fonction du temps que de ses performances mécaniques [8].

L'association de deux ou plusieurs goujons en même temps peut engendrer une liaison rigide et de ce fait l'ensemble de goujons employés peut être considéré comme non ductile, ce qui va être précisé dans la suite de ce travail avec les essais Push-out que nous avons réalisé au laboratoire de mécanique des sols et des structures de l'Université de Constantine.

### ***3.3. Résistance des connecteurs et mode de ruine de la connexion:***

La résistance ultime au cisaillement d'un connecteur dépend essentiellement du mode de rupture de la connexion. L'analyse des modes de ruine présentés dans l'EC-4 (Fig. 3.4a et 3.4b) pour les connecteurs à goujon ont été validés par nos essais, comme on le verra dans la partie consacrée à l'étude expérimentale.

a) *Mode de ruine donné par EC-4 [16] :*

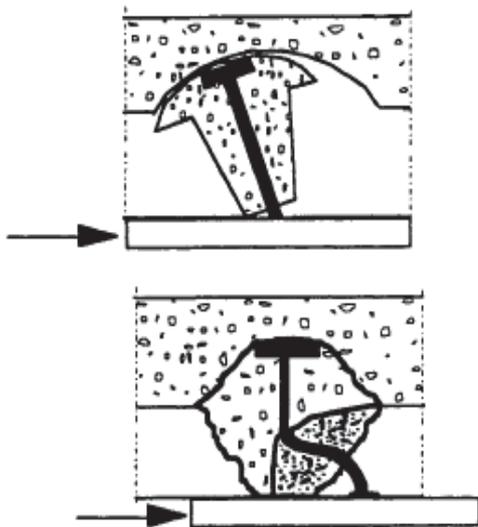


*cisaillement du connecteur juste au-dessus du bourrelet de soudure (pouvant également se produire dans les dalles nervurées)*

*écrasement local du béton vers la base du connecteur (pouvant également se produire dans les dalles nervurées)*

*arrachement d'un cône de béton*

**Fig. 3.4(a)** *Modes de ruine des connecteurs «dalle pleine» ; EC-4 [16]*



*séparation par cisaillement de la nervure en béton*

*éclatement de la nervure en béton ou ruine par cisaillement et traction, se produisant à la suite de déformations très importantes du connecteur dues à des rotules plastiques.*

**Figure 3.4(b)** *Modes de ruine des connecteurs selon l'EC-4 [16]*

### 3.4. Résistance des goujons soudés :

La résistance ultime au cisaillement  $P_{RD}$  d'un goujon dépend de plusieurs facteurs:

- Forme et dimensions des connecteurs.
- Qualité de sa force matérielle ( $f_u$ ).
- Type de charge (statique et dynamique)
- Manière de relier le profilé d'acier avec le connecteur.
- Espacement des connecteurs.
- Type et résistance de béton.
- La présence ou non de la tôle profilée.

Tous ces facteurs individuellement, et/ou conjointement, influent sur les expressions de la force de cisaillement des connecteurs.

L'Eurocode 4 [16] donne la valeur de résistance ultime au cisaillement  $P_{RD}$  d'un goujon à tête noyé dans une dalle pleine en béton (sans présence de la tôle profilée). Le diamètre du goujon ne doit pas être supérieur à 22 mm.

$$P_{RD} = \min [P_{RD1}, P_{RD2}] \quad (3.1)$$

Où

Résistance de rupture de la tige :

$$P_{RD1} = 0.8 f_u \frac{\pi d_{RD}^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \quad (3.2)$$

Résistance de l'écrasement du béton :

$$P_{RD2} = 0.29 \alpha d_{RD}^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \quad (3.3)$$

Où l'on désigne par :

$\alpha : 0.2[h_{RD}/d_{RD} + 1]$  pour  $3 \leq h/d_{RD} \leq 4$

$\alpha : 1$  pour  $h_{RD}/d_{RD} > 4$

$\gamma_v$  : coefficient partiel de sécurité est pris égal à 1.25.

On peut remarquer que :

- Il est admis d'utiliser la formule (3.1) pour les goujons sans tête, à condition de calculer les dispositifs d'anti-soulèvement de la dalle.
- L'espacement des goujons dans la direction de l'effort de cisaillement doit être  $\geq 5d_{RD}$  ; et dans le sens perpendiculaire doit être  $\geq 2.5d_{RD}$ 
  - Il convient de prendre la formule (3.1) pour déterminer la résistance des goujons en la présence de la tôle nervurée multipliée par le coefficient numérateur  $k_{l,t}$ , donné par l'expression:

- Tôle dont les nervures sont parallèles aux poutres porteuses :

$$k_l = 0.6 \frac{b_o}{h_p} \left[ \frac{h_{RD}}{h_p} - 1 \right] \leq 1 \quad (3.4)$$

Avec :  $h_{RD} < h_p + 75 \text{ mm}$

- Tôle dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses :

$$k_t = \frac{0.85}{\sqrt{n_c}} \frac{b_o}{h_p} \left[ \frac{h_{RD}}{h_p} - 1 \right] \leq 1 \quad (3.5)$$

$$\text{avec : } \begin{cases} h_p \leq 85 \text{ mm} \\ d_{RD} \leq 20 \text{ mm} \\ b_0 \geq h_p \end{cases}$$

### 3.5. Résistance de connecteur en équerre clouée:

La résistance ultime des équerres clouées type « HVB » a été établie sur la base des essais, ainsi les valeurs obtenues sont indépendantes de la direction de l'effort rasant, et valable pour un calcul plastique pour une dalle pleine avec un béton de classe  $\geq C 35/25$ . Pour le calcul élastique de la résistance ultime, il faut multiplier la résistance ultime par un coefficient de réduction  $\alpha = 0.7$

### 3.6. Résistance des connecteurs en butée:

L'Eurocode-4 [16] donne la formule de calcul de la résistance ultime au cisaillement comme suit :

$$P_{RD} = \eta A_{f1} f_{ck} / \gamma_c \quad (3.6)$$

Avec :

$A_{f1}$  : l'aire de la face frontale du connecteur.

$\eta$  : égale à  $\sqrt{\frac{A_{f1}}{A_{f2}}}$  sans dépasse 2.5 pour le béton de masse volumique normale, et 2.0 pour le béton léger.

$A_{f2}$  : l'aire de la face frontale du connecteur agrandie en utilisant une pente de 1/5 jusqu'à la face arrière du connecteur adjacent.

### 3.7. Résistance des connecteurs en cornière soudée:

Dans le cas des cornières soudées sur la semelle supérieure du profilé métallique sa résistance est donnée par la formule empirique suivante :

$$P_{RD} = 10 \cdot b h^{3/4} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_v \quad (3.7)$$

Avec :

$b$  : la longueur de la cornière en mm.

$h$  : hauteur de l'aile verticale de la cornière en mm.

Des essais réalisés au LCPC [8] sur des connecteurs en cornière ont montré que le rapport soulèvement / glissement est faible, et l'EC-4 [16] recommande l'utilisation d'une barre d'armature filante traversant l'aile de la cornière afin de s'opposer au soulèvement de la dalle. Les essais effectués que nous avons effectués ont montré la rupture de cette armature filante.

### **3.8. Différents types de connexion :**

On peut classer la connexion dans l'une ou l'autre catégorie comme suit :

#### **3.8.1 Connexion complète :**

Lorsque la résistance de la connexion est telle que la résistance ultime à la flexion de la poutre ne serait pas augmentée par l'addition de connecteurs supplémentaires, et que le glissement qui est produit à l'interface est faible et peut être négligé, on considère cette connexion complète. La ruine de la poutre est engendrée par la plastification de la section d'acier ou par la ruine du béton. L. Bouazauoi [8] a mentionné dans ses travaux que dans le cas des goujons, la connexion complète n'existe pas, on est toujours en connexion partielle puisque c'est précisément le glissement à l'interface acier béton qui permet de solliciter les goujons.

#### **3.8.2 Connexion partielle :**

Lorsque le nombre des connecteurs est inférieur à celui requis pour une connexion totale, et que le glissement qui est produit à l'interface ne peut pas être négligé dans le calcul, car il influe sur la déformation et la résistance de la poutre mixte, on considère la connexion incomplète. La ruine de la poutre mixte sera atteinte par la ruine de la connexion. En pratique, la connexion incomplète devrait être prise en compte dans les études élastiques des poutres, par exemple aux états limites de service, plus particulièrement pour le calcul de la flèche ou pour les problèmes de vibration [8].

### **3.9 Calcul de la connexion :**

La théorie des poutres mixte acier-béton est fondée sur l'hypothèse qu'il existe une liaison entre l'acier et le béton. Etant donné que l'adhérence du béton sur les poutres métalliques est trop faible et peu durable pour réaliser cette liaison, la transmission des efforts de cisaillement se fait par l'intermédiaire des connecteurs mécaniques. Leur rôle est d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur interface de contact, ainsi que la séparation de la dalle et de la poutre métallique.

Selon A. Manferd et M. Crisinel [17] la connexion complète, la connexion incomplète et le degré de connexion n'ont un sens qu'en calcul plastique dans la zone de moments positifs.

### 3.9.1 Calcul élastique de la connexion :

Un calcul élastique de la contrainte de cisaillement (effort rasant) est nécessaire lorsque la résistance des sections mixtes est également établie avec un calcul élastique. Dans ce cas, l'effort de cisaillement dépend directement de l'effort tranchant (Fig. 3.5). Il vaut

$$v = \frac{V_{sd} \cdot S_c}{n_{el} \cdot I_b} \quad (3.8)$$

Avec :

$S_c$  : moment statique de la dalle (de largeur  $b_{eff}$ ) par rapport à l'axe neutre de la section mixte,

On choisit en général des connecteurs identiques sur toute la longueur de la poutre et on fait varier leur espacement de façon à s'adapter à la variation de l'effort de cisaillement à reprendre [8].

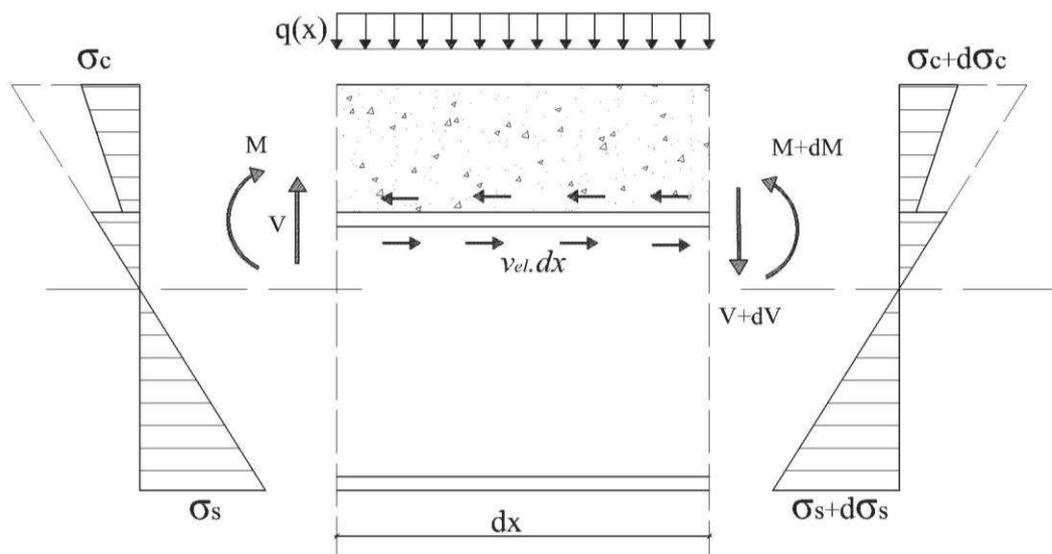


Figure 3.5 Modèle de calcul élastique de l'effort rasant.

### 3.9.2 Calcul plastique de la connexion :

Le calcul plastique de l'effort de cisaillement longitudinal (effort rasant) est possible lorsque la résistance des sections mixtes est également établie par un calcul plastique. Son principe ainsi que son application sont très simples. Les connecteurs doivent être capables de supporter l'effort de cisaillement à l'état ultime de la poutre mixte (rotule plastique développée). Dans ce calcul, on admet que la connexion est suffisamment résistante pour que le moment plastique de la section puisse être atteint. La connexion est donc totale et les connecteurs sont dimensionnés pour ne pas être la cause de la ruine de la poutre. Or, dans certains cas, il est judicieux (ou même indispensable ; exemple avec la présence de la tôle nervurée) d'installer moins de connecteurs que nécessaire pour atteindre le moment plastique pour réaliser une connexion partielle. Selon A. Manferd et M. Crisinel [17] & L. Bouazaoui [8] ce calcul s'applique essentiellement aux connecteurs souples et, dans des cas particuliers, aux connecteurs non souples.

L'effort rasant est déterminé par un calcul plastique en faisant l'équilibre de chaque tronçon de la poutre situé entre les sections critiques (Fig. 3.6).

Dans le cas d'un moment positif (en travée), l'effort rasant est donné par :

$$V_{lf}^+ = \min (f_y \cdot A_s, f_c \cdot A_c) \quad (3.9)$$

Si :

$A_s \leq A_c/n_p$  l'axe neutre se trouve dans la dalle en béton l'effort rasant est égal à :

$$V_{lf}^+ = f_y \cdot A_s \quad (3.9.a)$$

Si  $A_s > A_c/n_p$  l'axe neutre se trouve dans le profilé l'effort rasant égale :

$$V_{lf}^+ = f_c \cdot A_c \quad (3.9.b)$$

Dans le cas d'un moment négatif (sur appui), l'effort rasant est donné par l'effort dans les armatures :

$$V_{lf}^- = f_{ys} \cdot A_{sy} \quad (3.10)$$

### 3.10. Comportement de la connexion en fonction de différents paramètres:

Le glissement entre la dalle en béton et le profilé métallique dépend essentiellement des facteurs principaux suivants:

- Portée de la poutre avec la présence ou non de la tôle nervurée.
- Géométrie de la section du profilé (rapport entre les aires des semelles)
- Nuance d'acier des poutres métalliques.
- Type et résistance du béton (normal, haute performance)
- Nombre et type de connecteurs.

Il a été constaté lors d'une étude précédente [Siouane] [2] que le comportement de la connexion acier-béton dans les poutres mixtes isostatiques et uniformément chargées est influencée par :

#### 3.10.1 Influence de la portée :

Le degré minimum de connexion pour une capacité de glissement donné des connecteurs dépend en priorité de la portée de la poutre et de la géométrie de la section mixte. De manière pratique l'EC 4 [16] recommande pour le calcul :

a) en présence d'une dalle pleine seulement :

- Pour les profilés en acier à ailes égales ( $A_{f2}/A_{f1}=1$ ):

$$\left. \begin{array}{l}
 N/N_f \geq 0.4 \dots\dots\dots \text{si } L \leq 5 \text{ m} \\
 N/N_f \geq 0.25+0.03L \leq 1 \dots\dots \text{si } 5 \leq L \leq 25 \text{ m} \\
 \dots\dots\dots (3.12)
 \end{array} \right\}$$

$$N/N_f \geq 1.0 \dots\dots\dots \text{si } L \geq 25 \text{ m}$$

- Profilés en acier dont l'aire de l'aile inférieure ne dépasse pas trois fois l'aire de l'aile supérieure ( $A_{f2}/A_{f1} \leq 3$ ) :

$$\left. \begin{array}{l} N/N_f \geq 0.4 + 0.03L \leq 1 \dots\dots\dots \text{si } L \leq 20 \text{ m} \\ N/N_f \geq 1 \dots\dots\dots \text{si } L \geq 20 \text{ m} \end{array} \right\} \quad (3.13)$$

b) en présence d'une tôle nervurée:

Les conditions de l'EC-4 [16] sont :

- Nervures sont perpendiculaires au profilé.
- $b_o/h_p \geq 2$  ; avec  $h_p \leq 60\text{mm}$  (Fig. 3.9)
- Diamètre des goujons  $d_{RD} = 19$  ou  $20$  mm et de hauteur hors-tout :  
 $h_{RD} \geq 76\text{mm}$ .
- Le profilé à ailes égales ( $A_{f2}/A_{f1}=1$ ).

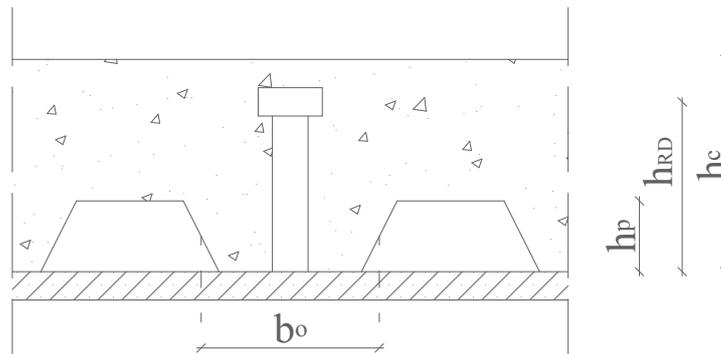


Figure 3.9 Poutre avec tôle profilée à nervures perpendiculaire au profilé.

$$\left. \begin{array}{l} N/N_f \geq 0.4 \dots\dots\dots \text{si } L \leq 10 \text{ m} \\ N/N_f \geq 0.04L \dots\dots\dots \text{si } 10 \leq L \leq 25 \text{ m} \\ \dots\dots\dots \\ N/N_f \geq 1 \dots\dots\dots \text{si } L \geq 25 \text{ m} \end{array} \right\} \quad (3.14)$$

Il a été montré que, le degré de connexion minimal  $(N/N_f)_{\min}$  des poutres mixtes augmente directement avec l'augmentation de la portée. Donc l'effet de la connexion est plus marqué pour les poutres de grande portée et cela dû à l'effet du moment de flexion qui les sollicite.

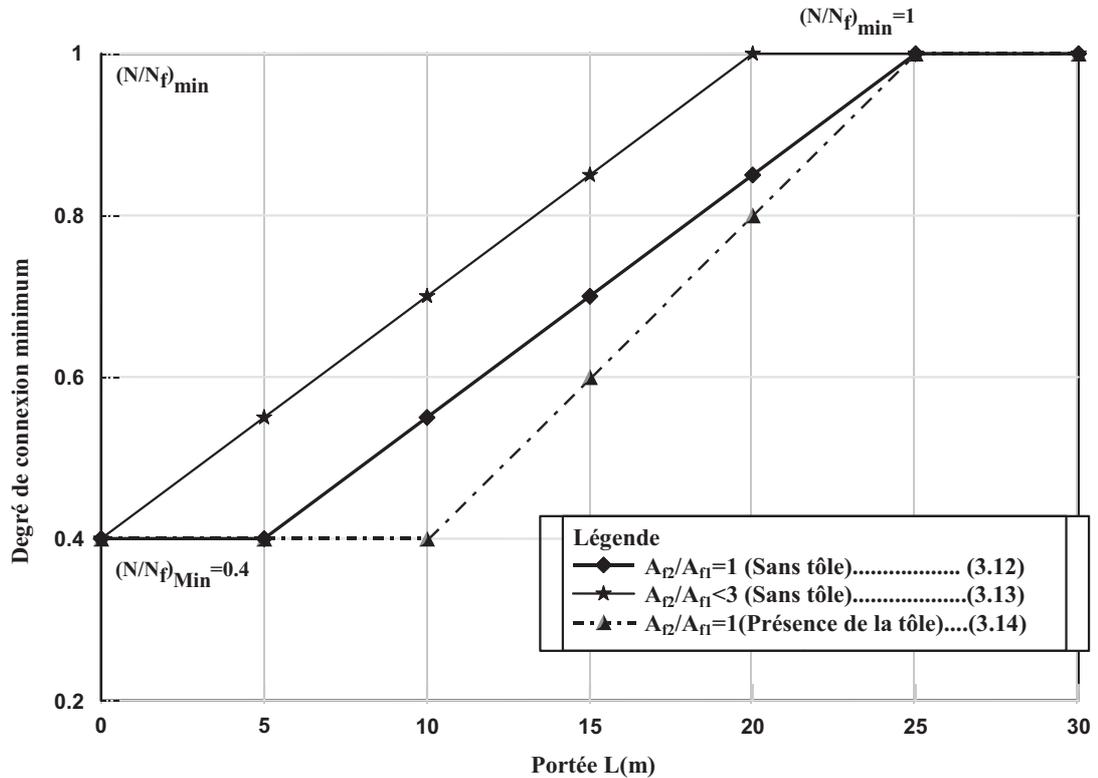


Figure 3.10 Degré minimum de connexion selon EC-4.

L'utilisation de la connexion complète ( $N/N_f = 1$ ) est obligatoire pour les poutres de 20m de portée avec les ailes inégales, et pour les poutres de 25m de portée si les ailes sont égales.

### 3.10.2 Influence de la nuance d'Acier du profilé:

J.M. Aribert [7] a présenté une approche analytique établissant une formule de transformation pour passer du degré minimum de connexion de l'EC-4 avec l'acier de nuance S355 au degré minimum avec une autre nuance d'acier tel que S235 à S460.

L'influence de la nuance des profilés sur le degré de connexion a pu être formulée de manière simple [7] et les formules précédentes ont pu être modifiées en conséquence.

- Profilé en acier à ailes égales ( $A_{f2}/A_{f1} = 1$ ):

$$\left. \begin{aligned} (N/N_f)_{\min} &= 1 - 355/f_y(0.75 - 0.03L) \geq 0.4 \dots\dots \text{si } L \leq 25 \text{ m} \\ (N/N_f)_{\min} &= 1 \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \text{si } L > 25 \text{ m} \end{aligned} \right\} \quad (3.15)$$

Il a été constaté que :

- Le degré de connexion minimal  $(N/N_f)_{\min}$  des poutres mixtes augmente directement avec l'augmentation de la nuance d'acier. Cette augmentation est très marquée pour les poutres de portée qui varient de 10 à 25m, puis on atteint la connexion totale  $(N/N_f)_{\min} = 1$  pour les trois nuances à la même portée de 25m.
- Les courbes se divergent aux poutres de faible portée, puis ils se rapprochent jusqu'à un point commun qui correspond à une portée de 25m, au-delà de ce point on constate que la connexion doit être complète.
- Dans le cas des poutres de faible portée, le degré de connexion  $(N/N_f)_{\min} = 0.4$  est valable pour les poutres qui ne dépassent pas 5m pour S355 et 10m pour S235. Par contre la nuance S460 exige un degré minimal assez élevé que les deux nuances précédentes (Fig. 3.11(b)).

- profilé en acier à ailes inégales ( $A_{f2}/A_{f1} \leq 2$ ):

$$\left. \begin{aligned} (N/N_f)_{\min} &= 1 - 355/f_y(0.50 - 0.025L) \geq 0.4 \dots\dots \text{si } L \leq 20 \text{ m} \\ (N/N_f)_{\min} &= 1 \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \text{si } L > 20 \text{ m} \end{aligned} \right\} \quad (3.16)$$

### 3.10.3 Influence des dimensions du profilé:

Les études faites sur ce paramètre [Siouane] [2], [16] et [7] en variant le degré de connexion minimal en fonction des rapports des ailes des sections transversales des profilés pour trois nuances montrent que le degré de connexion minimale devrait dépendre de la portée de la poutre mixte et de la géométrie de la section du profilé métallique.

J.M. Aribert [7] a présenté des essais expérimentaux sur des poutres où il varie la portée, la géométrie du profilé et la nuance d'acier afin de déterminer leurs degrés de connexion minimum et par conséquent valide l'équation (3.16). Il est clair que le degré de connexion croît proportionnellement avec la nuance d'acier et l'augmentation du rapport entre les semelles du profilé.

### 3.10.4 Influence de la qualité du béton :

La figure 3.17 tirée de la référence [Siouane] [2] montre la variation du rapport  $Z_s/Z_b$  qui est plus élevée que celle du rapport  $I_s/I_b$ . Cette variation est remarquable pour les classes de ciment de faible résistance ( $f_{ck} < 250$  bars). Par contre le béton de haute résistance (BHP) a une variation faible.

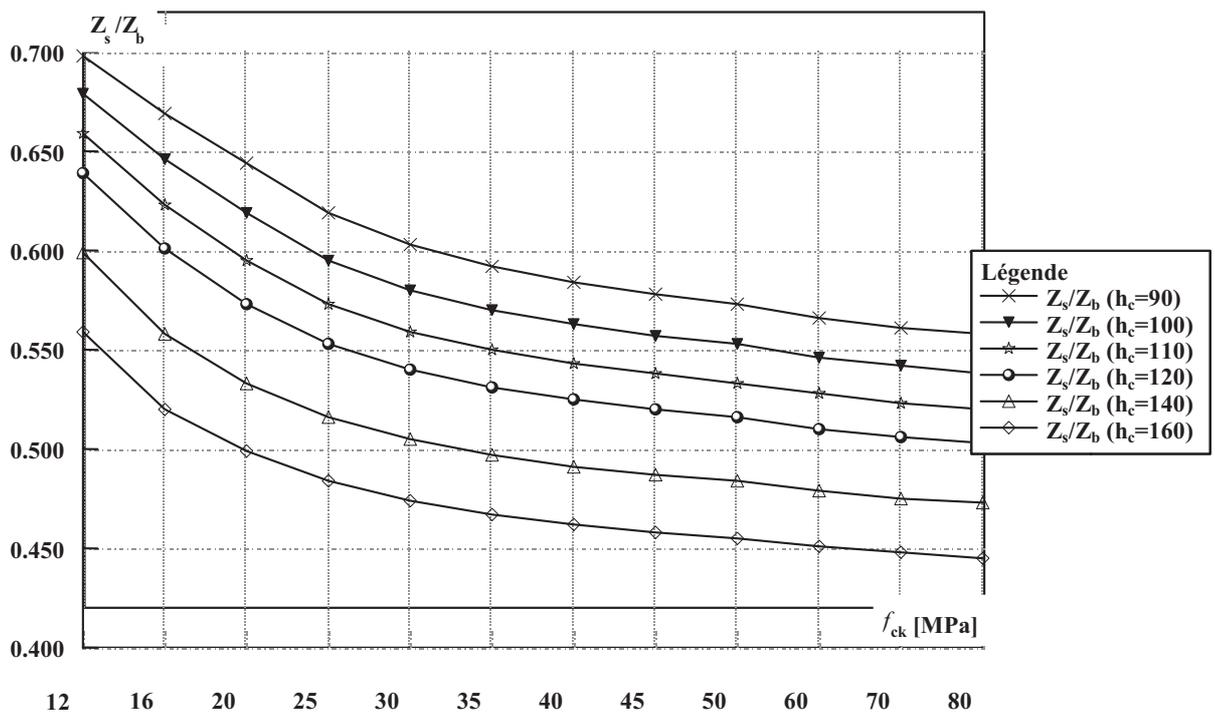


Figure 3.17 Variation de  $Z_s/Z_b$  en fonction de la résistance de béton.

L'effort rasant plastique est lié indirectement à la résistance de béton,  $v$  étant la plus petite des valeurs ( $f_y \cdot A_a$ ;  $f_{ck} \cdot A_c$ ) donc l'effort rasant augmente proportionnellement avec la résistance de béton si l'axe neutre se trouve dans le profilé métallique. Selon la formule (3.1), le mode de rupture de la connexion correspond à des ruines respectivement au niveau du goujon ou du béton enrobant le goujon. Il a été montré également que la résistance d'un connecteur à goujon dépend de la résistance de béton, si cette dernière est moyennement faible ( $f_{c28} \leq 30\text{MPa}$ ) et dépend de la résistance de l'acier du connecteur, si la résistance de béton est élevée. Les essais de poussée « Push-out » sur des connecteurs incorporés dans différents types de béton ont prouvé que leurs comportements sont non-linéaire [9].

S. Bullo et R. Di Marco [9], ont montré que le béton normal de résistance jusqu'à C50/60 présente un comportement ductile des connecteurs contre la transmission réduite de la force de cisaillement par contre le béton BHP (haute performance) présente un comportement rigide des connecteurs contre la force de cisaillement importante [9] (fig. 3.19).

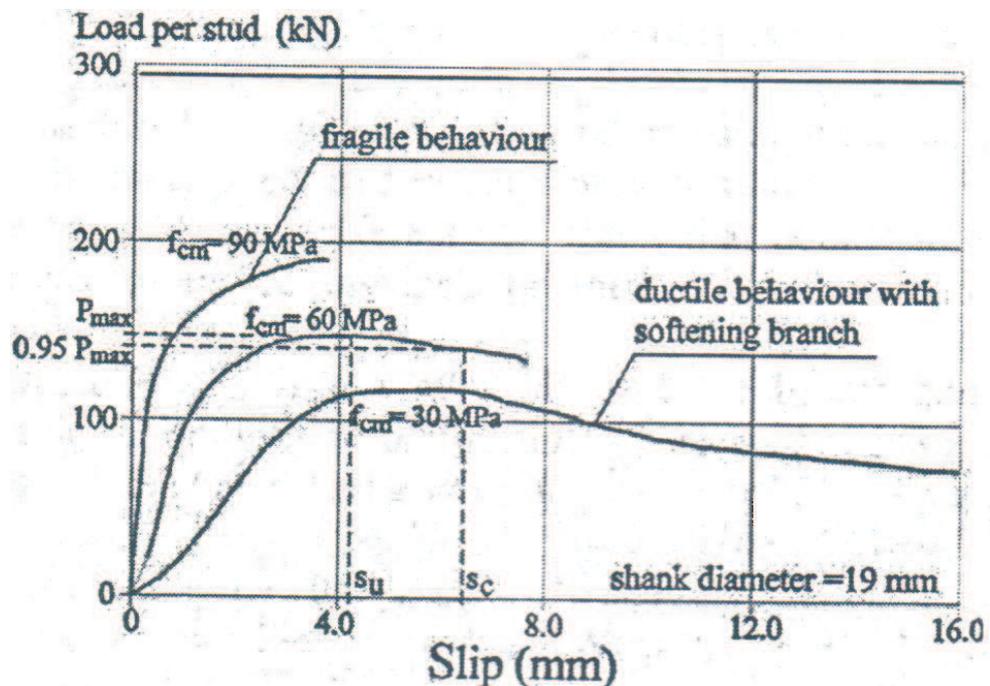


Fig. 3.19 Influence de résistance de béton sur comportement des connecteurs

[9].

Selon la figure 3.19 on constate que la résistance de béton a une influence directe sur la rigidité et la ductilité de la connexion ;  $f_{ck} = 30$  MPa correspond un comportement très ductile par contre la résistance de 60 et 90 MPa correspond à des comportements rigides. C'est pour ça que l'EC-4 [16], prend la limite supérieure de résistance de béton de 50MPa (classe C50/60).

### *3.10.5 Influence du nombre et du type de connecteurs :*

La caractérisation mécanique des connecteurs est effectuée à partir d'un essai normalisé de poussée rétro poussage appelé aussi essai «Push-Out ». On enregistre le glissement total à une extrémité en fonction de la charge appliquée. Le nombre de connecteurs à disposer sur une poutre est déterminé en comparant l'effort rasant à reprendre avec la résistance d'un connecteur en calcul élastique ou en calcul plastique. Ce nombre des connecteurs a une influence directe sur le degré de connexion comme il a été signalé précédemment. Les essais que nous avons réalisés ont montré que la variation du nombre de connecteurs par section semble avoir une répercussion très importante sur leur capacité de déformation, et sur la résistance au cisaillement longitudinal de la dalle de béton qui présente une rupture proche d'un comportement fragile.

Une étude sur l'influence de nombre de connecteurs sur la capacité flexionnelle des poutres mixtes [Siouane] [2], effectuée sur une poutre mixte isostatique de 10m de longueur soumise à un chargement uniformément réparti de 20 kN/m<sup>2</sup>. Cette poutre mixte est constituée d'un IPE400, d'une dalle en béton armé de 1,50m de large pour 100mm d'épaisseur, liée par des connecteurs à goujon de Ø19mm, a montré que la capacité de résistance et la rigidité de la poutre augmentent proportionnellement avec l'augmentation du nombre de connecteurs. Dans le cas où la connexion n'existe pas ( $n_c = 0$ ), il a été remarqué que le profilé seul subit toutes les sollicitations. Par contre si on atteint la connexion totale ( $N/N_f = 1$ ) la résistance et la rigidité sont augmentées par l'effet mixte de collaboration acier-béton.

### **3.11. Conclusion**

Dans ce chapitre, on a présenté les aspects qui peuvent être considérés comme fondamentaux pour la connaissance du comportement de la connexion mécanique des poutres mixtes.

La résistance à la flexion et la rigidité des poutres mixtes dépendent directement du degré de connexion. Ce dernier est influencé par les paramètres tels que : la portée des poutres, la nuance d'acier et la géométrie de la section du profilé métallique, selon les résultats des essais existe dans la littérature [6], on remarque l'influence du rapport des ailes de ces profilés sur le degré de connexion.

On constate également que le degré de connexion croît proportionnellement avec l'augmentation du rapport des aires entre les semelles du profilé et l'atteint le degré de connexion totale.

La résistance de béton, a une légère influence sur la résistance et la rigidité des poutres en cas de connexion totale, par contre elle a un rôle important dans le comportement des connecteurs.

Les connecteurs, le nombre de connecteurs et leurs caractéristiques ont une influence sur la liaison à l'interface de contact. La résistance ultime au cisaillement d'un connecteur dépend essentiellement du mode de rupture de la connexion (cisaillement des connecteurs ou écrasement du béton), donc le nombre de connecteur augmente la résistance au cisaillement de la connexion au détriment de la dalle en béton.

L'influence de la présence de la tôle, le nombre de connecteurs et le type de connecteurs constitueront l'objet de cette recherche qui va être présenté dans les chapitres suivants.

**Chapitre 4**

***Procédure expérimentale***

***Essais « push-out »***

#### **4.1. Introduction:**

Les recherches menées sur les structures mixtes avec des moyens de connexion de type « connecteurs » ont fait l'objet depuis l'année 1933[8, Siouane] [2] ; cependant, les études sur des goujons soudés utilisés comme connecteurs travaillant au cisaillement n'ont commencé qu'en 1954 [11]. Les travaux expérimentaux réalisés avec des essais statiques et de fatigue d'éprouvettes sollicitées dans la plupart des cas en compression (cisaillement directes des connecteurs ou « Push-out test »), des essais statiques et de fatigue sur poutrelles en double té en flexion, des essais de fatigue sur des goujons isolés et des essais statiques sur poutres de dimensions réelles (dalles en béton armé de plats), suivant le dispositif et les recommandations du règlement européen de constructions mixtes EC04 -1 (ENV 1994-1-1:1992).

Dans ce chapitre, nous avons présenté la procédure expérimentale adoptée dans la réalisation des essais de rétro poussage dit « Push-Out ». Ces essais ont été réalisés dans le laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures (L.M.S.S) de l'Université de Constantine.

#### **4-2 Présentation des éprouvettes d'essais :**

Huit types de connecteurs ont été choisis pour l'étude de la connexion acier-béton, on distingue :

- Les connecteurs en cornière ;
- Les connecteurs en goujon ;
- Les connecteurs plaque perforée ;
- Les connecteurs en S ;
- Les connecteurs en T ;
- Les connecteurs en tube carré ;
- Les connecteurs en tube circulaire ;
- Les connecteurs en forme d'onde

##### **4.2.1 Dimensions des éprouvettes :**

Deux séries d'éprouvettes ont été réalisées qui présentent la même configuration, elles diffèrent au niveau des dimensions. Les essais réalisés avec la première série ont posés beaucoup de problèmes au niveau de la manipulation et de la manutention. Ce qui nous a poussé à confectionner des éprouvettes de dimensions inférieures.

Les éprouvettes sont constituées principalement de deux dalles en béton armé de 400 x 650 mm avec une épaisseur de 150 mm, coulées sur un profilé métallique HEA 140 qui simule la profilé métallique dans une poutre mixte acier-béton.

La figure 4.1 ci-dessous montre un schéma de l'éprouvette, qui est d'ailleurs le même que celui de la référence [Amiraoui] [4].

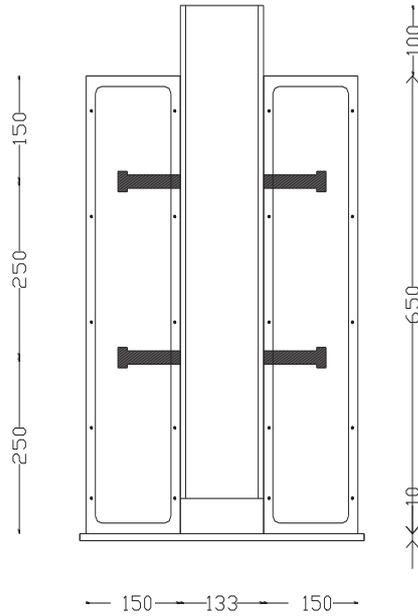


Figure 4.1 : Eprouvette d'essai Push-Out. Cas des goujons [Amiraoui]. [4]

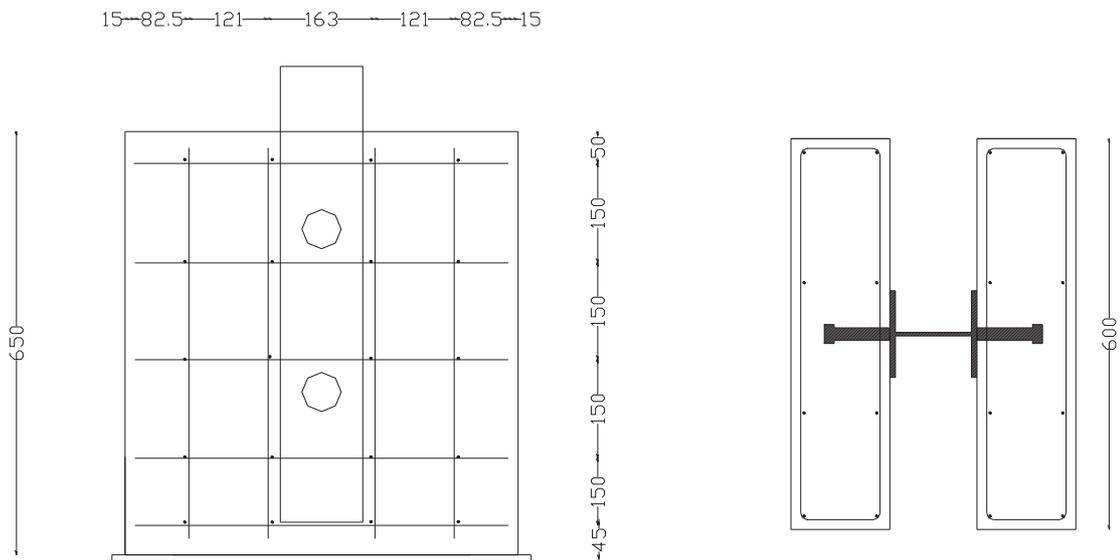


Figure 4.2 : Eprouvette d'essai Push-Out. Cas des goujons [Amiraoui].

Le béton utilisé est un béton normal, un profilé métallique laminé de type HEA140, de longueur 750mm en S235.

#### 4.3 Types de connecteurs testés.

Nous avons conçu une première série d'éprouvettes à partir d'un profilé laminé HE 140 de type 'A', et une deuxième série d'éprouvettes à partir d'un profilé laminé IPE 120 de type '0' comportant une tôle mince servant de coffrage perdu, sur lesquels sont soudés les connecteurs.

Deux dalles en béton viennent compléter l'éprouvette ; Elles ont une épaisseur de 150 mm et munies de quadrillages en acier régulièrement espacé, figure 4.2. Onze types de connecteurs ont été employés : Des connecteurs considérés comme souples et des connecteurs considérés comme rigides.

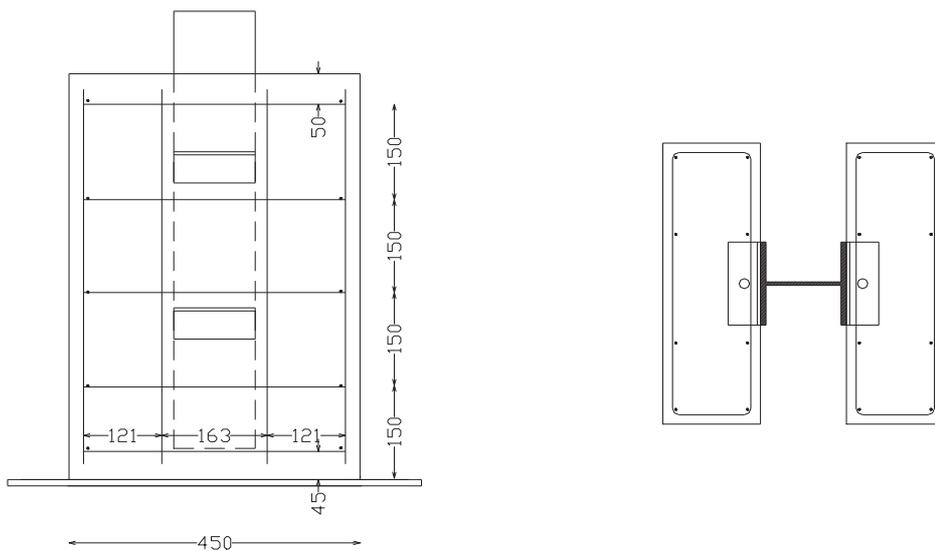


Figure 4.3 : Eprouvette d'essai Push Out – cas de connecteur en cornière [Amiraoui] [4]

Nous allons étudier uniquement l'influence du type de connecteur ainsi que le nombre de connecteurs par section comme le montre la figure 4.3. Sachant que d'autres paramètres peuvent influencer le comportement de la liaison tels que : l'épaisseur de la dalle de béton, l'emploi ou non de coffrage perdu en tôle nervurée et l'orientation des nervures.

Le choix de ces connecteurs, associés au béton, a été dicté surtout par le comportement qu'ils présentent sous l'action d'un effort rasant à l'interface. Les connecteurs en goujon et les connecteurs en cornière sont classés parmi les connecteurs ductiles, par contre les connecteurs linéaires en plaques perforées ont été choisis pour leur comportement rigide. D'ailleurs la réglementation actuelle (ENV 1994) ne donne aucune indication sur le calcul de la connexion en présence de ces connecteurs.

Les connecteurs en forme de S, fabriqués à partir d'un rond à béton de diamètre 16 mm, sont considérés comme très souples, les essais effectués l'ont bien démontré.

Les informations sur la fabrication des autres connecteurs sont données sur le tableau suivant :

<i>Connecteur</i>	<i>Dimensions/Nombre</i>	<i>Fabriqué à partir de</i>
Circulaire	50/2	Tube circulaire
Tôle ondulée	40/linéaire	Fer plat
Tube carré	40/ linéaire	Tube carré évidé
Goujon	$\Phi 12/2$	Rond lisse
Goujon	$\Phi 12/4$	Rond lisse
Cornière	40/2	Laminé marchand
En S	40/2	Rond à béton
En T	40/2	Rond à béton
Plaque perforée	40/ linéaire	Fer plat

Tableau 4.1 : Information sur la fabrication des connecteurs

#### **4.4 Dispositif d'essai.**

Les essais ont été réalisés dans le Laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures du département de Génie Civil, sur une machine d'essai universelle de Type UPM 600 avec une force d'essai maximum égal à 2000 KN, équipée de système de compression, l'effort nécessaire pour atteindre la ruine des éprouvettes est appliqué graduellement par palier de 5 KN à travers une plaque métallique permettant sa répartition.

Le montage des éprouvettes dans la machine se fait au niveau d'un bâti équipé d'un dispositif de guidage adopté et employé pour les toutes les éprouvettes testées.



*Photo 4.1 : Machine d'essai*



*Photo 4.2 : Armoire de commande*



*Photo 4.3 : Bâti d'essai.*

#### **4.5 Dispositifs de mesure.**

La photo 4.3 montre également le dispositif général de mesure des efforts appliqués, des glissements et des écartements (décollement) éventuels à l'interface acier béton. Ces mesures sont obtenues à l'aide de capteurs de déplacement de Type PY2 (capteurs linéaires avec palpeur à bille). La mesure de l'effort appliquée à la maquette d'essai est obtenue à l'aide d'un capteur de force pour applications en compression uniquement, de type TC avec une capacité de 3000 KN. Les mesures ont été enregistrées sur un micro ordinateur moyennant l'utilisation d'une carte d'acquisition de données multifonctions, à gain programmable pour chaque canal d'entrée, qui permet de convertir les signaux analogiques en signaux numériques. Le traitement des résultats d'essais est obtenu par l'emploi d'un Logiciel spécifique à ce type d'expérimentation.

La confection des éprouvettes dans sa partie métallique (profilé, soudure des connecteurs, connecteurs) à été fait grâce à la collaboration et la générosité de l'entreprise SPA COM de Constantine, qui à mis à notre disposition le matériel nécessaire et le personnel qualifié en matière de construction métallique.



Photo 4.4 : Profilé métallique avant coulage des dalles.



Photo 4.5 : Eprouvette finalisée avec dalles de béton.

#### 4.6 Mesure de la force :

Le capteur de force utilisé est montré sur la photo ci-dessous :



Photo 4.6 : Capteur de force utilisé dans les essais

C'est un transducteur extensométrique utilisable pour la mesure des charges statiques ou dynamiques, en compression, avec une précision élevée (pesage industriel, essais de laboratoire, automatisation...etc.). Les modèles CT sont usinés à partir d'un seul bloc d'acier de manière à ce que l'élément de réaction primaire, les fixations et le boîtier ne comportent aucune soudure. Cette conception permet d'offrir une taille réduite et un degré de protection élevé. La configuration du pont de mesure, à 8 jauges de contrainte, réduit les erreurs dues à une application imparfaite de la charge. La construction, entièrement en acier inoxydable,

autorise l'utilisation des capteurs TC dans des environnements agressifs tels qu'on les rencontre dans l'industrie chimique ou pétrolière. Les caractéristiques principales du capteur TC sont les suivantes :

- Gamme de mesure: de 100 à 30.000 Kg ;
- Précision: 0,2% ;
- la Réalisation est entièrement en acier inox ;
- Résistant à la corrosion ;

#### **4.7 Mesure du déplacement :**

Les capteurs de déplacement de type PY2, appelés capteurs linéaires avec palpeur a bille, ont été utilisés dans nos essais pour mesurer le déplacement à l'interface acier-béton, figure ci-dessous :



*Photo 4.7 : Capteurs de déplacement utilisés dans les essais*

Ils ont une course de 50mm. Leurs caractéristiques sont les suivantes :

- Course de 50 mm ;
- Tige de commande montée sur double palier et avec ressort de rappel ;
- Touche de mesure avec tige filetée M2,5 et bille en acier inox ;
- Linéarité indépendante jusqu'à  $\pm 0,1\%$  ;
- Résolution infinie ;

#### 4.8 Carte multifonction PCI-1711/1731 ou carte d'acquisition de données.

Cette carte est identifiée sous la référence PCI-1711/1731 est une carte multifonction puissante elle est donnée sur la photo ci-dessous :



Photo 4.8 : Carte multifonction utilisée dans les essais.

Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- 16 entrées de l'analogue ;
- Gain Programmable pour chaque canal d'entrée ;
- Canal Automatique / analyse du gain ;
- Meneur de train Programmable / comptoir.

Les branchements des différents fils se fait par l'intermédiaire d'un boîtier de connexion, figure ci-dessous :

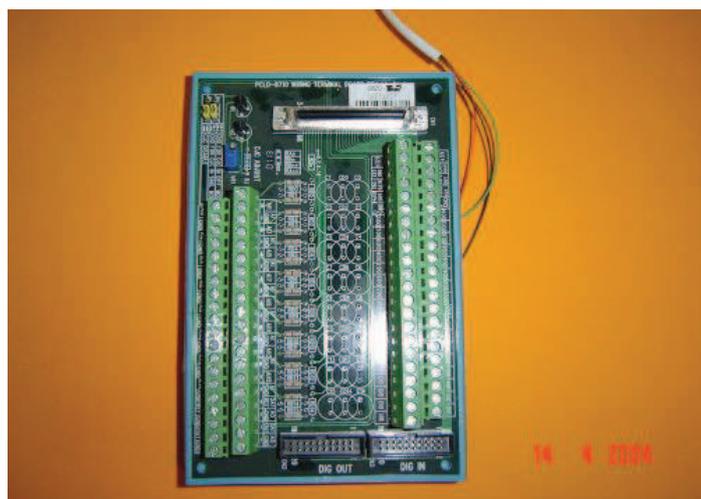


Photo 4.9 : Boîtier de connexion

#### 4.9. Étalonnage des capteurs :

Dans un capteur potentiométrique c'est le déplacement du curseur sur la piste de potentiomètre qui provoque la variation de la réponse électrique. Les principales caractéristiques des capteurs utilisés ont été présentées dans le paragraphe précédent.

L'emploi d'un capteur implique toujours l'utilisation d'une loi d'étalonnage qui va permettre de passer de la mesure électrique à l'estimation de la grandeur physique correspondante.

Pour bien maîtriser la précision des mesures, on a intérêt donc à étalonner les capteurs de déplacement utilisés dans les essais, cet étalonnage doit faire partie intégrante de la démarche de préparation d'un essai et de l'organisation d'un laboratoire. C'est un travail important, il se trouve par ailleurs qu'il n'est absolument pas apparent dans les résultats finaux de la recherche. Il est aussi indispensable d'étalonner systématiquement tous les capteurs et de pratiquer un étalonnage de vérification annuel.

L'étalonnage d'un capteur est généralement traduit par une courbe d'étalonnage qui exprime la relation entre la grandeur physique et la mesure qui en est donnée par le capteur. Cette courbe ne traduit pas une relation fonctionnelle mais une corrélation entre deux grandeurs aléatoires. Le plus souvent on utilise une technique de régression pour établir la loi d'étalonnage.

L'étalonnage est une opération longue et assez fastidieuse qui mobilise un temps pour la préparation des différents appareillages nécessaires à cette opération qui sont :

- une alimentation stabilisée ;
- un volt mètre;
- un pied à coulisse.

La photo ci-dessous montre le montage employé pour effectuer la correspondance entre le signal électrique et la grandeur physique qui dans notre cas est le déplacement, en millimètre, du curseur.

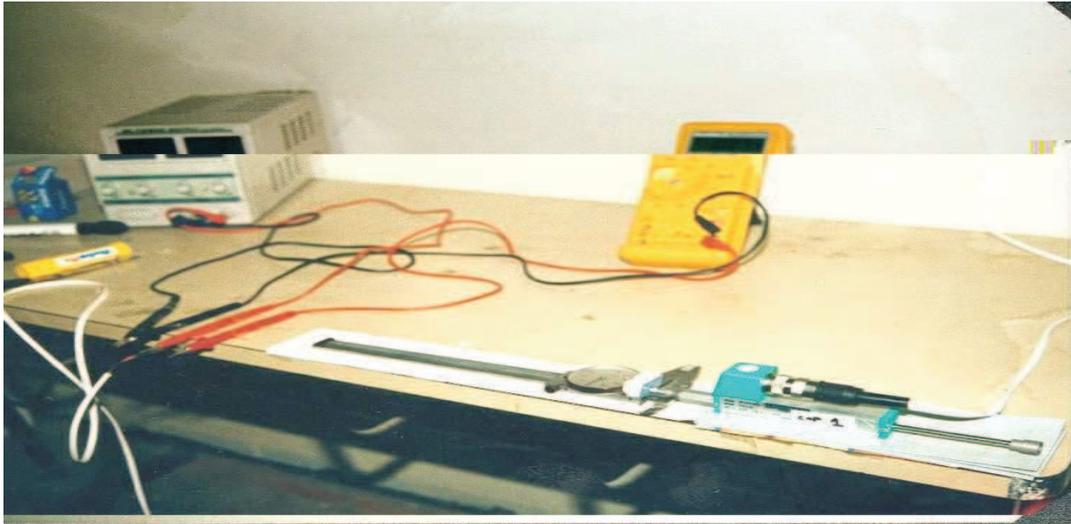


Photo 4.10 : Mise en œuvre de l'étalonnage [6]

#### 4.10. Courbe d'étalonnage des capteurs de déplacement.

Les capteurs étalonnés (PY2) sont des capteurs qui sont être utilisés pour la deuxième fois, ils n'ont subi donc aucune dérive. La courbe d'étalonnage est donnée sur la figure ci-dessous tirée de la référence [Mehidi, Siouane] [2].

Le capteur de force ne nécessite pas d'étalonnage, l'opération qui a été effectuée par le constructeur donne l'indice de conversion qui est précisé sur le corps d'épreuve du capteur.

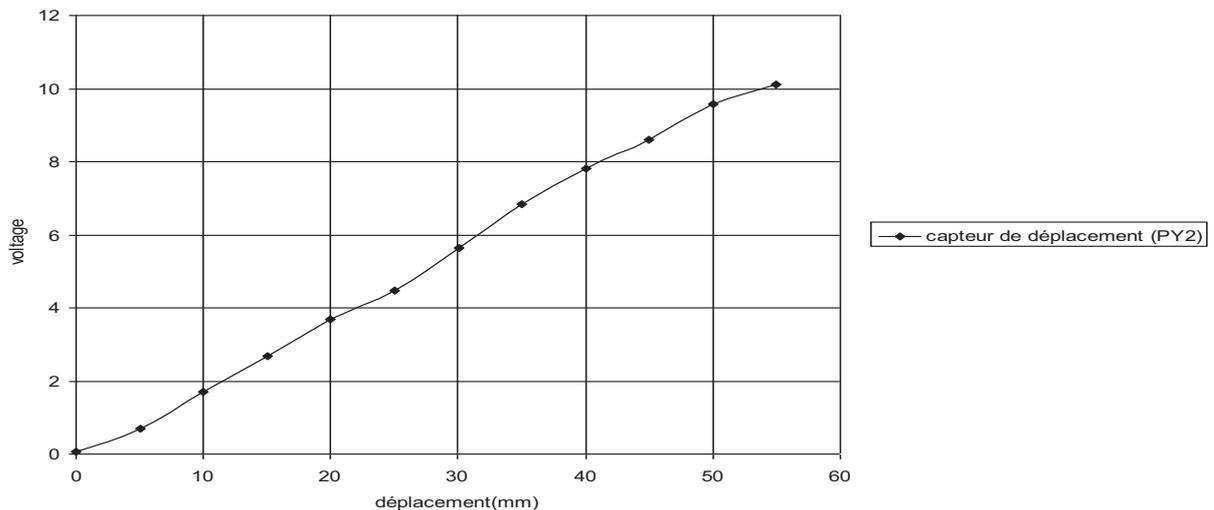


Figure 4.4 courbe de l'étalonnage [6]

Comme il a été cité précédemment, le logiciel « Advantech GenieDAQ Demo » est utilisé pour réceptionner les grandeurs physiques qui viennent du glissement et/ou le décollement entre le profilé métallique et les dalles en béton à travers la carte multifonction PCI-1711/1731 et la planche PCLD-8710, la première étape à suivre c'est la réalisation du montage présenté dans le schéma de la photo 4.5.

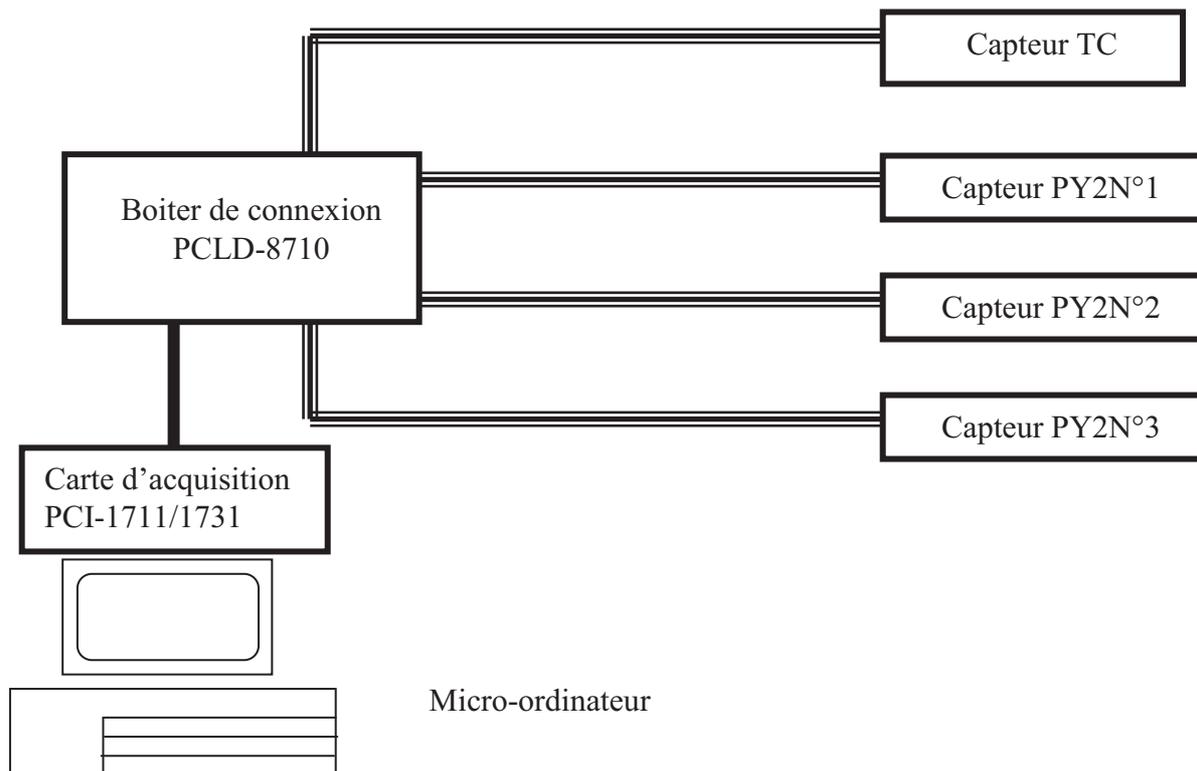


Figure 4.5 : Connexion du réseau et lecture des résultats

- La manipulation sur le logiciel se fait d'abord par l'exécution des fichiers exécutables « GenieDAQ Builder ». Ce fichier exécutable comporte des fenêtres et des icônes, des pages de tâche « Task Designer », et des pages de dessin « Display Disigner ». La création d'une page de tâche nous aide à réaliser le montage utilisé, et une page dessin pour tracer les graphes correspondants.

Les étapes à suivre pour effectuer les mesures sont les suivantes :

- Sélection de la carte utilisée ;
- Ouverture d'un nouveau fichier « nom.gni » ;

- Pour un montage on utilise:
  - Des entrées analogiques ; 

AI1	AI2	AI3
-----	-----	-----
  - Une icône de fichier de résultats « nom.log » ; 

Log1
------
  - Un chronomètre pour la mesure du temps ; 

ET1
-----
  - Et à la fin des files de connections« connection wire ».
  
- Sur une page de dessin on utilise :
  - Des graphes avec des repères d'ordonnées X,Y « xy Graph » ;
  - Des repères historiques « historical Trend » ;
  - Des compteurs qui nous donnent des valeurs numériques de variation des déplacements et de la force ;
  - des icônes « Display »qui aident à passer d'une page de dessin a l'autre.
  
- Après avoir réalisé le montage et sélectionné les repères nécessaires, l'exécution de ce fichier se fait on appuyant sur l'icône « Start »,l'exécution est bonne, pour sortir on appui sur l'icône « Stop ».
  
- Les résultats finaux sont enregistrés dans le fichier « nom.log ».

#### **4.11. Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons présenté la procédure expérimentale adoptée dans la réalisation des essais de rétro poussage dit « push out ».

Les essais sont réalisés dans le laboratoire de mécanique des sols et des structures (L.M.S.S) de l'université de Constantine.

Nous avons également présenté les différents types de connecteurs couramment utilisés.

La connexion est partielle ou totale en fonction du nombre de connecteurs testés.

Et les glissements interface acier-béton dépendent aussi des types de connecteurs et les charges appliquées.

**Chapitre 5**

***Analyse des résultats expérimentaux***

**5.1 Résultats d'essais :**

Les résultats obtenus sur les différentes éprouvettes d'essais sont donnés au tableau 2. On précise sur ces tableaux les modes de ruine correspondant à chaque maquette. L'analyse globale des résultats montre que :

- La résistance de la connexion varie d'un type de connecteur à un autre. Ceci est lié essentiellement au comportement du connecteur.
- La résistance de la connexion passe par différents comportements, ceci a conduit des modes de ruine soit par mécanisme du connecteur soit par mécanisme de la dalle de béton.
- La variation du nombre de connecteurs par section semble avoir une répercussion très importante sur leur capacité de déformation, et sur la résistance au cisaillement longitudinal de la dalle de béton qui présente une rupture proche d'un comportement fragile.
- La présence de la tôle mince semble influencer négativement la résistance de la connexion.
- La taille de l'éprouvette n'a aucune influence sur le mode de ruine de la connexion.

<i>Essais</i>	<i>Connecteurs</i>			<i>Dalles de béton</i>		
	<i>Hauteur du connecteur (mm)</i>	<i>Diamètre ou épaisseur (mm)</i>	<i>Nombre de connecteurs par section</i>	<i>Hauteur (cm)</i>	<i>Largeur (cm)</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>
<b>Un goujon</b>	19	16	1	75	40	15
<b>Deux goujons</b>	19	16	2	75	40	15
<b>Trois goujons</b>	19	16	3	75	40	15
<b>Cornière</b>	19	5	1	75	40	15
<b>En forme de S</b>	10	16	1	75	40	15
<b>Plaque perforée</b>	19	5	1	75	40	15

Tableau 5.1 : Caractéristiques géométriques des maquettes d'essais

<i>Essais</i>	$F_u$ (KN)	$\delta_u$ (mm)	$F_s$ (KN)	$\delta_s$ (mm)	$F_u/F_s$	$\delta_u/\delta_s$	Mode de ruine
<i>Un goujon</i>	345	3	300	1.2	1.15	2.5	Rupture des connecteurs
<i>Deux goujons</i>	645	3.75	640	2.2	1.0	1.7	Eclatement du béton
<i>Trois goujons</i>	770	1.8	700	0.8	1.1	$\frac{2.2}{5}$	Eclatement du béton
<i>Cornière</i>	370	4.9	260	0.7	1.42	7	-Rupture des connecteurs - Arrachement des connecteurs
<i>En forme de S</i>	335	3.2	250	1.5	1.34	$\frac{2.1}{3}$	Plastification des connecteurs
<i>Plaque perforée</i>	675	4.8	610	2.0	1.11	2.4	Eclatement du béton

Nota :  $F_u$  ( $F_s$ ), charge ultime (de service) ;  $\delta_u$  ( $\delta_s$ ), glissement ultime (service).

Tableau 5.2. Résultats d'essais

<i>Connecteur</i>	<i>F (KN)</i>	<i><math>\delta</math> (mm)</i>
En forme circulaire	2000	10,0
Tôle ondulée	2000	12,0
Tube carré	1000	5,0
Goujon (02)	850	3,2
Goujon (04)	1400	2,0
Cornière	1400	7,0
En forme de S	900	5,5
En forme de T	1550	5,5
Plaque perforée	1700	3,5

Tableau 5.3 : Effort appliqué en fonction des glissements pour les différents types de connecteurs

### 5.2 Modes de ruine observés :

A la suite des essais, on a rencontré deux grandes catégories de modes de ruine qui s'apparente en fait au comportement des connecteurs employés. On peut classer les modes de ruine observés expérimentalement comme suit :

- Ruine par plastification des connecteurs ;
- Ruine par rupture des connecteurs ;
- Ruine par éclatement du béton.

En ce qui concerne la première catégorie, qui correspond en fait aux connecteurs ductiles ou souples, dans notre cas le goujon et la cornière, La liaison continue à résister jusqu'à rupture du connecteur, l'écrasement ou la rupture du béton n'est pas à envisager dans ce cas. On a constaté que le connecteur en cornière présente une autre façon de ruine par arrachement, ce qui est rare. Ceci est du vraisemblablement aux efforts de traction agissant sur le connecteur qui, à notre connaissance, ne sont pas pris en compte dans la modélisation de la connexion acier-béton. Des déformations très importantes ont été enregistrées dans le cas du connecteur en forme de S ; une dissociation totale de la connexion est opérée sans que le connecteur se rompe. Les glissements obtenus ne sont pas négligeables, ils influencent énormément la déformation et la résistance de la poutre mixte. Ce type de connexion s'apparente plutôt à une interaction incomplète entre le profilé métallique et la dalle de béton armé.

L'autre catégorie de mode de ruine, qui correspond à l'atteinte de la résistance de calcul du béton, alors que les connecteurs sont restés intacts, a été constatée pour les éprouvettes munies de deux goujons, trois goujons et celle munies de connecteurs en plaques perforées. Ce genre de liaison est considéré complet du fait de la parfaite association entre les matériaux, seulement il faut veiller à ce que la dalle de béton ait une résistance au cisaillement suffisante pour qu'il n'y ait pas un dysfonctionnement de la connexion acier-béton.

Un autre mode de ruine a été constaté pour les éprouvettes comportant la tôle mince, il se produit le plus souvent d'abord par décollement de la dalle de béton suivi soit par rupture du connecteur soit par éclatement du béton autour du connecteur.

### ***5.3 Influence du type de connecteur***

Sur la figure 5, on a représenté la variation de la force appliquée en fonction du glissement à l'interface acier-béton, pour tous les connecteurs testés. On peut à priori distinguer deux catégories de comportement : le premier qu'on a qualifié de ductile a été obtenu avec un connecteur en goujon, un connecteur en cornière et avec un connecteur en forme de S. Le deuxième comportement qualifié de rigide, a été obtenu avec un connecteur en plaque perforée, deux connecteurs en goujon et trois connecteurs en goujon.

Avec la première catégorie on peut atteindre des forces de cisaillement de l'ordre de 370 KN, pour l'ensemble des connecteurs d'une éprouvette qui comporte quatre connecteurs. On constate que le connecteur en cornière donne les meilleurs résultats. On peut remarquer aussi que le comportement du connecteur en forme de S évolue de la même manière que celui du connecteur en cornière jusqu'à la limite de résistance de la connexion puis chute

brutalement. Cette est due essentiellement à la formation d'un cône de rupture autour du connecteur. On peut aussi attribuer ce relâchement à la déformation excessive du connecteur en forme de S du fait de sa grande ductilité.

En ce qui concerne l'état des dalles en béton armé, en présence des connecteurs ductiles ou souples, on n'a enregistré aucune anomalie malgré que la transmission de l'effort rasant entre les connecteurs et la dalle de béton armé s'effectue par cisaillement longitudinal de la dalle. Le connecteur en goujon s'est rompu, par contre le connecteur en cornière a montré deux modes de ruine. En effet, un des connecteurs a subi un déchaussement total de la dalle de béton, malgré la présence d'une barre d'acier de diamètre 6 mm placée à travers un trou dans l'aile du connecteur, qui avait pour rôle d'empêcher le déchaussement comme c'est préconisé par le code de calcul (ENV 1994). L'autre connecteur en cornière a subi d'énormes déformation jusqu'à rupture totale, ceci est dû à son comportement souple qui permet un calcul plastique de la résistance ultime des sections mixtes au même titre que les goujons soudés.

Avec la deuxième catégorie de connecteurs considérés rigides, la transmission de l'effort rasant par cisaillement longitudinal de la dalle a été observé dès les premiers chargements. Les dalles de béton armé ont été scindées quasiment en deux dalles superposées surtout dans le cas de trois connecteurs en goujon. Cette rupture a été plus importante encore dans le cas des éprouvettes avec connecteurs en plaque perforées (figure \*). La présence du quadrillage en acier n'a pas empêché le cisaillement du béton. Il est vraisemblable que la disposition du ferrailage à travers les trous des plaques perforées a joué un effet amplificateur. On a constaté aussi que la disposition du ferrailage au niveau de la tête des goujons (deux et trois goujons) favorise le cisaillement de la dalle. Il serait intéressant, à notre avis dans le cas de connecteurs rigides, de placer un quadrillage à deux nappes afin de rapprocher le comportement du béton au cisaillement à celui des connecteurs.

### **Influence du nombre de connecteurs en goujon**

A l'état de service, la charge augmente linéairement jusqu'à environ 93% de la charge de ruine. La force de cisaillement agissant à l'interface acier-béton est transmise principalement par la section située à la base du connecteur. La concentration de l'effort à cet endroit, au niveau de la soudure du connecteur, conduit à la rupture du goujon. Le passage à deux goujons, a montré une amélioration de la résistance au cisaillement des goujons ce qui n'a pas conduit à leur ruine ; mais plutôt une concentration d'effort plus importante au niveau de la dalle de béton. La connexion réalisée avec trois connecteurs a permis de constater que la

section des goujons était tellement importante que la dalle de béton a subi tout l'effort de cisaillement. Le cisaillement longitudinal de la dalle est apparu dans l'éprouvette à deux goujons à 90% de la charge de ruine. Par contre, dans le cas d'éprouvette à trois goujons, le cisaillement est apparu au début du chargement. On peut remarquer que le passage à plus de deux connecteurs conduit à un comportement différent, la connexion devient rigide. Ce constat peut nous orienter vers le choix du type de la liaison. En effet, on peut passer d'une connexion incomplète à une connexion complète en jouant sur le nombre de connecteurs à placer dans une section mixte de poutre. Le nombre de connecteur augmente la résistance au cisaillement de la connexion au détriment de la dalle de béton. Dans ce cas il faudrait chercher l'optimum pour concilier les deux tout en restant dans des fourchettes raisonnables du point de vue économique et pratique.

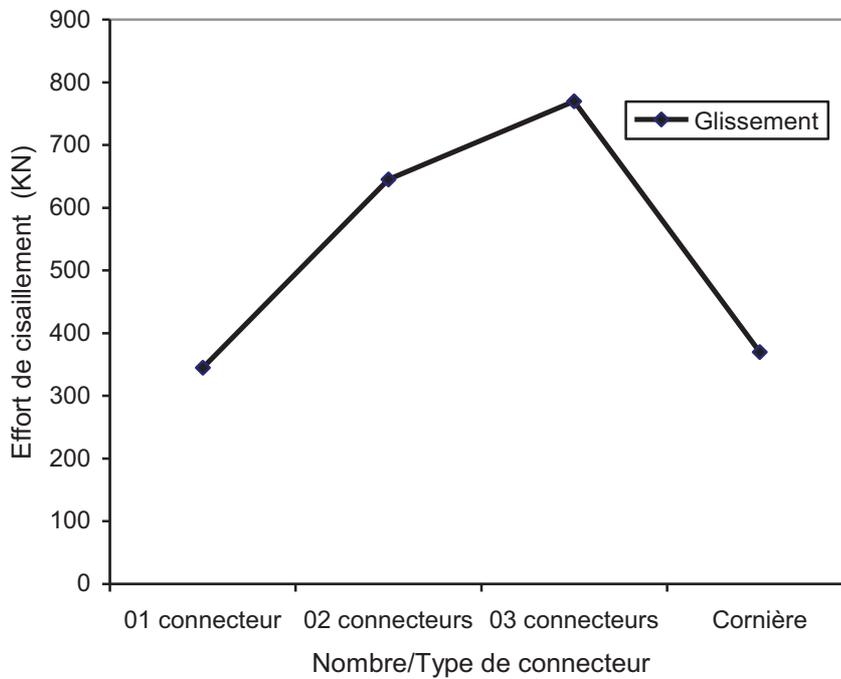


Figure 5.1: Effort de cisaillement en fonction du nombre et type de connecteur.

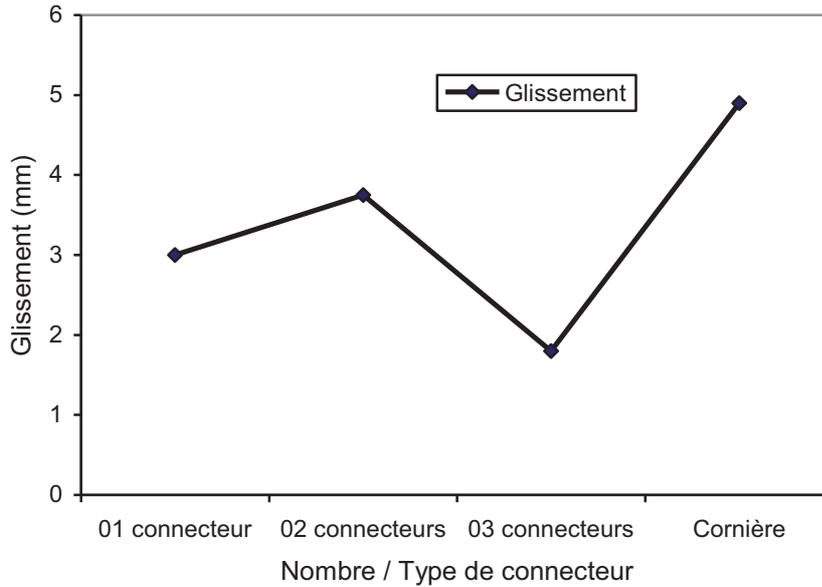


Figure 5.2 : Glissement en fonction du nombre et du type de connecteur.

#### **5.4 Influence de la tôle mince sur le mode de ruine**

Les études expérimentales réalisées sur les éprouvettes comportant une tôle nervurée ont montrés que la présence de la tôle influence positivement la résistance de la connexion. Dans cette étude nous avons remarqué que la tôle mince sans nervure n’offre pratiquement malgré la présence de connecteurs. Nous avons pensé à l’utilisation de cette tôle dans les planchers réhabilités qui présentent de petites surfaces afin de faciliter la manipulation et le découpage.

#### **5.5 Influence de la taille de l’éprouvette sur le mode de ruine**

Les résultats obtenus sur les éprouvettes de petites tailles ont montré que les glissements à l’état limite ultime sont du même ordre que ceux des éprouvettes de taille normalisée.

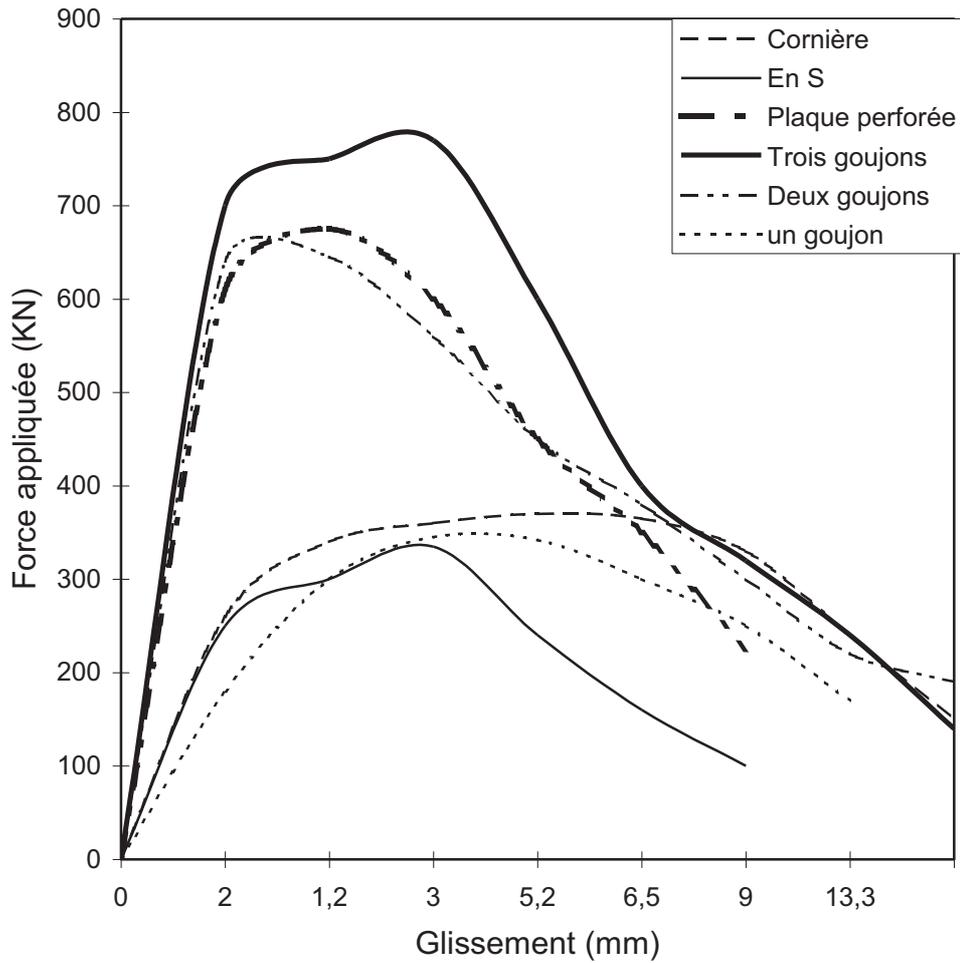
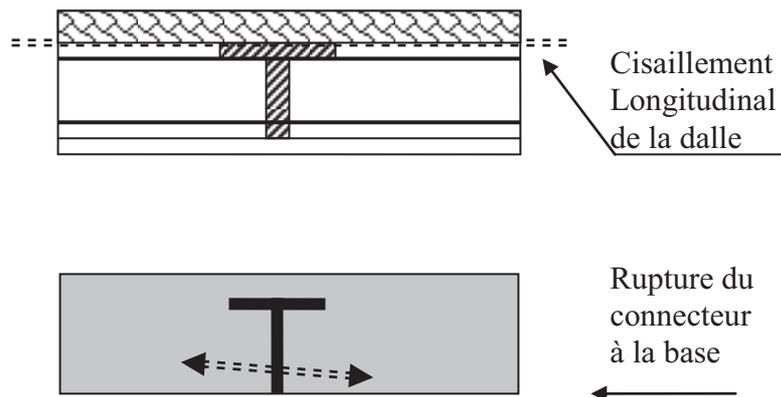


Figure 5.3 : Modes de ruine de la dalle et du connecteur



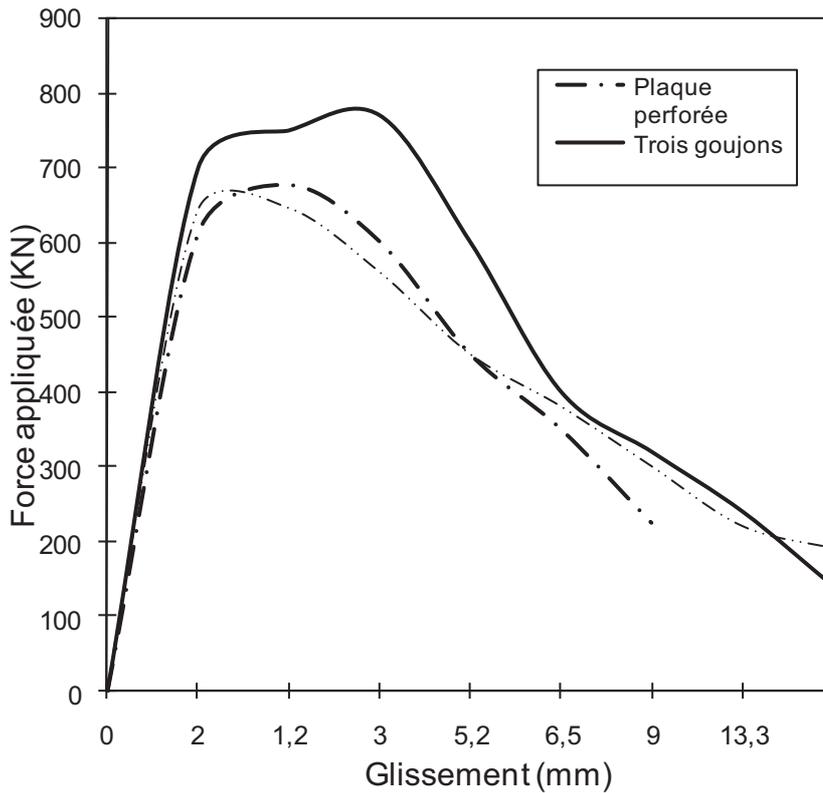


Figure 5.4 : Variation de la force appliquée en fonction du glissement  
Cas de connecteurs rigides.

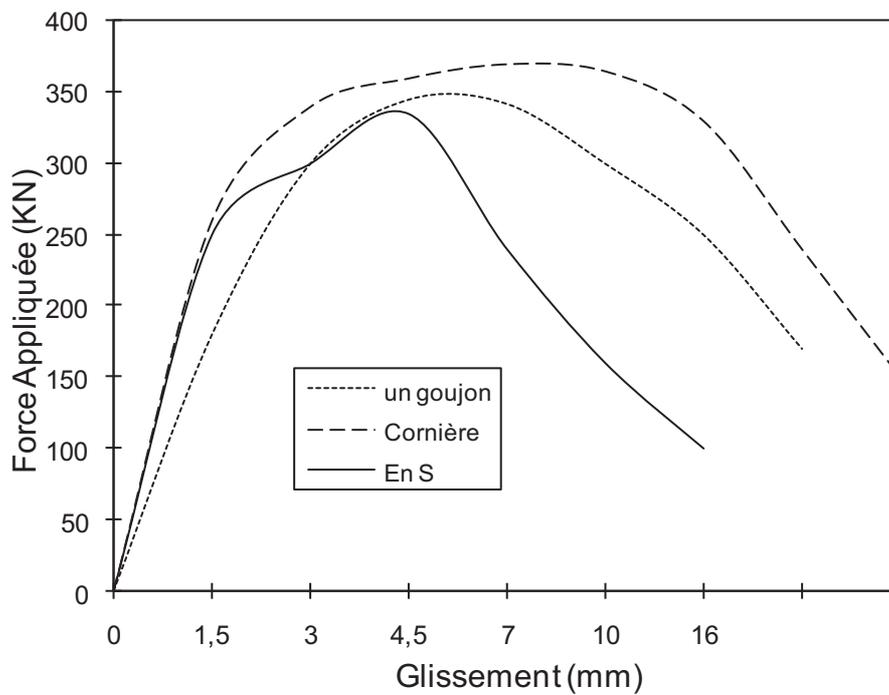


Figure 5.5 : Variation de la force appliquée en fonction du glissement  
Cas des connecteurs ductiles.

### 5.6 Comparaison avec les modes de ruine de l'Eurocode 4

Pour compléter notre étude sur la connexion acier-béton, nous allons montrer les modes de ruine donnés dans l'Eurocode 4, figure 5.6 ci-dessous, et les faire comparer avec nos résultats.

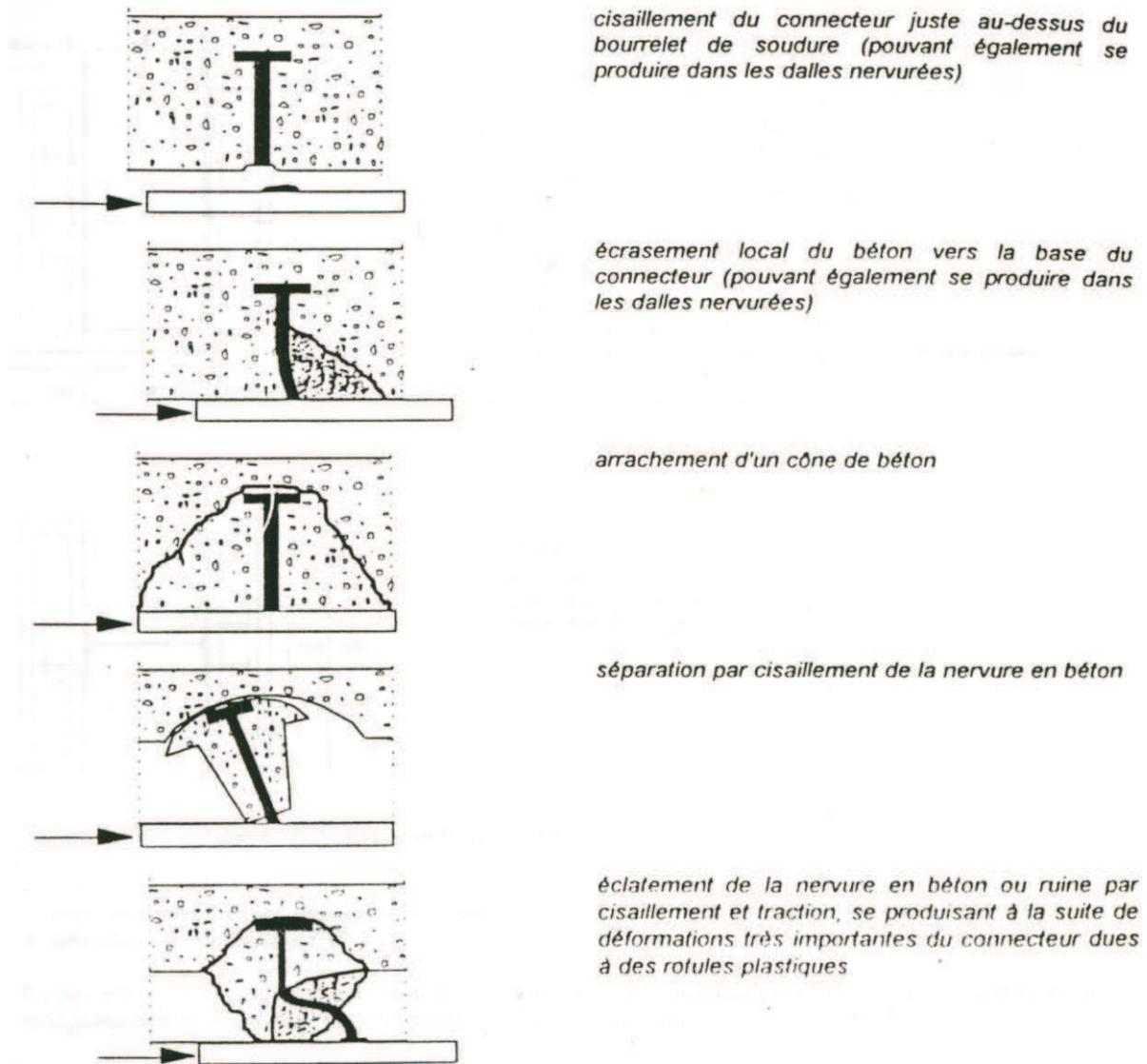


Figure 5.6 : différents modes de ruine.

Il a été observé lors des essais que le mode de ruine varie d'un type de connecteur à un autre. En effet, on peut différencier entre les différentes liaisons par le fait que le connecteur dès qu'il a un comportement ductile on enregistre des glissements plus importants que ceux d'une liaison avec des connecteurs rigides.

On peut classer les différents modes de ruine comme suit :

- Ruine par rupture du connecteur.
- Ruine par écrasement du béton autour du connecteur.
- Ruine par éclatement du béton sur toute la longueur de la dalle.
- Ruine par glissement excessif à l'interface acier-béton.
- Ruine par décollement de la dalle de béton.

Il faut noter que le mode de ruine correspondant à la rupture du connecteur est en fait lié à la défaillance du cordon de soudure. Les observations expérimentales n'ont pas montré une rupture nette du connecteur, sauf dans le cas du connecteur en cornière.



*Photo 5.1 : Ruine par rupture du béton au niveau du connecteur.*



*Photo 5.2 : Ruine par écrasement du béton autour du connecteur en plaque perforée.*



*Photo 5.3 : Ruine par éclatement du béton le long de la dalle de béton.*



*Photo 5.4 : Ruine par rupture et déformation excessive du connecteur en cornière.*



*Photo 5.5 : Ruine par déformation du connecteur en goujon.*



*Photo 5.6 : Ruine par rupture de la liaison cas du connecteur en tôle ondulée.*



*Photo 5.7 : Ruine par rupture de la liaison d'un seul côté cas du connecteur en tôle ondulée.*



*Photo 5.8 : Ruine par rupture du connecteur en goujon.*



*Photo 5.9 : Ruine par éclatement longitudinal de la dalle de béton.*



*Photo 5.10 : Ruine par écrasement du béton du connecteur en plaque perforée.*



*Photo 5.11 : Ruine par glissement excessif à l'interface cas du connecteur en S.*

A la suite de cette présentation des modes de ruine, observés lors des essais que nous avons réalisés à l'Université de Constantine, on peut déjà avancer d'autres façons de défaillance de la liaison acier-béton. En effet, on peut noter que l'Eurocode ne fait part que des connecteurs en goujons.

L'utilisation d'un type de connecteur donné dépend d'un certain nombre de paramètres tels que : présence ou non de la tôle, qualité du béton de la dalle, mode du comportement du connecteur.

A remarque que les essais que nous avons réalisés, ont montré que l'utilisation de la tôle influe négativement sur la capacité de résistance de la connexion. Ces résultats confirment les conclusions de la référence [25].

### **5.7 Conclusion**

Cette étude avait pour but de déterminer d'abord les types de connecteurs qui conviendraient le mieux pour les poutres qui assurent la liaison d'une dalle en béton à un profilé métallique puis déterminer l'influence de la présence d'une tôle mince non nervurée et la taille de l'éprouvette sur la résistance à l'état ultime de la connexion.

L'analyse du comportement de la connexion, a permis de faire ressortir les paramètres qui ont une influence directe sur la connexion acier-béton dans les poutres mixtes, et la divergence qui peut exister entre les résultats obtenus sur différents types de connecteurs. L'étude a permis également de mettre en évidence le rôle joué par le nombre de connecteurs sur leur mode de déformation et de rupture de la connexion acier-béton. La contribution du béton à la résistance au cisaillement a été mise à rude épreuve avec les connecteurs rigides. Le connecteur par son comportement influence le mode de ruine de la connexion.

La possibilité de faire travailler le connecteur aux efforts de traction dus au soulèvement de la dalle doit être pris en compte. Ces résultats permettront de mieux situer les phénomènes et la prise en compte de certains paramètres afin d'une modélisation du comportement de la connexion acier-béton et des poutres mixtes.

## ***CONCLUSION GÉNÉRALE***

## **CONCLUSION GÉNÉRALE**

L'objet de la thèse consiste en l'étude de la connexion dans les poutres mixtes Acier-Béton testées sous charge statique en tenant compte des effets de glissement à l'interface.

Nous avons présenté les structures mixtes et les matériaux utilisés dans ce type de construction pour arriver à tirer les avantages économiques et techniques par rapport aux procédés traditionnels des constructions.

La construction mixte s'est rapidement développée grâce à sa flexibilité dans la conception et l'exécution (réalisation).

L'étude des poutres mixtes se fait suivant les hypothèses classiques et fondamentales de la R.D.M prouvent l'existence d'une connexion parfaite entre l'acier et le béton (éléments monolithiques).

La solidarisation est effectuée par des systèmes de liaisons capables de transmettre les différents efforts à l'interface (utilisation des connecteurs).

Les aspects qui peuvent être considérés comme fondamentaux pour la connaissance du comportement de la connexion mécanique des poutres mixtes a été présenté dans le chapitre 3.

La résistance à la flexion et à la rigidité des poutres mixtes dépendent directement du degré de connexion.

Et dans le chapitre 4 nous avons présenté la procédure expérimentale adoptée dans la réalisation des essais de rétro poussage dit puch out. Ces essais sont réalisés dans le laboratoire de mécanique des sols et des structures (L.M.S.S) de l'université de Constantine.

Nous avons également présenté les différents types de connecteurs couramment utilisés.

La connexion est partielle ou totale en fonction du nombre de connecteurs.

Suivant l'étude du chapitre 5 qui avait pour but de déterminer les types de connecteurs qui conviendraient le mieux pour les poutres mixtes qui assurent la liaison d'une dalle en béton à un profilé métallique l'analyse du comportement de la connexion a permis de faire sortir les paramètres qui ont une influence directe à la connexion acier-béton dans les poutres mixtes : le nombre de connecteurs sur leur mode de déformation et de rupture de la connexion acier-béton-la contribution du béton à la résistance au cisaillement.

Le connecteur par son comportement influence le mode de ruine de la connexion.

Les résultats permettront de mieux situer les phénomènes et la prise en compte de certains paramètres.

***RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

**RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

- [1] DTR-BC 2.32 Conception et dimensionnement des structures acier-béton. Ministère de l'habitat et de la construction.
- [2] Siouane S.,: Etude de la connexion dans les poutres mixtes avec ou sans tôle – Analyse du glissement à l'interface acier-béton. Magister. Université de Sétif. Sous la direction de Mimoune M.
- [3] Mimoune A.,: Slip measurement at the steel - concrete interface in push-outs tests. Application of Codes, Design and Regulations. pp. 119 – 125. Thomas Telford Publishing 2005. ISBN : 0 7277 3403 2. London.
- [4] Amiraoui A.,: Caractérisation de la connexion acier-béton dans les structures mixtes. Thèse de magister, université de Constantine 2004, sous la direction de M<sup>me</sup> F.Z. Mimoune.
- [5] Albitar A.,: Application de l'EC 4 - Résistance des sections transversales des poutres mixtes Flexion, cisaillement, interaction. p.45-78, Revue Construction Métallique n°3-1995.
- [6] Arcelor: Construction mixte Acier – béton à base de poutrelles laminées.  
Arcelor Sections Commercial S.A. 66, rue de Luxembourg.  
[www.sections.arcelor.com](http://www.sections.arcelor.com)
- [7] Aribert J. -M., : Analyse et formulation pratique de l'influence de la nuance de l'acier du profilé sur le degré minimum de la connexion partielle d'une poutre mixte. p. 39-55, Revue Construction Métallique n°3-1997.
- [8] Bouzaoui L., : Contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes acier-Béton assemblées par collage. Thèse de Doctorat Université de Reims Champagne Ardenne
- [9] Bullo B., Di Marco R.,: A simplified method for the ductile behaviour of stud connectors in composite beams with high strength concrete slab. Journal of Constructional Steel Research  
60 (2004) 1387-1408.

- [10] Buzon S., : Modélisation du comportement différé des poutres mixtes acier-béton  
Laboratoire de Génie Civil de l'I.U.T. Robert Schuman - 67400 Illkirch  
Graffenstaden
- [11] Chung W., Sotelino E. D., : Three-dimensional finite element modelling of  
composite girder bridges. *Engineering Structures* 28 (2006) 63-71.
- [12] Colossi L. et Romaro G.,: Connecteurs à cheville avec tête appliqués à froid au  
moyen d'une cloueuse pneumatique. Tecnaria S.p.A. Viale Pecori Giraldi 55 -  
36061- Bassano del Grappa (VI) – Italie ; Web: [www.tecnaria.com](http://www.tecnaria.com)
- [13] Delincé D., : La construction mixte acier-béton 2<sup>e</sup> partie : Vérification des états  
limites de service selon l'Eurocode 4. Les Dossiers du CSTC – Cahier n° 7 – 4<sup>e</sup>  
trimestre 2004 – p1-11  
[www.staalplaatbetonvloeren.be](http://www.staalplaatbetonvloeren.be).
- [14] Dinnequin P., : Cours supérieur de béton armé - Editions Eyrolles 1982
- [15] ENV 94-1-1 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.
- [16] ENV 94-1-1 Eurocode 4 : Conception et dimensionnement des constructions  
mixtes acier-béton.
- [17] Hirt M., Crisinel M.,: *Traité de génie civil - Charpentes métalliques, “conception  
et dimensionnement des halles et bâtiments”*, Volume 11 ; Presses polytechniques  
et universitaires romandes, Lausanne, 2001
- [18] Hirt M., Bez R.,: *Traité de génie civil - Construction métallique, “Notions  
fondamentales et méthodes de dimensionnement”* - Volume 10 ; Presses  
polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1996.
- [19] Jurkiewicz B., Braymand S., : Etude expérimentale d'une poutre mixte acier-  
béton pré- fissurée. Département Génie Civil -67400 Illkirch
- [20] Lebet J.P., : Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle  
de la connexion et fissuration du béton. Thèse N° 661 (1987) Lausanne, Suisse

- [21] Mathieu J.,: Vérification d'une poutre mixte suivant l'EC 4, l'influence du type de dalle utilisée sur la section de béton de calcul. p.75-86, Revue Construction Métallique n°2-1999.
- [22] Mimoune M., Tebbakh B. et. Mimoune F. Z.,: Etude de la connexion acier-béton dans les poutres mixtes. Laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures Département de Génie Civil - Université de Constantine.
- [23] Nethercot D. A.;Kemp A. R.;Wright H. D.; Graham H. Couchman ; Yong C. Wang: Fundamentals ; Instability and Ductility ;Composite Beams; Composite Columns; Composite Frames;. Document - Internet.
- [24] Morel J., : Conception et calcul des structures métalliques - 2<sup>ème</sup> Editions Eyrolles.
- [25] Nie J., Cai C.S., Wang T., : Stiffness and capacity of steel-concrete composite beams with profiled sheeting. Engineering Structures 27 (2005) 1074-1085
- [26] Ranković S., Drenić D.,: Static Strength of the shear connectors in steel- concrete composite beams - Regulations and research analysis - Series: Architecture and Civil Engineering Vol.2, n°4, 2002, p.251-259.
- [27] Si-Larbi A., Ferrier E., Hamelin P.,: Comparaison de la tenue mécanique de l'assemblage Acier-béton dans le cas de collage et de connexion métalliques à des fins d'application de type Ponts mixtes. Laboratoire L2MS, Université Claude Bernard Lyon I.
- [28] Thomann M.,: Connexions par adhérence pour les ponts mixtes acier-béton .Thèse N° 3381 (2005) Lausanne, Suisse.